

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR CAMPO DE MARTE**

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE  
CIMENTACIÓN**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**YERIC YOLANDO SILVA ESPINOZA**

**Lima- Perú**

**2008**

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b>	4
<b>LISTA DE CUADROS</b>	7
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	8
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	11
<b>LISTA DE SIGLAS</b>	13
<b>INTRODUCCIÓN</b>	14
<b><u>CAPÍTULO 1: RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO</u></b>	<b>16</b>
1.1 Ubicación.	16
1.2 Descripción del Proyecto.	16
1.3 Arquitectura.	17
1.3.1 Primer Piso (Piso Típico).	17
1.3.2 Sótano (Nivel -2.60 m).	18
1.4 Estructuras.	19
1.5 Instalaciones Sanitarias.	20
1.6 Instalaciones Eléctricas.	21
<b><u>CAPÍTULO 2: DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS</u></b>	<b>23</b>
2.1 Conceptos Generales.	23
2.2 Teoría de la Capacidad de Carga de Terzagui.	25
2.3 Modificación de las Ecuaciones de la capacidad de carga por la Presencia del Nivel Freático.	27
2.4 Ecuación General de Capacidad de Carga.	28
2.4.1 Factores de la Capacidad de Carga.	29
2.4.2 Factores de Forma, Profundidad e Inclinación.	30
2.4.3 Comentarios Generales.	30
2.5 Incremento del Esfuerzo Vertical en el suelo.	33
2.5.1 Esfuerzo Debido a Una Carga Concentrada.	33
2.5.2 Esfuerzo Debido a un Área Cargada Circularmente.	34
2.5.3 Esfuerzo Debajo de un Área Rectangular	36

2.6	Cálculo de Asentamientos.	39
2.6.1	Asentamiento Elástico Basado en la Teoría de la Elasticidad.	39
2.6.2	Asentamiento por Consolidación	41

### **CAPÍTULO 3: DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DINÁMICOS EN BASE A ENSAYOS GEOFÍSICOS.**

46

3.1	Conceptos Básicos de Teoría de Ondas	46
3.2	Ondas Sísmicas.	49
3.2.1	Ondas Corporales.	49
3.2.2	Ondas Superficiales.	50
3.3	Aplicación de las Ondas Sísmicas.	51
3.3.1	Métodos de Refracción.	51
3.3.2	Métodos de Ondas superficiales.(MASW)	56
3.4	Determinación de Parámetros Dinámicos de Suelos en función a $V_s$ y $V_p$ .	60
3.4.1	Ley de Hooke.	60
3.4.2	Módulo de Rigidez "G"	61
3.4.3	Modulo de Bulk (Volumétrico)"K"	62
3.4.4	Parámetros Dinámicos del Terreno y su Relación con las Ondas $V_s$ y $V_p$	62

### **CAPÍTULO 4: ESTUDIO DE SUELOS DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR CAMPO DE MARTE**

64

4.1	Generalidades.	64
4.1.1	Ubicación del Área de Estudio.	64
4.1.2	Programa de Trabajo.	64
4.2	Geología Local.	65
4.3	Sismicidad del Área de Estudio.	65
4.4	Exploración de Campo.	66
4.4.1	Excavación de Calicatas.	66
4.4.2	Ensayos de Densidad de Campo.	67
4.5	Investigaciones Geofísicas.	67
4.5.1	Ensayo de Refracción Sísmica.	68

4.5.2	Método MASW: Análisis Multicanal de Ondas de Superficie.	72
4.6	Ensayos de Laboratorio.	75
4.6.1	Ensayos Estándar.	75
4.6.2	Ensayo de Corte Directo.	76
4.6.3	Ensayos Químicos.	76
4.7	Perfil Estratigráfico.	77
4.8	Análisis de Cimentación.	77
4.8.1	Profundidad de Cimentación.	77
4.8.2	Determinación de los Parámetros de Resistencia.	78
4.8.3	Determinación del Modulo de Deformación.	79
4.9	Capacidad Admisible del Suelo.	81
4.9.1	Capacidad Admisible por Resistencia.	81
4.9.2	Capacidad Admisible por Asentamiento.	82
4.10	Coeficientes de Empuje de Suelos.	84
4.11	Ataque Químico de los Suelos.	84
	<b>CONCLUSIONES.</b>	<b>86</b>
	<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>89</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>90</b>

## **ANEXOS**

Anexo A : Registro de Excavación de Calicatas.

Anexo B : Ensayos de Laboratorio.

Anexo C : Análisis de Capacidad Admisible.

Anexo D : Sondeos Geofísicos.

Anexo E : Panel Fotográfico.

Anexo F : Planos.

## RESUMEN

En el presente informe se desarrolla el Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación para el Edificio Multifamiliar Campo de Marte, el cual se edificará en un terreno de 5152 m<sup>2</sup>, el área construida será aproximadamente 578,45 m<sup>2</sup>, y se ubica en la avenida Salaverry N° 575, del distrito de Jesús María, en la provincia y departamento de Lima.

El Edificio Multifamiliar Campo de Marte, está formado por un sótano destinado para estacionamiento vehicular, y 18 pisos típicos de 6 departamentos por nivel. Cada nivel está formado por un departamento de 1 dormitorio y cinco de 2 dormitorios. El edificio cuenta con dos escaleras de emergencia y 4 ascensores de capacidad para 8 personas. Estructuralmente el edificio está basado en un sistema aperticado con la inclusión de placas de concreto armado. El suministro de agua se realizará con un Sistema Indirecto (Presión Constante), el cual incluye dos tanques cisterna de 60 y 80 m<sup>3</sup>, y dos cuartos de máquinas (Cuarto de bombas), las cuales alimentarán con tuberías de impulsión de 3" de diámetro a los diferentes departamentos. Adicionalmente, el edificio contará con un sistema contra incendio, el agua será distribuida a cada nivel desde la cisterna, empleando bombas electromecánicas, que garantizarán presión y volumen suficiente de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones.

En el segundo y tercer capítulo se desarrollan las teorías necesarias para determinar capacidad de carga y asentamientos. La teoría de la capacidad de carga para cimentaciones superficiales fue propuesta por Terzaghi (1943). En la actualidad se emplea esta ecuación con algunos factores de corrección influenciados por la presencia del nivel freático, de la inclinación de la carga, la forma y profundidad de cimentación.

El asentamiento se determina en base a la teoría de la elasticidad. El cálculo se realiza función al módulo de elasticidad "E" y de Poisson " $\sigma$ ". Estos parámetros son obtenidos en base a relaciones con las velocidades de onda compresionales "Vp" y de corte "Vs", obtenidos de los ensayos de Refracción Sísmica y Análisis Multicanal de Ondas de Superficie "MASW" respectivamente.

El estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación se desarrolla en el cuarto capítulo. Emplea las teorías descritas en los capítulos segundo y tercero. El estudio incluye: Descripción Geológica, Sismicidad del Área de Estudio, Exploraciones de Campo, Sondeos Geofísicos, Ensayos de Laboratorio y un análisis de Cimentación. Adicionalmente, se realiza un análisis de agresividad del suelo en base al contenido de sales y sulfatos en el suelo de cimentación.

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1.1:	Número de Ambientes por Departamento en la Zona 2.	18
Cuadro N° 2.1:	Factores de Capacidad de Carga.	31
Cuadro N° 2.2:	Factores de Forma, Profundidad e Inclinación.	32
Cuadro N° 2.3:	Variación $\Delta p/q_0$ para una Superficie Flexible Circular Cargada Uniformemente.	35
Cuadro N° 3.1:	Longitud de Línea Según Cantidad de Canales y Espaciamiento de Geófonos en Ensayos MASW.	57
Cuadro N° 4.1:	Resumen de Calicatas.	66
Cuadro N° 4.2:	Resultado del Ensayo de Densidad de Campo. (Método del balón).	67
Cuadro N° 4.3:	Ensayo de Refracción Sísmica.	69
Cuadro N° 4.4:	Características del Sismógrafo.	71
Cuadro N° 4.5:	Resultado de los Ensayos de Refracción Sísmica.	72
Cuadro N° 4.6:	Ensayos Realizados con el Método MASW.	73
Cuadro N° 4.7:	Resultado de los Ensayos con el Método MASW.	74
Cuadro N° 4.8:	Resumen de los Ensayos Estándar de Clasificación de Suelos.	75
Cuadro N° 4.9:	Resultados del Ensayo de Corte Directo.	76
Cuadro N° 4.10:	Resumen de los Resultado de los Ensayos Químicos	76

Cuadro N° 4.11:	Módulos de Deformación en Función de los Sondeos Sísmicos.	80
Cuadro N° 4.12:	Modulo de Elasticidad en función de la Profundidad.	80
Cuadro N° 4.13:	Capacidad Admisible por Resistencia para Zapata Aislada	82
Cuadro N° 4.14:	Capacidad Admisible Limitada por Asentamiento.	83
Cuadro N° 4.15:	Límites Permisibles.	85

## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 2.1:	Falla General por Corte.	23
Figura N° 2.2:	Falla local por Corte.	24
Figura N° 2.3:	Falla de Corte por Punzonamiento.	24
Figura N° 2.4:	Falla por Capacidad de Carga en Suelo Bajo una Cimentación Corrida.	25
Figura N° 2.5:	Modificaciones de las Ecuaciones de Capacidad de Carga por Presencia de Nivel Freático.	27
Figura N° 2.6:	Esfuerzo Vertical en un Punto, A, Causado por una Carga Puntual Sobre la Superficie.	33
Figura N° 2.7:	Incremento de la Presión Bajo una Superficie Flexible Circular Cargada Uniformemente	34
Figura N° 2.8:	Determinación del Esfuerzo Debajo de una Esquina de una Superficie Flexible Rectangular Cargada.	36
Figura N° 2.9:	Variación del Valor de Influencia.	38
Figura N° 2.10:	Asentamiento Elástico de Cimentación Superficial.	40
Figura N° 2.11:	Valores de $\alpha$ para Distintas Relaciones L/B.	41
Figura N° 2.12:	Asentamiento Unidimensional de una Capa de Arcilla.	42
Figura N° 2.13:	Arcilla Normalmente Consolidada.	42

Figura N° 2.14:	Curva de Consolidación para una Arcilla Sobreconsolidada.	43
Figura N° 2.15:	Determinación Gráfica de los Parámetros de Consolidación (Gráfica del Ensayo de Consolidación).	45
Figura N° 3.1:	Conceptos Básicos de la Teoría de Ondas.	46
Figura N° 3.2:	Conceptos Básicos de la Teoría de Ondas.	47
Figura N° 3.3:	Velocidades de Grupo y de Fase.	48
Figura N° 3.4:	Propagación de Ondas "P".	49
Figura N° 3.5:	Propagación de Ondas "S".	50
Figura N° 3.6:	Propagación de Ondas "Love".	51
Figura N° 3.7:	Propagación de Ondas "Rayleigh".	51
Figura N° 3.8:	Distribución de los Geófonos e Interpretación con Domocrónicas.	53
Figura N° 3.9:	Criterio Básico del Ensayo de Refracción.	54
Figura N° 3.10:	Distribución de Puntos de Disparo en el Ensayo de Refracción Sísmica.	55
Figura N° 3.11:	Distribución de Puntos de Disparo.	58
Figura N° 3.12:	Análisis de Inversión de Velocidades de Corte.	59
Figura N° 3.13:	Velocidades de corte en Función a la Profundidad.	60
Figura N° 3.14:	Ley de Hooke y la Extensión de una Barra.	61

Figura N° 4.1:	Distribución de Puntos de Disparo. Ensayo de Refracción Sísmica.	70
Figura N° 4.2:	Distribución de Puntos de Disparo. Método MASW.	73
Figura N° 4.3:	Profundidad de Cimentación para Edificios con Sótano.	78

## LISTA DE SÍMBOLOS

$q_u$	:	Carga Última
$\Phi$	:	Angulo de Fricción Interna
$\gamma$	:	Peso Especifico
$c$	:	Cohesión
$D_f$	:	Profundidad de Cimentación
$q'_u$	:	Capacidad Portante Última Neta.
$B$	:	Ancho de la Cimentación
$\sigma'_D$	:	Esfuerzo Efectivo.
$\gamma_{sat}$	:	Peso Especifico Saturado del Suelo
$\gamma_w$	:	Peso Especifico del Agua
$N_c, N_q$ y $N_\gamma$	:	Factores de Capacidad de Carga Adimensionales.
$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$	:	Factores de Forma
$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$	:	Factores de Profundidad
$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$	:	Factores por Inclinación de Carga.
$N_c, N_q, N_\gamma$	:	Factores de Capacidad de Carga.
$\Delta p$	:	Incremento del Esfuerzo Vertical.
$I$	:	Valor de Influencia.
$S_e$	:	Asentamiento Elástico.
$S_c$	:	Asentamiento por Consolidación.
$S_s$	:	Asentamiento Secundario.
$S_e$	:	Asentamiento Elástico.
$E_s$	:	Módulo de Elasticidad del Suelo.
$H$	:	Espesor del Estrato del Suelo.
$u_s$	:	Relación de Poisson.
$\Delta p_x, \Delta p_y, \Delta p_z$	:	Incremento del Esfuerzo debido a la Carga Aplicada.
$S$	:	Asentamiento
$\Delta e$	:	Cambio en la Relación de Vacíos.
$e_0$	:	Relación de Vacíos.
$C_c$	:	El Índice de Compresibilidad.
$C_s$	:	El Índice de Expansibilidad.

$p_0$	:	Presión de sobrecarga efectiva.
$P_c$	:	Carga de Preconsolidación.
$f$	:	Frecuencia.
$T$	:	Periodo.
$\lambda$	:	Longitud de Onda.
$XB$	:	Abcisa del Primer Codo de la domocrónica.
$V_s$	:	Velocidad de Ondas de Corte.
$V_p$	:	Velocidad de Ondas Compresionales.
$\sigma$	:	El Esfuerzo Normal.
$\varepsilon$	:	La Elongación.
$E$	:	Módulo de Young.
$\nu$	:	Poisson.
$\partial$	:	Distorsión Angular.
$\delta$	:	Asentamiento Diferencial.
$\tau$	:	Esfuerzo cortante " $\tau$ "
$G$	:	Módulo de Rigidez.
$K$	:	Modulo de Bulk (Volumétrico)
$T_p$	:	Periodo Predominante ( $T_p$ ).
$Ph$	:	Potencial de Hidrogeno.
$K_a$	:	Empuje Activo.
$K_p$	:	Empuje Pasivo.

## LISTA DE SIGLAS

CM	Carga Muerta.
CV	Carga Viva.
CS	Carga de Sismo.
SH	Ondas de Cizalla Horizontal.
SV	Ondas de Cizalla Vertical.
S	Ondas de Corte.
L	Love.
R	Rayleigh.
MASW:	Análisis Multicanal de Ondas de Superficie.
NA	No alcanzado.
D	Densidad natural.
CH	Contenido de Humedad.
DS	Densidad Seca.
LS	Línea Sísmica.
LL	Límite Líquido.
LP	Límite Plástico.
CH	Contenido de Humedad.
CE	Conductividad Eléctrica.

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad la ejecución de los estudios de mecánica de suelos para fines de cimentación de edificios multifamiliares, tienen carácter de obligatoriedad según la Norma Técnica de Edificaciones E050, Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, que regula dichos estudios. Además, es conocida la importancia de un adecuado estudio de suelos que nos dará los parámetros para lograr el óptimo diseño de las estructuras, evitando así los sobredimensionamientos que elevan los costos de construcción.

El actual Reglamento Nacional de Edificaciones exige además del cálculo de la capacidad portante, el realizar la verificación por asentamiento, siendo en muchos casos este valor el que gobierna el diseño de las cimentaciones. El cálculo del asentamiento es inversamente proporcional al módulo de elasticidad. Este valor generalmente es asumido en función a características físicas del terreno, tales como granulometría y compacidad, la que nos lleva a diseños conservadores.

Dada la importancia de la determinación de los parámetros que inciden directamente en nuestros cálculos y diseños, con mayor frecuencia se están desarrollando diferentes métodos geofísicos para la determinación del módulo de elasticidad y de Poisson, que son empleados en el cálculo de asentamientos.

El objetivo de este trabajo es presentar un proceso secuencial con criterio técnico para la determinación de capacidades portantes de suelos considerando los parámetros obtenidos con ensayos de refracción sísmica.

En el Capítulo 2 se desarrolla la teoría de capacidad de carga, los criterios básicos para el cálculo de capacidades portantes y asentamientos para cimentaciones superficiales.

En el Capítulo 3, describimos la teoría necesaria para determinar parámetros dinámicos de suelos en base a las velocidades de onda compresionales  $V_p$  y de corte  $V_s$ , obtenidos en sondeos de Refracción Sísmica y el Método de Análisis Multicanal de Ondas de Superficie MASW respectivamente.

En el Capítulo 4, se desarrolla el estudio propiamente dicho, cuya capital importancia, radica principalmente en prevenir fallas en las estructuras debido a problemas en la cimentación. Es por ello importante definir: la profundidad, tipo y dimensiones de las cimentaciones a emplear, lo que asegura la bondad, estabilidad y la economía del proyecto.

## **CAPÍTULO 1: RESUMEN EJECUTIVO DEL PROYECTO**

### **1.1 UBICACIÓN**

El Proyecto Inmobiliario de Vivienda “Edificio Multifamiliar Campo de Marte”, se ejecutará en el terreno ubicado en la avenida Salaverry N° 575, del distrito de Jesús María, en la provincia y departamento de Lima. Tiene un área de 5152 m<sup>2</sup>.

### **1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

El proyecto consiste en la construcción de tres edificios, el primero de 14 pisos de altura con 5 departamentos por nivel, el segundo de 16 pisos con 8 departamentos por nivel, y el tercero de 18 pisos con 6 departamentos por nivel. En el plano P-1: Localización y Ubicación, del anexo F, se observa un esquema de la ubicación de cada edificio, que además de presentar un cuadro normativo en el cual se comparan las características del citado Proyecto con los parámetros urbanísticos del distrito.

En el presente trabajo se desarrolla únicamente el tercer edificio, ya que corresponde a la primera etapa del Proyecto.

El Edificio Multifamiliar Campo de Marte, materia de estudio, está estructurado por un sótano destinado para estacionamiento vehicular, y 18 pisos de departamentos. Cada nivel tendrá 6 departamentos divididos en 2 zonas. La zona 1, formada por 2 departamentos de dos dormitorios por nivel, y la zona 2 con 1 departamento de un dormitorio y 3 departamentos de dos dormitorios.

Los accesos a cada departamento serán rápidos y cómodos, ya que para cada zona se cuenta con una escalera amplia y dos ascensores con capacidad para 8 personas. Si existiera alguna emergencia, la escalera comunica todos los ambientes con el sótano.

Los acabados serán simples, pero resistentes y de fácil mantenimiento: piso de los pasajes y Hall común en cada nivel.

El sistema constructivo será convencional, ya que ha sido estructurado de forma aporticada en base a cimientos, columnas, placas y losas aligeradas.

### **1.3 ARQUITECTURA**

Como ya se mencionó el edificio a desarrollar es el tercero, que tiene 18 pisos de altura (típicos) y 1 sótano destinado a estacionamiento vehicular.

El acceso al edificio es directamente desde una calle interior, también se puede acceder desde el sótano, para aquellos departamentos que cuentan con estacionamiento.

En suma el edificio tiene 18 departamentos de un dormitorio, 90 departamentos de dos dormitorios y 48 estacionamientos vehiculares, 24 en el sótano y 24 en áreas aledañas al primer nivel.

#### **1.3.1 Primer Piso (Piso Típico)**

El ingreso principal se da desde una calle interior, la cual comunica con el hall interior de distribución (Típico en todos los niveles). Para los pisos superiores el acceso es por medio de las escaleras o ascensores.

Una descripción detallada de los ambientes, por departamento se hace a continuación:

Zona 1:

Diseñada con dos departamentos típicos, cuenta con los siguientes ambientes:

- 1 Sala – Comedor.
- 1 Estudio.
- 2 Dormitorios.
- 1 Cocina.
- 1 Lavandería.
- 1 Cuarto de Planchado
- 3 Baños (3/4)

1 Balcón.

El área de cada departamento es de 78 m<sup>2</sup>.

Zona 2:

Formada por tres departamentos de dos dormitorios, y uno de un dormitorio, según:

**Cuadro N° 1.1**  
**Ambientes por Departamento de la Zona 2**

	Dep. 1	Dep. 2	Dep. 3	Dep. 4
<b>Dormitorios.</b>	2	1	2	2
<b>Sala – Comedor.</b>	1	1	1	1
<b>Estudio.</b>	1	-	-	1
<b>Cocina-Lavandería</b>	-	1	-	-
<b>Cocina.</b>	1	-	1	1
<b>Lavandería.</b>	1	-	1	1
<b>Cuarto de Planchado</b>	-	-	-	1
<b>Baños (3/4)</b>	3	1	2	3
<b>Balcón.</b>	-	-	-	1
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	84	50	75	78

El área construida por piso típico es de 578.45 m<sup>2</sup>.

### 1.3.2 Sótano (Nivel -2.60 m)

El acceso a este nivel se realiza directamente desde la avenida Salaverry, por una rampa vehicular. Para el acceso a los departamentos, se tiene 2 ascensores y una escalera por zona.

Este nivel es empleado como zona de estacionamiento vehicular, con capacidad para 24 vehículos, cuenta también con ambientes para bombas y cisternas, y tiene un área construida de 1020 m<sup>2</sup>.

## 1.4 ESTRUCTURAS

El diseño estructural es mixto, es decir, estará basado en un sistema aporticado con la inclusión de placas de concreto armado, con el fin de darle una mayor rigidez lateral al edificio. El sistema de techado esta compuesto por losas aligeradas de  $h = 0.25$  m.

La cimentación se hará por zapatas aisladas. Para el cálculo de la cimentación se utilizó una capacidad portante del terreno que en promedio es igual a Kg. /cm<sup>2</sup>, sin embargo es importante resaltar que la capacidad portante esta en función directa de la profundidad de cimentación. La resistencia del concreto a utilizar será de  $f'c = 280$  kg/cm<sup>2</sup>.

El diseño de las estructuras de concreto armado se ha efectuado en concordancia con las normas vigentes del reglamento Nacional de Edificaciones, como se detalla a continuación:

- Reglamento Nacional de Edificaciones
- Norma de Edificaciones E-020 Cargas
- Norma de Edificaciones E-030 Diseño Sismorresistente
- Norma de Edificaciones E-050 Suelos y Cimentaciones
- Norma de Edificaciones E-060 Concreto Armado

La estructura de concreto tendrá una resistencia adecuada para soportar el efecto más crítico, resultante de la siguiente combinación de cargas, según el Capítulo 10 de la Norma Técnica de Edificaciones NTE- E060 Concreto Armado - RNE.

- $1.5CM + 1.8CV$
- $1.25 (CM+CV) \pm 1.0CS$
- $0.9CM \pm 1.0 CS$

Se está considerando los factores de carga unitarios de acuerdo a lo estipulado en el Artículo 12 de la norma NTE – E030.

Otras combinaciones de carga dadas en la norma NTE – E060 serán consideradas cuando sean aplicables.

La resistencia del concreto a los 28 días de acuerdo a lo indicado en los planos del proyecto,  $f'c$  210 kg/cm<sup>2</sup> y 280 kg/cm<sup>2</sup> para los diferentes elementos estructurales tal como se indican en los planos.

El Acero de refuerzo a emplear es el ASTM A615 de grado 60,  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>

## 1.5 INSTALACIONES SANITARIAS

El edificio se abastecerá de agua fría a partir de las redes existentes mediante 2 conexiones de 1" de diámetro, las dos conexiones cambiarán a 1 ½" uniéndose para ingresar a la cisterna con 2" de diámetro.

El proyecto incluye 2 cisternas para agua fría, la cisterna N° 1 con un volumen de 60 m<sup>3</sup> y la cisterna N° 2 con un volumen de 80m<sup>3</sup>, haciendo un total de almacenamiento de 140 m<sup>3</sup>. Este volumen incluye los 25m<sup>3</sup> de agua contra incendio que según el Reglamento Nacional de Edificaciones, se aplica para edificios menores de 50 m de altura.

El abastecimiento de agua a los departamentos, se realizará empleando el sistema indirecto a Presión Constante, el que distribuirá el agua por medio de tuberías de impulsión de 3" de diámetro. Cada departamento tendrá un medidor ubicado en la zona próxima a las escaleras en el mismo nivel.

Las tuberías de impulsión del agua contra incendio tendrán un diámetro de 4", y estarán estratégicamente ubicadas en los pasillos de cada nivel.

Los desagües procedentes de los servicios desde el piso 18° hasta el 1°

piso se entregarán al colector público por gravedad. Los desagües del sótano, que corresponde a agua de limpieza, serán captados por rejillas de limpieza, y conducidos a un tanque de almacenamiento, del cual será bombeado hacia el colector público. Se prevé la instalación de montantes de ventilación en ductos de tal forma que se obtenga una máxima eficiencia en todos los puntos que requieran ser ventilados a fin de evitar la rotura de sellos de agua, alzas de presión y la presencia de malos olores.

## 1.6 INSTALACIONES ELÉCTRICAS

El proyecto ha sido desarrollado para poder instalar un sistema eléctrico de baja tensión, sistemas de comunicaciones, para que pueda ser montado por un Contratista, quien debe suministrar los equipos, materiales y accesorios necesarios para la instalación, de tal forma que al final del montaje pueda ser probado, puesto en servicio y entregado en perfecto estado de funcionamiento al usuario.

El diseño incluirá lo necesario para asegurar el suministro de energía de acuerdo a las necesidades operativas y dentro de las normas establecidas para el suministro de energía eléctrica garantizando así la calidad y eficiencia de las instalaciones.

El suministro de energía llegará desde la subestación proyectada, contemplando en el diseño un tablero TD-H dentro de la subestación N° 1, que alimentará en baja tensión al tablero general TD-G ubicado en el sótano de la nueva edificación.

Las instalaciones eléctricas aseguran el suministro de energía eléctrica comprendido en los siguientes puntos:

- Subestación eléctrica
- Tableros de Distribución General.
- Tableros de Distribución de Iluminación y Tomacorrientes.

- Tableros de Protección y Control.
- Sistema de Iluminación Interior.
- Sistema de Puesta a Tierra

El equipamiento y material eléctrico son para montaje interior excepto los que sean indicados en los planos. los que se usen para montaje al exterior, deberán ser apropiados para que su operación cumpla con los requerimientos de diseño en el lugar de su instalación, cuyas condiciones ambientales son:

Altitud	Menos de 500 m.s.n.m.	
Temperatura	Máxima	32 °C
	Mínima	14 °C

El equipamiento y material eléctrico deberá operar para los siguientes valores:

Tensión nominal	220 Vca, trifásico, 60 Hz
Rango de variación de la Tensión	± 5%
Corriente de cortocircuito	:25 kA
Factor de Potencia	0,90
Frecuencia	60 Hz.
Máxima caída de tensión	2.5% (alimentadores) 1.5% (Circuitos derivados)

Los criterios de diseño se basaron en la optimización de la gestión de la instalación eléctrica, en particular para racionalizar los consumos energéticos, el mando, el control y el diagnóstico; consiguientemente minimizar las actividades de mantenimiento.

## CAPÍTULO 2: DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS

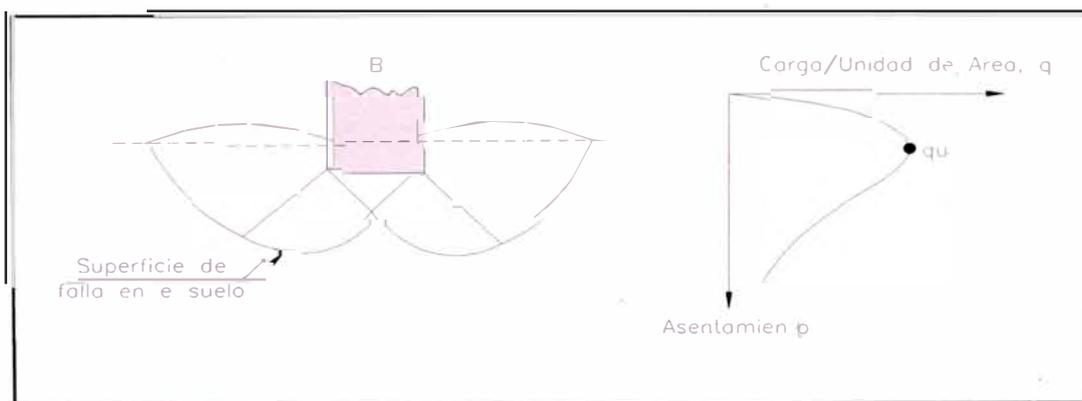
### 2.1 CONCEPTOS GENERALES

Para lograr un comportamiento satisfactorio de las cimentaciones, estas deben de ser seguras contra fallas por corte general del suelo que lo soporta, además, no deben de experimentar asentamientos excesivos.

La carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual ocurre la falla por corte en el suelo se llama capacidad de carga última  $q_u$ .

Si consideramos una cimentación de ancho "B", apoyada sobre una superficie de arena densa o suelo cohesivo compacto, y le aumentamos gradualmente la carga aplicada, esto producirá un incremento del asentamiento. En cierto instante cuando la carga por unidad de área aplicada alcance el valor de  $q_u$ , tendrá lugar una falla repentina en el suelo, la cual producirá una zona de falla que se extenderá hasta la superficie. Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se le denomina Falla General por Corte.

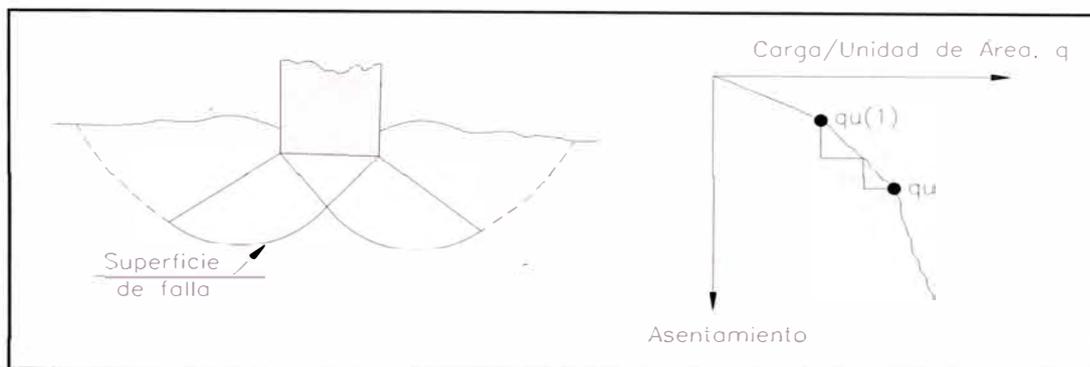
Figura N° 2.1  
Falla General por Corte



Si la cimentación considerada en el párrafo anterior descansa sobre suelo arenoso o arcilla medianamente compacta, un incremento de carga sobre la cimentación también será acompañado por un aumento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá

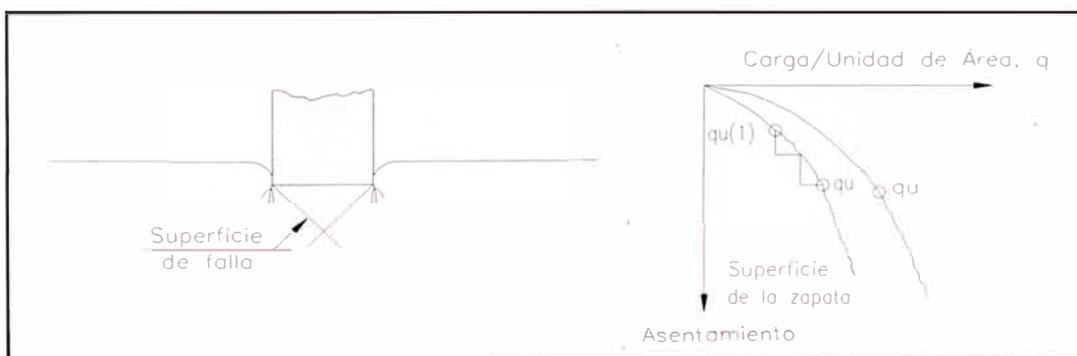
gradualmente hacia fuera desde la cimentación, como se muestra en la figura N°2.2. Cuando la carga aplicada es igual a  $q_u$ , el movimiento estará acompañado por sacudidas repentinas. Se requiere entonces un movimiento considerable de la cimentación para que la zona de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno, a esta carga se le denomina  $q_u$ . Mas allá de este punto, una mayor carga estará acompañada por un gran incremento del asentamiento de la cimentación. A este tipo de falla se le denomina Falla local por Corte.

Figura N° 2.2  
Falla local por Corte.



Si la cimentación es soportada por suelo bastante suelto, la gráfica carga-asentamiento será tal y como se muestra en la figura N° 2.3, en este caso la zona de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Mas allá de la carga última de falla  $q_u$ , la gráfica carga-asentamiento será prácticamente lineal. Este tipo de falla en los suelos se denomina Falla de Corte por Punzonamiento.

Figura N° 2.3  
Falla de Corte por Punzonamiento.



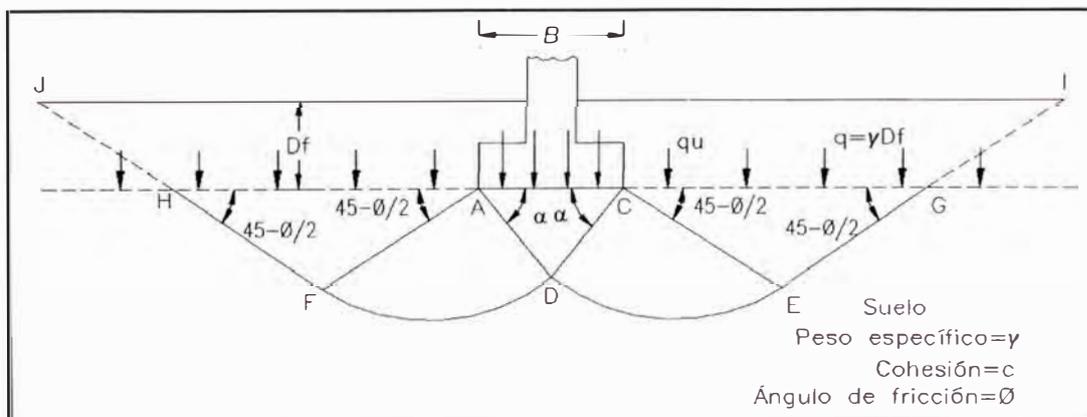
## 2.2 TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE TERZAGUI

Terzaghi(1943), fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo con esta, una cimentación es superficial si la profundidad ( $D_f$ ), de la cimentación es menor o igual al ancho de la misma. Sin embargo, investigadores posteriores sugieren que cimentaciones con  $D_f$  igual a 3 ó 4 veces el ancho de la cimentación pueden ser definidas como superficiales.

Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida (es decir, cuando el ancho entre la longitud de la cimentación tiende a cero), la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la mostrada en la figura N°2.5. El suelo arriba del fondo de la cimentación puede también suponerse reemplazado por una sobrecarga equivalente  $q = \gamma D_f$  ( Donde  $\gamma$  = peso específico del suelo). La zona de falla del suelo puede separarse en tres partes:

Figura N° 2.4

### Falla por Capacidad de Carga en Suelo Bajo una Cimentación Corrida



- El área triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
- Las áreas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
- Dos áreas pasivas de Rankine triangulares AFH y CEG.

Se supone que los ángulos ACD y CAD son iguales al ángulo de fricción del suelo,  $\phi$ . Nótese que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de

cimentación por una sobrecarga equivalente  $q$ , la resistencia al corte del suelo a lo largo de las superficies de falla GI y HJ es despreciable.

Usando el análisis de equilibrio, Terzaghi expreso la capacidad de carga última en la siguiente forma:

$$q_u = cN_c + qN_q + 0,5\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación corrida}) \quad (2.1)$$

donde:

$c$  = cohesión del suelo.

$\gamma$  = peso específico del suelo.

$q$  =  $\gamma D_f$

$N_c, N_q$  y  $N_\gamma$  = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo.

Terzaghi desarrolló su teoría para zapatas continuas. Este es el caso más simple pues es un problema bidimensional. Terzaghi extendió su teoría a zapatas cuadradas y circulares mediante la adición de coeficientes empíricos. Estas fórmulas escritas en términos de presiones netas son las siguientes:

Para zapatas cuadradas:

$$q'_u = 1.3cN_c + \sigma'_D(N_q - 1) + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (2.2)$$

Para zapatas continuas:

$$q'_u = cN_c + \sigma'_D(N_q - 1) + 0.5\gamma BN_\gamma \quad (2.3)$$

Para zapatas circulares:

$$q'_u = 1.3cN_c + \sigma'_D(N_q - 1) + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (2.4)$$

donde:

$q'_u$  = capacidad portante última neta.

$\sigma'_D$  = esfuerzo efectivo a la profundidad D bajo la superficie

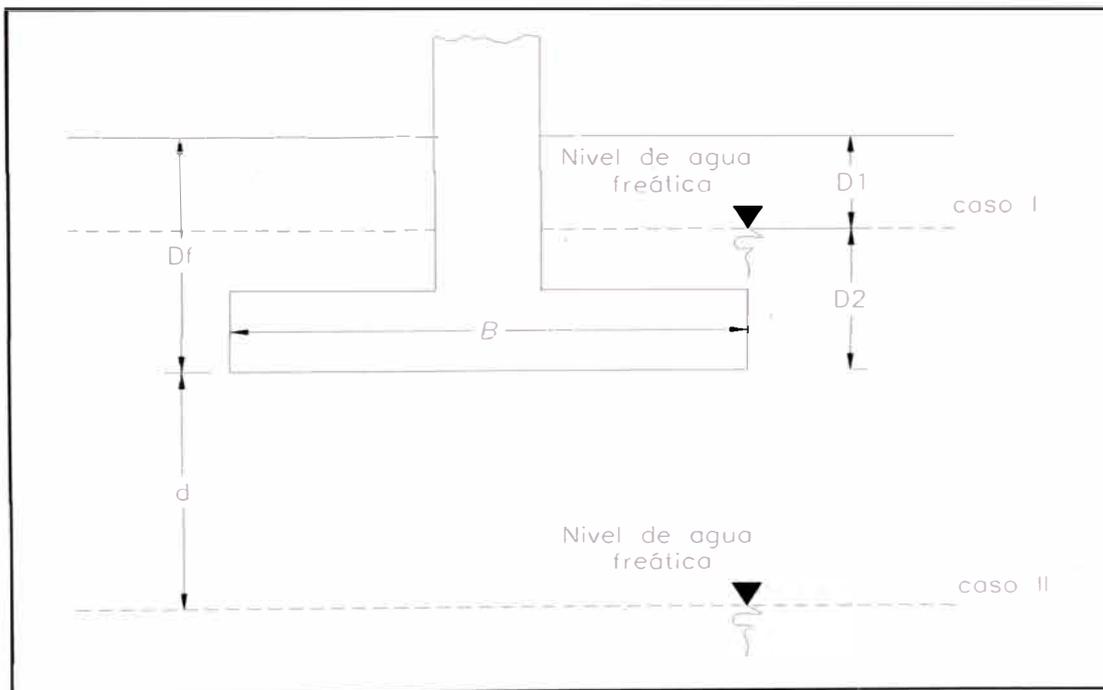
del terreno. ( $\sigma'_d = q = \gamma D$  si la profundidad al nivel freático es mayor que  $D$ ).

### 2.3 MODIFICACIÓN DE LAS ECUACIONES DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR LA PRESENCIA DEL NIVEL FREÁTICO

Las ecuaciones para el cálculo de la capacidad de carga última presentadas en las ecuaciones 2.2; 2.3; y 2.4; fueron desarrolladas bajo la hipótesis de que el nivel freático esté localizado muy debajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel freático está cerca de la cimentación, será necesario modificar las ecuaciones de capacidad de carga, dependiendo de la ubicación del nivel freático.

Figura N° 2.5

#### Modificaciones de las Ecuaciones de Capacidad de Carga por Presencia de Nivel Freático



- Si el nivel freático se localiza por encima del nivel de cimentación de manera que  $0 < D_1 < D_f$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de la capacidad de carga toma la forma:

$$q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (2.5)$$

donde :

$\gamma_{sat}$  = Peso específico saturado del suelo

$\gamma_w$  = Peso específico del agua

Además, el valor de  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones tiene que ser reemplazado por  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .

- Para el nivel freático localizado por debajo de la profundidad de cimentación, pero a una distancia  $d$  menor o igual a  $B$  entonces:  $q = \gamma D_f$ . El factor  $\gamma$  en el último término de la ecuación debe de reemplazarse por el factor:

$$\gamma = \gamma' + d/B (\gamma - \gamma')$$

- Cuando el nivel freático se ubica de manera que  $d > B$ , el agua no afectará la capacidad de carga ultima.

## 2.4 ECUACIÓN GENERAL DE CAPACIDAD DE CARGA

Las ecuaciones de capacidad de carga última de la teoría de capacidad de carga de Terzaghi se aplican únicamente para zapatas circulares, continuas y cuadradas. Estas no se aplican al caso de cimentaciones rectangulares ( $0 < B/L < 1$ ). Además, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (porción de la superficie de falla marcada como GI Y HJ en la figura N° 2.4) Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos los factores, Meyerhof (1963) sugirió la siguiente forma de ecuación general de capacidad de apoyo:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.6)$$

donde:

$c$  = cohesión

$q$  = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

$\gamma$  = peso específico del suelo

$B$  = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)

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

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

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

$N_c$  ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga

Las formulas para determinar los diversos factores dados en la ecuación anterior están descritos en las secciones siguiente. Nótese que la fórmula original para la capacidad de carga última se derivó únicamente para el caso de deformación unitaria plana (es decir, para cimentaciones continuas). Los factores de forma, profundidad e inclinación de carga son factores empíricos basados en datos experimentales.

### 2.4.1 Factores de la Capacidad de Carga

Con base en estudios de laboratorio y campo sobre capacidad de carga, la naturaleza básica de la superficie de falla en suelos sugerida por Terzaghi parece ahora ser correcta (Vesic, 1973) sin embargo, el ángulo  $\alpha$  como se muestra en la figura N° 2.4 es más cercano a  $45 + \phi / 2$  que a  $\phi$ . Si se acepta el cambio, los valores de  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  para un ángulo de fricción del suelo se calculará ahora según:

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi} \quad (2.7)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.8)$$

La ecuación para  $N_c$  dada, fue originalmente obtenida por Prandtl (1921) y la relación para  $N_q$  fue presentada por Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para  $N_\gamma$  como:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (2.9)$$

La tabla N° 2.1 muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo.

En muchos textos y libros de referencia, la relación para  $N_\gamma$  puede ser diferente de la dada en la ecuación anterior. La razón es que existe todavía controversia acerca de la variación de  $N_\gamma$  con el ángulo de fricción del suelo  $\phi$ .

#### 2.4.2 Factores de Forma, Profundidad e Inclinación

Las relaciones para los factores de forma, profundidad e inclinación recomendadas para usarse se muestran en el cuadro N° 2.2.

#### 2.4.3 Comentarios Generales

Cuando el nivel freático esté en o cerca de la cimentación, los factores  $q$  y  $\gamma$ , dados en la ecuación general de capacidad de carga, tendrán que modificarse. El procedimiento para cambiarlos es el mismo al descrito en la sección 2.3.

Para condiciones de carga no drenadas (concepto  $\phi=0$ ) en suelos arcillosos, la ecuación general de capacidad de carga, toma la forma:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} + q \quad (2.10)$$

Por tanto la capacidad de carga última ( carga vertical ) es:

$$q_{neta (u)} = q_u - q = cN_c F_{cs} F_{cd} \quad (2.11)$$

**Cuadro N° 2.1**  
**Factores de Capacidad de Carga**

$\Phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \Phi$	$\Phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_q/N_c$	$\tan \Phi$
0	5.12	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.53	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						
<b>Según Vesic (1973)</b>											

Cuadro N° 2.2

**Factores de Forma, Profundidad e Inclinación**

FACTOR	RELACION	FUENTE
<b>Forma</b>	$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$	De Beer (1970)
	$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L \tan \phi}$	Hansen (1970)
	$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$	
donde: L= longitud de la cimentación (L > B)		
<b>Profundidad</b>	Condición (a) : $D_f / B \leq 1$	Hansen (1970)
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \frac{D_f}{B}$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
	Condición (b) : $D_f / B > 1$	
	$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$	
	$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \text{sen} \phi)^2 \tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)$	
	$F_{\gamma d} = 1$	
<b>Inclinación</b>	$F_{ci} = F_{qi} = \left( 1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$	Meyerhof (1963)
	$F_{\gamma i} = \left( 1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$	Hana y Meyerhof (1981)
donde $\beta$ = inclinación de la carga de la cimentación con respecto a la vertical		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estos factores de forma son relaciones empíricas basadas en numerosas pruebas de laboratorio.</li> <li>• El factor <math>\tan^{-1} \left( \frac{D_f}{B} \right)</math> está en radianes.</li> </ul>		

## 2.5 INCREMENTO DEL ESFUERZO VERTICAL EN EL SUELO

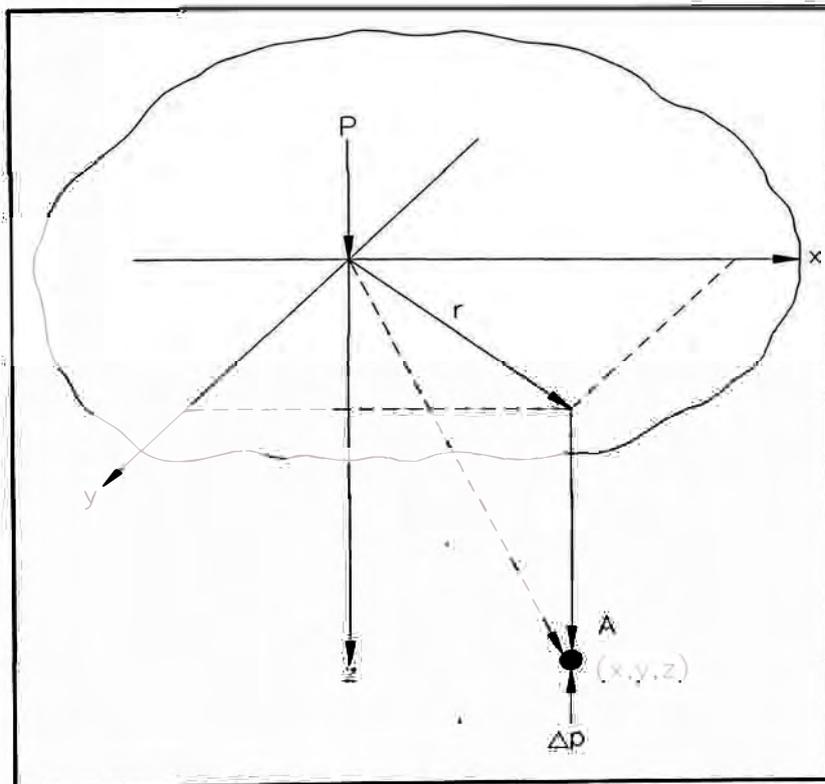
### 2.5.1 Esfuerzo Debido a Una Carga Concentrada.

En 1885, Boussinesq desarrolló las relaciones matemáticas para la determinación de los esfuerzos normal y de corte en un punto cualquiera dentro de medios homogéneos, elásticos e isotrópicos debido a una carga puntual concentrada localizada en la superficie, como muestra la figura N°2.6. De acuerdo con su análisis, el incremento del esfuerzo vertical ( $\Delta p$ ) en el punto A causado por la carga puntual de magnitud P es:

$$\Delta p = \frac{3p}{2\pi Z^2 \left[ 1 + \left( \frac{r}{Z} \right)^2 \right]^{5/2}} \quad (2.12)$$

Figura N° 2.6

**Esfuerzo Vertical en un Punto, A, Causado por una Carga Puntual Sobre la Superficie**



donde:  $r = \sqrt{x^2 + y^2}$

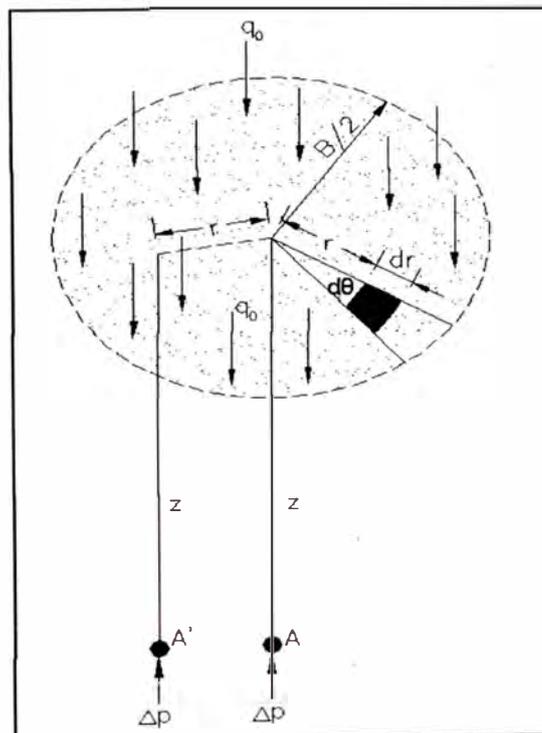
x, y, z = coordenadas del punto A

### 2.5.2 Esfuerzo Debido a Un Área Cargada Circularmente

La ecuación de Boussinesq también se usa para determinar el esfuerzo vertical bajo el centro de una superficie flexible cargada circularmente, como se muestra en la figura N° 2.7. Sea  $B/2$  el radio de la superficie cargada y  $q_0$  la carga uniformemente distribuida por unidad de área. Para determinar el incremento de esfuerzo en un punto A, localizado a una profundidad  $z$  bajo el centro de la superficie circular, se considera un área elemental sobre el círculo, como muestra la figura N°2.7. La carga sobre esta área elemental puede considerarse como carga puntual y expresarse como  $q_0 r d\theta dr$ . El incremento del esfuerzo en el punto A causado por esta carga puede determinarse con la ecuación:

$$dp = \frac{3(q_0 r d\theta dr)}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \quad (2.13)$$

Figura N° 2.7  
**Incremento de la Presión Bajo una Superficie Flexible Circular Cargada Uniformemente**



El incremento total del esfuerzo causado por toda la superficie cargada entonces se obtiene por integración de la ecuación anterior:

$$\Delta p = \int dp = \int_{\theta=0}^{\theta=2\pi} \int_{r=0}^{r=B/2} \frac{3(q_0 r d\theta dr)}{2\pi z^2 \left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

$$= \left\{ 1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{B}{2z}\right)^2\right]^{3/2}} \right\} \quad (2.14)$$

Integraciones similares se efectúan para obtener el incremento del esfuerzo vertical  $A'$  localizado a una distancia  $r$  desde el centro de la superficie cargada a una profundidad  $z$  (Ahlvín y Ulery, 1962). El cuadro N° 2.3 da la variación de  $\Delta p/q_0$  con  $r/(B/2)$  y  $z/(B/2)$  {para  $0 \leq r/(B/2) \leq 1$ }. Note que la variación de  $\Delta p/q_0$  con la profundidad a  $r/(B/2) = 0$  se obtiene con la ecuación anterior.

Cuadro N° 2.3

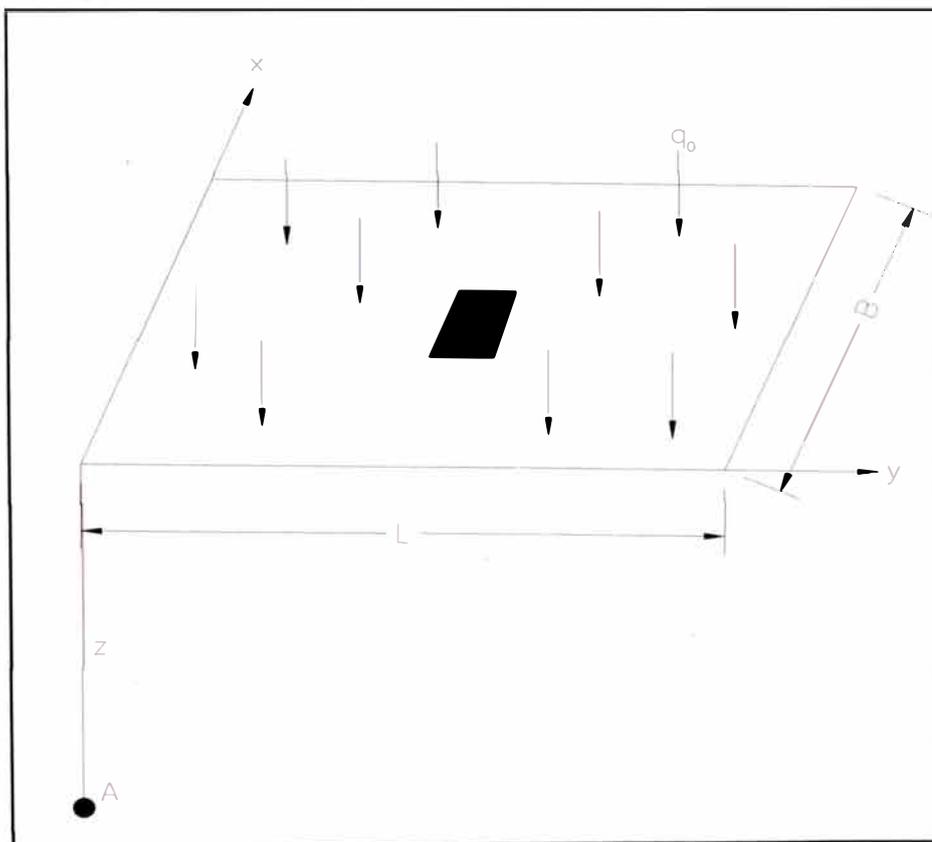
**Variación  $\Delta p/q_0$  para una Superficie Flexible Circular Cargada Uniformemente.**

$z / (B/2)$	$r (B/2)$					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.1	0.999	0.999	0.998	0.996	0.976	0.484
0.2	0.992	0.991	0.987	0.970	0.890	0.468
0.3	0.976	0.973	0.963	0.922	0.793	0.451
0.4	0.949	0.943	0.920	0.860	0.712	0.435
0.5	0.911	0.902	0.869	0.796	0.646	0.417
0.6	0.864	0.852	0.814	0.732	0.591	0.400
0.7	0.811	0.798	0.756	0.674	0.545	0.367
0.8	0.756	0.743	0.699	0.619	0.504	0.366
0.9	0.701	0.688	0.644	0.570	0.467	0.348
1.0	0.646	0.633	0.591	0.522	0.434	0.332
1.2	0.546	0.535	0.501	0.447	0.377	0.300
1.5	0.424	0.416	0.392	0.355	0.308	0.256
2.0	0.286	0.286	0.268	0.248	0.224	0.196
2.5	0.200	0.197	0.191	0.180	0.167	0.151
3.0	0.146	0.145	0.141	0.135	0.127	0.118
4.0	0.087	0.086	0.085	0.082	0.080	0.075

### 2.5.3 Esfuerzo Debajo de un Área Rectangular

El procedimiento de integración de la ecuación de Boussinesq también permite la evaluación del esfuerzo vertical en cualquier punto A debajo de una esquina de una superficie flexible rectangular cargada (ver figura N° 2.8). para esto, se considera un área elemental .

Figura N° 2.8  
 Determinación del Esfuerzo Debajo de una Esquina de una Superficie Flexible Rectangular Cargada



$dA = dx dy$  sobre la superficie cargada. Si la carga por unidad de área es  $q_0$ , la carga total sobre el área elemental es:

$$dP = q_0 dx dy \quad (2.15)$$

Esta carga elemental,  $dP$ , debe tratarse como una carga puntual. El incremento del esfuerzo vertical en el punto A causado por  $dP$  se evalúa la ecuación (2.12). Sin embargo, note la necesidad de sustituir  $dP = q_0 dx dy$  por  $P$ , y  $x^2+y^2$  por  $r^2$ , en la ecuación (4.1). Entonces:

El incremento del esfuerzo en A causado por:  $dP = \frac{3q_0(dx dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$

El incremento total del esfuerzo causado por el área total cargada en el punto A se observa ahora integrando la ecuación anterior:

$$\Delta p = \int_{y=0}^l = \int_{x=0}^3 \frac{3q_0(dx dy)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}} = q_0 I \quad (2.16)$$

Donde  $\Delta p$  = incremento del esfuerzo en A.

I= Factor de influencia.

$$I = \frac{1}{4\pi} \left( \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \operatorname{sen}^{-1} \left( \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \right) \right) \quad (2.17)$$

Cuando  $m$  y  $n$  son pequeños, el argumento de  $\tan^{-1}$  es negativo. En ese caso,

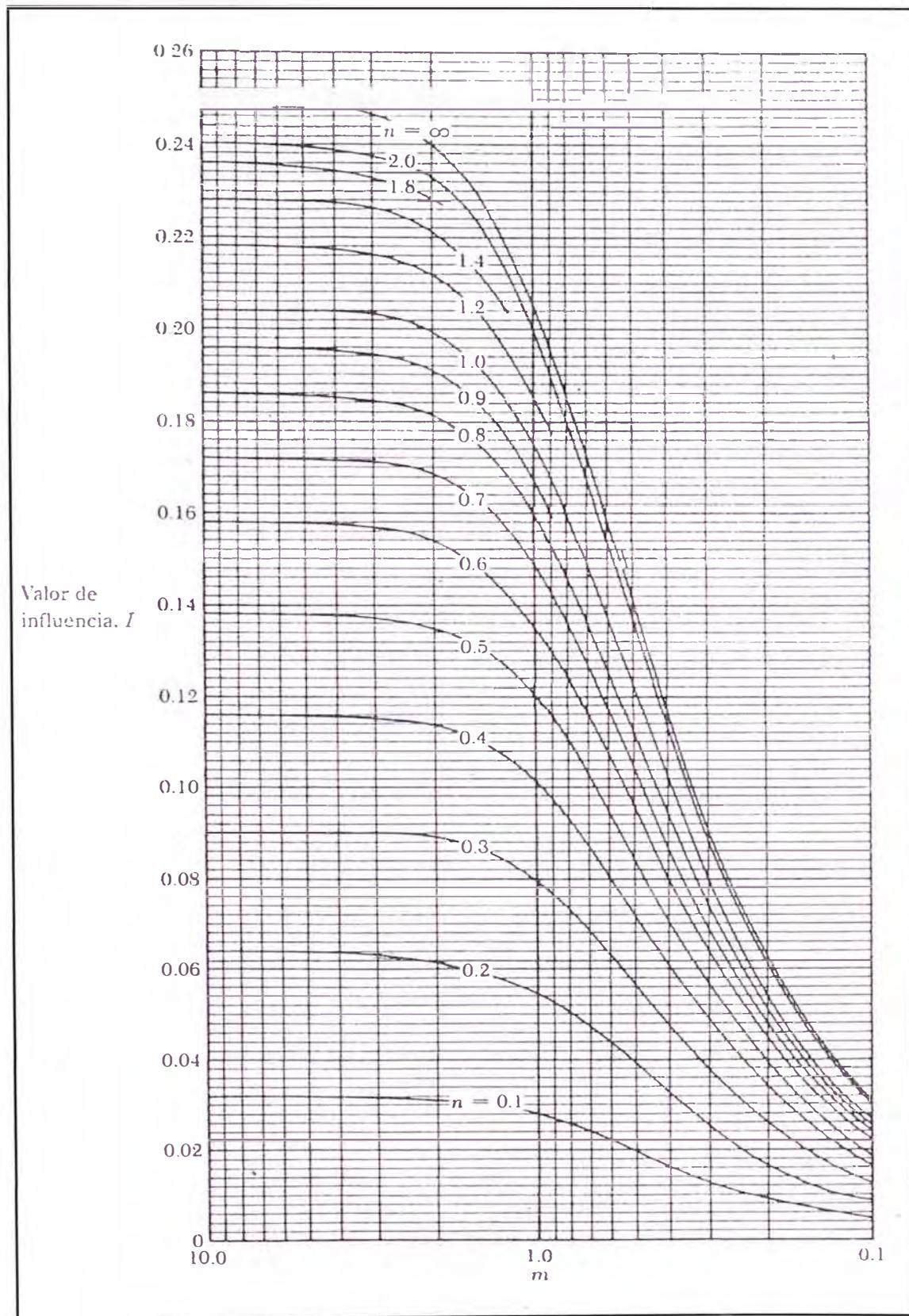
$$I = \frac{1}{4\pi} \left( \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} + \tan^{-1} \left( \frac{2mn\sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2n^2 + 1} \right) \right) \quad (2.18)$$

$$m = B / Z \quad (2.19)$$

$$n = L / Z \quad (2.20)$$

Las variaciones de los valores de influencia como  $m$  y  $n$  están graficados en la figura N° 2.9:

Figura N° 2.9  
Variación del Valor de Influencia



## 2.6 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

El asentamiento de una cimentación se divide en dos categorías principales: la primera denominada asentamiento elástico o inmediato, y la segunda denominada asentamiento por consolidación. El asentamiento elástico tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura. El asentamiento por consolidación ocurre a lo largo del tiempo. El agua de los poros es expulsada de los espacios vacíos de los suelos arcillosos saturados sumergidos en agua. El asentamiento total de la estructura es la suma de los asentamientos elásticos y por consolidación.

El asentamiento total de un suelo sometido a una carga está dado por la suma de los asentamientos elásticos, asentamientos por consolidación y asentamientos secundarios.

$$S_t = S_e + S_c + S_s$$

Donde:

$S_e$  =Asentamiento elástico(mm)

$S_c$  =Asentamiento por consolidación(mm)

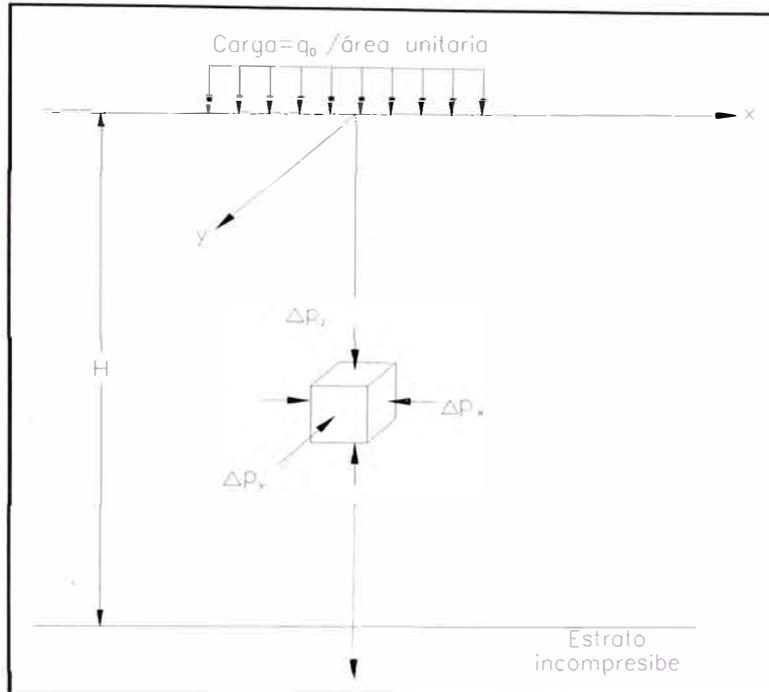
$S_s$  =Asentamiento secundario(mm)

### 2.6.1 Asentamiento Elástico Basado en la Teoría de la Elasticidad.

El asentamiento elástico de una cimentación superficial se estima usando la teoría de la elasticidad. Tal como se observa en la siguiente figura y aplicando la ley de Hooke:

$$S_e = \int_0^H E_z d_z = \int_0^H (\Delta p_z - u_s \Delta p_x - u_s \Delta p_y) dz \quad (2.21)$$

**Figura N° 2.10**  
**Asentamiento Elástico de Cimentación Superficial**



donde:

$S_e$  =Asentamiento elástico.

$E_s$  =Módulo de Elasticidad del Suelo.

$H$  =Espesor del estrato del suelo.

$u_s$  =Relación de Poisson.

$\Delta p_x, \Delta p_y, \Delta p_z$ =Incremento del esfuerzo debido a la carga aplicada.

Teóricamente, si la profundidad de la cimentación  $D_f=0$ ,  $H=\infty$ , y la cimentación es perfectamente flexible, de acuerdo a Harr(1996), el asentamiento se expresa como:

$$S_i = \frac{q_{ad} B(1 - u^2)}{E_s} \alpha \quad , \text{ Centro de cimentación flexible.} \quad (2.22)$$

Donde:

$S_i$  : Asentamiento producido

$\mu$  : Coeficiente de Poisson

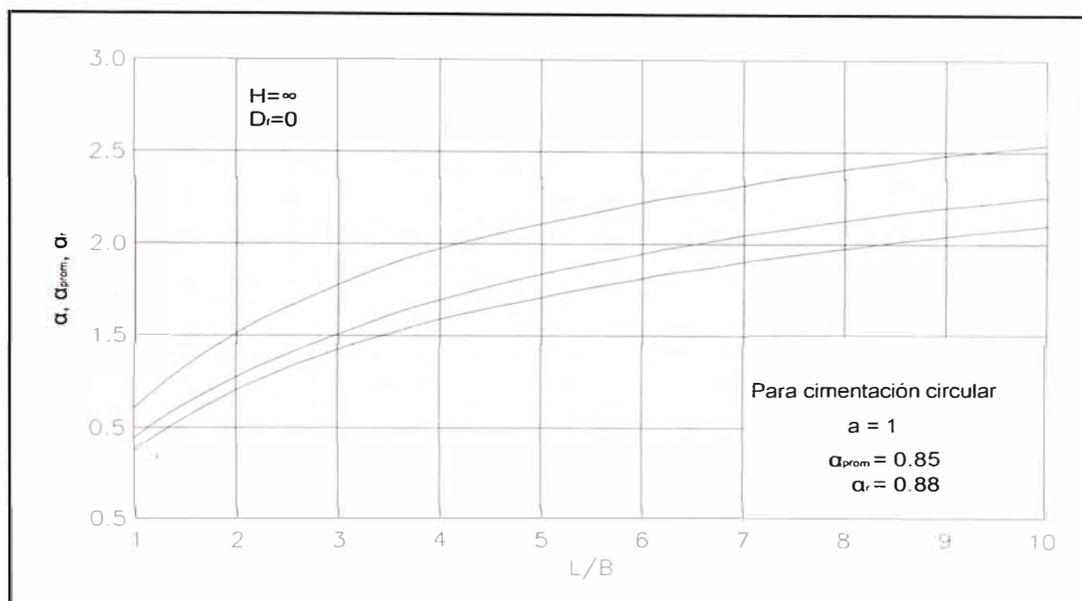
$E_s$  : Modulo de elasticidad

$q_{ad}$  : Capacidad admisible

$B$  : Ancho de la cimentación

$\alpha$  : Función de la relación L/B. Tal y como se muestra en la siguiente gráfica.

**Figura N° 2.11**  
**Valores de  $\alpha$  para Distintas Relaciones L/B**



Para una cimentación rígida, el asentamiento inmediato se expresa como:

$$S_i = \frac{q_{ad} B(1-u^2)}{E_s} \alpha_r \quad (4.23)$$

Los valores de  $\alpha_r$  se observan en la figura anterior.

## 2.6.2 Asentamiento por Consolidación

Cuando el esfuerzo sobre una capa de arcilla saturada se incrementa por la construcción de una cimentación u otra causa, la presión de poro del agua se incrementará. Debido a la baja permeabilidad hidráulica de las arcillas, se requerirá algún tiempo para que el exceso de presión de poro del agua se disipe y el incremento de esfuerzo se transfiera gradualmente a la estructura del suelo.

El asentamiento unidimensional por consolidación, causado por una sobrecarga adicional, en una capa de arcilla de espesor  $H_c$  puede calcularse como:

$$S = H_c (\Delta e / (1 + e_0)) \quad (4.24)$$

Donde:

$S$  = Asentamiento

$\Delta e$  = Cambio total de la relación de vacíos causada por la aplicación de la carga adicional.

$e_0$  = Relación de vacíos de la arcilla antes de la aplicación de la carga.

Figura N° 2.12

**Asentamiento Unidimensional de una Capa de Arcilla**

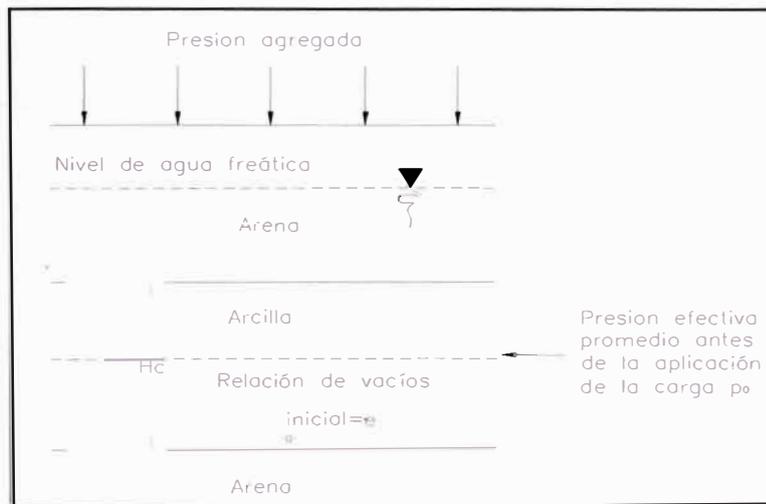
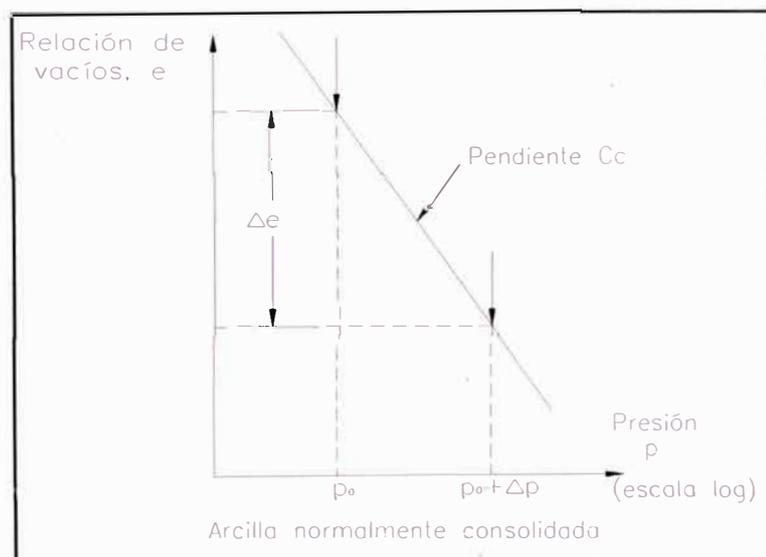


Figura N° 2.13

**Arcilla Normalmente Consolidada**



Para una arcilla normalmente consolidada, la curva de campo  $e$ - $\log p$  tendrá la forma mostrada en la figura N° 2.13. Si  $p_0$ =presión de sobrecarga efectiva promedio inicial sobre el estrato de arcilla y  $\Delta p$ = incremento de

promedio de presión sobre el estrato de arcilla, causado por la carga agregada, el cambio de la relación de vacíos provocada por el incremento de carga es:

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (2.25)$$

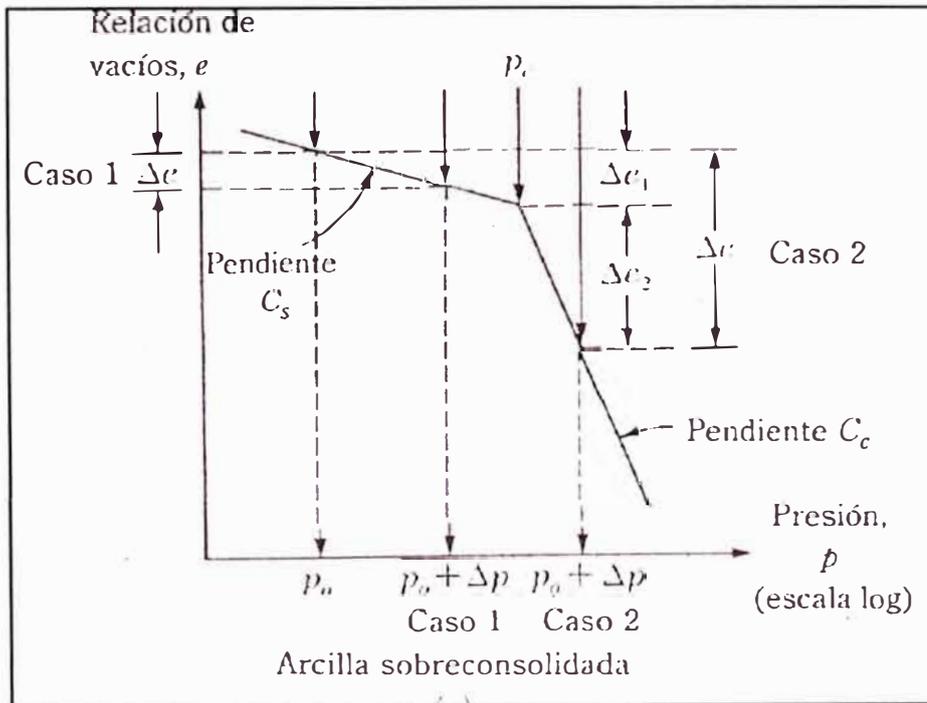
De la combinación de las dos ecuaciones anteriores se obtiene:

$$S = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (2.26)$$

Para una arcilla sobreconsolidada la curva de campo e-log p se verá como la mostrada en la figura N° 2.14. En este caso, dependiendo del valor de  $\Delta p$ , pueden presentarse dos condiciones:

Figura N° 2.14

**Curva de Consolidación para una Arcilla Sobreconsolidada**



Si  $p_0 + \Delta p < p_c$ :

$$\Delta e = C_s \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (2.27)$$

entonces:

$$S = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (2.28)$$

Si  $p_0 < p_c < p_0 + \Delta p$  :

$$\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2 = C_s \log \frac{p_c}{p_0} + C_c \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (2.29)$$

entonces:

$$S = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_c}{p_0} + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_c} \quad (2.30)$$

donde:

La carga de preconsolidación  $P_c$  es la máxima sobre carga efectiva a la cual el suelo estuvo sometido en el pasado. Para determinar este parámetro gráficamente se siguen los siguientes pasos (ver grafica N° 2.15):

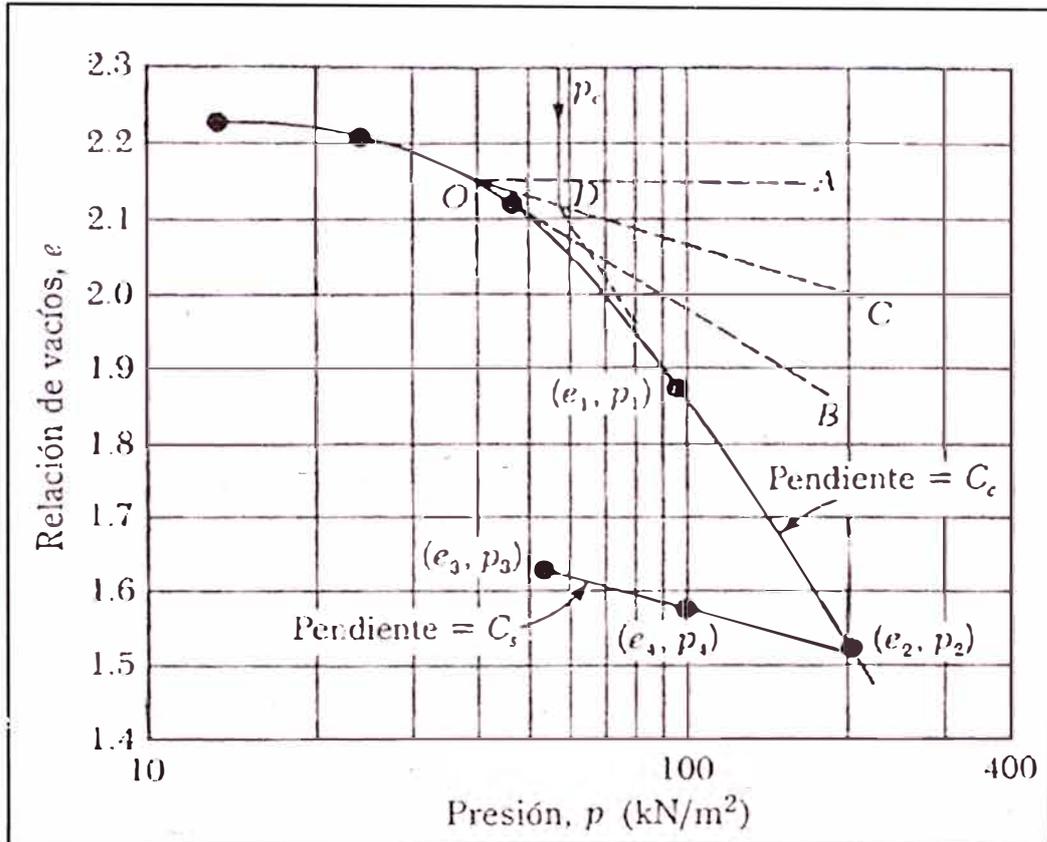
- Se determina el punto O, en la curva e-log p que tenga la curvatura mas aguda. (es decir, menor radio de curvatura).
- Se dibuja una línea horizontal OA.
- Se dibuja una línea OB tangente a la curva e-log p.
- Se dibuja la línea OC, bisectriz al ángulo AOB.
- Trazar la porción de la línea recta de la curva e-log hacia atrás hasta cruzar OC. Este punto es el punto D. La presión que corresponde a este punto es el  $P_c$ .

El índice de compresibilidad  $C_c$ , es la pendiente de la porción de la recta de la curva e-log p. (última parte de la curva).

El índice de expansibilidad  $C_s$ , es la pendiente de la porción de descarga de la curva e-log p.

La determinación de estos índices se realiza con el ensayo de consolidación. En la curva  $e$ - $\log p$ , se determinan los tres parámetros necesarios para calcular el asentamiento, tal como se muestra en la siguiente gráfica:

Figura N° 2.15  
Determinación Gráfica de los Parámetros de Consolidación  
(Gráfica del Ensayo de Consolidación)



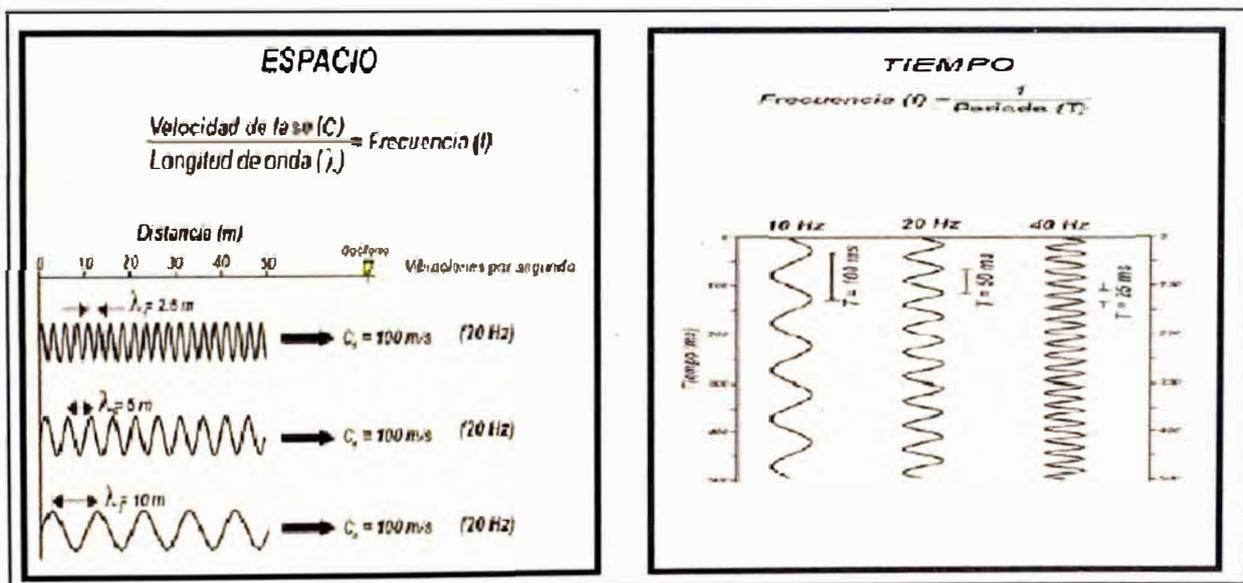
## CAPÍTULO 3: DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DINÁMICOS EN BASE A ENSAYOS GEOFÍSICOS

### 3.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE TEORÍA DE ONDAS

Para iniciar el estudio de la teoría de ondas, es importante conocer algunas definiciones básicas tales como: La frecuencia "f", que es el número de ciclos por unidad de tiempo. El periodo "T", que es el tiempo por ciclo, y La longitud de onda "λ", que es la distancia más corta entre dos puntos de la onda, con las mismas características. En la siguiente figura se explica de manera gráfica estos conceptos básicos:

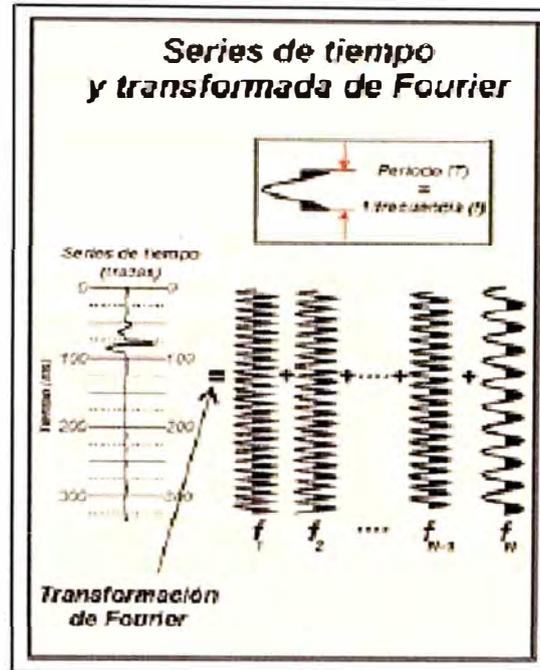
Figura N° 3.1

Conceptos Básicos de la Teoría de Ondas



Además es importante conocer la transformación de Fourier, que es una generalización que permite efectuar el análisis espectral de señales no periódicas de energía finita. El análisis de Fourier de las señales de este tipo (o series de tiempo) obliga a pensar en la frecuencia como una nueva variable continua. En la figura N° 3.2 se explican esquemáticamente estos conceptos.

Figura N° 3.2  
Conceptos Básicos de la Teoría de Ondas



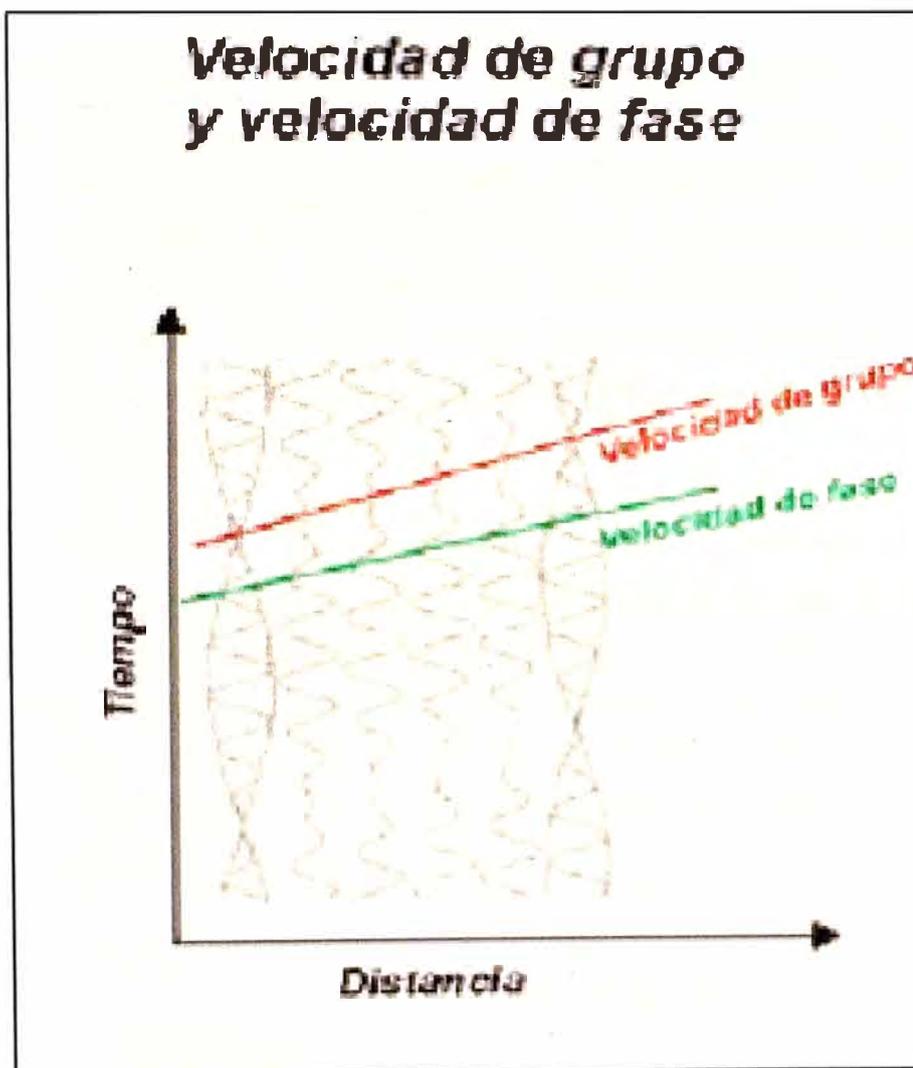
Otros conceptos importantes a conocer son las definiciones de velocidades de Grupo y de Fase:

La Velocidad de Grupo, se define como la rapidez con la cual la superficie de una onda y la energía de la onda viajan en una dirección dada radialmente hacia fuera, desde una fuente puntual en un medio homogéneo. Si el medio es atenuante esta velocidad varía con la frecuencia, ya que la atenuación implica dispersión de frecuencia, si el medio es anisotrópico, la velocidad de grupo varía en función de la dirección. En ambos casos, las expresiones teóricas para la velocidad de grupo son obtenidas diferenciando la frecuencia con respecto al vector de onda. La velocidad de grupo se puede obtener a partir de mediciones de ondas, dividiendo la distancia recorrida en un tiempo a partir de una fuente puntual. (Winterstein, 1990).

La Velocidad de Fase, es la rapidez con la cual un punto de una fase de onda constante viaja en dirección normal a la superficie de la onda en un medio homogéneo. Esto es, la rapidez de una onda plana que viaja en la misma dirección de tal medio. En un medio anisotrópico, la velocidad de fase está sujeta a la dispersión angular, es decir, la rapidez varía con el ángulo. En un medio

atenuante, la velocidad de fase está sujeta a la dispersión de la frecuencia, es decir, la rapidez varía con la frecuencia. (Winterstein, 1990). La velocidad de fase a diferencia de la velocidad de grupo, no se puede obtener directamente de mediciones de ondas, dividiendo la distancia recorrida en un tiempo, a menos que la fuente genere ondas planas. (Winterstein, 1990).

Figura N° 3.3  
Velocidades de Grupo y de Fase



## 3.2 ONDAS SÍSMICAS

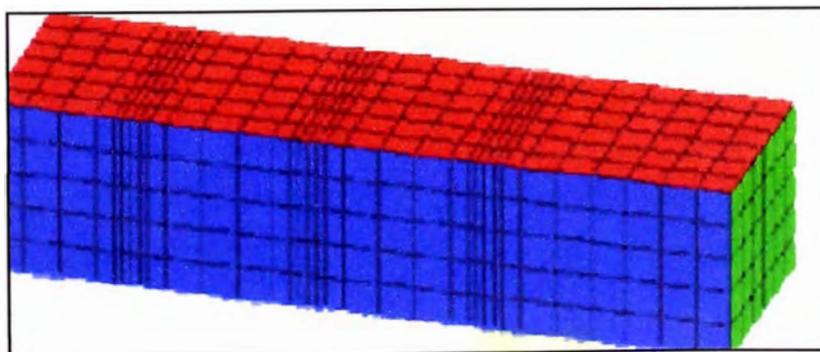
Las ondas sísmicas son aquellas que se propagan a través de la tierra como ondas elásticas. Existen dos tipos de ondas sísmicas: ondas corporales y ondas superficiales.

### 3.2.1 Ondas Corporales

Son ondas elásticas que se propagan en el interior de la Tierra. En prospecciones de reflexión y refracción, las ondas corporales son la fuente de información usada para representar el interior de la Tierra, ya que se propagan en todas las direcciones, lejos de la fuente. Si la rapidez en la cual las ondas corporales se propagan en el interior de la Tierra, es constante, entonces en cualquier tiempo, estas ondas forman una esfera alrededor de la fuente, en donde el radio es dependiente del tiempo transcurrido desde que la fuente generó las ondas. Las ondas corporales se pueden subdividir en dos clases de ondas: ondas P y ondas S.

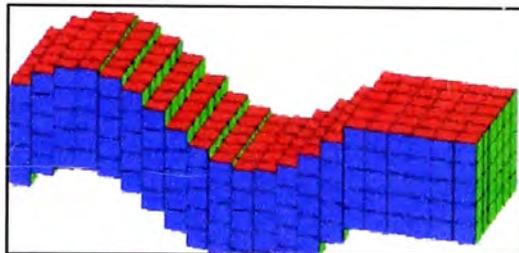
Las ondas P, son también llamadas ondas compresivas o primarias, debido a que se propagan a través de un medio más rápido que los otros tipos de ondas. En estas ondas las partículas que constituyen el medio son desplazadas en la misma dirección de la propagación de la onda, en este caso, la dirección radial. Así pues, el material se extiende y se comprime a medida que las ondas P se propagan a través del medio. Las ondas P son análogas a las ondas sonoras que se propagan en el aire.

Figura N° 3.4  
Propagación de Ondas "P"



Las ondas S, son llamadas también ondas de cizalla o secundarias debido a que se propagan más lento que las ondas P a través de un medio. El movimiento general de las ondas de cizalla dentro del plano del frente de onda puede ser atribuido a dos componentes ortogonales, uno horizontal (onda de cizalla horizontal o SH ) y el otro en el plano vertical, el cual contiene el parámetro de rayo (onda de cizalla vertical o SV).

Figura N° 3.5  
Propagación de Ondas “S”



### 3.2.2 Ondas Superficiales

Las ondas superficiales son ondas que se propagan a lo largo de la superficie de la Tierra. Sus amplitudes en la superficie pueden ser muy largas, sin embargo, decaen exponencialmente con la profundidad. Las ondas superficiales se propagan más lentamente que las ondas S, se generan con menor eficiencia por fuentes enterradas, y tienen amplitudes que decaen más lentamente con la distancia desde la fuente, que las observadas en ondas corporales.

Como en las ondas corporales, existen dos clases de ondas superficiales, ondas Love y ondas Rayleigh, que se diferencian por el tipo de movimiento de las partículas que impone sobre el medio. Las ondas Love se originan en la interfase de dos medios con propiedades mecánicas diferentes; en este caso el movimiento de las partículas es perpendicular a la dirección de propagación de la perturbación, similar a las ondas S, pero sólo ocurre en el plano de la superficie terrestre. En cambio, las ondas Rayleigh se forman en la superficie de la Tierra y hacen que las partículas se desplacen según una trayectoria elíptica retrógrada. Sin embargo, como las propiedades de las ondas Rayleigh son dependientes de la frecuencia en medios verticalmente heterogéneos, estos

tipos de ondas superficiales son utilizadas para representar y caracterizar el subsuelo superficial.

Figura N° 3.6

**Propagación de Ondas “Love”**

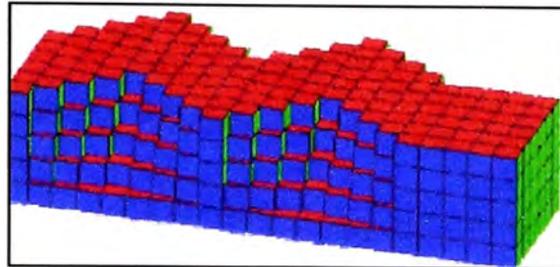
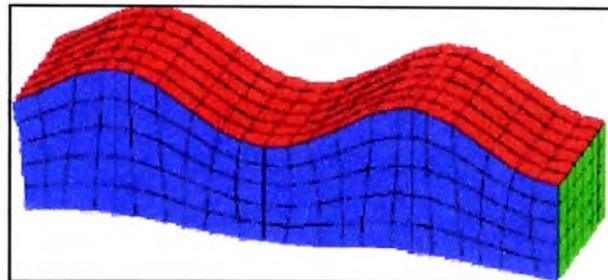


Figura N° 3.7

**Propagación de Ondas “Rayleigh”**



### 3.3 APLICACIÓN DE LAS ONDAS SÍSMICAS

#### 3.3.1 Método de Refracción Sísmica.

El estudio de los terremotos, permitió conocer en el siglo XIX, que consistían en la propagación en todas direcciones de ondas elásticas. Pronto se conoció que el foco del sismo generaba ondas de compresión longitudinales o primarias (Ondas P) y ondas de cizalla transversales o secundarias (Ondas S). Asimismo, se comprobó que cuando las Ondas P y S alcanzaban la superficie del terreno, se generaban ondas superficiales de interfase, de tipo Rayleigh (Ondas R) y tipo Love (Ondas L).

Las Ondas P son las más rápidas, pues, son las primeras que se observan. A continuación se registran las Ondas S, y finalmente llegan las Ondas Rayleigh y la Ondas Love. De este modo, se verifica que  $V_P > V_S > V_R > V_L$ .

La refracción sísmica es un método geofísico de prospección, que estudia la respuesta del terreno cuando se propaga a través de él una onda de compresión (Onda P) producida por medios mecánicos en la superficie. El parámetro físico que se analiza es la velocidad de propagación de la onda  $V_p$  a través de los materiales del subsuelo en función de la compacidad de los mismos. Tal parámetro nos aportará información de las características geomecánicas de la zona en que se apliquen.

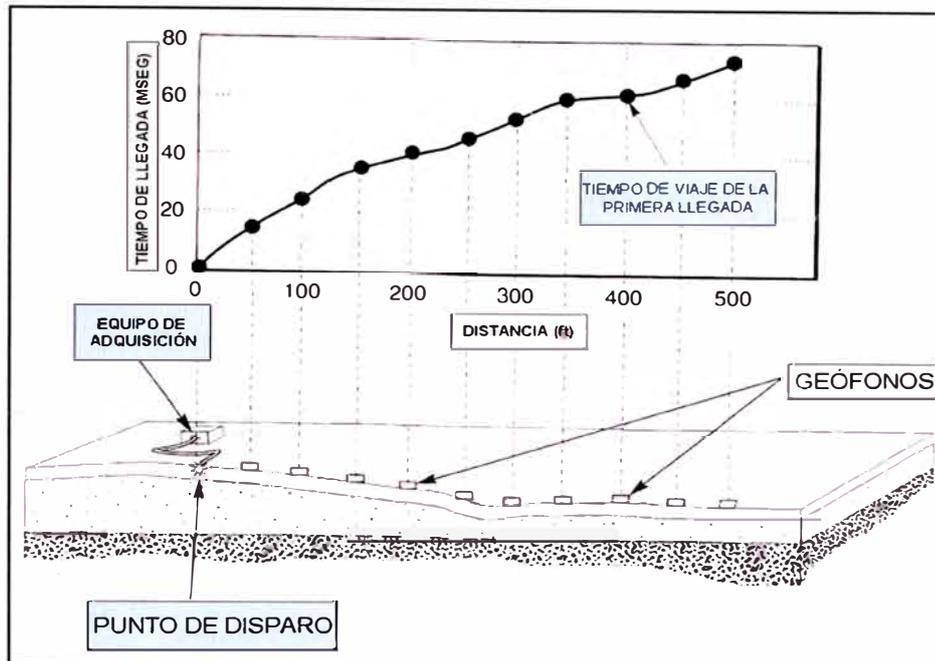
Al incidir una Onda P sobre una superficie de separación entre dos medios se generan seis ondas diferentes: Onda P refractada, Onda P reflejada, Onda S refractada, Onda S reflejada, Onda Rayleigh y Onda Love. Lo mismo sucede cuando llega la Onda S, por lo que en total se generan doce ondas diferentes.

En el método sísmico de refracción se emplean sólo las ondas refractadas, pero sólo se observan las primeras llegadas de las ondas, que son Ondas P, ya que son las más rápidas. Se prescinde de las sucesivas ondas.

La liberación de la energía necesaria se realiza con golpes de mazas o explosiones en taladros de poca profundidad. A lo largo de la superficie se instalan geófonos, que captarán las oscilaciones provocadas por las sucesivas ondas que vayan arribando. El tiempo que las ondas tardan en alcanzar el geófono desde que son emitidas, es registrado.

Figura N° 3.8

### Distribución de los Geófonos e Interpretación con Domocrónicas



La representación gráfica de los tiempos que tardan las ondas en alcanzar los geófonos, en función de las distancias al origen de la fuente, se denomina "Domocrónica". Esta gráfica está compuesta a su vez de varias gráficas (al menos dos rectas y una parábola), que representa cada una, a una onda distinta:

- La primera recta, que parte del origen de coordenadas, representa la onda directa, que viaja por la capa más superficial desde el origen de la fuente de energía hacia los geófonos. Su ecuación es  $t = x / v_1$ , donde  $v_1$  es la velocidad de la primera capa.
- La segunda recta representa la onda refractada en la interfase entre la primera y la segunda capa. Su ecuación es  $t = T_1 + x / v_2$ , donde  $v_2$  es la velocidad de la segunda capa y  $T_1$  es el tiempo en el origen de la primera capa. Igualmente de acuerdo con la Ley de Snell, se verifica que:  $\sin i_c = v_1 / v_2$ , donde  $i_c$  es el ángulo de incidencia.

- La parábola representa la onda reflejada, que es la última en llegar. Su ecuación tiene la forma  $t^2 = t_0^2 + x^2 / v_1^2$ , donde  $t_0$  es la ordenada de la curva reflejada en el origen.

Las velocidades de las distintas capas, se obtienen como la inversa de las pendientes de las rectas de la onda directa y la refractada. El espesor de la primera capa se obtiene a partir de la siguiente ecuación, derivada de sencillas relaciones geométricas:

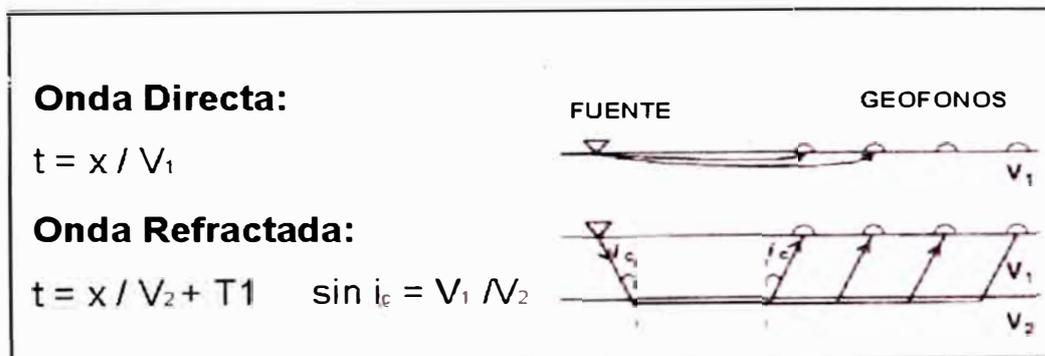
$$H = \frac{X_B}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad (3.1)$$

donde:

- H = espesor de la primera capa
- XB = abcisa del primer codo de la dromocrónica
- V1 y V2 = velocidades respectivas de la primera y segunda capa.

Figura N° 3.9

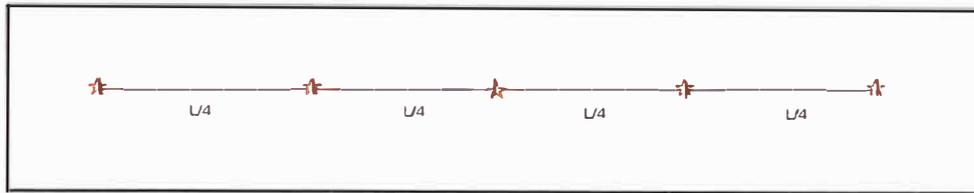
**Criterio Básico del Ensayo de Refracción**



Para realizar el ensayo, en primer lugar se instalan alineados en la superficie del área de estudio una serie de sensores (geófonos). A continuación se golpea con el martillo sobre la placa metálica en uno de los puntos de disparo. Los puntos de disparo son generalmente ubicados tal y como se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 3.10

### Distribución de Puntos de Disparo en el Ensayo de Refracción Sísmica



donde:

$L$  = Longitud de la Línea Sísmica.

La perturbación provocada por el impacto genera ondas que se transmiten por el subsuelo y son recogidas por cada geófono. Este impulso mecánico que recibe el geófono lo convierte en impulso eléctrico, que después de amplificado, pasa a la pantalla del sismógrafo en forma de señal visible, generando los diferentes frentes de onda y dando lugar a un registro.

La operación anteriormente descrita, es repetida para cada punto de disparo de la línea sin variar la posición de los sensores, obteniéndose así la máxima información posible.

Una vez concluida la campaña de campo se aplicará un programa de tratamiento de datos, que generará las domocrónicas y dibujará un perfil con los espesores de las capas refractoras.

Es importante conocer que la profundidad y resolución de la investigación esta condicionada a:

- **Número de geófonos:** determina la profundidad de investigación que se puede alcanzar. A mayor número de geófonos, se alcanza mayor profundidad de penetración.
- **Espaciado entre geófonos:** determina la resolución del registro, de modo que cuanto menor sea el espaciado, mayor será la resolución.

- **Número de puntos de tiro:** condiciona el detalle con el que se determina el espesor y la velocidad de las capas. A mayor número de puntos de tiro, mayor detalle.
- **Fuente de energía:** en las prospecciones someras la energía es generada por el golpeo de un martillo sobre una placa metálica. Con fuentes de energía más intensas (explosivo, aire comprimido, etc.) pueden alcanzarse mayores penetraciones y mayor alcance.

La profundidad de investigación depende de la longitud de la Línea Sísmica y está en el rango de  $L/4$  a  $L/3$ .

### 3.3.2 Métodos de Ondas Superficiales.(MASW)

La técnica de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) , es un método sísmico no destructivo que evalúa la estratigrafía del terreno, hace registros de las ondas superficiales o de Rayleigh y los emplea como si fueran registros de ondas de corte o S. dicha simplificación se justifica porque las ondas de Rayleigh conservan un 98% de coincidencia con las ondas de corte. La ventaja de este método es que el algoritmo de procesamiento esta optimizado matemáticamente y los parámetros obtenidos complementan a los ensayos de refracción sísmica.

La principal limitación del método radica en que es necesario tener superficies de terreno planas, con suficiente extensión, ya que la profundidad de investigación depende directamente de la longitud de las líneas. Adicionalmente la resolución del ensayo es, en promedio, un décimo de la profundidad explorada.

Una característica adicional es que con este ensayo no se detectará la presencia del nivel freático, ya que las ondas que se evalúan son de corte y el agua no presenta resistencia al corte.

Para realizar el ensayo MASW se sigue el siguiente procedimiento:

- Se adquiere la información, registros de las ondas superficiales en el tiempo, producidas por una excitación en el terreno a través de varios sensores (o canales).
- Mediante transformadas de Fourier se extraen las curvas de la dispersión (curvas de velocidad de fase) del modo fundamental (una curva de cada canal).
- Luego se invierten estas curvas (las solucionan con procesos iterativos) para obtener perfiles de profundidades versus velocidades de cada curva.
- Finalmente a partir de estas velocidades se pueden determinar directamente los parámetros de los suelos, o se puede determinar el tipo de suelo debido a que cada suelo se asocia con un valor de velocidad.

En los trabajos de campo, La mayoría de pasos u operaciones son similares al procedimiento de ensayos de refracción sísmica.

- El tendido de la línea, al igual que en ensayos de refracción se marcan sobre el suelo, en línea recta, la ubicación de geófonos, dependiendo de la cantidad de canales a utilizar (no menos de 12) y de la longitud de la línea. La separación de geófonos debe ser entre 1.5 y 3.0 metros

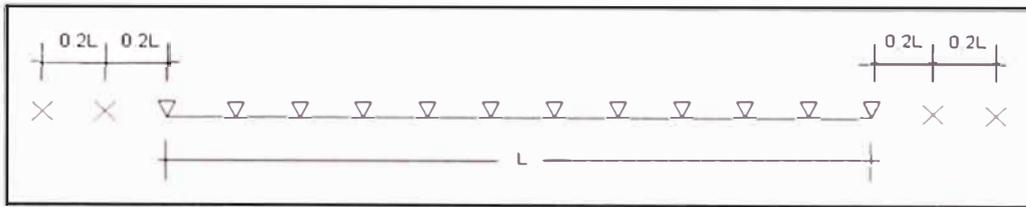
**Cuadro N° 3.1**

**Longitud de Línea Según Cantidad de Canales y Espaciamiento de Geófonos en Ensayos MASW**

Separación de Geófonos (m)	Cantidad Canales	
	16	24
1.5	22.5	34.5
2.0	30.0	46.0
2.5	37.5	57.5
3.0	45.0	69.0

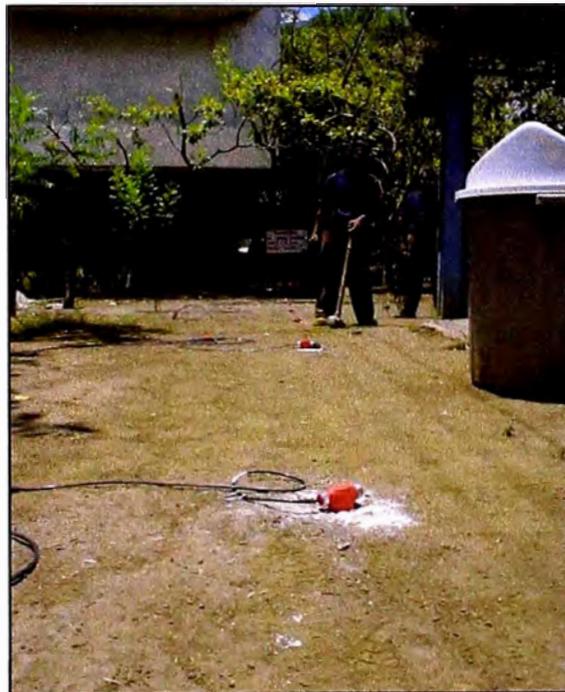
- Los puntos de disparo se marcan con una "X". Los disparos se harán a una distancia  $0.2L$  y  $0.4L$  en los extremos del tendido, según se muestra en la figura N° 3.11:

**Figura N° 3.11**  
**Distribución de Puntos de Disparo**



- Los geófonos verticales de 4.5 Hz se colocan en los puntos marcados. El geófono debe ser introducido a presión y no debe golpearse para lograr la penetración de la espiga. La espiga debe introducirse lo suficiente para asegurar la fijación del geófono. Si la espiga no puede introducirse a presión, se perforará primero un agujero con la punta de  $5/8''$ , procurando que la profundidad del mismo sea un poco menor a la longitud de la espiga.

**Foto N° 3.1**  
**Distribución de los Geófonos para el Ensayo MASW**



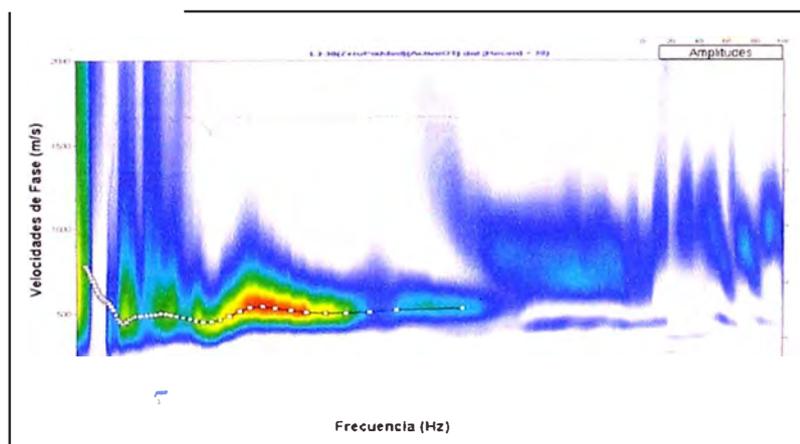
- Tender el cable de conexión de los geófonos y conectar los geófonos.
- Tender el cable de extensión del disparador, paralelo al tendido de los geófonos, pero no debe cruzarse con el cable de conexión de geófonos.

- Conectar el equipo: batería de 12V, cable de geófonos, cable del disparador, cable de interfase digital, caja NIB, computadora. Encender el sismógrafo e iniciar el software SCS para adquisición.
- Similar a los ensayos de refracción sísmica, se le asigna una nomenclatura a cada línea, la separación entre geófonos, y demás datos solicitados.
- Se especifica la ubicación de los disparos, y se realizan los mismos. Los registros son guardados para su posterior procesamiento.

Para el procesamiento de los registros de campo, se realiza la inversión de velocidades de las ondas S mediante el análisis de la dispersión de las ondas de superficie. Esto se debe a que éstas cuentan con un 98% de componente de onda S y menos del 2% de onda P. Las ondas de superficie pierden velocidad de fase de manera significativa, mientras la frecuencia de las mismas aumenta. Por esto, la dispersión de la onda de superficie (o Rayleigh) ocurre por lo general entre 5Hz y 30Hz. En la imagen que sigue se identifica la onda de superficie mediante su amplitud (amarillo-rojo) y su disminución de la velocidad de fase con mayores frecuencias.

Figura N° 3.12

### Análisis de Inversión de Velocidades de Corte

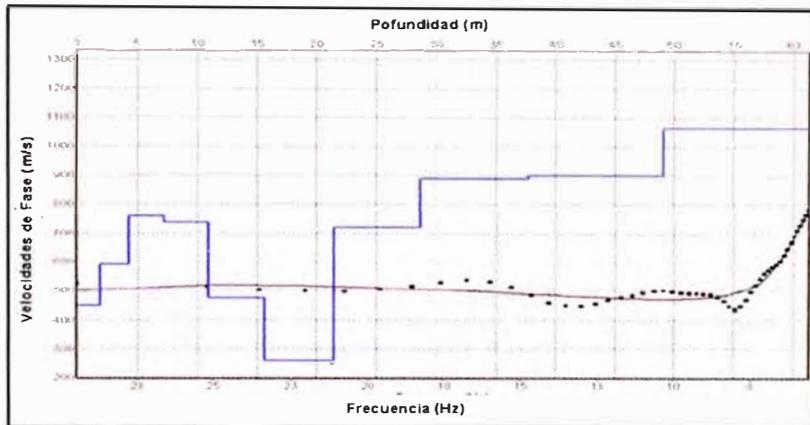


Una vez que la onda de superficie ha sido correctamente identificada, como se puede ver con los puntos marcados en la zona de mayor amplitud del gráfico mostrado arriba, se procede al modelamiento de las variaciones de velocidad de onda S. Si tenemos información de velocidad de onda P en un

punto de perfil tomográfico sobre el cual hacemos las mediciones verticales del MASW, entonces podemos incluir estas velocidades P en el modelamiento iterativo para obtener el resultado que se ve a continuación, donde la línea azul es velocidad de onda S y la roja de onda P. Los puntos negros representan la dispersión de la onda de superficie identificada arriba y la curva negra, el modelo final.

Figura N° 3.13

**Velocidades de corte en Función a la Profundidad**



**3.4 DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DINÁMICOS DE SUELOS EN FUNCIÓN DE Vs y Vp.**

Para poder entender como se puede estimar los parámetros dinámicos en función de las velocidades Vs y Vp es necesario conocer algunos conceptos:

**3.4.1 Ley de Hooke**

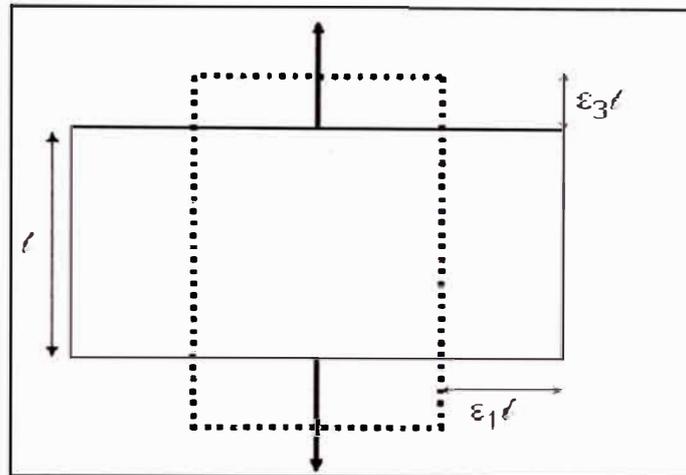
En 1678 Robert Hooke publicó su ley, basado en un estudio de deformación en resortes, así se estableció que la relación lineal entre la componente del esfuerzo y la componente de la deformación sin diferenciar claramente “fuerza” de “esfuerzo”; entonces:

$$\sigma = E\varepsilon \tag{3.2}$$

Siendo “ $\sigma$ ” el esfuerzo normal, “ $\epsilon$ ” la elongación y “E” el coeficiente de proporcionalidad denominado “Módulo de Young”.

Figura N° 3.14

**Ley de Hooke y la Extensión de una Barra**



El Módulo de Young no es suficiente para explicar la relación entre el esfuerzo y la deformación, ya que a pesar de que la extensión “ $\epsilon_3$ ” de la barra mostrada en la figura N° 3.14 obedece a la ley de Hooke, esta, no solamente se extiende en la dirección de la tensión, sino que se contrae en los otros dos ejes, o sea: “ $\epsilon_2 = -\epsilon_1$ ”.

La razón entre la extensión y contracción respectivamente “ $\epsilon_3/\epsilon_1$ ” fue establecida por el científico francés Siméon Denis Poisson, como Relación de Poisson, “ $\nu$ ”, tal que:

$$\nu = \epsilon_3 / \epsilon_1 \tag{3.3}$$

Si  $\epsilon_3 = \sigma_3/E$  llevándose a cabo la contracción en las dos direcciones horizontales, entonces:

$$\epsilon_2 = \epsilon_1 = \nu \sigma_3 / E \tag{3.4}$$

**3.4.2 Módulo de Rigidez “G”**

Se utiliza para describir el corte, considerando el corte simple “ $\eta$ ” como producto de un esfuerzo cortante “ $\tau$ ” y el Módulo de Rigidez, definido por:

$$\tau = G\eta \quad (3.5)$$

Realizando el álgebra de tensores, el Módulo de Rigidez se relaciona con el Módulo de Young y la relación de Poisson, según la siguiente expresión:

$$G = E/2(1 + \nu) \quad (3.6)$$

### 3.4.3 Modulo de Bulk (Volumétrico)“K”

La relación lineal entre el cambio fraccional del volumen y la presión hidrostática aplicada a una masa de material geológico está gobernada por el Módulo de Incompresibilidad Volumétrica o de Bulk “K”, tal que:

$$\sigma = K\theta \quad (3.7)$$

La relación que guarda con el Módulo de Volumétrico y la Relación de Poisson es:

$$K = E/3(1 - 2\nu) \quad (3.8)$$

### 3.4.4 Parámetros Dinámicos del Terreno y su Relación con las Ondas Vs y Vp

El paso de las ondas induce una deformación proporcional al esfuerzo, según la ley de Hooke  $\epsilon = E\sigma$ . La onda “P” provoca un cambio de volumen pero no de forma en respuesta al esfuerzo de compresión y tensión; mientras que la onda “S” produce un cambio de forma pero no de volumen.

La propagación de las ondas en un medio geológico está afectada por las propiedades físicas de las rocas; su velocidad es función directa de la elasticidad y densidad de la roca.

La velocidad a la cual cada tipo de onda viaja, es función de la “elasticidad” del material geológico. Por ello, en función de las velocidades de propagación –compresión y corte, la elasticidad del material se puede calcular; y

si se añade el conocimiento de los pesos volumétricos, es factible evaluar las constantes elásticas dinámicas.

Para obtener los parámetros citados, a partir de las velocidades  $V_p$  y  $V_s$ , se emplean las siguientes expresiones, derivadas de la teoría de la elasticidad:

- $\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 1}$  Relación de Poisson
- $G = \gamma V_s^2$  Módulo de Rigidez
- $E = 2G(1 + \nu)$  Módulo Elástico
- $K = E/3(1 - 2\nu)$  Módulo de Bulk

donde:

$\gamma$  = densidad del terreno.

Los valores de módulo presentados, son valores dinámicos, diferentes a los estáticos, obtenidos mediante ensayos de laboratorio o dilatométricos. Los valores dinámicos, suelen ser de 10 a 15 veces superiores a los estáticos.

## **CAPÍTULO 4: ESTUDIO DE SUELOS DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR CAMPO DE MARTE**

### **4.1 GENERALIDADES**

En este capítulo se presenta el Estudio de Mecánica de Suelos para Cimentación del PROYECTO INMOBILIARIO DE VIVIENDA EDIFICIO MULTIFAMILIAR CAMPO DE MARTE.

El proyecto esta formado por tres edificios de 14, 16 y 18 pisos de altura, sin embargo, para el presente informe desarrollaremos el Estudio de Suelos solamente para el edificio de 18 pisos, el cual es denominado: “Edificio Multifamiliar Campo de Marte”.

El edificio proyectado constará de un sótano para estacionamiento vehicular y 18 pisos de departamentos de uno, y dos dormitorios. Ha sido estructurado en forma aporticada en base a cimientos, columnas y placas de concreto armado.

#### **4.1.1 Ubicación del Área de Estudio**

El área de estudio se ubica en la Avenida Salaverry N° 575, en el distrito de Jesús Maria, provincia y departamento de Lima.

#### **4.1.2 Programa de Trabajo**

Para cumplir con el programa de trabajo, se realizaron las siguientes actividades:

- Ubicación y Excavación de Calicatas.
- Ensayo de Densidad de Campo.
- Ensayos de Refracción Sísmica.
- Ensayos de Laboratorio.
- Elaboración del Perfil Estratigráfico.
- Elaboración del Perfil Sísmico.
- Determinación de Parámetros de Resistencia.
- Análisis de la Cimentación.

## Conclusiones y Recomendaciones.

### 4.2 GEOLOGÍA LOCAL

Se tomó como base el Boletín N° 43: Geología de los cuadrángulos de Lima, Lurín, Chancay y Chosica del Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico INGEMMET(1992), hoja 25j a escala 1.100000.

El terreno donde se construirá el mencionado edificio tiene una superficie aproximada de 578.45 m<sup>2</sup>, su topografía es plana y se halla totalmente urbanizado. El área descrita, geológicamente, se encuentra ubicada el cono de deyección del río Rímac conformado por depósitos aluviales del cuaternario (Pleistoceno reciente). La ciudad de Lima está asentada sobre el cuaternario reciente. La potencia del cono deyección se estima en 300 m. Los sedimentos aluviales están constituidos por grava arenosa mal gradada medianamente densa a densa (la densidad aumenta en relación directa con la profundidad). Localmente este material es conocido como la grava de Lima y como un excelente material de construcción.

### 4.3 SISMICIDAD DEL ÁREA DE ESTUDIO

De acuerdo con el Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, de la Norma Técnica de Edificación E-030 y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas, presentado por Alva Hurtado (1984), el cual se basó en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y sismos recientes; el área de estudio se encuentra dentro de la zona de alta sismicidad (Zona 3), existiendo la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades tan considerables como VIII o IX en la escala de Mercalli Modificada. De acuerdo con la referida Norma NTE E-030, se recomienda adoptar los siguientes parámetros para el Diseño Sísmorresistente de las estructuras:

Tipo de suelo : S1  
Periodo Predominante ( $T_p$ ) : 0.4 segundos.  
Factor de Suelo ( S ) : 1.2  
Zona ( Z ) : 3

Para el análisis pseudo-estático se recomienda el valor  $\alpha = 0,21 g$ .

#### 4.4 EXPLORACIÓN DE CAMPO

Los trabajos de exploración de campo fueron ejecutados el 06 y 31 de julio del 2008. El trabajo consistió en la excavación manual de calicatas, ensayos de densidad de campo, sondeos geofísicos de refracción y método MASW.

##### 4.4.1 Excavación de Calicatas

Con el objeto de identificar los diferentes estratos y composición del suelo, se excavaron a cielo abierto 3 calicatas, en forma manual, alcanzando una profundidad máxima de 2,50 m. En cada una de las calicatas se realizó el registro del perfil estratigráfico de acuerdo a la norma ASTM D-2488. Se tomaron muestras disturbadas de las calicatas para la ejecución de los ensayos de laboratorio correspondientes, para lo cual cada muestra fue identificada convenientemente y embalada en bolsas de polietileno que fueron remitidas al laboratorio.

En el cuadro N° 3.1 se presenta un resumen de las calicatas ejecutadas.

Cuadro N° 4.1  
Resumen de Calicatas

Calicata	Profundidad Alcanzada (m)	Nivel Freático (m)
C-1	2,50	N.A.
C-2	2,00	N.A.
C-3	2,50	N.A.

N.A.: No alcanzado.

En el Anexo A se presenta el registro de los perfiles estratigráfico de los suelos.

El nivel de cimentación de la estructura esta en el orden de -4,60 m a partir del terreno natural, por lo cual las exploraciones realizadas con calicatas fueron complementadas con ensayos de Refracción Sísmica.

#### 4.4.2 Ensayos de Densidad de Campo

Se realizaron estos ensayos con el fin de obtener la densidad natural del suelo a diferentes profundidades. Este ensayo ha sido ejecutado según la norma ASTM, D2167-94 y la norma técnica peruana NTP 339.256 SUELOS.

El método consiste en colocar una placa circular de 12" de diámetro, en una superficie plana y nivelada, luego se procede a excavar el suelo que se encuentra dentro del cilindro hasta una profundidad igual a 20 cm; el material extraído es pesado, adicionalmente se remite una muestra correctamente embalada al laboratorio. Seguidamente se coloca una bolsa de plástico, sujeta al cilindro dentro del agujero, y se llena de tal forma que el agua ocupe en la bolsa el volumen del agujero. Finalmente con el peso del material y el volumen del hoyo conocidos, podemos determinar la densidad de campo.

En total se realizó 01 ensayo de densidad de campo, que se detalla a continuación:

Cuadro N° 4.2

##### Resultado del Ensayo de Densidad de Campo (Método del balón)

Ubicación	Profundidad (m)	D (gr./cm <sup>3</sup> )	CH (%)	DS (gr./cm <sup>3</sup> )
C-1	2,00	1,96	2,10	1,92

donde:

D = densidad natural.

CH = contenido de humedad.

DS = densidad seca.

En el Anexo B se presentan los datos de campo y cálculo de las densidades de campo.

#### 4.5 INVESTIGACIONES GEOFÍSICAS

El edificio contará con un sótano ubicado a un nivel aproximado de -2,60 m a partir del nivel natural del terreno; por lo que se estima que el nivel de

cimentación se ubicara debajo de los 4 m de profundidad. En la investigación de campo realizada con calicatas se alcanzó una profundidad máxima de 2,5 m; sin embargo, por la descripción geológica se conoce que el suelo de Lima esta formado por el cono deyectivo del río Rímac, cuya potencia estimada llega a los 300 m; pero también existen lentes de suelos finos (limos y arcillas), como se puede observar en la Costa Verde. Por lo que es preciso, para fines de este estudio verificar el perfil estratigráfico del área de interés.

Para complementar la investigación, cubriendo también la profundidad activa de cimentación del proyecto se realizó una línea de refracción sísmica. Adicionalmente se elaboró el perfil sísmico en función de las velocidades de transmisión de ondas compresionales ( $V_p$ ) que varían con la densidad. Con igual propósito se efectuó el ensayo MASW Análisis Multicanal de Ondas de Superficie, con el cual se puede obtener la velocidad de propagación de las ondas de Corte ( $V_s$ ). Empleando relaciones entre  $V_s$  y  $V_p$  se estiman las propiedades dinámicas de los suelos. Con los ensayos geofísicos se lograron profundidades de investigación de hasta 15 m.

A continuación se hace una descripción detallada de los ensayos geofísicos realizados.

#### **4.5.1 Ensayo de Refracción Sísmica.**

Es un método indirecto, con el cual se determinan perfiles sísmicos en función de las velocidades de onda compresionales "P".

Los objetivos principales del ensayo de Refracción Sísmica fueron los siguientes:

Determinar los perfiles sísmicos del suelo en función de sus características dinámicas.

Determinar las características dinámicas de los estratos en función de las velocidades compresionales de las ondas P.

Determinar los parámetros de deformación dinámica de los suelos.

### a) Trabajo de Campo

Se realizó una línea de refracción, al borde de la acera del terreno, aledaña a la avenida Salaverry. La topografía del terreno es plana. La línea sísmica se denominó LS-1 ( ver Plano de Investigaciones Geotécnicas).

El siguiente cuadro resume el ensayo de refracción sísmica:

**Cuadro N° 4.3**  
**Ensayo de Refracción Sísmica**

UBICACIÓN	CÓDIGO	LONGITUD (m)
Av. Salaverry	LS - 1	50,0

Para producir la onda sísmica se utilizó una comba de 20 libras.

### b) Método de Ensayo

Este ensayo consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (Ondas P) generadas por el impacto producido por una comba sobre un plato; los impactos fueron localizados a diferentes distancias a lo largo de un eje, sobre la superficie del suelo.

La energía fue detectada, amplificada y registrada, de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto.

El inicio de la grabación fue dado a partir de un dispositivo o SWITCH que da el tiempo cero, para evaluar el tiempo de recorrido.

Estos datos tiempo y distancia, usados para cada caso especial, y una variación del punto de disparo (o aplicación de la energía), permite evaluar las velocidades de propagación de las ondas P, a través de los diferentes suelos cuya estructura, geometría y continuidad son investigadas. Se utilizó el método de "Delete Time" para análisis de los resultados.

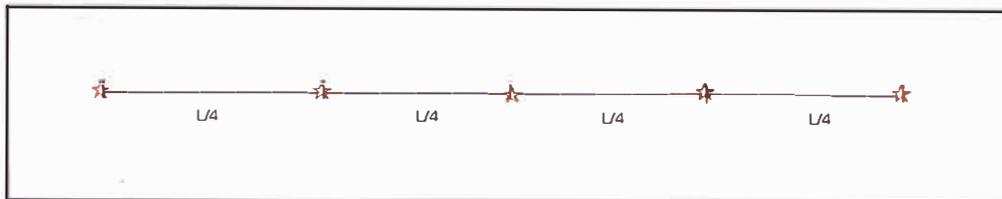
Todas las formas de análisis manejan criterios que utilizan la suposición de la Ley de Snell, en cuanto a la reflexión y refracción de las ondas P. De los espesores y las velocidades de propagación de ondas P, obtenidas, las

características geotécnicas pueden ser correlacionadas con la compacidad y densidad.

En el presente trabajo se utilizó la Estación Portátil de Prospección Sísmica Smartseis con 24 canales de registro, cables con espaciamiento de 2,0 m, geófonos magnéticos y una computadora para almacenar los registros. La distribución de los Puntos de Disparo se realizó de la siguiente manera.

Figura N° 4.1

**Distribución de Puntos de Disparo. Ensayo de Refracción Sísmica.**



**c) Interpretación**

Para realizar la interpretación de los perfiles sísmicos se usó como ayuda el grupo de programas de Refracción Sísmica de PickWin y PlotRefra. El primer programa permite realizar las lecturas de los sismogramas, mientras que el segundo programa produce un modelo de profundidad desde el archivo de datos de entrada preparado por el programa anteriormente descrito; así mismo el programa calcula las velocidades de los estratos mediante técnicas de mínimos cuadrados, luego usa el método de tiempo de retardo para estimar las profundidades, el programa ajusta las profundidades de cada estrato por efecto de la superficie topográfica; este proceso se hace en forma iterativa hasta encontrar el modelo que se ajuste a la geología superficial del terreno investigado.

**d) Equipo Utilizado**

El equipo utilizado para realizar el trabajo de Prospección Sísmica posee un sistema de adquisición de datos que es almacenada y procesada por una computadora; este equipo tiene las siguientes características técnicas:

**Cuadro N° 4.4**  
**Características del Sismógrafo**

<b>Características</b>	<b>Valor nominal</b>
Nº de Canales	24
Resistencia de Salida	> 600 omios
Rango de Frecuencia	10 - 400 Hz
Filtro de Frecuencias	10, 15, 25, 35, 50, 70, 100, 140, 200, 280, 400 Hz.
Ganancia	63X(36 dB) 2%
Tiempo de Registro	64, 128, 256, 512, 1024
Tiempo de Retardo de Registro	0-999 ms.
Tiempo de Prearranque	90% duración general
Sistema de Mando	computadora IBM AT-80386sx
Tensión de Alimentación	12 V
Potencia de Consumo	48 W

**e) Perfiles Sísmicos Obtenidos**

La evaluación de la refracción sísmica ha consistido en graficar líneas de la superficie basándose en la topografía superficial, indicando los puntos de localización de geófonos y los puntos de impacto. Para la línea sísmica se estableció un perfil sísmico con valores de velocidad de propagación de ondas longitudinales (ondas P), basándose en las dromocrónicas que son gráficas que relacionan tiempo de llegada con distancias.

De acuerdo al procesamiento de los datos obtenidos de campo para la línea LS-01 se puede deducir lo siguiente:

El primer estrato de hasta 1,50 m de espesor, esta formado por grava limosa en estado suelto, con velocidades de ondas compresionales de 408 m/s; el estrato subyacente esta conformado por suelo granular de densidad media, este material se halla hasta los 6,50 m de profundidad y tiene velocidades de onda de 754 m/s . El estrato inferior, por debajo de los 6,50 m de profundidad,

esta formado por material granular en estado denso y presenta velocidades de onda  $V_p$  del orden de 1542 m/s.

Cuadro N° 4.5

**Resultado de los Ensayos de Refracción Sísmica**

LÍNEA	ESTRATO	Profundidad (m)	$V_p$ (m/s)	TIPO DE SUELO (Inferido)
Línea LS - 1	1	0,00 -1,50	<b>408</b>	GM (Suelto) (Suelo de cobertura)
	2	1,50 – 6,50	<b>754</b>	GM (Medianamente denso) Grava Limosa
	3	6,50 – 15,00	<b>1542</b>	GP-GM o GP(Denso) Grava pobremente gradada con Limos

Las representaciones gráficas se adjuntan al informe en el Anexo D  
Sondajes Geofísicos.

**4.5.2 Método MASW: Análisis Multicanal de Ondas de Superficie.**

Es un método indirecto para obtener el perfil de velocidades de ondas S de los estratos de suelo existentes.

Los objetivos principales de la utilización de este método son los siguientes:

- Determinar los perfiles estratigráficos del suelo en función a las velocidades de ondas de corte  $V_s$ .
- Determinar las características dinámicas de los estratos en función a las velocidades de las ondas de corte  $V_s$ .
- Determinar de los parámetros de deformación dinámica de los suelos.

**a) Trabajos de Campo**

Se ubicó una línea de refracción sísmica en los jardines exteriores del terreno, colindante con la avenida Salaverry. En el mismo lugar donde se realizó el ensayo de refracción sísmica:

Cuadro N° 4.6

**Ensayos Realizados con el Método MASW**

UBICACIÓN	LÍNEA	CÓDIGO	LONGITUD (m)
Pabellón "H"	Línea LS- 1-A	LS – 1-A	46,0

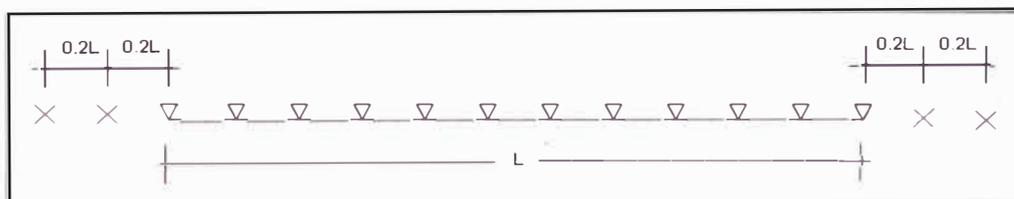
Para producir la onda sísmica se utilizó una comba de 20 libras.

**b) Método de Ensayo**

El ensayo es similar al de refracción sísmica, consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas de corte ( $V_s$ ) generadas por un golpe de impacto producidas por una comba. La diferencia principal radica que para este método se emplean geófonos de 4.5Hz de frecuencia, además, los puntos de shot se ubican a  $0,2$  y  $0,4$  L a los extremos de la línea, tal y como se muestra en la siguiente figura:

Figura N° 4.2

**Distribución de Puntos de Disparo. Método MASW.**



**c) Interpretación**

Para el procesamiento de los registros de campo, se realiza la inversión de velocidades de las ondas S mediante el análisis de la dispersión de las ondas de superficie. Esto se debe a que éstas cuentan con un 98% de componente de onda S y menos del 2% de onda P. Las ondas de superficie pierden velocidad de

fase de manera significativa mientras la frecuencia de las mismas aumenta. Por esto, la dispersión de la onda de superficie (o Rayleigh) ocurre por lo general entre 5Hz y 30Hz. En la imagen que sigue se identifica la onda de superficie mediante por su amplitud (amarillo-rojo) y su disminución de la velocidad de fase con mayores frecuencias.

**d) Equipo Utilizado**

El equipo utilizado para realizar el trabajo de Prospección Sísmica es el mismo que el equipo utilizado para realizar el de refracción sísmica con la diferencia que los geófonos empleados son de 4Hz de frecuencia.

**e) Resultados Obtenidos**

De la evaluación realizada se determinaron los siguientes promedios de velocidades de ondas de corte Vs, para los estratos determinados con el ensayo de refracción sísmica es el siguiente:

**Cuadro N° 4.7**  
**Resultado de los Ensayos con el Método MASW**

LÍNEA	ESTRATO	Profundidad (m)	Vs (m/s)	TIPO DE SUELO(Inferido)
Línea LS - 1	1	0,00 -1,50	<b>400</b>	GM (Suelto) (Suelo de cobertura)
	2	1,50 – 6,50	<b>550</b>	GM (Medianamente denso) Grava Limosa
	3	6,50 – 15,00	<b>800</b>	GP-GM o GP(Denso) Grava pobremente gradada con Limos

Las representaciones gráficas se adjuntan al informe en el Anexo D  
 Sondajes Geofísicos.



#### 4.6.2 Ensayo de Corte Directo

Se realizó un ensayo de corte directo con una muestra alterada obtenida de la calicata C-1, la cual fue remoldeada a la densidad obtenida en campo, con el objetivo de modelar las condiciones de campo en el laboratorio, obteniendo los siguientes parámetros de resistencia:

**Cuadro N° 4.9**  
**Resultados del Ensayo de Corte Directo**

Calicata	Profundidad (m)	Parámetros de Resistencia	
		$\phi$ (°)	C (kg/cm <sup>2</sup> )
C-1	0,50 - 2,50	31,1	0.08

Es importante mencionar que estos parámetros de resistencia obtenidos son referenciales, debido a que han sido realizados sólo de la matriz del suelo, por lo cuál no representan el comportamiento del suelo en su conjunto.

#### 4.6.3 Ensayos Químicos

Se realizaron ensayos químicos a partir de muestras alteradas, obtenidas de la calicata C-1, con la finalidad de conocer si los niveles de sales, sulfatos y cloruros afectan al concreto y acero de refuerzo respectivamente.

En el siguiente cuadro se presenta los resultados de los ensayos químicos donde se puede notar que los valores encontrados son inferiores a los permisibles.

**Cuadro N° 4.10**  
**Resumen de los Resultado de los Ensayos Químicos**

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	pH	C.E ds/m	Cloruros (ppm)	Sulfatos (ppm)	Sales Solubles Totales (ppm)
C-1	M-1	0,50 – 2,50	8,05	0,39	63,90	103,96	247,68

## 4.7 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

De acuerdo a las investigaciones geotécnicas, efectuadas mediante la excavación de calicatas y los ensayos de Laboratorio, se establece el perfil estratigráfico siguiente:

El suelo de cobertura está formado por grava limosa, de color marrón, de ligera humedad, no presenta plasticidad, en estado medianamente suelto, con presencia de cantos rodados de TM 6" en un 20%, con porcentaje de finos mayor a 15% y tiene un espesor promedio de estrato de 1,50 m. El estrato subyacente es también una grava limosa, pero en estado medianamente denso, con presencia de un 15% de finos y con un 25% de cantos rodados y bolones.

## 4.8 ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

A continuación se presenta el análisis de cimentación, desarrollado sobre la base del resultado de la evaluación geotécnica. Asimismo, el análisis de la capacidad admisible del terreno de fundación, se realizó considerando el estado actual del suelo y el tipo de edificación proyectado.

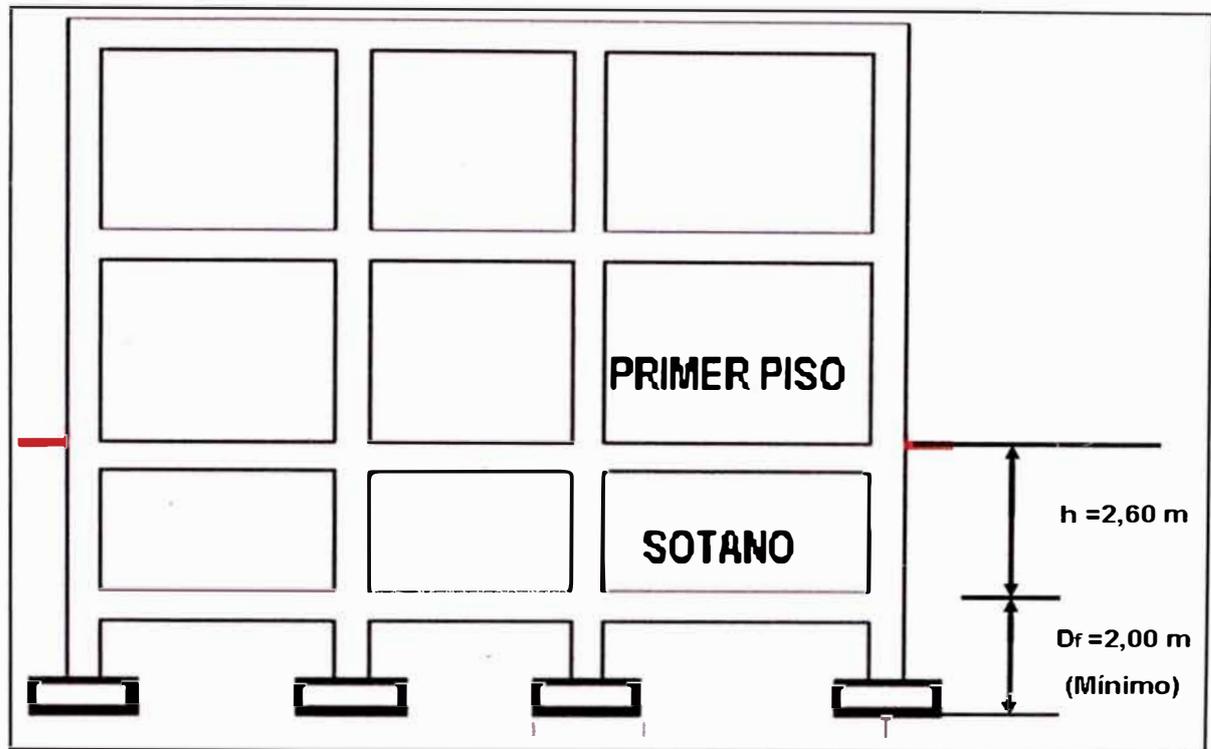
### 4.8.1 Profundidad de Cimentación

Tomando como base la estructura proyectada, las características geotécnicas del material; se recomienda cimentar en el estrato formado por grava limosa en estado medianamente denso. Para definir la profundidad de cimentación "Df" nos basamos en el Reglamento Nacional de Edificaciones, el cual considera para edificaciones con sótanos cimentadas en zapatas aisladas se debe considerar Df según:

El nivel de sótano es de -2,60 m sobre el nivel natural de terreno.

La profundidad de cimentación será de 2,00 m como mínimo, a partir del piso terminado del sótano.

Figura N° 4.3  
Profundidad de Cimentación para Edificios con Sótano



La profundidad de cimentación  $D_f$  establecida es en promedio  $2,0 \text{ m}$ . Por lo tanto nuestra estructura se cimentará a un nivel promedio de  $-4,60 \text{ m}$  como mínimo.

#### 4.8.2 Determinación de los Parámetros de Resistencia

Debido a la naturaleza friccionante del suelo de cimentación, no fue posible obtener muestras inalteradas, que nos permitan realizar ensayos especiales para determinar sus parámetros de resistencia; sin embargo se realizó un ensayo de corte directo en muestras alteradas remoldeadas al 100% de la densidad de campo, obteniendo un  $\phi = 31,1^\circ$  y una  $C = 0,08 \text{ Kg/cm}^2$ .

Por otro lado se tiene referencia de ensayos de corte directo insitu realizados por la Universidad Nacional de Ingeniería, sobre la grava de lima, donde se obtuvieron valores de  $\phi = 35^\circ$  a  $40^\circ$ ,  $c = 0,15$  a  $0,5 \text{ kg/cm}^2$  y  $\gamma = 2,2 \text{ ton/m}^3$ . También se recopiló los resultados de los estudios de estabilidad del acantilado de la Costa Verde realizado en 1997, donde se determinó  $\phi = 40^\circ$ ,  $c =$

0,55 kg/cm<sup>2</sup> y  $\gamma = 2,2 \text{ ton/m}^3$ . Adicionalmente, en el cruce a las avenidas Paseo de la República y Panamá se realizó un ensayo de corte directo in situ obteniéndose un valor de  $\phi = 40^\circ$  y  $c=0,20 \text{ kg/cm}^2$ .

En base a estos trabajos de investigación recopilados y las características del material encontrado en las investigaciones geotécnicas, para el presente estudio se adoptaron los siguientes parámetros de resistencia:

$$\phi = 35^\circ$$

$$C = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2,0 \text{ ton/m}^3$$

#### 4.8.3 Determinación del Modulo de Deformación

Las velocidades de propagación de las ondas P y S se expresan de la siguiente manera:

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\omega}{\rho}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{\omega}{\rho}}$$

donde:

$\lambda$  y  $\omega$  = Constantes de Lamé

$\rho$  = Densidad del Suelo

Las constantes elásticas dinámicas se expresan de la siguiente manera:

$$\mu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \left[ \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1 \right]}$$

$$E_d = 2(1 + \mu)G_d$$

$$G_d = \gamma V_s^2$$

donde:

$\mu$	=	Relación de Poisson
$E_d$	=	Módulo de Young para deformaciones pequeñas
$G_d$	=	Módulo de corte
$\gamma$	=	Densidad del suelo

Utilizando las formulaciones planteadas y los resultados obtenidos en el ensayo de Refracción Sísmica, se obtienen los siguientes resultados:

Cuadro N° 4.11

**Módulos de Deformación en Función de los Sondeos Sísmicos**

Prof.	$V_p$ (m/s)	$V_s$ (m/s)	$\mu$	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$E_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$G_d$ (T/m <sup>2</sup> )
0,0-1,5 m	408.00	400.00	0,25	2,0	8163,26	32653,1
1,5-6,5 m	754.00	550.00	0,25	2,0	15433,67	61734,7
6,5-15,0 m	1542.00	800.00	0,25	2,0	32653,06	130612,2

La experiencia ha demostrado que el valor del Módulo de Young es aproximadamente la décima parte del módulo dinámico por lo tanto, los módulos de deformación estática determinados para sector y profundidad son los siguientes:

Cuadro N° 4.12

**Modulo de Elasticidad en función de la Profundidad.**

Prof.	E (kg/cm <sup>2</sup> )
0,0-1,5 m	816,3
1,5-6,5 m	1543,3
6,5-15,0 m	3265,3

De los resultados, es importante notar que el modulo de elasticidad aumenta con la profundidad, para nuestro análisis, ya que la profundidad de cimentación estará en el rango de 4 a 6 m, se empleará el valor de E=1500 kg/cm<sup>2</sup>.

## 4.9 CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO

Se realizará los cálculos de la capacidad admisible del terreno para los tipos de cimentaciones representativos proyectados, cuyas dimensiones son: 2,50 x 2,80; 2,50 x 8,00 y 2,85 x 12,00. (ver plano P3 Cimentaciones del Anexo F).

### 4.9.1 Capacidad Admisible por Resistencia

La capacidad de carga se ha analizado usando la fórmula de Terzaghi y Peck (1967) con los parámetros de Vesic (1973),

$$q_u = S_c C N_c + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + S_q \gamma D_f N_q$$

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

Donde:

$q_u$	=	capacidad última de carga
$q_{ad}$	=	capacidad admisible de carga
$F_s$	=	factor de seguridad = 3
$\gamma$	=	peso unitario del suelo
$B$	=	Ancho de la cimentación,
$D_f$	=	profundidad de cimentación
$N_c, N_\gamma, N_q$	=	parámetros de capacidad portante en función de $\phi$
$S_c, S_\gamma, S_q$	=	factores de forma (Vesic, 1979),

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \left( \frac{B}{L} \right); \quad S_q = 1 + tg \phi \left( \frac{B}{L} \right); \quad S_c = 1 + \left( \frac{N_q}{N_c} \right) \times \left( \frac{B}{L} \right)$$

Tomando en cuenta estos criterios se obtienen los siguientes resultados:

Cuadro N° 4.13

**Capacidad Admisible por Resistencia.**

ZAPATA	B (m)	L (m)	$\phi$ (°)	C (kg/cm <sup>2</sup> )	D <sub>f</sub> (m)	$\gamma$ (g/c m <sup>3</sup> )		
							q <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	q <sub>ad</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )
Rectangular	2,50	2,80	35	0	1,00	2,00	18,1	6,0
					2,00	2,00	28,9	9,6
	2,50	8,00	35	0	1,00	2,00	18,0	6,0
					2,00	2,00	26,1	8,7
	2,85	12,00	35	0	1,00	2,00	19,4	6,5
					2,00	2,00	27,2	9,1

Estos valores de capacidad admisible serán verificados por el asentamiento permisible.

**4.9.2 Capacidad Admisible por Asentamiento**

Se ha adoptado el criterio de limitar el asentamiento de la cimentación, con el objeto de no ocasionar una distorsión angular ( $\partial = \delta/L$ ) mayor a 1/500, para de esta manera evitar la formación de grietas.

Donde :

$\partial$  :Distorsión Angular.

$\delta$  :Asentamiento Diferencial.

L :Longitud entre apoyos.( 5,50 m “distancia típica”)

Sabemos que:  $\partial = \delta/L < 1/500$  ,

$$\delta < L/500 ,$$

Del reglamento nacional de edificaciones, para suelos granulares

$\delta = 75\% S_i$  entonces:

$$75\% S_i < L/500$$

Por lo tanto:

$S < 1,47$  cm, siendo “S” el asentamiento máximo permitido.

Para el cálculo del asentamiento elástico "S<sub>i</sub>" se ha utilizado: la siguiente relación:

$$S_i = \frac{q_{ad} B (1 - \mu^2)}{E_s} \alpha$$

Donde:

- S<sub>i</sub> : Asentamiento producido
- μ : Coeficiente de Poisson
- lf : Factor de forma
- E<sub>s</sub> : Modulo de elasticidad
- q<sub>ad</sub> : Capacidad admisible
- B : Ancho de la cimentación
- α : En función a L/B (Ver figura N° 2.11).

Teniendo en cuenta lo expuesto se calculó la capacidad admisible de la cimentación limitándola al asentamiento máximo de 1,47 cm.

Cuadro N° 4.14

**Capacidad Admisible Limitada por Asentamiento**

B (m)	L (m)	E <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	μ	D <sub>f</sub> (m)	q <sub>ad</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Si (cm)	q <sub>u1</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Si(1) (cm)
2,50	2,80	1500	0,25	1,00	6,0	0,92	6,0	0,92
				2,00	9,6	1,48	9,5	1,45
2,50	8,00	1500	0,25	1,00	6,0	1,45	6,0	1,45
				2,00	8,7	2,10	6,0	1,45
2,85	12,00	1500	0,25	1,00	6,5	1,98	4,8	1,47
				2,00	9,1	2,77	4,8	1,47

Donde:

- D<sub>f</sub> : Profundidad de cimentación
- μ : Módulo de Poisson.
- E : Módulo de elasticidad
- q<sub>ad</sub> : Capacidad admisible de carga
- Si : Asentamiento probable.
- q<sub>ad</sub>(1) capacidad admisible controlado por asentamiento permisible

En el Anexo C, se presenta la hoja de cálculo de la capacidad admisible de suelos.

#### 4.10 COEFICIENTES DE EMPUJE DE SUELOS

El cálculo de los coeficientes activos y pasivos de los suelos se realizan según la siguientes relaciones:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 32/2) = 0,27$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) = \tan^2(45 + 32/2) = 3,69$$

Estos valores obtenidos se emplearán para el diseño de muros de sótanos, tanques, cisternas, etc.

#### 4.11 ATAQUE QUÍMICO DE LOS SUELOS

El suelo bajo el cual se cimienta toda estructura tiene un efecto agresivo a la cimentación. Este efecto está en función de la presencia de elementos químicos que actúan sobre el concreto y el acero de refuerzo, causándole efectos nocivos y hasta destructivos sobre las estructuras (sulfatos y cloruros principalmente). Sin embargo, la acción química del suelo sobre el concreto sólo ocurre a través del agua subterránea que reacciona con el concreto; de ese modo el deterioro del concreto ocurre bajo el nivel freático, zona de ascensión capilar ó presencia de agua infiltrado por otra razón (rotura de tuberías, lluvias extraordinarias, inundaciones, etc.).

Los principales elementos químicos a evaluar son los sulfatos y cloruros por su acción química sobre el concreto y acero del cimiento respectivamente. Los valores límites aceptables se presentan en el cuadro a continuación:

Cuadro N° 4.15

**Límites Permisibles**

Presencia en el Suelo de:	p.p.m	Grado de Alteración	Observaciones
*Sulfatos	0-1000 1000-2000 2000-20,000 >20,000	Leve Moderado Severo Muy Severo	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación
**Cloruros	>6,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos.
**Sales Soluble totales	>15,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problema de lixiviación

\* Comité ACI 318-83

\*\* Experiencia existente

De los resultados de los análisis químicos en muestras representativas del suelo extraído de las calicata C-1 se tiene que los niveles de agresividad del suelo no son importantes por lo que se recomienda utilizar cemento tipo I. Tampoco se requiere una protección especial de los elementos de armadura.

## CONCLUSIONES

- El área en el cual se proyecta la construcción del Edificio Multifamiliar Campo de Marte, geológicamente, se encuentra emplazado sobre el cono de deyección del río Rímac conformado por depósitos aluviales del cuaternario (Pleistoceno reciente). La potencia del cono deyección se estima en 300 m, localmente este material es conocido como la grava de Lima y como un excelente material de construcción.
- De acuerdo con el Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, de la Norma Técnica de Edificación E-030 y del Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas, presentado por Alva Hurtado (1984); el área de estudio se encuentra dentro de la zona de alta sismicidad (Zona 3), De acuerdo con la referida Norma NTE E-030, se recomienda adoptar los siguientes parámetros para el Diseño Sismorresistente de las estructuras:

Tipo de suelo : S1

Periodo Predominante ( $T_p$ ) : 0.4 segundos.

Factor de Suelo ( S ) : 1.2

Zona ( Z ) : 3

Para el análisis pseudo-estático se recomienda el valor  $\alpha = 0,21 g$ .

- Sobre la base de los registros de calicatas y ensayos de laboratorio, se establece el siguiente perfil estratigráfico:

El suelo de cobertura está formado por grava limosa, de color marrón, de ligera humedad, no presenta plasticidad, en estado medianamente suelto, con presencia de cantos rodados de TM 6" en un 20%, con porcentaje de finos mayor a 15% y tiene un espesor promedio de estrato de 1,50 m. El estrato subyacente es también una grava limosa, pero en estado medianamente denso, con presencia de un 15% de finos y un 25% de cantos rodados y bolones. Es importante recalcar que con las calicatas se investigaron hasta una profundidad de 2,50 m; por lo que fue necesario complementar las investigaciones con ensayos de Refracción Sísmica.

- A partir de prospecciones realizadas con métodos geofísicos como la Refracción Sísmica y el MASW, la geología y las calicatas realizadas, se elaboró el siguiente perfil sísmico:

Existe una capa superficial de 1,50 m de espesor, con velocidades promedio de propagación de ondas compresionales  $V_p$  de 408 m/s; lo que nos indica que la grava limosa esta en estado suelto. El estrato subyacente, formado también por el mismo tipo de suelo hasta la profundidad de 6,50 m ; tiene velocidades de propagación de ondas compresionales de 754 m/s, lo cual indica que el material se encuentra medianamente denso. El estrato mas profundo tiene velocidades del orden de 1542 m/s, lo que indica la presencia del material en estado denso.

- De los sondeos geofísicos de refracción y del método MASW se obtuvieron velocidades de onda compresionales y de corte en función de la profundidad, con estos se calcularon los módulos de corte y de Young dinámicos y en base a ellos se determinó el modulo de Young estático. que se emplea en los cálculos de asentamientos. En el siguiente cuadro se presentan los valores calculados.

Prof.	$V_p$ (m/s)	$V_s$ (m/s)	$E_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	E (kg/cm <sup>2</sup> )
0,0-1,5 m	408,00	400,00	8163,2	816,3
1,5-6,5 m	754,00	550,00	15433,6	1543,3
6,5-15,0 m	1542,00	800,00	32653,0	3265,3

Por ser el nivel de cimentación de  $-4,60$  a partir del terreno natural se empleó en los análisis el valor de  $E = 1500 \text{ kg/cm}^2$ .

- A partir de los resultados de los ensayos de campo y laboratorio, de investigaciones anteriores y en función a lo observado en los trabajos de campo se emplearon en el diseño los siguientes parámetros:

$$\phi = 35^\circ$$

$$C = 0.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = 2,0 \text{ ton/m}^3$$

- Los resultados de los análisis de capacidad admisible limitados por la distorsión angular máxima se presenta en el siguiente cuadro:

<b>B (m)</b>	<b>L (m)</b>	<b>E<sub>s</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>μ</b>	<b>D<sub>r</sub> (m)</b>	<b>q<sub>u1</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Si(1) (cm)</b>
2,50	2,80	<b>1500</b>	<b>0,25</b>	2,00	9,5	1,45
2,50	8,00	<b>1500</b>	<b>0,25</b>	2,00	6,0	1,45
2,85	12,00	<b>1500</b>	<b>0,25</b>	2,00	4,8	1,47

- Para el cálculo de los empujes del suelo que serán utilizados en el diseño de muros para sótanos, tanques cisternas etc., se podrá considerar los siguientes valores:

$K_a = 0,27$       Coeficiente de empuje activo.

$K_p = 3,69$       Coeficiente de empuje pasivo.

- De los resultados de los ensayos químicos se concluye que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde irá desplantada la cimentación de las estructuras proyectadas no contienen concentraciones considerables de sulfatos y cloruros, que podrían atacar al concreto y la armadura de la cimentación. Por lo Tanto el cemento a usar para la cimentación será el Tipo I, de uso general.

## RECOMENDACIONES

- El Reglamento Nacional de Edificaciones, exige que como mínimo, para una cimentación de ancho B, la profundidad de investigación sea de 1,5 B por debajo de la profundidad de cimentación. Por lo que se recomienda para complementar el estudio realizar calicatas o perforaciones hasta de 10 m de profundidad.
- Para el estudio, se realizó un ensayo de refracción sísmica y un ensayo empleando el Método MASW. Para complementar esta investigación se recomienda realizar una serie de investigaciones geofísicas que cubran el área de estudio.
- Se determinaron los parámetros de resistencia, cohesión y ángulo de fricción interna, a partir del ensayo de corte directo en laboratorio, sin embargo, este ensayo se realiza a la matriz del suelo, por lo que no representan necesariamente su comportamiento. Se recomienda la realización de ensayos de corte directo a escala o en su defecto la realización del ensayo in situ.
- La capacidad admisible del suelo, no solo depende de la calidad y tipo de suelo, si no también, de la profundidad y ancho de cimentación, es decir, este valor no es único y se deberá recalcular para las dimensiones de los cimientos.
- En caso de encontrar material de relleno a la profundidad mínima de cimentación recomendada, se deberá realizar una sobre excavación hasta encontrar un suelo de buenas características, pudiendo utilizar falsas zapatas de concreto pobre para alcanzar el nivel de cimentación.
- En base a las características estructurales de las edificaciones proyectadas, se recomienda utilizar cimientos superficiales tales como zapatas aisladas armadas, zapatas conectadas y/o zapatas corridas armadas.

## BIBLIOGRAFÍA

Alfonso A., Paúl G., Alfonso P. Evaluación Indirecta de los Módulos elásticos de Rigidez in situ y la Relación entre  $V_p/v_s$  y el Ángulo de Fricción Interna, Publicación Técnica No. 225, Sanfandila, Qro, 2003.

Alva Hurtado J. (1992), "Mecánica de suelos aplicada a cimentaciones", Capítulo de Estudiantes ACI-UNI, Lima.

Das Braja, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Internacional Thomsom Editores.

Das Braja, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Internacional Thomsom Editores.

Giselle Linares M., Introducción Y Aplicación del Método de Sísmica de Microtremores En Áreas Urbanas (2005), Sartenejas – México.

Lambe T.W. y Whitman R.V. (1969), "Soil Mechanics", John Wiley, New York.

Reglamento Nacional de Construcciones (2002)", "Norma técnica de edificaciones E-30-diseño sismorresistente", Lima - Perú.

Reglamento Nacional de Cimentaciones (2002), "Norma E-050 de suelos y cimentaciones", Lima- Perú.

Steven Kramer, Geotechnical Earthquake Engineering, University of Washington.

Terzaghi K. y Peck R.B. (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley, New York.

Vesic A. (1973), "Análisis de la capacidad de carga de cimentaciones superficiales", JSMFED, ASCE, Vol. 99.

**ANEXOS**

**ANEXO A: REGISTRO DE EXCAVACIÓN DE  
CALICATAS**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

**REGISTRO DE EXCAVACIÓN**

**CALICATA : C-01**

PROYECTO : Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Inmobiliario de Vivienda.  
 UBICACIÓN : Jesús Maria - Lima  
 FECHA : 11/07/08

REALIZADO : YSE  
 REVISADO : YSE  
 FECHA DE EXCAVACIÓN : 06/07/2008  
 PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 2.50  
 PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : NA

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCIÓN DEL SUELO Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compacidad / consistencia; Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS	GRANULOMETRIA			L.L.	L.P.	H.N.	Nº DE MUESTRA
				<	0.075	4.750				
				mm	mm	mm				
			AASHTO	0.075	a	a	%	%	%	
				mm	4.750	75				
					mm	mm				

0.50	0.50	Material de cobertura: Suelo formado por grava limosa, de color marrón claro, de baja humedad, no presenta palsticidad, de densidad media y con presencia de bolonerias de TM 6" en un 25%.	GM							S/M
1.00	1.00									
1.50	1.50	Depósito aluvial, conformado por grava limosa con arena, de color marrón claro, de baja humedad, no plástica, de densidad media y con presencia de bolonerias sub-redondeadasde TM 8" en un 25%.	GM	14.9	20.4	64.7	-	-	5.31	M-1
2.00	2.00									
2.50	2.50									

OBSERVACIONES : Se infiere que continua el mismo suelo en profundidad y compacidad.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

CALICATA : C-02

PROYECTO : Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Inmobiliario de Vivienda.  
 UBICACIÓN : Jesús María - Lima

REALIZADO : YSE  
 REVISADO : YSE  
 FECHA DE EXCAVACIÓN : 06/07/2008  
 PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 2.50  
 PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : NA

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCIÓN DEL SUELO Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactación / consistencia; Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS	GRANULOMETRIA			LL	L.P.	H.N.	N° DE MUESTRA
				<	0.075	4.750				
				mm	mm	mm				
			AASHTO	0.075	4.750	75	%	%	%	

0.40		Material de cobertura: Suelo formado por grava limosa, de color marrón claro, de baja humedad, no presenta palsticidad, de densidad media y con presencia de bolonerias de TM 6" en un 25%.	GM							S/M
0.50										0.50
1.00		Depósito aluvial, conformado por grava limosa con arena, de color marrón claro, de baja humedad, no plástica, de densidad media y con presencia de bolonerias sub-redondeadasde TM 8" en un 25%.	GM	15.1	23.5	61.4	-	-	6.86	M-1
1.50										1.50
2.00										2.00
2.50										2.50

OBSERVACIONES : Se infiere que continua el mismo suelo en profundidad y compactidad.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

REGISTRO DE EXCAVACIÓN

CALICATA : C-03

PROYECTO : Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Inmobiliario de Vivienda.  
 UBICACIÓN : Jesús María - Lima  
 FECHA :

REALIZADO : YSE  
 REVISADO : YSE  
 FECHA DE EXCAVACIÓN : 06/07/2008  
 PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 2.50  
 PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : NA

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCIÓN DEL SUELO Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compacidad / consistencia; Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS	GRANULOMETRIA			L.L.	L.P.	H.N.	Nº DE MUESTRA
				< 0.075 mm	0.075 a 4.750 mm	4.750 mm				
			AASHTO	mm	75 mm	%	%	%		

0.50 0.60	Material de cobertura: Suelo formado por grava limosa, de color marrón claro, de baja humedad, no presenta palsticidad, de densidad media y con presencia de bolonerias de TM 6" en un 25%.	GM							S/M
1.00 1.50 2.00 2.50	Depósito aluvial, conformado por grava limosa con arena, de color marrón claro, de baja humedad, no plástica, de densidad media y con presencia de bolonerias sub-redondeadasde TM 8" en un 25%.	GM	15.1	21.4	63.5	-	-	6.12	M-1

OBSERVACIONES : Se infiere que continua el mismo suelo en profundidad y compacidad.

## **ANEXO B: ENSAYOS DE LABORATORIO**

Informe N° LG-07-044

Fecha de Emisión : 11/07/2008

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 074100  
PROYECTO : Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Inmobiliario de Vivienda

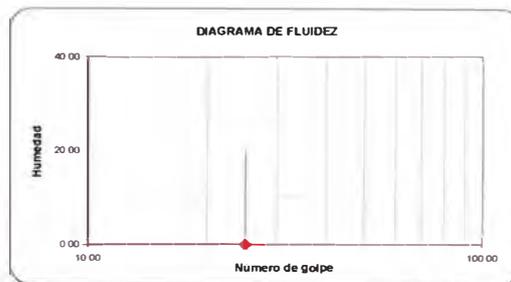
UBICACIÓN : Jesús Maria - Lima

F. de Recepción : 07/07/2008

F. de Ejecución : 08/07/2008

SONDAJE	C - 1		
MUESTRA	M - 1		
PROFUNDIDAD (m)	0.50 - 2.50		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla		% que pasa
	N°	Abertura (mm)	
	3 "	76.200	100.0
	2 "	50.800	84.4
	1 1/2 "	38.100	75.6
	1 "	25.400	64.4
	3/4 "	19.100	57.4
	3/8 "	9.520	44.6
	N° 4	4.760	35.3
	N° 10	2.000	30.6
	N° 20	0.840	28.7
	N° 40	0.425	24.4
	N° 60	0.250	19.1
N° 140	0.106	15.4	
N° 200	0.075	14.9	
Contenido de Humedad	ASTM-D2216 (%)	5.31	
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318 (%)	-	
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318 (%)	NP	
Índice Plástico (IP)	(%)	-	
Clasificación (S.U.C.S.)	ASTM-D2487	GM	
Clasificación (AASHTO)	ASTM-D3282	A-1-a	
Índice de Grupo		0	

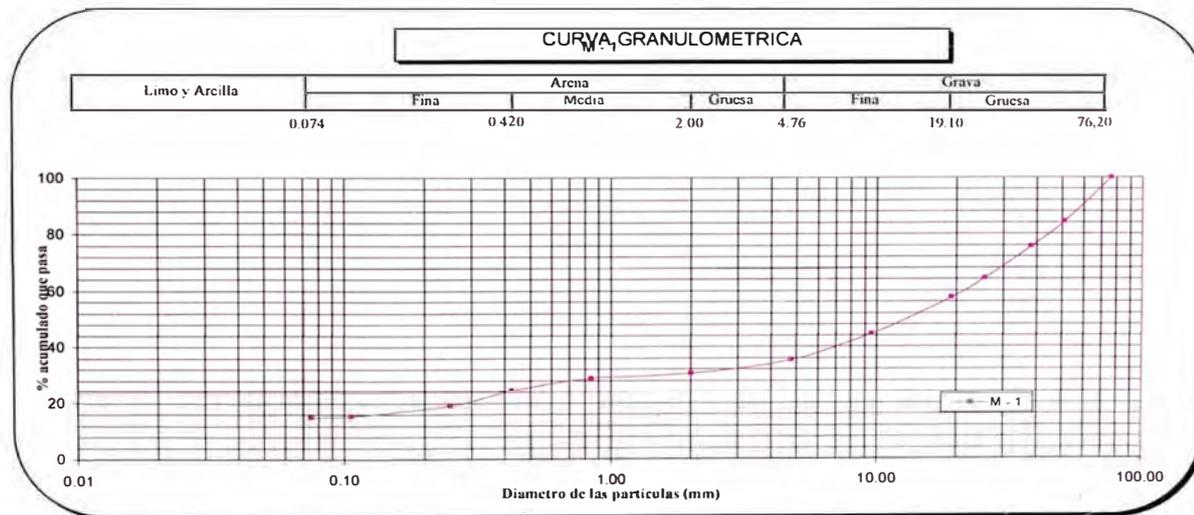
Nombre de grupo : Grava limosa con arena



Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	42.6	64.7
	GF%	22.1	
% Arena	AG%	4.7	20.4
	AM%	6.2	
	AF%	9.5	
% Finos			14.9

Observaciones:



Realizado : H.S.M.  
Revisado : J.C.M.

HC Versión 03

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 074100  
PROYECTO : Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Inmobiliario de Vivienda

UBICACIÓN : Jesús Maria - Lima

F. de Recepción : 07/07/2008  
F. de Ejecución : 08/07/2008

SONDAJE	C - 2		
MUESTRA	M - 1		
PROFUNDIDAD (m)	0.40 - 2.00		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422  PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla		% que pasa
	N°	Abertura (mm)	
	3 "	76.200	100.0
	2 "	50.800	86.5
	1 1/2 "	38.100	77.8
	1 "	25.400	68.9
	3/4 "	19.100	59.5
	3/8 "	9.520	45.9
	N° 4	4.760	38.6
	N° 10	2.000	34.3
	N° 20	0.840	32.5
	N° 40	0.425	25.3
	N° 60	0.250	19.4
N° 140	0.106	15.6	
N° 200	0.075	15.1	
Contenido de Humedad ASTM-D2216 (%)	6.86		
Límite Líquido (L.L.) ASTM-D4318 (%)	-		
Límite Plástico (L.P.) ASTM-D4318 (%)	NP		
Índice Plástico (IP) (%)	-		
Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	GM		
Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-a		
Índice de Grupo	0		

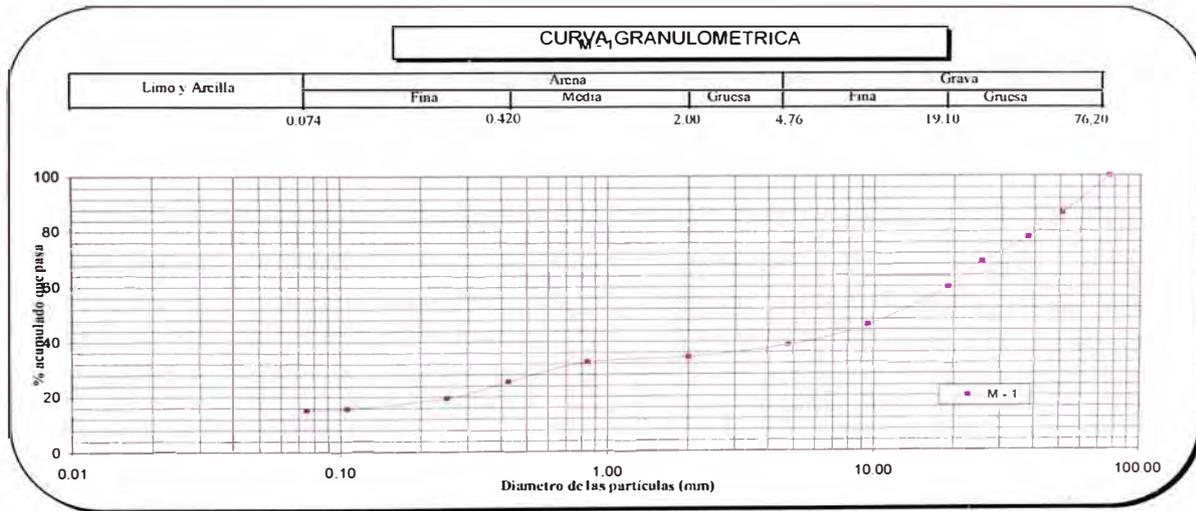


Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	40.5	61.4
	GF%	21.0	
% Arena	AG%	4.2	23.5
	AM%	9.1	
% Finos	AF%	10.2	15.1

Nombre de grupo : Grava limosa con arena

Observaciones:



Realizado : H.S.M.  
Revisado : J.C.M.

HC Versión 03

<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F5-S Revisión : 0 Aprobado : CC-LGC Fecha : 05/06/2007 Página : 1 de 1
	<b>INFORME RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Fecha de Emisión : 11/07/2008

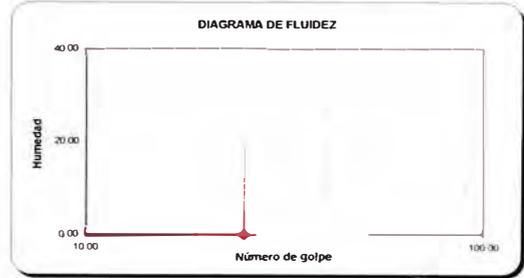
Informe N° LG-07-044

**ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN**

**COD. PROY.** : 074100  
**PROYECTO** : Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Inmobiliario de Vivienda  
**UBICACIÓN** : Jesús Maria - Lima

**F. de Recepción** : 07/07/2008  
**F. de Ejecución** : 08/07/2008

SONDAJE	C - 3		
MUESTRA	M - 1		
PROFUNDIDAD (m)	0.60 - 2.50		
ANALISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla		% que pasa
	Nº	Abertura (mm)	
	3 "	76.200	100.0
	2 "	50.800	86.5
	1 1/2 "	38.100	76.8
	1 "	25.400	66.7
	3/4 "	19.100	54.6
	3/8 "	9.520	43.9
	Nº 4	4.760	36.5
	Nº 10	2.000	32.3
	Nº 20	0.840	30.5
	Nº 40	0.425	23.9
	Nº 60	0.250	19.4
Nº 140	0.106	15.6	
Nº 200	0.075	15.1	
Contenido de Humedad ASTM-D2216 (%)			6.12
Límite Líquido (LL) ASTM-D4318 (%)			-
Límite Plástico (LP) ASTM-D4318 (%)			NP
Índice Plástico (IP) (%)			-
Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487			GM
Clasificación (AASHITO) ASTM-D3282			A-1-a
Índice de Grupo			0

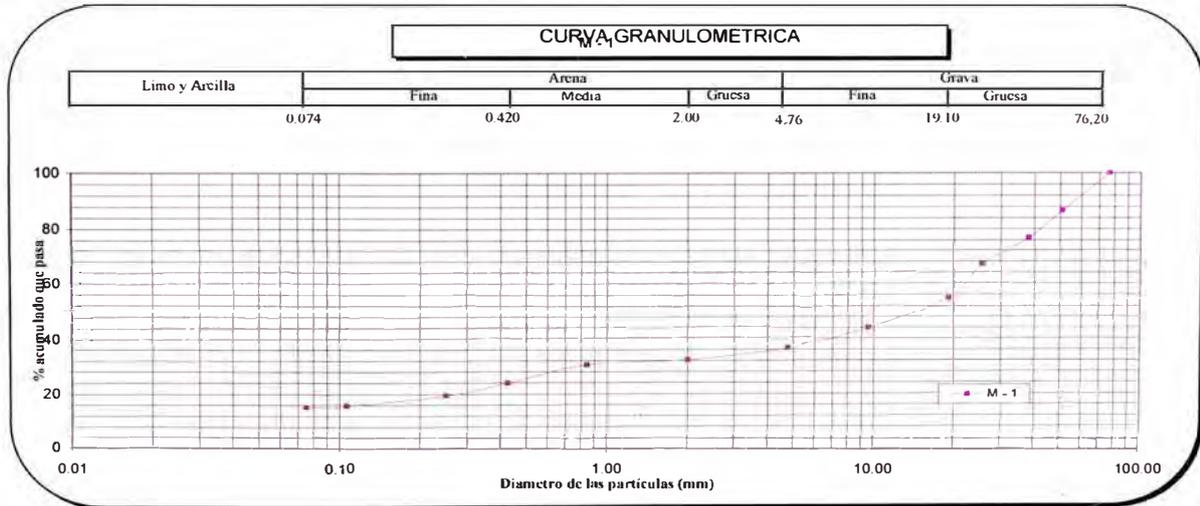


Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	45.4	63.5
	GF%	18.1	
% Arena	AG%	4.2	21.4
	AM%	8.4	
% Finos	AF%	8.8	15.1

Nombre de grupo : Grava limosa con arena

Observaciones: \_\_\_\_\_



**Realizado** : H.S.M.  
**Revisado** : J.C.M.

HC Versión 03

**ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO MÉTODO DEL BALÓN  
NTP 339.256 / ASTM D2167**

PROYECTO : Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Inmobiliario de Vivienda

REVISADO : Yeric Silva Espinoza

UBICACIÓN : Jesús Maria - Lima

FECHA : Julio del 2008

DENSIDAD HUMEDA				
CALICATA / MUESTRA PROFUNDIDAD (m) SUCS	C-1/M-1			
	2.00			
	GM			
Fecha del ensayo		06/07/2008		
Peso del material extraido	g	10503.00		
Volumen anillo + hoyo	g	7511.00		
Volumen del anillo	g	2149.00		
Densidad del agua	g/cm <sup>3</sup>	1.00		
Volumen del material extraido	cm <sup>3</sup>	5362.00		
<b>Densidad Húmeda</b>	<b>gr/cm<sup>3</sup></b>	<b>1.96</b>		

CONTENIDO DE HUMEDAD				
Peso recipiente + suelo húmedo	g	2053.20		
Peso recipiente + suelo seco	g	2015.70		
Peso de agua	g	37.50		
Peso de recipiente	g	232.10		
Peso de suelo seco	g	1783.60		
<b>Contenido de humedad</b>	<b>%</b>	<b>2.10</b>		
<b>Contenido de humedad promedio.</b>	<b>%</b>	<b>2.10</b>		

RESULTADOS				
Densidad húmeda	gr/cm <sup>3</sup>	1.96		
Contenido de humedad	%	2.10		
Densidad seca	gr/cm <sup>3</sup>	1.92		

SOLICITANTE : Yeric Silva Espinoza

PROYECTO : Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Inmobiliario de Vivienda

UBICACIÓN : Jesús María - Lima

FECHA DE RECEPCIÓN : 07/07/2008

FECHA DE EJECUCIÓN : 08/07/2008

FECHA DE EMISIÓN : 11/07/2008

SONDAJE : C-1

MUESTRA : M - 1

PROF. (m) : 0.50 - 2.50

ESTADO DE LA MUESTRA : Remoldeado

Clasf. (SUCS) : GM // Grava limosa con arena

VELOCIDAD DE ENSAYO : 0.20

DATOS DEL ESPECÍMEN		ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
Esfuerzo Normal (kg/cm <sup>2</sup> )		1.00		2.00		4.00	
Etapa		Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (cm)		6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Lado (cm)		2.00	1.99	2.00	1.98	2.00	1.97
Peso húmedo (g)		140.80	143.60	140.80	143.60	140.80	143.60
Peso seco (g)		137.90	137.90	137.90	137.90	137.90	137.90
Humedad (%)		2.90	5.70	2.90	5.70	2.90	5.70
Densidad Húmeda (g/cm <sup>3</sup> )		1.96	2.00	1.96	2.01	1.96	2.02
Densidad Seca (g/cm <sup>3</sup> )		1.92	1.92	1.92	1.93	1.92	1.94
Deformación vertical (dial)							

Deformación Tangencial (%)	ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
	Deformación Tangencial (dial)	Esfuerzo de Corte (dial)	Deformación Tangencial (dial)	Esfuerzo de Corte (dial)	Deformación Tangencial (dial)	Esfuerzo de Corte (dial)
0.00	0	0	0	0.0	0	0.0
0.03	3	10.0	3	12.0	3	15.0
0.06	6	17.0	6	24.0	6	31.0
0.15	15	60.0	15	79.0	15	84.0
0.30	30	100.0	30	160.0	30	233.0
0.45	45	110.0	45	200.0	45	299.0
0.60	60	110.5	60	212.5	60	335.0
0.75	75	108.0	75	217.0	75	355.0
0.90	90	103.0	90	217.0	90	365.0
1.20	120	95.0	120	210.0	120	369.0
1.50	150	87.0	150	200.0	150	365.0
1.80	180	82.0	180	190.0	180	351.0
2.10	210	77.0	210	181.0	210	340.0
2.40	240	74.0	240	175.0	240	328.0
2.70	270	72.0	270	170.0	270	320.0
3.00	300	71.0	300	168.0	300	315.0
3.60	360	69.0	360	167.0	360	300.0
4.20	420	69.0	420	167.0	420	294.0
4.80	480	68.9	480	167.0	480	292.0
5.40	540	68.7	540	167.0	540	292.0
6.00	600	68.6	600	167.0	600	292.0
6.60	660	68.5	660	167.0	660	291.0
7.20	720	68.4	720	167.0	720	291.0
7.80	780	68.3	780	167.0	780	291.0
8.40	840	68.2	840	167.0	840	291.0
9.00	900	68.1	900	167.0	900	291.0

 Observaciones : Se ha remoldeado a la densidad seca 1.92 g/cm<sup>3</sup> y contenido de humedad 2.10 % (Material que pasa el tamiz N° 4).

Realizado : H.S.M.

Revisado : J.D.C.M.

Ubicación de contra-muestras :

Equipo utilizado	Código

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO  
ASTM D-3080**
**PROYECTO :** Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Inmobiliario de  
Vivienda

**UBICACIÓN :** Jesús María - Lima

**FECHA DE RECEPCIÓN** 07/07/08

**FECHA DE EJECUCIÓN** 08/07/2008

**FECHA DE EMISIÓN** 11/07/2008

**SONDAJE :** C-1

**MUESTRA :** M - 1

**PROF. (m) :** 0.50 - 2.50

**ESTADO DE LA MUESTRA** Remoldeado

**Clasf. (SUCS):** GM // Grava limosa con arena

**VELOCIDAD DE ENSAYO** 0.2 mm/mint.

DATOS		ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
Esfuerzo Normal	(kg/cm <sup>2</sup> )	1.00		2.00		4.00	
Etapa		Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura	(cm)	2.00	1.99	2.00	1.98	2.00	1.97
Lado	(cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Densidad Húmeda	(g/cm <sup>3</sup> )	1.96	2.00	1.96	2.01	1.96	2.02
Humedad	(%)	2.10	4.13	2.10	4.13	2.10	4.13
Densidad Seca	(g/cm <sup>3</sup> )	1.92	1.92	1.92	1.93	1.92	1.94

ESPECIMEN 01			ESPECIMEN 02			ESPECIMEN 03		
Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte		Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte		Deform. Tangencial (%)	Esfuerzo de Corte	
	Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado (kg/cm <sup>2</sup> )		Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado (kg/cm <sup>2</sup> )		Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado (kg/cm <sup>2</sup> )
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.08	0.08	0.05	0.10	0.05	0.05	0.13	0.03
0.10	0.14	0.14	0.10	0.20	0.10	0.10	0.26	0.06
0.25	0.50	0.50	0.25	0.66	0.33	0.25	0.70	0.18
0.50	0.84	0.84	0.50	1.34	0.67	0.50	1.95	0.49
0.75	0.92	0.92	0.75	1.68	0.84	0.75	2.51	0.63
1.00	0.93	0.93	1.00	1.79	0.89	1.00	2.82	0.70
1.25	0.91	0.91	1.25	1.83	0.92	1.25	3.00	0.75
1.50	0.87	0.87	1.50	1.84	0.92	1.50	3.09	0.77
2.00	0.81	0.81	2.00	1.79	0.89	2.00	3.14	0.78
2.50	0.74	0.74	2.50	1.71	0.85	2.50	3.12	0.78
3.00	0.70	0.70	3.00	1.63	0.82	3.00	3.02	0.75
3.50	0.66	0.66	3.50	1.56	0.78	3.50	2.94	0.73
4.00	0.64	0.64	4.00	1.52	0.76	4.00	2.85	0.71
4.50	0.63	0.63	4.50	1.48	0.74	4.50	2.79	0.70
5.00	0.62	0.62	5.00	1.47	0.74	5.00	2.76	0.69
6.00	0.61	0.61	6.00	1.48	0.74	6.00	2.66	0.66
7.00	0.62	0.62	7.00	1.50	0.75	7.00	2.63	0.66
8.00	0.62	0.62	8.00	1.51	0.76	8.00	2.64	0.66
9.00	0.63	0.63	9.00	1.53	0.76	9.00	2.67	0.67
10.00	0.64	0.64	10.00	1.55	0.77	10.00	2.70	0.68
11.00	0.64	0.64	11.00	1.56	0.78	11.00	2.72	0.68
12.00	0.65	0.65	12.00	1.58	0.79	12.00	2.76	0.69
13.00	0.65	0.65	13.00	1.60	0.80	13.00	2.79	0.70
14.00	0.66	0.66	14.00	1.62	0.81	14.00	2.82	0.70
15.00	0.67	0.67	15.00	1.64	0.82	15.00	2.85	0.71

**Observaciones**

 Se ha remoldeado a la densidad seca 1.92 g/cm<sup>3</sup> y contenido de humedad 2.10 % (Material que pasa el tamiz N° 4).

**Realizado** H.S.M.

**Revisado** J.D.C.M.

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**  
ASTM - D3080

**CÓDIGO DE PROYECTO**

PROYECTO : Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Inmobiliario de Vivienda

UBICACIÓN : Jesús María - Lima

Sondaje : C-1

Muestra : M - 1

Prof. (m) : 0.50 - 2.50

Clasificación SUCS : GM // Grava limosa con arena

Estado de la Muestra : Remoldeado

Nº DE INFORME

FECHA DE RECEPCIÓN : 07/07/2008

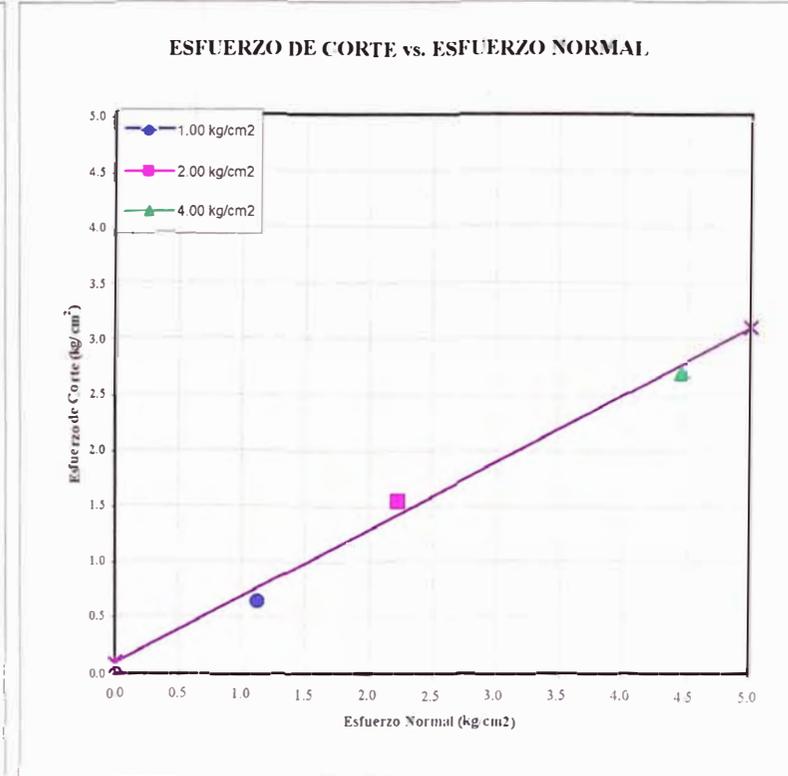
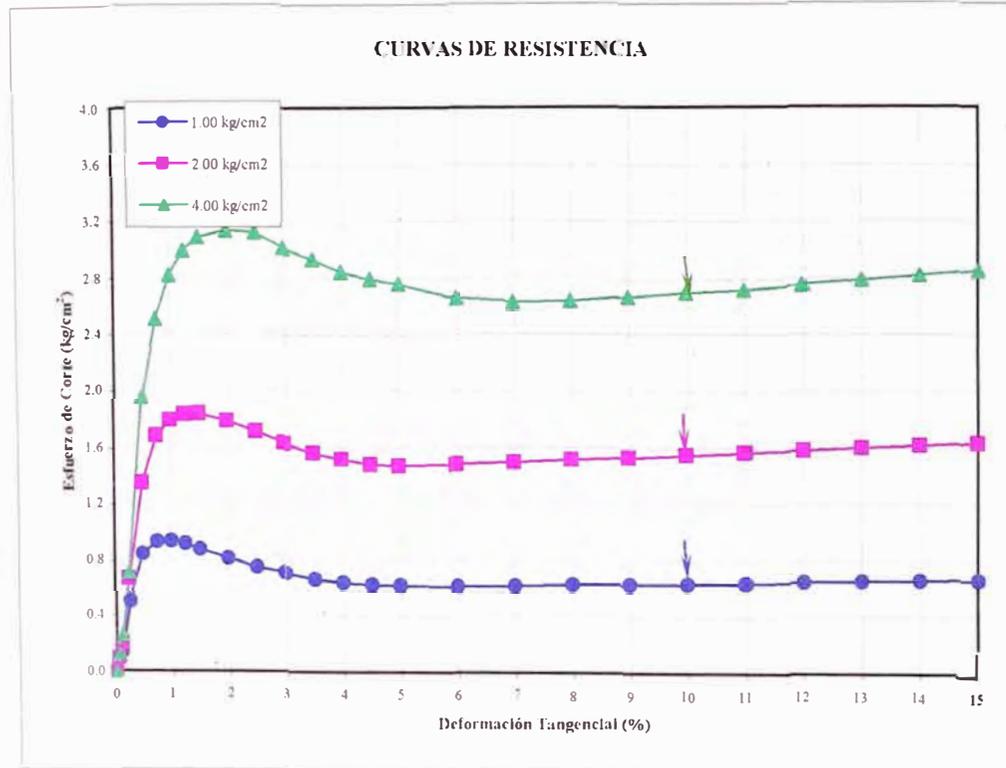
FECHA DE EJECUCIÓN : 08/07/2008

FECHA DE EMISIÓN : 11/07/2008

**RESULTADOS:**

$C' = 0.08 \text{ kg/cm}^2$

$\phi' = 31.1^\circ$



Observación : Se ha remoldeado a la densidad seca 1.92 g/cm<sup>3</sup> y contenido de humedad 2.10 % (Material que pasa el tamiz Nº 4).

Realizado : H.S.M.

Revisado : J.D.C.M.

 <b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G6-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS</b>	Revisión : 0 Aprobado : CC-LGC Fecha : 11/07/2008 Página : 1 de 1

ANÁLISIS QUÍMICO EN SUELO - AGUA  
 NTP 339.152 / ASTM D 1889, NTP 339.176 / ASTM D 4972/ ASTM D 1293,  
 NTP 339.177/ ASTM D 512, NTP 339.178/ ASTM D 516

**SOLICITANTE** : Yeric Silva Espinoza  
**PROYECTO** : Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto  
 : Inmobiliario de Vivienda  
**UBICACIÓN** : Jesús María - Lima

**FECHA DE EJECUCIÓN** : 08/07/2008

SONDAJE	Muestra	Profundidad (m)	pH	C.E. ds/m	SST ppm	CLORUROS ppm	SULFATOS ppm
C - 1	M - 1	0.50 - 3.50	8.05	0.387	247.7	63.9	104.0

Observaciones : \_\_\_\_\_ 0  
 \_\_\_\_\_ 0

Realizado : H.S.M.  
 Revisado : J.C.M.

## **ANEXO C: ANÁLISIS DE CAPACIDAD ADMISIBLE**

CAPACIDAD ADMISIBLE DE SUELOS

PROYECTO : Estudio de Suelos con fines de Cimentación para el Proyecto Inmobiliario de Vivienda

UBICACIÓN : Jesús María - Lima

REVISADO : Ing. Yeric Silva E.

FECHA : 11/07/2008

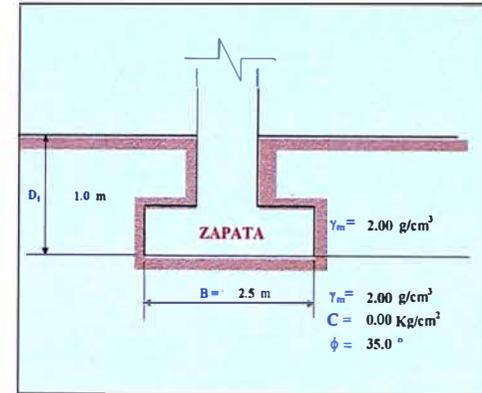
CIMENTACIÓN DE BUZONES SOBRE ARENAS DENSAS

CAPACIDAD ADMISIBLE POR RESISTENCIA

Cimentación Rectangular

Cohesión	C	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	Kg/cm <sup>2</sup>
Angulo de fricción	φ	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	35.0	°
Peso unitario del suelo sobre el nivel de fundación	γ <sub>m</sub>	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	g/cm <sup>3</sup>
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	γ <sub>m</sub>	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	g/cm <sup>3</sup>
Ancho de la cimentación	B	2.50	2.50	2.50	2.50	2.85	2.85	m
Largo de la cimentación	L	2.80	2.80	8.00	8.00	12.00	12.00	m
Profundidad de la cimentación	D <sub>r</sub>	1.0	2.0	1.0	2.0	1.0	2.0	m
Factor de seguridad	FS	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	
Capacidad última de carga	q <sub>ult</sub>	18.1	28.9	18.0	26.1	19.4	27.2	Kg/cm <sup>2</sup>
Capacidad admisible de carga	q <sub>adm</sub>	6.0	9.6	6.0	8.7	6.5	9.1	Kg/cm <sup>2</sup>

$$q_{ult} = CN_c S_c + \frac{1}{2} \gamma B S_\gamma N_\gamma + \gamma D_r S_q N_q$$



CAPACIDAD ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO

Cimentación Rectangular

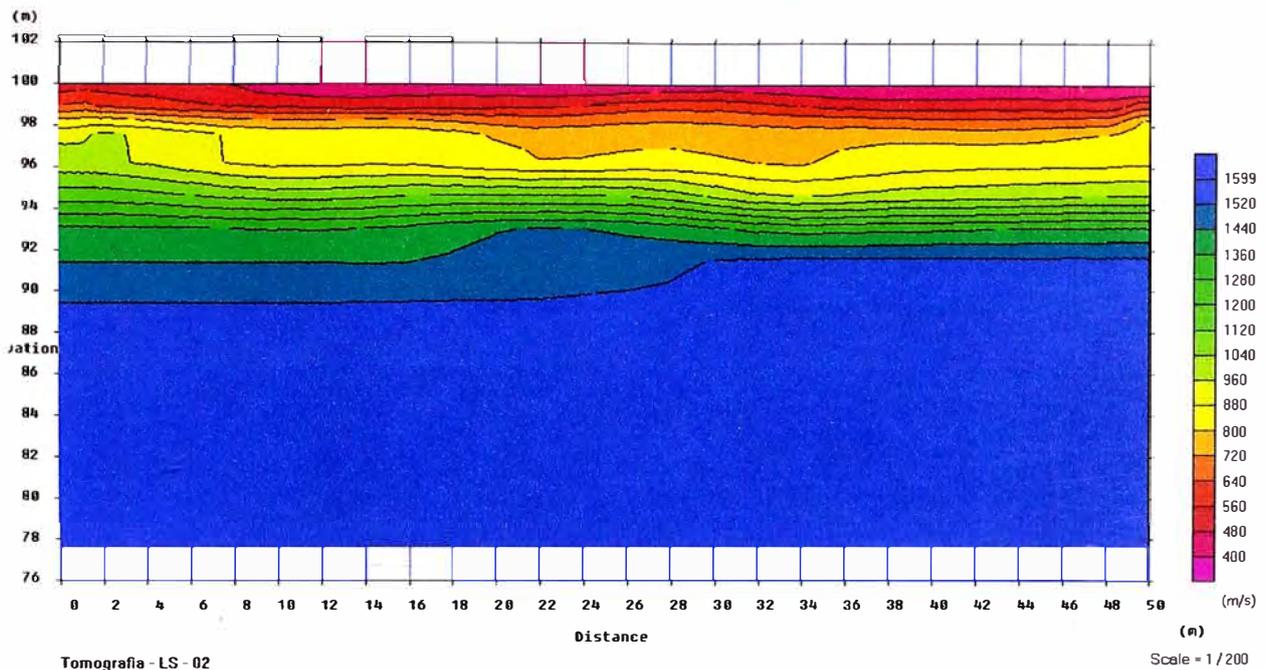
Presión por carga admisible	q <sub>adm</sub>	6.0	9.6	6.0	8.7	6.5	9.1	Kg/cm <sup>2</sup>
Relación de Poisson	μ	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	
Módulo de Elasticidad	E <sub>s</sub>	1500	1500	1500	1500	1500	1500	Kg/cm <sup>2</sup>
Asentamiento permisible	S <sub>i (max)</sub>	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	1.47	cm
Ancho de la cimentación	B	2.50	2.50	2.50	2.50	2.85	2.85	m
Factor de forma	I <sub>r</sub>	0.98	0.98	1.54	1.54	1.72	1.72	m/m
Asentamiento	S <sub>i</sub>	0.009	0.015	0.014	0.014	0.015	0.015	m
Asentamiento	S <sub>i</sub>	0.92	1.45	1.45	1.45	1.47	1.47	cm
Presión por carga	q <sub>adm</sub>	6.0	9.6	6.0	8.7	6.5	9.1	Kg/cm <sup>2</sup>
	S <sub>i (cm)</sub>	0.92	1.48	1.45	2.10	1.98	2.77	
		OK!	Sup al perm	OK!	Sup al perm	Sup al perm	Sup al perm	
Presión de carga asumida por asentamiento	q <sub>adm</sub>	6.0	9.5	6.0	6.0	4.8	4.8	Kg/cm <sup>2</sup>
	S <sub>i (cm)</sub>	0.92	1.45	1.45	1.45	1.47	1.47	
		OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	

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

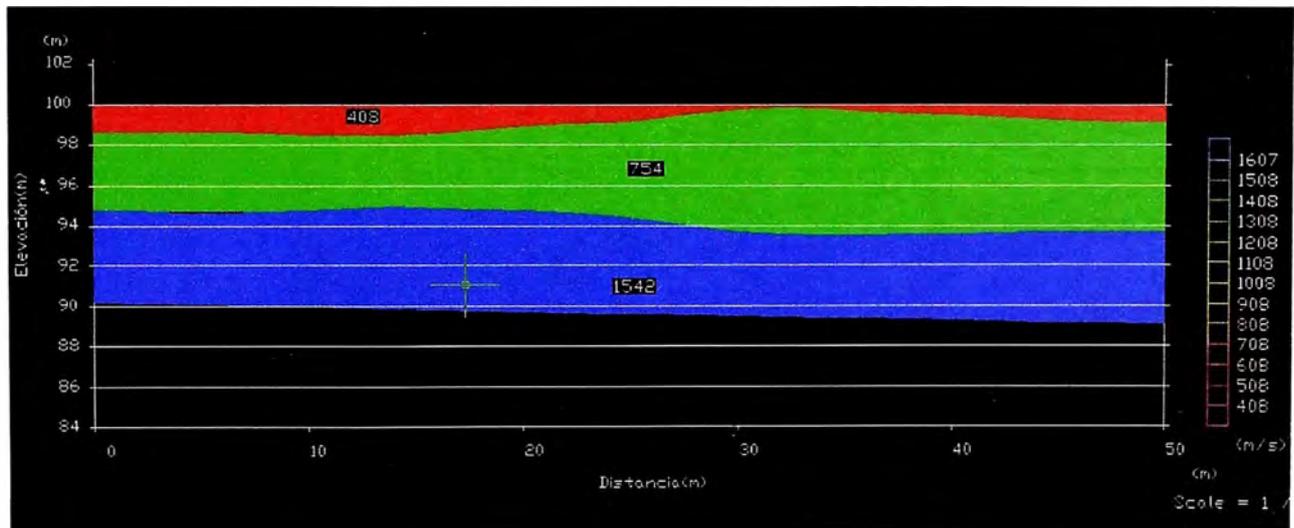
$$I_f = \sqrt{\frac{L}{B}}$$

## **ANEXO D: SONDEOS GEOFÍSICOS**

## REFRACCIÓN SÍSMICA



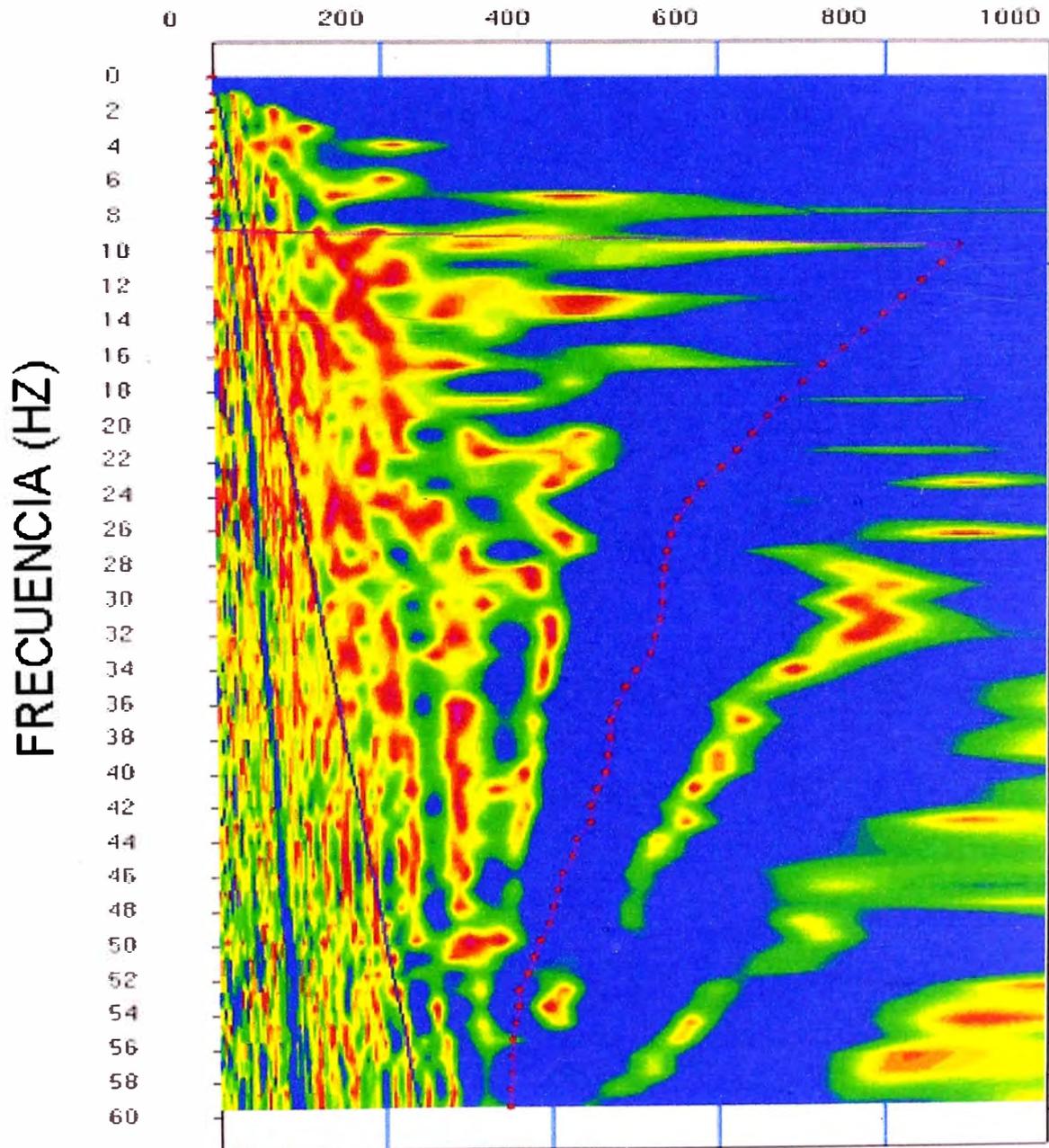
**Tomografía:** En ella se presenta el cambio de las velocidades de onda compresionales en función a la profundidad. Es decir cada color esta asociado a áreas de igual velocidad VP.



**Perfil Sísmico:** En esta gráfica se muestran estratos de velocidades de onda similares.

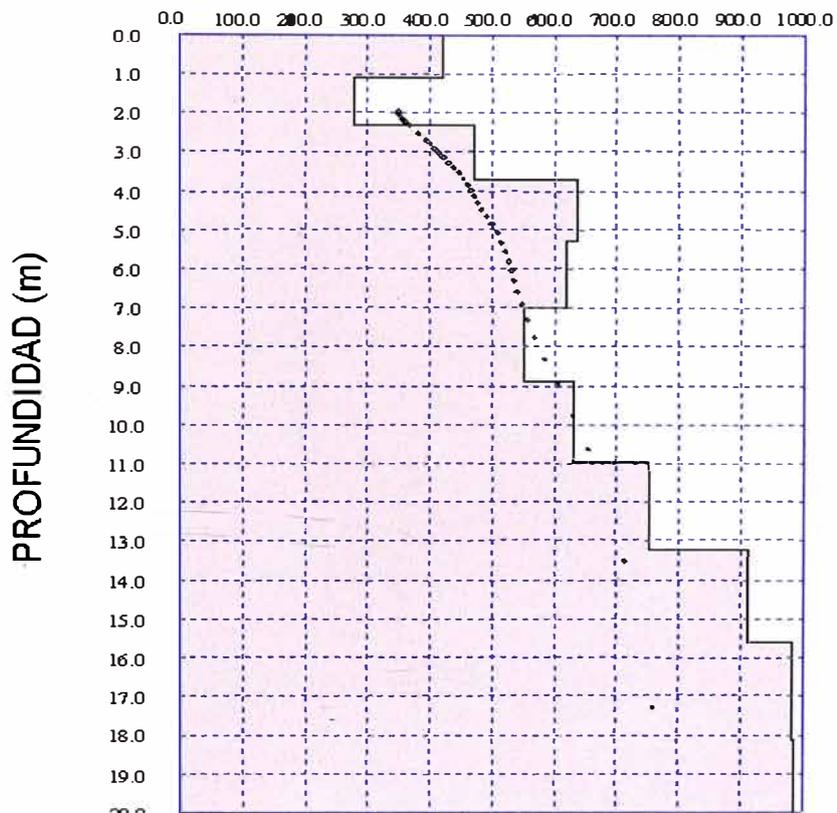
## MÉTODO MASW

### VELOCIDAD DE FASE (M/S)



Curva de Dispersión Promedio.

### VELOCIDAD DE CORTE (m/s)



En el cuadro se aprecia las velocidades de corte promedio en función a la profundidad.

Profundidad (m)	Velocidad de corte(m/s)
0	442
1	328
2	478
4	580
5	597
7	633
9	716
11	789
13	868
16	906
18	933
21	938
24	924
27	1102
36	1105

**“Estudio Geotécnico con fines de cimentación para el Edificio Multifamiliar Campo de Marte”**

**Determinación de Parámetros Dinámicos en Función a las Velocidades de Onda Compresionales Vp y de Corte Vs**

Estrato	Velocidades		Densidad (T/m <sup>3</sup> )	Poisson ν	Modulo de Corte Dinámico		Módulo Dinámico		Modulo Volumétrico		E (Kg/cm <sup>2</sup> )
	Vp (m/s)	Vs (m/s)			Gd (T/m <sup>2</sup> )	Gd (MPa)	E d (T/m <sup>2</sup> )	E d (Mpa)	Kd (T/m <sup>2</sup> )	Kd (Mpa)	
1	408.00	400.00	2.0	0.25	32653.1	320.2	81632.653	800.490	54421.7687	533.660	816.327
2	754.00	550.00	2.0	0.25	61734.7	605.4	154336.735	1513.426	102891.156	1008.951	1543.367
3	1542.00	800.00	2.0	0.25	130612.2	1280.8	326530.612	3201.959	217687.075	2134.639	3265.306

## **ANEXO E: PANEL FOTOGRÁFICO**

## PANEL FOTOGRAFICO



Foto 01: Vista panorámica en la que se observa el lindero exterior del terreno, el cual colinda con la avenida Salaverry.



Foto 02: Vista panorámica en la que se aprecia el interior del terreno seleccionado, se observa que el suelo presenta como cobertura una carpeta asfáltica.



Foto 03: Vista panorámica en la que se observa la calicata C-1, así como también el material extraído.



Foto 04: Vista panorámica en la que se observa la calicata C-2, así como también el material extraído.



Foto 05: Vista panorámica en la que se observa el tendido de la Línea Sísmica LS-1. Ensayo de Refracción Sísmica.



Foto 06: Vista panorámica en la que se observa el tendido de la Línea Sísmica LS-1. Ensayo de Refracción Sísmica.



Foto 07: Vista panorámica en la que se observa el momento de adquisición de datos en el ensayo de Refracción Sísmica.



Foto 08: En la vista se aprecia el instante en el cual se golpea el plato para generar las ondas. En el ensayo MASW:

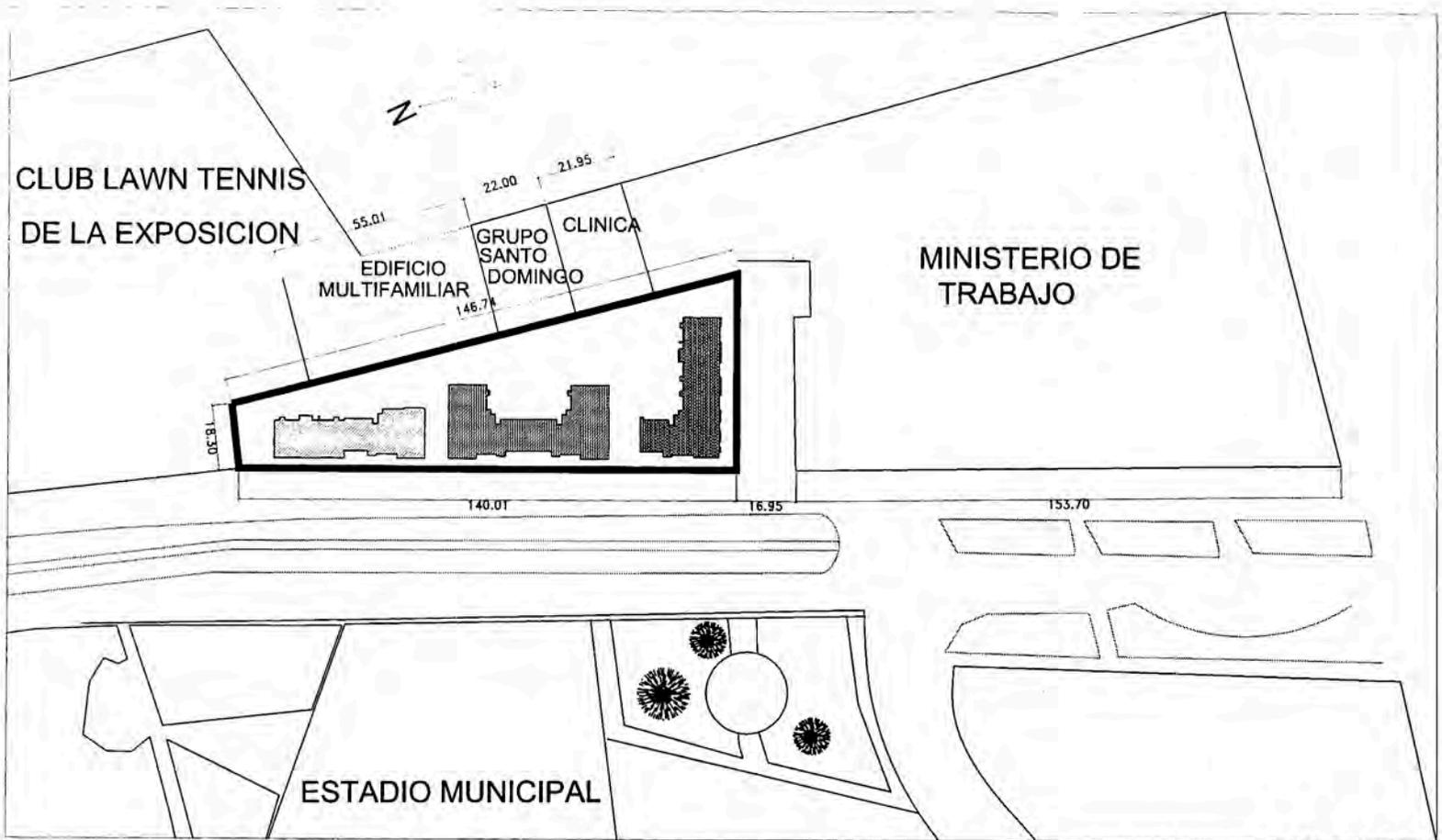


Foto 09: En la vista se observa el Sismógrafo, en el instante de la adquisición.



Foto 10: Vista en la que se observa uno de los 24 geófonos empelados en el ensayo.

## **ANEXO F: PLANOS**



PLANO DE UBICACION  
ESC. 1/500

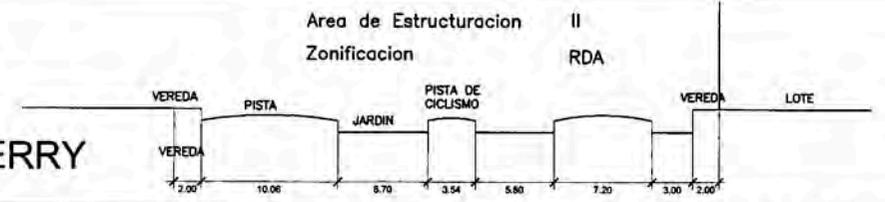
UBICACION DEL PREDIO



ZONIFICACION : RDA  
AREA ESTRUCTURACION URBANA : III

ESQUEMA DE LOCALIZACION  
ESC. 1/5000

SQUEMA DE LOCALIZACION



SECCION VIAL 1 AV. SALAVERRY

ESC. 1/100

PROVINCIA : LIMA  
DISTRITO : JESUS MARIA  
NOMBRE VIA : AV. SALAVERRY  
NUMERO : 575

CUADRO NORMATIVO

PARAMETROS	RNE	PROYECTO
USOS	MULTIFAMILIAR Y CONJUNTO RESIDENCIAL	CONJUNTO RESIDENCIAL
A. ESTRUT. URBANA	III	III
ZONA	RESIDENCIAL DE DENSIDAD ALTA	RESIDENCIAL DE DENSIDAD ALTA
AREA LIBRE	40%	61.46% (3,166.57m <sup>2</sup> )
ALTURA MAXIMA	67.95 (18 PISOS)+AZOTEA	41.10 ml (18 PISOS)
RETIRO EN AV. SALAVERRY	5MTS	5 MTS
RETIROS LATERALES Y POSTERIOR	3MTS	3MTS
ESTACIONAMIENTO	1 X3UNID. DE VIVIENDA	1 XUNID. DE VIVIENDA
AREA DE TERRENO MINIMO	2,500.00 M <sup>2</sup>	5,152.00 M <sup>2</sup>
COEFICIENTE DE EDIFICACION	---	5.69
DENSIDAD NETA	----	1731

CUADRO DE AREAS (m<sup>2</sup>)

NIVEL	AREA	NIVEL	AREA
1 PISO	1985.43 M <sup>2</sup>	13 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>
2 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>	14 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>
3 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>	15 PISO	1301.43 M <sup>2</sup>
4 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>	16 PISO	1301.43 M <sup>2</sup>
5 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>	17 PISO	578.45 M <sup>2</sup>
6 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>	18 PISO	578.45 M <sup>2</sup>
7 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>		
8 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>		
9 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>		
10 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>		
11 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>		
12 PISO	1815.43 M <sup>2</sup>		
<b>TOTAL :</b>			<b>29345.78 M<sup>2</sup></b>

GRUPO: 03

BUSTAMANTE AURORA ALEXIS  
CAMPOS AVILA, JOSE ALBERTO  
SILVA ESPINOZA, YERIC YOLANDO  
SOPLOPUCO MONCADA, EMMA IRENE  
VARGAS PICHULE, JOSE FERNANDO

PROFESIONAL :

PROYECTO :

EDIFICIO MULTIFAMILIAR CAMPO DE MARTE

PLANO :

LOCALIZACION Y UBICACION

LAMINA :

P-1

ESCALA :

INDICADA

FECHA :

OCTUBRE-2008



PLANO DE UBICACIÓN  
ESC. 1/500

UBICACION DEL PREDIO



LEYENDA	
C-1	CALICATA
LS-01	LÍNEA DE REFRACCIÓN SISMICA

GRUPO: 03

BUSTAMANTE AURORA ALEXIS  
CAMPOS AVILA, JOSE ALBERTO  
SILVA ESPINOZA, YERIC YOLANDO  
SOPLOPUCO MONCADA, EMMA IRENE  
VARGAS PICHUULE, JOSE FERNANDO

PROFESIONAL:

PROYECTO:

EDIFICIO MULTIFAMILIAR CAMPO DE MARTE

PLANO:

INVESTIGACIONES GEOTECNICAS

LAMINA:

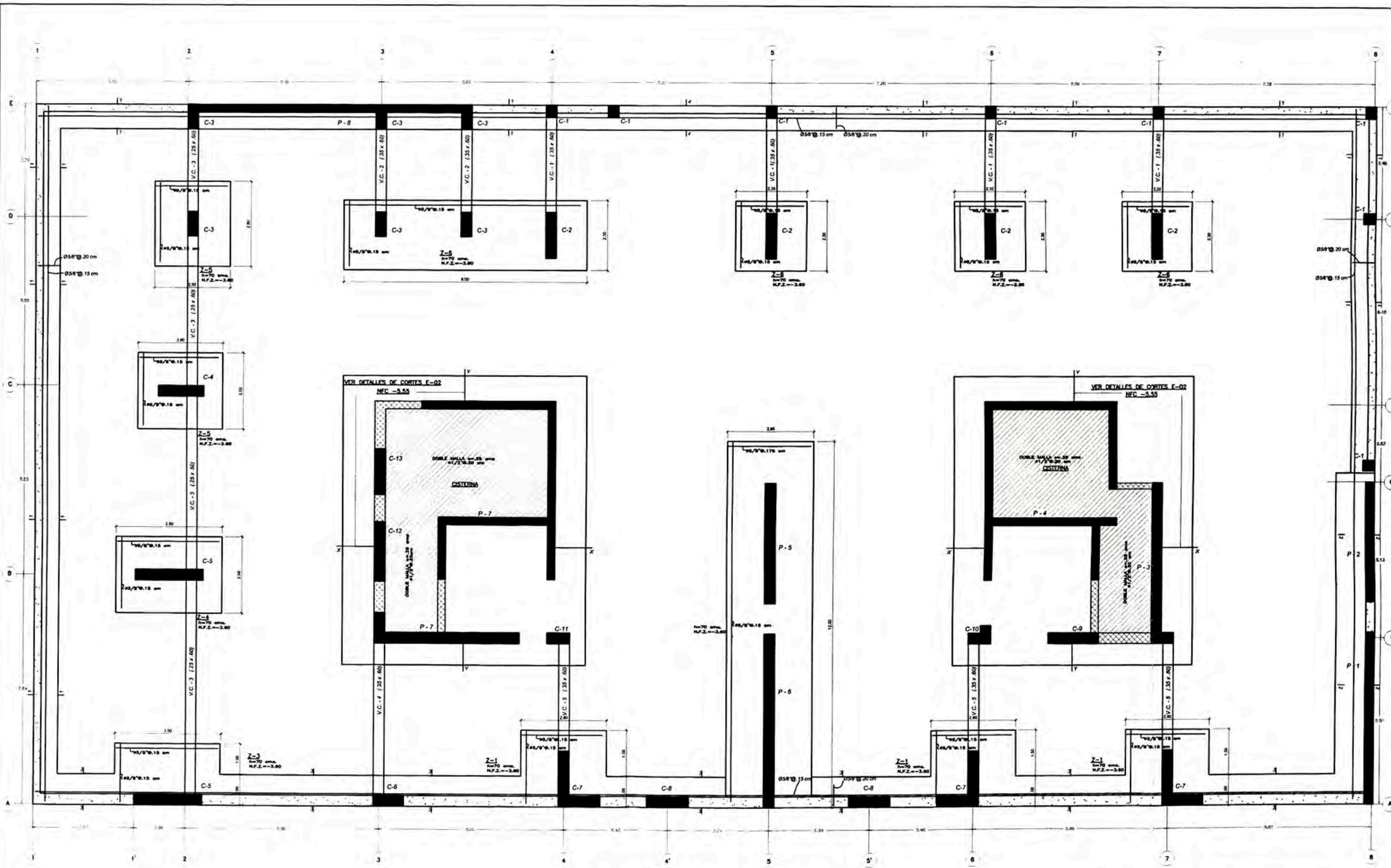
P-2

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

OCTUBRE-2008



PLANTA DE CIMENTACION

PROYECTISTA	GRUPO: 03 BUSTAMANTE AURORA ALEXIS CAMPOS AVILA, JOSE ALBERTO SE VA ESPINOZA YERIC YOLANDO SOLFOFICO MONCADA EMMA REBE VARGAS PICHILE, JOSE FERNANDO	PLANO	Planta de cimentacion
PROYECTO	CONJUNTO RESIDENCIAL	FECHA	AGOSTO 08
UBICACION	CAMPO DE MARTE	ESCALA	INDICADA
		PROYECTO	P-3