

**UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**“ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN EL  
PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EL MIRADOR DE LAS PALMAS –  
SURCO, 2016”.**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER**

**WILLIAM ROJAS VEGA**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**ASESOR: Ing. Miguel Alvarado Otoya**

**PIURA - PERÚ**

**2016**

**UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**“ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN EL  
PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EL MIRADOR DE LAS PALMAS –  
SURCO, 2016”.**

**MIEMBROS DEL JURADO Y ASESOR**

<b>INTEGRANTES</b>	<b>JURADOS</b>	<b>FIRMA</b>
<b>PRESIDENTE</b>	<b>DR.ING. JAMES ALEX HUAMAN CHORRES</b>	
<b>MIEMBRO</b>	<b>DR.ING. JUAN ASALDE VIVES</b>	
<b>SECRETARIO</b>	<b>ING. HELMER SERNAQUE BARRANTES</b>	
<b>ASESOR</b>	<b>ING. MIGUEL ALVARADO OTOYA</b>	

**PIURA - PERÚ**

**2016**

## **DEDICATORIA**

A Dios quien me dio voluntad para ser fuerte y perseguir mis metas propuestas y alcanzar cada una de mis metas propuestas.

A mis padres y hermana que han sido motor fundamental para sacar adelante mis estudios y que con su apoyo sigo saliendo adelante.

## AGRADECIMIENTOS

Mi mayor agradecimiento:

Para Dios que supo ser guía y buen conductor de valores y cumplimiento de metas trazadas.

A mis Padres:

- William Oswaldo Rojas Merino.
- Marita del Rosario Vega Farfán.

A mi hermana:

- Lourdes Fernanda del Rosario Rojas Vega.

A mi Abuela:

- Carmen Delicia Merino Paz.

Los que con su apoyo incondicional han sido un motor importante para el desempeño académico profesional y el fiel seguimiento de valores.

A mi asesor, **Ing. Miguel Alvarado Otoy**a por ser guía e instructor para el término de este proyecto de investigación.

Mi entera gratitud para todos ellos.

## ÍNDICE

<b>CARÁTULA</b>	<b>i</b>
<b>DEDICATORIA</b>	<b>iii</b>
<b>AGRADECIMIENTO</b>	<b>iv</b>
<b>TABLA DE CONTENIDOS</b>	<b>v</b>
<b>ÍNDICE DE IMÁGENES</b>	<b>viii</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>x</b>
<b>ÍNDICE DE GRÁFICOS</b>	<b>x</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>xi</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>xiii</b>
<b>SÍNTESIS</b>	<b>xv</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>13</b>

## **CAPÍTULO I**

### **PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO**

1.1	DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	15
1.2	DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN.....	16
	1.2.1. Espacial.....	16
	1.2.2. Social.....	16
	1.2.3 Temporal.....	16
	1.2.4 Conceptual.....	17
1.3	PLANTEAMIENTO DE PROBLEMAS DE INVESTIGACIÓN.....	18
	1.3.1 Problema Principal.....	18
	1.3.2 Problemas Específicos.....	18
1.4	OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	18
	1.4.1 Objetivo General.....	18

1.4.2	Objetivos Específicos.....	19
1.5	FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN.....	19
1.5.1	Hipótesis General.....	19
1.5.2	Hipótesis Específicas.....	19
1.6.	VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN.....	20
1.6.1.	Variable independiente.....	20
1.6.2.	Variables dependientes.....	20
1.6.3.	Operacionalización de Variables.....	21
1.7.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	22
1.7.1.	Tipo de Investigación.....	22
1.7.2.	Nivel de Investigación.....	22
1.7.3.	Métodos de Investigación.....	22
1.7.4.	Diseño de investigación.....	22
1.8.	POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN.....	23
1.8.1.	Población.....	23
1.8.2.	Muestra.....	23
1.9.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	23
1.9.1.	Técnicas.....	23
1.9.2.	Instrumentos.....	23
1.10.	JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	24
1.10.1.	Justificación.....	24
1.10.2.	Importancia.....	24

## **CAPITULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

2.1	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	26
2.2	BASES TEÓRICAS.....	27
2.2.1	Capacidad Portante de Suelos.....	27
2.2.2	Capacidad de Carga Limite.....	30

2.2.3 Capacidad de Carga Admisible.....	30
2.2.4 Esfuerzo Neto.....	30
2.2.5 Presión de Contacto.....	30
2.2.6 Ecuación de Mohr - Coulomb.....	31
2.2.7 Ensayo de Corte Directo.....	34
2.2.8 Tipos de Fallas de los Suelos.....	35
2.2.9 Capacidad de Carga Limite.....	39
2.2.10 Criterios de Asentamiento.....	49
2.2.11 Métodos de Estimación de Asentamientos.....	49
2.2.12 Estabilización del Suelo.....	54
 2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	 57

**CAPÍTULO III  
TRABAJOS DE CAMPO**

3.1 ENSAYOS DE LABORATORIO .....	60
----------------------------------	----

**CAPÍTULO IV  
RESULTADOS DEL DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN**

4.1 ANÁLISIS DEL ESTUDIO DE SUELOS .....	85
--	----

**CAPÍTULO V  
DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS**

5.1 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS .....	94
--	----

**CAPÍTULO VI  
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

6.1 CONCLUSIONES.....	99
-----------------------	----

6.2 RECOMENDACIONES.....	100
--------------------------	-----

## **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

### **ANEXOS**

<b>ANEXO N°01:</b> Matriz de Consistencia.....	103
<b>ANEXO N°02:</b> Plano de Ubicación.....	104
<b>ANEXO N°03:</b> Evidencias Fotográficas.....	104
<b>ANEXO N°04:</b> Artículo Científico.....	109
<b>ANEXO N°05:</b> Catálogo de Trabajo de Investigación, Tesis y Proyecto.....	138
<b>ANEXO N°06:</b> Declaración Jurada.....	172

### **ÍNDICE DE IMÁGENES**

<b>IMAGEN N°01:</b> Modelo de Khristianovich $Q < P$ .....	28
<b>IMAGEN N°02:</b> Modelo de Khristianovich $Q < P$ .....	28
<b>IMAGEN N°03:</b> Modelo de Khristianovich aplicado a Cimentación.....	29
<b>IMAGEN N°04:</b> Esfuerzos en el interior de un masa elástica.....	31
<b>IMAGEN N°05:</b> Diagrama de Mohr.....	32
<b>IMAGEN N°06:</b> Esfuerzos Normales y Cortantes en un bloque de suelo.....	32
<b>IMAGEN N°07:</b> Envolvente de Mohr y Teoría de Coulomb.....	33
<b>IMAGEN N°08:</b> Detalles del Equipo de Corte Directo.....	34
<b>IMAGEN N°09:</b> Diagrama de rotura de Mohr.....	35
<b>IMAGEN N°10:</b> Falla por Corte General .....	36
<b>IMAGEN N°11:</b> Falla por Punzonamiento.....	36
<b>IMAGEN N°12:</b> Falla por Corte Local .....	37
<b>IMAGEN N°13:</b> Falla en Cimentaciones sobre Arena, Vesic 1973.....	38
<b>IMAGEN N°14:</b> Capacidad de Carga Limite .....	39
<b>IMAGEN N°15:</b> Mecanismo de Falla por Capacidad de Carga en suelos bajo una Cimentación Corrida – Terzaghi.....	41
<b>IMAGEN N°16:</b> Factores de Capacidad de Soporte según Terzaghi (Bowels, 1998).....	45
<b>IMAGEN N°17:</b> Solución de Prandtl.....	45
<b>IMAGEN N°18:</b> Teoría de Meyerhof .....	48
<b>IMAGEN N°19:</b> Clasificación de Suelos.....	88
<b>IMAGEN N°20:</b> Clasificación de Suelos.....	89



<b>IMAGEN N°21:</b> Perfil Estratigráfico.....	95
<b>IMAGEN N°22:</b> Perfil Estratigráfico .....	96
<b>IMAGEN N°23:</b> Perfil Estratigráfico .....	97

### **IMÁGENES DE LA ZONA DE ESTUDIO**

<b>IMAGEN N°24:</b> Plano de Ubicación del Distrito de Surco – Lima.....	104
<b>IMAGEN N°25:</b> Vista Panorámica de la Zona de Estudio.....	104
<b>IMAGEN N°26:</b> Vista Panorámica de la Zona de Estudio.....	105
<b>IMAGEN N°27:</b> Vista Panorámica del Pozo C-1.....	105
<b>IMAGEN N°28:</b> Pozo C-2.....	106
<b>IMAGEN N°29:</b> Vista Panorámica del Pozo C-3.....	106
<b>IMAGEN N°30:</b> Pozo C-4.....	107
<b>IMAGEN N°31:</b> Vista Panorámica del Pozo C-5.....	107
<b>IMAGEN N°32:</b> Pozo C-6.....	108
<b>IMAGEN N°33:</b> Vista Panorámica del Pozo C-7.....	108

### **ÍNDICE DE TABLAS**

<b>TABLA N° 01:</b> Cuadro de Densidades.....	86
<b>TABLA N° 02:</b> Datos de la Capacidad Portante.....	91

## **RESUMEN**

El propósito del presente trabajo de tesis es conocer y analizar los resultados de la capacidad portante en el Proyecto de Vivienda Multifamiliar el Mirador de las Palmas – Surco, 2016, por lo que se busca conocer el estado de los diferentes tipos de suelos con sus respectivas propiedades físicas.

El terreno de estudio debe contar con un buen tipo de suelo ya que sobre este se apoyará una estructura de vivienda multifamiliar y por lo tanto se debe contar con un buen comportamiento estructural del suelo de fundación para lograr trabajo de funcionamiento óptimos y eficientes en estructuras de calidad.

El objetivo de este trabajo de investigación es determinar de qué manera la capacidad portante del suelo y su respectivo análisis son necesarios para brindar estabilidad y soporte al Proyecto de vivienda multifamiliar el mirador de las Palmas – Surco.

La metodología utilizada en la investigación fue Analítica, ya que es importante realizar un estudio analítico sintético de los temas expuestos en el presente trabajo, identificando cada una de las partes que caracterizan una realidad de los estados portantes del suelo característico, por lo tanto, se busca contar con adecuada información y un análisis eficiente.

La hipótesis considera que al hacer el análisis de los respectivos estudios de suelos y con una correcta capacidad portante dependiendo al tipo de suelo se evitara fallas y una mejor estabilidad de soporte para las estructuras. Por ellos se busca trabajos óptimos y suelos que cuenten con una buena estratigrafía física para los trabajos estructurales y de no ser el caso con mejoras existentes para lograr mejor comportamiento de este.

**Palabras Claves: Capacidad portante, vivienda multifamiliar, estructuras de calidad, comportamiento estructural.**

## **ABSTRACT**

The purpose of this thesis is to understand and analyze the results of bearing capacity in the multifamily housing project Mirador de las Palmas - Furrow, 2016, so it seeks to know the status of the different soil types with their respective physical properties.

The field of study must have a good type of soil since this structure multifamily housing will be supported and therefore must have a good structural behavior of foundation soil to achieve work optimal and efficient operation structures quality.

The objective of this research is to determine how the soil bearing capacity and their analysis are needed to provide stability and support to the multifamily housing project the viewpoint of Palms - Surco.

The methodology used in the research was analytical, and it is important to make a synthetic analytical study of the issues discussed in this paper, identifying each of the parties that characterize a reality, therefore seek adequate information and analysis efficient.

The hypothesis considered that making the analysis of the respective soil studies and with proper bearing capacity depending on the type of soil failures and better stability support structures should be avoided. For them optimal and soil works that have good physical stratigraphy for structural work and not be the case with existing improvements to achieve better performance this is sought.

**Calves words: Supporting capacity, multifamily housing, quality structures, structural behavior.**

## SÍNTESIS

Ante la necesidad de tener más viviendas y los escasos terrenos se construyen edificios de gran altura para albergar departamentos o viviendas multifamiliares que puedan ser ocupados por familias y por ello se necesita contar con suelos de una buena capacidad portante y que brinden un buen funcionamiento estructural y se puedan evitar las fallas típicas descritas que pueden generar el colapso de las estructuras y por ende deceso de personas de ser el caso.

Las fallas que pueden presentarse pueden ser muy particulares de acuerdo al tipo de suelo ya que con esto se busca que brinde buenas características físicas y mecánicas, en tanto pueden optarse por algunas estabilizaciones dependiendo del trabajo de obra a civil a realizar.

El criterio de resistencia tiene el propósito de asegurar que la cimentación tenga la suficiente resistencia para soportar grandes cargas que ocasionalmente puedan producirse debido a fuerzas ambientales extremas o de otras fuentes. En la mayoría, pero no en todos los casos, el criterio de servicio o asentamiento y el criterio de resistencia, pueden tratarse independientemente. El criterio de servicio es típicamente de consideración a largo plazo para la cimentación y que depende de las características de consolidación con el tiempo del depósito de suelo. La resistencia de la cimentación, o la capacidad de carga, puede ser un problema a corto plazo tal como en el caso de la construcción de un terraplén o una presa desplantada sobre un depósito de arcilla no drenada, o un problema a largo plazo en que la máxima carga sobre la cimentación puede presentarse en un tiempo desconocido. **(Capacidad de Carga – Oficina de Geotecnia UNISON)**

Con respecto a un buen sistema de estabilización será necesario cuando el suelo de fundación presente deficiencias, por lo que existen variedad de estos sistemas y que pueden ser empleados para obtener óptimos funcionamientos estructurales de estructura de cimentación.

## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación **“ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN EL PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EL MIRADOR DE LAS PALMAS – SURCO, 2016”** tiene como objetivo evaluar la capacidad del suelo de fundación para la respectiva construcción de este tipo de viviendas y mediante los diferentes ensayos programados se registrará los valores admisibles obtenidos para poder analizar si el suelo es el adecuado o se necesita de alguna estabilización respectiva.

Este tipo de proyecto de investigación se plantea como una alternativa de construcción para mejorar la calidad de los trabajos ejecutados mediante los estudios respectivos como los de suelos que veremos en el desarrollo del presente proyecto que nos permitirán analizar las condiciones de este y ver si son aptos para el tipo de construcción que se desea ejecutar.

Muchas son las fallas que se presentan en las construcciones ya existentes o en ejecución debido en mayor estancia a un mal comportamiento del terreno de fundación que es el soporte principal a la estructura y si no se ha hecho un adecuado estudio van a tender a fallar; por lo tanto, es necesario un buen análisis del suelo de fundación con sus respectivos estudios y sobre todo la capacidad portante de este sea mayor a la carga de la estructura y así garantizar un buen proyecto de construcción.

Con respecto a un buen sistema de estabilización será necesario cuando el suelo de fundación presente deficiencias, por lo que existen variedad de estos sistemas y que pueden ser empleados para obtener óptimos funcionamientos estructurales de estructura de cimentación.

## **CAPÍTULO I**

# **PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO**

## 1.1. DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA

En el Perú nos encontramos con distintos tipos de suelos los cuales presentan diferentes capacidades de soporte o portante para las estructuras que se puedan fundar en él, tal es el caso que hay un gran número de suelos que no son aptos y necesitan algún tipo de estabilización para llegar a los valores admisibles de soporte.

Los suelos de Lima están formados por los abanicos del río Rímac y Chillón, las mismas que tienen diferentes características geométricas, de origen, propiedades, etc., donde predomina el conglomerado (tipo de suelo en la zona)

Muchas de las áreas críticas para las cimentaciones concuerdan con áreas donde algún evento geomorfológico ha ocurrido o está ocurriendo en su evolución como depósitos eólicos sepultados por sedimentos fluviales y/o aluvionales.

El suelo en estudio se encuentra en la Zona 3 de Alta Sismicidad, según el "Mapa de Zonificación Sísmica del Perú" de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo-Resistente del Reglamento Nacional de Construcción.

Variaciones importantes en el nivel de la napa freática cuyo descenso pasa los 50m en el centro y niveles altos en las depresiones o zonas cultivadas dentro del conglomerado.

Por lo tanto, para lograr un trabajo óptimo para los diferentes tipos de construcciones dependerá del suelo sobre el cual se apoyarán el cual debe contar con una capacidad portante adecuada en relación a la estructura para no sobrepasar los esfuerzos admisibles y evitar fallas típicas.

## **1.2. DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.2.1. DELIMITACIÓN ESPACIAL**

El terreno en estudio, se encuentra ubicado en la Avenida Coronel Edmundo Aguilar Pastor N° 432 Esquina con Calle San Sebastián en el Distrito de Santiago de Surco, Provincia y Departamento de Lima.

El terreno tiene una forma regular con un área de 2,111.09 m<sup>2</sup> encerrado en un perímetro de 228.30 ml.

Presenta los siguientes límites

- Por el Sur Oeste: con la Av. Coronel Edmundo Aguilar P., con 21.32 ml.
- Por el Nor Oeste: con la calle San Sebastián, con 97.03 ml.
- Por el Nor Este: con la calle Anaya, con 20.00 ml.
- Por el Sur Este: con propiedad de terceros, con 89.94 ml.

### **1.2.2. DELIMITACIÓN SOCIAL**

La ciudad de Lima por sus características geográficas cuenta con un El promedio anual de temperatura es de 18°C - 21.5°C, bajando en épocas de invierno hasta 15°C. Las precipitaciones son escasas (36 mm en promedio anual), con garuas en los meses de invierno.

La zona en estudio, se encuentra entre las coordenadas de N 8°655481.37 y E 280584.63 sobre la cota de 64.00 metros sobre el nivel del mar aproximadamente.

### **1.2.3. DELIMITACIÓN TEMPORAL**

El proyecto tendrá una duración de tres meses iniciando en junio de 2016 y culminó la asesoría metodológica en agosto del 2016.



#### **1.2.4. DELIMITACIÓN CONCEPTUAL**

La investigación tomará como base tres descriptores que servirán de guía en la presente investigación:

##### **A. 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.

##### **B. Suelo de Fundación:**

Se denomina suelo de fundación a la capa del suelo bajo la estructura del pavimento, preparada y compactada como fundación para él para el pavimento. Se trata del terreno natural o la última capa del relleno de la plataforma sobre la que se asienta el pavimento.

##### **C. Vivienda Multifamiliar:**

Las viviendas unifamiliares constan de cinco o más pisos pueden ser utilizadas como apartamentos o viviendas en serie, pero también pueden ser hogares de convalecencia, hospitales, viviendas para personas de la tercera edad, hoteles, oficinas estos se lo pueden servir para muchas cosas más.

### **1.3. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMAS DE INVESTIGACIÓN**

Los constantes problemas de fallas en el suelo son el punto de partida al cual pueden presentarse al momento de las construcciones ya que si no se cuenta con buenos estudios de suelos estos colapsaran.

#### **1.3.1. PROBLEMA PRINCIPAL**

¿De qué manera la capacidad portante del suelo y su respectivo análisis son necesarios para brindar estabilidad y soporte al Proyecto de vivienda multifamiliar el Mirador de las Palmas – Surco?

#### **1.3.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS**

- A. ¿Qué tipo de fallas relevantes se pueden presentar ante un mal cálculo de la capacidad portante del suelo?
- B. ¿Por qué algunos suelos tienden a presentar una deficiente capacidad portante?
- C. ¿Cómo se puede obtener suelos con buena capacidad portante para el soporte de cargas constructivas?

### **1.4. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **1.4.1. OBJETIVO GENERAL**

Determinar de qué manera la capacidad portante del suelo y su respectivo análisis son necesarios para brindar estabilidad y soporte al Proyecto de vivienda multifamiliar el mirador de las Palmas – Surco.

#### **1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- A. Identificar las fallas que se pueden presentar ante un mal cálculo de la capacidad portante del suelo.
- B. Analizar las posibles causas de una deficiente capacidad portante en los suelos.
- C. Proponer técnicas de mejora del suelo para obtener una eficiente capacidad de carga.

### **1.5. FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **1.5.1. Hipótesis General**

El correcto estudio de suelo representa el análisis de las condiciones del suelo con su capacidad de soporte para el tipo de estructuras que se asienten sobre él.

#### **1.5.2. Hipótesis Específicas**

1. Una correcta capacidad de carga dependerá del tipo del suelo de la zona y se logrará un mejor comportamiento de soporte.
2. Realizar una caracterización del suelo y la interacción con la distribución de las cargas de la estructura a diseñar.

## **1.6. VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.6.1. Variable independiente**

Determinar un buen estudio de suelos y por ende un buen análisis del cálculo de la capacidad portante del suelo de estudio.

### **1.6.2. Variables dependientes**

- Asegurar un buen comportamiento del suelo y por lo tanto buena función estructural de las cargas aplicadas a él evitando fallas típicas.
- Analizar los respectivos resultados de estudio y corroborar si están bien hechos y si están en los parámetros admisibles.
- Ampliar conocimientos sobre temas de suelos para un proyecto de investigación posterior y se requiera de análisis e interpretación.

### 1.6.3. Operacionalización de Variables

VARIABLE INDEPENDIENTE	DEFINICION CONCEPTUAL	DIMENSIONES	DEFINICION OPERACIONAL	INDICADORES
<p>Determinar un buen estudio de suelos y por ende un buen análisis del cálculo de la capacidad portante del suelo de estudio.</p>	<p>Un buen estudio de suelos permitirá obtener un buen funcionamiento de la cimentación.</p>	<p>Comprobación de las respectivas normas que rigen los ensayos de régimen de suelos.</p>	<p>Análisis de los tipos de suelos.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Clasificación.</li> <li>• Capacidad de Carga estructural.</li> </ul>
VARIABLE DEPENDIENTE	DEFINICION CONCEPTUAL	DIMENSIONES	DEFINICION OPERACIONAL	INDICADORES
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Asegurar un buen comportamiento del suelo y por lo tanto buena función estructural de las cargas aplicadas a él evitando fallas típicas.</li> <li>• Analizar los respectivos resultados de estudio y corroborar si están bien hechos y si están en los parámetros admisibles.</li> <li>• Ampliar conocimientos sobre temas de suelos para un proyecto de investigación posterior y se requiera de análisis e interpretación.</li> </ul>	<p>Evitar fallas típicas por asentamientos permitiendo ampliar un vasto conocimiento sobre el correcto uso y análisis de un estudio de suelos.</p>	<p>Las fallas en relación a la forma de asentamiento y al suelo de fundación.</p>	<p>Grado de falla y daño por parte del mal estado del suelo a la estructura.</p>	<p>Tipo de fallas de acuerdo a la forma del asentamiento.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• General</li> <li>• Local</li> <li>• Punzonamiento</li> </ul>

## 1.7. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

### 1.7.1. Tipo de Investigación

La presente investigación se constituye como un estudio de tipo **descriptivo-analítico**, que busca el progreso científico, acrecentar los conocimientos teóricos, sin interesarse directamente en sus posibles aplicaciones o consecuencias prácticas; es más formal y persigue las generalizaciones con vistas al desarrollo de una teoría basada en principios y leyes.

### 1.7.2. Nivel de Investigación

- A. Descriptivo.** Se detalla el fenómeno en estudio para definir el problema o fenómeno de la presente investigación.
- B. Explicativa.** Describe fenómenos sociales o clínicos en una circunstancia temporal y geográfica determinada.
- C. Exploratoria:** sirven de Guía y de modelo para futuras investigaciones.

### 1.7.3. Métodos de Investigación

El principal método a utilizar en la investigación:

**Método Analítico:** Es importante realizar un estudio analítico sintético de los temas expuestos en el presente trabajo, identificando cada una de las partes que caracterizan una realidad.

### 1.7.4. Diseño de investigación

#### **Investigación Descriptiva:**

Es donde se trabaja sobre realidades de hecho y su característica fundamental es la de presentar una interpretación correcta. Esta puede incluir los siguientes tipos de estudios: Encuestas, Casos, Exploratorios, Causales, De Desarrollo, Predictivos, De Conjuntos, De Correlación.

## **1.8. POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.8.1. Población**

La población del presente trabajo de investigación son todos los suelos de fundación de la ciudad de Lima.

### **1.8.2. Muestra**

Se está tomando el suelo de estudio donde se ejecutará el proyecto de vivienda ubicado en la Avenida Coronel Edmundo Aguilar Pastor N° 432 Esquina con Calle San Sebastián en el Distrito de Santiago de Surco, Provincia y Departamento de Lima.

## **1.9. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

### **1.9.1. TÉCNICAS**

#### **a) Observación**

Para ejecutar este trabajo de investigación se utilizó la técnica de observación en la cual se ha podido hacer un análisis para complementar los trabajos descritos debido a la influencia de juntas de dilatación en pavimentos rígidos asimismo observar y clasificar las fallas presentes con sus respectivas causas y reparaciones.

### **1.9.2. INSTRUMENTOS**

#### **➤ Cuestionario de Información**

Es un instrumento que nos servirá para recoger información sobre la forma en que se puede aplicar al trabajo de campo los resultados del estudio que se consideran en este aspecto, para así poder ver a grandes rasgos que se deben tomar en cuenta y profundizar en aquellos aspectos sobre los que, posiblemente, no se hayan tomado en cuenta en forma inicial.

## **1.10. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.10.1. Justificación**

El presente trabajo de investigación nace ante la necesidad de tener estructuras estables y que cuenten con un buen soporte y estabilidad por lo que existen bastantes tipos de suelos que no cuentan con las características necesarias para dar soporte a las estructuras que se construirán en él, es por ello que se considera que tenga una adecuada capacidad portante para evitar fallas típicas ante la presencia de una deficiente capacidad del terreno y de ser el caso deberá contar con una mejora de este mismo.

### **1.10.2. Importancia**

La presente investigación tiene gran importancia, para conocer los diferentes tipos de suelos presentes y una manera de calcular la capacidad de carga o portante de los suelos presentes.

Por otro lado, se dará a conocer el tipo de fallas más predominantes ante un mal suelo y una deficiente capacidad portante.

Se considera a este proyecto de investigación de gran envergadura, ya que a través de sus conclusiones y recomendaciones propone técnicas de estabilización de suelos al presentar un mal comportamiento de este mismo.



**CAPÍTULO II**  
**MARCO TEÓRICO**

## 2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

### A. Antecedentes Internacionales

Ángela Patricia Barreto Maya – Universidad Nacional de Colombia, Medellín - Colombia (2011), realizó un estudio de tesis para optar el título de Magister en Ingeniería - Geotecnia, denominado **“Evaluación comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas. Fórmulas analíticas y ensayos de carga”** en la cual concluyo que: Existe una necesidad de ajustar métodos de cálculo de capacidad de carga con relación a la caracterización de los suelos colombianos junto a su método constructivo ya que en la práctica del diseño se tiende a aplicar formulaciones desarrolladas para condiciones geotécnicas ideales, que no representan lo encontrado en este país, gracias a la enorme variabilidad de sus suelos.

### B. Antecedentes Nacionales

Alejandro Manuel Bohl Arbulú –Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima - Perú (2006), realizó un estudio de tesis para optar el título de Ingeniero Civil, denominado **“Determinación de los factores de reducción de capacidad de suelos y su aplicación en el diseño geotécnico”**. En la cual se concluyó: Los factores de reducción de capacidad de suelos que han sido determinados en este trabajo son solo válidos para cimentaciones en las que la capacidad portante está controlada por resistencia al esfuerzo cortante y no por asentamientos. Son solo útiles para el diseño por el primer estado límite.

### C. Antecedentes locales

Ronald Richard Aquino Peñafiel – Universidad de Piura, Piura – Perú (2001), realizó un estudio de tesis para optar el título de Ingeniero Civil, denominado **“Capacidad de carga, construcción y resultados de columnas de cimentación del Puente Aguaytía.”** en la cual se concluyó: Es fundamental controlar el proceso de construcción de las columnas de cimentación porque siempre serán parte integrante de la ruta crítica de

cualquier proyecto. En este caso específico se llegó a controlar el proceso durante su ejecución, tratando de innovar los procedimientos constructivos. A pesar de esto, hubo retrasos en los plazos planificados y un mayor costo que el previsto. Todo esto pudo ser mejorado si se hubiese contado con información práctica a cerca de la ejecución de este tipo de cimentaciones profundas

## **2.2 BASES TEÓRICAS**

### **2.2.1 CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS**

La capacidad de carga es una característica de cada sistema de suelo cimentación, y no sólo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión, puede ser determinado utilizándose una teoría en la cual se postula un mecanismo de falla y se determina la tensión (***qu***) en términos de la resistencia al corte del suelo movilizada en la falla y de la geometría del problema. **(Ing. Martin Paucara Rojas)**

Se denomina como capacidad de carga admisible de una cimentación aquella carga que al ser aplicada no provoque falla o daños en la estructura soportada, con la aplicación de un factor de seguridad. La capacidad de carga no solo está en función de las características del suelo, sino que depende del tipo de cimentación y del factor de seguridad adoptado. Una forma de analizar la capacidad de carga es por medio del modelo mecánico de Khristianovich (figuras). Se tiene una balanza ordinaria, cuyo movimiento está limitado por la fricción en las guías de los platillos, si se coloca un peso lo suficientemente pequeño en uno de los platillos, la balanza permanece en equilibrio debido a que la fricción de las guías lo contrarresta, si se coloca un peso mayor que la fricción de las guías, se requiere entonces de un segundo peso en el otro platillo. Cuando la balanza pierde el equilibrio por el incremento de peso en uno de los platillos por muy pequeño que sea, se

conoce como equilibrio crítico de la balanza. La capacidad de las cimentaciones puede ejemplificarse siguiendo con el modelo de la balanza.

En el platillo derecho se tiene un peso  $P$  y se quiere determinar el valor de  $Q$  a colocar en el platillo izquierdo para que la balanza se encuentre en equilibrio crítico, existen dos soluciones posibles para esta situación, una es con  $Q < P$  y la otra  $Q > P$ . (Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos)

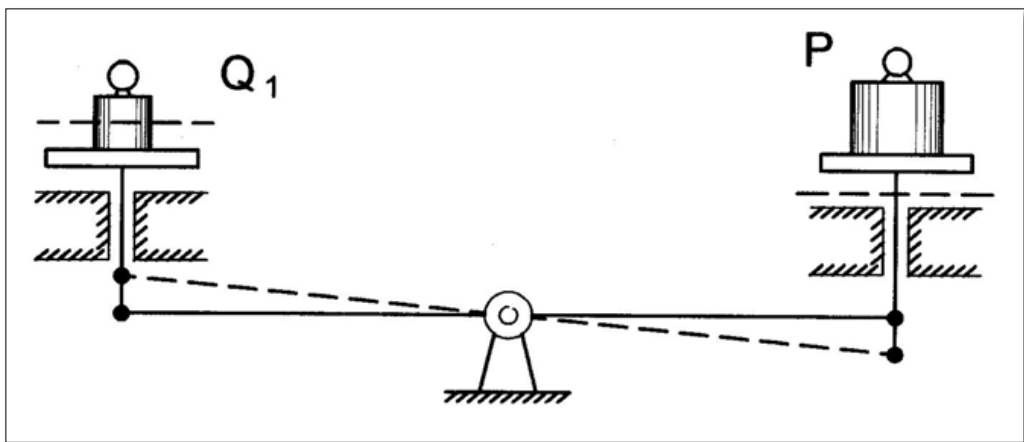


Figura N°01: Modelo de Khristianovich,  $Q < P$   
Fuente: Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos

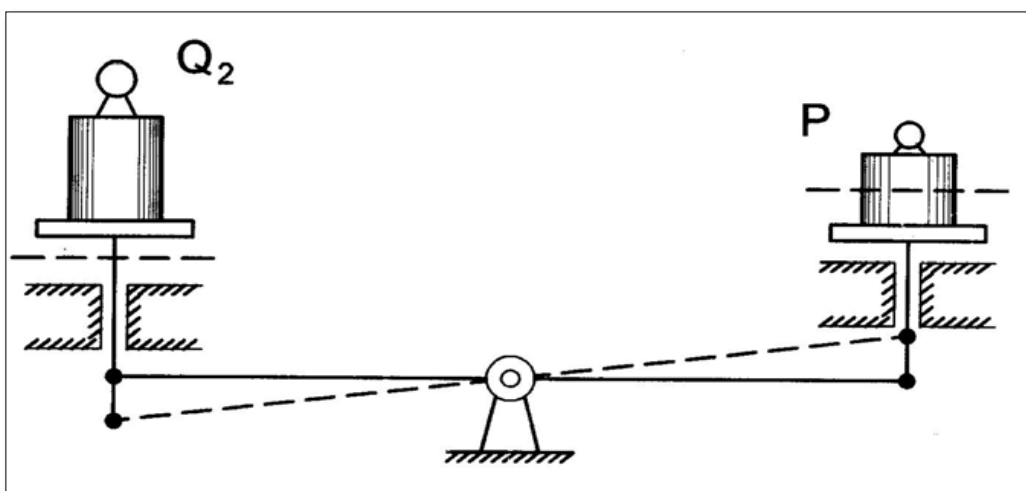


Figura N°02: Modelo de Khristianovich,  $Q > P$   
Fuente: Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos

Ahora se lleva a cabo el mismo análisis para una cimentación (figura).  
Se tiene una cimentación de ancho  $B$  a una profundidad  $D_f$ , que se supone  
Continúa.

En el caso de la cimentación debe encontrarse la carga  $q$ , última que puede colocarse en el cimiento sin que se desestabilice el conjunto, sustituyendo el cimiento y colocándolo en uno de los platillos del modelo de análisis, el terreno natural estaría sobre el otro. Puede verse que la presión  $q$  que puede colocarse en el platillo del cimiento es mayor que la carga del otro platillo ( $p = \gamma \cdot D_f$ ). Esto se debe a que la resistencia del suelo equivalente a la fricción en las guías está trabajando a favor de  $q$ , lo que corresponde al caso en el que  $Q > P$ . (Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos)

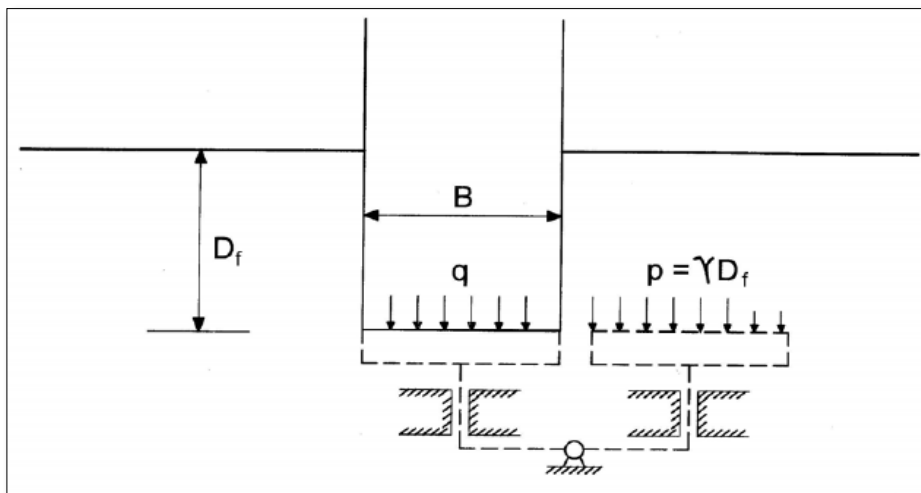


Figura N°03: Modelo de Khristianovich aplicado a cimentación

Fuente: Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos

También se tiene el caso de una excavación, que corresponde a  $Q < P$ ,  $q$  se toma como nulo, pero conforme se hace más profunda la excavación estaría bajándose el nivel de la balanza teniendo como resultado el aumento de la presión  $p$ .

Si la profundidad sigue aumentando, existe entonces la profundidad crítica, lo que indica que, al tratar de profundizar más, el fondo de dicha excavación se levantará como el platillo de la balanza, este fenómeno es conocido como falla de fondo. Si una carga es aplicada en un área limitada ubicada en la superficie

del suelo o debajo de ella, el área cargada cede y si la carga se aumenta de forma continua, los asentamientos que se grafican en el eje vertical en un sistema de coordenadas dan lugar a la llamada curva de asentamientos. Un suelo resistente equivale a guías con mucha fricción y viceversa. **(Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos)**

**2.2.2 CAPACIDAD DE CARGA LIMITE (qd):** Máxima presión que se puede aplicar a la cimentación, sin que ésta penetre en el suelo.

**2.2.3 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (qadm):** Es la carga límite dividida entre un factor de seguridad. A este esfuerzo se le llama capacidad portante.

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

Terzaghi recomienda que FS no sea menor que 3.

**2.2.4 ESFUERZO NETO (q neto):** Es el esfuerzo útil, que queda para la superestructura, después de quitarle el esfuerzo que va a utilizar el peso del relleno del suelo y la sobrecarga de piso.

$$q \text{ neto} = q_{adm} - \gamma * D_f - \text{sobrecarga de piso}$$

Dónde:

$\gamma$  = Peso específico Del relleno.

$D_f$  = Profundidad de cimentación.

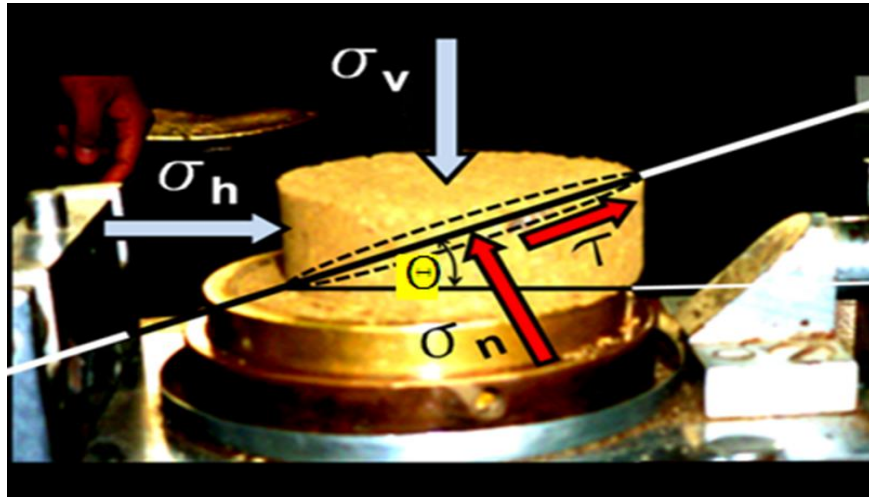
Sobrecarga de piso = 500 kg/m<sup>2</sup>.

**2.2.5 PRESION DE CONTACTO (qc)**

Es producida por la carga muerta y viva de la superestructura, y actúa debajo de la zapata, en el encuentro zapata-suelo. En el diseño de cimentaciones, se busca que **qc** sea menor o igual a **q neto**.

## 2.2.6 ECUACION DE MOHR-COULOMB

Mohr presentó en 1900, una teoría sobre la ruptura de materiales, según la cual, la falla de un suelo se presenta debido a la combinación crítica de esfuerzos verticales y horizontales.



**Figura N°04:** Esfuerzos en el interior de una masa elástica.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

Del equilibrio de fuerzas en ambas direcciones, del bloque triangular se obtiene:

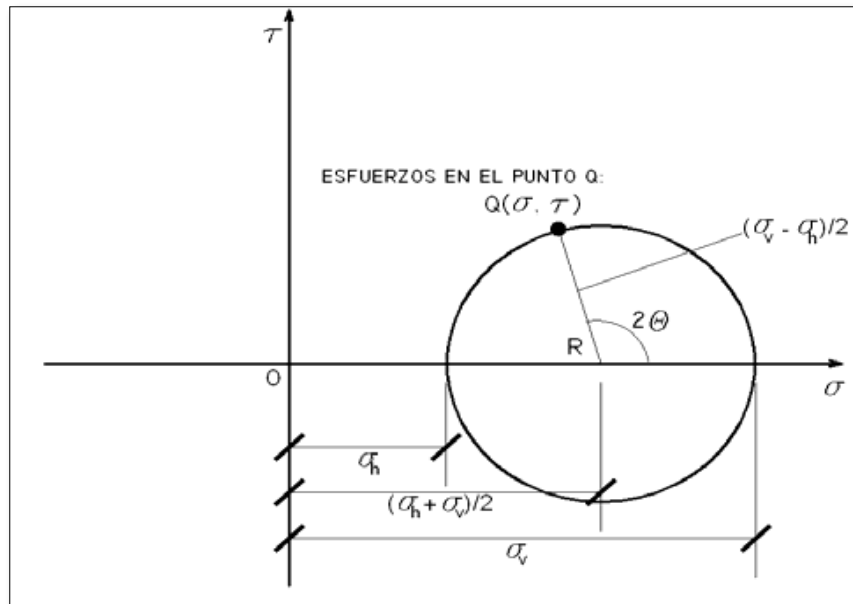
$$\tau = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \text{sen}2\theta$$

ec :1

$$\sigma_n = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \text{cos}2\theta$$

ec :2

Lo que se puede representar en un diagrama de Mohr:



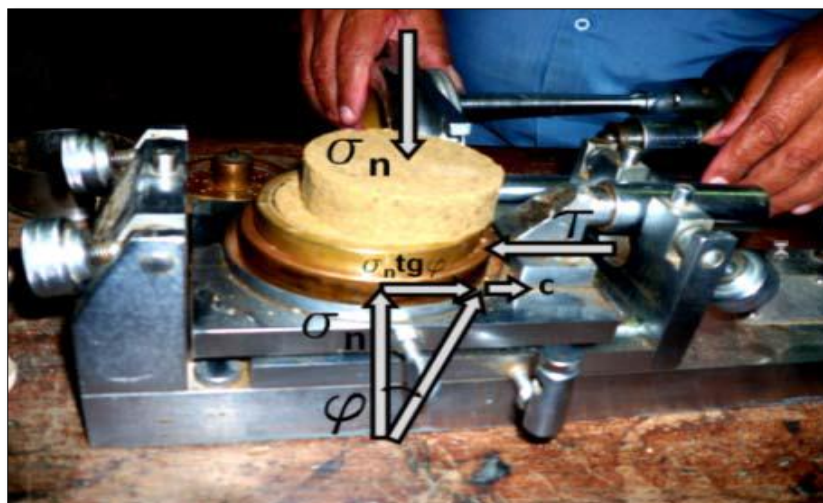
**Figura N°05:** Diagrama de Mohr.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

La teoría de Coulomb, relaciona el esfuerzo cortante  $t$ , como función del esfuerzo normal  $n$ , la tangente del ángulo de fricción interna, y la cohesión  $c$ :

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c$$

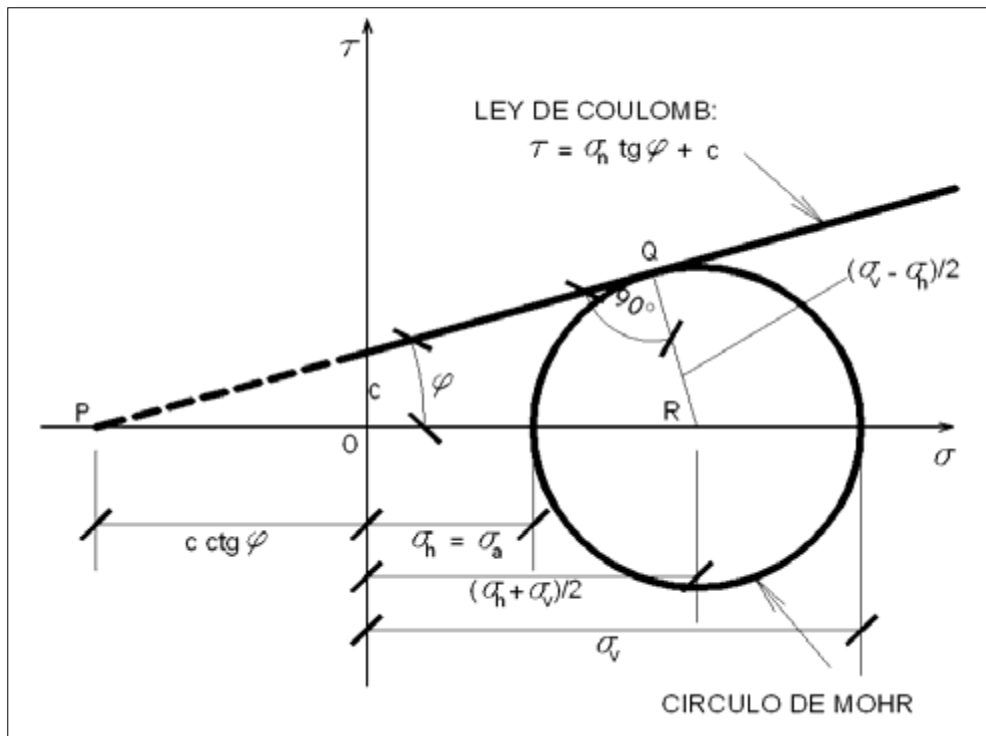
ec :3



**Figura N°06:** Esfuerzos normales y cortantes en un bloque se suelo, que siguen la teoría de Coulomb.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.





**Figura N°07:** Envolvente de Mohr y teoría de Coulomb.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

De la figura se obtiene:

$$\operatorname{sen} \varphi = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}}{\frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}$$

ec :4

Despejando se obtiene el esfuerzo horizontal, en una masa de suelo, en función del esfuerzo normal, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo:

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi}$$

ec :5

$$\sigma_h = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

ec :6

Siendo

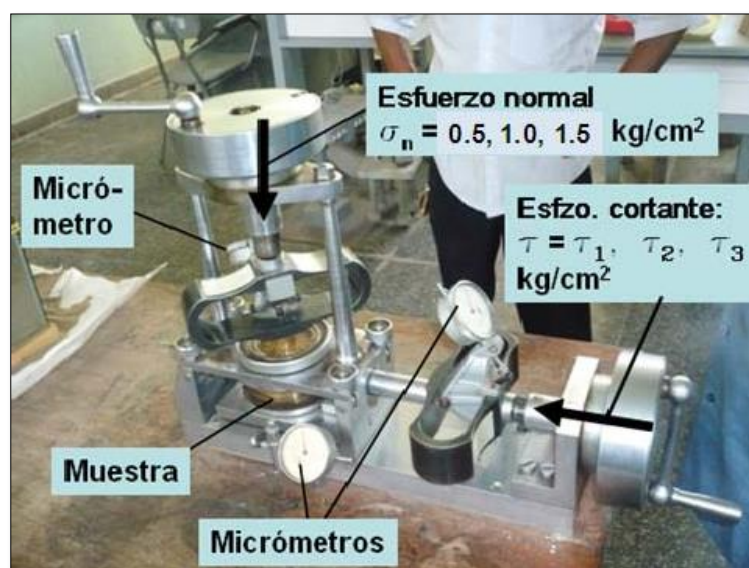
$$Ka = \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi}$$

ec :7

La ecuación (6) representa la relación de Mohr-Coulomb, o el estado de esfuerzos en una masa de suelo, cuando hay fuerzas verticales y horizontales. Relaciona los esfuerzos efectivos horizontales, con los esfuerzos verticales, a través de los parámetros, ángulo de fricción interna y la cohesión (**Ing. William Rodríguez Serquén, Capacidad portante de los suelos**)

### 2.2.7 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Es un ensayo de cortante. Consiste en aplicar esfuerzos verticales y horizontales, a tres muestras de suelo, y determinar el instante de falla a cortante. Cuando se aplica un esfuerzo vertical fijo de 0.5 kg/cm<sup>2</sup>, la primera muestra falla con un esfuerzo horizontal o cortante  $\tau_1$ , la segunda muestra es sometida a un esfuerzo de 1.0 kg/cm<sup>2</sup>, y falla con un esfuerzo cortante  $\tau_2$ . La tercera es sometida a un esfuerzo de compresión de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>, y falla con un cortante  $\tau_3$ . Con estos tres pares ordenados se grafica el diagrama de ruptura de Mohr. También, se hace uso del análisis de regresión lineal, para obtener el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo.



**Figura N°08:** Detalles del equipo de Corte Directo.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

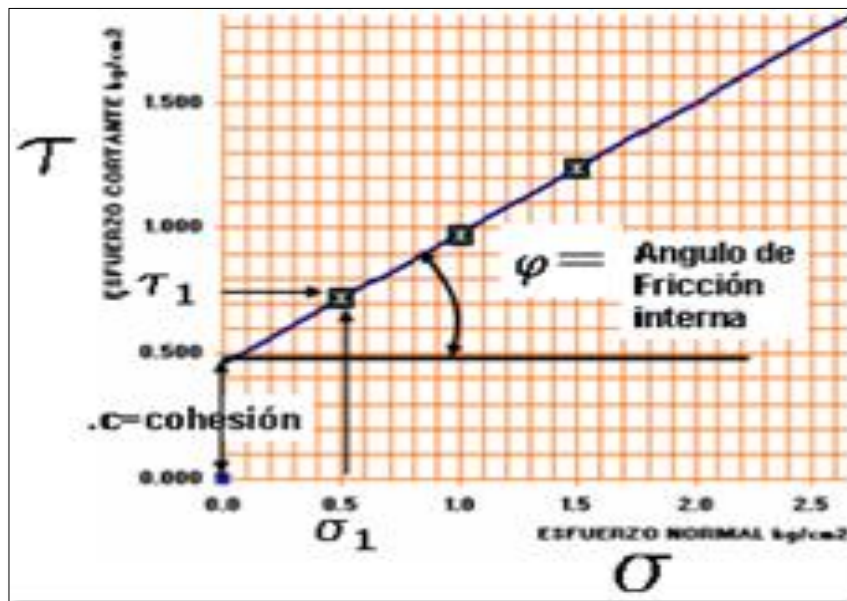


Figura N°09: Diagrama de ruptura de Mohr.

Fuente: Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

## 2.2.8 TIPOS DE FALLA DE LOS SUELOS

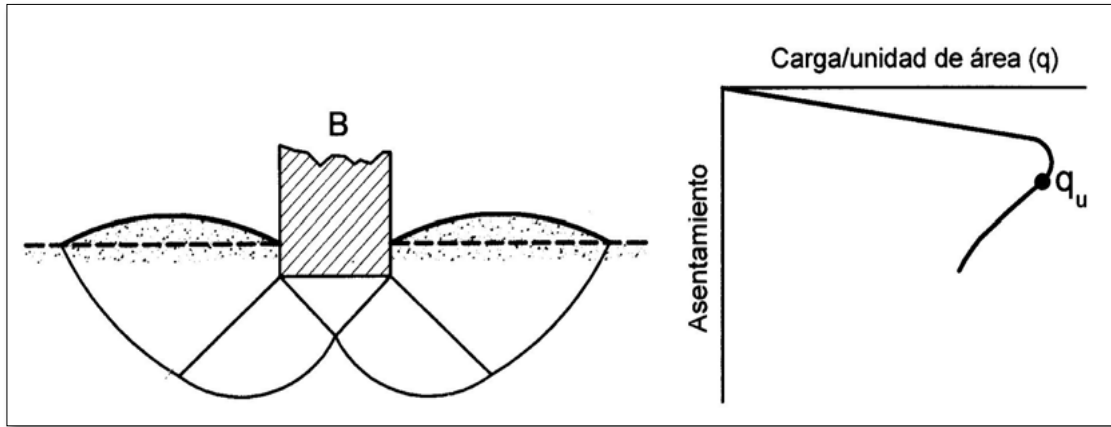
Los suelos fallan por cortante. Se han clasificado tres tipos de falla de los suelos, debajo de las cimentaciones:

### 2.2.8.1 FALLA POR CORTE GENERAL

Se tiene una cimentación corrida con un ancho  $B$  la cual es soportada por un suelo denso o cohesivo firme, si la carga que soporta dicho suelo es incrementada de forma gradual, habrá un aumento en el asentamiento llegando al punto en el cual la carga por unidad de área es igual a la capacidad de carga última, ocurrirá entonces una falla repentina en el suelo, esta falla es llamada falla por corte general. Se presenta en arenas densas y arcillas rígidas.

Su principal característica es una superficie de falla continua que comienza en el borde de la cimentación y llega a la superficie del terreno, es una falla frágil y súbita, llegando al punto de ser catastrófica, y si la estructura no permite la rotación de las zapatas, puede ocurrir con cierta inclinación visible

de la cimentación, lo que provoca hinchamiento del suelo a los lados, el colapso final se presenta en un solo lado (figura)

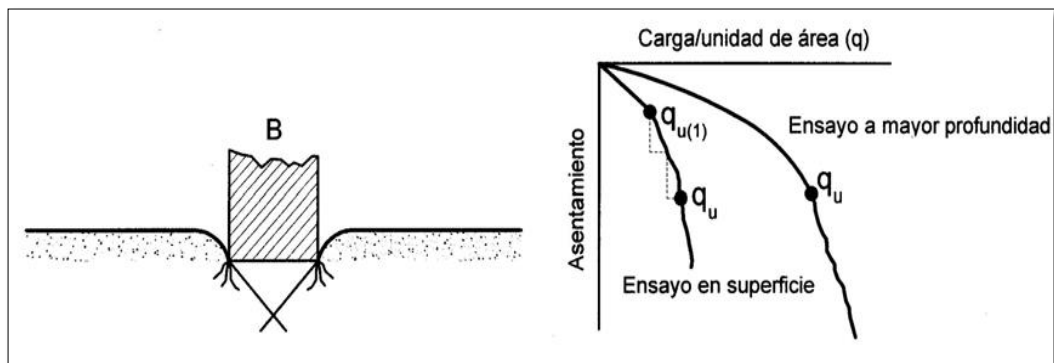


**Figura N°10:** Falla por Cortante General.

**Fuente:** capítulo 10 AASHTO, fundaciones; Das Braja, Principios de Ingeniería de cimentaciones.

### 2.2.8.2 FALLA POR PUNZONAMIENTO:

Ocurre en suelos bastante sueltos, la zona de falla no se extiende como en el corte general. La cimentación provoca la compresión inmediata del suelo en un movimiento vertical, el suelo presenta falla por corte alrededor de la cimentación y los movimientos del suelo junto con la cimentación no son muy visibles por lo que el equilibrio vertical y horizontal de la misma se mantiene (ver figura)



**Figura N°11:** Falla por Punzonamiento.

**Fuente:** capítulo 10 AASHTO, fundaciones; Das Braja, Principios de Ingeniería de cimentaciones.

### 2.2.8.3 FALLA POR CORTE LOCAL

Si la cimentación se encuentra sobre suelo arenoso o arcilloso con compactación media, al aumentar la carga, también ocurre un incremento en el asentamiento, pero la superficie de falla se extiende de forma gradual hasta la superficie o en algunos casos cuando el desplazamiento vertical es grande (la mitad del lado o diámetro de la zapata) termina dentro de la propia masa de suelo y no en el terreno (ver figura).

Cuando la carga por unidad de área es igual a  $q_u$ , conocida como carga primera de falla, ocurren sacudidas repentinas junto con el movimiento, por lo que se requiere de un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla llegue a la superficie, este movimiento ocurre cuando se alcanza la capacidad de carga última. Es una falla intermedia entre el corte general y el punzonamiento. Presenta hinchamiento del suelo al lado de la cimentación y compresión vertical del suelo bajo la cimentación. (Capítulo 10 AASHTO, fundaciones; Das Braja, Principios de Ingeniería de cimentaciones)

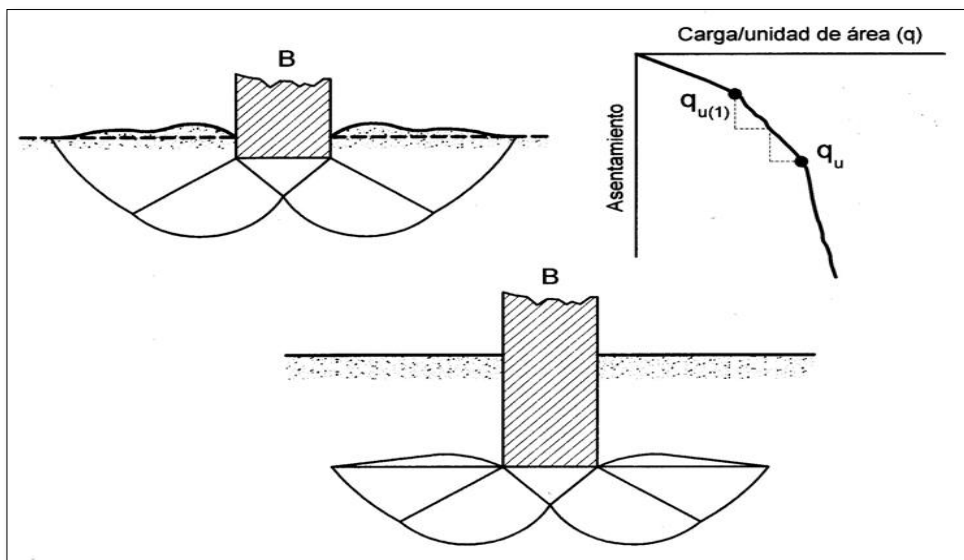


Figura N°12: Falla por Corte Local.

Fuente: capítulo 10 AASHTO, fundaciones; Das Braja, Principios de Ingeniería de cimentaciones.

Basado en la experiencia de Vesic se propone una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones apoyadas en arenas, considerando que:

**Cr** = compacidad relativa de la arena

**Df** = profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del

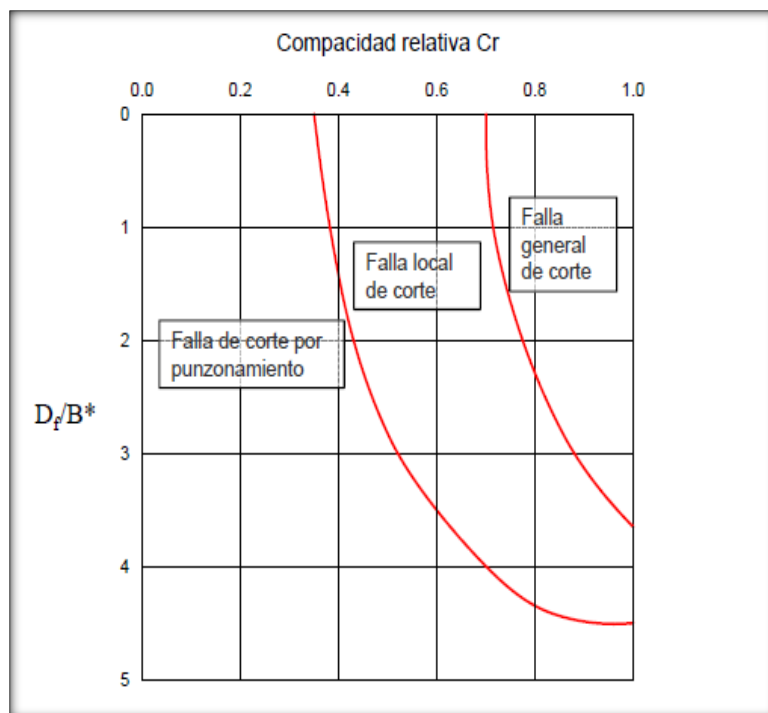
$$B^* = \frac{2 B L}{B + L}$$

Siendo:

B=ancho de la cimentación y

L=longitud de la cimentación (siempre  $L > B$ )

En zapatas cuadradas  $B^* = B$

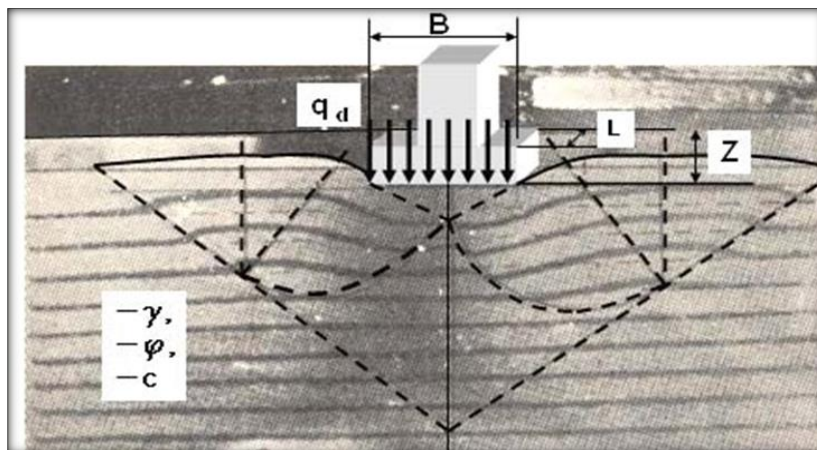


**Figura N°13:** Fallas en Cimentaciones sobre arena, Vesic 1973.

**Fuente:** Universidad Ricardo Palma – Facultad de Ingeniería Laboratorio de mecánica de suelos y asfalto.

### 2.2.13 CAPACIDAD DE CARGA LÍMITE

Es una característica de cada sistema de suelo y no solo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión, puede ser determinado utilizándose una teoría en la cual se postula un mecanismo de falla y se determina la tensión ( $q_u$ ) en términos de la resistencia al corte del suelo movilizada en la falla y de la geometría del problema. El problema Consiste en encontrar el esfuerzo ( $q_d$ ) que produce la falla del suelo. **(Ing. William Rodríguez Serquén Capacidad portante de los suelos)**



**Figura N°14:** Capacidad de carga límite.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

Se conocen los siguientes datos:

$Z = D_f$  = Profundidad de desplante (m).

$B$  = Ancho de la cimentación (m).

$L$  = Longitud de la cimentación (m).

$\Gamma$  = Peso volumétrico del suelo ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ).

$C$  = Cohesión del suelo (del ensayo de corte,  $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\Phi$  = Ángulo de fricción interna (Del ensayo de corte)

Para las soluciones tenemos varios autores que intentan resolver y entre ellos tenemos:

### **A. LA TEORIA DE TERZAGHI**

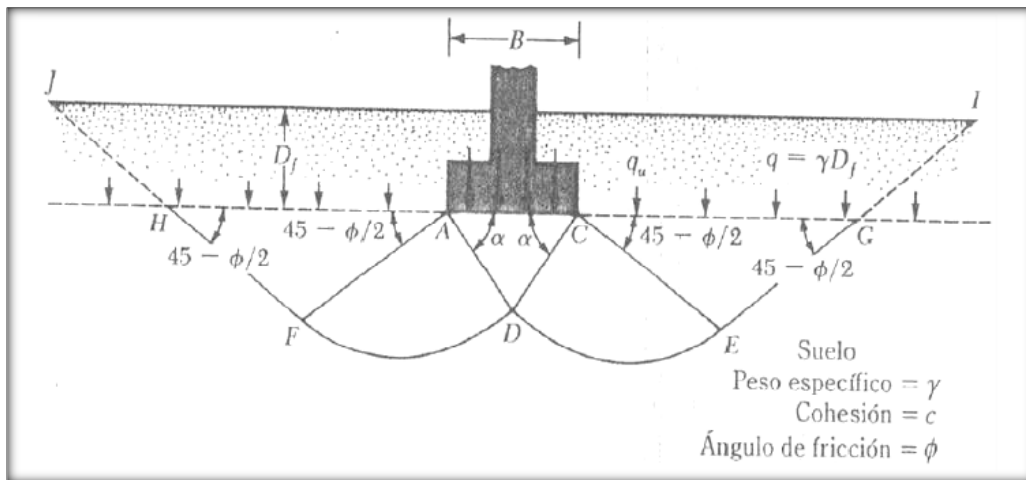
Para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. Considerado así cuando la profundidad  $D_f$  de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigaciones posteriores consideran como cimentación superficial cuando  $D_f$  es igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación.

Terzaghi sugirió que una cimentación corrida o continua (es decir, cuando la relación ancha/longitud tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo la carga última puede suponerse como la figura mostrada.

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación es reemplazado por una sobrecarga efectiva  $q = \gamma D_f$  (donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en:

1. La zona triangular ACD debajo de la cimentación
  2. Zonas de corte radiales ADF y CDE, con curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica
  3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.
- Despreciándose la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies GI y HJ.





**Figura N°15:** Mecanismo de falla por capacidad de carga en suelos bajo una cimentación corrida - Terzaghi.  
**Fuente:** Universidad Ricardo Palma – Facultad de Ingeniería Laboratorio de mecánica de suelos y asfalto

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma, para cimentaciones corridas:

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

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo de cimentación

q = γ D<sub>f</sub>

N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub> = Factores de capacidad de carga adimensionales que están en función del ángulo φ de fricción del suelo.

Los factores de capacidad de carga **N<sub>c</sub>**, **N<sub>q</sub>**, **N<sub>γ</sub>** se definen mediante las expresiones:

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

$$N_q = \left[ \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}}{2 \cos^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right]$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_p}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi$$

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas o circulares, la ecuación anterior se puede modificar a:

$$\begin{array}{l} \text{Cimentación} \\ \text{cuadrada} \end{array} \quad q_u = 1.3c N_c + q N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

$$\begin{array}{l} \text{Cimentación} \\ \text{circular} \end{array} \quad q_u = 1.3c N_c + q N_q + 0.3\gamma D N_\gamma$$

Para cimentaciones que presentan falla localizada por corte o por punzonamiento, se sugiere modificar las ecuaciones anteriores como:

$$\begin{array}{l} \text{Cimentación} \\ \text{corrida} \end{array} \quad q_u = \frac{2}{3}c N'_c + q N'_q + \frac{1}{2}\gamma B N'_\gamma$$

$$\begin{array}{l} \text{Cimentación} \\ \text{cuadrada} \end{array} \quad q_u = 0.867c N'_c + q N'_q + 0.4\gamma B N'_\gamma$$

$$\begin{array}{l} \text{Cimentación} \\ \text{circular} \end{array} \quad q_u = 0.867c N'_c + q N'_q + 0.3\gamma D N'_\gamma$$

Donde  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$  son los factores de capacidad de carga modificada, calculándose con las mismas ecuaciones, pero reemplazando  $\phi$  por  $\phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi)$

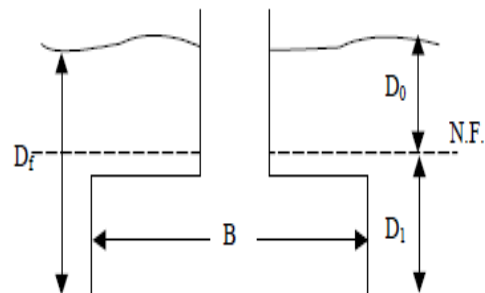
### **Influencia del Nivel Freático en la Capacidad de Carga.**

Las ecuaciones anteriormente explicadas consideran que el Nivel Freático (N.F.) está muy profundo con respecto al fondo de cimentación. Sin embargo, si el N.F. está cercano a la profundidad de cimentación, será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, es así que:

#### **Caso I**

Cuando el N.F. se localiza entre  $0 \leq D \leq D_f$  el segundo término de la capacidad de carga, que tiene como factor  $q$  toma la forma:

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_0\gamma + D_1(\gamma_{sat} - \gamma_w)$$



Además, el valor de  $\gamma$  en el último término de la ecuación de capacidad tiene que ser  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

#### **Caso II**

Si el N.F. está ubicado de manera que  $0 \leq D_2 \leq B$  entonces el factor  $q = \gamma \cdot D_f$  además el factor  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones debe reemplazarse por:

$$\gamma = \gamma' + \frac{D_2}{B}(\gamma - \gamma')$$

Las consideraciones expuestas se basan en la hipótesis que no existe fuerzas de filtración en el suelo de cimentación.

#### **Caso III**

Para un N.F. ubicado de manera que  $D_2 \geq B$ , el agua no afectará la capacidad de carga última.

### **Factor de Seguridad**

Para obtener la capacidad de carga admisible ( $q_{adm}$ ) de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (**Fs**) a la capacidad de carga última ( $q_u$ ), definido como:

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

Independientemente del procedimiento por el cual se aplique el factor de seguridad, la magnitud depende de las incertidumbres y riesgos implicados en las condiciones encontradas para la cimentación; comúnmente el **Fs** exigido en nuestro medio es de **3**.

### **Aplicación de la Teoría de Terzaghi a suelos puramente cohesivos**

Como puede observarse en la gráfica de Terzaghi, para suelos puramente cohesivos en el caso de un cimiento de base rugosa, los factores de capacidad de carga resultan:

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

Por lo que la capacidad de carga última en este caso queda definida como:

$$q_u = 5.7c + q$$

Y en términos de resistencia a la compresión simple del material  $q_{cs} = 2c$  queda:

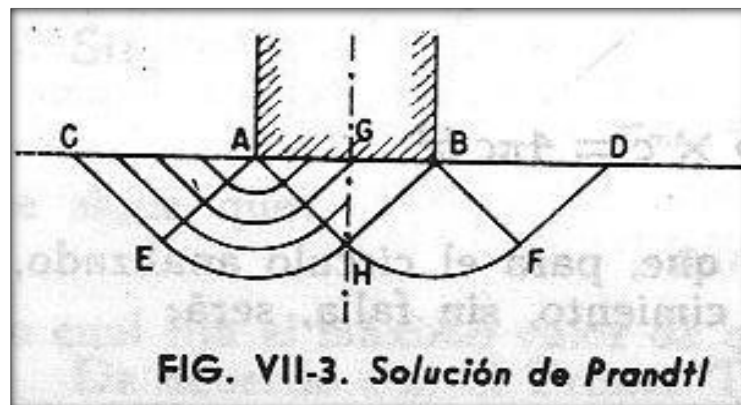
$$q_u = 2.85q_{cs} + q$$

$\phi^\circ$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$\phi^\circ$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
0	1.00	5.71	0.0	28	17.81	31.61	15.7
2	1.22	6.30	0.2	30	22.46	37.16	19.7
4	1.49	6.97	0.4	32	28.52	44.04	27.9
6	1.81	7.73	0.6	34	36.50	52.64	36.0
8	2.21	8.60	0.9	35	41.44	57.75	42.4
10	2.69	9.60	1.2	36	47.16	63.53	52.0
12	3.29	10.76	1.7	38	61.55	77.50	80.0
14	4.02	12.11	2.3	40	81.27	95.66	100.4
16	4.92	13.68	3.0	42	108.75	119.67	180.0
18	6.04	15.52	3.9	44	147.74	151.95	257.0
20	7.44	17.69	4.9	45	173.29	172.29	297.5
22	9.19	20.27	5.8	46	204.19	196.22	420.0
24	11.40	23.36	7.8	48	287.85	258.29	780.1
26	14.21	27.09	11.7	50	415.15	347.51	1153.2

**Figura N°16:** Factores de Capacidad de Soporte según Terzaghi (Bowles, 1988).  
**Fuente:** Capacidad de soporte en Fundaciones superficiales (Prof. Ricardo Moffat)

## B. LA TEORIA DE PRANDTL

Prandtl estudió en 1920 el problema de la identificación de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y rígido – plástico perfecto, por un elemento rígido de longitud infinita, de base plana. Considerando que el contacto entre el elemento y el medio era perfectamente liso, propuso el mecanismo de falla que se muestra en la siguiente figura.



**Figura N°17:** Solución de Prandtl.

**Fuente:** II Curso especial de titulación en Ingeniería Civil - Yury Carrión Umeres.

Se trata, naturalmente, de calcular la máxima presión que se puede dar al elemento rígido que penetra en el medio semi-infinito; a este valor particular de la presión se le denomina “carga límite”.

La superficie **AB** es un plano principal, por no existir en ella esfuerzos rasantes (plano liso). Las superficies **AC** y **BD** son superficies libres, exentas de todo esfuerzo y, por lo tanto, también son planos principales. Con base en lo anterior, más la intuición de que los esfuerzos normales horizontales a lo largo de **AC** y **BD**, inducidos por la presión del elemento, son de compresión, se deduce que para tener un estado de falla insipiente en la vecindad de dichas superficies se requerirá que el esfuerzo de compresión mencionado debe tener un valor de  $2c$ . (En efecto, siendo el medio un sólido de resistencia constante igual a  $c$ , un elemento vecino de la superficie **AC** o **BD** está en condición análoga a la que se tiene una prueba de compresión simple, en la cual la resistencia es  $q_u = 2c$ ).

Haciendo uso de la teoría de los cuerpos perfectamente plásticos se encuentra que la región **ACE** es una región de esfuerzos constantes, iguales a la compresión horizontal arriba mencionada; igualmente la región **AGH**, es también de esfuerzos constantes.

La transición entre ambas regiones es una zona de esfuerzos cortantes radial (**AEH**). Con estos estados de esfuerzos, Prandtl calculó que la presión límite que puede ponerse en la superficie **AB** está dada por el valor  $q_c = (\pi + 2)c$ . Lo anteriormente expuesto precede indicar que en el momento del flujo plástico insipiente, el elemento rígido ejerce una presión uniforme igual a  $(\pi + 2)c$  sobre el sólido plástico semi-infinito.

La solución anterior carecería de verosimilitud física si no se le pudiese asociar un mecanismo cinemático de falla posible con un campo de velocidades dilemáticamente admisible. Prandtl logró esto considerando que la región **ABH** se incrusta como un cuerpo rígido, moviéndose verticalmente como si formara parte del elemento rígido.

En la región **AEH** las líneas de deslizamiento son círculos con centro en **A** y con velocidad tangente a tales líneas igual a  $\sqrt{2}c$ , constante en toda la

región, supuesto que el elemento rígido desciende con velocidad unitaria. Finalmente, la región **ACE** se mueve como cuerpo rígido con la velocidad  $\sqrt{2}/2$ , en la dirección de **EC**.

**(Yury Carrión Umeres, II Curso especial de titulación en Ingeniería Civil)**

### **C. LA TEORIA DE MEYERHOF**

En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del nivel de desplante se toma en cuenta únicamente como una sobrecarga perfectamente flexible; pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueda desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante. Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia con una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes.

En este caso, para cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la falla del cimiento tiene la forma que se muestra en la fig.

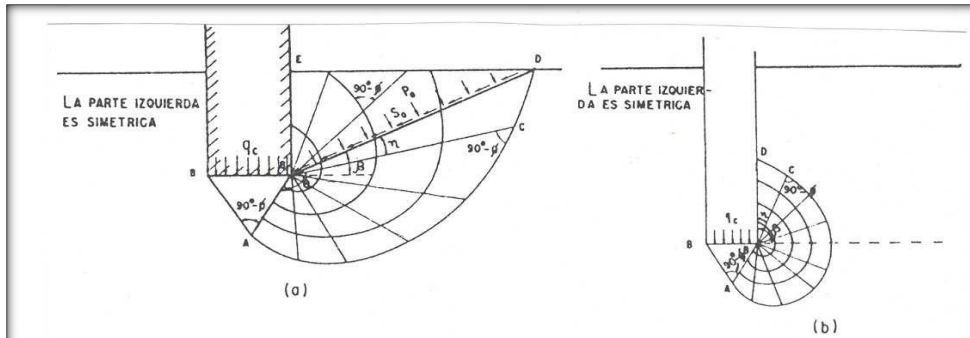


FIG. 11 Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof  
 a) A poca profundidad  
 b) A gran profundidad

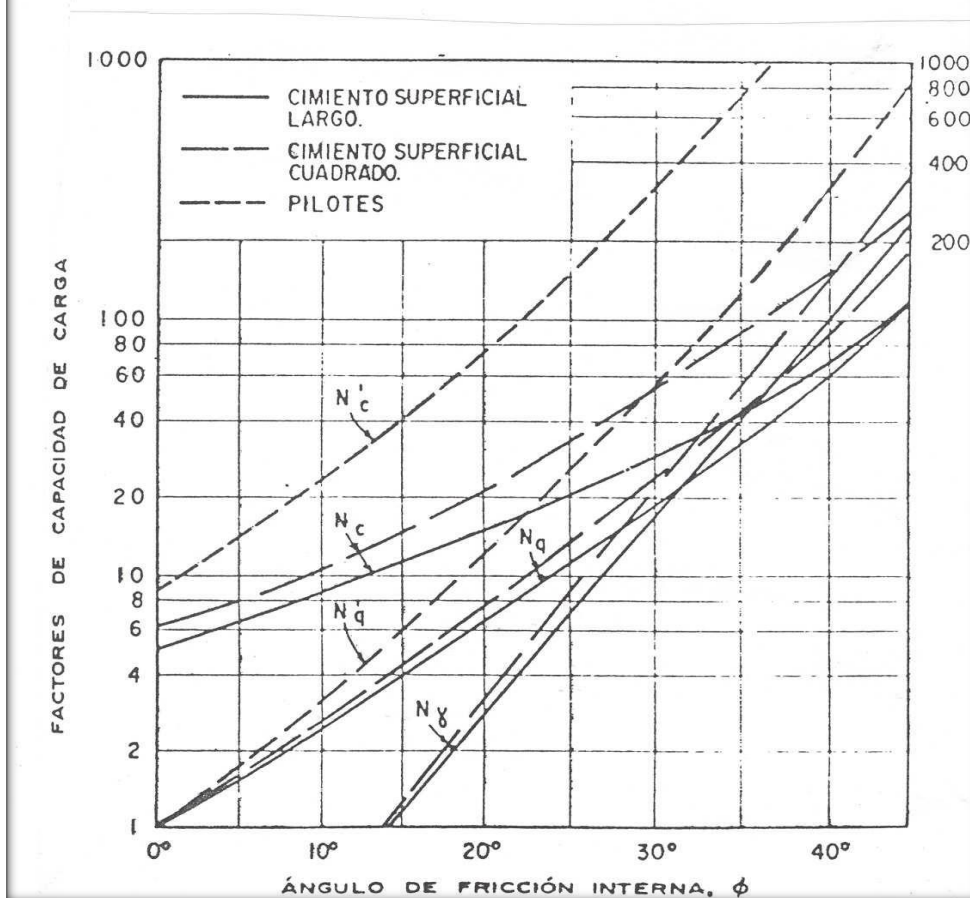


Figura N°18 : Teoría Meyerhof.

Fuente: Ing. Germán López Rincón, Ing. Héctor Legorreta Cuevas y Dr. Rigoberto Rivera Constantino,

Profesores de la Facultad de Ingeniería, UNAM.



#### 2.2.14 CRITERIOS DE ASENTAMIENTO

Terzaghi y Peck (1967) consideran que no es práctica una estimación precisa del asentamiento, ya que existen numerosos factores a ser considerados (propiedades del suelo, tamaño de zapata, profundidad de cimentación, ubicación del nivel freático, etc.). En condiciones normales se deben utilizar reglas simples y prácticas. Los cálculos refinados sólo se justifican si el sub-suelo contiene estratos de arcilla blanda.

Terzaghi y Peck recomiendan un factor de seguridad de 3 contra la falla por capacidad portante. La satisfacción de este requisito depende si la arcilla es normalmente consolidada (NC) o sobre consolidada (OC). Si la arcilla es NC los asentamientos total y diferencial serán grandes. El asentamiento variará en función del ancho de zapata y la carga. Los procesos de reducir el asentamiento al reducir la carga son inefectivos y costosos (es mejor utilizar plateas). Si la arcilla es OC, el valor de  $q_a$  que corresponde a un  $FS=3$  será siempre menor que la presión de pre consolidación.

El valor de  $\Delta p$  en estas arcillas es aproximadamente igual a los valores de  $\Delta p$  de zapatas en arenas adecuadamente diseñadas.

El asentamiento en arcillas puede estimarse de los resultados de ensayos de consolidación unidimensional en muestras inalteradas. El asentamiento así calculado debe reducirse utilizando el factor de corrección de Skempton y Bjerrum (1957).

Los datos de Bjerrum (1963) de máxima distorsión angular con máximo asentamiento diferencial no se aplican cuando la cimentación está en depósito profundo de arcilla compresible.

El asentamiento diferencial en arenas tiende a ser más irregular que en arcillas en proporción, pero no en magnitud. **(Dr. Jorge E. Alva Hurtado, Cimentaciones Superficiales).**

#### 2.2.15 METODOS DE ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS

Todos los métodos disponibles se basan en aplicaciones empíricas de la teoría de elasticidad. Se realizan dos simplificaciones generales.

a. Las deformaciones son pequeñas e independientes del tiempo (a masa constante).

b. Los esfuerzos y las deformaciones se relacionan linealmente.

La aplicación de la teoría de elasticidad es empírica porque se realizan ciertas modificaciones (generalmente a las propiedades del material utilizadas en el análisis) para hacer las simplificaciones menos restrictivas.

De la teoría elástica,  $p = f$  (carga, geometría y constantes elásticas). Así,  $p$  puede ser evaluado si las constantes elásticas se miden. Pero las propiedades esfuerzo-deformación de suelos dependen de varios factores (condición de esfuerzo inicial, historia de esfuerzos, sistema de esfuerzos aplicados, nivel de esfuerzos, velocidad de aplicación), y por consiguiente las propiedades elásticas no pueden ser determinadas en un ensayo arbitrario. En otras palabras, el comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos es bastante diferente de lo que se asume para obtener las soluciones de la teoría elástica.

Lo que usualmente se hace es asumir que la teoría elástica predice correctamente los cambios debidos a las cargas aplicadas, y que las "constantes elásticas" pueden obtenerse al realizar los ensayos de laboratorio apropiados. Tradicionalmente, el asentamiento de arcillas saturadas se considera en tres fases:

**$p_i$**  = asentamiento inicial, debido a la deformación a volúmen constante.

**$p_c$**  = asentamiento por consolidación, ocurre al escapar la presión de poros del suelo y transferir la carga al esqueleto del suelo.

**$p_s$**  = consolidación secundaria, la compresión que ocurre a esfuerzo efectivo constante, después que se disipa la presión de poros. **(Dr. Jorge E. Alva Hurtado, Cimentaciones Superficiales).**

## **A. ASENTAMIENTO INICIAL**

Los métodos más comunes emplean varias integraciones de la solución de Boussinesq para determinar el asentamiento de una carga puntual en la superficie de un semi-espacio homogéneo, isotrópico y elástico.

$$\rho_i = p B \frac{(1-\mu^2)}{E} I$$

Donde:

$\rho_i$  = asentamiento inicial

$p$  = esfuerzo promedio transmitido

$B$  = dimensión característica del área cargada

$E$  = módulo de Young

$I$  = factor de influencia

$\mu = 0.5$ , relación de Poisson

## **B. ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACION**

### **Unidimensional:**

Se aplica la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

$$\rho_c = \bar{U}_v \rho_{cf}$$

$\rho_{cf}$  = asentamiento de consolidación final

$U_v$  = grado de consolidación promedio para drenaje vertical.

La teoría de consolidación relaciona  $U_v$  a  $T_v$

$$T_v = \frac{C_v t}{(Hd)^2}$$

$T_v$  = factor tiempo adimensional

$C_v$  = coeficiente de consolidación

$t$  = tiempo

$Hd$  = altura de trayectoria de drenaje

Los ensayos de consolidación unidimensional producen los parámetros:

$C_c$  = índice de compresión virgen

$C_r$  = índice de recompresión

$C_s$  = índice de expansión

$$CR = C_c / (1+e_0)$$

$$RR = C_r / (1+e_0)$$

$$SR = C_s / (1+e_0)$$

El asentamiento por consolidación final de un estrato de arcilla compuesto de n capas es:

$$\rho_{cf} = \sum_{i=1}^n H_i \xi_{vi}$$

Donde:

$H_i$  = altura inicial de cada capa

$\xi_{vi}$  = deformación de consolidación final de cada capa

Para el caso general, donde existe recompresión y compresión virgen:

$$\rho_{cf} = \sum H (RR \log \frac{\bar{\sigma}_{vm}}{\sigma_{vo}} + CR \log \frac{\bar{\sigma}_{vf}}{\bar{\sigma}_{vm}})$$

Donde:

$\sigma_{vo}$  = esfuerzo vertical inicial

$\sigma_{vf}$  = esfuerzo vertical final =  $\sigma_{vo} + \Delta \sigma_v$

$\sigma_{vm}$  = esfuerzo máximo del pasado

Si el asentamiento consiste solo de recompresión o compresión virgen, se reemplazarán los valores respectivos.

En el caso de descarga, la expansión será:

$$\bar{\rho}_{cf} = \sum H (SR \log \frac{\bar{\sigma}_{vo}}{\sigma_{vf}})$$

La determinación de  $\sigma_{Vm}$  se realiza por el método de Casagrande o el de Schmertmann.

Existen relaciones empíricas como la presentada por Terzaghi y Peck (1967) que emplean propiedades índices para determinar el valor de  $C_c$ .

$$C_c = 0.009 (LL - 10\%)$$

**Tridimensional (Skempton - Bjerrum):**

$$\rho_{cf} = \mu \rho_{oed}$$

$\rho_{oed}$  = cálculo basado en ensayos unidimensionales, asumiendo que  $\Delta\sigma_v$  en el ensayo es igual al  $\Delta\sigma_v$  aplicado.

$u$  = factor de corrección

Se asume que no comienza sino hasta después que termina la consolidación primaria. Se asume que existe una relación lineal entre el asentamiento y el logaritmo del tiempo.

$RS = \Delta e / \Delta \log t$  = cambio en relación de vacíos por logaritmo del ciclo de tiempo.

$C\alpha = \Delta \xi_v / \Delta \log t$  = cambio en deformación vertical por logaritmo del ciclo de tiempo.

$$C\alpha = RS / (1 + e_0)$$

$$\rho_s = \sum H C_\alpha \log \frac{t_c}{t_p}$$

Donde:

$t_c$  = tiempo desde la mitad del período de carga.

$t_p$  = tiempo requerido para consolidación primaria.

## 2.2.16 ESTABILIZACION DEL SUELO

La estabilización de un suelo es el proceso mediante el cual, se someten los suelos naturales a cierta manipulación o tratamiento de modo que podamos aprovechar sus mejores cualidades, obteniéndose una capa de asiento del firme estable y durable, capaz de soportar los efectos del tránsito y las condiciones de clima más severas y por ende asegure geotécnicamente el comportamiento de la explanada.

La estabilización del suelo también es la corrección de una deficiencia para darle una mayor resistencia al terreno o bien, disminuir su índice de plasticidad. Las tres formas de lograrlo son: estabilización física, estabilización química y estabilización mecánica.

Para el proceso de estabilización del suelo existente dos opciones de ejecución, mezcla en central o planta móviles y mezcla in situ.

Las propiedades más importantes que se deben mejorar con la estabilización son (**Sherwood, 1992**):

- **Resistencia.** El incremento de resistencia aumenta la estabilidad y la capacidad de carga.
- **Estabilidad del volumen.** Proporciona el control de los procesos de hinchamiento-colapso causados por los cambios de humedad.
- **Durabilidad.** Una mayor durabilidad aumenta la resistencia a la erosión, responde de manera más eficaz a los cambios climáticos y al uso del tráfico.
- **Permeabilidad.** La reducción de la permeabilidad y por lo tanto de la circulación de agua, mejora la estabilidad.

La ejecución de un suelo estabilizado in situ incluye las siguientes operaciones:

- Estudio de la mezcla y obtención de la fórmula de trabajo.
- Preparación de la superficie existente.
- Disgregación del suelo.
- Humectación o desecación del suelo.
- Distribución de la cal o del cemento.

- Ejecución de la mezcla.
- Compactación.
- Terminación de la superficie.
- Curado y protección superficial.

### 2.2.16.1 TIPOS DE ESTABILIZACIÓN

#### A. Estabilización Física

Se utiliza para mejorar el suelo produciendo cambios físicos en el mismo.

Hay varios métodos como lo son:

- **Mezclas de Suelos:** este tipo de estabilización es de amplio uso pero por si sola no logra producir los efectos deseados, necesiéndose siempre de por lo menos la compactación como complemento.

Por ejemplo, los suelos de grano grueso como las grava-arenas tienen una alta fricción interna lo que les permite soportar grandes esfuerzos, pero esta cualidad no hace que sea estable como capa de asiento del firme de una carretera ya que, al no tener cohesión sus partículas se mueven libremente y con el paso de los vehículos se pueden separar e incluso salirse del camino.

Las arcillas, por lo contrario, tienen una gran cohesión y muy poca fricción lo que provoca que pierdan estabilidad cuando hay mucha humedad. La mezcla adecuada de estos dos tipos de suelo puede dar como resultado un material estable en el que se puede aprovechar la gran fricción interna de uno y la cohesión del otro para que las partículas se mantengan unidas.

- **Geotextiles.**
- **Vibroflotación (Mecánica de Suelos)**
- **Consolidación Previa.**

#### B. Estabilización Química

Se refiere principalmente a la utilización de ciertas sustancias químicas patentizadas y cuyo uso involucra la sustitución de iones metálicos y cambios en la constitución de los suelos involucrados en el proceso.

Dentro de este grupo de estabilización, las sustancias químicas más comunes son: cal y cemento.

**Cal:** disminuye la plasticidad de los suelos arcillosos y es muy económica.

**Cemento portland:** aumenta la resistencia de los suelos y se usa principalmente para arenas o gravas finas.

Otros productos también utilizados son:

**Productos Asfálticos:** es una emulsión muy usada para material triturado sin cohesión.

**Cloruro de sodio:** impermeabilizan y disminuyen los polvos en el suelo, principalmente para arcillas y limos.

**Cloruro de calcio:** impermeabilizan y disminuyen los polvos en el suelo, principalmente para arcillas y limos.

**Escorias de fundición:** se utiliza comúnmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y prolongar su vida útil.

**Polímeros:** este se utiliza comúnmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y prolongar su vida útil.

**Caucho de Neumáticos:** este se utiliza comúnmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y prolongar su vida útil.

### **C. Estabilización Mecánica**

Es aquella con la que se logra mejorar considerablemente un suelo sin que se produzcan reacciones químicas de importancia.

Compactación: esta mejora generalmente se hace en la sub-base, base y en las carpetas asfálticas.

**(WILFREDO ALFONSO VALLE AREAS - Ingeniero Civil, Proyecto fin de máster: “Estabilización de suelos arcillosos plásticos con mineralizadores en ambientes sulfatados o yesíferos”)**



## 2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS


- ✓ **CONGLOMERADO:** En geología, un conglomerado o rudita es una roca sedimentaria de tipo detrítico formada mayoritariamente por clastos redondeados tamaño grava o mayor (>2 mm)
- ✓ **FRICCIÓN INTERNA:** Es la resistencia al deslizamiento causado por la fricción que hay entre las superficies de contacto de las partículas y de su densidad.
- ✓ **ASENTAMIENTO:** Un asentamiento o deslizamiento es una forma de inestabilidad gravitatoria que se caracteriza por el desplazamiento en un trecho relativamente corto a lo largo de una pendiente de una masa coherente de materiales poco consolidados o capas de roca.
- ✓ **PUNZONAMIENTO:** El esfuerzo de punzonamiento en una pieza es provocado por tracciones debidas a las tensiones tangenciales producidas por una carga o reacción localizada en una superficie pequeña de un elemento bidireccional de hormigón, alrededor del soporte.
- ✓ **COHESIÓN:** Es la atracción entre partículas, originada por las fuerzas moleculares y las películas de agua. Por lo tanto, la cohesión de un suelo variará si cambia su contenido de humedad.
- ✓ **GRAVA:** La grava o agregado grueso es uno de los principales componentes del hormigón o concreto, por este motivo su calidad es sumamente importante para garantizar buenos resultados en la preparación de estructuras de hormigón.
- ✓ **ESCORIA:** Subproducto de la fundición de la mena para purificar los metales. Se pueden considerar como una mezcla de óxidos metálicos; sin embargo, pueden contener sulfuros de metal y átomos de metal en forma de elemento.

- ✓ **CONSOLIDACIÓN:** Proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la actuación de solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Producen asentamientos, es decir, hundimientos verticales, en las construcciones que pueden llegar a romper si se producen con gran amplitud.
  
- ✓ **GEOTEXTILES:** Es una tela permeable y flexible de fibras sintéticas, principalmente polipropileno y poliéster, las cuales se pueden fabricar de forma no tejida o tejida dependiendo de su uso o función a desempeñar.

**CAPÍTULO III**  
**TRABAJOS DE CAMPO**

### 3.1 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizaron ensayos de los cuales mostramos en imágenes y se analizaran cada una de ellas



## UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

### Facultad de Ingeniería Civil

#### Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú    Telefax 381-3842    Central Telefónica 481-1070    Anexo 308

**INFORME N° S12-802-1**

**SOLICITANTE :** ORES FOVIME  
**PROYECTO :** CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
**UBICACIÓN :** AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
**FECHA :** 31 DE OCTUBRE 2012

---

**REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO**

Pozo : C-1  
Muestra : -  
Prof. (m.) : 0.00-0.90

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D422**

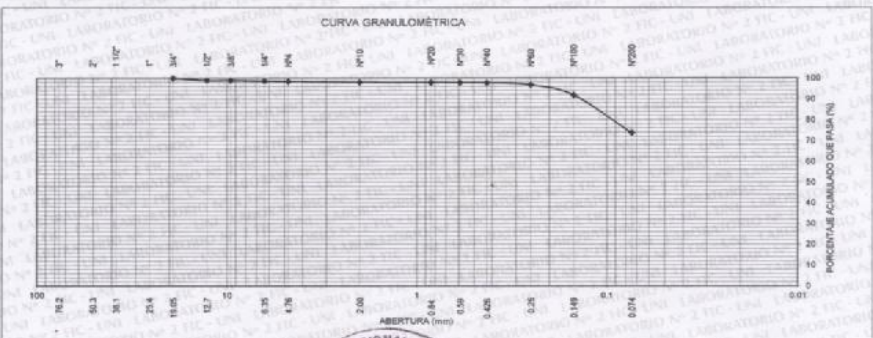
Tamiz	Abertura (mm)	(%)		Pasa
		Parcial Retenido	Retenido	
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	
1 1/2"	38.100	-	-	
1"	25.400	-	-	
3/4"	19.050	-	-	100.0
1/2"	12.700	1.1	1.1	98.9
3/8"	9.525	-	1.1	96.9
1/4"	6.350	0.3	1.4	96.6
N°4	4.760	0.2	1.6	96.4
N°10	2.000	0.4	2.0	96.0
N°20	0.840	0.11	2.09	97.9
N°30	0.590	0.1	2.1	97.9
N°40	0.426	0.1	2.2	97.8
N°60	0.250	1.1	3.3	96.7
N°100	0.149	4.8	8.1	91.9
N°200	0.074	18.1	26.3	73.7
-N°200			73.7	

% grava :	1.6
% arena :	24.7
% finos :	73.7

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Limite Líquido (%) :	30.31
Limite plástico (%) :	NP
Indice Plástico (%) :	NP


Clasificación SUCS ASTM D2487 : ML  
Contenido de Humedad ASTM D2216 : 2.37%


**CURVA GRANULOMÉTRICA**

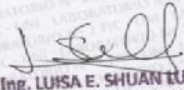


Note: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Téc. J. Chávez U.  
Revisión : Ing. D. Basurto R.





  
**Ing. LUISA E. SHUANUYCAS**  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-1 con profundidad de 0.00 – 0.90 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-2

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACIÓN : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-1  
Muestra :  
Prof. (m.) : 0.90-2.00

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

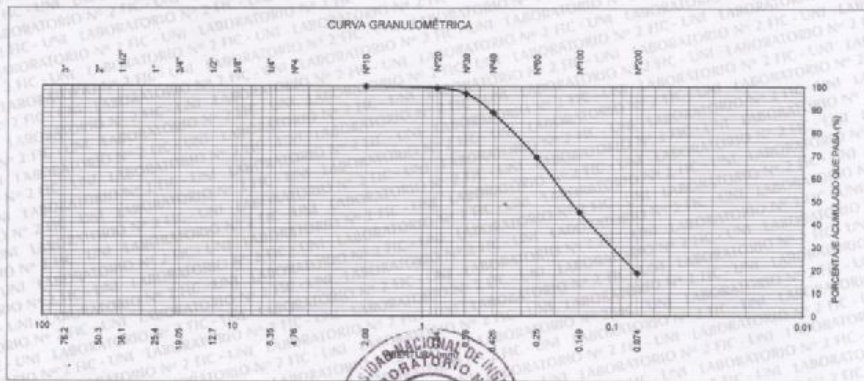
Tamiz	Abertura (mm)	Parcial Retenido (%)	Acumulado (%)	
			Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	-
2"	50.300	-	-	-
1 1/2"	38.100	-	-	-
1"	25.400	-	-	-
3/4"	19.050	-	-	-
1/2"	12.700	-	-	-
3/8"	9.525	-	-	-
1/4"	6.350	-	-	-
N°4	4.760	-	-	-
N°10	2.000	-	-	100.0
N°20	0.840	0.70	0.70	99.3
N°30	0.590	2.6	3.3	96.7
N°40	0.426	8.2	11.4	88.6
N°60	0.250	19.5	30.9	69.1
N°100	0.149	24.0	54.9	45.1
N°200	0.074	26.5	81.4	18.6
- N°200		18.6		

% grava	----
% arena	81.4
% finos	18.6

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%)	18.29
Límite plástico (%)	NP
Índice Plástico (%)	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SM

Contenido de Humedad ASTM D2216 : 2.01%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución: Téc. J. Chávez U.

Revisión: Ing. D. Basurto R.



*J. Sull*

Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS

Jefa del Laboratorio N°2

Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-1 con profundidad de 0.90 – 2.00 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-3

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACIÓN : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-1  
Muestra : -  
Prof. (m.) : 2.00-2.90

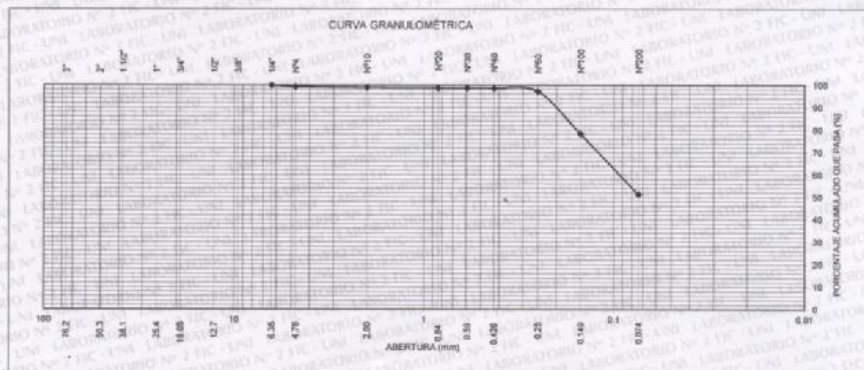
### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenido	(%) Acumulado Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	
1 1/2"	38.100	-	-	
1"	25.400	-	-	
3/4"	19.050	-	-	
1/2"	12.700	-	-	
3/8"	9.525	-	-	
1/4"	6.350	-	-	100.0
N°4	4.760	0.7	0.7	99.3
N°10	2.000	0.4	1.1	98.9
N°20	0.840	0.17	1.22	98.8
N°30	0.590	0.1	1.3	98.7
N°40	0.426	0.1	1.4	98.6
N°60	0.250	1.4	2.8	97.2
N°100	0.149	18.9	21.7	78.3
N°200	0.074	27.1	48.8	51.2
- N°200			51.2	

% grava	0.7
% arena	48.1
% finos	51.2

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%)	28.53
Límite plástico (%)	NP
Índice Plástico (%)	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : ML  
Contenido de Humedad ASTM D2216 : 6.19%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución: Téc. J. Chávez U.  
Revisión: Ing. D. Basurto R.



Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-1 con profundidad de 2.00 – 2.90 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-4

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACION : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-1  
Muestra :  
Prof. (m.) : 2.90-3.10

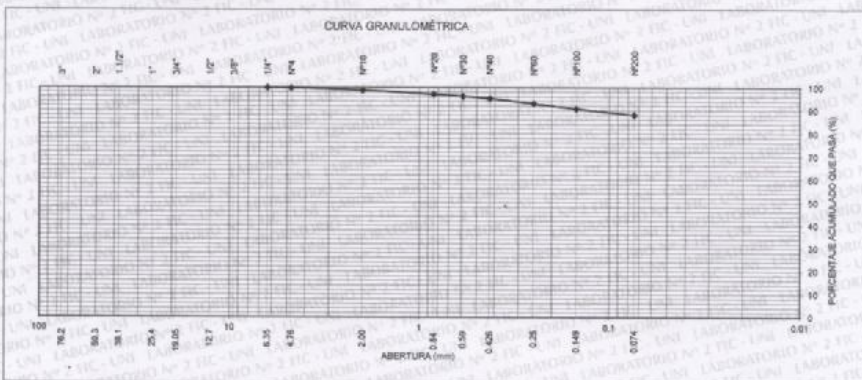
### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	Parcial Retenido (%)	Acumulado (%)	
			Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	-
2"	50.300	-	-	-
1 1/2"	38.100	-	-	-
1"	25.400	-	-	-
3/4"	19.050	-	-	-
1/2"	12.700	-	-	-
3/8"	9.525	-	-	-
1/4"	6.350	-	-	100.0
N°4	4.750	0.2	0.2	99.8
N°10	2.000	1.0	1.2	98.8
N°20	0.840	1.73	2.93	97.1
N°30	0.590	0.8	3.8	96.2
N°40	0.426	1.0	4.8	95.2
N°60	0.250	2.2	7.0	93.0
N°100	0.149	2.2	9.2	90.8
N°200	0.074	2.7	11.9	88.1
- N°200		88.1		

% grava	: 0.2
% arena	: 11.7
% finos	: 88.1

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%)	: 36.65
Límite plástico (%)	: 27.27
Índice Plástico (%)	: 9.38

Clasificación SUCS ASTM D2407 : ML  
Contenido de Humedad ASTM D2216 : 26.76%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Téc. J. Chávez U.  
Revisión : Ing. D. Basurto R.



Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefe del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-1 con profundidad de 2.90 – 3.10 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-5

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACION : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-1  
Muestra : -  
Prof. (m.) : 3.10-4.60

### ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

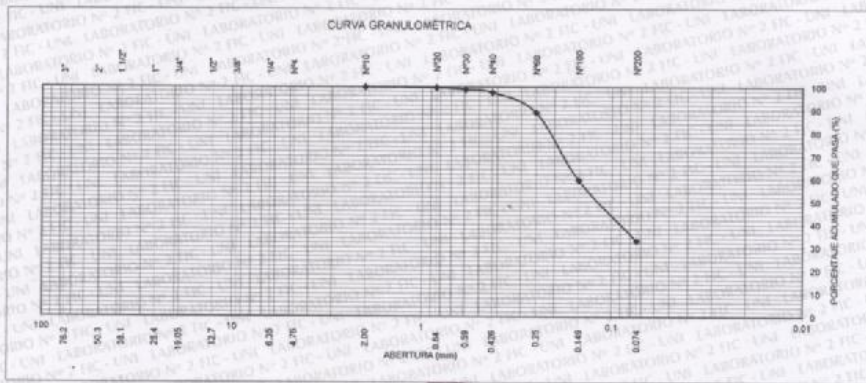
Tamiz	Abertura (mm)	Parcial Retenido (%)	Acumulado (%)	
			Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	-
2"	50.300	-	-	-
1 1/2"	38.100	-	-	-
1"	25.400	-	-	-
3/4"	19.050	-	-	-
1/2"	12.700	-	-	-
3/8"	9.525	-	-	-
1/4"	6.350	-	-	-
N°4	4.760	-	-	-
N°10	2.000	-	-	100.0
N°20	0.840	0.29	0.29	99.7
N°30	0.590	0.8	1.1	98.9
N°40	0.426	1.3	2.4	97.6
N°60	0.250	8.7	11.1	88.9
N°100	0.149	29.5	40.6	59.4
N°200	0.074	26.5	67.1	32.9
- N°200		32.9		

% grava	----
% arena	67.1
% finos	32.9

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Limite Líquido (%)	21.44
Limite plástico (%)	NP
Indice Plástico (%)	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SM

Contenido de Humedad ASTM D2216 : 7.81%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Téc. J. Chávez U.  
Revisión : Ing. D. Basurto R.



*[Signature]*  
Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Instituto de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-1 con profundidad de 3.10 – 4.60 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú    Telefax 381-3842    Central Telefónica 481-1070    Anexo 308

### INFORME N° S12-802-6

**SOLICITANTE :** ORES FOVIME  
**PROYECTO :** CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
**UBICACION :** AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
**FECHA :** 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-1  
Muestra : -  
Prof. (m.) : 4.60-5.30

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

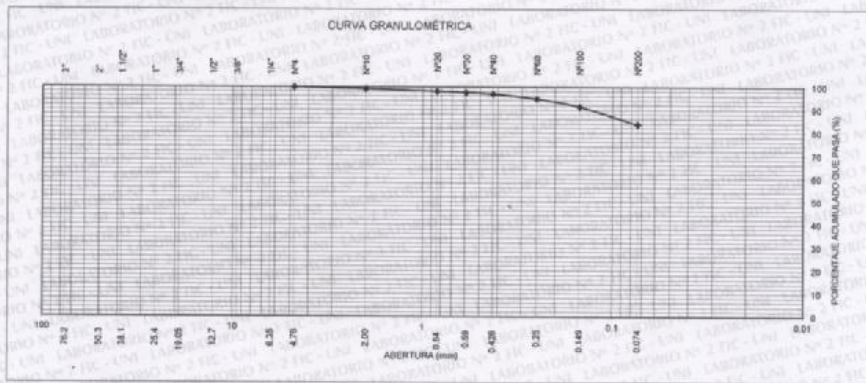
Tamiz	Abertura (mm)	(% ) Acumulado	
		Parcial Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-
2"	50.300	-	-
1 1/2"	38.100	-	-
1"	25.400	-	-
3/4"	19.050	-	-
1/2"	12.700	-	-
3/8"	9.525	-	-
1/4"	6.350	-	-
N°4	4.750	-	100.0
N°10	2.000	0.8	99.2
N°20	0.840	1.11	98.1
N°30	0.590	0.6	97.5
N°40	0.425	0.7	96.9
N°60	0.250	2.1	94.8
N°100	0.149	3.4	91.4
N°200	0.074	7.7	83.7
- N°200			83.7

% grava	----
% arena	16.3
% finos	83.7

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%)	NP
Límite plástico (%)	NP
Índice Plástico (%)	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : ML

Contenido de Humedad ASTM D2216 : 24.86%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Téc. J. Chávez U.  
Revisión : Ing. D. Basurto R.



*J. Lucás*  
**Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS**  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-1 con profundidad de 4.60 – 5.30 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-7

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACION : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-1  
Muestra : -  
Prof. (m.) : 5.30-5.70

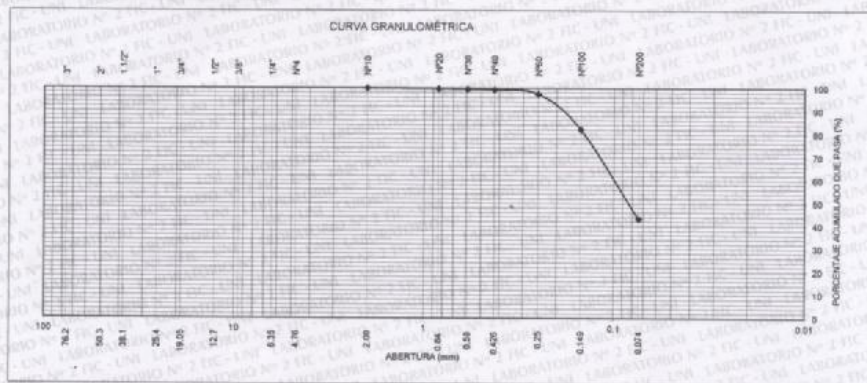
### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(% ) Acumulado	
		Parcial Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-
2"	50.300	-	-
1 1/2"	38.100	-	-
1"	25.400	-	-
3/4"	19.050	-	-
1/2"	12.700	-	-
3/8"	9.525	-	-
1/4"	6.350	-	-
N°4	4.760	-	-
N°10	2.000	-	100.0
N°20	0.840	0.24	99.8
N°30	0.590	0.2	99.6
N°40	0.425	0.3	99.3
N°60	0.250	1.8	97.5
N°100	0.149	15.3	82.2
N°200	0.074	39.0	56.8
- N°200		43.2	

% grava	: ---
% arena	: 56.8
% finos	: 43.2

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%)	: 24.41
Límite plástico (%)	: NP
Índice Plástico (%)	: NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SM  
Contenido de Humedad ASTM D2216 : 14.77%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Téc. J. Chávez U.  
Revisión : Ing. D. Basurto R.



*[Signature]*  
Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FC

Análisis Granulométrico del pozo C-1 con profundidad de 5.30 – 5.70 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú    Telefax 381-3842    Central Telefónica 481-1070    Anexo 308

### INFORME N° S12-802-8

**SOLICITANTE :** ORES FOVIME  
**PROYECTO :** CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
**UBICACION :** AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
**FECHA :** 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-1  
Muestra :  
Prof. (m.) : 5.70-8.00

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

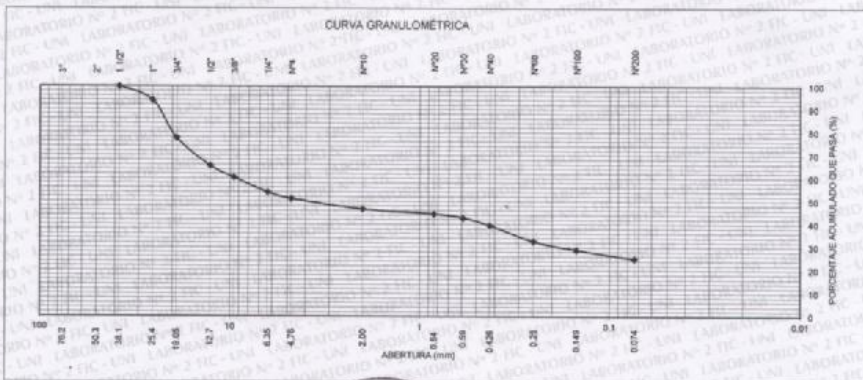
Tamiz	Abertura (mm)	(% ) Acumulado	
		Parcial Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-
2"	50.300	-	-
1 1/2"	38.100	-	100.0
1"	25.400	6.1	93.9
3/4"	19.050	16.3	77.6
1/2"	12.700	12.1	65.5
3/8"	9.525	5.1	39.6
1/4"	6.350	6.3	54.0
N°4	4.750	2.9	48.8
N°10	2.000	4.5	53.4
N°20	0.840	2.13	55.49
N°30	0.590	1.7	57.2
N°40	0.425	3.2	60.4
N°60	0.250	7.0	67.4
N°100	0.149	3.7	71.0
N°200	0.074	4.0	75.0
- N°200		25.0	

% grava	48.8
% arena	26.2
% finos	25.0

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%)	24.29
Límite plástico (%)	NP
Índice Plástico (%)	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : **GM**

Contenido de Humedad ASTM D2216 : **2.46%**



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante.

Ejecución : Téc. J. Chávez U.  
Revisión : Ing. D. Basurto R.



*[Firma]*  
**Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS**  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-1 con profundidad de 5.70 – 8.00 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-10

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACIÓN : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-2  
Muestra :  
Prof. (m.) : 1.10-2.20

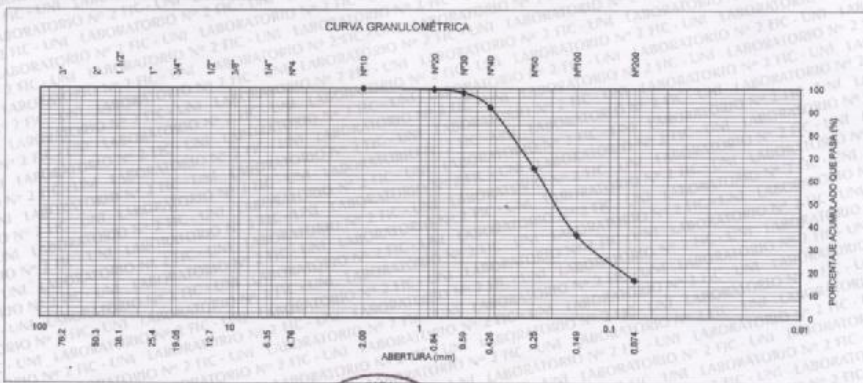
### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(% ) Acumulado	
		Parcial Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-
2"	50.300	-	-
1 1/2"	38.100	-	-
1"	25.400	-	-
3/4"	19.050	-	-
1/2"	12.700	-	-
3/8"	9.525	-	-
1/4"	6.350	-	-
N°4	4.750	-	-
N°10	2.000	-	100.0
N°20	0.840	0.37	99.6
N°30	0.590	1.5	98.1
N°40	0.426	6.2	91.9
N°60	0.250	26.6	65.2
N°100	0.149	29.2	36.0
N°200	0.074	19.6	16.4
- N°200		16.4	

% grava : ---  
% arena : 83.6  
% finos : 16.4

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Limite Líquido (%)	23.91
Limite plástico (%)	NP
Índice Plástico (%)	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SM  
Contenido de Humedad ASTM D2216 : 2.30%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Téc. J. Chávez U.

Revisión : Ing. D. Basurto R.



*[Firma]*  
Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-2 con profundidad de 1.10 – 2.20 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil

### Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

#### INFORME N° S12-802-9

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
 PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
 UBICACIÓN : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
 FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

#### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-2  
 Muestra : -  
 Prof. (m.) : 2.90-3.30

#### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

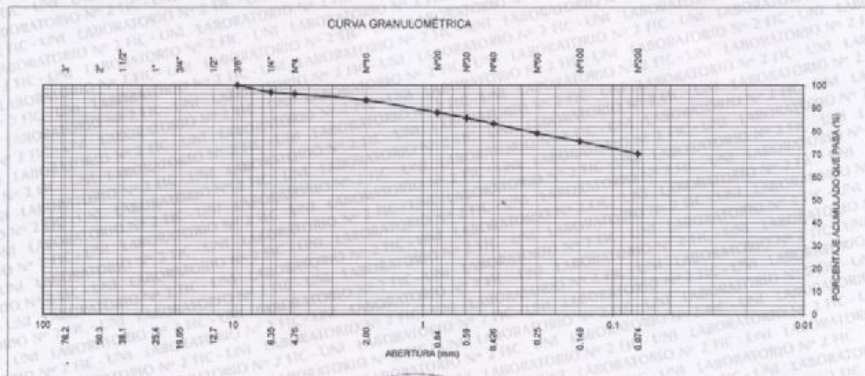
Tamiz	Abertura (mm)	(%) Acumulado	
		Parcial Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-
2"	50.300	-	-
1 1/2"	38.100	-	-
1"	25.400	-	-
3/4"	19.050	-	-
1/2"	12.700	-	-
3/8"	9.525	-	100.0
1/4"	6.350	3.2	96.8
N°4	4.760	0.6	96.2
N°10	2.000	2.8	93.4
N°20	0.840	5.33	88.1
N°30	0.590	2.4	85.7
N°40	0.426	2.5	83.3
N°60	0.250	4.1	79.1
N°100	0.149	3.6	75.5
N°200	0.074	5.4	70.2
- N°200		70.2	

% grava	: 3.8
% arena	: 26.0
% finos	: 70.2

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Limite Líquido (%)	: 35.07
Limite plástico (%)	: 27.79
Índice Plástico (%)	: 7.28

Clasificación SUGS ASTM D2487 : ML

Contenido de Humedad ASTM D2216 : 26.36%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución: Téc. J. Chávez U.  
 Ing. D. Basurto R.



*[Signature]*  
 Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
 Jefa del Laboratorio N°2  
 Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-2 con profundidad de 2.90 – 3.30 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-11

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACION : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-2  
Muestra :  
Prof. (m.) : 4.10-4.70

### ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

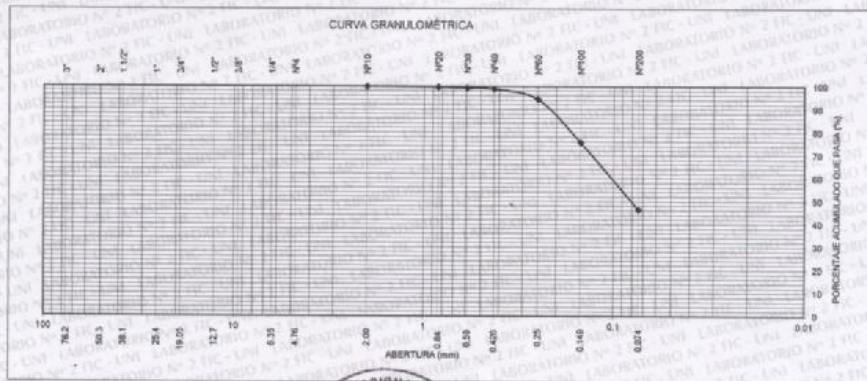
Tamiz	Abertura (mm)	(% ) Acumulado	
		Parcial Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-
2"	50.300	-	-
1 1/2"	38.100	-	-
1"	25.400	-	-
3/4"	19.050	-	-
1/2"	12.700	-	-
3/8"	9.525	-	-
1/4"	6.350	-	-
N°4	4.760	-	-
N°10	2.000	-	100.0
N°20	0.840	0.31	99.7
N°30	0.590	0.4	99.3
N°40	0.426	0.5	98.8
N°60	0.250	4.5	94.4
N°100	0.149	18.7	75.7
N°200	0.074	29.3	46.4
- N°200		46.4	

% grava	: ---
% arena	: 53.6
% finos	: 46.4

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Limite Líquido (%)	: 25.57
Limite plástico (%)	: NP
Indice Plástico (%)	: NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SM

Contenido de Humedad ASTM D2216 : 1.43%



Note: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Téc. J. Chávez U.  
Ing. D. Basurto R.



*J. Shuan*

Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-2 con profundidad de 4.10 – 4.70 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú    Telefax 381-3842    Central Telefónica 481-1070    Anexo 308

### INFORME N° S12-802-12

**SOLICITANTE :** ORES FOVIME  
**PROYECTO :** CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
**UBICACIÓN :** AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
**FECHA :** 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-2  
Muestra :  
Prof. (m.) : 6.90-7.80

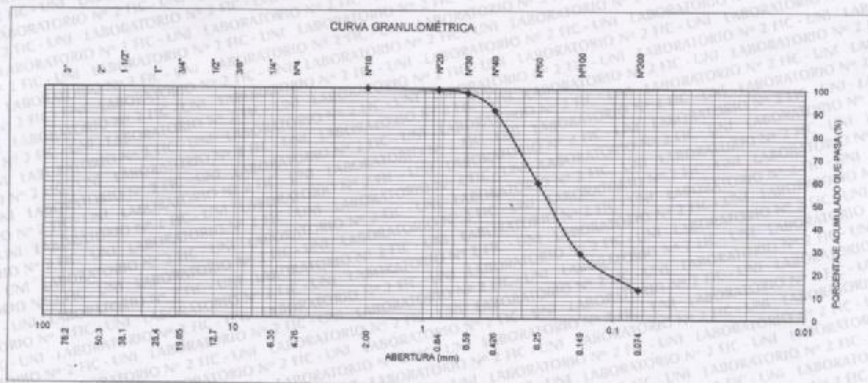
#### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(%)		Pasa
		Parcial Retenido	Retenido	
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	
1 1/2"	38.100	-	-	
1"	25.400	-	-	
3/4"	19.050	-	-	
1/2"	12.700	-	-	
3/8"	9.525	-	-	
1/4"	6.350	-	-	
N°4	4.760	-	-	
N°10	2.000	-	-	100.0
N°20	0.840	0.56	0.56	99.4
N°30	0.590	1.5	2.1	97.9
N°40	0.426	7.4	9.5	90.5
N°60	0.250	31.4	40.9	59.1
N°100	0.149	30.7	71.6	28.4
N°200	0.074	15.6	87.2	12.8
- N°200			12.8	

% grava :	---
% arena :	87.2
% finos :	12.8

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%) :	NP
Límite plástico (%) :	NP
Índice Plástico (%) :	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SM  
Contenido de Humedad ASTM D2216 : 6.45%



Note: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución: Téc. J. Chávez U.  
Revisión: Ing. D. Basurto R.



*[Firma]*  
**Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS**  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-2 con profundidad de 6.90 – 7.80 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú    Telefax 381-3842    Central Telefónica 481-1070    Anexo 308

### INFORME N° S12-802-13

**SOLICITANTE :** ORES FOVIME  
**PROYECTO :** CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
**UBICACIÓN :** AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
**FECHA :** 31 DE OCTUBRE 2012

#### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-3  
Muestra :  
Prof. (m) : 2.20-3.00

#### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

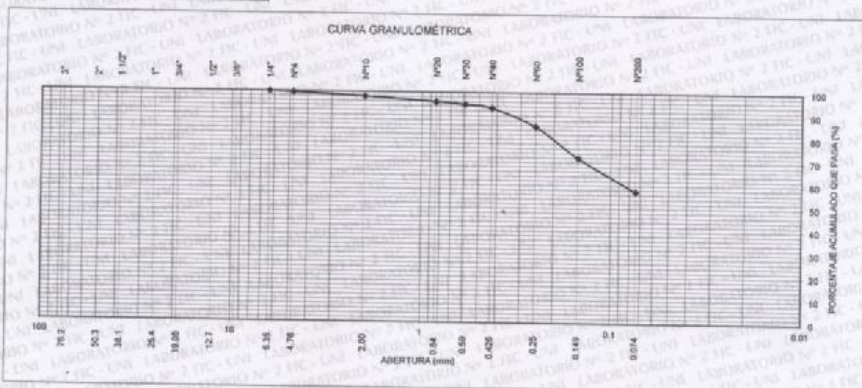
Tamiz	Abertura (mm)	(%)		
		Parcial Retenido	Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	-
2"	50.300	-	-	-
1 1/2"	38.100	-	-	-
1"	25.400	-	-	-
3/4"	19.050	-	-	-
1/2"	12.700	-	-	-
3/8"	9.525	-	-	-
1/4"	6.350	-	-	100.0
N°4	4.760	0.5	0.5	99.5
N°10	2.000	1.6	2.1	97.9
N°20	0.840	2.05	4.13	95.9
N°30	0.590	1.1	5.2	94.8
N°40	0.426	1.6	6.8	93.2
N°60	0.250	7.8	14.5	85.5
N°100	0.149	13.5	28.1	71.9
N°200	0.074	14.6	42.6	57.4
- N°200		57.4		

% grava :	0.5
% arena :	42.2
% finos :	57.4

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%) :	29.97
Límite plástico (%) :	NP
Índice Plástico (%) :	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : ML

Contenido de Humedad ASTM D2216 : 9.27%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución: Téc. J. Chávez U.  
Revisado: Ing. D. Basurto R.



*[Firma]*  
Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-3 con profundidad de 2.20 – 3.00 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-14

**SOLICITANTE :** ORES FOVIME  
**PROYECTO :** CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
**UBICACIÓN :** AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
**FECHA :** 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : C-3  
Muestra :  
Prof.(m.) : 6.00-8.00

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

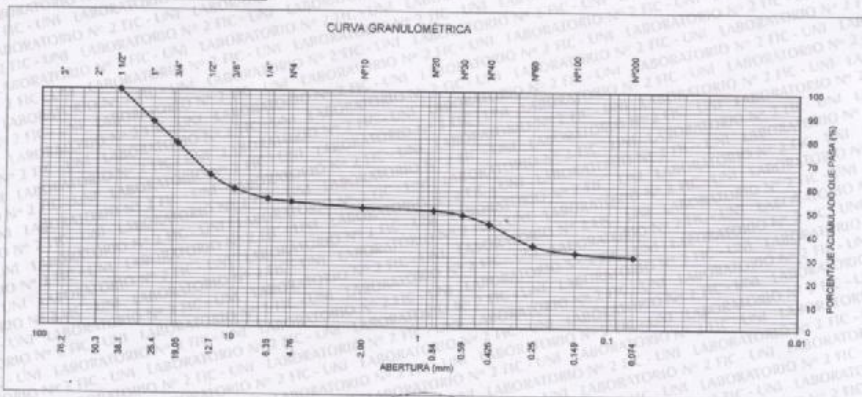
Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial	(%) Reteni	(%) Pasa
3"	76.200	-	-	-
2"	50.300	-	-	-
1 1/2"	38.100	-	-	100.0
1"	25.400	13.5	13.5	86.5
3/4"	19.050	9.1	22.6	77.4
1/2"	12.700	13.3	35.9	64.1
3/8"	9.525	5.7	41.6	58.4
1/4"	6.350	4.3	45.9	54.1
N°4	4.760	1.2	47.0	53.0
N°10	2.000	2.2	49.3	50.7
N°20	0.840	1.0	50.3	49.7
N°30	0.590	1.8	52.1	47.9
N°40	0.426	3.8	55.9	44.1
N°60	0.250	9.1	64.9	35.1
N°100	0.149	3.1	68.0	32.0
N°200	0.074	1.5	69.5	30.5
- N°200		30.5		

% grava	: 47.0
% arena	: 22.5
% finos	: 30.5

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Limite Líquido (%)	: 25.17
Limite plástico (%)	: NP
Indice Plástico (%)	: NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : GM

Contenido de Humedad ASTM D2216 : 1.90%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Tec. J. Chávez U.  
Revisión : Ing. D. Basurto R.



*L. Shuanto*  
Ing. LUISA E. SHUANTO  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-3 con profundidad de 6.00 – 8.00 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-15

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACIÓN : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-4  
Muestra :  
Prof. (m.) : 0.50-2.10

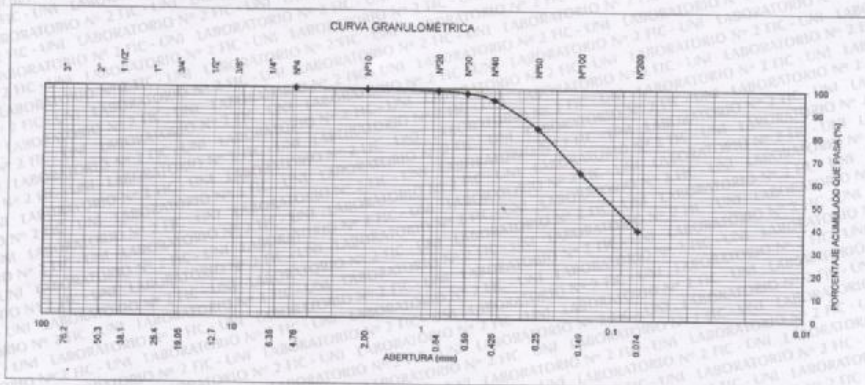
### ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(% )		Pasa
		Parcial Retenido	Retenido	
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	
1 1/2"	38.100	-	-	
1"	25.400	-	-	
3/4"	19.050	-	-	
1/2"	12.700	-	-	
3/8"	9.525	-	-	
1/4"	6.350	-	-	
N°4	4.750	-	-	100.0
N°10	2.000	0.3	0.3	99.7
N°20	0.840	0.60	0.92	99.1
N°30	0.590	1.1	2.0	98.0
N°40	0.426	2.8	4.8	95.2
N°60	0.250	12.2	17.0	83.0
N°100	0.149	19.0	36.0	64.0
N°200	0.074	25.0	61.0	39.0
- N°200		39.0		

% grava :	---
% arena :	61.0
% finos :	39.0

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Limite Líquido (%) :	23.65
Limite plástico (%) :	NP
Indice Plástico (%) :	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SM  
Contenido de Humedad ASTM D2216 : 4.01%



Note: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución: Téc. J. Chávez U.  
Revisión: Ing. D. Basurto R.



*J. E. Shuan Lucas*  
Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIG

Análisis Granulométrico del pozo C-4 con profundidad de 0.50 – 2.10 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-16

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACIÓN : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-4  
Muestra : -  
Prof. (m.) : 4.10-5.30

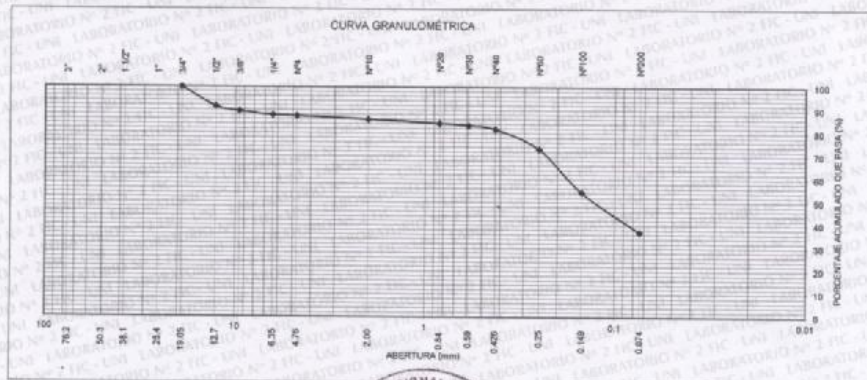
### ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(% ) Acumulado	
		Parcial Retenido	Retenido Pasa
3"	76.200	-	-
2"	50.300	-	-
1 1/2"	38.100	-	-
1"	25.400	-	-
3/4"	19.050	-	100.0
1/2"	12.700	8.5	91.5
3/8"	9.525	2.0	89.5
1/4"	6.350	1.7	87.7
N°4	4.760	0.4	87.3
N°10	2.000	1.4	86.0
N°20	0.840	1.73	84.2
N°30	0.590	0.9	83.3
N°40	0.426	1.6	81.7
N°60	0.250	8.6	73.1
N°100	0.149	18.8	54.3
N°200	0.074	17.4	37.0
- N°200		37.0	

% grava : 12.7  
% arena : 50.4  
% finos : 37.0

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Limite Líquido (%) :	23.19
Limite plástico (%) :	NP
Indice Plástico (%) :	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : SM  
Contenido de Humedad ASTM D2216 : 10.23%



Note: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Téc. J. Chávez U.  
Revisión : Ing. D. Basurto R.



*J. Seel*  
Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-4 con profundidad de 4.10 – 5.30 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-18

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACIÓN : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-5  
Muestra : -  
Prof. (m.) : 2.40-2.80

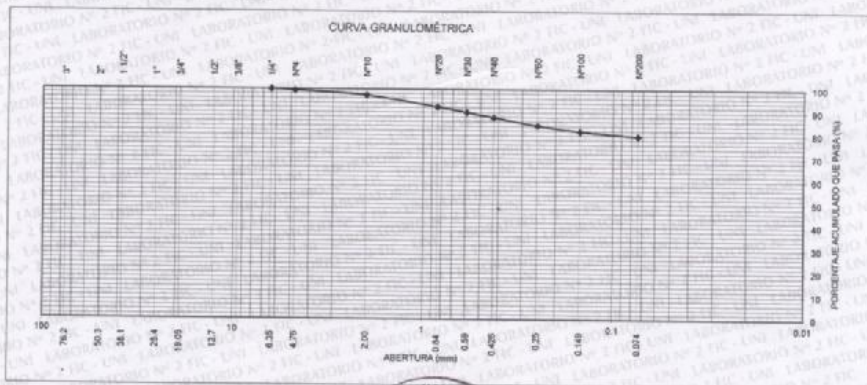
### ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(%)		Pasa
		Parcial Retenido	Retenido	
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	
1 1/2"	38.100	-	-	
1"	25.400	-	-	
3/4"	19.050	-	-	
1/2"	12.700	-	-	
3/8"	9.525	-	-	
1/4"	6.350	-	-	100.0
N°4	4.760	0.6	0.6	99.4
N°10	2.000	2.2	2.8	97.2
N°20	0.840	4.92	7.68	92.3
N°30	0.590	2.3	10.0	90.0
N°40	0.425	2.2	12.2	87.8
N°60	0.250	3.5	15.7	84.3
N°100	0.149	2.5	18.2	81.8
N°200	0.074	2.1	20.3	79.7
- N°200		79.7		

% grava	: 0.6
% arena	: 19.7
% finos	: 79.7

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Limite Líquido (%)	: 35.74
Limite plástico (%)	: 30.55
Indice Plástico (%)	: 5.19

Clasificación SUCS ASTM D2487 : ML  
Contenido de Humedad ASTM D2216 : 22.34%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución: Téc. J. Chávez U.  
Revisión: D. Basurto R.



*J. Shuan*  
Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-5 con profundidad de 2.40 – 2.80 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-17

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACIÓN : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-5  
Muestra : -  
Prof. (m.) : 2.80-3.50.

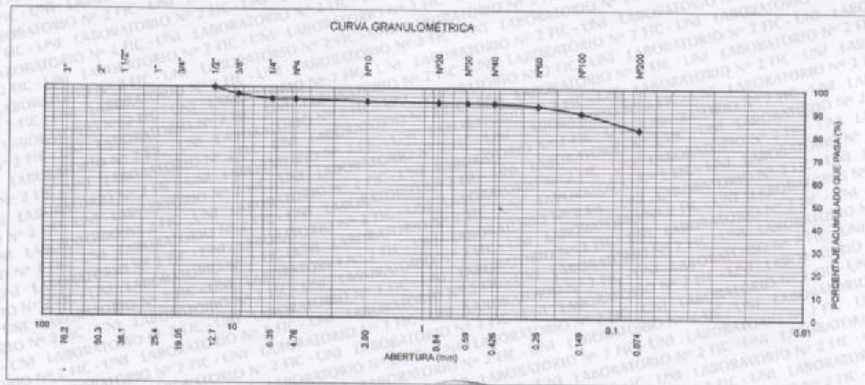
### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(% Parcial Retenido	(% Acumulado	
			Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	-
2"	50.300	-	-	-
1 1/2"	38.100	-	-	-
1"	25.400	-	-	-
3/4"	19.050	-	-	-
1/2"	12.700	-	-	100.0
3/8"	9.525	2.9	2.9	97.1
1/4"	6.350	2.0	4.9	95.1
N°4	4.760	0.1	5.0	95.0
N°10	2.000	0.8	5.9	94.1
N°20	0.840	0.36	6.22	93.8
N°30	0.590	0.1	6.3	93.7
N°40	0.426	0.2	6.5	93.5
N°60	0.250	1.2	7.7	92.3
N°100	0.149	2.9	10.6	89.4
N°200	0.074	7.1	17.7	82.3
- N°200		82.3		

% grava	: 5.0
% arena	: 12.6
% finos	: 82.3

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%)	: 35.98
Límite plástico (%)	: 27.29
Índice Plástico (%)	: 8.69

Clasificación SUCS ASTM D2487 : ML  
Contenido de Humedad ASTM D2216 : 2.16%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución: Téc. J. Chávez U.  
Revisión: Ing. D. Besurto R.



Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-5 con profundidad de 2.80 – 3.50 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú Telefax 381-3842 Central Telefónica 481-1070 Anexo 308

### INFORME N° S12-802-19

**SOLICITANTE** : ORES FOVIME  
**PROYECTO** : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
**UBICACIÓN** : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
**FECHA** : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-6  
Muestra : -  
Prof. (m.) : 5.20-8.00

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

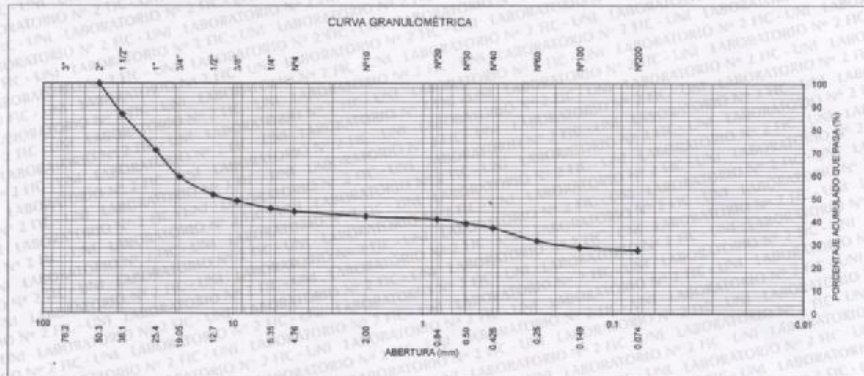
Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenido	(%) Acumulado Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	100.0
2"	50.300	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	13.3	13.3	86.7
1"	25.400	15.8	29.1	70.9
3/4"	19.050	11.6	40.7	59.3
1/2"	12.700	7.7	48.4	51.6
3/8"	9.525	2.8	51.3	48.7
1/4"	6.350	3.2	54.5	45.5
N°4	4.760	1.3	55.7	44.3
N°10	2.000	2.2	57.9	42.1
N°20	0.840	1.23	59.14	40.9
N°30	0.590	1.7	60.9	39.1
N°40	0.426	2.0	62.9	37.1
N°60	0.250	5.5	68.4	31.6
N°100	0.149	2.8	71.3	28.7
N°200	0.074	1.3	72.5	27.5
- N°200		27.5		

% grava	: 55.7
% arena	: 16.8
% finos	: 27.5

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%)	: 22.65
Límite plástico (%)	: NP
Índice Plástico (%)	: NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : GM

Contenido de Humedad ASTM D2216 : 2.48%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Tec. J. Chavez U.

Revisión : Ing. D. Basurto R.



Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-6 con profundidad de 5.20 – 8.00 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú    Telefax 381-3842    Central Telefónica 481-1070    Anexo 308

### INFORME N° S12-802-20

**SOLICITANTE :** ORES FOVIME  
**PROYECTO :** CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
**UBICACIÓN :** AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
**FECHA :** 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-7  
Muestra :  
Prof. (m.) : 2.80-4.20

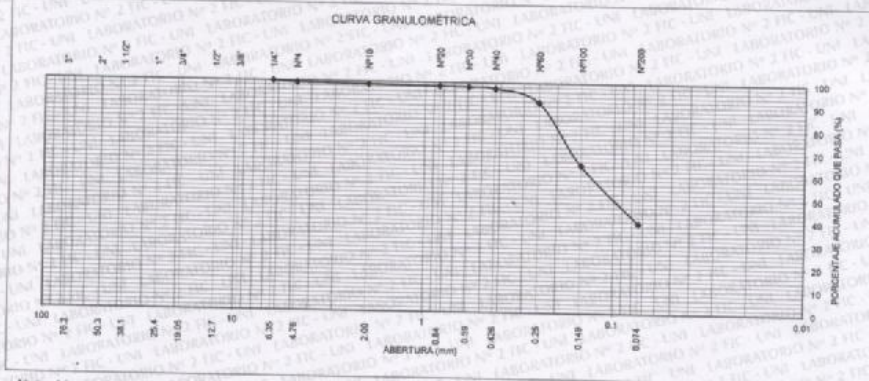
### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Parcial Retenido	(%) Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	
2"	50.300	-	-	
1 1/2"	38.100	-	-	
1"	25.400	-	-	
3/4"	19.050	-	-	
1/2"	12.700	-	-	
3/8"	9.525	-	-	
1/4"	6.350	-	-	100.0
N°4	4.750	0.7	0.7	99.3
N°10	2.000	0.5	1.1	99.9
N°20	0.840	0.46	1.60	98.4
N°30	0.590	0.3	1.9	98.1
N°40	0.426	0.6	2.5	97.5
N°60	0.250	5.9	8.4	91.6
N°100	0.149	27.1	35.6	64.4
N°200	0.074	25.1	60.7	39.3
- N°200		39.3		

% grava :	0.7
% arena :	60.0
% finos :	39.3

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%) :	25.71
Límite plástico (%) :	NP
Índice Plástico (%) :	NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : **SM**  
Contenido de Humedad ASTM D2216 : **2.24%**



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Téc. J. Chávez U.  
Revisión : Ing. D. Besurto R.



*[Signature]*  
**Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS**  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-7 con profundidad de 2.80 – 4.20 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú    Telefax 381-3842    Central Telefónica 481-1070    Anexo 308

### INFORME N° S12-802-21

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACIÓN : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

### REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Pozo : C-7  
Muestra : -  
Prof. (m.) : 5.60-8.00

### ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D422

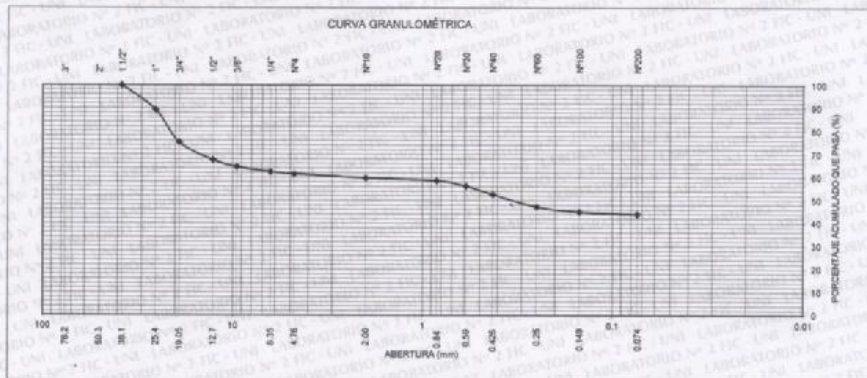
Tamiz	Abertura (mm)	(% Parcial Retenido	(% Acumulado	
			Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	-
2"	50.300	-	-	-
1 1/2"	38.100	-	-	100.0
1"	25.400	10.7	10.7	89.3
3/4"	19.050	14.1	24.8	75.2
1/2"	12.700	7.6	32.4	67.6
3/8"	9.525	3.1	35.5	64.5
1/4"	6.350	2.2	37.6	62.4
N°4	4.760	0.9	38.5	61.5
N°10	2.000	1.7	40.3	59.7
N°20	0.840	1.21	41.49	58.5
N°30	0.590	2.4	43.6	56.2
N°40	0.426	3.5	47.4	52.6
N°60	0.250	5.4	52.8	47.2
N°100	0.149	2.3	55.0	45.0
N°200	0.074	1.0	56.1	43.9
- N°200				43.9

% grava	: 38.5
% arena	: 17.5
% finos	: 43.9

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
Límite Líquido (%)	: 24.50
Límite plástico (%)	: NP
Índice Plástico (%)	: NP

Clasificación SUCS ASTM D2487 : GM

Contenido de Humedad ASTM D2216 : 2.29%



Nota: Muestra remitida e identificada por el Solicitante

Ejecución : Téc. J. Chávez U.

Revisión : Ing. D. Basurto R.



Ing. LUISA E. SHUAN LUCAS  
Jefa del Laboratorio N°2  
Mecánica de Suelos y Pavimentos - UN - FIC

Análisis Granulométrico del pozo C-7 con profundidad de 5.50 – 8.00 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D422.





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú    Telefax 381-3842    Central Telefónica 481-1070    Anexo 308

### INFORME N° S12-802-14

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
 PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
 UBICACIÓN : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
 FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

#### ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)  
 Calicata : C-3  
 Muestra :  
 Prof.(m) : 6.00-8.00

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm <sup>3</sup> )	1.850	1.850	1.850
Densidad seca inicial (gr/cm <sup>3</sup> )	1.814	1.814	1.814
Cont. de humedad inicial (%)	2.0	2.0	2.0
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.109	2.084	2.058
Altura final de muestra (cm)	2.097	2.071	2.033
Densidad húmeda final (gr/cm <sup>3</sup> )	2.260	2.274	2.298
Densidad seca final (gr/cm <sup>3</sup> )	1.869	1.892	1.928
Cont. de humedad final (%)	20.9	20.2	19.2
Esfuerzo normal (kg/cm <sup>2</sup> )	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm <sup>2</sup> )	0.310	0.625	0.935
Angulo de fricción interna :	<b>32.0 °</b>		
Cohesion (Kg/cm <sup>2</sup> ) :	<b>0.00</b>		

Muestra remitida e identificada por el solicitante

Realizado por : Téc. J. Chávez U.  
 Revisado por : Ing. D. Basurto R.



Ing. LUISA E. SHUAN LUCÁS  
 Jefa del Laboratorio N°2  
 Mecánica de Suelos y Pavimentos - UNI - FIC

Ensayo de Corte Directo del pozo C-3 con profundidad de 6.00 – 8.00 mts, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D3080.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos

Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú    Telefax 381-3842    Central Telefónica 481-1070    Anexo 308

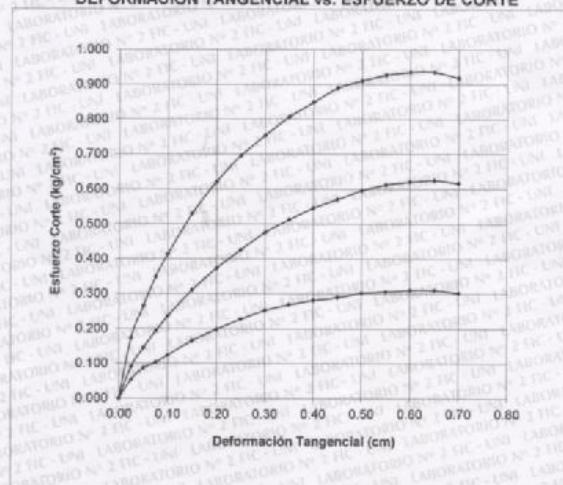
**INFORME N° S12-802-14**

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
PROYECTO : CONJUNTO RESIDENCIAL "EL MIRADOR DE LAS PALMAS"  
UBICACIÓN : AV. GRAL. EDMUNDO AGUILAR PASTOR N°432 - SANTIAGO DE SURCO - LIMA  
FECHA : 31 DE OCTUBRE 2012

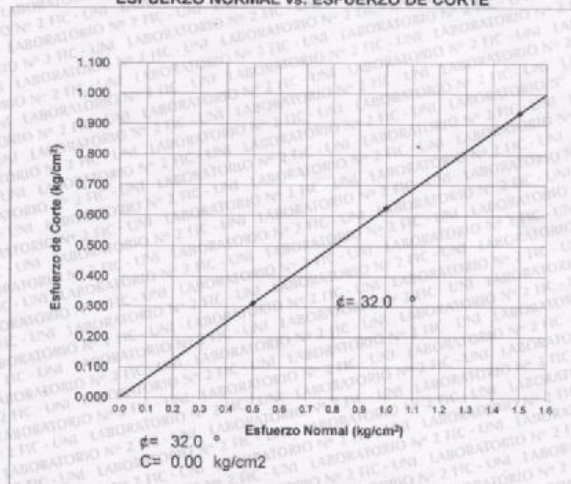
### ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)  
Calicata : C-3  
Muestra : -  
Prof.(m) : 6.00-8.00

#### DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



#### ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



Ensayo de Corte Directo del pozo C-3 con profundidad de 6.00 – 8.00 mts y la curva de Deformación Tangencial y Deformación Normal vs Esfuerzo de Corte, de acuerdo a la respectiva norma ASTM D3080.



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA Y TEXTIL  
LABORATORIO N° 21 - INVESTIGACIÓN Y QUÍMICA APLICADA

## INFORME DE ENSAYO N° 011-6LAB.21-12

SOLICITANTE : ORES FOVIME  
REGISTRO : S12-802  
MUESTRA : C-6 P = 0,40 – 5, 20m  
Muestra identificada y proporcionada por el solicitante  
OBRA : CONJUNTO RESIDENCIAL "MIRADOR DE LAS  
PALMAS" FOVIME - SURCO  
UBICACIÓN : SANTIAGO DE SURCO  
ENSAYO : ANALISIS FISICOQUIMICO  
FECHA : 06-11-12

### REPORTE DE RESULTADOS

PARAMETRO	REPORTE	METODO
SALES SOLUBLES TOTALES, ppm	890,00	MTCE219
SULFATOS como Ion $SO_4^{2-}$ , ppm	168,00	ASTMD516
CLORUROS como Ion Cl <sup>-</sup> , ppm	250,00	ASTMD512

Sin otro particular, quedamos de ustedes,

Atentamente,

ING. CESAR J. OSORIO CARRERA  
Jefe del LAB.21

Av. Túpac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú - Apto. 1301  
Telf.: 481-0662 Telefax: 481-7919 • E-mail: jefaturalab.21@gmail.com

Informe de Ensayo con el respectivo reporte de resultados sobre sales solubles, sulfatos y cloruros, de acuerdo a la respectiva normas.

**CAPÍTULO IV**  
**RESULTADOS DEL DESARROLLO DE LA**  
**INVESTIGACIÓN**

#### 4.1 ANÁLISIS DE ESTUDIO DE SUELOS

El presente análisis de la capacidad portante tiene como finalidad obtener las características físicas y mecánicas del suelo en fundación y que este respecto a las normas vigentes y ensayos programados a lo que requiere.

Tenemos la **Geomorfología** presente en este estudio del terreno es:

El Mapa de Martínez (1975), donde se resalta las características del suelo de Lima. Indicando el siguiente resumen:

Los suelos de Lima están formados por los abanicos del río Rímac y Chillón, las mismas que tienen diferentes características geométricas, de origen, propiedades, etc., donde predomina el conglomerado.

- Los cantos rodados están formados por el Cono del Rímac y por rocas ígneas predominando granodioritas.
- La presencia de diferentes terrazas, cauces antiguos y actuales de los ríos nos revelan eventos importantes durante su evolución.

La geología que se puede observar y mediante el estudio es:

##### **Depósito Fluvio-Aluvionales**

Se encuentran depósitos de material reciente suelto constituido por lechos de arena, más o menos en un 70% y, limo en otro 15% englobando clastos y bloques angulosos y sub- angulosos en otro 15% proveniente de las partes altas de las vertientes.

Los clastos y bloques son de rocas graníticas - tonalíticas y dioritas-gabros, las rocas sub- redondeadas en procesos de meteorización, algunas presentan alteraciones secundarias por acción de agua.

El máximo espesor conocido es de 120m sin alcanzar el basamento.

Estos depósitos aluviales se han formado debido a la acción del meteorismo (secamiento y humedecimiento), que prevaleció anteriormente. Todos estos fenómenos han ocurrido en el Cuaternario. En la actualidad, la acción erosiva de transporte y sedimentación ha quedado reducida a su mínima actividad.

## Depósitos Eólicos

Las acumulaciones de arena transportada por el viento se ubican mayormente en los flancos. La dirección predominante es de SW y SSW y su promedio de velocidad media es de 1.7 m/seg.

El movimiento de arena es reducido y generalmente de pequeño avance

## Depósitos: Fluvio - Aluvionales - Eólicos (Cuaternario)

La acción denudante del Cuaternario modificó las primitivas formas topográficas que presentan la zona, debido principalmente a las variaciones de clima que existió en esta Era.

Al momento de la exploración del terreno se hicieron calicatas a pozo abierto, las cuales fueron ubicadas de acuerdo al propósito del proyecto, alcanzando una profundidad de exploración de **8 mts.**

Se efectuaron Densidades Naturales, mediante el Método Cono de Arena, bajo las Normas de la ASTM-D 1556-64, en la cual se obtienen el peso del suelo natural de una pequeña excavación (hueco)

DENSIDAD	D-1	D-2
Pozo	C-3	C-3
Prof. (m)	2.50	6.50
Densidad Natural (gr/cm <sup>2</sup> )	1.75	2.10
Humedad (w%)	9.50	2.50
Densidad Seca (gr/c <sup>3</sup> )	1.60	2.05

**Tabla N°01:** Cuadro de Densidades.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial “El Mirador de las Palmas”

Se realizaron los siguientes ensayos con fines de cimentación

## Ensayos Estándar

Se realizaron los siguientes ensayos:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422

- Contenido de Humedad ASTM D-2216
- Límite Líquido y Limite Plástico ASTM D-4318

### **Ensayos Especiales**

Fueron realizados los siguientes:

- En una muestra representativa del pozo C-3 de 6.00m — 8.00m, de profundidad, se realizó el ensayo de Corte Directo Remoldeado.
- En una muestra representativa del pozo C-6 de 0.40 - 5.20m, de profundidad, se realizó el ensayo Análisis Químicos de Sales Agresivas al Concreto.

### **Clasificación de Suelos**

Las muestras ensayadas en el laboratorio se han clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) y las muestras restantes que no figuran en el cuadro fueron clasificados por pruebas sencillas de campo, observación y comparación con las muestras representativas ensayadas.

POZO	C-1	C-1	C-1	C-1	C-1
Profundidad (m)	0.00-0.90	0.90-2.00	2.00-2.90	2.90-3.10	3.10-4.60
Muestra	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5
% Pasa Malla N° 4	98.4	100.00	99.3	99.80	100
% Pasa Malla N° 200	73.7	18.6	51.20	88.10	32.90
Limite Liquido	30.31	18.29	28.53	36.65	21.44
Índice de Plasticidad	N.P	N.P	N.P	27.27	N.P
Contenido de Humedad (%)	2.37	2.01	6.19	26.76	7.81
Clasificación de Suelos "SUCS"	<b>ML</b>	<b>SM</b>	<b>ML</b>	<b>ML</b>	<b>SM</b>

POZO	C-1	C-1	C-1	C-2	C-2
Profundidad (m)	4.60-5.30	5.30-5.70	5.70-8.00	1.10-2.20	2.90-3.30
Muestra	M-6	M-7	M-8	M-3	M-5
% Pasa Malla N° 4	100.00	100.00	51.20	100.00	96.20
% Pasa Malla N° 200	83.7	43.20	25.00	16.40	70.20
Limite Liquido	N.P	24.41	24.29	23.91	35.07
Índice de Plasticidad	N.P	N.P	N.P	N.P	7.28
Contenido de Humedad (%)	24.88	14.77	2.46	2.30	26.36
Clasificación de Suelos "SUCS"	<b>ML</b>	<b>SM</b>	<b>GM</b>	<b>SM</b>	<b>ML</b>

POZO	C-2	C-2	C-3	C-3	C-4
Profundidad (m)	4.10-4.70	6.90-7.80	2.20-3.00	6.00-8.00	0.50-2.10
Muestra	M-8	M-13	M-3	M-8	M-2
% Pasa Malla N° 4	100.00	100.00	99.50	53.00	100.00
% Pasa Malla N° 200	46.40	12.80	57.40	30.50	39.00
Limite Liquido	25.57	N.T	29.97	25.17	23.65
Índice de Plasticidad	N.P	N.P	N.P	N.P	N.P
Contenido de Humedad (%)	1.43	6.45	9.27	1.90	4.01
Clasificación de Suelos "SUCS"	<b>SM</b>	<b>SM</b>	<b>ML</b>	<b>GM</b>	<b>SM</b>

POZO	C-4	C-5	C-5	C-6	C-7
Profundidad (m)	4.10-5.30	2.40-2.80	2.80-3.50	5.20-8.00	2.80-4.20
Muestra	M-7	M-4	M-5	M-11	M-5
% Pasa Malla N° 4	87.30	99.40	95.00	44.30	99.30
% Pasa Malla N° 200	37.00	79.7	82.30	27.50	39.3
Limite Liquido	23.19	35.74	35.98	22.65	25.71
Índice de Plasticidad	N.P	5.19	8.69	N.P	N.P
Contenido de Humedad (%)	10.23	22.34	2.16	2.48	2.24
Clasificación de Suelos "SUCS"	<b>SM</b>	<b>ML</b>	<b>ML</b>	<b>GM</b>	<b>SM</b>

**Figura N°19:** Clasificación de Suelos.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial "El Mirador de las Palmas"



POZO	C-7
Profundidad (m)	5.60-8.00
Muestra	M-8
% Pasa Malla N° 4	61.50
% Pasa Malla N° 200	43.90
Limite Liquido	24.50
Índice de Plasticidad	N.P
Contenido de Humedad (%)	2.29
Clasificación de Suelos "SUCS"	GM

**Figura N°20:** Clasificación de Suelos.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial "El Mirador de las Palmas"

De acuerdo a la formación del **perfil estratigráfico** el área de estudio de los suelos está conformado por:

Superficialmente y hasta la profundidad variable de 5.20 — 6.60m presenta material de limo con 16.30% - 48.10% de arena, con presencia de grasas aisladas por sectores, color beige y beige claro, poco húmedo y húmedo, no plástico, en estado semicompacto, arena limosa, con presencia de gravas por sectores, color beige, poco húmeda y húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 16.40% - 46.40% de material fino que pasa la malla N°200, limo con 11.70% - 26.00% de arena, con presencia de caliches por sectores, color marrón claro, húmedo, poco plástico, en estado semicompacto, con 35.07% - 36.65% de limite líquido y 5.19% - 9.38% de índice plástico.

Cabe resaltar que en el pozo C-2 y C-5 entre la profundidad de 0.00m - 0.50m, y en el pozo C-7 entre 0.00m — 0.70m presenta material de relleno conformado por arena limosa, con presencia de papeles, plásticos, cascotes de ladrillos y concretos, etc., color beige, seco, no plástico, en estado semicompacto.

Continuando y hasta la profundidad explorada de 8.00m con grava sub redondeada, con 16.80% - 26.20% de arena, con presencia de cantos en un 15% y boleos aislados, color beige, poco húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 25.00% - 43.90% de material fino que pasa la malla N° 200.

Grava de tamaño predominante 3/4" - 1", cantos de tamaño máximo 12" y boleos de hasta 15" - 20".

Cabe resaltar que en el pozo C-2 entre la profundidad de 6.90m — 7.80m, y en el pozo C-5 entre la profundidad de 7.30m — 8.00m, presenta material de arena limosa, color beige y plomiza, húmeda, no plástica, en estado semicompacto.

## 4.2 ANALISIS DE LA CIMENTACION

### 4.2.1 TIPO Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACION

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, descripción de los perfiles estratigráficos, características del proyecto y al análisis efectuado, se concluye que la cimentación será superficial por medio de zapatas conectadas, desplantadas a la profundidad mínima de 2.00m, contados a partir del nivel de fondo del sótano en material de grava arenosa, limosa con cantos y boleos aislados. **(ESTUDIO DE SUELOS CONJUNTO RESIDENCIAL “EL MIRADOR DE LAS PALMAS”)**

*Nota: Alrededor del pozo C-5 donde la arena limosa se encuentra hasta la profundidad de -8.00m, se colocará subzapatas hasta encontrar el nivel de la grava arenosa, limosa con cantos y boleos aislados. (ESTUDIO DE SUELOS CONJUNTO RESIDENCIAL “EL MIRADOR DE LAS PALMAS”)*

### 4.2.2 CALULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Con los obtenidos en el Ensayo de Corte Directo Remoldeado ( $\phi=32^\circ$  y  $c=0.00\text{Kg/cm}^2$ ) en la condición más desfavorable y aplicando la **Teoría de Karl Terzaghi** y corroborado por **Meyerhof** para cimentaciones superficiales, se tiene:

$$q_{ad} = \frac{1}{FS} (\gamma_{d1} D_f N^*q + 0.4 B \gamma_{d2} N^*\gamma)$$

Donde tenemos:

<b>qad</b>	Capacidad Portante Admisible Kg/cm <sup>2</sup>	
<b>Φ</b>	Angulo de Fricción Interna	32°
<b>c</b>	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	0.00
$\gamma_{d1}$	Densidad Seca del Suelo por encima del nivel de cimentación (gr/cm <sup>2</sup> )	1.600
$\gamma_{d2}$	Densidad Seca por debajo del nivel de Cimentación (gr/cm <sup>2</sup> )	1.814
<b>Df</b>	Profundidad de desplante (m)	2.00
<b>B</b>	Ancho de Cimentación (m)	2.80
<b>N'q y N'y</b>	Factores de Capacidad de Carga para una falla intermedia	19.170, 16.190
<b>Fs</b>	Factor de Seguridad	3

**Tabla N°02:** Datos de la Capacidad Portante.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial “El Mirador de las Palmas”

Luego se tiene:

$$qad = 3.14 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 4.3 CALCULO DE ASENTAMIENTO

Aplicando el Método Elástico:

$$S_i = \frac{qB (1-\mu^2)}{E_s} \times I_f$$

Donde:

<b>Si</b>	:	Asentamiento probable (cm)		
<b>q</b>	:	Presión de Trabajo (Ton/m <sup>2</sup> )	=	31.4
<b>B</b>	:	Ancho de la cimentación (m)	=	2.80
<b>μ</b>	:	Relación de Poisson	=	0.15
<b>If</b>	:	Factor de forma (cm/m)	=	82.00
<b>Es</b>	:	Módulo de elasticidad (Ton/m <sup>2</sup> )	=	5000.00

Reemplazando valores se tiene: **Si = 1.41 cm**

Por lo tanto, el Asentamiento diferencial será:

$$\Delta Hd = 1.1 \text{ cm}$$

**CAPÍTULO V**  
**DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS**

## **5.1 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

**Después de hacer los respectivos análisis minuciosos de la capacidad portante del suelo de fundación presente en el estudio en mención.**

De lo analizado se puede obtener el tipo de suelo que es característico de este tipo de región en el país siendo los suelos de Lima que cuentan con el Conglomerado que se encuentra discontinuo desde su deformación por diferentes eventos.

Como se puede observar con la normativa vigente E. 050 Suelos y Cimentaciones, el terreno de fundación de acuerdo a el cálculo de la teoría de terzaghi para cimentaciones superficiales presenta una capacidad de carga admisible de 3.14 kg/cm<sup>2</sup>, con un ancho de cimentación de 2.80 mts, por lo que de acuerdo al estudio no se está sugiriendo un mejoramiento del terreno, ya que se trabajara respetando los respectivos cálculos del estudio de suelo.

Asimismo, el perfil estratigráfico nos muestra la clasificación de suelo y el porcentaje de cada perfil.

En su conformación principal en los primeros metros de excavación y estudio que presenta el perfil estratigráfico es un material de limo con 16.30% - 48.10% de arena, con presencia de gravas aisladas por sectores, color beige y beige claro, poco húmedo y húmedo, no plástico, en estado semicompacto, arena limosa, con presencia de gravas por sectores, color beige, poco húmeda y húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 16.40% - 46.40% de material fino que pasa la malla N°200, limo con 11.70% - 26.00% de arena, con presencia de caliches por sectores, color marrón claro, húmedo, poco plástico, en estado semicompacto, con 35.07% - 36.65% de limite líquido y 5.19% - 9.38% de índice plástico.

Para el pozo C-1 se presentara los resultados obtenidos en las imagenes:

## REGISTRO DE EXPLORACION

<b>PROYECTO</b> : CONJUNTO RESIDENCIAL "MIRADOR DE LAS PALMAS"	<b>Pozo</b> : C-1(I)
<b>UBICACION</b> : AVENIDA CORONEL EDMUNDO AGUILAR PASTOR N° 432, ESQ. CALLE SAN SEBASTIAN, DISTRITO SANTIAGO DE SURCO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LIMA	<b>Prof.:</b> 8.00 m.
<b>CONSULTOR</b> : ING. GERMAN WALTER TELLO PALACIOS	<b>N.F.:</b> ---

PROF. (m)	TIPO DE EXPL.	MUESTRA	DESCRIPCION	CLASIF.	SIMBOLO
0.50	↑ A CIELO ABIERTO ↓	M-1	Material de limo con 24.70% de arena, con presencia de gravas aisladas, color beige claro, poco húmedo, no plástico, en estado semicompacto.	ML	
0.90 1.00		M-2	Material de arena limosa, color beige, poco húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 18.60% de material fino que pasa la malla N°200.	SM	
1.50 2.00		M-3	Material de limo con 48.10% de arena, color beige, húmedo, no plástico, en estado semicompacto.	ML	
2.50 2.90 3.00		M-4	Material de limo con 11.70% de arena, con presencia de calcizas, color marfil claro, húmedo, poco plástico, en estado semicompacto, con 36.60% de limo fino y 9.30% de pedregal.	ML	

**Figura N°21:** Perfil Estratigráfico.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial "El Mirador de las Palmas"

## REGISTRO DE EXPLORACION

<b>PROYECTO</b> : CONJUNTO RESIDENCIAL "MIRADOR DE LAS PALMAS"	<b>Pozo</b> : C-1(2)
<b>UBICACION</b> : AVENIDA CORONEL EDMUNDO AGUILAR PASTOR N° 432, ESQ. CALLE SAN SEBASTIAN, DISTRITO SANTIAGO DE SURCO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LIMA	<b>Prof.</b> : 8.00 m.
<b>CONSULTOR</b> : ING. GERMAN WALTER TELLO PALACIOS	<b>N.F.</b> : ---

PROF. (m)	TIPO DE EXPL.	MUESTRA	DESCRIPCION	CLASIF.	SIMBOLO
3.10	↑	M-4		ML	
3.50					
4.00	A CIELO ABIERTO ↓	M-5	Material de arena limosa, color beige, húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 32.90% de material fino que pasa la malla N° 200.	SM	
4.50					
4.60		M-6	Material de limo con 16.30% de arena, color beige, húmedo, no plástico, en estado semicompacto.	ML	
5.00					
5.30		M-7	Material de arena limosa, color plumiza, húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 43.20% de material fino que pasa la malla N° 200.	SM	
5.50					
5.70		M-8		GM	
6.00					

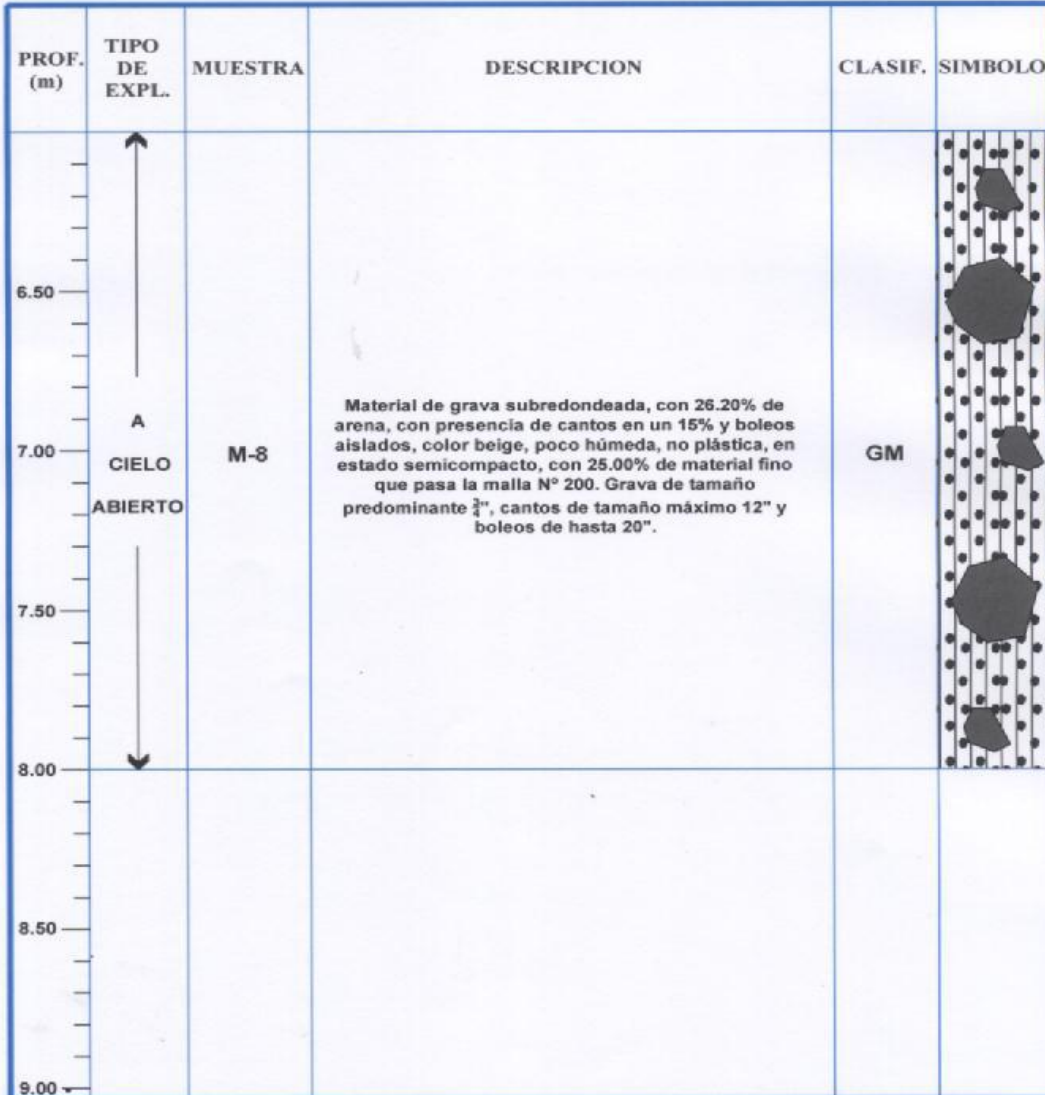
**Figura N°22:** Perfil Estratigráfico.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial "El Mirador de las Palmas"



## REGISTRO DE EXPLORACION

<b>PROYECTO</b> : CONJUNTO RESIDENCIAL "MIRADOR DE LAS PALMAS"	<b>Pozo</b> : C-1(3)
<b>UBICACION</b> : AVENIDA CORONEL EDMUNDO AGUILAR PASTOR N° 432, ESQ. CALLE SAN SEBASTIAN, DISTRITO SANTIAGO DE SURCO, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE LIMA	<b>Prof.</b> : 8.00 m.
<b>CONSULTOR</b> : ING. GERMAN WALTER TELLO PALACIOS	<b>N.F.</b> : ---



**FiguraN°23:** Perfil Estratigráfico.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial "El Mirador de las Palmas"

**CAPITULO VI**  
**CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## 6.1 CONCLUSIONES

### De la investigación se pudo llegar a las siguientes conclusiones

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, a las características del proyecto y al análisis efectuado, se concluye lo siguiente:

1. El asentamiento admisible es de aproximadamente 1.11 cm, que es menor de 1" (2.54 cm.) recomendable para este tipo de estructura que hace referencia a la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones que dice que para Edificaciones el Asentamiento Permisible es de 1", por lo tanto, no se presentaran problemas por asentamiento.
2. El subsuelo de acuerdo a la actividad de cimentación no se encuentra sujeta a socavaciones ni deslizamientos, y tampoco se puede observar hundimiento ni levantamientos del terreno de fundación. Así mismo la geodinámica externa en el área de estudio no presenta hasta la fecha riesgo alguno como los casos de aluviones, huaycos, deslizamientos, etc.
3. Se concluye que la cimentación será superficial por medio de zapatas conectadas, desplantadas a la profundidad mínima de 2.00m, contados a partir del nivel de fondo del sótano en material de grava arenosa, limosa con cantos y boleos aislados, para una capacidad portante admisible de:

$$q_{ad} = 3.14 \text{ kg/cm}$$

4. Lo importante de generar un análisis es la correcta verificación de los distintos tipos de carga de los suelos es así que mediante este análisis se puede observar y verificar varias cosas puntuales si como generales lo que tenemos en mayor porcentaje en las calicatas observadas es de tipo arena limosa por lo que de acuerdo al tipo de proyecto de construcción se está **concluyendo el colocar zapatas conectadas con una profundidad de desplante de 2.00 mts.**

## 6.2 RECOMENDACIONES

1. Los métodos de estabilización de forma física, química y mecánica disminuyen el índice de plasticidad, hinchamiento libre vertical y la retracción lineal, por lo que estos en forma adicional son los que incrementaran la resistencia del suelo, así como su capacidad de carga.
2. La estabilización mixta de cal más fibras fibriladas de polipropileno, son las que reducen el índice de plasticidad, aumenta en mayor porcentaje la capacidad de carga, reduce el hinchamiento y retracción lineal del suelo. Los mecanismos que dan lugar a todas estas mejoras son, el intercambio de iones, floculación y las reacciones puzolánicas y una mejora en la cohesión debido a la incorporación de fibras.
3. El suelo debe estar libre de impurezas por lo que es necesario realizar los diversos ensayos establecidos y poder observar los diferentes perfiles estratigráficos los cuales en los primeros metros de excavación presentan limo con 16.30% - 48.10% de arena, con presencia de gravas aisladas por sectores, color beige y beige claro, poco húmedo y húmedo, no plástico, en estado semicompacto, arena limosa, con presencia de gravas por sectores, color beige, poco húmeda y húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 16.40% - 46.40% de material fino que pasa la malla N°200, limo con 11.70% - 26.00% de arena, con presencia de caliches por sectores, color marrón claro, húmedo, poco plástico, en estado semicompacto, con 35.07% - 36.65% de limite líquido y 5.19% - 9.38% de índice plástico.

4. Para el tema de desempeño óptimo del suelo ya que no se ha considerado agresiones desfavorables en el terreno como indica el estudio, se tendrá un buen comportamiento estructural del terreno frente a empujes laterales de carga de cimentaciones evitando colapso de estructuras sobre el terreno de fundación.
5. Según como establece la norma se determina que no existe agresividad de los sulfatos al concreto ni de los cloruros al fierro; por lo tanto, se recomienda el uso del cemento Portland Tipo I, con una buena densificación del concreto mediante un buen vibrado.
6. Se recomienda el respectivo cuidado con las calzaduras vecinas al momento de excavación para elementos estructurales en el terreno de fundación del área de estudio.

## **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

1. **ING. WILLIAM RODRÍGUEZ SERQUÉN. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NORMA E.050: SUELOS Y CIMENTACIONES, CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS.**
2. **ÁNGELA PATRICIA BARRETO MAYA – COLOMBIA (2007), EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. FÓRMULAS ANALÍTICAS Y ENSAYOS DE CARGA.**
3. **ESTUDIO DE SUELOS CONJUNTO RECREACIONAL MIRADOR LAS PALMAS.**
4. **Ing. MARTIN PAUCARA ROJAS, CAPACIDAD DE CARGA (MEYERHOF).**
5. **Dr. JORGE E. ALVA HURTADO, CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**

- 6. Ing. OSCAR DONAYRE CÓRDOVA - UNIVERSIDAD RICARDO PALMA – FACULTAD DE INGENIERÍA LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO, CAPACIDAD DE CARGA DE SUELOS Y ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**
  
- 7. Ing. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN, Ing. HÉCTOR LEGORRETA CUEVAS y Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO, PROFESORES DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM; CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS.**
  
- 8. WILFREDO ALFONSO VALLE AREAS - INGENIERO CIVIL, PROYECTO FIN DE MÁSTER: “ESTABILIZACIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS PLÁSTICOS CON MINERALIZADORES EN AMBIENTES SULFATADOS O YESÍFEROS”.**

**ANEXOS**

**ANEXO 01: MATRIZ DE CONSISTENCIA**

TITULO	PROBLEMA	OBJETIVO GENERAL	JUSTIFICACIÓN	FUNDAMENTOS TEÓRICOS	METODOLOGÍA
<p>“Análisis de resultados de la capacidad portante en el Proyecto de vivienda multifamiliar el Mirador de las Palmas – Surco, 2016”.</p>	<p>¿De qué manera la capacidad portante del suelo y su respectivo análisis son necesarios para brindar estabilidad y soporte al Proyecto de vivienda multifamiliar el Mirador de las Palmas – Surco?</p>	<p>Determinar de qué manera la capacidad portante del suelo y su respectivo análisis son necesarios para brindar estabilidad y soporte al Proyecto de vivienda multifamiliar el mirador de las Palmas – Surco.</p>	<p>Nace ante la necesidad de tener estructuras estables y que cuenten con un buen soporte y estabilidad.</p>	<p><b><u>Capacidad Portante:</u></b> Capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno.</p> <p><b><u>Vivienda Multifamiliar:</u></b> Las viviendas unifamiliares constan de cinco o más pisos pueden ser utilizadas como apartamentos o viviendas en serie y pueden servir para muchas cosas más.</p>	<p align="center">Analítico</p>
		<p align="center"><b>OBJETIVO ESPECIFICO</b></p>			
		<p>*Identificar las fallas que se pueden presentar ante un mal cálculo de la capacidad portante del suelo.</p> <p>*Analizar las posibles causas de una deficiente capacidad portante en los suelos.</p> <p>*Proponer técnicas de mejora del suelo para obtener una eficiente capacidad de carga. (A través de las recomendaciones)</p>			

## ANEXO 02: PLANO DE UBICACIÓN



**Figura N°24:** Plano de Ubicación del Distrito de Surco - Lima.

**Fuente:** Google Maps.

## ANEXO 03: EVIDENCIAS FOTOGRÁFICAS



**Figura N°25:** Vista Panorámica de la zona de Estudio.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial "El Mirador de las Palmas"





**Figura N°26:** Vista Panorámica de la zona de Estudio.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial “El Mirador de las Palmas”



**Figura N°27:** Vista Panorámica del Pozo C-1.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial “El Mirador de las Palmas”



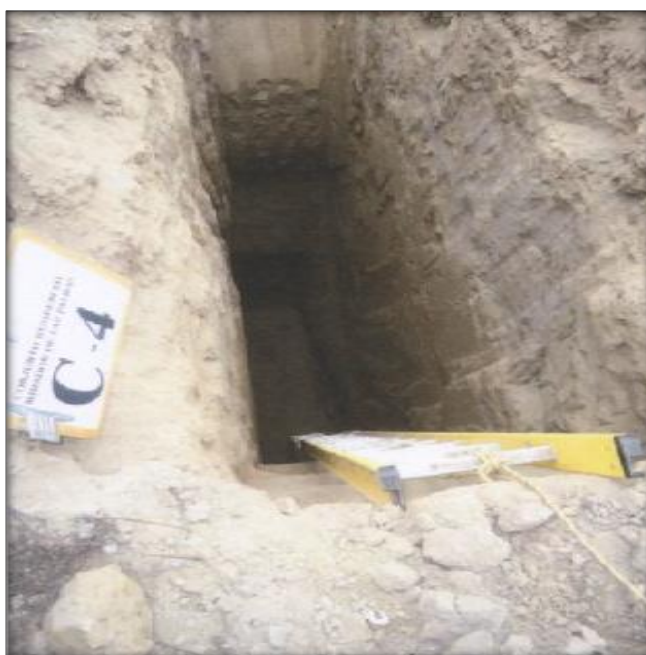
**Figura N°28:** Pozo C-2.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial “El Mirador de las Palmas”



**Figura N°29:** Vista Panorámica del Pozo C-3.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial “El Mirador de las Palmas”



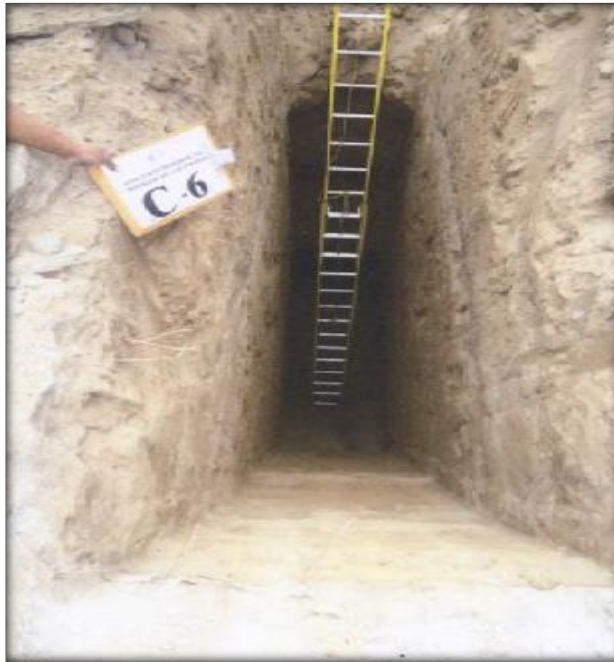
**Figura N°30:** Pozo C-4.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial “El Mirador de las Palmas”



**Figura N°31:** Vista Panorámica del Pozo C-5.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial “El Mirador de las Palmas”



**Figura N°32:** Pozo C-6.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial “El Mirador de las Palmas”



**Figura N°33:** Vista Panorámica Pozo C-7.

**Fuente:** Estudio de Suelos Conjunto Residencial “El Mirador de las Palmas”

## ANEXO 04: ARTÍCULO CIENTÍFICO

**“ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN EL PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EL MIRADOR DE LAS PALMAS – SURCO, 2016”.**

" ANALYSIS OF RESULTS OF CAPACITY IN THE PROJECT SUPPORTING Multifamily Housing VIEWPOINT OF PALMS - GROOVE, 2016 “.

### **RESUMEN**

El propósito del presente trabajo de tesis es conocer y analizar los resultados de la capacidad portante en el Proyecto de Vivienda Multifamiliar el Mirador de las Palmas – Surco, 2016, por lo que se busca conocer el estado de los diferentes tipos de suelos con sus respectivas propiedades físicas.

El terreno de estudio debe contar con un buen tipo de suelo ya que sobre este se apoyará una estructura de vivienda multifamiliar y por lo tanto se debe contar con un buen comportamiento estructural del suelo de fundación para logra trabajo de funcionamiento óptimos y eficientes en estructuras de calidad.

El objetivo de este trabajo de investigación es determinar de qué manera la capacidad portante del suelo y su respectivo análisis son necesarios para brindar estabilidad y soporte al Proyecto de vivienda multifamiliar el mirador de las Palmas – Surco.

La metodología utilizada en la investigación fue Analítica, ya que es importante realizar un estudio analítico sintético de los temas expuestos en el presente trabajo, identificando cada una de las partes que caracterizan una realidad, por lo tanto, se busca contar con adecuada información y un análisis eficiente.

La hipótesis considera que al hacer el análisis de los respectivos estudios de suelos y con una correcta capacidad portante dependiendo al tipo de suelo se evitara fallas y una mejor estabilidad de soporte para las estructuras. Por ellos se busca trabajos óptimos y suelos que cuenten con una buena estratigrafía física para los trabajos estructurales y de no ser el caso con mejoras existentes para lograr mejor comportamiento de este.

**Palabras Claves: Capacidad portante, vivienda multifamiliar, estructuras de calidad, comportamiento estructural.**

## **ABSTRACT**

The purpose of this thesis is to understand and analyze the results of bearing capacity in the multifamily housing project Mirador de las Palmas - Furrow, 2016, so it seeks to know the status of the different soil types with their respective physical properties.

The field of study must have a good type of soil since this structure multifamily housing will be supported and therefore must have a good structural behavior of foundation soil to achieve work optimal and efficient operation structures quality.

The objective of this research is to determine how the soil bearing capacity and their analysis are needed to provide stability and support to the multifamily housing project the viewpoint of Palms - Surco.

The methodology used in the research was analytical, and it is important to make a synthetic analytical study of the issues discussed in this paper, identifying each of the parties that characterize a reality, therefore seek adequate information and analysis efficient.

The hypothesis considered that making the analysis of the respective soil studies and with proper bearing capacity depending on the type of soil failures and better stability support structures should be avoided. For them optimal and soil works that have good physical stratigraphy for structural work and not be the case with existing improvements to achieve better performance this is sought.

**Calves words: Supporting capacity, multifamily housing, quality structures, structural behavior.**

## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación **“ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN EL PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EL MIRADOR DE LAS PALMAS – SURCO, 2016”** tiene como objetivo evaluar la capacidad del suelo de fundación para la respectiva construcción de este tipo de viviendas y mediante los diferentes ensayos programados se registrará los valores admisibles obtenidos para poder analizar si el suelo es el adecuado o se necesita de alguna estabilización respectiva.

Este tipo de proyecto de investigación se plantea como una alternativa de construcción para mejorar la calidad de los trabajos ejecutados mediante los estudios respectivos como los de suelos que veremos en el desarrollo del presente proyecto que nos permitirán analizar las condiciones de este y ver si son

aptos para el tipo de construcción que se desea ejecutar.

Muchas son las fallas que se presentan en las construcciones ya existentes o en ejecución debido en mayor estancia a un mal comportamiento del terreno de fundación que es el soporte principal a la estructura y si no se ha hecho un adecuado estudio van a tender a fallar; por lo tanto, es necesario un buen análisis del suelo de fundación con sus respectivos estudios y sobre todo la capacidad portante de este sea mayor a la carga de la estructura y así garantizar un buen proyecto de construcción.

Con respecto a un buen sistema de estabilización será necesario cuando el suelo de fundación presente deficiencias, por lo que existen variedad de estos sistemas y que pueden ser empleados para obtener óptimos funcionamientos estructurales de estructura de cimentación.

## **OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

### **OBJETIVO GENERAL**

Determinar de qué manera la capacidad portante del suelo y su respectivo análisis son necesarios para brindar estabilidad y soporte al Proyecto de vivienda multifamiliar el mirador de las Palmas – Surco.

### **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- A. Identificar las fallas que se pueden presentar ante un mal cálculo de la capacidad portante del suelo.
- B. Analizar las posibles causas de una deficiente capacidad portante en los suelos.
- C. Proponer técnicas de mejora del suelo para obtener una eficiente capacidad de carga.

### **Métodos de Investigación**

El principal método a utilizar en la investigación:

**Método Analítico:** Es importante realizar un estudio analítico sintético de los temas expuestos en el presente trabajo, identificando cada una de las partes que caracterizan una realidad.

### **Diseño de investigación**

Investigación experimental: Cuando el investigador se no se limita a observar los acontecimientos e intervenga en los mismos entonces se desarrolla una investigación experimental.

## **4.4 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN**

### **A. Antecedentes**

#### **Internacionales**

Ángela Patricia Barreto Maya – Colombia (2007), realizó un estudio de tesis para optar el título de Magister en Ingeniería Civil, denominado “**Evaluación comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas. Fórmulas analíticas y ensayos de carga**” en la cual concluyo que: Existe una



necesidad de ajustar métodos de cálculo de capacidad de carga con relación a la caracterización de los suelos colombianos junto a su método constructivo ya que en la práctica del diseño se tiende a aplicar formulaciones desarrolladas para condiciones geotécnicas ideales, que no representan lo encontrado en este país, gracias a la enorme variabilidad de sus suelos.

#### **B. Antecedentes Nacionales**

Alejandro Manuel Bohl Arbulú–Lima (2006), realizó un estudio de tesis para optar el título de Ingeniero Civil, denominado **“Determinación de los factores de reducción de capacidad de suelos y su aplicación en el diseño geotécnico”**. En la cual se concluyó: Los factores de reducción de capacidad de suelos que han sido determinados en este trabajo son solo válidos para cimentaciones en las que la capacidad portante está controlada por resistencia al esfuerzo cortante y no por

asentamientos. Son solo útiles para el diseño por el primer estado límite.

#### **C. Antecedentes locales**

Ronald Richard Aquino Peñafiel– Piura (2001), realizó un estudio de tesis para optar el título de Ingeniero Civil, denominado **“Capacidad de carga, construcción y resultados de columnas de cimentación del Puente Aguaytía.”** en la cual se concluyó: Es fundamental controlar el proceso de construcción de las columnas de cimentación porque siempre serán parte integrante de la ruta crítica de cualquier proyecto. En este caso específico se llegó a controlar el proceso durante su ejecución, tratando de innovar los procedimientos constructivos. A pesar de esto, hubo retrasos en los plazos planificados y un mayor costo que el previsto. Todo esto pudo ser mejorado si se hubiese contado con información práctica a cerca

de la ejecución de este tipo de cimentaciones profundas

## 4.5 BASES TEÓRICAS

### 2.2.2 CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS

La capacidad de carga es una característica de cada sistema de suelo cimentación, y no sólo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión, puede ser determinado utilizándose una teoría en la cual se postula un mecanismo de falla y se determina la tensión **(*qu*)** en términos de la resistencia al corte del suelo movilizada en la falla y de la geometría del problema. **(Ing. Martín Paucara Rojas)**

Se denomina como capacidad de carga admisible de una cimentación

aquella carga que al ser aplicada no provoque falla o daños en la estructura soportada, con la aplicación de un factor de seguridad. La capacidad de carga no solo está en función de las características del suelo, sino que depende del tipo de cimentación y del factor de seguridad adoptado. Una forma de analizar la capacidad de carga es por medio del modelo mecánico de Khristianovich (figuras). Se tiene una balanza ordinaria, cuyo movimiento está limitado por la fricción en las guías de los platillos, si se coloca un peso lo suficientemente pequeño en uno de los platillos, la balanza permanece en equilibrio debido a que la fricción de las guías lo contrarresta, si se coloca un peso mayor que la fricción de las guías, se requiere entonces de un segundo peso en el otro platillo. Cuando la balanza pierde el equilibrio por el incremento de peso en uno de los platillos por muy pequeño que sea, se conoce como

equilibrio crítico de la balanza. La capacidad de las cimentaciones puede ejemplificarse siguiendo con el modelo de la balanza.

En el platillo derecho se tiene un peso  $P$  y se quiere determinar el valor de  $Q$  a colocar en el platillo izquierdo para que la balanza se encuentre en equilibrio crítico, existen dos soluciones posibles para esta situación, una es con  $Q < P$  y la otra  $Q > P$ . (Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos)

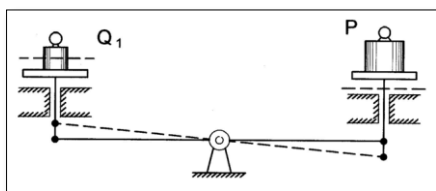


Figura N°01: Modelo de Khristianovich,  $Q < P$

Fuente: Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos

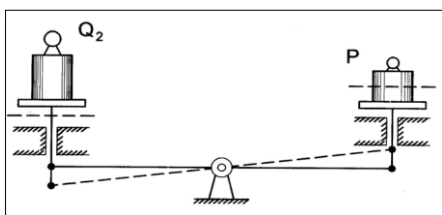


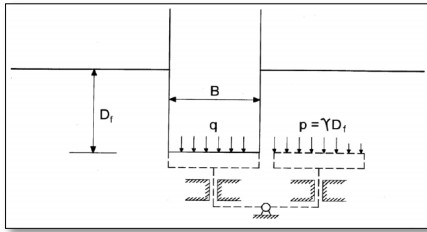
Figura N°02: Modelo de Khristianovich,  $Q > P$

Fuente: Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos

Ahora se lleva a cabo el mismo análisis para una cimentación (figura).

Se tiene una cimentación de ancho  $B$  a una profundidad  $D_f$ , que se supone continúa

En el caso de la cimentación debe encontrarse la carga  $q$ , última que puede colocarse en el cimienta sin que se desestabilice el conjunto, sustituyendo el cimienta y colocándolo en uno de los platillos del modelo de análisis, el terreno natural estaría sobre el otro. Puede verse que la presión  $q$  que puede colocarse en el platillo del cimienta es mayor que la carga del otro platillo ( $p = \gamma \cdot D_f$ ). Esto se debe a que la resistencia del suelo equivalente a la fricción en las guías está trabajando a favor de  $q$ , lo que corresponde al caso en el que  $Q > P$ .



**Figura N°03:** Modelo de Khristianovich aplicado a cimentación

**Fuente:** Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos

También se tiene el caso de una excavación, que corresponde a  $Q < P$ ,  $q$  se toma como nulo, pero conforme se hace más profunda la excavación estaría bajándose el nivel de la balanza teniendo como resultado el aumento de la presión  $p$ .

Si la profundidad sigue aumentando, existe entonces la profundidad crítica, lo que indica que, al tratar de profundizar más, el fondo de dicha excavación se levantará como el platillo de la balanza, este fenómeno es conocido como falla de fondo. Si una carga es aplicada en un área limitada ubicada en la superficie del suelo o debajo de ella, el área cargada cede y si la carga se aumenta de forma continua, los asentamientos que se grafican en el eje vertical en un sistema de coordenadas dan lugar a la llamada curva de asentamientos.

Un suelo resistente equivale a guías con mucha fricción y viceversa. **(Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos)**

### 2.2.2 CAPACIDAD DE CARGA

**LIMITE ( $q_d$ ):** Máxima presión que se puede aplicar a la cimentación, sin que ésta penetre en el suelo.

### 2.2.3 CAPACIDAD DE CARGA

**ADMISIBLE ( $q_{adm}$ ):** Es la carga límite dividida entre un factor de seguridad. A este esfuerzo se le llama capacidad portante.

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

Terzaghi recomienda que  $FS$  no sea menor que 3.

### 2.2.4 ESFUERZO NETO ( $q$ neto):

Es el esfuerzo útil, que queda para la superestructura, después de quitarle el esfuerzo que va a utilizar el peso del relleno del suelo y la sobrecarga de piso.

$$q \text{ neto} = q_{adm} - \gamma * D_f - \text{sobrecarga de piso}$$

Dónde:

$\gamma$  = Peso específico Del relleno.

$D_f$  = Profundidad de cimentación.

Sobrecarga de piso = 500 kg/m<sup>2</sup>.

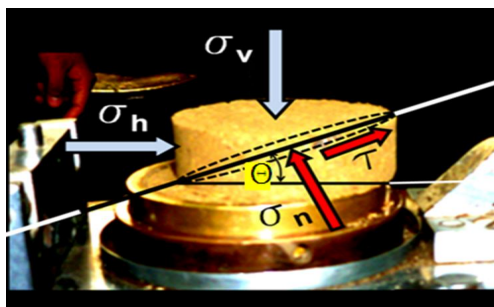
### 2.2.5 PRESION DE CONTACTO

( $q_c$ )

Es producida por la carga muerta y viva de la superestructura, y actúa debajo de la zapata, en el encuentro zapata-suelo. En el diseño de cimentaciones, se busca que  $q_c$  sea menor o igual a  $q$  neto.

### 2.2.6 ECUACION DE MOHR-COULOMB

Mohr presentó en 1900, una teoría sobre la ruptura de materiales, según la cual, la falla de un suelo se presenta debido a la combinación crítica de esfuerzos verticales y horizontales.



**Figura N°04:** Esfuerzos en el interior de una masa elástica.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

Del equilibrio de fuerzas en ambas direcciones, del bloque triangular se obtiene:

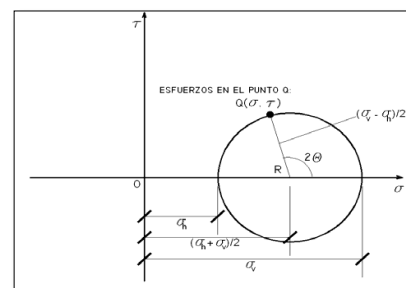
$$\tau = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \text{sen}2\theta$$

ec :1

$$\sigma_n = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \text{cos}2\theta$$

ec :2

Lo que se puede representar en un diagrama de Mohr:



**Figura N°05:** Diagrama de Mohr.

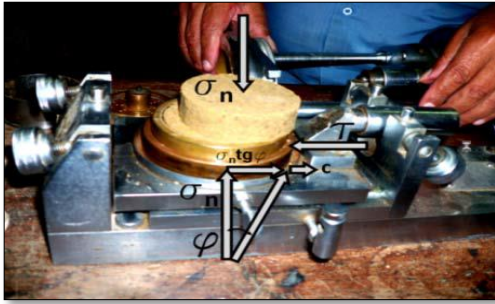
**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

La teoría de Coulomb, relaciona el esfuerzo cortante  $t$ , como función del esfuerzo normal  $n$ , la tangente del

ángulo de fricción interna, y la cohesión c:

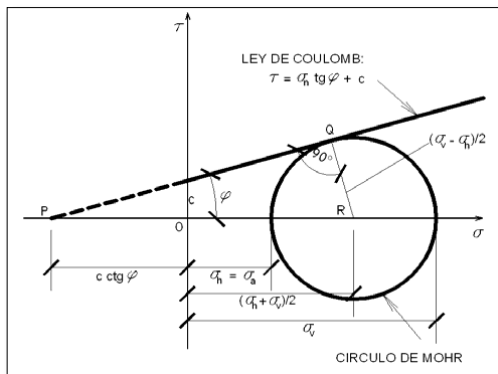
$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c$$

ec :3



**Figura N°06:** Esfuerzos normales y cortantes en un bloque de suelo, que siguen la teoría de Coulomb.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.



**Figura N°07:** Envolvente de Mohr y teoría de Coulomb.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

De la figura se obtiene:

$$\operatorname{sen} \varphi = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}}{\frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} + c \operatorname{ctg} \varphi}$$

ec :4

Despejando se obtiene el esfuerzo horizontal, en una masa de suelo, en función del esfuerzo normal, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo:

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} - 2c \frac{\operatorname{cos} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi}$$

$$\sigma_h = \sigma_v K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

Siendo

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi}$$

La ecuación (6) representa la relación de Mohr-Coulomb, o el estado de esfuerzos en una masa de suelo, cuando hay fuerzas verticales y horizontales. Relaciona los esfuerzos efectivos horizontales, con los esfuerzos verticales, a través de los parámetros, ángulo de fricción interna y la cohesión

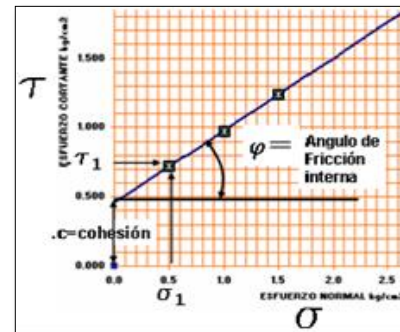
## 2.2.7 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Es un ensayo de cortante. Consiste en aplicar esfuerzos verticales y horizontales, a tres muestras de suelo, y determinar el instante de falla a cortante. Cuando se aplica un esfuerzo vertical fijo de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ , la primera muestra falla con un esfuerzo horizontal o cortante  $\tau_1$ , la segunda muestra es sometida a un esfuerzo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ , y falla con un esfuerzo cortante  $\tau_2$ . La tercera es sometida a un esfuerzo de compresión de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ , y falla con un cortante  $\tau_3$ . Con estos tres pares ordenados se grafica el diagrama de ruptura de Mohr. También, se hace uso del análisis de regresión lineal, para obtener el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo.



**Figura N°08:** Detalles del equipo de Corte Directo.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.



**Figura N°09:** Diagrama de ruptura de Mohr.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

## 2.2.8 TIPOS DE FALLA DE LOS SUELOS

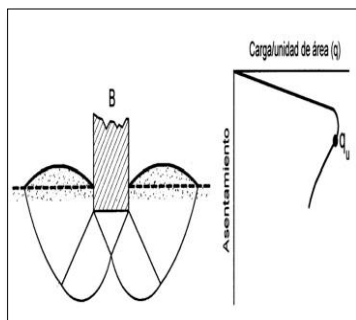
Los suelos fallan por cortante. Se han clasificado tres tipos de falla de los suelos, debajo de las cimentaciones:

### 2.2.8.1 FALLA POR CORTE GENERAL

Se tiene una cimentación corrida con un ancho  $B$  la cual es soportada por un suelo denso o cohesivo firme, si la carga que soporta dicho suelo es incrementada de forma

gradual, habrá un aumento en el asentamiento llegando al punto en el cual la carga por unidad de área es igual a la capacidad de carga última, ocurrirá entonces una falla repentina en el suelo, esta falla es llamada falla por corte general. Se presenta en arenas densas y arcillas rígidas.

Su principal característica es una superficie de falla continua que comienza en el borde de la cimentación y llega a la superficie del terreno, es una falla frágil y súbita, llegando al punto de ser catastrófica, y si la estructura no permite la rotación de las zapatas, puede ocurrir con cierta inclinación visible de la cimentación, lo que provoca hinchamiento del suelo a los lados, el colapso final se presenta en un solo lado (figura)

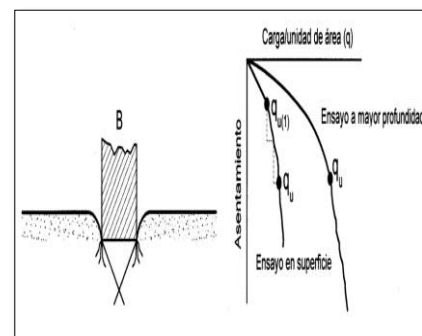


**Figura N°10:** Falla por Cortante General.

**Fuente:** capítulo 10 AASHTO, fundaciones; Das Braja, Principios de Ingeniería de cimentaciones.

### 2.2.8.2 FALLA POR PUNZONAMIENTO:

Ocurre en suelos bastante sueltos, la zona de falla no se extiende como en el corte general. La cimentación provoca la compresión inmediata del suelo en un movimiento vertical, el suelo presenta falla por corte alrededor de la cimentación y los movimientos del suelo junto con la cimentación no son muy visibles por lo que el equilibrio vertical y horizontal de la misma se mantiene (ver figura)



**Figura N°11:** Falla por Punzonamiento.

**Fuente:** capítulo 10 AASHTO, fundaciones; Das Braja, Principios de Ingeniería de cimentaciones.



### 2.2.8.3 FALLA POR CORTE LOCAL

Si la cimentación se encuentra sobre suelo arenoso o arcilloso con compactación media, al aumentar la carga, también ocurre un incremento en el asentamiento, pero la superficie de falla se extiende de forma gradual hasta la superficie o en algunos casos cuando el desplazamiento vertical es grande (la mitad del lado o diámetro de la zapata) termina dentro de la propia masa de suelo y no en el terreno (ver figura).

Cuando la carga por unidad de área es igual a  $q_u$ , conocida como carga primera de falla, ocurren sacudidas repentinas junto con el movimiento, por lo que se requiere de un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla llegue a la superficie, este movimiento ocurre cuando se alcanza la capacidad de carga última. Es una falla intermedia entre el corte general y el punzonamiento. Presenta

hinchamiento del suelo al lado de la cimentación y compresión vertical del suelo bajo la cimentación.

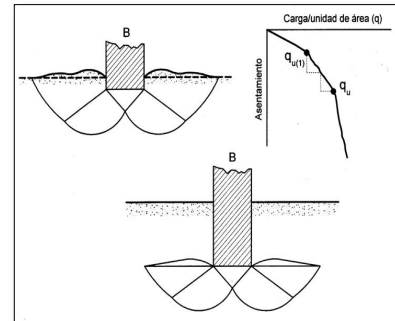


Figura N°12: Falla por Corte General.

Fuente: capítulo 10 AASHTO, fundaciones; Das Braja, Principios de Ingeniería de cimentaciones.

Basado en la experiencia de Vesic se propone una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones apoyadas en arenas, considerando que:

$C_r$  = compacidad relativa de la arena

$D_f$  = profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del

$$B^* = \frac{2 B L}{B + L}$$

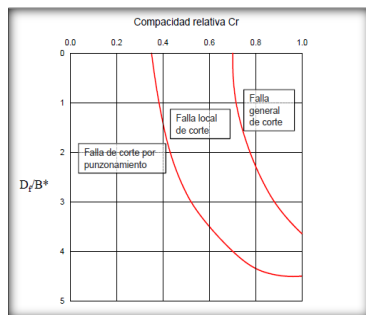
Siendo:

B=ancho de la cimentación y

L=longitud de la cimentación

(siempre  $L > B$ )

En zapatas cuadradas  $B^* = B$



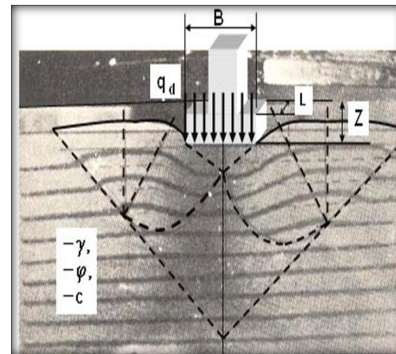
**Figura N°13:** Fallas en Cimentaciones sobre arena, Vesic 1973.

**Fuente:** Universidad Ricardo Palma – Facultad de Ingeniería Laboratorio de mecánica de suelos y asfalto.

### 2.2.17 CAPACIDAD DE CARGA LÍMITE

Es una característica de cada sistema de suelo y no solo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varia con el tipo, forma tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión, puede ser determinado utilizándose una teoría en la cual se postula un mecanismo de falla y se determina la tensión ( $q_u$ ) en términos de la resistencia al corte del suelo movilizada en la falla y de la

geometría del problema. El problema Consiste en encontrar el esfuerzo ( $q_d$ ) que produce la falla del suelo.



**Figura N°14:** Capacidad de carga limite.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

Se conocen los siguientes datos:

$Z = D_f =$  Profundidad de desplante (m).

$B =$  Ancho de la cimentación (m).

$L =$  Longitud de la cimentación (m).

$\Gamma =$  Peso volumétrico del suelo ( $kg/m^3$ ).

$C =$  Cohesión del suelo (del ensayo de corte,  $kg/cm^2$ )

$\Phi =$ Angulo de fricción interna (Del ensayo de corte)

Para las soluciones tenemos varios autores que intentan resolver y entre ellos tenemos:

#### D. LA TEORIA DE TERZAGHI

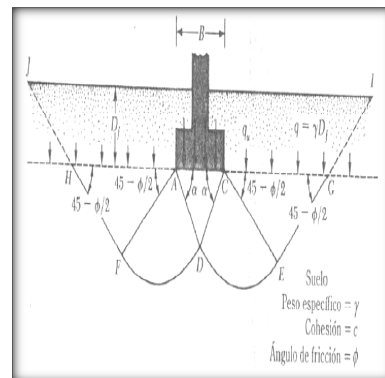
Para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. Considerado así cuando la profundidad  $D_f$  de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigaciones posteriores consideran como cimentación superficial cuando  $D_f$  es igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación.

Terzaghi sugirió que una cimentación corrida o continua (es decir, cuando la relación ancha/longitud tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo la carga última puede suponerse como la figura mostrada.

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación es reemplazado por una sobrecarga efectiva  $q = \gamma D_f$  (donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en:

1. La zona triangular ACD debajo de la cimentación
2. Zonas de corte radiales ADF y CDE, con curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Despreciándose la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies GI y HJ.



**Figura N°15:** Mecanismo de falla por capacidad de carga en suelos bajo una cimentación corrida - Terzaghi.

**Fuente:** Universidad Ricardo Palma – Facultad de Ingeniería Laboratorio de mecánica de suelos y asfalto

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma, para cimentaciones corridas:

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

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo de cimentación

q = γ Df

N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub> = Factores de capacidad de carga adimensionales que están en función del ángulo φ de fricción del suelo.

Los factores de capacidad de carga **N<sub>c</sub>**, **N<sub>q</sub>**, **N<sub>γ</sub>** se definen mediante las expresiones:

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

$$N_q = \left[ \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}}{2 \cos^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right]$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_p}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi$$

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas o circulares, la ecuación anterior se puede modificar a:

$$\text{Cimentación cuadrada} \quad q_u = 1.3c N_c + q N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

$$\text{Cimentación circular} \quad q_u = 1.3c N_c + q N_q + 0.3\gamma D N_\gamma$$

Para cimentaciones que presentan falla localizada por corte o por punzonamiento, se sugiere modificar las ecuaciones anteriores como:

$$\text{Cimentación corrida} \quad q_u = \frac{2}{3}c N'_c + q N'_q + \frac{1}{2}\gamma B N'_\gamma$$

$$\text{Cimentación cuadrada} \quad q_u = 0.867c N'_c + q N'_q + 0.4\gamma B N'_\gamma$$

$$\text{Cimentación circular} \quad q_u = 0.867c N'_c + q N'_q + 0.3\gamma D N'_\gamma$$

Donde **N'<sub>c</sub>**, **N'<sub>q</sub>** y **N'<sub>c</sub>** son los factores de capacidad de carga modificada, calculándose con las mismas ecuaciones, pero reemplazando φ por φ' = tan<sup>-1</sup> (2/3 tan φ)

### Influencia del Nivel Freático en la Capacidad de Carga.

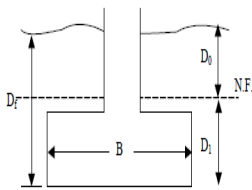
Las ecuaciones anteriormente explicadas consideran que el Nivel Freático (N.F.) está muy profundo con respecto al fondo de cimentación. Sin embargo, si el N.F. está cercano a la profundidad de cimentación, será necesario

modificar las ecuaciones de capacidad de carga, es así que:

### Caso I

Cuando el N.F. se localiza entre  $0 \leq D_2 \leq D_f$  el segundo término de la capacidad de carga, que tiene como factor  $q$  toma la forma:

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_0 \gamma + D_1 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$$



Además, el valor de  $\gamma$  en el último término de la ecuación de capacidad tiene que ser  $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$

### Caso II

Si el N.F. está ubicado de manera que  $0 \leq D_2 \leq B$  entonces el factor  $q = \gamma \cdot D_f$  además el factor  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones debe reemplazarse por:

$$\gamma = \gamma' + \frac{D_2}{B} (\gamma - \gamma')$$

Las consideraciones expuestas se basan en la hipótesis que no existe fuerzas de filtración en el suelo de cimentación.

### Caso III

Para un N.F. ubicado de manera que  $D_2 \geq B$ , el agua no afectará la capacidad de carga última.

### Factor de Seguridad

Para obtener la capacidad de carga admisible ( $q_{adm}$ ) de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad ( $F_s$ ) a la capacidad de carga última ( $q_u$ ), definido como:

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

Independientemente del procedimiento por el cual se aplique el factor de seguridad, la magnitud depende de las incertidumbres y riesgos implicados en las condiciones encontradas para la cimentación; comúnmente el  $F_s$  exigido en nuestro medio es de 3.

### **Aplicación de la Teoría de Terzaghi a suelos puramente cohesivos**

Como puede observarse en la gráfica de Terzaghi, para suelos puramente cohesivos en el caso de un cimiento de base rugosa, los factores de capacidad de carga resultan:

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

Por lo que la capacidad de carga última en este caso queda definida como:

$$q_u = 5.7c + q$$

Y en términos de resistencia a la compresión simple del material  $q_{cs} = 2c$  queda:

$$q_u = 2.85q_{cs} + q$$

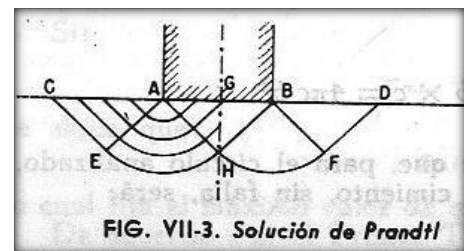
$\phi^\circ$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$\phi^\circ$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
0	1.00	5.71	0.0	28	17.81	31.61	16.7
2	1.22	6.30	0.2	30	22.46	37.16	19.7
4	1.49	6.97	0.4	32	28.52	44.04	27.9
6	1.81	7.73	0.6	34	36.50	52.64	36.0
8	2.21	8.60	0.9	35	41.44	57.75	42.4
10	2.69	9.60	1.2	36	47.16	63.53	52.0
12	3.29	10.76	1.7	38	61.55	77.50	80.0
14	4.02	12.11	2.3	40	81.27	95.86	100.4
16	4.92	13.68	3.0	42	108.75	119.67	160.0
18	6.04	15.52	3.9	44	147.74	151.95	257.0
20	7.44	17.69	4.9	45	173.29	172.29	297.5
22	9.19	20.27	5.8	46	204.19	196.22	420.0
24	11.40	23.35	7.8	48	267.85	258.29	780.1
26	14.21	27.09	11.7	50	415.15	347.51	1153.2

**Figura N°16:** Factores de Capacidad de Soporte según Terzaghi (Bowles, 1988).

**Fuente:** Capacidad de soporte en Fundaciones superficiales (Prof. Ricardo Moffat)

## E. LA TEORIA DE PRANDTL

Prandtl estudió en 1920 el problema de la identificación de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y rígido – plástico perfecto, por un elemento rígido de longitud infinita, de base plana. Considerando que el contacto entre el elemento y el medio era perfectamente liso, propuso el mecanismo de falla que se muestra en la siguiente figura.



**Figura N°17:** Solución de Prandtl.

**Fuente:** II Curso especial de titulación en Ingeniería Civil - Yury Carrión Umeres.

Se trata, naturalmente, de calcular la máxima presión que se puede dar al elemento rígido son que penetre en el medio semi-infinito; a este valor particular de la presión se le denomina “carga limite”.

La superficie **AB** es un plano principal, por no existir en ella esfuerzos rasantes (plano liso). Las superficies **AC** y **BD** son superficies libres, exentas de todo esfuerzo y, por lo tanto, también son planos principales. Con base en lo anterior, más la intuición de que los esfuerzos normales horizontales a lo largo de **AC** y **BD**, inducidos por la presión del elemento, son de compresión, se deduce que para tener un estado de falla insipiente en la vecindad de dichas superficies se requerirá que el esfuerzo de compresión mencionado debe tener un valor de  $2c$ . (En efecto, siendo el medio un sólido de resistencia constante igual a  $c$ , un elemento vecino de la superficie **AC** o **BD** está en condición análoga a la que se tiene una prueba de compresión simple, en la cual la resistencia es  $q_u = 2c$ ).

Haciendo uso de la teoría de los cuerpos perfectamente plásticos se encuentra que la región **ACE** es una región de esfuerzos constantes, iguales a la compresión horizontal arriba mencionada; igualmente la región

**AGH**, es también de esfuerzos constantes.

La transición entre ambas regiones es una zona de esfuerzos cortantes radial (**AEH**). Con estos estados de esfuerzos, Prandtl calculó que la presión límite que puede ponerse en la superficie **AB** está dada por el valor  $q_c = (\pi + 2)c$ .

Lo anteriormente expuesto precede indicar que en el momento del flujo plástico insipiente, el elemento rígido ejerce una presión uniforme igual a  $(\pi + 2)c$  sobre el sólido plástico semi-infinito.

La solución anterior carecería de verosimilitud física si no se le pudiese asociar un mecanismo cinemático de falla posible con un campo de velocidades dilemáticamente admisible. Prandtl logró esto considerando que la región **ABH** se incrusta como un cuerpo rígido, moviéndose verticalmente como si formara parte del elemento rígido.

En la región **AEH** las líneas de deslizamiento son círculos con centro en **A** y con velocidad tangente a tales líneas igual a  $\sqrt{}$

$2/2$ , constante en toda la región, supuesto que el elemento rígido desciende con velocidad unitaria. Finalmente, la región **ACE** se mueve como cuerpo rígido con la velocidad  $\sqrt{2/2}$ , en la dirección de **EC**.

## F. LA TEORIA DE MEYERHOF

En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del nivel de desplante se toma en cuenta únicamente como una sobrecarga perfectamente flexible; pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueda desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante. Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia con una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes.

### 2.2.18 ESTABILIZACION DEL SUELO

La estabilización de un suelo es el proceso mediante el cual, se someten los suelos naturales a cierta manipulación o tratamiento de modo que podamos aprovechar sus mejores cualidades, obteniéndose una capa de asiento del firme estable y durable, capaz de soportar los efectos del tránsito y las condiciones de clima más severas y por ende asegure geotécnicamente el comportamiento de la explanada.

La estabilización del suelo también es la corrección de una deficiencia para darle una mayor resistencia al terreno o bien, disminuir su índice de plasticidad. Las tres formas de lograrlo son: estabilización física, estabilización química y estabilización mecánica.

Para el proceso de estabilización del suelo existente dos opciones de ejecución, mezcla en central o planta móviles y mezcla in situ.

Las propiedades más importantes que se deben



mejorar con la estabilización son: (Sherwood, 1992):

- **Resistencia.** El incremento de resistencia aumenta la estabilidad y la capacidad de carga.
- **Estabilidad del volumen.** Proporciona el control de los procesos de hinchamiento-colapso causados por los cambios de humedad.
- **Durabilidad.** Una mayor durabilidad aumenta la resistencia a la erosión, responde de manera más eficaz a los cambios climáticos y al uso del tráfico.
- **Permeabilidad.** La reducción de la permeabilidad y por lo tanto de la circulación de agua, mejora la estabilidad.

La ejecución de un suelo estabilizado in situ incluye las siguientes operaciones:

- Estudio de la mezcla y obtención de la fórmula de trabajo.
- Preparación de la superficie existente.

- Disgregación del suelo.
- Humectación o desecación del suelo.
- Distribución de la cal o del cemento.
- Ejecución de la mezcla.
- Compactación.
- Terminación de la superficie.
- Curado y protección superficial.

#### 2.2.18.1 TIPOS DE ESTABILIZACIÓN

##### D. Estabilización Física

Se utiliza para mejorar el suelo produciendo cambios físicos en el mismo. Hay varios métodos como lo son:

- **Mezclas de Suelos:** este tipo de estabilización es de amplio uso pero por si sola no logra producir los efectos deseados, necesitándose siempre de por lo menos la compactación como complemento.

Por ejemplo, los suelos de grano grueso como las grava-arenas tienen una alta fricción interna lo que le permiten soportar grandes esfuerzos,

pero esta cualidad no hace que sea estable como capa de asiento del firme de una carretera ya que, al no tener cohesión sus partículas se mueven libremente y con el paso de los vehículos se pueden separar e incluso salirse del camino.

Las arcillas, por lo contrario, tienen una gran cohesión y muy poca fricción lo que provoca que pierdan estabilidad cuando hay mucha humedad. La mezcla adecuada de estos dos tipos de suelo puede dar como resultado un material estable en el que se puede aprovechar la gran fricción interna de uno y la cohesión del otro para que las partículas se mantengan unidas.

- **Geotextiles.**
- **Vibroflotación**  
**(Mecánica de Suelos)**
- **Consolidación Previa.**

#### **E. Estabilización Química**

Se refiere principalmente a la utilización de ciertas sustancias químicas patentizadas y cuyo uso involucra la sustitución de

iones metálicos y cambios en la constitución de los suelos involucrados en el proceso.

Dentro de este grupo de estabilización, las sustancias químicas más comunes son: cal y cemento.

**Cal:** disminuye la plasticidad de los suelos arcillosos y es muy económica.

**Cemento portland:** aumenta la resistencia de los suelos y se usa principalmente para arenas o gravas finas.

Otros productos también utilizados son:

**Productos Asfálticos:** es una emulsión muy usada para material triturado sin cohesión.

**Cloruro de sodio:** impermeabilizan y disminuyen los polvos en el suelo, principalmente para arcillas y limos.

**Cloruro de calcio:** impermeabilizan y disminuyen los polvos en el suelo, principalmente para arcillas y limos.

**Escorias de fundición:** se utiliza comúnmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia,

impermeabilizarla y prolongar su vida útil.

**Polímeros:** este se utiliza comúnmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y prolongar su vida útil.

**Caucho de Neumáticos:** este se utiliza comúnmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y prolongar su vida útil.

## F. Estabilización Mecánica

Es aquella con la que se logra mejorar considerablemente un suelo sin que se produzcan reacciones químicas de importancia.

Compactación: esta mejora generalmente se hace en la sub-base, base y en las carpetas asfálticas.

**WILFREDO ALFONSO VALLE AREAS - Ingeniero Civil**

**Proyecto fin de máster: “Estabilización de suelos arcillosos plásticos con mineralizadores en ambientes sulfatados o yesíferos”**

## 6.1 CONCLUSIONES

**De la investigación se pudo llegar a las siguientes conclusiones**

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, a las características del proyecto y al análisis efectuado, se concluye lo siguiente:

1. El terreno en estudio, se encuentra ubicado en la

Avenida Coronel Edmundo Aguilar Pastor N° 432 Esquina con Calle San Sebastián en el Distrito de Santiago de Surco, Provincia y Departamento de Lima.

2. El terreno tiene una forma regular con un área de 2,111.09 m<sup>2</sup> encerrado en un perímetro de 228.30 ml.

3. El Proyecto Conjunto Residencial "Mirador De Las Palmas", consiste en una edificación de ocho pisos con dos sótanos, la que transmitirá cargas al subsuelo del orden de 200.00 Tn como cargas puntuales.

4. El subsuelo del terreno en estudio está conformado:

Superficialmente y hasta la profundidad variable de 5.20 — 6.60m presenta material de limo con 16.30% - 48.10% de arena, con presencia de gravas aisladas por sectores, color beige y beige claro, poco húmedo y húmedo, no plástico, en estado semicompacto, arena limosa, con presencia de gravas por sectores, color beige, poco húmeda y húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 16.40% - 46.40% de material fino que pasa la malla N°200, limo con 11.70% - 26.00% de arena, con presencia de caliches por

sectores, color marrón claro, húmedo, poco plástico, en estado semicompacto, con 35.07% - 36.65% de límite líquido y 5.19% - 9.38% de índice plástico.

Cabe resaltar que en el pozo C-2 y C-5 entre la profundidad de 0.00m — 0.50m, y en el pozo C-7 entre 0.00m - 0.70m presenta material de relleno conformado por arena limosa, con presencia de papeles, plásticos, cascotes de ladrillos y concretos, etc, color beige, seco, no plástico, en estado semicompacto.

Continuando y hasta la profundidad explorada de 8.00m con grava subredondeada, con 16.80% - 26.20% de arena, con presencia de cantos en un 15% y boleos aislados, color beige, poco húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 25.00% - 43.90% de material fino que pasa la malla N° 200. Grava de tamaño predominante 3/4" — 1", cantos de tamaño máximo 12" y boleos de hasta 15" - 20".

Cabe resaltar que en el pozo C-2 entre la profundidad de 6.90m — 7.80m, y en el pozo C-5 entre la profundidad de 7.30m — 8.00m, presenta material de arena limosa, color beige y plomiza, húmeda, no plástica, en estado semicompacto.

5. Se concluye que la cimentación será superficial por medio de zapatas conectadas, desplantadas a la profundidad mínima de 2.00m, contados a partir del nivel de fondo del sótano en material de grava arenosa, limosa con cantos y boleos aislados, para una capacidad portante admisible de:

$$q_{ad} = 3.14 \text{ kg/cm}$$

y un asentamiento del orden de:

$$AHd = 1.1 \text{ cm}$$

6. Lo importante de generar un análisis es la correcta

verificación de los distintos tipos de carga de los suelos es así que mediante este análisis se puede observar y verificar varias cosas puntuales si como generales lo que tenemos en mayor porcentaje en las calicatas observadas es de tipo arena limosa por lo que de acuerdo al tipo de proyecto de construcción se está concluyendo el colocar zapatas conectadas con una profundidad de desplante de 2.00 mts.

## 6.2 RECOMENDACIONES

1. Los métodos de estabilización de forma física, química y mecánica disminuyen el índice de plasticidad, hinchamiento libre vertical y la retracción lineal, por lo que estos en forma adicional son los que incrementaran la resistencia del suelo, así como su capacidad de carga.
2. La estabilización mixta de cal más fibras fibriladas de polipropileno, son las que reducen el índice de plasticidad, aumenta en mayor

porcentaje la capacidad de carga, reduce el hinchamiento y retracción lineal del suelo. Los mecanismos que dan lugar a todas estas mejoras son, el intercambio de iones, floculación y las reacciones puzolánicas y una mejora en la cohesión debido a la incorporación de fibras.

3. El suelo debe estar libre de impurezas por lo que es necesario realizar los diversos ensayos establecidos y poder observar los diferentes perfiles estratigráficos los cuales en los primeros metros de excavación presentan limo con 16.30% - 48.10% de arena, con presencia de gravas aisladas por sectores, color beige y beige claro, poco húmedo y húmedo, no plástico, en estado semicompacto, arena limosa, con presencia de gravas por sectores, color beige, poco húmeda y húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 16.40% - 46.40% de material fino que pasa la malla N°200, limo con 11.70% - 26.00% de arena, con presencia de

caliches por sectores, color marrón claro, húmedo, poco plástico, en estado semicompacto, con 35.07% - 36.65% de límite líquido y 5.19% - 9.38% de índice plástico.

4. Para el tema de desempeño óptimo del suelo y la estructura sobre la cual se construirá tendrá una subrasante conformada por grava arenosa limosa y/o arena limosa, las que serán compactadas en un espesor de 0.30 m al 95% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado.
5. El material a emplear en la base será del tipo granular seleccionado A-1-a (0) o A-1-b-(0), siguiendo las especificaciones, en un espesor de 0.30m, compactadas en dos capas de 0.15m al 100% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado.

### ***Especificaciones***

Espesor por Capa de Base  
e = 0.15m

Es un elemento básicamente estructural que cumple las siguientes funciones:

- Ser resistentes y distribuir adecuadamente las presiones solicitantes.
- Servir de dren para eliminar rápidamente el agua proveniente de la superficie e interrumpir la ascensión capilar del agua que proviene de niveles inferiores.
- Absorber las deformaciones de la sub-rasante debido a cambios volumétricos.

Los materiales que se usarán como base serán selectos, provistos de suficiente cantidad de vacíos para garantizar su resistencia, estabilidad y capacidad de drenaje.

Serán suelos granulares del tipo A-1-a ó A-1-b del sistema de clasificación AASHTO, es decir gravas o gravas arenosas compuestas por partículas duras, durables y de aristas vivas. Podrán provenir

de depósito naturales, del chancado de rocas, o de una combinación de agregados zarandeados y chancado con un tamaño máximo de 1 ½". El material para la capa de base estará libre de materia vegetal y terrones de tierra. Debe contener una cantidad de finos que garanticen su trabajabilidad y den estabilidad a la superficie antes de colocar el riego de imprimación o la capa de rodamiento. (**Estudio de Suelos Conjunto Residencial "El Mirador de las Palmas"**)

6. Se determina que no existe agresividad de los sulfatos al concreto ni de los cloruros al fierro; por lo tanto, se recomienda el uso del cemento Portland Tipo I, con una buena densificación del concreto mediante un buen vibrado.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **ING. WILLIAM RODRÍGUEZ SERQUÉN, NORMA E.050: SUELOS Y CIMENTACIONES CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS.**

2. **ÁNGELA PATRICIA BARRETO MAYA – COLOMBIA (2007),** EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. FÓRMULAS ANALÍTICAS Y ENSAYOS DE CARGA.
3. **ESTUDIO DE SUELOS CONJUNTO RECREACIONAL MIRADOR LAS PALMAS.**
4. **Ing. MARTIN PAUCARA ROJAS,** CAPACIDAD DE CARGA (MEYERHOF).
5. **Dr. JORGE E. ALVA HURTADO,** CIMENTACIONES SUPERFICIALES.
6. **Ing. OSCAR DONAYRE CÓRDOVA - UNIVERSIDAD RICARDO PALMA – FACULTAD DE INGENIERÍA**

**LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO,** CAPACIDAD DE CARGA DE SUELOS Y ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

7. **Ing. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN, Ing. HÉCTOR LEGORRETA CUEVAS y Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO,** PROFESORES DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM, CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS.
8. **WILFREDO ALFONSO VALLE AREAS - INGENIERO CIVIL,** PROYECTO FIN DE MÁSTER: “ESTABILIZACIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS PLÁSTICOS CON MINERALIZADORES EN AMBIENTES SULFATADOS O YESÍFEROS”.



## REFERENCIA PERSONALES



### **Rojas Vega William**

Profesional de Ingeniería Civil, egresado de la Universidad Alas Peruanas – Filial Piura. Soy una persona muy competente con formación en valores humanos, responsabilidad, puntualidad, eficiencia profesional de servicio y apoyo, iniciativa para resolver problemas, capacidad y adaptabilidad para trabajar en grupo – proactivo.

**ANEXO 05:**

**CATÁLOGO DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN, TESIS Y PROYECTOS  
RESUMEN DE TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN,  
TESIS Y PROYECTOS**

**I. DATOS GENERALES**

• **PRE GRADO**

- **UNIVERSIDAD:** Alas Peruanas

- **FACULTAD:** Ingenierías y Arquitectura

- **CARRERA PROFESIONAL**

Ingeniería Civil

- **TÍTULO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN**

“ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN EL PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EL MIRADOR DE LAS PALMAS – SURCO, 2016”.

- **AREA DE INVESTIGACIÓN**

Construcciones

- **AUTOR:**

**Bach.** Rojas Vega William.

-**DNI:** 46764906

- **TITULO PROFESIONAL A QUE CONDUCE**

Ingeniero Civil

- **AÑO DE APROBACIÓN DE LA SUSTENTACIÓN**

2017

- **Email:** [wrv.william@gmail.com](mailto:wrv.william@gmail.com)

## **II RESUMEN**

El propósito del presente trabajo de tesis es conocer y analizar los resultados de la capacidad portante en el Proyecto de Vivienda Multifamiliar el Mirador de las Palmas – Surco, 2016, por lo que se busca conocer el estado de los diferentes tipos de suelos con sus respectivas propiedades físicas.

El terreno de estudio debe contar con un buen tipo de suelo ya que sobre este se apoyará una estructura de vivienda multifamiliar y por lo tanto se debe contar con un buen comportamiento estructural del suelo de fundación para logra trabajo de funcionamiento óptimos y eficientes en estructuras de calidad.

El objetivo de este trabajo de investigación es determinar de qué manera la capacidad portante del suelo y su respectivo análisis son necesarios para brindar estabilidad y soporte al Proyecto de vivienda multifamiliar el mirador de las Palmas – Surco.

La metodología utilizada en la investigación fue Analítica, ya que es importante realizar un estudio analítico sintético de los temas expuestos en el presente trabajo, identificando cada una de las partes que caracterizan una realidad, por lo tanto, se busca contar con adecuada información y un análisis eficiente.

La hipótesis considera que al hacer el análisis de los respectivos estudios de suelos y con una correcta capacidad portante dependiendo al tipo de suelo se evitara fallas y una mejor estabilidad de soporte para las estructuras. Por ellos se busca trabajos óptimos y suelos que cuenten con una buena estratigrafía física para los trabajos estructurales y de no ser el caso con mejoras existentes para lograr mejor comportamiento de este.

**Palabras Claves: Capacidad portante, vivienda multifamiliar, estructuras de calidad, comportamiento estructural.**

## **OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

### **OBJETIVO GENERAL**

Determinar de qué manera la capacidad portante del suelo y su respectivo análisis son necesarios para brindar estabilidad y soporte al Proyecto de vivienda multifamiliar el mirador de las Palmas – Surco.

### **OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- A. Identificar las fallas que se pueden presentar ante un mal cálculo de la capacidad portante del suelo.
- B. Analizar las posibles causas de una deficiente capacidad portante en los suelos.
- C. Proponer técnicas de mejora del suelo para obtener una eficiente capacidad de carga. (A través de las recomendaciones)

## **FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN**

### **Hipótesis General**

Al hacer el análisis de los respectivos estudios de suelos y con una correcta capacidad portante dependiendo al tipo de suelo se evitará fallas y una mejor estabilidad de soporte para las estructuras.

### **Hipótesis Específicas**

1. Una correcta capacidad de carga dependerá del tipo del suelo de la zona y por lo tanto si se obtiene un buen valor admisible se logrará un mejor comportamiento estructural.
2. Los adecuados estudios y con profesionales adecuados deben velar de que no se haga un mal estudio y por lo tanto garantizara buen desempeño del suelo.
3. Realizar una caracterización del suelo y la interacción con la distribución de las cargas de la estructura a diseñar.

## **ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN**

### **A. Antecedentes Internacionales**

Ángela Patricia Barreto Maya – Colombia (2007), realizo un estudio de tesis para optar el título de Magister en Ingeniera Civil, denominado **“Evaluación comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas. Fórmulas analíticas y ensayos de carga”** en la cual concluyo que: Existe una necesidad de ajustar métodos de cálculo de capacidad de carga con relación a la caracterización de los suelos colombianos junto a su método constructivo ya que en la práctica del diseño se tiende aplicar formulaciones desarrolladas para condiciones geotécnicas ideales, que no representan lo encontrado en este país, gracias a la enorme variabilidad de sus suelos.

### **B. Antecedentes Nacionales**

Alejandro Manuel Bohl Arbulú– Lima (2006), realizo un estudio de tesis para optar el título de Ingeniero Civil, denominado **“Determinación de los factores de reducción de capacidad de suelos y su aplicación en el diseño geotécnico”**. En la cual se concluyó: Los factores de reducción de capacidad de suelos que han sido determinados en este trabajo son solo válidos para cimentaciones en las que la capacidad portante está controlada por resistencia al esfuerzo cortante y no por asentamientos. Son solo útiles para el diseño por el primer estado límite.

### C. Antecedentes locales

Ronald Richard Aquino Peñafiel– Piura (2001), realizó un estudio de tesis para optar el título de Ingeniero Civil, denominado “**Capacidad de carga, construcción y resultados de columnas de cimentación del Puente Aguaytía.**” en la cual se concluyó: Es fundamental controlar el proceso de construcción de las columnas de cimentación porque siempre serán parte integrante de la ruta crítica de cualquier proyecto. En este caso específico se llegó a controlar el proceso durante su ejecución, tratando de innovar los procedimientos constructivos. A pesar de esto, hubo retrasos en los plazos planificados y un mayor costo que el previsto. Todo esto pudo ser mejorado si se hubiese contado con información práctica a cerca de la ejecución de este tipo de cimentaciones profundas

## BASES TEÓRICAS

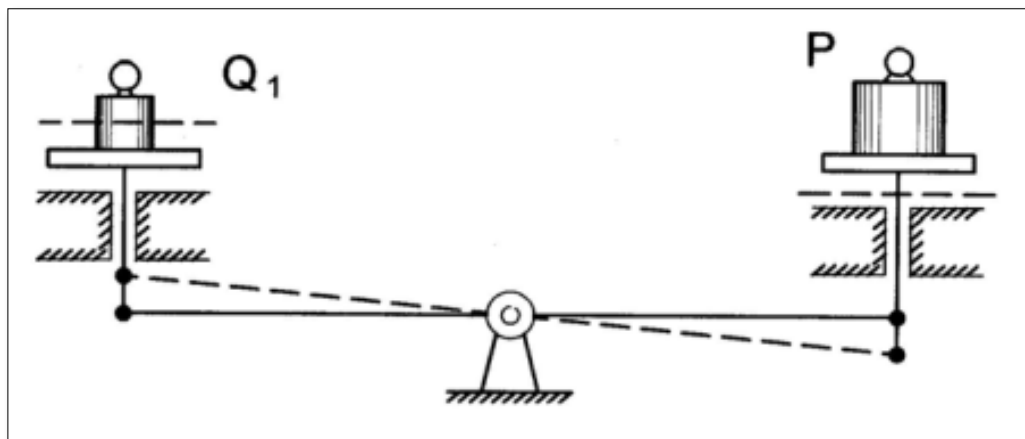
### CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS

La capacidad de carga es una característica de cada sistema de suelo cimentación, y no sólo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión, puede ser determinado utilizándose una teoría en la cual se postula un mecanismo de falla y se determina la tensión (***qu***) en términos de la resistencia al corte del suelo movilizada en la falla y de la geometría del problema. (Ing. Martín Paucara Rojas)

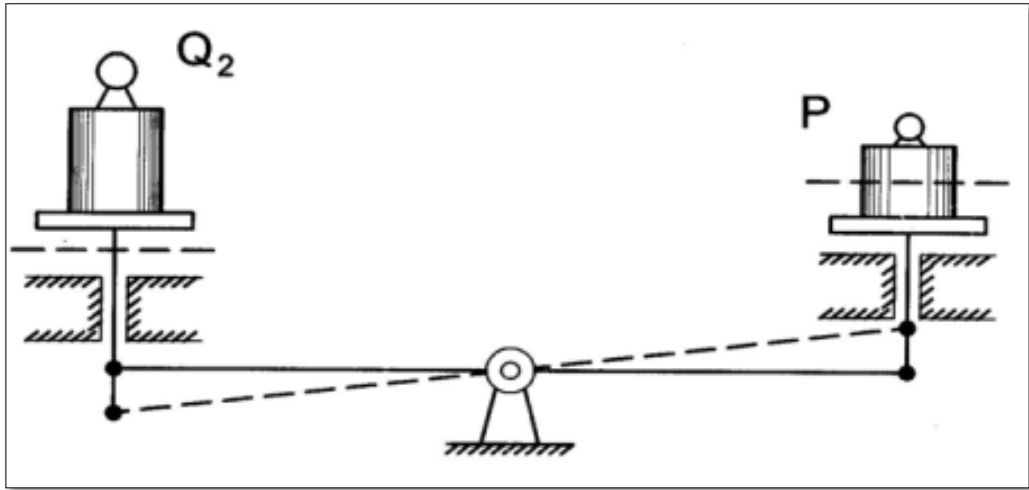
Se denomina como capacidad de carga admisible de una cimentación aquella carga que al ser aplicada no provoque falla o daños en la estructura soportada, con la aplicación de un factor de seguridad. La capacidad de carga no solo está en función de las características del suelo, sino que depende del tipo de

cimentación y del factor de seguridad adoptado. Una forma de analizar la capacidad de carga es por medio del modelo mecánico de Khristianovich (figuras). Se tiene una balanza ordinaria, cuyo movimiento está limitado por la fricción en las guías de los platillos, si se coloca un peso lo suficientemente pequeño en uno de los platillos, la balanza permanece en equilibrio debido a que la fricción de las guías lo contrarresta, si se coloca un peso mayor que la fricción de las guías, se requiere entonces de un segundo peso en el otro platillo. Cuando la balanza pierde el equilibrio por el incremento de peso en uno de los platillos por muy pequeño que sea, se conoce como equilibrio crítico de la balanza. La capacidad de las cimentaciones puede ejemplificarse siguiendo con el modelo de la balanza.

En el platillo derecho se tiene un peso  $P$  y se quiere determinar el valor de  $Q$  a colocar en el platillo izquierdo para que la balanza se encuentre en equilibrio crítico, existen dos soluciones posibles para esta situación, una es con  $Q < P$  y la otra  $Q > P$ . (Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos)



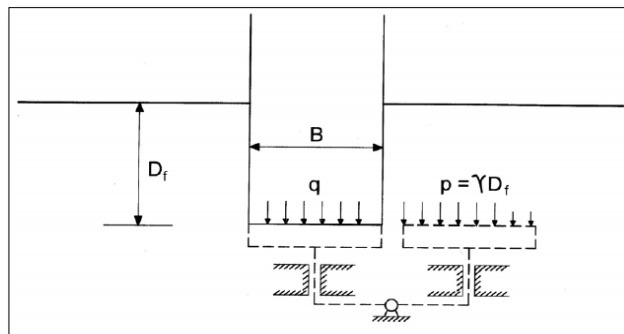
**Figura N°01:** Modelo de Khristianovich,  $Q < P$   
**Fuente:** Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos



**Figura N°02:** Modelo de Khristianovich,  $Q > P$   
**Fuente:** Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos

Ahora se lleva a cabo el mismo análisis para una cimentación (figura).  
 Se tiene una cimentación de ancho  $B$  a una profundidad  $D_f$ , que se supone continúa

En el caso de la cimentación debe encontrarse la carga  $q$ , última que puede colocarse en el cimienta sin que se desestabilice el conjunto, sustituyendo el cimienta y colocándolo en uno de los platillos del modelo de análisis, el terreno natural estaría sobre el otro. Puede verse que la presión  $q$  que puede colocarse en el platillo del cimienta es mayor que la carga del otro platillo ( $p = \gamma \cdot D_f$ ). Esto se debe a que la resistencia del suelo equivalente a la fricción en las guías está trabajando a favor de  $q$ , lo que corresponde al caso en el que  $Q > P$ .



**Figura N°03:** Modelo de Khristianovich aplicado a cimentación  
**Fuente:** Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos



También se tiene el caso de una excavación, que corresponde a  $Q < P$ ,  $q$  se toma como nulo, pero conforme se hace más profunda la excavación estaría bajándose el nivel de la balanza teniendo como resultado el aumento de la presión  $p$ .

Si la profundidad sigue aumentando, existe entonces la profundidad crítica, lo que indica que, al tratar de profundizar más, el fondo de dicha excavación se levantará como el platillo de la balanza, este fenómeno es conocido como falla de fondo. Si una carga es aplicada en un área limitada ubicada en la superficie del suelo o debajo de ella, el área cargada cede y si la carga se aumenta de forma continua, los asentamientos que se grafican en el eje vertical en un sistema de coordenadas dan lugar a la llamada curva de asentamientos. Un suelo resistente equivale a guías con mucha fricción y viceversa. **(Juárez Badillo, Eulalio; Mecánica de suelos)**

**CAPACIDAD DE CARGA LIMITE ( $q_d$ ):** Máxima presión que se puede aplicar a la cimentación, sin que ésta penetre en el suelo.

**CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE ( $q_{adm}$ ):** Es la carga límite dividida entre un factor de seguridad. A este esfuerzo se le llama capacidad portante.

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

Terzaghi recomienda que  $FS$  no sea menor que 3.

**ESFUERZO NETO ( $q$  neto):** Es el esfuerzo útil, que queda para la superestructura, después de quitarle el esfuerzo que va a utilizar el peso del relleno del suelo y la sobrecarga de piso.

$$q \text{ neto} = q_{adm} - \gamma * D_f - \text{sobrecarga de piso}$$

Dónde:

$\gamma$  = Peso específico Del relleno.

$D_f$  = Profundidad de cimentación.

Sobrecarga de piso = 500 kg/m<sup>2</sup>.

### PRESION DE CONTACTO ( $q_c$ )

Es producida por la carga muerta y viva de la superestructura, y actúa debajo de la zapata, en el encuentro zapata-suelo. En el diseño de cimentaciones, se busca que  $q_c$  sea menor o igual a  $q$  neto.

### ECUACION DE MOHR-COULOMB

Mohr presentó en 1900, una teoría sobre la ruptura de materiales, según la cual, la falla de un suelo se presenta debido a la combinación crítica de esfuerzos verticales y horizontales.

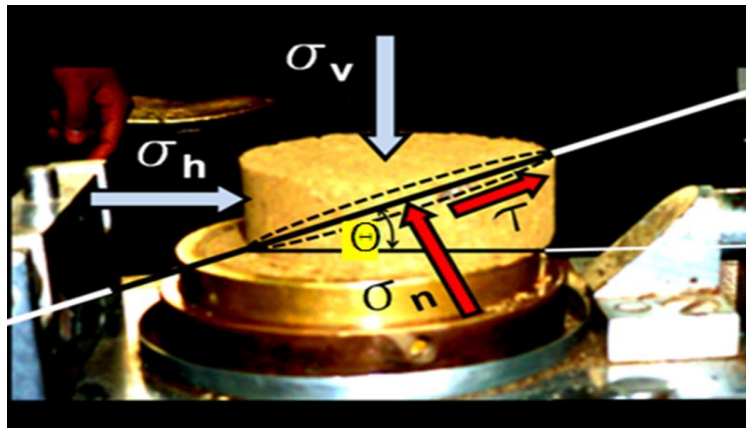


Figura N°04: Esfuerzos en el interior de una masa elástica.

Fuente: Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

Del equilibrio de fuerzas en ambas direcciones, del bloque triangular se obtiene:

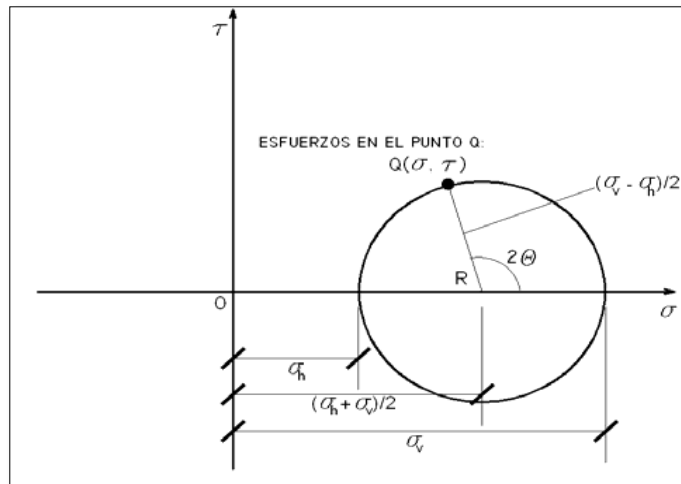
$$\tau = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \text{sen}2\theta$$

ec :1

$$\sigma_n = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \text{cos}2\theta$$

ec :2

Lo que se puede representar en un diagrama de Mohr:



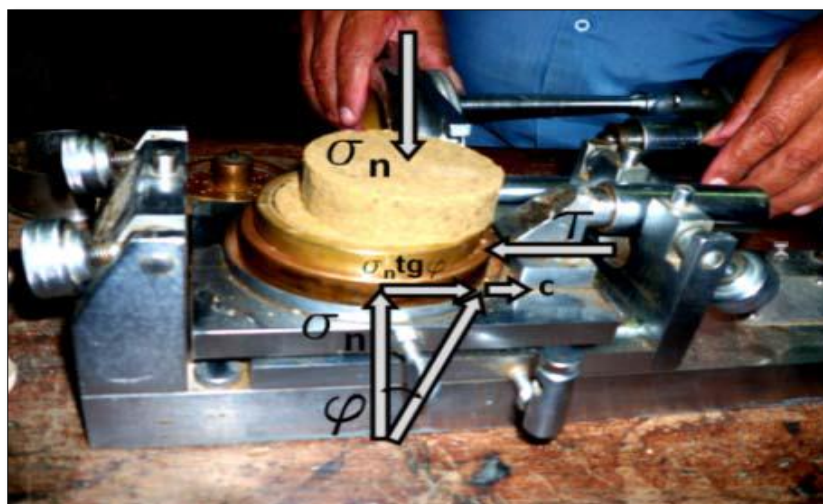
**Figura N°05:** Diagrama de Mohr.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

La teoría de Coulomb, relaciona el esfuerzo cortante  $t$ , como función del esfuerzo normal  $n$ , la tangente del ángulo de fricción interna, y la cohesión  $c$ :

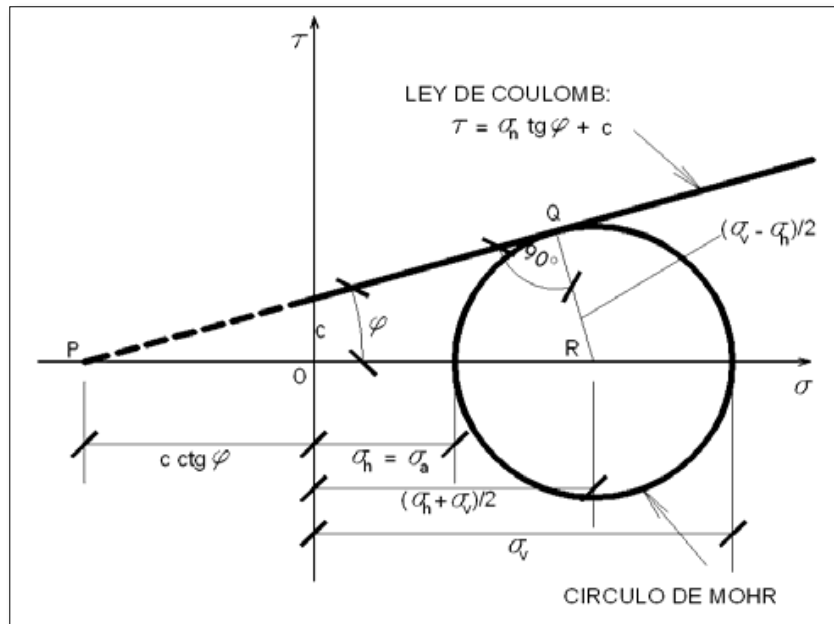
$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c$$

ec :3



**Figura N°06:** Esfuerzos normales y cortantes en un bloque se suelo, que siguen la teoría de Coulomb.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.



**Figura N°07:** Envolvente de Mohr y teoría de Coulomb.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

De la figura se obtiene:

$$\text{sen } \varphi = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}}{\frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} + c \cdot \text{ctg } \varphi}$$

ec :4

Despejando se obtiene el esfuerzo horizontal, en una masa de suelo, en función del esfuerzo normal, el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo:

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 + \text{sen } \varphi}$$

ec :5

$$\sigma_h = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

ec :6

Siendo

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi}$$

ec :7

La ecuación (6) representa la relación de Mohr-Coulomb, o el estado de esfuerzos en una masa de suelo, cuando hay fuerzas verticales y horizontales. Relaciona los esfuerzos efectivos horizontales, con los esfuerzos verticales, a través de los parámetros, ángulo de fricción interna y la cohesión

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Es un ensayo de cortante. Consiste en aplicar esfuerzos verticales y horizontales, a tres muestras de suelo, y determinar el instante de falla a cortante. Cuando se aplica un esfuerzo vertical fijo de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ , la primera muestra falla con un esfuerzo horizontal o cortante  $t_1$ , la segunda muestra es sometida a un esfuerzo de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ , y falla con un esfuerzo cortante  $t_2$ . La tercera es sometida a un esfuerzo de compresión de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$ , y falla con un cortante  $\tau_3$ . Con estos tres pares ordenados se grafica el diagrama de ruptura de Mohr. También, se hace uso del análisis de regresión lineal, para obtener el ángulo de fricción interna y la cohesión del suelo.

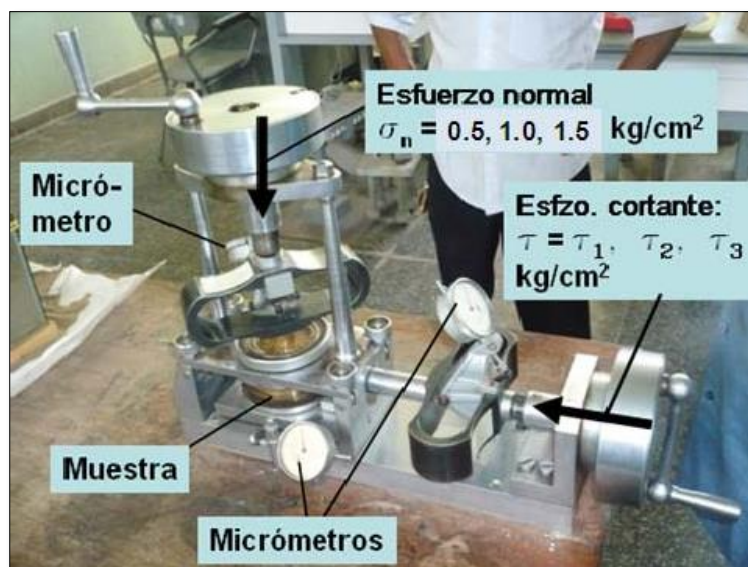


Figura N°08: Detalles del equipo de Corte Directo.

Fuente: Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

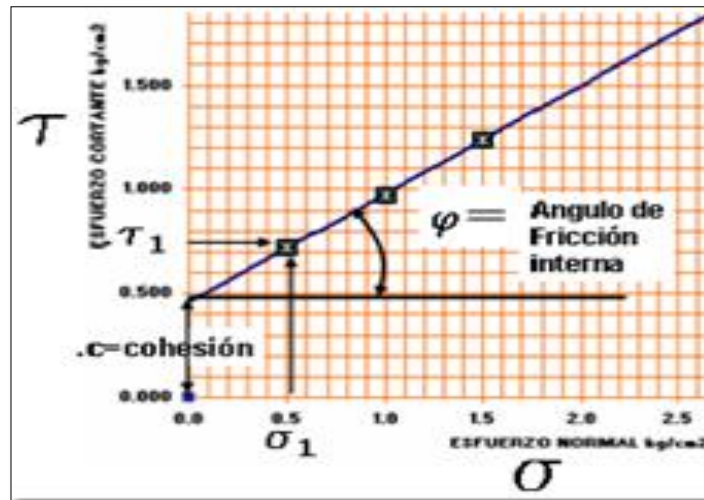


Figura N°09: Diagrama de ruptura de Mohr.

Fuente: Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

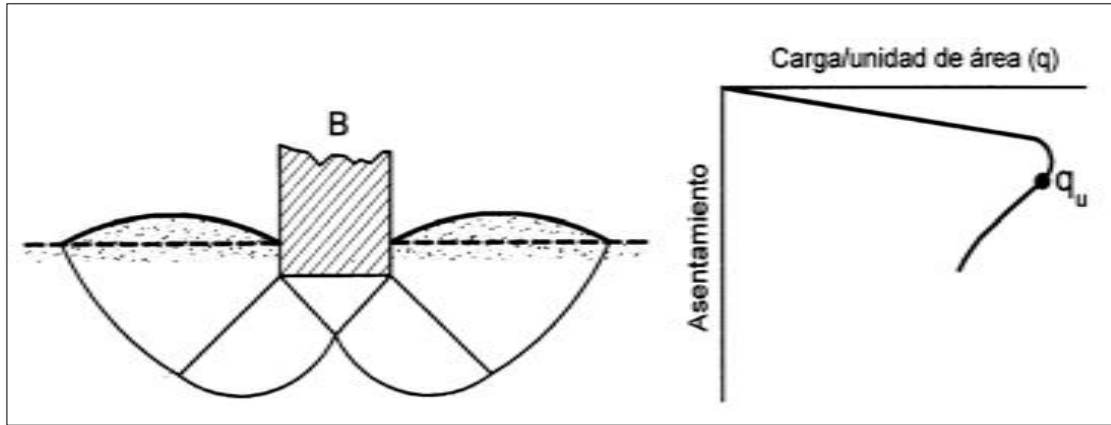
## TIPOS DE FALLA DE LOS SUELOS

Los suelos fallan por cortante. Se han clasificado tres tipos de falla de los suelos, debajo de las cimentaciones:

### FALLA POR CORTE GENERAL

Se tiene una cimentación corrida con un ancho B la cual es soportada por un suelo denso o cohesivo firme, si la carga que soporta dicho suelo es incrementada de forma gradual, habrá un aumento en el asentamiento llegando al punto en el cual la carga por unidad de área es igual a la capacidad de carga última, ocurrirá entonces una falla repentina en el suelo, esta falla es llamada falla por corte general. Se presenta en arenas densas y arcillas rígidas.

Su principal característica es una superficie de falla continua que comienza en el borde de la cimentación y llega a la superficie del terreno, es una falla frágil y súbita, llegando al punto de ser catastrófica, y si la estructura no permite la rotación de las zapatas, puede ocurrir con cierta inclinación visible de la cimentación, lo que provoca hinchamiento del suelo a los lados, el colapso final se presenta en un solo lado (figura)

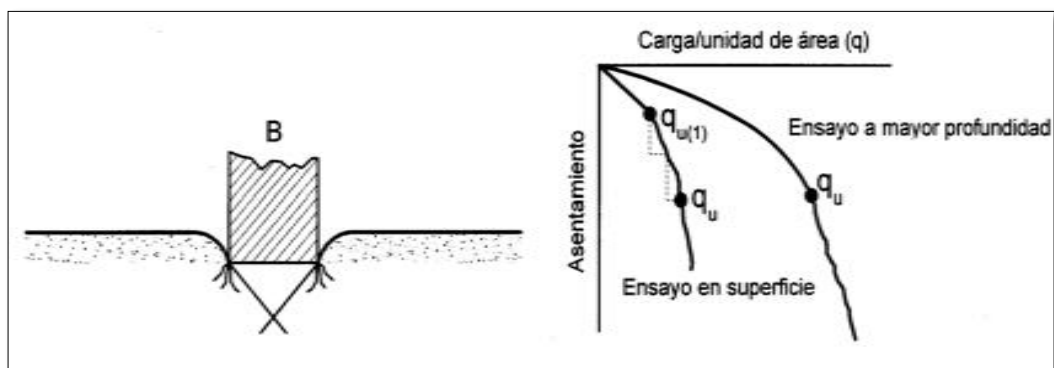


**Figura N°10:** Falla por Cortante General.

**Fuente:** capítulo 10 AASHTO, fundaciones; Das Braja, Principios de Ingeniería de cimentaciones.

### FALLA POR PUNZONAMIENTO:

Ocurre en suelos bastante sueltos, la zona de falla no se extiende como en el corte general. La cimentación provoca la compresión inmediata del suelo en un movimiento vertical, el suelo presenta falla por corte alrededor de la cimentación y los movimientos del suelo junto con la cimentación no son muy visibles por lo que el equilibrio vertical y horizontal de la misma se mantiene (ver figura)



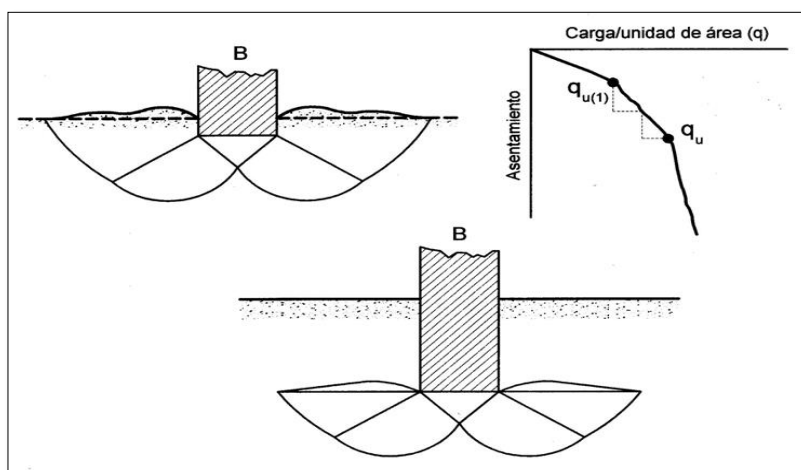
**Figura N°11:** Falla por Punzonamiento.

**Fuente:** capítulo 10 AASHTO, fundaciones; Das Braja, Principios de Ingeniería de cimentaciones.

## FALLA POR CORTE LOCAL

Si la cimentación se encuentra sobre suelo arenoso o arcilloso con compactación media, al aumentar la carga, también ocurre un incremento en el asentamiento, pero la superficie de falla se extiende de forma gradual hasta la superficie o en algunos casos cuando el desplazamiento vertical es grande (la mitad del lado o diámetro de la zapata) termina dentro de la propia masa de suelo y no en el terreno (ver figura).

Cuando la carga por unidad de área es igual a  $q_u$ , conocida como carga primera de falla, ocurren sacudidas repentinas junto con el movimiento, por lo que se requiere de un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla llegue a la superficie, este movimiento ocurre cuando se alcanza la capacidad de carga última. Es una falla intermedia entre el corte general y el punzonamiento. Presenta hinchamiento del suelo al lado de la cimentación y compresión vertical del suelo bajo la cimentación.



**Figura N°12:** Falla por Corte General.

**Fuente:** capítulo 10 AASHTO, fundaciones; Das Braja, Principios de Ingeniería de cimentaciones.

Basado en la experiencia de Vesic se propone una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones apoyadas en arenas, considerando que:

**Cr** = compacidad relativa de la arena

**Df** = profundidad de desplante de la cimentación medida desde la superficie del



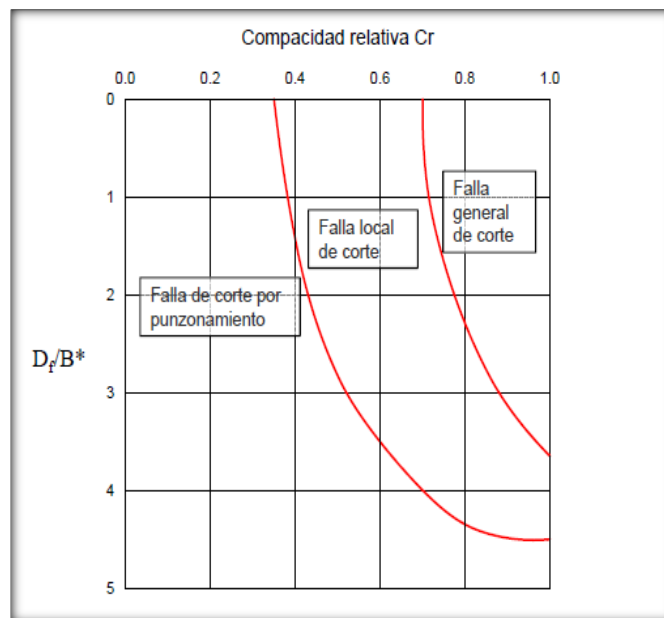
$$B^* = \frac{2 B L}{B + L}$$

Siendo:

B=ancho de la cimentación y

L=longitud de la cimentación (siempre  $L > B$ )

En zapatas cuadradas  $B^* = B$



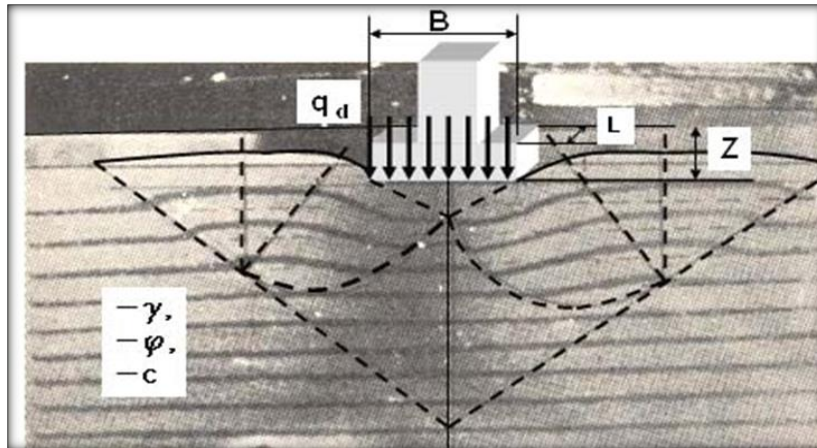
**Figura N°13:** Fallas en Cimentaciones sobre arena, Vesic 1973.

**Fuente:** Universidad Ricardo Palma – Facultad de Ingeniería Laboratorio de mecánica de suelos y asfalto.

## CAPACIDAD DE CARGA LÍMITE

Es una característica de cada sistema de suelo y no solo una cualidad intrínseca del suelo. Los distintos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varia con el tipo, forma tamaño y profundidad del elemento de cimentación que aplica la presión, puede ser determinado utilizándose una teoría en la cual se postula un mecanismo de falla y se determina la tensión ( $q_u$ ) en términos de la resistencia al corte del suelo

movilizada en la falla y de la geometría del problema. El problema Consiste en encontrar el esfuerzo ( $q_d$ ) que produce la falla del suelo.



**Figura N°14:** Capacidad de carga límite.

**Fuente:** Capacidad portante de los suelos - Ing. William Rodríguez Serquén.

Se conocen los siguientes datos:

$Z = D_f$  = Profundidad de desplante (m).

$B$  = Ancho de la cimentación (m).

$L$  = Longitud de la cimentación (m).

$\Gamma$  = Peso volumétrico del suelo ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ).

$C$  = Cohesión del suelo (del ensayo de corte,  $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\Phi$  = Angulo de fricción interna (Del ensayo de corte)

Para las soluciones tenemos varios autores que intentan resolver y entre ellos tenemos:

### **LA TEORIA DE TERZAGHI**

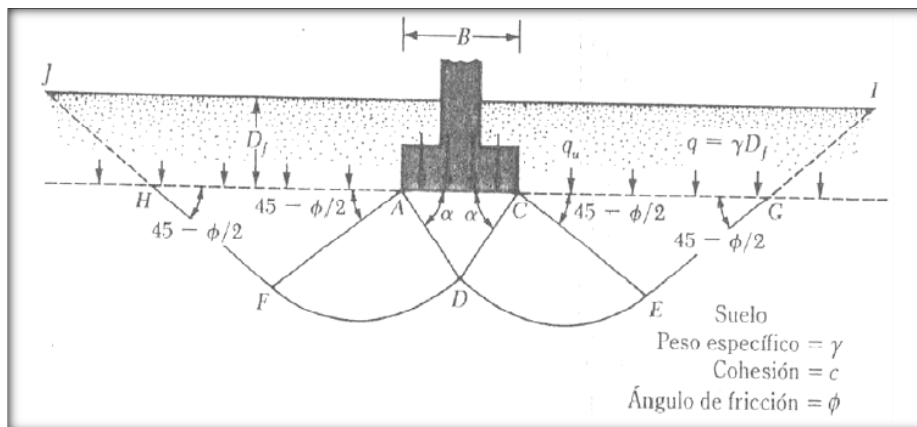
Para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. Considerado así cuando la profundidad  $D_f$  de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma. Sin embargo, investigaciones posteriores consideran como cimentación superficial cuando  $D_f$  es igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación.

Terzaghi sugirió que una cimentación corrida o continua (es decir, cuando la relación ancha/longitud tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo la carga última puede suponerse como la figura mostrada.

El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación es reemplazado por una sobrecarga efectiva  $q = \gamma D_f$  (donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación puede separarse en:

1. La zona triangular ACD debajo de la cimentación
2. Zonas de corte radiales ADF y CDE, con curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Despreciándose la resistencia de corte del suelo a lo largo de las superficies GI y HJ.



**Figura N°15:** Mecanismo de falla por capacidad de carga en suelos bajo una cimentación corrida - Terzaghi.

**Fuente:** Universidad Ricardo Palma – Facultad de Ingeniería Laboratorio de mecánica de suelos y asfalto

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma, para cimentaciones corridas:

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

Donde:

$c$  = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso específico del suelo de cimentación

$q = \gamma D_f$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga adimensionales que están en función del ángulo  $\phi$  de fricción del suelo.

Los factores de capacidad de carga  **$N_c$** ,  **$N_q$** ,  **$N_\gamma$**  se definen mediante las expresiones:

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

$$N_q = \left[ \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}}{2 \cos^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right]$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_p}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \tan \phi$$

Para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones cuadradas o circulares, la ecuación anterior se puede modificar a:

$$\begin{array}{l} \text{Cimentación} \\ \text{cuadrada} \end{array} \quad q_u = 1.3c N_c + q N_q + 0.4\gamma B N_\gamma$$

$$\begin{array}{l} \text{Cimentación} \\ \text{circular} \end{array} \quad q_u = 1.3c N_c + q N_q + 0.3\gamma D N_\gamma$$

Para cimentaciones que presentan falla localizada por corte o por punzonamiento, se sugiere modificar las ecuaciones anteriores como:

Cimentación corrida	$q_u = \frac{2}{3} c N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$
Cimentación cuadrada	$q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma$
Cimentación circular	$q_u = 0.867 c N'_c + q N'_q + 0.3 \gamma D N'_\gamma$

Donde  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$  son los factores de capacidad de carga modificada, calculándose con las mismas ecuaciones, pero reemplazando  $\phi$  por  $\phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi)$

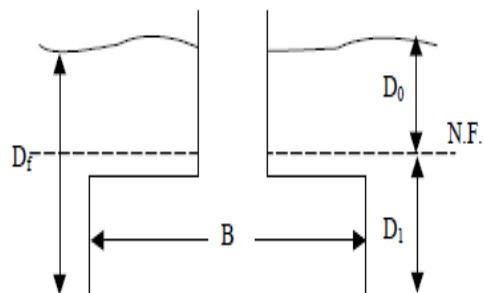
### Influencia del Nivel Freático en la Capacidad de Carga.

Las ecuaciones anteriormente explicadas consideran que el Nivel Freático (N.F.) está muy profundo con respecto al fondo de cimentación. Sin embargo, si el N.F. está cercano a la profundidad de cimentación, será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, es así que:

#### Caso I

Cuando el N.F. se localiza entre  $0 \leq D \leq D_f$  el segundo término de la capacidad de carga, que tiene como factor  $q$  toma la forma:

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_0 \gamma + D_1 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$



Además, el valor de  $\gamma$  en el último término de la ecuación de capacidad tiene que ser  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

### **Caso II**

Si el N.F. está ubicado de manera que  $0 \leq D_2 \leq B$  entonces el factor  $q = \gamma \cdot D_f$  además el factor  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones debe reemplazarse por:

$$\gamma = \gamma' + \frac{D_2}{B}(\gamma - \gamma')$$

Las consideraciones expuestas se basan en la hipótesis que no existe fuerzas de filtración en el suelo de cimentación.

### **Caso III**

Para un N.F. ubicado de manera que  $D_2 \geq B$ , el agua no afectará la capacidad de carga última.

### **Factor de Seguridad**

Para obtener la capacidad de carga admisible (***q<sub>adm</sub>***) de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (***F<sub>s</sub>***) a la capacidad de carga última (***q<sub>u</sub>***), definido como:

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

Independientemente del procedimiento por el cual se aplique el factor de seguridad, la magnitud depende de las incertidumbres y riesgos implicados en las condiciones encontradas para la cimentación; comúnmente el ***F<sub>s</sub>*** exigido en nuestro medio es de **3**.

### **Aplicación de la Teoría de Terzaghi a suelos puramente cohesivos**

Como puede observarse en la gráfica de Terzaghi, para suelos puramente cohesivos en el caso de un cimiento de base rugosa, los factores de capacidad de carga resultan:

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

Por lo que la capacidad de carga última en este caso queda definida como:

$$q_u = 5.7c + q$$

Y en términos de resistencia a la compresión simple del material  $q_{cs} = 2c$  queda:

$$q_u = 2.85q_{cs} + q$$

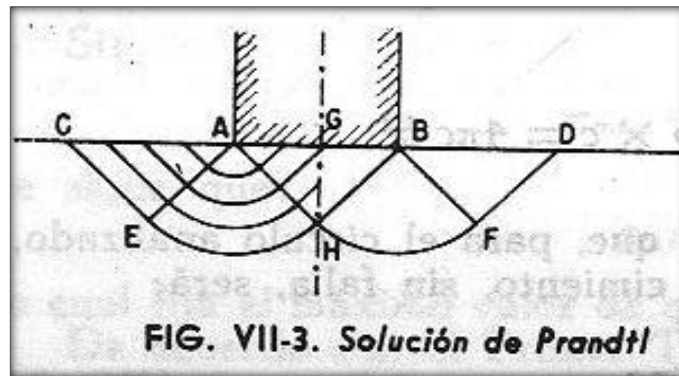
$\phi^\circ$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$\phi^\circ$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
0	1.00	5.71	0.0	28	17.81	31.61	15.7
2	1.22	6.30	0.2	30	22.46	37.16	19.7
4	1.49	6.97	0.4	32	28.52	44.04	27.9
6	1.81	7.73	0.6	34	36.50	52.64	36.0
8	2.21	8.60	0.9	35	41.44	57.75	42.4
10	2.69	9.60	1.2	36	47.16	63.53	52.0
12	3.29	10.76	1.7	38	61.55	77.50	80.0
14	4.02	12.11	2.3	40	81.27	95.66	100.4
16	4.92	13.68	3.0	42	108.75	119.67	180.0
18	6.04	15.52	3.9	44	147.74	151.95	257.0
20	7.44	17.69	4.9	45	173.29	172.29	297.5
22	9.19	20.27	5.8	46	204.19	196.22	420.0
24	11.40	23.36	7.8	48	287.85	258.29	780.1
26	14.21	27.09	11.7	50	415.15	347.51	1153.2

**Figura N°16:** Factores de Capacidad de Soporte según Terzaghi (Bowles, 1988).

**Fuente:** Capacidad de soporte en Fundaciones superficiales (Prof. Ricardo Moffat)

## LA TEORIA DE PRANDTL

Prandtl estudió en 1920 el problema de la identificación de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y rígido – plástico perfecto, por un elemento rígido de longitud infinita, de base plana. Considerando que el contacto entre el elemento y el medio era perfectamente liso, propuso el mecanismo de falla que se muestra en la siguiente figura.



**Figura N°17:** Solución de Prandtl.

**Fuente:** II Curso especial de titulación en Ingeniería Civil - Yury Carrión Umeres.

Se trata, naturalmente, de calcular la máxima presión que se puede dar al elemento rígido que penetra en el medio semi-infinito; a este valor particular de la presión se le denomina “carga límite”.

La superficie **AB** es un plano principal, por no existir en ella esfuerzos rasantes (plano liso). Las superficies **AC** y **BD** son superficies libres, exentas de todo esfuerzo y, por lo tanto, también son planos principales. Con base en lo anterior, más la intuición de que los esfuerzos normales horizontales a lo largo de **AC** y **BD**, inducidos por la presión del elemento, son de compresión, se deduce que para tener un estado de falla insipiente en la vecindad de dichas superficies se requerirá que el esfuerzo de compresión mencionado debe tener un valor de  $2c$ . (En efecto, siendo el medio un sólido de resistencia constante igual a  $c$ , un elemento vecino de la superficie **AC** o **BD** está en condición análoga a la que se tiene una prueba de compresión simple, en la cual la resistencia es  $q_u = 2c$ ).

Haciendo uso de la teoría de los cuerpos perfectamente plásticos se encuentra que la región **ACE** es una región de esfuerzos constantes, iguales a la compresión horizontal arriba mencionada; igualmente la región **AGH**, es también de esfuerzos constantes.

La transición entre ambas regiones es una zona de esfuerzos cortantes radiales (**AEH**). Con estos estados de esfuerzos, Prandtl calculó que la presión límite que puede ponerse en la superficie **AB** está dada por el valor  $q_c = (\pi + 2)c$ .



Lo anteriormente expuesto precede indicar que en el momento del flujo plástico insipiente, el elemento rígido ejerce una presión uniforme igual a  $(\pi + 2)c$  sobre el sólido plástico semi-infinito.

La solución anterior carecería de verosimilitud física si no se le pudiese asociar un mecanismo cinemático de falla posible con un campo de velocidades dilemáticamente admisible. Prandtl logró esto considerando que la región **ABH** se incrusta como un cuerpo rígido, moviéndose verticalmente como si formara parte del elemento rígido.

En la región **AEH** las líneas de deslizamiento son círculos con centro en **A** y con velocidad tangente a tales líneas igual a  $\sqrt{2}/2$ , constante en toda la región, supuesto que el elemento rígido desciende con velocidad unitaria. Finalmente, la región **ACE** se mueve como cuerpo rígido con la velocidad

$\sqrt{2}/2$ , en la dirección de **EC**.

## LA TEORIA DE MEYERHOF

En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del nivel de desplante se toma en cuenta únicamente como una sobrecarga perfectamente flexible; pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual pueda desarrollarse resistencia al esfuerzo cortante. Meyerhof trató de cubrir esta deficiencia con una teoría de capacidad de carga que ha alcanzado amplia difusión en épocas recientes.

En este caso, para cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la falla del cimiento tiene la forma que se muestra en la fig.

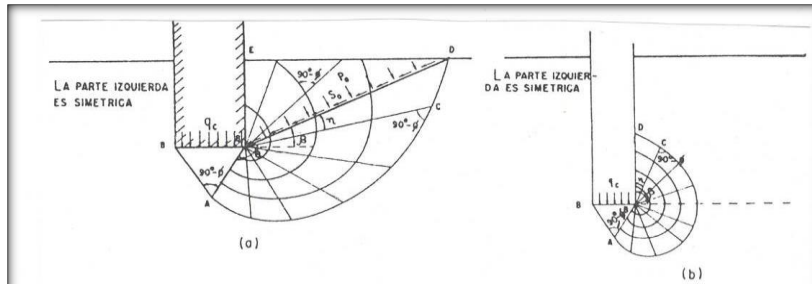


FIG. 11 Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof  
 a) A poca profundidad  
 b) A gran profundidad

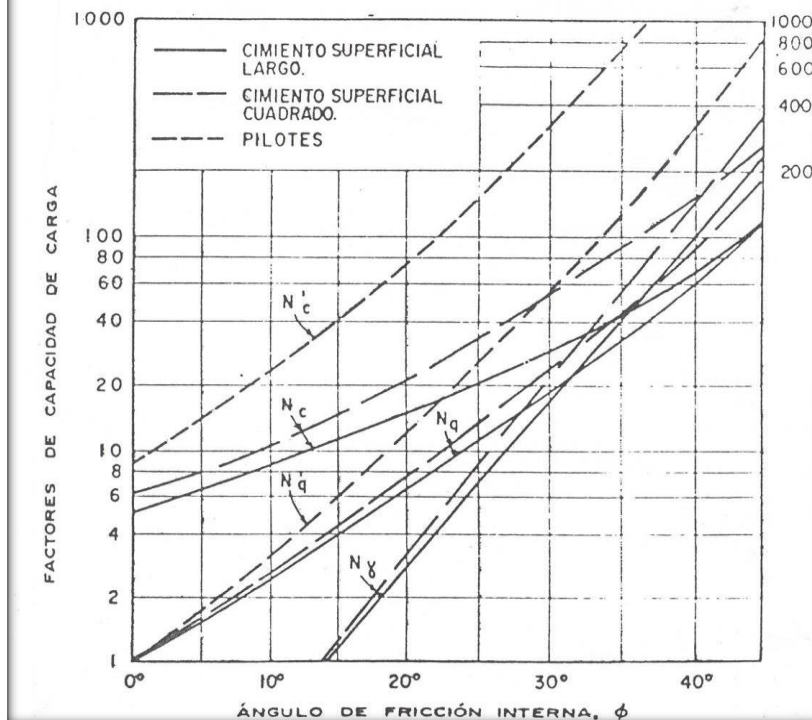


Figura N°18 : Teoría Meyerhof.

Fuente: Ing. Germán López Rincón, Ing. Héctor Legorreta Cuevas y Dr. Rigoberto Rivera Constantino,

Profesores de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

## ESTABILIZACION DEL SUELO

La estabilización de un suelo es el proceso mediante el cual, se someten los suelos naturales a cierta manipulación o tratamiento de modo que podamos aprovechar sus mejores cualidades, obteniéndose una capa de asiento del firme estable y durable, capaz de soportar los efectos del tránsito y las condiciones de

clima más severas y por ende asegure geotécnicamente el comportamiento de la explanada.

La estabilización del suelo también es la corrección de una deficiencia para darle una mayor resistencia al terreno o bien, disminuir su índice de plasticidad. Las tres formas de lograrlo son: estabilización física, estabilización química y estabilización mecánica.

Para el proceso de estabilización del suelo existente dos opciones de ejecución, mezcla en central o planta móviles y mezcla in situ.

Las propiedades más importantes que se deben mejorar con la estabilización son: (Sherwood, 1992):

- **Resistencia.** El incremento de resistencia aumenta la estabilidad y la capacidad de carga.
- **Estabilidad del volumen.** Proporciona el control de los procesos de hinchamiento-colapso causados por los cambios de humedad.
- **Durabilidad.** Una mayor durabilidad aumenta la resistencia a la erosión, responde de manera más eficaz a los cambios climáticos y al uso del tráfico.
- **Permeabilidad.** La reducción de la permeabilidad y por lo tanto de la circulación de agua, mejora la estabilidad.

La ejecución de un suelo estabilizado in situ incluye las siguientes operaciones:

- Estudio de la mezcla y obtención de la fórmula de trabajo.
- Preparación de la superficie existente.
- Disgregación del suelo.
- Humectación o desecación del suelo.
- Distribución de la cal o del cemento.
- Ejecución de la mezcla.
- Compactación.
- Terminación de la superficie.
- Curado y protección superficial.

## TIPOS DE ESTABILIZACIÓN

### Estabilización Física

Se utiliza para mejorar el suelo produciendo cambios físicos en el mismo.

Hay varios métodos como lo son:

- **Mezclas de Suelos:** este tipo de estabilización es de amplio uso pero por si sola no logra producir los efectos deseados, necesitándose siempre de por lo menos la compactación como complemento.

Por ejemplo, los suelos de grano grueso como las grava-arenas tienen una alta fricción interna lo que les permite soportar grandes esfuerzos, pero esta cualidad no hace que sea estable como capa de asiento del firme de una carretera ya que, al no tener cohesión sus partículas se mueven libremente y con el paso de los vehículos se pueden separar e incluso salirse del camino.

Las arcillas, por lo contrario, tienen una gran cohesión y muy poca fricción lo que provoca que pierdan estabilidad cuando hay mucha humedad. La mezcla adecuada de estos dos tipos de suelo puede dar como resultado un material estable en el que se puede aprovechar la gran fricción interna de uno y la cohesión del otro para que las partículas se mantengan unidas.

- **Geotextiles.**
- **Vibroflotación (Mecánica de Suelos)**
- **Consolidación Previa.**

### Estabilización Química

Se refiere principalmente a la utilización de ciertas sustancias químicas patentizadas y cuyo uso involucra la sustitución de iones metálicos y cambios en la constitución de los suelos involucrados en el proceso.

Dentro de este grupo de estabilización, las sustancias químicas más comunes son: cal y cemento.

**Cal:** disminuye la plasticidad de los suelos arcillosos y es muy económica.

**Cemento portland:** aumenta la resistencia de los suelos y se usa principalmente para arenas o gravas finas.

Otros productos también utilizados son:

**Productos Asfálticos:** es una emulsión muy usada para material triturado sin cohesión.

**Cloruro de sodio:** impermeabilizan y disminuyen los polvos en el suelo, principalmente para arcillas y limos.

**Cloruro de calcio:** impermeabilizan y disminuyen los polvos en el suelo, principalmente para arcillas y limos.

**Escorias de fundición:** se utiliza comúnmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y prolongar su vida útil.

**Polímeros:** este se utiliza comúnmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y prolongar su vida útil.

**Caucho de Neumáticos:** este se utiliza comúnmente en carpetas asfálticas para darle mayor resistencia, impermeabilizarla y prolongar su vida útil.

### **Estabilización Mecánica**

Es aquella con la que se logra mejorar considerablemente un suelo sin que se produzcan reacciones químicas de importancia.

Compactación: esta mejora generalmente se hace en la sub-base, base y en las carpetas asfálticas.

**WILFREDO ALFONSO VALLE AREAS - Ingeniero Civil,**

**Proyecto fin de máster: “Estabilización de suelos arcillosos plásticos con mineralizadores en ambientes sulfatados o yesíferos”**

## **CONCLUSIONES**

### **De la investigación se pudo llegar a las siguientes conclusiones**

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, a las características del proyecto y al análisis efectuado, se concluye lo siguiente:

1. El terreno en estudio, se encuentra ubicado en la Avenida Coronel Edmundo Aguilar Pastor N° 432 Esquina con Calle San Sebastián en el Distrito de Santiago de Surco, Provincia y Departamento de Lima.
2. El terreno tiene una forma regular con un área de 2,111.09 m<sup>2</sup> encerrado en un perímetro de 228.30 ml.
3. El Proyecto Conjunto Residencial "Mirador De Las Palmas", consiste en una edificación de ocho pisos con dos sótanos, la que transmitirá cargas al subsuelo del orden de 200.00 Tn como cargas puntuales.
4. El subsuelo del terreno en estudio está conformado:

Superficialmente y hasta la profundidad variable de 5.20 — 6.60m presenta material de limo con 16.30% - 48.10% de arena, con presencia de gravas aisladas por sectores, color beige y beige claro, poco húmedo y húmedo, no plástico, en estado semicompacto, arena limosa, con presencia de gravas por sectores, color beige, poco húmeda y húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 16.40% - 46.40% de material fino que pasa la malla N°200, limo con 11.70% - 26.00% de arena, con presencia de caliches por sectores, color marrón claro, húmedo, poco plástico, en estado semicompacto, con 35.07% - 36.65% de limite líquido y 5.19% - 9.38% de índice plástico.

Cabe resaltar que en el pozo C-2 y C-5 entre la profundidad de 0.00m — 0.50m, y en el pozo C-7 entre 0.00m - 0.70m presenta material de relleno

conformado por arena limosa, con presencia de papeles, plásticos, cascotes de ladrillos y concretos, etc, color beige, seco, no plástico, en estado semicompacto.

Continuando y hasta la profundidad explorada de 8.00m con grava subredondeada, con 16.80% - 26.20% de arena, con presencia de cantos en un 15% y boleos aislados, color beige, poco húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 25.00% - 43.90% de material fino que pasa la malla N° 200. Grava de tamaño predominante 3/4" — 1", cantos de tamaño máximo 12" y boleos de hasta 15" - 20".

Cabe resaltar que en el pozo C-2 entre la profundidad de 6.90m — 7.80m, y en el pozo C-5 entre la profundidad de 7.30m — 8.00m, presenta material de arena limosa, color beige y plomiza, húmeda, no plástica, en estado semicompacto.

5. Se concluye que la cimentación será superficial por medio de zapatas conectadas, desplantadas a la profundidad mínima de 2.00m, contados a partir del nivel de fondo del sótano en material de grava arenosa, limosa con cantos y boleos aislados, para una capacidad portante admisible de:

$$q_{ad} = 3.14 \text{ kg/cm}$$

y un asentamiento del orden de:

$$A_{Hd} = 1.1 \text{ cm}$$

6. Lo importante de generar un análisis es la correcta verificación de los distintos tipos de carga de los suelos es así que mediante este análisis se puede observar y verificar varias cosas puntuales si como generales lo que tenemos en mayor porcentaje en las calicatas observadas es de tipo arena limosa por lo que de acuerdo al tipo de proyecto de construcción se está

concluyendo el colocar zapatas conectadas con una profundidad de desplante de 2.00 mts.

## **RECOMENDACIONES**

1. Los métodos de estabilización de forma física, química y mecánica disminuyen el índice de plasticidad, hinchamiento libre vertical y la retracción lineal, por lo que estos en forma adicional son los que incrementaran la resistencia del suelo, así como su capacidad de carga.
2. La estabilización mixta de cal más fibras fibriladas de polipropileno, son las que reducen el índice de plasticidad, aumenta en mayor porcentaje la capacidad de carga, reduce el hinchamiento y retracción lineal del suelo. Los mecanismos que dan lugar a todas estas mejoras son, el intercambio de iones, floculación y las reacciones puzolánicas y una mejora en la cohesión debido a la incorporación de fibras.
3. El suelo debe estar libre de impurezas por lo que es necesario realizar los diversos ensayos establecidos y poder observar los diferentes perfiles estratigráficos los cuales en los primeros metros de excavación presentan limo con 16.30% - 48.10% de arena, con presencia de gravas aisladas por sectores, color beige y beige claro, poco húmedo y húmedo, no plástico, en estado semicompacto, arena limosa, con presencia de gravas por sectores, color beige, poco húmeda y húmeda, no plástica, en estado semicompacto, con 16.40% - 46.40% de material fino que pasa la malla N°200, limo con 11.70% - 26.00% de arena, con presencia de caliches por sectores, color marrón claro, húmedo, poco plástico, en estado semicompacto, con 35.07% - 36.65% de limite líquido y 5.19% - 9.38% de índice plástico.
4. Para el tema de desempeño óptimo del suelo y la estructura sobre la cual se construirá tendrá una subrasante conformada por grava arenosa limosa y/o arena limosa, las que serán compactadas en un espesor de 0.30 m al 95% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado.



5. El material a emplear en la base será del tipo granular seleccionado A-1-a (0) o A- 1-b-(0), siguiendo las especificaciones, en un espesor de 0.30m, compactadas en dos capas de 0.15m al 100% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado.

### ***Especificaciones***

Espesor por Capa de Base  $e = 0.15\text{m}$

Es un elemento básicamente estructural que cumple las siguientes funciones:

- Ser resistentes y distribuir adecuadamente las presiones solicitantes.
- Servir de dren para eliminar rápidamente el agua proveniente de la superficie e interrumpir la ascensión capilar del agua que proviene de niveles inferiores.
- Absorber las deformaciones de la sub-rasante debido a cambios volumétricos.

Los materiales que se usarán como base serán selectos, provistos de suficiente cantidad de vacíos para garantizar su resistencia, estabilidad y capacidad de drenaje.

Serán suelos granulares del tipo A-1-a ó A-1-b del sistema de clasificación AASHTO, es decir gravas o gravas arenosas compuestas por partículas duras, durables y de aristas vivas. Podrán provenir de depósito naturales, del chancado de rocas, o de una combinación de agregados zarandeados y chancado con un tamaño máximo de 1 ½". El material para la capa de base estará libre de materia vegetal y terrones de tierra. Debe contener una cantidad de finos que garanticen su trabajabilidad y den estabilidad a la superficie antes de colocar el riego de imprimación o la capa de rodamiento. (**Estudio de Suelos Conjunto Residencial "El Mirador de las Palmas"**)

6. Se determina que no existe agresividad de los sulfatos al concreto ni de los cloruros al fierro; por lo tanto, se recomienda el uso del cemento Portland Tipo I, con una buena densificación del concreto mediante un buen vibrado.

## **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- 1. ING. WILLIAM RODRÍGUEZ SERQUÉN. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NORMA E.050: SUELOS Y CIMENTACIONES, CAPA CIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS.**
- 2. ÁNGELA PATRICIA BARRETO MAYA – COLOMBIA (2007), EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. FÓRMULAS ANALÍTICAS Y ENSAYOS DE CARGA.**
- 3. ESTUDIO DE SUELOS CONJUNTO RECREACIONAL MIRADOR LAS PALMAS.**
- 4. Ing. MARTIN PAUCARA ROJAS, CAPACIDAD DE CARGA (MEYERHOF).**
- 5. Dr. JORGE E. ALVA HURTADO, CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**
- 6. Ing. OSCAR DONAYRE CÓRDOVA - UNIVERSIDAD RICARDO PALMA – FACULTAD DE INGENIERÍA LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO, CAPACIDAD DE CARGA DE SUELOS Y ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**
- 7. Ing. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN, Ing. HÉCTOR LEGORRETA CUEVAS y Dr. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO, PROFESORES DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM; CAPACIDAD DE CARGA EN SUELOS.**
- 8. WILFREDO ALFONSO VALLE AREAS - INGENIERO CIVIL, PROYECTO FIN DE MÁSTER: “ESTABILIZACIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS PLÁSTICOS CON MINERALIZADORES EN AMBIENTES SULFATADOS O YESÍFEROS”.**

## **ABSTRACT**

The purpose of this thesis is to understand and analyze the results of bearing capacity in the multifamily housing project Mirador de las Palmas - Furrow, 2016, so it seeks to know the status of the different soil types with their respective physical properties.

The field of study must have a good type of soil since this structure multifamily housing will be supported and therefore must have a good structural behavior of foundation soil to achieve work optimal and efficient operation structures quality.

The objective of this research is to determine how the soil bearing capacity and their analysis are needed to provide stability and support to the multifamily housing project the viewpoint of Palms - Surco.

The methodology used in the research was analytical, and it is important to make a synthetic analytical study of the issues discussed in this paper, identifying each of the parties that characterize a reality, therefore seek adequate information and analysis efficient.

The hypothesis considered that making the analysis of the respective soil studies and with proper bearing capacity depending on the type of soil failures and better stability support structures should be avoided. For them optimal and soil works that have good physical stratigraphy for structural work and not be the case with existing improvements to achieve better performance this is sought.

**Calves words: Supporting capacity, multifamily housing, quality structures, structural behavior**

## ANEXO 06: DECLARACIÓN JURADA



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Yo, William Rojas Vega, estudiante de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad ALAS PERUANAS, con código N° 2008164079 identificado (a) con DNI N° 46764906, con la tesis titulada:

“ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA CAPACIDAD PORTANTE EN EL PROYECTO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR EL MIRADOR DE LAS PALMAS – SURCO, 2016”.

Declaro bajo juramento que:

- 1) La tesis es de mi autoría.
- 2) He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
- 3) Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De identificarse la falta de fraude (datos falsos), de plagio (información sin citar a autores), de piratería (uso ilegal de información ajena) o de falsificación (representar falsamente las ideas de otros), asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad ALAS PERUANAS.

Piura, 14 de Febrero del 2017

Firma: .....

DNI: 46764906

