

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



**CONSIDERACIONES SOBRE LOS ACANTILADOS DE  
MIRAFLORES ANTE LA CARGA DE LAS EDIFICACIONES**

**TESIS**

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

**LUIS FERNANDO CHAHUA CRUZ**

**LIMA – PERU**

**2010**

**Digitalizado por:**

**Consortio Digital del  
Conocimiento MebLatam,  
Hemisferio y Dalse**

*A mis padres Donato Chahua Huaman y  
Luz María Cruz Estrada por su apoyo incondicional  
durante todas las etapas de mi vida, y a Dios por cuidarme  
y darme la alegría de vivir cada día.*

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis familiares por estar conmigo en todos los momentos que necesité de ellos, en especial a mis padres y mis hermanas que mostraron todo ese cariño y paciencia para conmigo durante toda esta etapa de mi vida estudiantil.

Un agradecimiento especial para el M.I-M.S. Alberto Martínez Vargas, asesor de esta tesis, maestro y guía, por haberme brindado todo su apoyo durante la elaboración de este trabajo y por haberme siempre impulsado a la investigación, así también quiero agradecer al Dr. Zenón Aguilar Bardales por su instrucción y enseñanza gracias a la cual pude complementar el desarrollo de este tema de tesis.

Al departamento de Geología, Geotecnia y Riesgo Sísmico y al Laboratorio Geotécnico y de Concreto de la empresa CESEL Ingenieros, por darme las facilidades para la ejecución del trabajo de campo y de laboratorio para esta tesis.

A los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería por haber impartido sus conocimientos en cada una de las clases dictadas durante los cinco años de estudio que estuve en esta casa de estudios.

## ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS .....	8
LISTA DE CUADROS .....	10
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS .....	11
RESUMEN .....	13
INTRODUCCIÓN .....	14

### CAPÍTULO 1: MARCO TEORICO Y CONCEPTUAL

1.1	CONCEPTOS GENERALES .....	18
1.1.1	Tipos de Movimientos .....	19
1.1.2	Morfología y partes de un Deslizamiento .....	21
1.1.3	Factores que causan los Deslizamientos .....	23
1.1.4	Teoría de Ondas Sísmicas.....	27
1.2	COMPORTAMIENTO DE LAS EDIFICACIONES SOBRE LOS TALUDES.....	29
1.2.1	Aspectos a tener en cuenta en las construcciones sobre taludes .....	29
1.2.2	Influencia de erosión en las construcciones cercanas a los taludes .....	31
1.3	PARÁMETROS DE ANÁLISIS PARA EL PROBLEMA .....	31
1.3.1	Factores Geométricos .....	31
1.3.2	Parámetros de Resistencia .....	31
1.3.3	Propiedades Físicas .....	32
1.3.4	Propiedades Elásticas .....	33
1.4	MÉTODOLOGÍA DE ANÁLISIS .....	33
1.4.1	Análisis Estático .....	34
1.4.2	Análisis Seudoestático .....	44
1.4.3	Análisis Esfuerzo – Deformación .....	45

## CAPÍTULO 2: CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.1	UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	51
2.2	CONDICIONES CLIMÁTICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	52
2.2.1	Condiciones Térmicas .....	52
2.2.2	Condiciones de Humedad Atmosférica.....	52
2.3	ACTUALIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES EN LA ZONA.....	52
2.3.1	Zona del Parque El Faro .....	53
2.3.2	Zona del Parque Itzhak Rabín .....	53
2.3.3	Zona del Parque Miguel Grau .....	54
2.3.4	Zona del Parque María Reiche .....	55
2.3.5	Zona del Malecón de La Marina .....	55
2.4	GEOMORFOLOGÍA REGIONAL.....	56
2.4.1	Acantilados .....	57
2.4.2	Planicie Costera y Cono Deyectivo del Rio Rímac .....	59
2.4.3	Estribaciones de la Cordillera Occidental .....	60
2.5	GEOLOGÍA REGIONAL .....	60
2.5.1	Litología .....	61
2.5.2	Unidades Estratigráficas .....	63
2.6	GEOMORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA LOCAL .....	63
2.7	ACCIÓN DE LA GEODINÁMICA EXTERNA .....	67
2.7.1	Altura y ángulo de inclinación.....	67
2.7.2	Rasgos en el talud que indican el grado de debilitamiento.....	67
2.7.3	Fenómenos asociados con el grado de meteorización.....	68
2.8	HIDROGEOLOGÍA .....	76
2.9	GEODINÁMICA INTERNA .....	77

2.9.1	Historia Sísmica del Área de Influencia .....	77
2.9.2	Tectónica y Sismotectónica .....	79
2.9.3	Sismotectónica Regional .....	80
2.9.4	Estudio del Método Probabilístico .....	81

### CAPÍTULO 3: EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO

3.1	EXPLORACIÓN DE CAMPO .....	89
3.1.1	Calicatas .....	89
3.1.2	Densidad de Campo por el Método del Balón .....	90
3.1.3	Ensayos de Exploración Geofísica .....	91
3.2	ENSAYOS DE LABORATORIO .....	100
3.2.1	Ensayos Estándar de Clasificación .....	100
3.2.2	Ensayo de Corte Directo .....	102
3.2.3	Análisis Químicos .....	102
3.3	RESULTADOS DE INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS ANTERIORES.....	103
3.4	PERFILES ESTRATIGRÁFICOS .....	106

### CAPÍTULO 4: ANÁLISIS DEL PROBLEMA

4.1	ANÁLISIS DE ESTÁTICO .....	108
4.1.1	Parámetros de Análisis .....	108
4.1.2	Ubicación de los Perfiles .....	109
4.1.3	Análisis de Carga Crítica .....	109
4.1.4	Distancia de Alejamiento .....	111
4.2	ANÁLISIS SEUDOESTÁTICO .....	111
4.3	ANÁLISIS ESFUERZO - DEFORMACIÓN .....	112
4.3.1	Parámetros de Análisis .....	112
4.3.2	Consideraciones en el Modelo Matemático.....	113

---

4.3.3	Método Reducción del Esfuerzo Cortante (Reducción $\Phi/C$ )....	115
4.3.4	Asentamientos Permisibles .....	115
4.4	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS .....	116
4.4.1	Cargas Críticas .....	117
4.4.2	Distancia de Alejamiento .....	117
4.4.3	Consideraciones sobre las Edificaciones en el Acantilado .....	119
	CONCLUSIONES .....	130
	RECOMENDACIONES .....	133
	BIBLIOGRAFÍA .....	135
	ANEXOS	
A-1	EXPLORACIÓN DE CAMPO	
A-2	ENSAYOS DE LABORATORIO	
A-3	PELIGRO SÍSMICO	
A-4	MAPAS Y PLANOS	
A-5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	
A-6	ANÁLISIS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN	
A-7	PANEL FOTOGRÁFICO	

**LISTA DE FIGURAS**

1.01	Desprendimiento de partículas en Taludes .....	19
1.02	Basculamiento de columnas de roca .....	20
1.03	Tipos de deslizamiento .....	21
1.04	Partes de un deslizamiento .....	23
1.05	Presencia de agua en taludes .....	24
1.06	Sismicidad en laderas .....	25
1.07	Edificaciones cercanas a taludes .....	26
1.08	Modelo de propagación de las ondas P y S.....	27
1.09	Modelo de propagación de las ondas Love y Raileigh .....	28
1.10	Falta de confinamiento lateral en un talud en comparación con una construcción en terreno semiplano .....	29
1.11	Modelo de una estructura sobre un talud .....	30
1.12	Deformaciones sobre la corona del talud .....	30
1.13	Acción de la erosión .....	31
1.14	Deformaciones producidos por los esfuerzos normales .....	33
1.15	Taludes con una carga la cual simula una edificación existente .....	35
1.16	Representación del método en 2D .....	35
1.17	Ubicación del punto de presión de agua .....	36
1.18	Ábaco para determinar los valores $n_{\alpha}$ para valores positivos de $\alpha$ .....	37
1.19	Ábaco para determinar los valores $n_{\alpha}$ para valores negativos de $\alpha$ .....	38
1.20	Ábaco para determinar el valor de corrección $f_0$ .....	39
1.21	Valores del Factor de Seguridad para distintas cargas .....	42
1.22	Curva de tendencia de la Carga vs Factor de Seguridad .....	43
1.23	Esquema de la posición de la carga tal que el valor del Factor de Seguridad sea mayor o igual que 1.50 .....	44
1.24	Esquema de la posición de la carga tal que el Factor de Seguridad sea mayor o igual que 1.10 .....	45
1.25	Sombreados de los incrementos de desplazamiento total indicando el mecanismo de falla más aplicable del talud en la etapa final .....	49
1.26	Asentamientos en la corona .....	50
2.01	Ubicación de la zona de estudio .....	51
2.02	Parque El Faro .....	53
2.03	Parque Itzhak Rabín .....	54

2.04	Parque Miguel Grau.....	54
2.05	Parque María Reiche .....	55
2.06	Malecón de la Marina .....	56
2.07	Perfil de Equilibrio de la Costa Verde .....	58
2.08	Mapa Geológico Local de la zona de estudio .....	65
2.09	Vista en planta del acantilado de Magdalena en 1944 .....	69
2.10	Vista en planta del acantilado de Magdalena en 1958 .....	69
2.11	Vista en planta del acantilado de Magdalena en 1984 .....	70
2.12	Vista en planta del acantilado de Magdalena en 1992 .....	70
2.13	Vista en planta del acantilado de Magdalena en 2009 .....	71
2.14	Líneas auxiliares en el acantilado de Magdalena en 1944 .....	72
2.15	Líneas auxiliares en el acantilado de Magdalena en 1958 .....	72
2.16	Líneas auxiliares en el acantilado de Magdalena en 1984 .....	73
2.17	Líneas auxiliares en el acantilado de Magdalena en 1992 .....	73
2.18	Líneas auxiliares en el acantilado de Magdalena en 2009 .....	74
2.19	Peligro Sísmico Anual Miraflores .....	87
3.01	Ubicación de los puntos de impacto para el ensayo de Refracción Sísmica .....	93
3.02	Ubicación de los tiempos de llegada de la primera onda .....	94
3.03	Gráfico de la Dromocrónica .....	95
3.04	Perfil del terreno según la velocidad de la onda P .....	95
3.05	Distribución de Puntos de Disparo del ensayo MASW .....	98
3.06	Procesamiento del registro de campo del ensayo MASW .....	99
3.07	Variación de la Velocidad de la onda S con la profundidad .....	99
4.01	Modelo típico a utilizar mediante el análisis de esfuerzo-deformación..	114
4.02	Asentamiento y deformaciones iniciales del talud.....	114
4.03	Comparación entre los resultados del alejamiento a considerar desde borde del acantilado entre los métodos de equilibrio límite y esfuerzo- deformación.....	118
4.04	Margen de alejamiento a considerar para las edificaciones.....	120
4.05	Distancias de alejamiento sin considerar cargas en P-1, P-2, P-3.....	121
4.06	Distancias de alejamiento sin considerar cargas en P-4, P-5, P-6.....	122
4.07	Excavación para descargar el peso en las zona cercana al Acantilado.....	125

4.08	Diferencia entre los factores de seguridad sobre la carga simplemente apoyada en la corona y con la carga sobre una previa excavación....	126
4.09	Comparación entre la estabilidad para superficies de falla circulares y superficies de falla compuesta.....	127
4.10	Diferencia entre los factores de seguridad en la estabilidad del talud antes del mejoramiento y después del mejoramiento del talud .....	128
4.11	Talud con corte de H:V = 1.5:1.0, en banquetas .....	128
4.12	Esquema de una losa de cimentación .....	129
4.13	Esquema típico de una zapata conectada con una viga de cimentación.....	129

### LISTA DE CUADROS

1.01	Resumen de los F.S. obtenidos para cada carga .....	42
1.02	Estabilidad según el Factor de Seguridad .....	43
1.03	Asentamientos Permisibles por tipo de Cimentación .....	50
2.01	Fotos Aéreas .....	68
2.02	Distancias desde la corona del talud hasta la recta de referencia a través de los años.....	74
2.03	Comparación de la distancias en la corona del talud a través del tiempo .....	75
2.04	Parámetros Sísmicos en Base a la Magnitud Ms.....	86
2.05	Máximas Aceleraciones.....	87
2.06	Aceleraciones de Diseño .....	88
2.07	Aceleración para el Análisis Seudoestático .....	88
3.01	Ubicación de las Calicatas .....	89
3.02	Volumen de excavación según el Tamaño máximo de Partículas .....	90
3.03	Resultados de los ensayos de Densidad de Campo .....	91
3.04	Resumen Ensayos Refracción Sísmica.....	91
3.05	Características del Sismógrafo .....	96
3.06	Resultado de los Ensayos de Refracción Sísmica.....	98
3.07	Resultado de los Ensayos con el Método MASW.....	100
3.08	Resumen de los ensayos estándar de clasificación de suelos.....	101
3.09	Resumen del ensayo de corte directo .....	102
3.10	Resumen de los resultados de los Análisis Químicos .....	102
3.11	Resumen del los Ensayos de Densidad de Campo recopilados.....	103

3.12	Resumen del los Ensayos Estándar de Clasificación recopilados.....	104
3.13	Resumen de los Ensayos Corte Directo recopilados.....	104
3.14	Resumen de los Ensayos Corte Directo In-Situ recopilados.....	105
3.15	Resumen de parámetros en Grava recopilados .....	105
3.16	Resumen de parámetros en Grava recopilados.....	105
3.17	Resumen de parámetros del Ensayo de Down-Hole recopilado.....	106
4.01	Parámetros de Resistencia .....	108
4.02	Resumen de los resultados del Análisis de Estabilidad Estática.....	110
4.03	Distancias de alejamiento del borde del talud mediante el Análisis de Estabilidad Estático .....	111
4.04	Distancias de alejamiento del borde del talud mediante el Análisis de Estabilidad Seudoestático .....	112
4.05	Resumen de los Módulos de Deformación en Función a los Resultados de los ensayo de sismicidad.....	113
4.06	Módulos para el Análisis Seudoestático .....	113
4.07	Distancia de influencia en la corona del acantilado .....	113
4.08	Asentamientos y cargas obtenidos del Análisis Esfuerzo – Deformación.....	116
4.09	Resumen de cargas por ambos análisis.....	117
4.10	Resumen y comparación de las distancias de alejamiento.....	117
4.11	Distancias de alejamiento a considerar de la comparación de los métodos de equilibrio limite y de esfuerzo-deformación .....	118
4.12	Límites permisibles para el análisis químico .....	124

### LISTA DE SIMBOLOS Y SIGLAS

$T_f$	: Esfuerzo Cortante.
$C$	: Cohesión.
$\sigma'$	: Esfuerzo efectivo en el suelo.
$\phi$	: Angulo de Fricción.
$G$	: Aceleración de la gravedad.
F.S.	: Factor de Seguridad.
$\Delta X$	: Espesor de las dovelas.
$\Delta W$	: Peso de Influencia para cada dovela.
$h_m$	: Altura media en la dovela.
$f_o$	: Factor de corrección para el cálculo del F.S. por el método de

---

	Janbu.
$n\alpha$	: Factor de amplificación del ángulo del talud para el cálculo del F.S. por el método de Janbu.
Vp	: Velocidad de ondas compresionales o tipo P.
Vs	: Velocidad de ondas de corte o tipo S.
$\mu$	: Relación de Poisson.
Es	: Módulo Elástico Estático.
G	: Módulo de Corte.
Ed	: Módulo Elástico Dinámico.
f(s)	: Función Densidad de la variable aleatoria s.
F(s)	: Función de distribución acumulativa de la variable aleatoria s.
$C_1, C_2, C_3, r_0$	: Constantes de la Ley de atenuación de Cornell.
R	: Distancia Hipocentral.
$M_{mín}$	: Magnitud Mínima de Homogeneidad.
$M_{máx}$	: Magnitud máxima probable que puede ser liberada como energía sísmica.
$\mu$	: Tasa anual de ocurrencia de sismos.
pH	: Potencial de Hidrógeno.
SST	: Contenido de Sales Solubles Totales
C.E.	: Conductividad Eléctrica.
%W	: Contenido de Humedad.
INGEMMET	: Instituto Nacional Geológico, Minero y Meteorológico.
MASW	: Análisis Multicanal de Ondas de Superficie.
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

## RESUMEN

El presente trabajo de tesis se ha elaborado con la finalidad de dar un aporte mas al estudio de los Acantilados de la Costa Verde de Lima, esta vez con el objetivo de conocer cuál es la carga máxima que una edificación le puede transferir al acantilado con la condición de que éste no llegue a tener un desequilibrio en la estabilidad de su ladera, y además de ello proponer que distancia de alejamiento se debe de considerara para que este talud no sea afectado por dicha carga en los diferentes casos de análisis.

El alcance de este trabajo será desarrollar la metodología de equilibrio limite y de elementos finitos tanto en el caso estático y pseudoestático, con la finalidad de encontrar el resultado de las dos incógnitas anteriormente mencionadas, proponiendo finalmente valores adecuados para cada uno de los casos y los cuales podrán ser considerados dentro del Mapa de Zonificación de Lima Metropolitana, tomando como zona de trabajo una franja del acantilado correspondiente al distrito de Miraflores.

Como resultados importantes de esta tesis están la carga crítica de las edificaciones sobre los acantilados, la altura crítica de los edificios y la distancia de alejamiento adecuada de las edificaciones. Y finalmente se proponen recomendaciones a considerar para la cimentación en la zona de estudio.

## INTRODUCCIÓN

En los últimos años se ha visto el crecimiento de la expansión urbana dentro de la ciudad de Lima; producto de ello se está viendo que la actual tendencia es realizar edificaciones de gran altura; esta misma situación se presenta cerca de los bordes de los acantilados de la Costa Verde; motivo por el cual existe la necesidad de conocer los desequilibrios que puede traer la construcción de las edificaciones cerca al borde del acantilado de la Costa Verde, para lo cual es necesario conocer las características y las condiciones que tiene la estructura del acantilado en la zona a estudiar.

Existen antecedentes de anteriores estudios desarrollados en la zona del acantilado entre los cuales tenemos:

- 1966 : Se realizó uno de las primeras investigaciones en esta zona realizada por los Ingenieros Martínez y Téves que se desarrolló desde la Punta hasta el Morro Solar en Chorrillos presentando el primer mapa sobre el perfil de equilibrio litoral de Lima y sus áreas críticas, definiendo también un área de influencia en la estabilidad de 100m de ancho a lo largo de borde del acantilado, también se estableció un perfil de equilibrio de forma elíptica, el cual se ha ido modificando con las obras inconclusas de las defensas marinas. (Martínez y Téves, 1966)
- 1971: Se realizó el estudio de Aramburú-Menchaca-Corpei, en el que se distribuyó el acantilado de la Costa Verde en 4 zonas en base al grado de su inestabilidad, y en el que se concluye que los sectores más importantes, bajo el punto de vista de estabilidad de taludes son: La Perla, San Miguel, Barranco y Chorrillos.
- 1989: La tesis de García en la que se estudiaron los taludes estática y dinámicamente, encontrando que mediante el análisis estático las zonas de San Miguel, San Isidro, Miraflores y Barranco pueden considerarse como taludes inestables debido a que mediante el análisis por el método de Sarma, los valores de seguridad encontrados son menores a la unidad; y mediante el análisis dinámico se encontró que la aceleración de fluencia se encuentra en

importancia de este trabajo será dar recomendaciones sobre algunas condiciones que se deben de considerar para las edificaciones cerca del borde del talud, ya que como se sabe muchos de los proyectos de construcción que se plantearán en el futuro estarán cercanos al borde del acantilado, por lo cual se requerirá conocer las condiciones críticas que se tienen sobre el talud de la Costa Verde, con la finalidad de anticiparse a peligros que puedan producirse por la inestabilidad creada en el terreno y la falta de confinamiento debido a la discontinuidad en el talud. Por lo tanto el presente estudio persigue los siguientes objetivos para su desarrollo:

- **Objetivo General**

- Desarrollar la evaluación geotécnica en el área con la finalidad de determinar la carga crítica que puede resistir las laderas en un tramo de los acantilados de Miraflores, y también la distancia que las construcciones deben alejarse del borde del acantilado para una mayor seguridad.

- **Objetivos Específicos**

- Recomendar las alturas críticas de las edificaciones en base a las cargas halladas, para que se tome en cuenta en la planificación de la zonificación de Lima Metropolitana.
- Ver la compatibilidad entre las teorías de equilibrio límite y elementos finitos para el desarrollo de la estabilidad de taludes.

Para cumplir con estos objetivos el presente estudio consta de 4 capítulos, los cuales se detallan a continuación:

- En el Capítulo 1, se indica la parte conceptual del desarrollo del problema, como es la teoría estabilidad de taludes, los tipos de deslizamientos que se tienen y cuales son sus causas más comunes, así como también el comportamiento dual de la edificación y el talud, y la descripción teórica de la metodología a emplear para el cálculo mediante equilibrio límite y elementos finitos.
- En el Capítulo 2, se revisa las características de la zona de estudio, ubicando inicialmente el tramo de trabajo, para luego ver las construcciones y la

ubicación actual que ellas tienen sobre el acantilado en esta zona, además se revisa también las características de los acantilados realizando para ello un estudio de geología y geomorfología a nivel regional y local, también se ve parte de la geodinámica externa en dicha zona viendo para ello los fenómenos que provocan los pequeños deslizamientos y la geoformas que se tiene la cara expuesta del acantilado, en este capítulo se ve también la influencia de la acción sísmica proponiendo para ello un coeficiente sísmico el cual es resultado de una evaluación de peligro sísmico para dicha zona.

- En el Capítulo 3, se presenta inicialmente la exploración que se realizó en campo, que consiste en la excavación de calicatas, ensayos de campo como el de densidad in-situ, así también se presenta la explicación de los ensayos geofísicos con la finalidad de obtener los parámetros dinámicos del conglomerado de análisis, siguiendo a ello se muestran los ensayos de laboratorio que se realizaron a las muestras obtenidas de las calicatas con la finalidad de obtener las características físicas del conglomerado, como son los ensayos de clasificación estándar, el corte directo de la matriz del conglomerado para obtener los parámetros de resistencia de la parte fina del conglomerado y los análisis químicos para determinar los componentes de sales sulfatos y cloruros que contiene el material de conglomerado con la finalidad de determinar si será de peligro o no al material de concreto que se pueda emplear en la construcción, dichos resultados se compararán con otros resultados de investigaciones recopiladas, describiendo finalmente los perfiles estratigráficos para los tramos analizados dentro de la zona de estudio.
- En el Capítulo 4, se desarrolla la metodología explicada en el primer capítulo en 6 perfiles representativos de la zona de estudio con la finalidad de encontrar la carga crítica y la distancia de alejamiento adecuada de las edificaciones del borde del acantilado, indicando algunas consideraciones para cuando se planteará desarrollar un proyecto de edificaciones en dicha zona de estudio.

## CAPITULO 1

### MARCO TEORICO Y CONCEPTUAL

#### 1.1 CONCEPTOS GENERALES

Se comprende bajo el nombre de taludes a superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. Desde este punto de vista los taludes se dividen en naturales (laderas) y artificiales (cortes y terraplenes)

Los problemas de estabilidad de taludes, tanto naturales, como aquellos contruidos por el hombre, han sido objeto de análisis en distintos ámbitos de la actividad humana y en especial en el de la Ingeniería Civil.

En nuestros días el gran volumen de construcción lineal (carreteras, autopistas, ferrocarriles, etc.) y la construcción de edificaciones cerca de barrancos hace necesario alterar constantemente la superficie natural del terreno, siendo unidades de obra muy comunes la excavación de desmontes así como la construcción de terraplenes, dando lugar a superficies creadas de forma artificial.

En el diseño de taludes la mayoría de los esfuerzos se centran en el análisis de su estabilidad, tanto a corto como a largo plazo. Dicha estabilidad ha de contemplarse desde varios puntos de vista (Ministerio de Industria, Comercio y Turismo de España, 1991); como son las posibles roturas globales en las que se vea involucrado todo el talud, las posibles roturas profundas a través del talud, los posibles deslizamientos superficiales, etc.

Los movimientos que tienen o pueden tener lugar en los taludes se corresponden con procesos puramente gravitatorios en los que intervienen, de un lado las fuerzas resistentes del terreno, y de otro las fuerzas desestabilizadoras. Como consecuencia del esquema de fuerzas que se presente en una determinada situación, puede ocurrir que se produzca el deslizamiento de una cierta masa del terreno que constituye el talud.

### 1.1.1 Tipos de Movimientos

La inestabilidad de taludes se traduce en una serie de movimientos que pueden ser clasificados sobre la base de distintos criterios. Ahora veremos los tipos de movimientos que se originan con mayor frecuencia con los mecanismos que se producen en diferentes materiales y los intervalos de tiempo en que tienen lugar:

#### 1.1.1.1 Desprendimientos

Se define como desprendimiento, una masa separada de un talud mediante una superficie de corte normalmente pequeña y cuyo recorrido se realiza en gran parte a través del aire, estos fenómenos suelen producirse en zonas constituidas geológicamente por alternancias sedimentarias de capas resistentes y débiles. En la fig. 1.01 se puede apreciar un típico caso de desprendimiento.

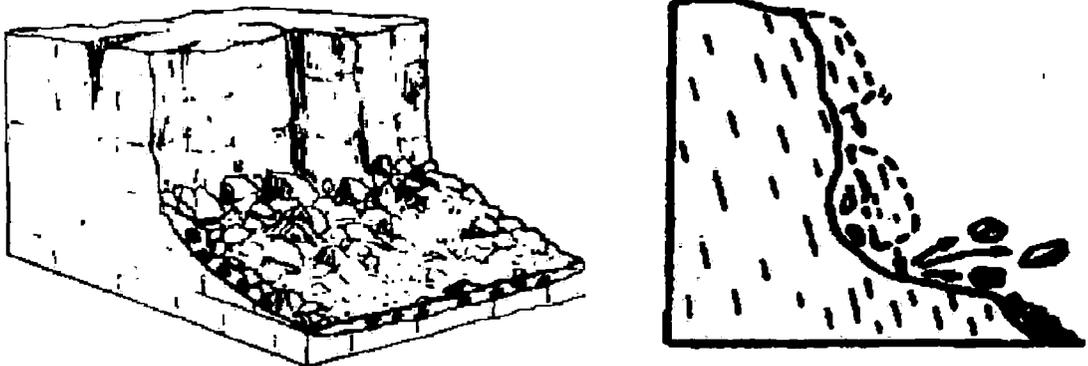


Fig. 1.01 Desprendimiento de partículas en Taludes (Varnes, D ,1978)

#### 1.1.1.2 Vuelcos

Estos movimientos implican una rotación de unidades con forma de columna o bloque sobre una base, bajo la acción de la gravedad y fuerzas ejercidas por unidades adyacentes o por inclusión de agua en las discontinuidades, tal como lo apreciamos en la fig. 1.02

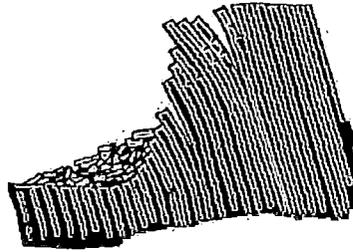


Fig. 1.02 Basculamiento de columnas de roca. (Skinner, B.J. & Porter, S.C. 1992)

### 1.1.1.3 Deslizamientos

Son movimientos que se producen al separarse la resistencia al corte del material y tiene lugar a lo largo de una o varias superficies o a través de una franja relativamente estrecha del material. El movimiento puede ser progresivo, produciéndose inicialmente una rotura local, que puede coincidir con la superficie de rotura general, causada por una propagación de la primera (Ministerio de Industria, Comercio y Turismo de España, 1991). Existen dos tipos de deslizamientos los cuales se describen a continuación y se muestran en la figura 1.03:

- Deslizamiento Rotacional

Tienen lugar a lo largo de una superficie de deslizamiento interna, de forma aproximadamente circular. El movimiento tiene una naturaleza más o menos rotacional, alrededor de un eje dispuesto paralelamente al talud.

- Deslizamiento de Traslación

En este tipo de deslizamiento la masa de terreno se desplaza hacia fuera y abajo a lo largo de una superficie más o menos plana o suavemente ondulada con pequeños movimientos de rotación. Comúnmente el movimiento hace que ésta quede sobre la superficie original del terreno.

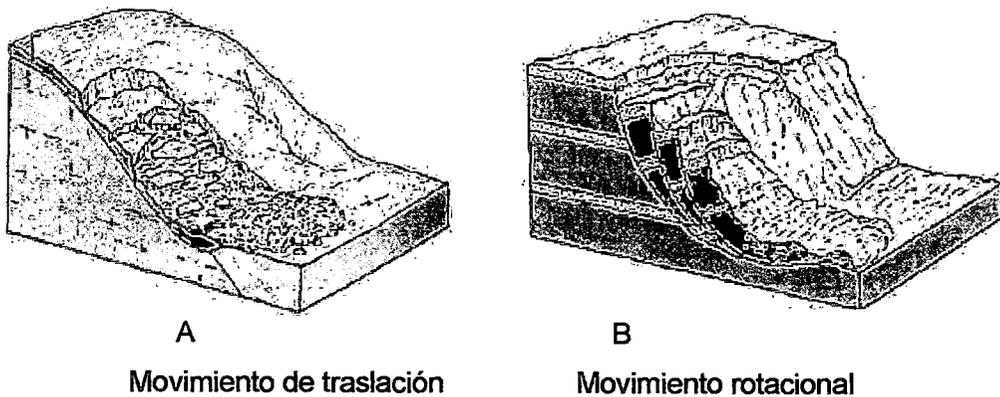


Fig. 1.03 Tipos de deslizamiento (Skinner, B.J. & Porter, S.C , 1992)

#### 1.1.1.4 Reptaciones

Este tipo movimiento de ladera, constituye deformaciones continuas, generalmente superficiales y extremadamente lentas, que pueden aparecer acompañados de otros tipos de movimientos de los materiales adyacentes.

#### 1.1.1.5 Derrubios

Característico de materiales con un elevado porcentaje de fragmentos gruesos. La masa que desliza se divide en pequeñas partes con movimiento lento. Cuando este es rápido y progresivo suele utilizarse el término avalancha. (Ministerio de Industria, Comercio y Turismo de España, 1991).

#### 1.1.2 Morfología y partes de un Deslizamiento

Algunas de las clasificaciones de movimientos existentes se basan en la interrelación de términos descriptivos relacionados con el tamaño, forma y morfología de los deslizamientos.

En un deslizamiento se suelen distinguir varias partes aunque no todos se desarrollan de igual forma en los diferentes tipos. Incluso existen ciertas peculiaridades morfológicas propias de cada tipología. Un típico deslizamiento se presenta en la fig. 1.04, el cual está compuesto de las siguientes partes:

- a) **Escarpe principal:** superficie que se forma sobre el terreno no deslizado en la periferia del deslizamiento. Se desarrolla a causa del movimiento del material deslizado hacia abajo y adentro respecto del material intacto.
- b) **Escarpe secundario:** superficie escarpada que se forma dentro del material desplazado debido a movimientos diferenciales del mismo.
- c) **Cabeza:** parte superior del material deslizado.
- d) **Coronación:** lugar geométrico de los puntos más altos del contacto entre el material desplazado el escarpe principal.
- e) **Pie de la superficie de rotura:** intersección de la parte inferior de la superficie de rotura y la superficie original del terreno.
- f) **Borde del material desplazado:** límite del material desplazado más alejado del escarpe principal.
- g) **Punta:** extremo del borde más distante de la coronación.
- h) **Pie:** porción de material desplazado, que se apoya sobre el terreno original a partir del pie de la superficie de rotura.
- i) **Cuerpo principal:** porción del material desplazado, que se apoya sobre el terreno original a partir del pie y el escarpe principal.
- j) **Flancos:** laterales del deslizamiento (derecho e izquierdo).
- k) **Cabecera:** adyacente a la parte superior del escarpe principal.
- l) **Superficie original del terreno:** talud existente antes de ocurrir el movimiento. Puede considerarse como tal la superficie de un antiguo deslizamiento.
- m) **Superficie de rotura:** superficie a través de la cual tiene lugar el movimiento.
- n) **Superficie de separación:** superficie que limita el material desplazado del terreno original.
- o) **Material desplazado:** masa de material movida hacia fuera del talud, desde su posición original en el mismo. Puede encontrarse en un estado deformado.
- p) **Zona de deflación:** área dentro de la cual, el material desplazado se encuentra por debajo de la superficie original del terreno.
- q) **Zona de acumulación:** área en la que el material desplazado se dispone por encima de la superficie original del terreno.
- r) **P:** máxima profundidad del deslizamiento medida perpendicularmente al plano del talud.
- s) **L:** máxima longitud del deslizamiento medida en el plano del talud

- t) HD: altura del deslizamiento medida entre la cabecera y el pie, en una misma sección.
- u) LD: distancia horizontal desde el pie a la cabecera, medida en una sección longitudinalmente del deslizamiento.

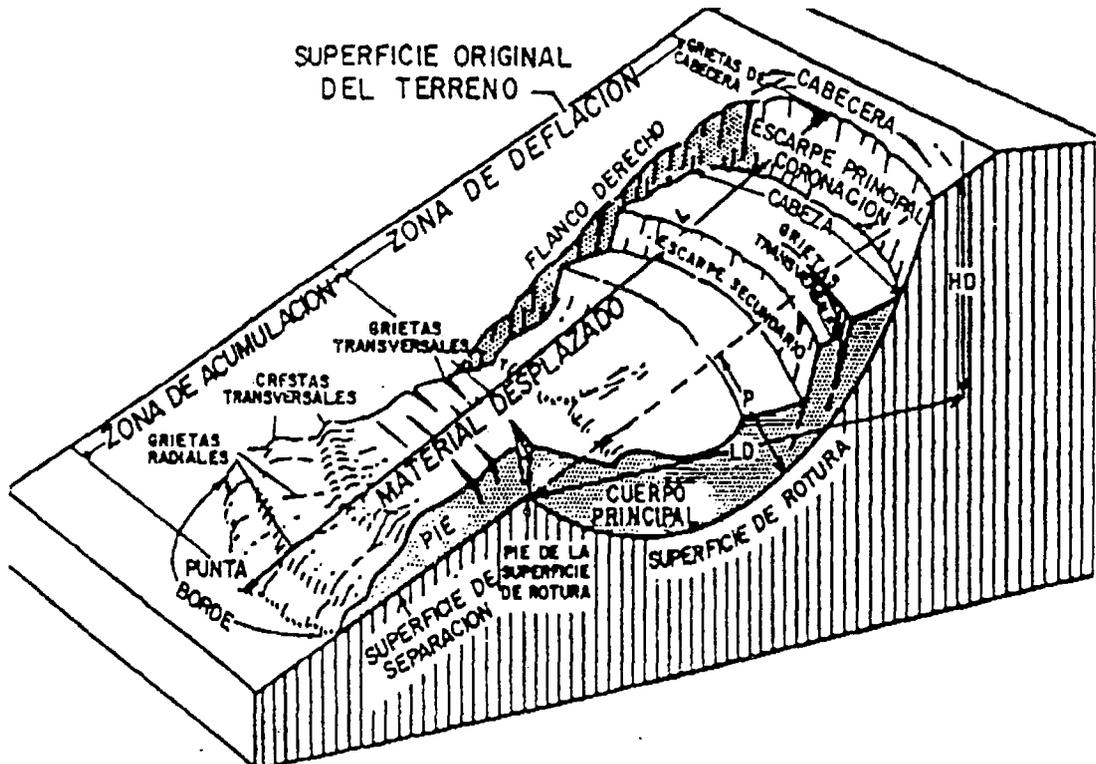


Fig. 1.04 Partes de un deslizamiento (Ministerio de Industria, Comercio y Turismo de España, 1991)

### 1.1.3 Factores que causan los Deslizamientos

#### 1.1.3.1 Factores naturales

Fundamentalmente constituyen factores condicionantes cuando se trata de agentes que integran la meteorización, siendo los agentes erosivos los que tienen mayor incidencia como factores desencadenantes, así como los fenómenos de carácter tectónico que influyen en la corteza terrestre.

## a) Agua

Constituye el agente natural de mayor incidencia como factor condicionante y desencadenante en la aparición de inestabilidades, y se puede dar en forma de oleaje, aguas subterráneas, lluvia. Cuando el agua ingresa dentro del terreno provoca un aumento de la presión de poro, como se observa en la figura 1.05, lo cual modifica las condiciones en el terreno provocando inestabilidad en el talud.

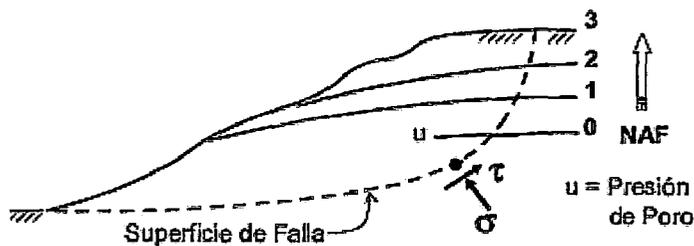


Fig. 1.05 Presencia de agua en taludes, donde se aprecia el aumento del nivel freático lo cual produce inestabilidad (Mendoza, M. J. y Noriega, 2000)

## b) Sismicidad

Constituye uno de los factores desencadenantes de los grandes deslizamientos, pudiendo ocasionar daños graves. Una forma simple de visualizar este efecto es a través del esquema que se muestra en la figura 1.06, donde se representan las fuerzas que actúan a favor del deslizamiento y las fuerzas resistentes del subsuelo que se oponen al mismo.

Cuando ocurre un sismo se generan una serie de vibraciones, que se propagan como ondas de diferente frecuencia. La aceleración vertical y horizontal asociada a esas ondas, origina una fluctuación del estado de esfuerzos en el interior del terreno afectando al equilibrio de los taludes. Así se puede producir una perturbación de la trabazón intergranular de los materiales, disminuyendo su cohesión.

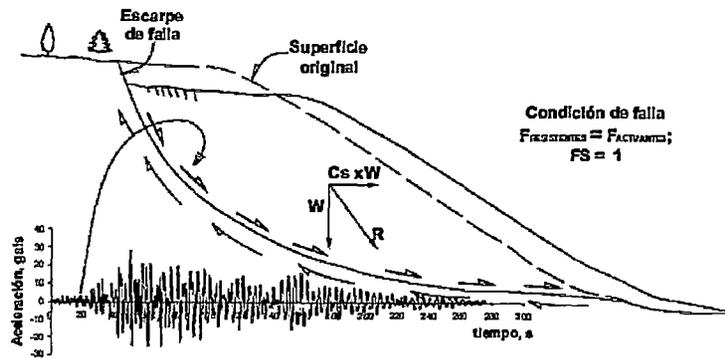


Fig. 1.06 Sismicidad en laderas, se aprecia la representación esquemática de las fuerzas actuantes y resistentes que se desarrollan durante un evento sísmico (Mendoza, M. J. y Noriega, 2000)

### 1.1.3.2 Actividad Humana

En esta parte es donde está el análisis de la presente tesis, ya que debido al desarrollo de los países se incluye un conjunto de actuaciones adecuadas a crear una infraestructura que permita el progreso de los mismos.

La actividad humana que se deriva constituye una de las causas con mayor incidencia en los movimientos de taludes. Aunque éstos generalmente tienen consecuencias de menor intensidad que los producidos por causas naturales, a veces producen daños de mayor cuantía.

#### a) Sobrecargas

Es un factor condicionante debido a que crea un incremento de peso, debido a diversos tipos de construcciones, sobre el terreno natural. Este es precisamente el caso que se presenta en la Costa Verde en la ciudad de Lima donde actualmente se están construyendo edificaciones cada vez más pegadas al talud de los acantilados y por lo tanto este factor de sobrecarga se está presentando cada vez con mayor influencia para la estabilidad de los taludes de los acantilados, como se muestra en la figura 1.07

El esfuerzo producido es generalmente un incremento del esfuerzo de corte del terreno. De esta forma se modifican las condiciones de equilibrio existentes en el

terreno, pudiendo producirse diferentes tipos de movimientos. (Ministerio de Industria, Comercio y Turismo de España, 1991)



Fig. 1.07 Se aprecia la presencia de grandes edificaciones cercanas a los taludes.

b) Excavaciones

Producen una variación estado de equilibrio del terreno, traduciéndose en subsidencias, desequilibrio de masas, etc.

c) Voladuras

Los efectos inmediatos de las voladuras son los derivados de las características de la onda que se propaga y de los gases que se originan. Pueden actuar como factor desencadenante, condicionando y disminuyendo la estabilidad de los macizos rocosos.

d) Actividad Minera

Tenemos a influencia de la explotación de canteras a cielo abierto en donde se encuentra riesgo debido a las excavaciones aumentados por el carácter provisional de los taludes excavados, principalmente en los comienzos de las explotaciones.

### 1.1.4 Teoría de Ondas Sísmicas

Las Ondas Sísmicas son vibraciones que viajan a través de la tierra, originadas súbitamente por el fracturamiento del material rocoso en el interior de la Tierra debido a diversas fuentes. Dichas ondas están compuestas por energía que viaja a través de la tierra y son registradas por diversos aparatos, como por ejemplo los sismógrafos. Estas ondas sísmicas se pueden dividir en dos categorías: ondas corporales que viajan por el interior de la tierra y las ondas superficiales que viajan por la superficie de la Tierra.

#### 1.1.4.1 Ondas Sísmicas Corporales

Las ondas de cuerpo viajan a través del interior de la tierra. Siguen caminos curvos debido a la densidad y a la composición variada por el interior de la tierra. Estas pueden ser ondas primarias (P) y ondas secundarias (S) (Fig.1.08).

- a) Ondas P: También conocidas como ondas primarias o compresionales, se pueden propagar a través de medios sólidos o fluidos. Estas ondas se mueven longitudinalmente, comprimiendo y dilatando la roca a través de la cual viajan, de manera similar al movimiento que realizan las ondas de sonido cuando se propagan a través del aire. La onda P es la que viaja con mayor velocidad, alrededor de 5 Km/s
- b) Onda S: También conocidas como ondas de cizalla, son ondas transversales o de corte, lo cual significa que el suelo desplazado perpendicularmente a la dirección de propagación, alternadamente hacia un lado y hacia el otro. Su velocidad para cualquier material sólido es alrededor de 58% la velocidad de una onda P

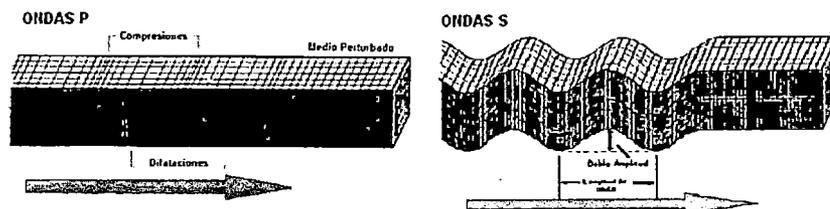


Fig. 1.08: Modelo de propagación de las ondas P y S (P. Cuadra, 2007)

### 1.1.4.2 Ondas Sísmicas Superficiales

Las ondas superficiales viajan sobre la superficie de la Tierra y se desplazan a una menor velocidad que las ondas de cuerpo. Debido a su baja frecuencia provocan que las estructuras entren en resonancia con mayor facilidad que las ondas de cuerpo y son, por consiguiente, las ondas sísmicas más destructivas. Existen dos tipos de ondas superficiales (Fig. 1.09):

- a) Ondas Love: Es la onda superficial que se propaga con mayor velocidad. Presenta un movimiento horizontal de cizalla normal a la dirección de propagación.
- b) Ondas Rayleigh: Son ondas sísmicas superficiales de amplitud decreciente y presentan tres características principales:

Estas ondas se transmiten por la superficie del terreno, aunque afectan a un rango de profundidad que es proporcional a su longitud de onda.

Su velocidad de propagación, que se define como velocidad de fase  $C_R$ , es determinada por la velocidad  $V_s$  de los materiales. La relación entre ambas se expresa como  $C_R=0.94 V_s$

Su amplitud vertical disminuye con la profundidad, y el movimiento de la partícula asociado a ella es de tipo elipsoidal, con el eje mayor en disposición vertical y en el sentido de avance del frente de ondas.

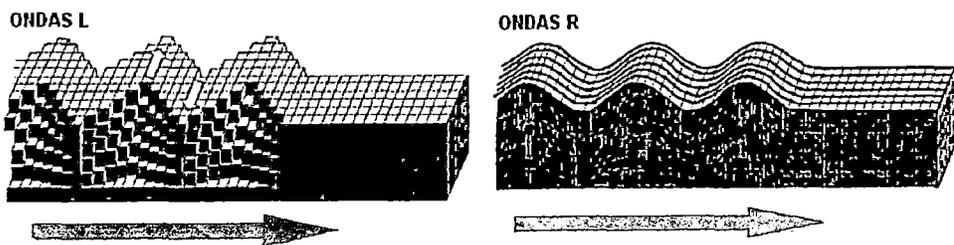


Fig. 1.09: Modelo de propagación de las ondas Love y Rayleigh  
(P. Cuadra, 2007)

## 1.2 COMPORTAMIENTO DE LAS EDIFICACIONES SOBRE LOS TALUDES

La ingeniería de fundaciones se ha concentrado principalmente en el análisis y diseño de cimentaciones para edificaciones en áreas planas y es relativamente reciente la investigación sobre el comportamiento de las edificaciones cerca o sobre los taludes.

La diferencia fundamental de un cimiento en terreno plano y uno sobre un talud o ladera es la falta de confinamiento lateral para el suelo de fundación en el caso de un talud. (Fig. 1.10)

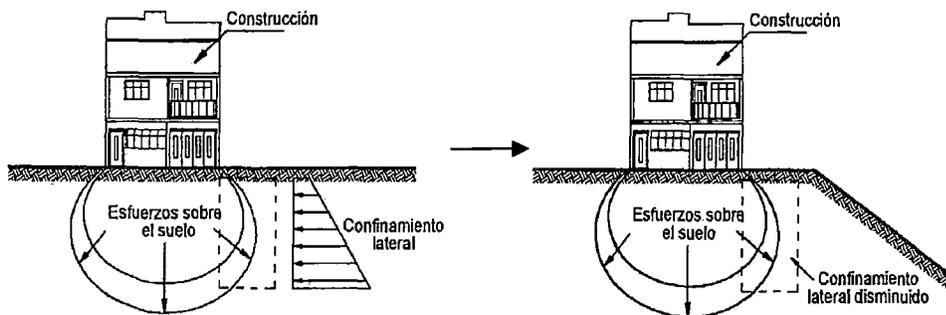


Fig. 1.10. Falta de confinamiento lateral en un talud en comparación con una construcción en terreno semiplano (J. Suarez, 2002)

### 1.2.1 Aspectos a tener en cuenta en las construcciones sobre taludes

Se presentan algunos de los problemas que todo ingeniero debe de analizar para tomar decisiones en las construcciones sobre taludes. Entre los problemas identificados se encuentran:

- Los efectos de las cargas de cimientos superficiales y profundos sobre la estabilidad de un talud. Por lo cual será necesario hallar cual es la carga máxima que podrá soportar. (Fig. 1.11)

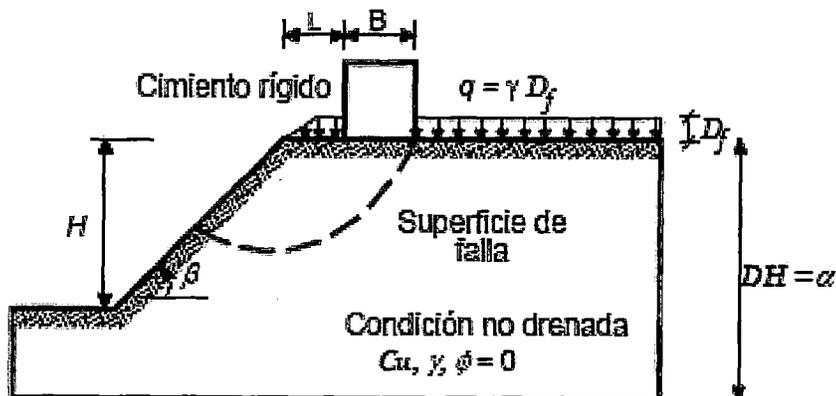


Fig. 1.11 Modelo de una estructura sobre un talud (J. Suarez, 2002)

- El deterioro que sufren dichos taludes durante la vida útil de la obra ya que con el tiempo van ocurriendo fenómenos de erosión o de deterioro general o local
- Mayor deformabilidad elástica es mayor a medida que el cimiento se acerca al borde del talud (Fig. 1.12). Es decir se puede requerir usar módulos de reacción diferentes para los sectores cercanos al talud (Javier Suarez, 2002).

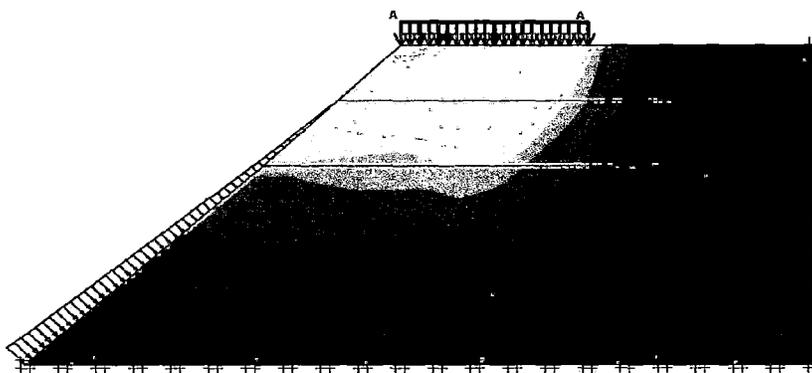


Fig. 1.12 Deformaciones cerca de la corona del talud, se producen mayores deformaciones debido a que el suelo tiene un menor módulo de reacción.

(J. Suarez, 2002)

- Tendencia a generar esfuerzos de tensión en la parte superior de los taludes, los cuales pueden ser transmitidos a la estructura agrietándola.

- Capacidad de Soporte del suelo cerca o sobre taludes es inferior a la capacidad de soporte de mismo suelo en topografía semi-plana.

### 1.2.2 Influencia de la erosión en las construcciones cercanas a los taludes

Otro factor a tener en cuenta en la planeación y diseño de construcciones en taludes es el efecto de la erosión. La erosión tiene un efecto sobre el relieve, y la pérdida de suelo genera un proceso de aumento de las amenazas con el tiempo. El avance de las cárcavas de erosión puede ser muy rápido, como en el caso de construcciones cerca a escarpes marinos.

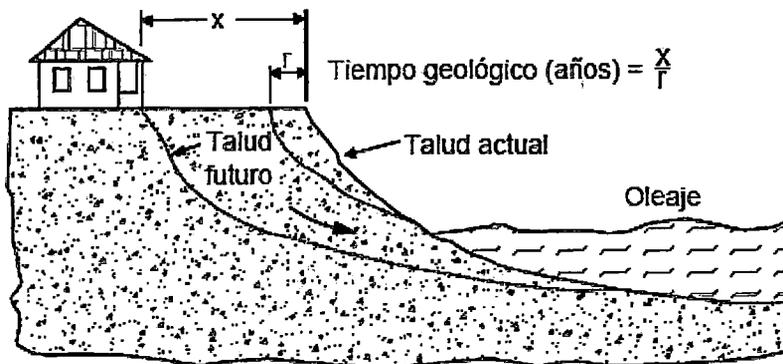


Fig. 1.13 Acción de la erosión, esta se debe tomar en cuenta antes de una construcción sobre un talud. (J. Suarez, 2002)

## 1.3 PARÁMETROS DE ANÁLISIS PARA EL PROBLEMA

### 1.3.1 Factores Geométricos

Entre estos tenemos la altura y el ángulo de inclinación del talud que tenemos que analizar ya que muchas estas condicionan un factor de mayor o de menor riesgo en las laderas en términos de estabilidad.

### 1.3.2 Parámetros de Resistencia

En esto tenemos que tener en cuenta dos componentes que son los influyentes en la resistencia cortante de los suelos que se expresa en la siguiente fórmula

(1): 
$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

$$T_f = C + \sigma' \tan \Phi \dots (1)$$

Cohesión (C): es la cualidad por la cual las partículas del terreno se mantienen unidas en virtud de fuerzas internas, que dependen, entre otras cosas del número de puntos de contacto que cada partícula tiene con sus vecinas. En consecuencia, la cohesión es mayor cuanto más finas son las partículas del terreno.

En el análisis de las causas determinantes de la plasticidad es indispensable establecer la diferencia entre cohesión y adhesión. (Instituto Tecnológico Geominero de España, 1991)

La adhesión es causada por la atracción de la fase líquida sobre la superficie sólida. La cohesión en un terreno húmedo es provocada por las moléculas de la fase líquida que actúa como puente o membrana entre las partículas vecinas. Tanto la cohesión como la adhesión son influenciadas por el contenido de coloides inorgánico, resultando de esta forma correlacionada con la plasticidad.

Angulo de fricción ( $\Phi$ ): que se debe a la trabazón entre partículas y al roce entre ellas cuando están sometidas a esfuerzos normales.

### 1.3.3 Propiedades Físicas

- a) **Peso específico:** es el peso por unidad de volumen que tiene una masa de suelo, esta propiedad se determina mediante dos maneras, una de ellas es en el laboratorio mediante el ensayo de peso específico y la otra es en campo mediante el método de cono de arena o el método del balón.
- b) **Humedad del suelo:** es el peso de agua que existe en relación con el peso total del suelo
- c) **Límites de consistencia:** que está en función del contenido de agua que tiene un suelo, los cuales marcan los límites entre su estado líquido, plástico, semisólido y sólido.

### 1.3.4 Propiedades Elásticas

- a) **Módulo Elástico Estático (E):** Robert Hooke en 1678 publicó su ley, basado en un estudio de deformación en resortes, así estableció que existe una relación lineal entre la componente del esfuerzo y la componente de la deformación expresada en la fórmula (2) sin diferenciar claramente “fuerza” de “esfuerzo”; entonces:

$$\sigma = E\varepsilon \dots (2)$$

Siendo “ $\sigma$ ” el esfuerzo normal, “ $\varepsilon$ ” la elongación y “E” el coeficiente de proporcionalidad denominado Módulo de Young. Ver figura 1.14

- b) **Módulo de Poisson ( $\mu$ ):** Viene a ser la razón entre la extensión y contracción respectivamente “  $\varepsilon_3/\varepsilon_1$  ” que se muestra en la figura 1.14, la cual fue establecida por el científico francés Siméon Denis Poisson,

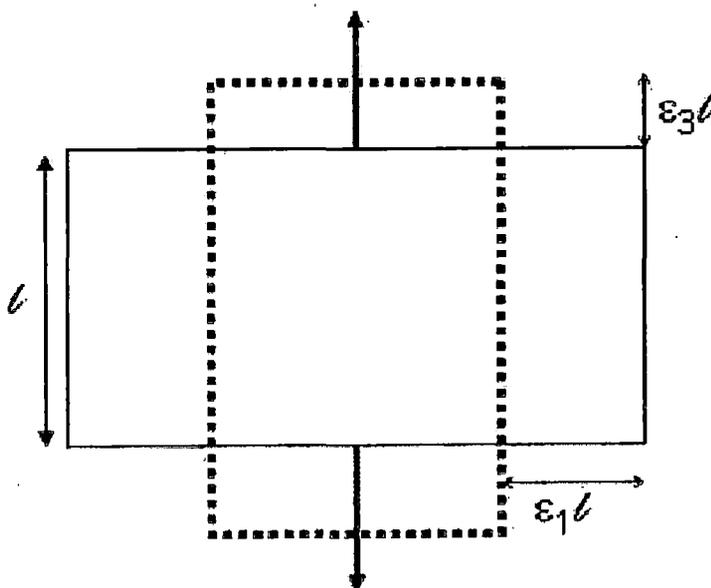


Fig. 1.14 Deformaciones producidas por los esfuerzos normales (A. Manilla, 2003)

## 1.4 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

### 1.4.1 Análisis Estático

Este método se basa en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable. No tiene en cuenta las deformaciones del terreno. Suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente o a lo largo de las superficie de corte.

En la generalidad de los métodos de equilibrio límite la seguridad de un determinado talud se cuantifica por medio del factor de seguridad FS, que se define como el cociente entre la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento y la necesaria para mantener el equilibrio estricto de la masa deslizante.

Si se asume que la resistencia al corte en la superficie de deslizamiento sigue la ley lineal de Mohr Coulomb, los métodos de equilibrio límite aplican las ecuaciones de la estática a la masa deslizante suponiendo que los parámetros se encuentran divididos por el factor de seguridad FS.

Cuando la superficie de rotura no es conocida se calculan los factores de seguridad correspondientes a un cierto número de superficies y se define como factor de seguridad del talud el mínimo obtenido. Para ello se realiza mediante tanteos que permiten ir delimitando la superficie de rotura pésima. Existen muchos métodos de equilibrio límite para encontrar el factor de seguridad para estabilidad de taludes como son Janbu Simplificado, Bishop Simplificado, Morgenstem & Price, Fellenius, etc.

El que se utilizará para el análisis será el de Janbu Simplificado por ser el que generalmente nos permite encontrar el factor de seguridad más crítico y por que su superficie de falla es aplicable en gravas.

#### 1.4.1.1 Método de Janbu Simplificado

Este método utiliza el siguiente procedimiento para encontrar y determinar la estabilidad de un talud, teniendo para ello el talud de la figura 1.15 al cual se aplicarán los siguientes pasos:

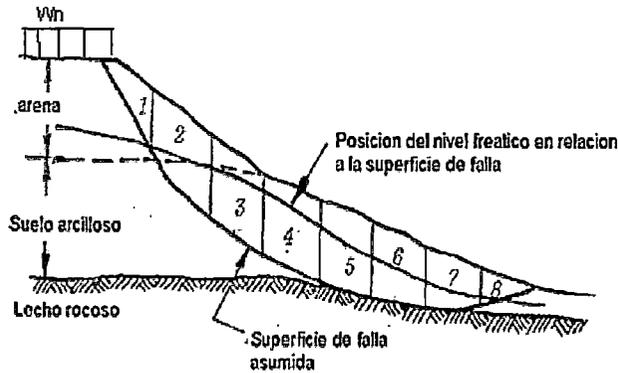
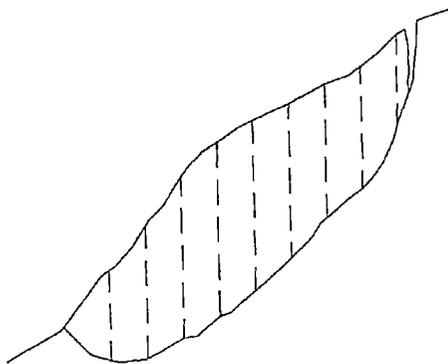
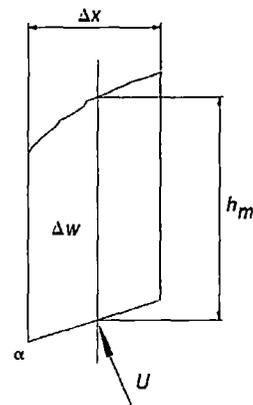


Fig. 1.15 Talud con una carga la cual simula una edificación existente

Paso 1: Se divide un área que representa el volumen unitario de las masas, cuya estabilidad se desea conocer, en volúmenes parciales denominados dovelas. El ancho de las dovelas depende de la presencia de uno o más terrenos, de las propiedades geotécnicas, de la presión de agua y de la geometría del talud dada por la topografía. Para simplificar los cálculos es a veces conveniente asumir un mismo espesor de dovelas, denominado siempre  $\Delta x$ . Un dato muy importante en este paso es la determinación del ángulo  $\alpha$  que se mide trazando una línea de pendiente en el centro de la base de la dovela (Fig. 1.16)



A) La división del talud en franjas o dovelas.



B) Diagrama de Cuerpo libre en cada dovela

Fig. 1.16 Representación del método en 2D

Paso 2: Como se observó en la figura 1.16, en el centro de la dovela también se determinan el peso  $\Delta W$  a la altura media  $h_m$ . Se determina así que el valor  $p$  que es el promedio de peso de la dovela por unidad de área de la base; si la

geometría de la base es aproximadamente regular,  $p$  se determina mediante la relación  $gh_m$ , donde  $g$  es el peso volumétrico del material que conforma el talud, consecuentemente, el peso medio de la dovela se calcula así:

$$\Delta W = g h_m \Delta x \dots (3)$$

Si la dovela es de base muy irregular,  $\Delta W$  se determina midiendo el área de la dovela, lo cual puede ser logrado en un perfil en Autocad este valor de área por el peso volumétrico  $g$ ; así este procedimiento puede dar resultados más exactos que el antes descrito.

Paso 3: Determinación de la presión de agua.

Se calcula el promedio de la presión en la base de cada dovela siguiendo el siguiente procedimiento gráfico que puede ser más exacto en las mediciones en Autocad.

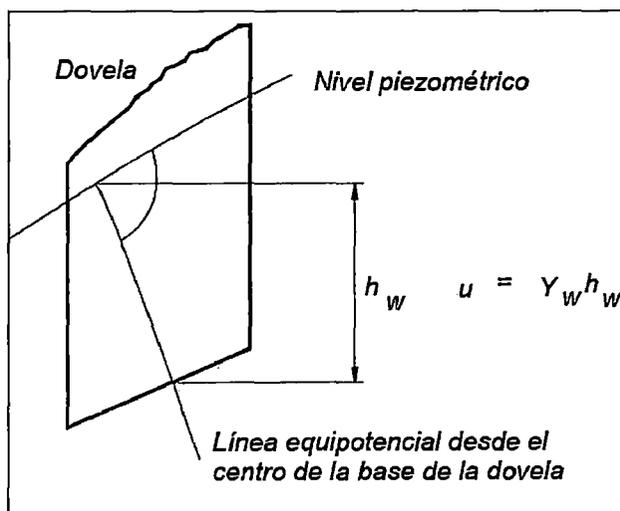


Fig. 1.17 Ubicación del punto de aplicación de la presión de agua.

Paso 4: Para esto se puede usar cualquier hoja electrónica de cálculo; se inicia con la tabulación de los datos de entrada, se calculan así los valores:  $\Delta W \cdot \tan \alpha$   
También tenemos la siguiente fórmula (4):

$$X = [C + (p - u) \cdot \tan \alpha] \Delta x \dots (4)$$

En donde  $C$  es la cohesión del suelo,  $p$  es el esfuerzo total en el terreno,  $u$  es la presión de poros.

Paso 5: Para los cálculos se asume un factor de seguridad para un primer tanteo de cálculos. En las tablas siguientes veremos como se obtiene los valores " $n\alpha$ ", denominada función geométrica, de las figuras 1.18 y 1.19 mostradas a continuación:

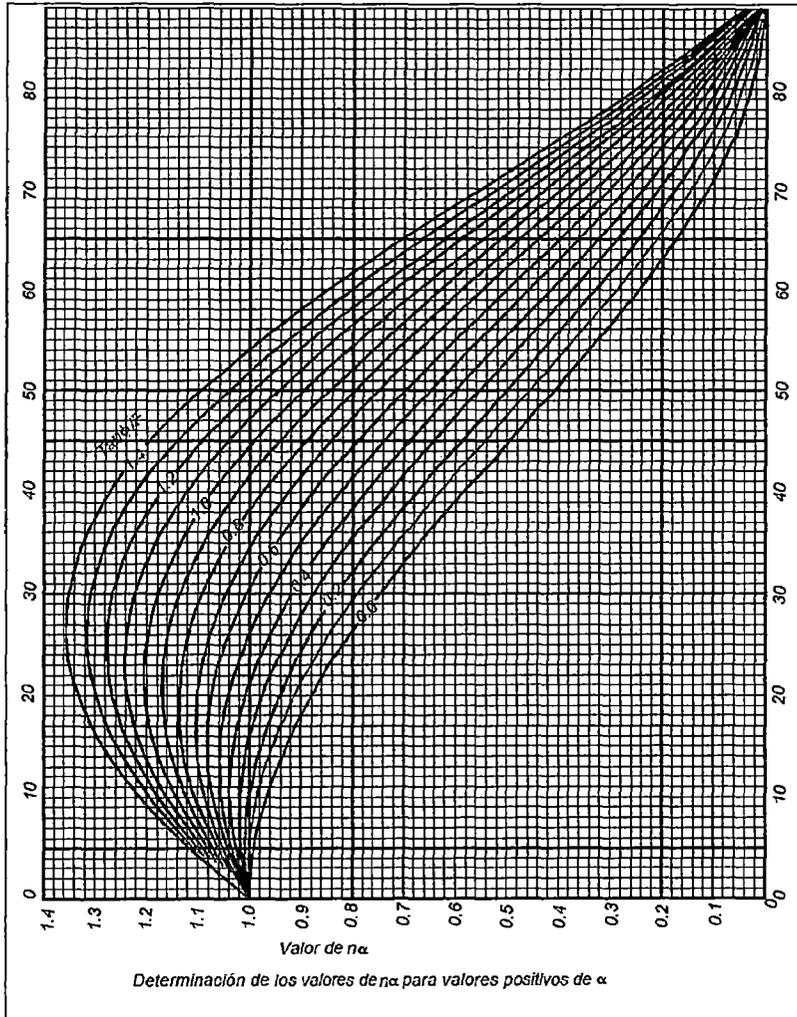


Fig 1.18: Ábaco para la determinación de los valores  $n\alpha$  para valores positivos de  $\alpha$

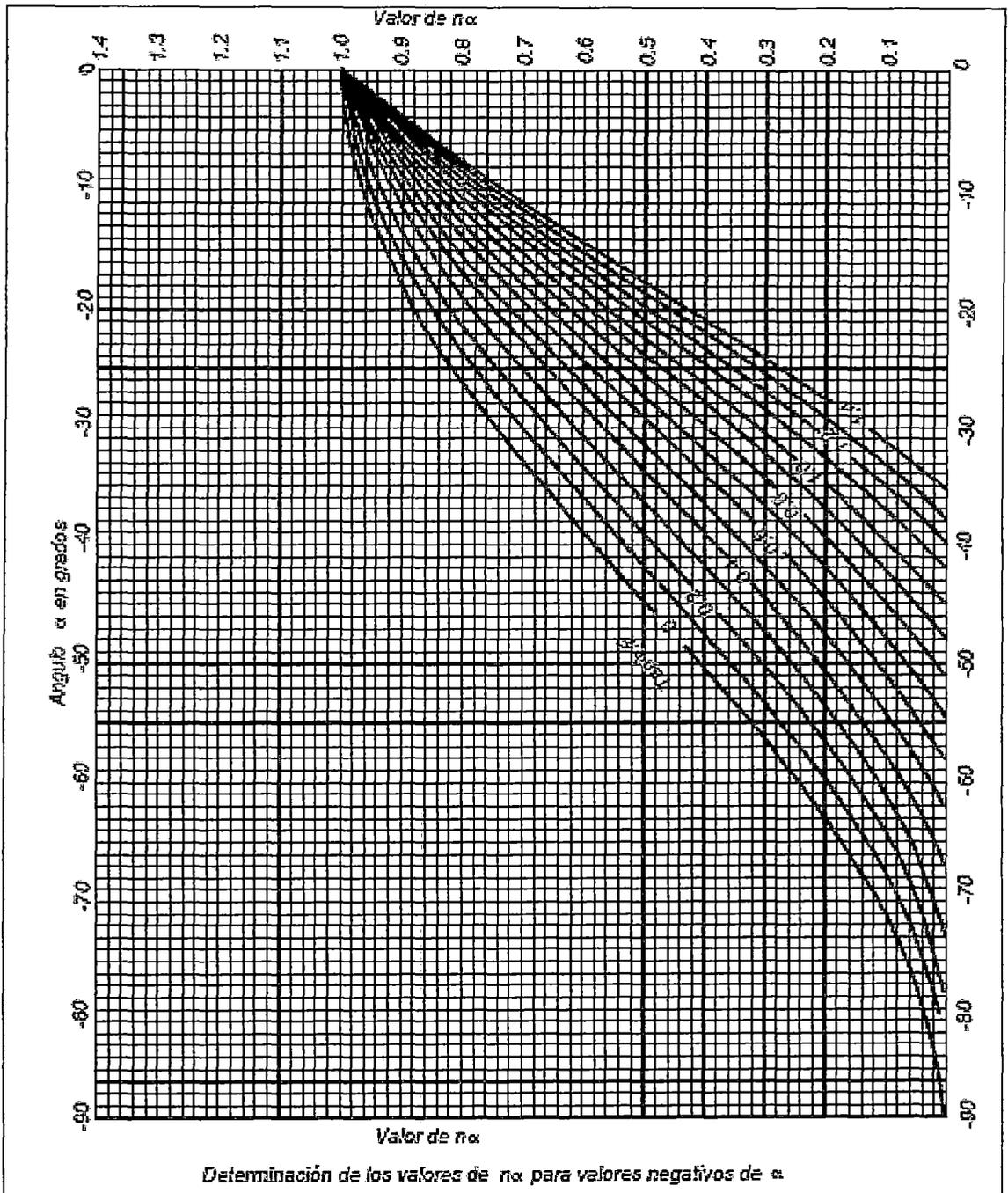


Fig 1.19: Ábaco para la determinación de los valores  $n\alpha$  para valores negativos de  $\alpha$

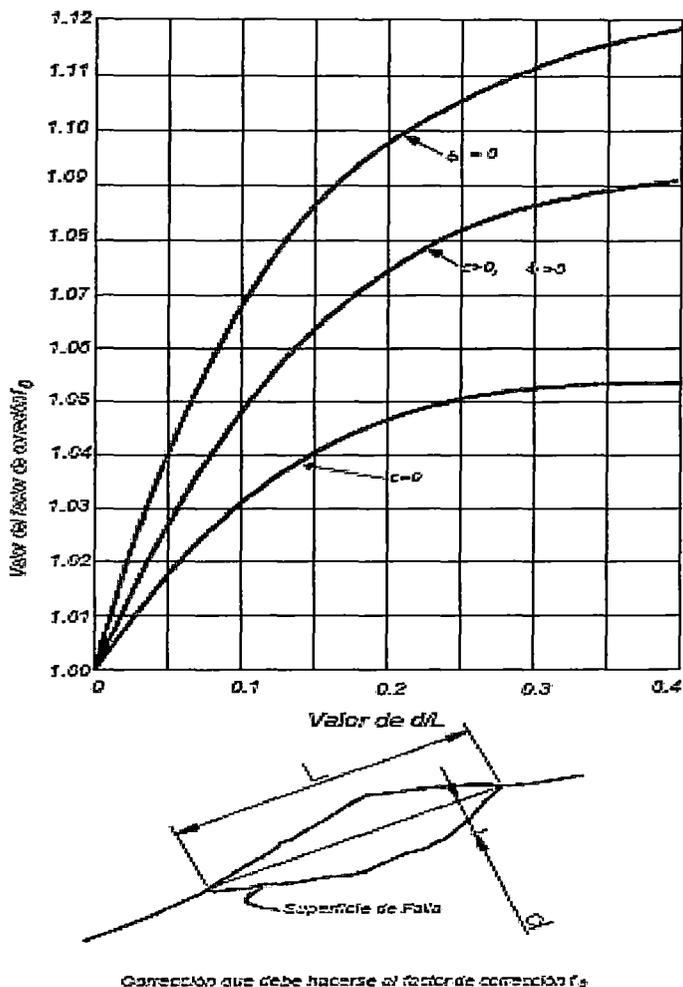


Fig. 1.20: Ábaco para determinar el valor de corrección  $f_0$

Paso 6: Se determina el factor de corrección  $f_0$  de la figura 1.20 y así se determina el nuevo factor de seguridad. Previamente hay que establecer las relaciones detalladas que se utilizan para la determinación del factor de seguridad.

La expresión para la determinación del nuevo F.S. (5) queda de la siguiente manera:

$$F = f_0 \frac{\sum \left\{ \frac{c + (p - u) \tan \alpha}{n_\alpha} \right\}}{\sum P \cdot \tan \alpha} \dots (5)$$

Donde:

$n_{\alpha}$ ,  $f_0$ : Factores de corrección

$W_n$ : Peso en cada dovela:

$b_n$ : Ancho de la dovela

$\Phi$ : Ángulo de Fricción

$\alpha$ : ángulo de inclinación del talud

C: Cohesión

Y además:  $\Sigma P = \Sigma (\text{Peso del talud} + \text{Peso de la Edificación}) \dots (6)$

#### Paso 7: Iteraciones

Si el factor de seguridad calculado en el paso 6, no concuerda con el factor de seguridad asumido en el paso 5, se asume un nuevo valor F, parecido al obtenido en el Paso 6. Entonces se repiten los pasos 5 y 6, tantas veces hasta que el valor calculado sea similar al asumido.

En este caso estamos analizando la condición crítica del talud por lo tanto el FS=1.00, para este factor de seguridad se encontrará de  $\Sigma P$ . Luego reemplazando en la fórmula (6) y despejando de esta ecuación obtendremos el valor del rango en el que debe encontrarse el  $W_{\text{edificación}}$  de manera que el talud se encuentre en su condición crítica.

#### 1.4.1.2 Aplicación de Software de Ingeniería

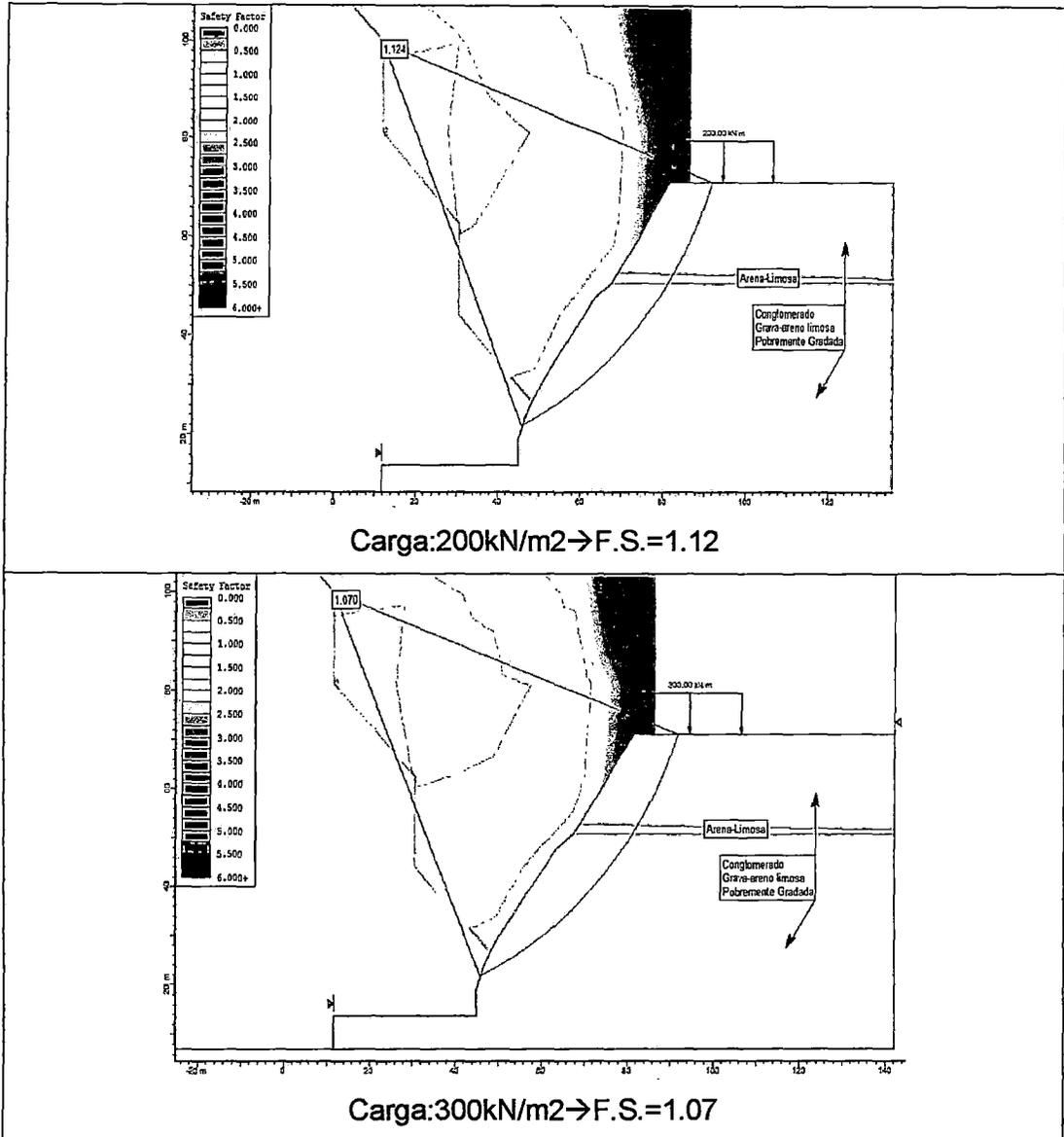
Como realizar este proceso de manera manual sería un proceso demasiado largo entonces se optó por utilizar el programa SLIDE en su versión 5.0, en el cual se puede utilizar el método de Janbu Simplificado para determinar el F.S. para el análisis de taludes, esta herramienta permitirá encontrar diversos factores de seguridad para distintas cargas que estén aplicadas encima del talud del acantilado.

En el siguiente ejemplo se muestra la metodología a seguir para cada uno de los taludes a evaluar.

Supongamos que se tiene el siguiente talud, al cual evaluaremos la carga que puede provocar que este talud se encuentre en un estado crítico, previamente daremos los valores de cohesión y ángulo de fricción.

	<b>Conglomerado</b>	<b>Material Fino</b>
<b>Cohesión (C)</b>	0.55 kg/cm <sup>2</sup>	0.01kg/cm <sup>2</sup>
<b>Angulo de Fricción (°)</b>	40°	35°

Luego de ello se cargará dicho talud con cargas correspondientes de tal manera de poder, encontrar su FS, estos se muestran en la figura 1.21



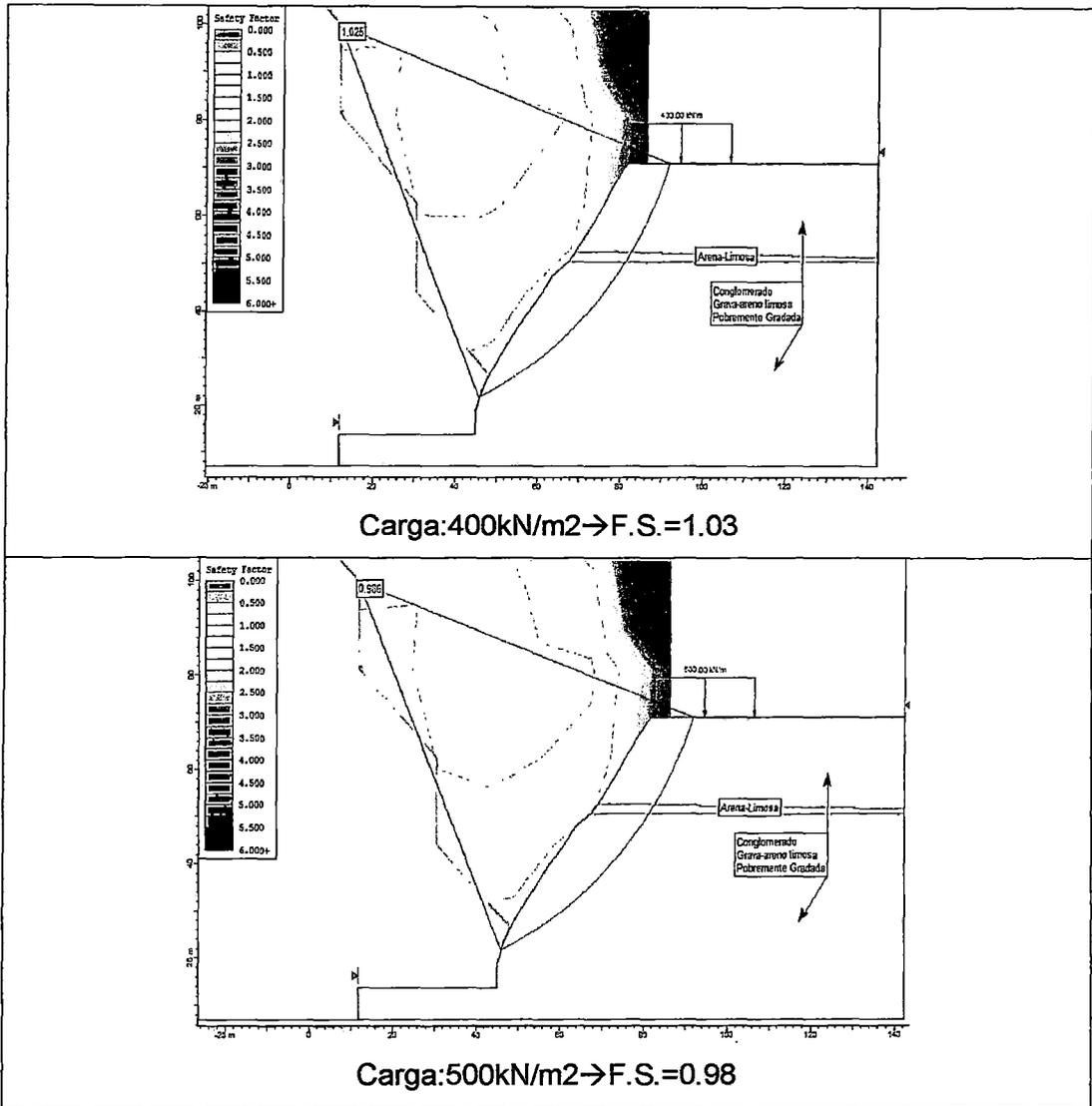


Fig. 1.21: Valores del Factor de Seguridad para distintas Cargas

Como se observa se está hallando el F.S. para diferentes cargas aplicadas, obteniéndose el siguiente cuadro 1.01

Cuadro 1.01: Resumen de los F.S. obtenidos para cada carga

Carga	F.S.
200	1.12
300	1.07
400	1.03
500	0.98

Luego de ello se realizará una regresión con los datos que se tienen, como el que se muestra en la figura 1.22

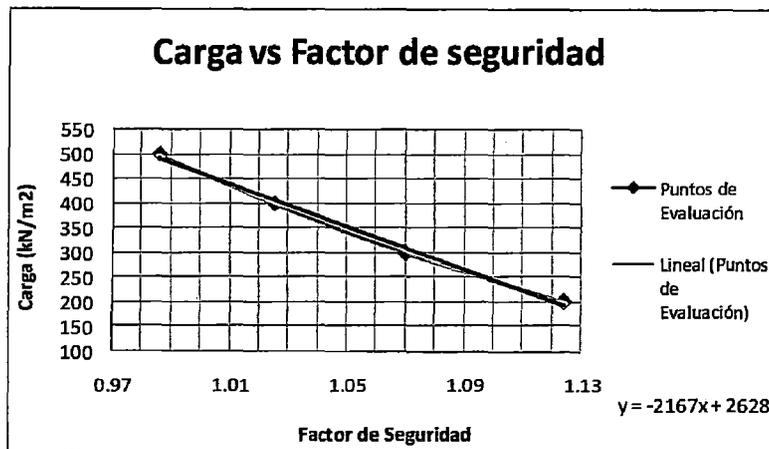


Fig. 1.22 Curva de tendencia de la Carga vs Factor de Seguridad

Encontrando finalmente que para un F.S. igual a 1.00 se tiene una carga de 450 KPa. De esta manera se podrá encontrar la carga crítica del sobre el talud.

#### 1.4.1.3 Distancia de alejamiento del borde del talud

Como es sabido el valor del Factor de seguridad físicamente representa el cociente de las fuerzas resistentes del terreno sobre la que causan el deslizamiento, teniendo lo siguiente:

**Cuadro 1.02 Estabilidad según el Factor de Seguridad**

Factor de seguridad	Ladera estable	Falla
$FS = \frac{\tau_f}{\tau}$	$FS > 1$ $(\tau_f > \tau)$	$FS = 1$ $(\tau_f = \tau)$

En el caso estático el valor recomendable del Factor de seguridad para que la ladera se considere completamente estable debe ser como mínimo de 1.50. Como en el paso anterior ya se determinó el valor de la carga que hace que el  $FS = 1.00$ , es decir la máxima que puede soportar la ladera, ahora se

determinará el alejamiento adecuado con la finalidad de obtener el factor de seguridad para que la falla que pase por la ubicación de la edificación tenga un  $F.S. > 1.50$ , como lo esquematiza la fig. 1.23

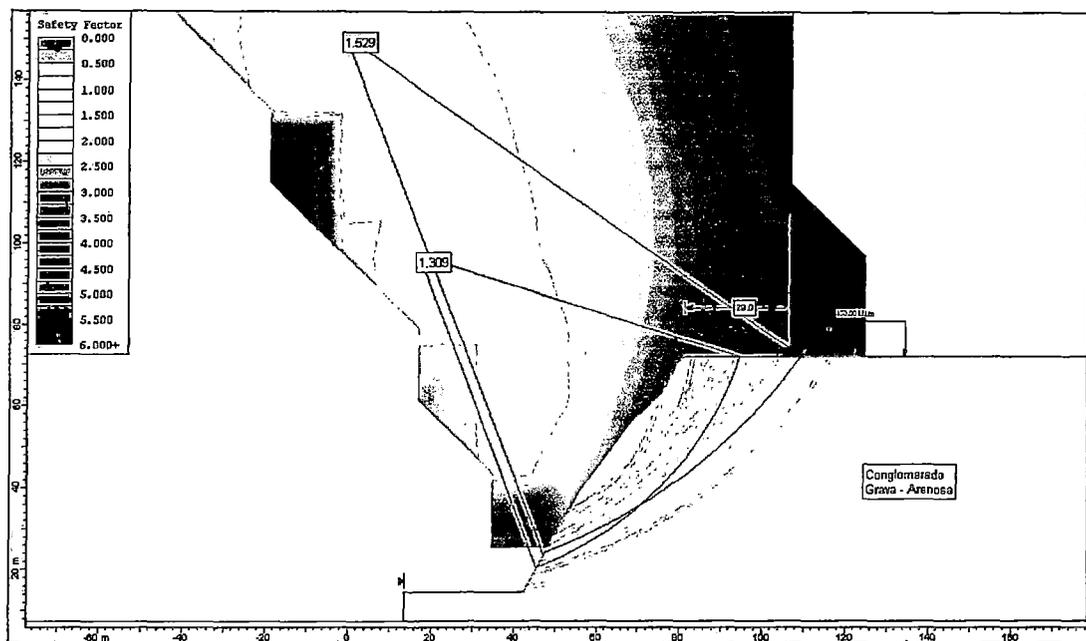


Fig. 1.23: Esquema de la posición de la carga tal que el valor del Factor de Seguridad sea mayor o igual que 1.50

#### 1.4.2 Análisis Seudoestático

Una vez obtenido ambos datos (carga crítica y distancia de alejamiento), se añadirá al modelo el efecto de la carga sísmica, el cual se determina de un análisis previo de peligro sísmico en la zona, en este caso se desarrollará el método probabilístico (ver capítulo 2) para determinar la aceleración de diseño para el modelo del talud.

Encontrado este valor se determinará el factor de seguridad para la falla que pasa por la ubicación en donde se encuentra la edificación, debiéndose cumplir en esta vez que el  $F.S._{\text{Seudoestático}}$  sea como mínimo de 1.10 para garantizar la estabilidad en estas condiciones, como lo esquematiza la figura 1.24

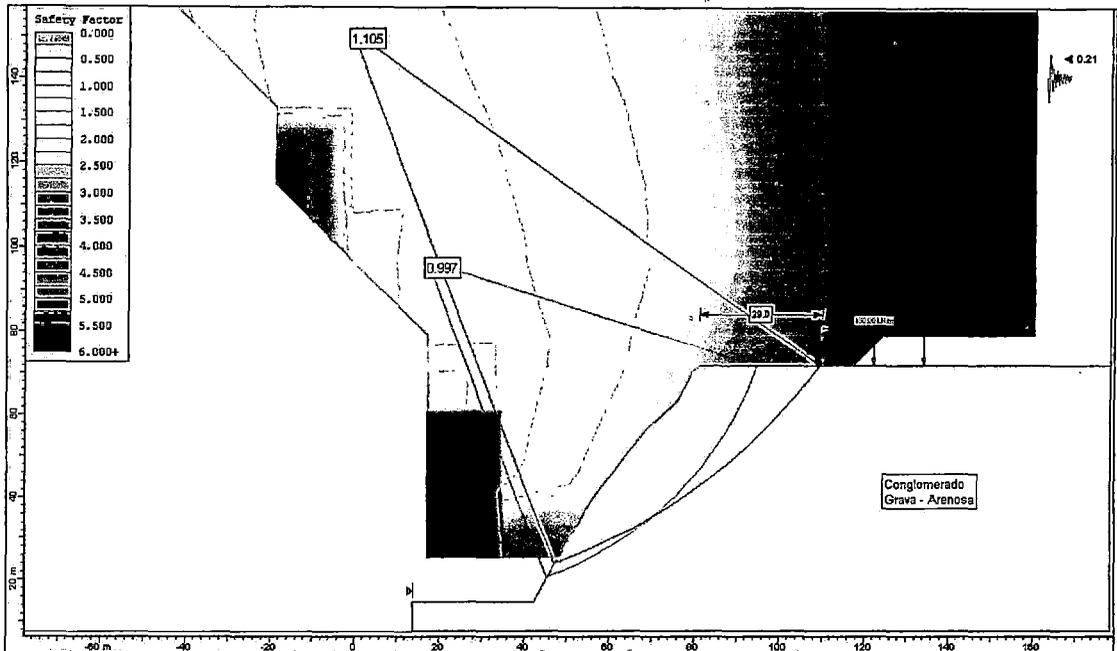


Fig. 1.24: Esquema de la posición de la carga tal que el Factor de Seguridad sea mayor o igual que 1.10

### 1.4.3 Análisis Esfuerzo-Deformación

Este análisis nos permitirá obtener las deformaciones provocadas por la transmisión de las cargas obtenidas por el análisis de estabilidad, se ve conveniente realizar el análisis de esfuerzo deformación utilizando para ello la herramienta práctica del PLAXIS, el cual tiene incorporado una serie de modelos geotécnicos para su aplicación, entre ellos tiene el modelo de Mohr Coulomb que es con el que se trabajará para el análisis.

Para el análisis de esfuerzo deformación de los Acantilados de Miraflores, se ha modelado mediante una malla de elementos finitos donde se ha zonificado los materiales componentes del Talud y se le ha asignado las propiedades de acuerdo a los resultados de la investigación geotécnica.

El Método de los Elementos Finitos (FEM ó MEF) consiste en discretizar la estructura, que es un medio continuo, mediante una serie de elementos discretos conectados unos con otros a través de unos puntos comunes llamados nodos. Dentro de cada elemento plantearemos las ecuaciones de la Elasticidad en función

de los valores de los movimientos y de las tensiones en los nodos, suponiendo que en el interior del elemento ambas siguen unas leyes conocidas. Posteriormente se elabora una matriz, llamada matriz de rigidez  $[K]$ , que contiene las rigideces de cada elemento frente a cada movimiento y la conexión entre los diversos elementos.

En definitiva, se llega a la siguiente expresión matricial:

$$[p] = [K] \cdot [d] \dots (7)$$

Donde  $[K]$  es la matriz de rigidez del problema,  $[p]$  es el vector de cargas sobre los nodos, dato del problema, y  $[d]$  son los movimientos de los nodos, que son las incógnitas. Una vez resuelto el sistema lineal, pueden obtenerse las tensiones en cualquier punto volviendo a aplicar las ecuaciones de la Elasticidad dentro de cada elemento.

No se profundizará aquí en el desarrollo de las formulaciones concretas del MEF por ser de gran complejidad y estar fuera del alcance de esta tesis.

El MEF es uno de los métodos más usados hoy en día para los cálculos geotécnicos. Esto es así porque reúne las siguientes características:

- El modelo puede ajustarse a la realidad tanto como se desee.
- Pueden efectuarse cálculos simplificados bidimensionales.
- Se pueden considerar las fases constructivas de que consta el proceso de excavación de la cimentación.
- Para el terreno existen gran variedad de comportamientos y de criterios de rotura. Asimismo, pueden modelarse materiales anisótropos y no Homogéneos.

#### 1.4.3.1 Creación del Modelo

En primer lugar se debe abordar la cuestión de que el cálculo se efectúa con un modelo bidimensional. Para la mayoría de los problemas, la simplificación 2D

resulta más que suficiente, ya que un talud no posee aproximadamente una simetría cilíndrica a lo largo de los ejes de análisis.

La malla de elementos finitos se elabora teniendo en cuenta varias premisas: se ha adaptado a todas las fases (otra posibilidad es crear una malla distinta para cada fase), es decir inicialmente una fase cuando el talud no está cargado por la edificación en donde solo interviene el peso propio y la siguiente cuando se tiene la carga de la edificación sobre la zona del talud, la cual provocará deformaciones y asentamientos.

Las condiciones de contorno dependen de cada caso, pero en esta ocasión se coaccionan los lados laterales e inferior de la malla perpendicularmente a sí mismos. Para el caso particular del acantilado en estudio las cargas actuantes son el peso del suelo y la carga de la edificación

Las características del suelo se obtuvieron a partir de los ensayos de laboratorio y de campo que se ejecutaron, así como también, de los registros de anteriores investigaciones realizadas en dicha zona.

#### 1.4.3.2 Parámetros de los materiales

Para la elaboración del modelo se requiere definir los parámetros a utilizar en el modelo, estos se trabajarán con los resultados obtenidos de una prospección geofísica previa de las cuales se determinará las ondas de compresión  $V_p$  y las velocidades de las ondas de corte  $V_s$  con los que se determinará, la relación de Poisson mediante la siguiente expresión (8):

$$\mu = ((V_p/V_s)^2 - 2)/2((V_p/V_s)^2 - 1) \dots (8)$$

A partir de este valor se obtienen los valores de las propiedades dinámicas del terreno con las siguientes correlaciones:

$$\text{Módulo de Corte} \quad G = \rho V_s^2 \dots (9)$$

$$\text{Módulo Elástico} \quad E = 2.G(1 + \mu) \dots (10)$$

$$\text{Módulo de Bulk} \quad K = E/3(1 - 2\mu) \dots (11)$$

Donde:	$\mu$	=	Relación de Poisson
	Gd	=	Módulo de Corte Dinámico
	$\gamma$	=	Densidad del suelo
	Vp	=	Velocidad de onda tipo P
	Vs	=	Velocidad de onda tipo S

Hay que tener en cuenta ahora que el módulo dinámico tiene un valor mayor que el estático, ya que se obtiene para incrementos tensionales pequeños como son los producidos por ondas sísmicas.

Hay que tener en cuenta de que existe una relación entre los módulos dinámicos y estáticos el cual fue estudiado por el Ing. Francisco Peral Alvaro del IN SITU TESTING, S.L. quien realizó un trabajo sobre suelos de granito fracturado y meteorizado realizando para ello ensayos dilatométricos in-situ para determinar el módulo elástico estático y comparándolos con los módulos elásticos dinámicos obtenidos de los registros sísmicos, obteniendo la siguiente relación:

$$E_d \text{ (MPa)} = 13.43 E_s + 6.859... \text{ (12)}$$

Donde:

Ed: Módulo Elástico Dinámico

Es: Módulo Elástico Estático

Concluyendo finalmente que los valores de los módulos dinámicos son superiores en 10 a 20 veces a los valores de los módulos estáticos (Peral A., F. & Rodriguez, A. 2001).

Para el análisis de esfuerzo – deformación pseudoestático que se realizará se trabajará con los módulos elásticos estáticos los cuales serán obtenidos por correlaciones (anteriormente mencionadas) a partir de los módulos dinámicos .

Aparte de estos parámetros elásticos ya mencionados se requiere de los valores del ángulo de fricción ( $\Phi$ ), la cohesión (C) y el peso específico ( $\gamma$ )

Existen diferentes métodos según el análisis a realizar:

### a) Método de Reducción del Esfuerzo Cortante (Reducción $\Phi/c$ )

La opción de cálculo de reducción  $\Phi/c$  induce la probable superficie de falla que se puede generar en el análisis de estabilidad de taludes.

Al realizar el cálculo mediante este procedimiento se generan, desplazamientos adicionales son generados durante un cálculo de reducción  $\Phi/c$ . Los desplazamientos totales no tienen un significado físico. Pero los desplazamientos incrementales en el paso final (en falla) dan una inducción del probable mecanismo de falla.

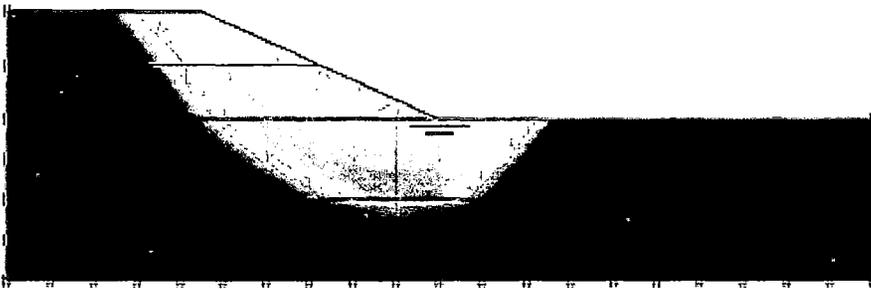


Fig. 1.25 Sombreados de los incrementos de desplazamiento total indicando el mecanismo de falla más aplicable del talud en la etapa final.

Las cargas y la aceleración para el análisis seudoestático generarán una superficie de falla la cual tendrá una cierta influencia en el borde del talud, dicha distancia de influencia bajo la carga crítica planteada es la que se debe dejar como aislamiento para evitar problemas deslizamientos.

### b) Cálculo de Asentamientos

Con la finalidad de calcular si la carga crítica provoca asentamientos permisibles en dicha zona ubicada, se realizará el cálculo de los asentamientos verticales ( $U_y$ ) mediante como se observa en la figura 1.26 el PLAXIS utilizando para el cálculo plástico, teniéndose en cuenta los siguientes asentamientos permisibles (Braja M. Das, 2001):

**Cuadro 1.03 Asentamientos Totales Permisibles por tipo de Cimentación en suelos granulares**

Asentamiento Permissible	Estructura
2.50 cm	Aporticada con zapatas asiladas
5.00 cm	Losa de cimentación

Según la estructura que se decida utilizar para la cimentación se deberá controlar la deformación ya sea reduciendo la carga o alejándola más del borde del talud.

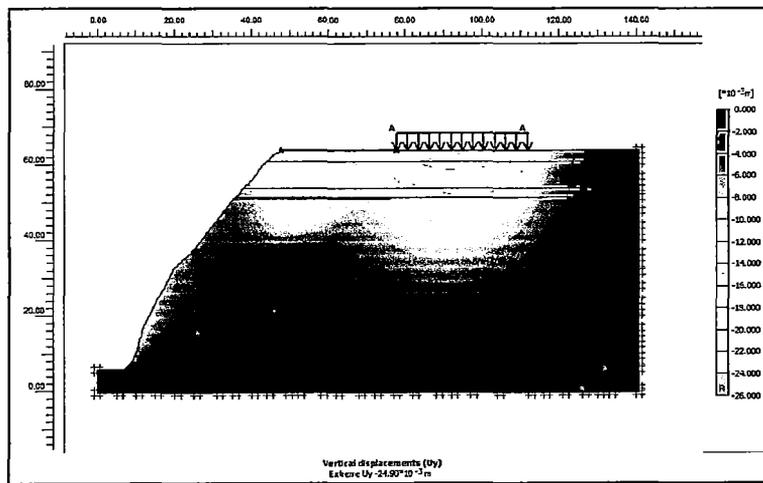


Fig. 1.26 Asentamientos en la corona, se aprecia las deformaciones verticales producidas en el talud debido a la transmisión de las cargas.

## CAPITULO 2

### CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

#### 2.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El tramo de estudio se encuentra dentro de la franja de lo que conocemos todos como la Costa Verde en la ciudad de Lima. La parte de la franja a estudiar comprende desde la bajada a la Av. Costanera hasta la Bajada Balta en el distrito de Miraflores.

En la fig. 2.01 se puede la extensión que abarca dicho tramo, el cual es de 2.50Km.



Fig 2.01 Ubicación de la zona de estudio

## **2.2 CONDICIONES CLIMÁTICAS DEL ÁREA DE ESTUDIO**

Este tramo está comprendido dentro de la cuenca atmosférica del área metropolitana de Lima y Callao, está gobernada por un dominio climático semi permanente: el Anticiclón del Pacífico Sur, que en conjunción con la Cordillera Occidental en Sudamérica produce un flujo constante de vientos del sur durante todo el año.

La cuenca atmosférica del área metropolitana de Lima y Callao constituye una cuenca abierta al oeste por el Océano Pacífico y limitada al este por las estribaciones de la cordillera de los Andes, constituyéndose como un corredor de vientos que sigue la línea costera.

### **2.2.1 Condiciones Térmicas**

La temperatura promedio según data de CORPAC-SENAMHI consolidada entre los años 70 y 90, en la ciudad de Lima varía con una fluctuación leve y básicamente marcada por la estación de verano e invierno, los valores más altos de la temperatura se presenta generalmente en el mes de febrero con que están entre 24.2 °C y 26.8°C. En los meses más fríos la temperatura mínima promedio es 14.9°C la cual se produce en el mes de septiembre.

### **2.2.2 Condiciones de Humedad Atmosférica**

La humedad relativa (HR) posee una variación medio durante el año poco significativa; entre estaciones de verano e invierno es de 4%, y la media anual es de 82%, valores característicos de una zona húmeda.

## **2.3 ACTUALIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES EN LA ZONA**

Actualmente tenemos una variedad de edificaciones que están sobre los acantilados que presentan las siguientes características:

### 2.3.1 Zona del Parque El Faro

En esta zona se aprecia que las edificaciones van variando desde 9 hasta 18 pisos apreciándose en algunos casos edificaciones pequeñas de 5 pisos, en donde se ven alejamientos de las edificaciones que varían desde 55 m hasta 105 m como se puede apreciar en la figura 2.02, cabe resaltar que las edificaciones de mayor antigüedad está construidas a base de albañilería y las más modernas a base de material de concreto armado.



Fig. 2.02 Parque El Faro, la cual esta rodeada de parques cercanos al borde del acantilado.

### 2.3.2 Zona del Parque Itzhak Rabín

En esta zona se aprecia que las edificaciones entre las de mayor de altura se tienen edificaciones que varían entre 13 a 19 pisos como se observa en la figura 2.03, otras edificaciones de menor tamaño alcanzan entre 8 a 10 pisos, existiendo también algunas casas que tiene de 3 a 4 pisos. Las edificaciones de mayor tamaño con concreto armado, y las casas pequeñas tienen un sistema de construcción de albañilería clásica. El alejamiento de estos estructuras del borde del acantilado es variable, la parte más alejada está entre 85 a 90 m de distancia que son los edificios de mayor altura y los edificios mas cercanos se encuentran a una distancia que varía de 17 a 25 m que son las edificaciones de menor tamaño, donde las edificaciones tienen un área promedio de  $20 \times 25 \text{ m}^2$

Fig. 2.03 Parque Itzhak Rabín, en la imagen se observa las grandes edificaciones existentes en esta zona.



### 2.3.3 Zona del Parque Miguel Grau

Ubicada entre las calles 7 de Junio y Torre Ugarte en la cual existen edificaciones de concreto armado, las que son de mayor tamaño tienen entre 18 a 20 pisos y las pequeñas entre 2 a 3 pisos. Las distancias del borde del acantilado también son variables, las mas cercanas están entre 28 a 34m que corresponden a las edificaciones mas pequeñas, y las mas alejadas están entre 75 a 95 m. las cuales corresponden a las edificaciones de mayor número de pisos, donde las edificaciones tienen un área promedio de  $15 \times 20 \text{ m}^2$ .

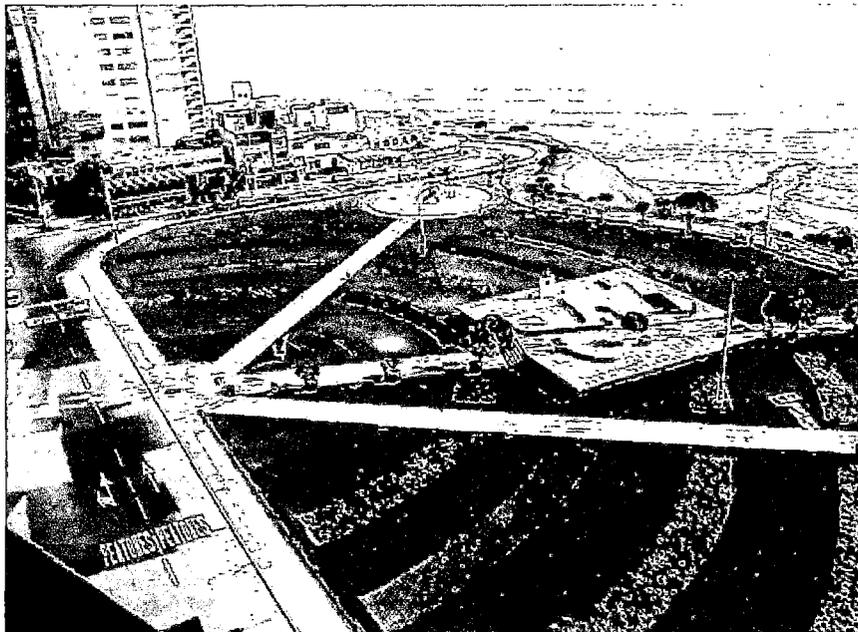


Fig. 2.04 Parque Miguel Grau, vista en planta donde se aprecia el alejamiento de las edificaciones.

### 2.3.4 Zona del Parque María Reiche

Ubicada entre las calles Manuel Tovar y Federico Villarreal en donde se ve la presencia de edificaciones para uso de departamentos con material de concreto armado y algunas casas de material de albañilería, las edificaciones mas altas tienen entre 14 a 19 pisos y las de menor altura tienen entre 2 a 3 pisos. La distancia de alejamiento de la edificaciones del borde del acantilado varían de 65 a 80 m aquellas que están mas alejadas y de 50 a 60 m las que están menos alejadas, por lo que se puede decir que esta zona ha sido bien aislada del borde del acantilado por la presencia del parque existente como se puede apreciar en la figura 2.05. En esta zona las edificaciones tienen un área promedio de 15 x 20 m<sup>2</sup>

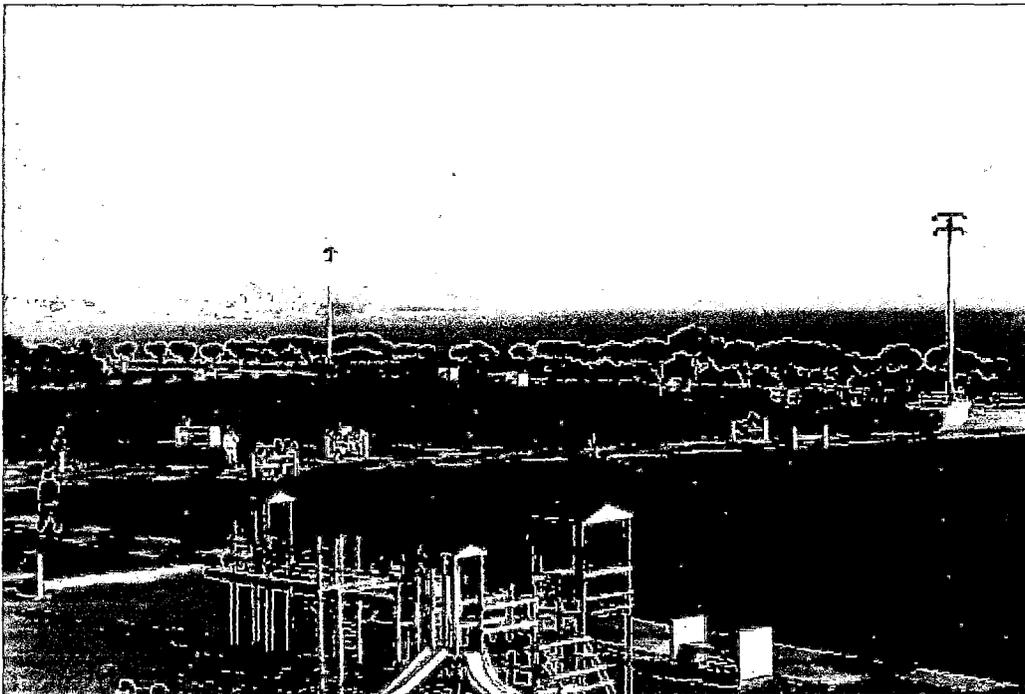


Fig.2.05 Parque María Reiche, el cual aísla de alguna manera el efecto de las cargas de las estructuras en los taludes del acantilado

### 2.3.5 Zona del Malecón de la Marina

Entre las calles Federico Villarreal hasta el cruce con la bajada a la Av. Costanera, ver figura 2.06, en este tramo también podemos observar construcciones realizadas con material de concreto armado y de albañilería,

existen edificaciones de altura variable las de mayor altura tienen entre 12 a 15 pisos y las de menor altura están entre 4 a 5 pisos existiendo también viviendas de hasta 3 pisos, la distancia de alejamiento del borde del acantilado está variando entre 30 a 65 m. Donde las edificaciones tienen un área promedio de  $15 \times 20 \text{ m}^2$

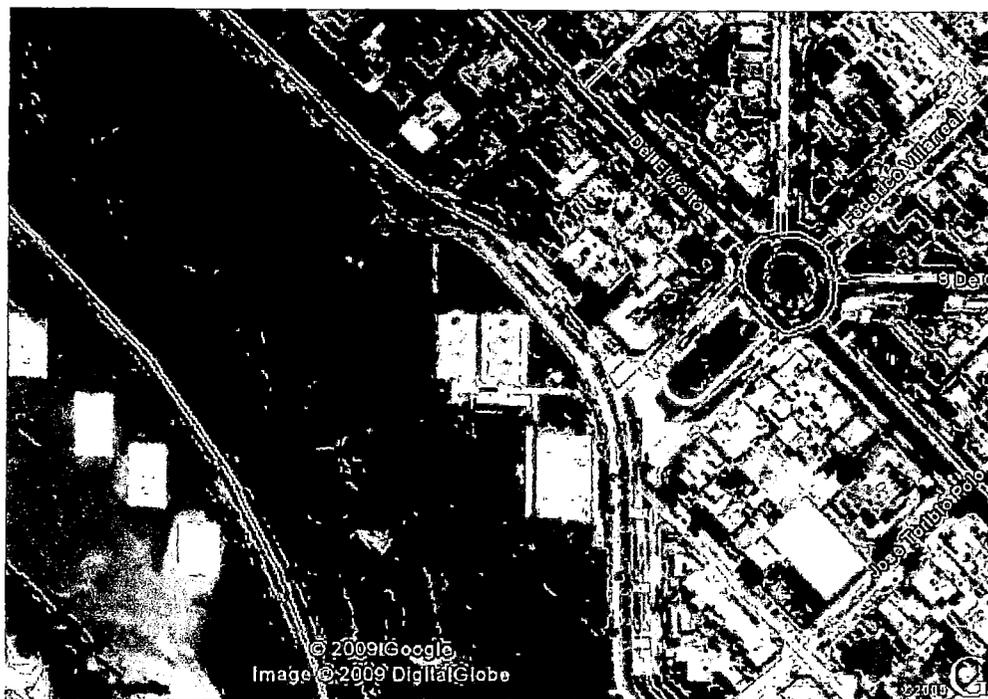


Fig. 2.06 Malecón de la Marina, en la vista se aprecia la zona de estudio conformada por parques cercanos al acantilado

## 2.4 GEOMORFOLOGIA REGIONAL

El abanico del río Rímac, posee una extensión de  $300 \text{ km}^2$  la cual constituye una terraza fluvio-aluviónica de relieve horizontal, tal como se presenta en la actualidad, tiene su límite oriental en Santa Clara en Vitarte y su límite occidental sobre la línea costera de 22.5 km. Hacia el sur limita con el macizo del Morro Solar y por el norte cubre parte del abanico del río Chillón en la zona de Bocanegra.

Las unidades geomorfológicas producidas por procesos de acumulación y erosión, principalmente de origen marino, fluvial y eólico, entre ellas se distinguen las siguientes:

### 2.4.1 Acantilados

Los acantilados se ubican en ambientes de origen marino, donde se destacan entradas y salientes conformando playas delgadas y acantilados, constituidos por macizos rocosos y depósitos aluviales que llegan y terminan abruptamente frente al mar (sector de la Costa Verde) cuyo perfil longitudinal cóncavo entre Punta La Chira y la Punta, es conocido como Bahía de Miraflores (INGEMMET, 1997).

La zona de los acantilados de la Costa Verde corresponde a un truncamiento del cono aluvial producto de la acción marina que progresivamente ha ido erosionando los materiales desde su lugar final de depositación (a la altura de una línea imaginaria existente en un alineamiento entre la isla San Lorenzo y el Morro Solar) hasta el lugar que actualmente ocupan.

La línea costera tiene una configuración tipificada que consiste en:

- Un tramo degradacional rectilíneo (Playa Villa - Conchán).
- Tramo conformado por material rocoso en el Morro Solar el cual actúa como un rompe olas natural.
- Una ensenada degradacional (Bellavista - Chorrillos), el cual produce una erosión regresiva sobre el abanico de deyección, originando, en el caso de Lima, una escarpa la cual está variando entre 60 a 65 m. de altura. (A. Martínez, 2007)

La última zona es la preocupante debido a que es en donde actualmente se vienen realizando diversos proyectos, la presencia de escarpas en los acantilados indica una evolución geodinámica importante de la erosión del mar sobre el suelo de Lima, cuyo perfil de equilibrio natural tiende a una curva elíptica (fig. 2.07) que ha sido alterada con obras de defensa y/o áreas ganadas al mar sin tener presente que la tendencia del perfil de equilibrio es seguir su ley, y para alcanzar su equilibrio necesita de zonas de erosión y sedimentación las mismas que causan destrucción a obras mal planificadas geotécnicamente como las pistas de las riberas de las playas de la Costa Verde.

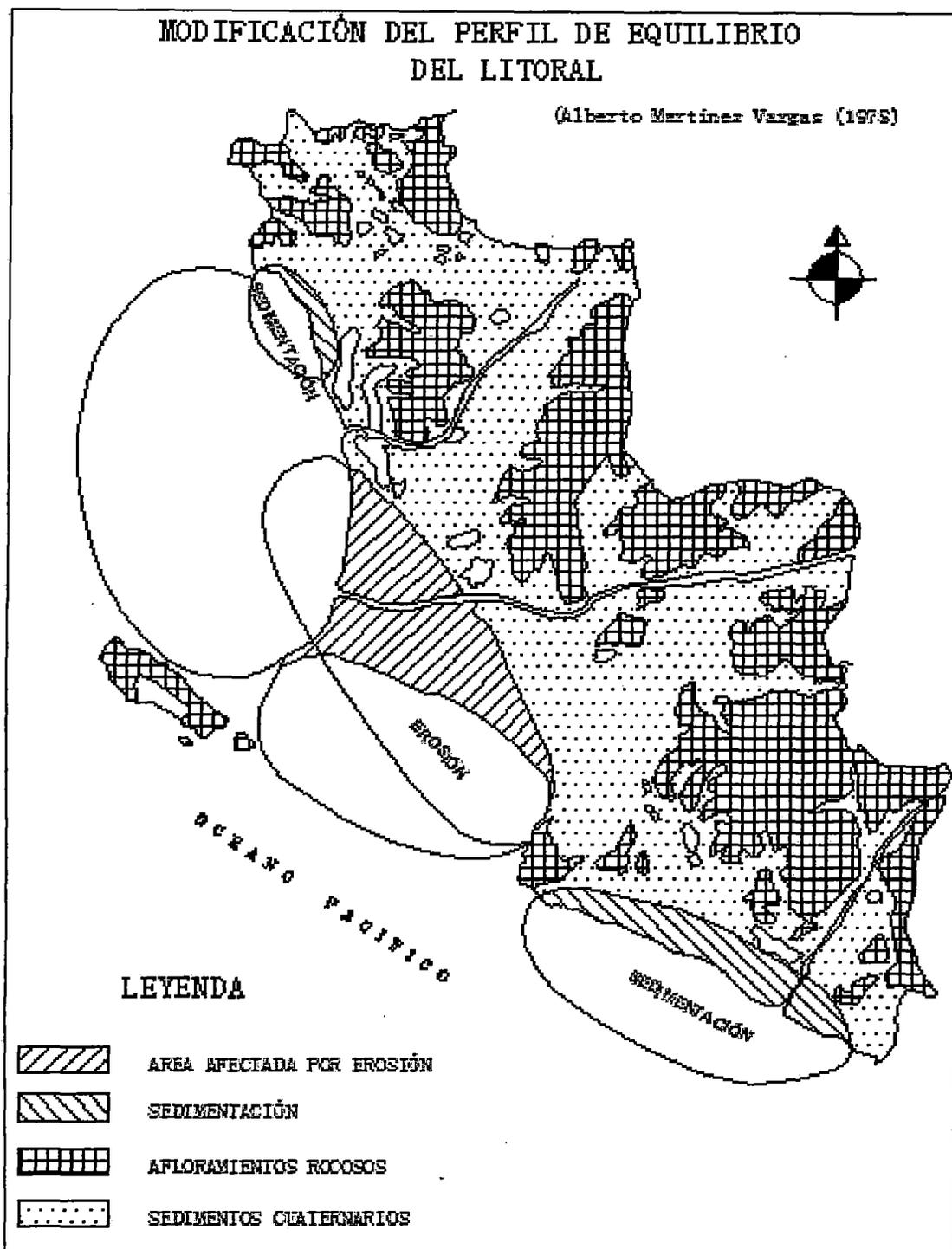


Fig. 2.07 Perfil de Equilibrio de la Costa Verde (A. Martínez, 2001)

Lo visto en la figura anterior, indica que el conjunto isla San Lorenzo - La Punta constituyó una sola unidad, y fue destruida posteriormente por la erosión en la ensenada degradacional desde Bellavista hasta Chorrillos. Esto es una evidencia

de que la mayor intensidad dinámica marina se sitúa entre La Punta y San Miguel, siendo las zonas de Magdalena, San Isidro, Miraflores y Barranco atacados por esta erosión con una menor intensidad.

La zona del distrito de Miraflores (zona en estudio) está expuesta al fenómeno de erosión por lo que ésta será un factor el cual condicionará su estabilidad.

De acuerdo al mapa del Geomorfológico de Lima de Martínez y Col (J. Castro, 2007) se pueden rescatar los siguientes aspectos:

- a) La presencia de una terraza de formación reciente  $t_0$ , adyacente al cauce actual del río Rímac.
- b) Las escarpas producidas por la erosión del río, que separan las terrazas  $t_0$  de la  $t_1$ .
- c) La terraza  $t_1$ , alcanza por el Sur escarpas de un pasado más remoto.
- d) La terraza  $t_2$ , termina en su parte frontal en los acantilados casi verticales que se presentan desde la Perla hasta el Morro Solar, producto de la erosión del mar. Esta terraza corresponde a las primeras épocas del Rímac, cuando su cauce seguía la dirección Suroeste. Esta terraza va tomando mayor altura de Norte a Sur, adquiriendo su mayor desarrollo en Miraflores, donde estaría situada la parte central del cono deyectivo, alcanzando 70 m.

En el Anexo A-04 Mapas y Planos se muestra el mapa geomorfológico regional de los Acantilados de Lima.

#### **2.4.2 Planicie Costera y Cono Deyectivo del río Rímac**

La planicie es resultado de los procesos de acumulación fluvio-deltaica desarrollado por el río Rímac, con formación de conos deyectivos, y de las quebradas adyacentes.

El cono deyectivo se desarrolla en la parte final del río, y en el predominan materiales conglomerádicos (cantos y gravas), arenas y arcillas. (INGEMMET, 1997)

### 2.4.3 Estribaciones de la Cordillera Occidental

Comprende a la cadena de cerros bajos que se levantan al Este de Lima Metropolitana formados por Plutones y Stocks del Batolito Costanero, emplazados con rumbo NO-SE, secuencias sedimentarias cretácicas (Formaciones Pamploma y Atocongo).

## 2.5 GEOLOGIA REGIONAL

El aluvión de Lima está conformado por lentes de sedimentos y estratificación cruzada, propios de un abanico aluvial, donde se observan capas gravosas con aglomerantes areno- limosos a areno- limo- arcillosos y limo- arcillosos de una amplia granulometría, cuyos granos se vuelven más finos hacia el Oeste, así como depósitos marinos de buena clasificación, con sedimentos finos.

En los lechos dejados en la parte central del cono deyectivo, predominan potentes espesores de cantos rodados en matriz areno- limo- arcillosa y en los bordes laterales predominan depósitos limo- arcillosos con lentes arenosos de espesores reducidos

Estos sedimentos aluviales, han sido depositados durante la última etapa del Pleistoceno, sobre el zócalo rocoso más antiguo, compuesto por rocas sedimentarias del Mesozoico. La secuencia de este proceso la describió Maggiolo (J. Castro, 2007) y fue la siguiente:

- A fines del Terciario Superior (Plioceno) y comienzos del Pleistoceno, el río Rímac era torrentoso y de gran poder erosivo. En momentos de calma tectónica erosionó profundamente el basamento, constituido por Lutitas del Jurásico Superior – Cretácico Inferior. Es así como el río deja los sedimentos clásticos del conglomerado de Lima, de gran espesor.
- Con el transcurrir del tiempo, el río va variando del Sur – Oeste hacia el Nor – Oeste, debido a los movimientos tectónicos basculares, hasta que en el Cuaternario Superior (Holoceno) queda en la posición actual. Durante el Holoceno, los movimientos tectónicos y el poder erosivo del río disminuyen,

depositándose material fino que ha originado la cubierta superficial arcillosa de 8 a 15 m de espesor en el Callao.

En la actualidad en algunas zonas como en el distrito de Miraflores en la base de los acantilados se localizan depósitos de escombros que han sido acumulados en forma de montículos conformados por cantos rodados de diferentes tipos de rocas y de granulometría y formas variadas, redondeados y subredondeados, mezclados con gravas y escasa cantidad de aglutinantes.

En forma general, los acantilados están constituidos por un suelo conglomerádico, gravoso de origen aluvial, constituido por bolos y cantos de hasta 0.30m (20%), gravas y gravillas subredondeadas a redondeadas de litología intrusiva y volcánica (60%), en matriz limo-arenosa (20%), no plástica, masivo, semicompacta, seca a ligeramente húmeda, de permeabilidad media a alta.

Se intercalan horizontes lenticulares areno- limosos, secos, incompetentes, cuyo espesor es variable siendo de mayor espesor en las zonas laterales (Chorrillos y La Perla) disminuyendo progresivamente hacia la zona central (Miraflores) donde casi desaparece.

### **2.5.1.- Litología**

Los depósitos aluviales que forman los acantilados se presentan totalmente heterogéneos y no guardan una sistemática razonable vertical ni horizontal, y desde el punto de vista petrográfico se puede clasificar como un conglomerado de cantos rodados y gravas de origen ígneo, mezclados íntimamente con arena y material limo arcilloso que actúan como matriz en mayor o menor grado, muchas veces estos materiales finos aparecen formando lentes de espesor variable.

La distribución de la litología de las gravas que constituyen el acantilado tiene la siguiente distribución, INGEMMET (1997):

- Rocas Volcánicas, teniendo entre ellas andesita, dacita, y brecha volcánica ocupando el 47% del total.
- Rocas Intrusivas, entre ellas la sienita, diorita, monzonita, granodiorita, tonalita y granito con un 42% provenientes de las diversas formaciones aflorantes en la cuenca alta, media y baja del río Rímac.
- Rocas Metamórficas, como cuarcita ocupando un 9%
- Otros elementos como la caliza, pizarra, etc, ocupan el 2% restante.

En el estudio de Seguridad Física de los Acantilados de la Costa Verde (INGEMMET, 1997), se hace referencia a la existencia de paleocanales rellenos por alternancia de material grueso con finos, lo cual da un indicio que la dinámica en el lugar de depósito el flujo no era uniforme y que la capacidad de transporte era mínima por algún cambio hidráulico; esta carga de materiales se iba expandiendo lateralmente y a partir de ello es donde pudo haberse formado barras de material grueso que por su morfología producirían zonas positivas en el sentido de que se generan en ellas un ambiente calmado que permitiría la depositación de los materiales finos que hoy se exponen en los acantilados.

En zonas comprendidas desde Barranco hasta una parte de Miraflores se tienen espectros litológicos con características similares, en donde hay una predominancia de las rocas volcánicas sobre las intrusivas, cuya distribución obedece (desde 3 cm hasta 15 cm). Entre Magdalena y La Perla la distribución es bimodal, presentándose en algunos casos predominancia de rocas intrusivas sobre las volcánicas y en otro caso lo contrario.

En los taludes de Barranco, Miraflores y Magdalena aparecen muy localmente, depósitos de canal que se manifiestan como formaciones lenticulares de materiales finos (arenas y arcillas), los cuales se han originado por el transporte de éstos en suspensión durante las crecidas, apareciendo como interdigitaciones dentro de los materiales más gruesos.

Desde el centro de Rehabilitación de menores de Maranga vuelven a aparecer los materiales finos con espesores que varían entre 8 y 15 m en promedio, los cuales se presentan en capas horizontales bien marcadas de 20 cm de espesor y con 4 km de continuidad, muy diferentes a las observadas en las zonas de

Agua Dulce, Costa Linda y en los Sectores de Barranco y Miraflores. Estos depósitos se encuentran infrayeciendo y suprayeciendo a materiales gruesos (INGEMMET, 1997).

### **2.5.2 Unidades Estratigráficas**

Las unidades estratigráficas existentes a todo lo largo de los acantilados de la Costa Verde están relacionadas con los depósitos inconsolidados del Cuaternario, los cuales se describen a continuación:

- Depósito Aluvial-Fluvial (Qpr-al-fl), cuya edad se encuentra entre el cuaternario antiguo y reciente; está conformado por conglomerados que tienen como matriz un material arenoso y/o areno limoso, con horizontes de material aluvial (Qr-al) y lentes compuestos por material aluvial o arenas cubriendo a estos conglomerados hasta una altura desde el pie que oscila en 20 m. Se puede apreciar costras calcáreas producto de anteriores filtraciones de agua que ha cementado el material en mención.
- Depósito aluvial (Qr-al), que tiene como edad el cuaternario reciente y/o se puede decir que pertenece a las últimas avenidas aluviales del río Rímac. Este depósito, heterogéneo y errático está compuesto por arcillas, arenas y limosa.
- Depósito marino (Q-m), cuya edad es del cuaternario reciente, que está compuesto por arenas marinas recientes.
- Depósito de relleno (Q-r), constituido por desmonte y/o basura, que se puede apreciar a lo largo del borde de las terrazas, otras veces se les puede encontrar entre las cárcavas o al pie del talud. (A. Martínez, 2007)

En el Anexo A-04 Mapas y Planos se muestra el mapa geológico regional de los acantilados de Lima.

## **2.6 GEOMORFOLOGÍA Y GEOLOGÍA LOCAL**

Se realizó un recorrido respectivo en zonas del acantilado que corresponde al distrito de Miraflores identificándose diferencias en los materiales que conforman los taludes, se ha sectorizado todo el recorrido en zonas por su similitud en cuanto a los materiales que componen el talud y sus características geológicas.

La zona de estudio en el distrito de Miraflores corresponde desde la bajada Balta hasta la bajada a la Av. Costanera en donde se notó presencia de vegetación sobre casi toda la parte superior y en algunas zonas dicha vegetación se extendió hasta la parte inferior del talud, con un porcentaje de material de conglomerado constituido de grava con cementante arenoso que está alrededor de 80-90% aproximadamente, con presencia de pequeñas lentes areno-limosos en la cara del acantilado ubicados a la altura intermedia, existe presencia de material de relleno con matriz arcillosa en la parte superior del acantilado que varía de 1.00 a 1.20 m en la parte superior del acantilado. (fig. 2.08)

En este tramo podemos apreciar formación de cárcavas, la cara expuesta del acantilado presenta grietas en la parte media del talud, además hay presencia de costras calcáreas hasta en una altura de 15 m en algunas zonas de este tramo; el acantilado en esta zona ha sufrido variaciones en su morfología debido a la acción erosiva eólica y marina la cual ha generado algunos derrubios que están en la parte del pie del talud y ha formado una superficie elíptica en la cara del acantilado.

En el Anexo A-07 (panel fotográfico) se muestran las fotografías tomadas en la zona del proyecto.

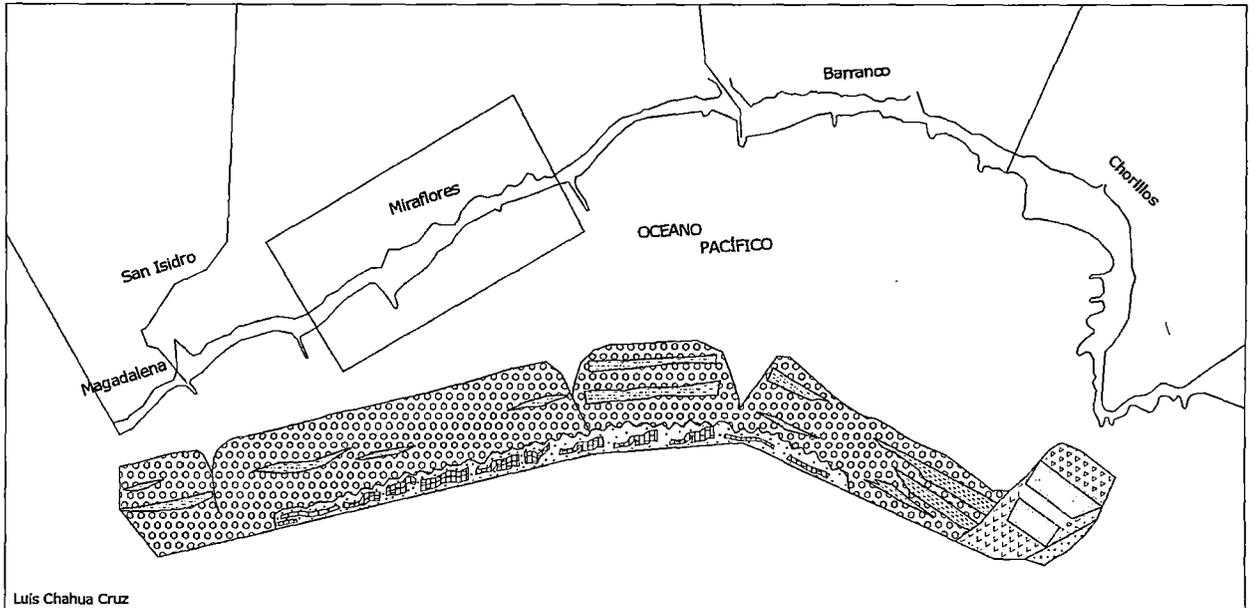


Fig 2.08: Geología Local de la zona de estudio

Se presenta a continuación los sectores vistos en la zona de Miraflores:

- Desde la bajada Balta hasta el final de la zona del parque El Faro, presenta vegetación sobre toda la parte superior e incluso llega a ocupar toda la altura del acantilado al inicio de este sector (al frente del Club Wakiki), el conglomerado en esta zona se ve constituido de material de grava cementado de matriz areno limosa en toda su altura. El acantilado está cubierto intercaladamente por costras calcáreas, producto de la acción de las aguas subterráneas que décadas pasadas infiltraban y descargaban sus caudales sobre la cara expuesta del acantilado, la cubierta de estas costras calcáreas es de aproximadamente 12 a 15 m en promedio desde la base del acantilado, que aparece desde la parte intermedia del parque del Faro, además se presenta oquedades al pie del acantilado lo cual deja notar que la costra calcárea tiene entre 0.50 a 0.90 m de espesor.

Se presenta morfología abrupta, se tiene fenómenos de desprendimientos los cuales se ven como derrubios al pie del acantilado, estos desprendimientos se ven asociados a la formación de cárcavas en la cara expuesta del acantilado debido a la extrusión de las costras calcáreas, esto se presenta en la parte intermedia hacia delante de esta zona.

La parte inicial de esta zona (altura del club Waikiki hasta la parte intermedia del parque El Faro) fue anteriormente afectada por un corte carretero para la construcción de la vía para tránsito vehicular, debido a ello en esta zona la pendiente subvertical y también una eliminación de la costra calcárea en esta zona.

- Desde el parque El Faro hasta calle Manuel Tovar, en la parte superior cubierta por vegetación, el conglomerado está constituido por material de grava con una matriz cementante de arena, también expone lentes de material aluvial, areno-limoso. La presencia intercalada de la costra calcárea que cubre el acantilado desde la base alcanza alturas entre 8 a 10 m. La formación de cárcavas en esta zona es producto del desprendimiento y caída de gravas, se presenta derrubios al pie del talud formando conos de escombros en el pie, estos escombros en algunos tramos cubren parte de las costras calcáreas presentes en el acantilado.

- Desde la calle Manuel Tovar hasta la bajada de la Av. Costanera, en la parte superior se aprecia vegetación, el conglomerado en esta zona está conformado por material de grava andesítica en un 90% y con lentes erráticos de material fino como la arena limosa en un porcentaje de 10%. También se tiene la presencia intercalada de costra calcárea, la cual se encuentra cementando al acantilado hasta altura promedio de 15 m.

Los fenómenos de desprendimientos se ven asociados a la formación de cárcavas en la cara expuesta del acantilado debido a la extrusión de las costras calcáreas. Además de ello se ha notado que en algunas zonas se tiene que desde la parte de la superficie del acantilado hasta unos 16 m. en promedio se han originado superficies elípticas manifestándose un pequeño retroceso en estas zonas debido a la acción de los agentes de intemperismo sobre el acantilado en estudio.

## **2.7 ACCIÓN DE LA GEODINÁMICA EXTERNA**

Al realizar el recorrido a lo largo de las zonas descritas anteriormente en la Geología y Geomorfología se fueron viendo y anotando las características de los taludes más influyentes para el estudio de la Geodinámica y entre estas tenemos:

### **2.7.1 Altura y ángulo de inclinación**

Este tramo presenta altura entre 50 a 65 m encontrando que la menor altura expuesta del acantilado está al inicio del primer sector en donde la pendiente de la pista que está al pie del acantilado comienza a subir y deja descubierto solo una altura que va variando entre 45 a 50 m, encontrando que la mayor altura está en la zona intermedia (de la zona comprendida entre la calle Tovar y el parque del Faro) , la pendiente del acantilado es variable se ha identificado que existen zonas con superficie abrupta que están entre 70 a 85° y otros con talud mas tendido de 50° a 60° de pendiente.

### **2.7.2 Rasgos en el talud que indican el grado de debilitamiento**

Se observan grietas verticales que en la mayoría de los casos se presenta a la altura intermedia del acantilado, así también se observan cárcavas desde la parte superior del talud que muestra el debilitamiento en algunas zonas del acantilado. En la parte cerca de la bajada Balta observamos zonas en las que el talud está cubierto por vegetación lo cual favorece y mejora la estabilidad y disminuye el grado de meteorización que pueda causar los agentes del intemperismo físico.

### 2.7.3 Fenómenos asociados con el grado de meteorización

Entre ellos tenemos acción eólica que ha provocado derrubios y caída de gravas en algunos casos, y se aprecia una erosión diferencial ya que los sectores donde existe mayor deslizamiento son generalmente en donde no se tiene presencia de costras calcáreas. Así mismo dicha acción eólica y marina sobre la matriz del conglomerado ha originado sobre la superficie del talud presencia de cárcavas y trincheras que forman deltas, superficies elípticas y ovaladas desde la parte alta hasta casi el pie del talud los cuales son zonas de deslizamiento, dichos deslizamientos se provocan por la tendencia que tiene el suelo a encontrar su ángulo crítico.

Existen antecedentes de la acción provocada por este fenómeno de la erosión eólica, no precisamente en Miraflores sino en el distrito de Magdalena, en el que se ha visto la importancia de este fenómeno en el corrimiento de la corona del talud a través de los años, para ello se trabajó con fotografías aéreas. En el cuadro 2.01 se resume la información recopilada del SAN.

**Cuadro 2.01: Fotos Aéreas**

Fecha de Toma	Escala del Negativo	Escala de ampliación del revelado	Identificación
12/02/1944	1: 5000	1:2500	340-786
27/02/1958	1:10000	1:2500	F.114
12/01/1984	1:2500	1:2500	F.73
02/03/1992	1:4000	1:2800	F.28

*Fuente: Servicio Aerofotográfico Nacional*

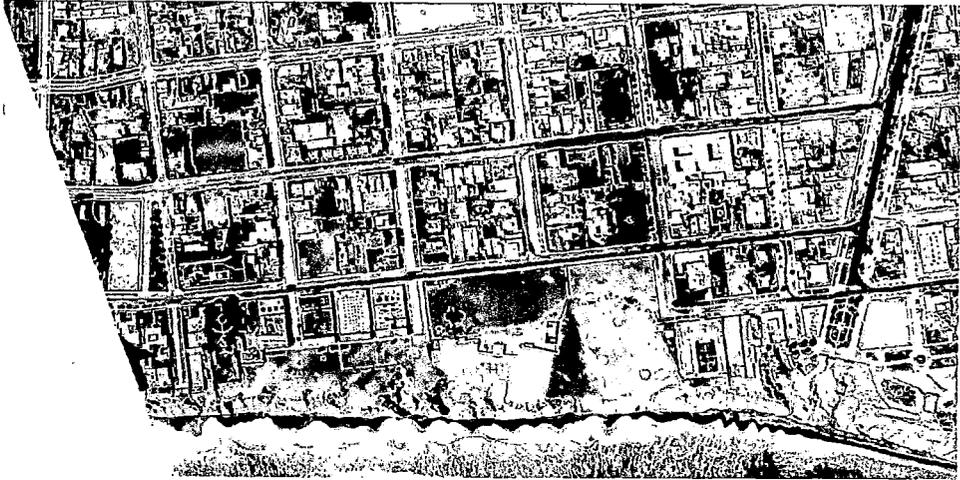


Fig. 2.09 Vista en planta del acantilado de Magdalena en 1944



Fig. 2.10 Vista en planta del acantilado de Magdalena en 1958



Fig. 2.11 Vista en planta del acantilado de Magdalena en 1984



Fig. 2.12 Vista en planta del acantilado de Magdalena en 1992



Fig. 2.13 Vista en planta del acantilado de Magdalena en 2009

Todas las fotos corresponden a la zona comprendida entre el Malecón de Castagnola en la zona del término de la Av. Brasil, en el distrito de Magdalena.

Se procedió a trabajarlas todas a una misma escala en el haciendo uso para ello del Autocad.

Luego de ello se realizó el análisis de la variación del corrimiento de la corona y del pie del talud realizando para ello algunos trazos que permitieron la medición:

- Se tomó como puntos de referencia aquellos puntos ubicados en la recta paralela a la calle Jr. Lopez de Solis.
- Se realizaron trazos para representar la ubicación de la corona.
- Se realizó el trazo de los puntos desde el borde de la corona del acantilado perpendicular a la recta de referencia.

En las figuras siguientes se presenta los trazos auxiliares realizados:

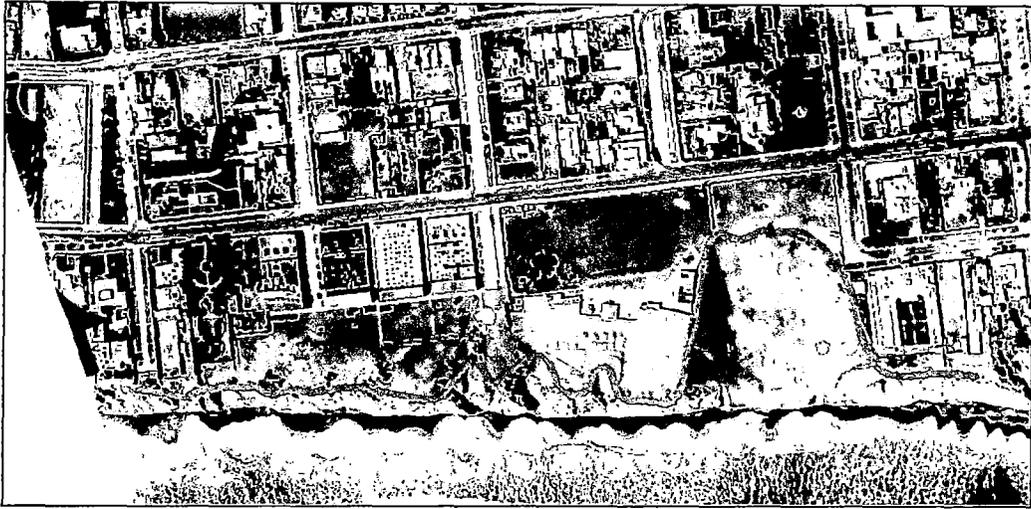


Fig. 2.14 Líneas auxiliares en el acantilado de Magdalena en 1944

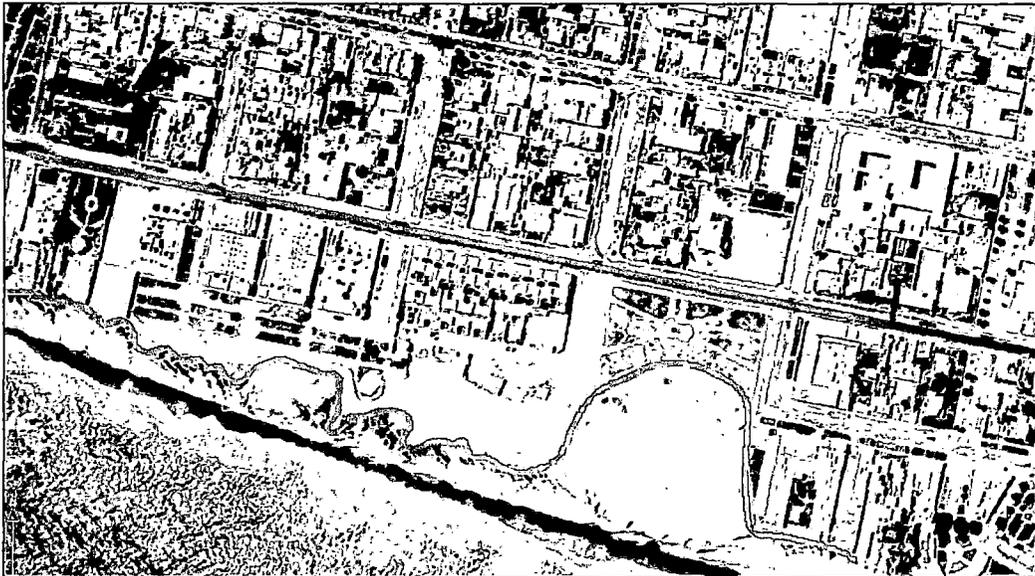


Fig. 2.15 Líneas auxiliares en el acantilado de Magdalena en 1958



Fig. 2.16 Líneas auxiliares en el acantilado de Magdalena en 1984



Fig. 2.17 Líneas auxiliares en el acantilado de Magdalena en 1992

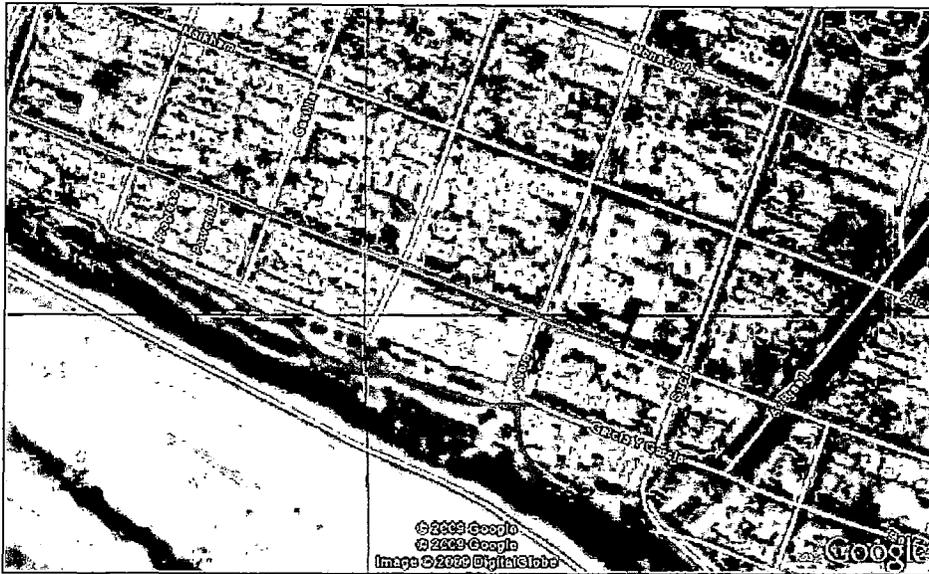


Fig. 2.18 Líneas auxiliares en el acantilado de Magdalena en 2009

Esta fue la metodología que se siguió para determinar las distancias, obteniéndose los siguientes resultados los cuales se muestran en el cuadro 2.02

**Cuadro 2.02: Distancias desde la corona del talud hasta la recta de referencia a través de los años**

Corona	1944	1958	1984	1992	2009
0+000	155.8	148.1	122.3	113.2	109.6
0+050	42.0	51.0	106.4	92.4	86.9
0+100	40.5	64.2	98.7	94.5	86.1
0+150	151.5	133.5	119.5	97.4	93.2
0+200	150.0	126.1	114.8	94.1	87.8
0+250	132.2	113.8	106.3	90.4	88.8
0+300	128.7	122.0	100.4	86.0	83.3
0+350	127.0	117.3	88.6	78.4	73.2
0+400	117.7	106.6	83.3	78.6	65.4
0+450	103.8	90.7	73.0	66.8	64.8
0+500	106.2	88.5	69.7	67.5	66.6

Cabe resaltar que los valores de las distancias para el año 2009 se obtuvieron de una imagen satelital recopilada del Google Earth.

Se realiza el análisis de las variaciones tomando como tiempo cero los datos obtenidos del año más antiguo en este caso las del año 1944. En el cuadro 2.03 se muestra los resultados de dicha comparación:

**Cuadro 2.03: Comparación de la distancias en la corona del talud a través del tiempo**

	1944	1958	1984	1992	2009
<b>0+000</b>	0.0	7.6	33.4	42.6	46.2
<b>0+050</b>	0.0	-9.2	-64.4	-50.4	-44.9
<b>0+100</b>	0.0	-23.7	-58.2	-54.1	-45.6
<b>0+150</b>	0.0	18.0	32.0	54.2	58.3
<b>0+200</b>	0.0	23.9	35.2	55.9	62.2
<b>0+250</b>	0.0	18.4	25.9	41.8	43.4
<b>0+300</b>	0.0	6.7	28.2	42.7	45.4
<b>0+350</b>	0.0	9.7	38.5	48.6	53.8
<b>0+400</b>	0.0	11.0	34.3	39.1	52.3
<b>0+450</b>	0.0	13.1	30.8	37.0	39.0
<b>0+500</b>	0.0	17.7	36.5	38.7	39.6

Nota: Los valores negativos indican un adelanto de la corona con respecto de 1944 y los valores positivos indican un retroceso de la corona con respecto de 1944

Como se puede ver de los resultados que la zona Magdalena ha tenido desde 1944 hasta la actualidad una variación promedio de 45.00 m en la corona del acantilado, el cual es un valor a tener en cuenta en la planificación de las construcciones.

Cabe resaltar que existen algunas posibles fuentes de error al verificar las distancias debido al escaneo de las fotos y su ampliación a la misma escala para todas ellas, lo cual puede haber afectado su resolución y por ende una menor precisión para tomar las lecturas en el Autocad.

Por otra parte en la zona de Miraflores la erosión se ha manifestado formando derrubios y pequeños deslizamientos y no ha existido tal retroceso en este

periodo como en Magdalena pero aún con ello hay que tener en cuenta que los agentes erosivos pueden tener un fuerte impacto en dicha zona en el futuro.

## 2.8 HIDROGEOLOGÍA

Con la finalidad de tener un alcance de las condiciones hidrogeológicas del suelo de Lima, se tienen algunas referencias, las cuales podemos citar para el presente estudio:

- En 1971 se realizó el estudio de los Recursos de Aguas Subterráneas de la Gran Lima (Ministerio de Agricultura, 1971). Los aspectos más importantes de este trabajo se resumen a continuación:

La región estudiada comprende los valles bajos del Chillón, del Rímac y de Lurín, los tres ríos tienen una importancia muy desigual. Sólo el Rímac corre permanentemente al Océano, mientras que el Chillón y el Lurín están secos prácticamente durante ocho meses del año, fuera del período de crecida de Enero a Abril. El fondo de los tres valles está ocupado por depósitos aluviales muy gruesos. Las rocas sedimentarias e intrusivas son prácticamente impermeables al escurrimiento de las aguas subterráneas; los aluviones encierran las napas acuíferas exploradas para la alimentación de agua de Lima.

En la mayor parte de los pozos se encuentra a mayor profundidad material cada vez más finos. El Cuaternario Medio del Rímac y del Lurín está constituido por depósitos bastante gruesos.

Bajo la zona de afloramiento del Cuaternario (estado precedente de los depósitos actuales), en la región del Callao, las perforaciones más profundas, como aquella del Hospital Carrión (profundidad final: 202 m), han encontrado, bajo depósitos bastante impermeables, uno o varios niveles de materiales gruesos que contienen una napa en carga.

Debido al carácter heterogéneo del material aluvial del área metropolitana y a las intercalaciones de materiales relativamente permeables (grava, arena) y

- capas “lenticulares” arcillosas, puede visualizarse más de un nivel freático. Su profundidad en relación con la superficie varía entre menos de 5 m (Callao - Chorrillos - Villa) y 70 m (Plaza de Armas, Lima - La Victoria). Las variaciones del nivel freático están probablemente en relación con los mayores o menores requerimientos locales del acuífero. Una de las evidencias, fuera de la explotación de los pozos, es la vegetación muerta a lo largo del acantilado costero y la impermeabilización de la superficie de infiltración a través de la construcción masiva de edificaciones, para visualizar se muestra.
- Otra evidencia que se tiene del nivel de la napa freática en los acantilados de la Costa Verde, fue el Estudio de Suelos para el Acondicionamiento de los Barrancos Bajo el Parque Salazar (M. Martinelli, 1993), en el que por medio de excavaciones realizadas al pie del acantilado se encontró que el nivel de la napa freática está a una profundidad que varía entre 3.20 y 3.70 m, con respecto del nivel de la pista de carretera existente en la Costa Verde.

## 2.9 GEODINÁMICA INTERNA

La geodinámica interna de la zona esta representada por la sismicidad que en forma general, se define como una exposición relativa de los sismos.

### 2.9.1 Historia Sísmica del Área de Influencia

La fuente básica para conocer la actividad sísmica y lo concerniente a ésta, ocurrida en el área de influencia del citado proyecto, es el trabajo de Silgado (1968, 1973, 1978 y 1992), que describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú. Un Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en la zona de estudio, (Alva J., Meneses J. y Guzmán V ,1984) ilustrándose en el mapa PS-04 (ver el Anexo: Mapas y Planos). Su elaboración está basada en treinta isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y recientes.

Los sismos más importantes que afectaron la región de Lima y cuya historia se conoce son los siguientes:

- Sismo del 9 de Julio de 1586. A las 19.00 h. Terremoto que destruyó Lima, con 14 a 22 víctimas. Tsunami en El Callao y otros lugares. Fue sentido desde Trujillo hasta Caravelí, también fue sentido en Huánuco y Cusco, y posiblemente en lugares intermedios. Por 60 días se dejaron sentir las réplicas. Intensidades: Lima y Callao IX (MMI); Ica VI (MMI) y Trujillo V (MMI), Huánuco IV (MMI) y Cusco III (MMI).
- Sismo del 28 de Octubre de 1746. A las 22.30 h. Destrucción de casi la totalidad de casas y edificios en Lima y Callao. Murieron más de 1,100 personas en Lima. Destrucción en 44,000 Km<sup>2</sup>. Sentido en Guayaquil, en la confluencia del río Marañón con el Huallaga, en Huancavelica (muy fuerte). Un tsunami de grandes proporciones inundó el Callao hasta 6 Km, matando casi toda la población y destruyendo Guañape y Punta Caballas. Se sintieron 200 réplicas en las 24 horas siguientes. Intensidad de X (MMI) en Chancay y Huarai; IX - X (MMI) en Lima, Barranca y Pativilca; VIII (MMI) en Huaylas y la Cordillera Negra; VII (MMI) en Lucanas, Huancavelica y Pisco.
- Sismo del 17 de Octubre de 1966. A las 16.41 h. Fue uno de los más destructores ocurridos en Lima. Cien personas muertas. Fue destructor a lo largo de la franja litoral entre Lima y Supe. La intensidad máxima se estimó en VIII (MMI). La aceleración producida en Lima fue de 0.4g. Intensidades: VIII (MMI) en Huacho, Huaura, Chancay, Puente Piedra y Supe; VII (MMI) en Lima y Cajatambo; VI (MMI) en Chimbote y Virú, y V (MMI) en Trujillo.
- Sismo del 3 de Octubre de 1974. A las 09.21 h. Sismo en Lima, Mala, Cañete, Chincha y Pisco. Ocasiónó 78 muertos y 2500 heridos. Derrumbes de material aluvial en los acantilados entre Magdalena y Chorrillos. Intensidad promedio para varios lugares de Lima: VII-IX MM ( Chorrillos y La Molina), V-VQ (San Isidro, San Borja y Miraflores)

Como se sabe existen otros sismos que también han ocurrido dentro de la ciudad de Lima, los cuales se muestran en el Anexo A-03 Peligro Sísmico, en donde se detallan la gran mayoría de los sismos que han ocurrido dentro de Lima.

## 2.9.2 Tectónica y Sismotectónica

La tectónica del Perú es compleja. La mejor manera de explicarla es desde el punto de vista de la tectónica de placas. El principal factor responsable de la alta sismicidad de la costa del Perú es la interacción de la placa oceánica de Nazca con la placa continental Sudamericana. Uno de los mejores métodos de investigación de la tectónica de las márgenes de placas activas, tal como las encontradas en la parte occidental de Sudamérica, son los estudios de distribución espacial de sismicidad. Se ha observado que los siguientes rasgos son generalmente característicos de las zonas de subducción en las márgenes continentales:

- La zona de subducción está marcada por un arco magmático de volcanes activos o volcanes de actividad reciente.
- Una depresión batimétrica o una fosa más afuera que es paralela al arco volcánico.
- Una zona de sismicidad denominada zona de BENIOFF - WADATI, que se sumerge bajo el arco volcánico a partir de la fosa. Los sismos que forman la zona de BENIOFF - WADATI, la cual puede extenderse hasta profundidades de 600 Km., están localizados dentro de la placa de subducción oceánica y definen por lo tanto, la geometría de la placa. Los terremotos someros que ocurren en la fosa se caracterizan por sus mecanismos focales de cabalgadura somera, y los terremotos de profundidad intermedia dentro de la placa de subducción tienen mecanismos que indican que la tensión está orientada en la dirección de la subducción (Isacks y Sykes 1968).
- Se observa que los volcanes activos están situados entre los 120 y 150 km sobre la zona de BENIOFF - WADATI.
- Los rasgos geomorfológicos sub-aéreos de una margen continental activa, comenzando desde el litoral, son los siguientes:
  - Un prisma acrecionario y una cuenca de arcofosa.
  - El arco magmático y un cinturón plegado tras-arco.

- Una cuenca terrestre continental en el interior continental (Dickinson, 1976).

En la actualidad los principales segmentos estructurales notablemente marcados en la Cordillera Andina se caracterizan por presentar diferentes estilos tectónicos, deslizamientos y actividad volcánica, los mismos que coinciden con los patrones regionales de sismicidad. Los Andes, al Norte de 15° S, presentan una actividad sísmica asociada a un proceso de subducción del tipo sub-horizontal y normal. Sin embargo, la estructura de la corteza y del manto superior aún es muy poco conocida, lo mismo que el origen y el estado de los esfuerzos principales en la corteza.

### **2.9.3 Sismotectónica Regional**

El mapa PS-03 presenta la sismotectónica de la región (Macharé, Leureyro y Sebrier, 1991). Además de los epicentros del catálogo sísmico del SISRA y del IGP, se presentan los rasgos neotectónicos (Sebrier et al, 1982). Este plano constituye una representación cualitativa completa de la actividad sísmica en el área de estudio, con representación de la magnitud y la profundidad focal de los sismos, así como las características neotectónicas de la zona en estudio. Estas últimas también pueden observarse en el plano PS-05 (Anexo A-04) para todo el Perú recopilado de la reciente investigación del Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET, 2007) en donde se dieron a conocer las estructuras geológicas activas en el Perú.

Según el estudio de la neotectónica del Perú (Sebrier et al, 1982), en el área vecina al proyecto se puede distinguir la siguiente falla como principal influencia para la zona de estudio:

- **Falla de la Motejato (PE-16)**

Se ubican al sur del departamento de Lima, a 5 km al SE del distrito de San Vicente de Cañete. Las fallas normales afectan depósitos de la formación Cañete del Cuaternario reciente y en el cerro Caucato afectan los depósitos de la formación Pisco del Plioceno, las estrías normales son posteriores a unas inversas con tendencias E-O. En la playa Jahuay, las fallas normales afectan

niveles arenosos y conglomerádicos de la formación Topará del Pleistoceno. El salto vertical en algunos casos llega a los 7 m, la edad de reactivación de estas fallas es en el Cuaternario antiguo a medio. De modo general, en la Costa Central existen varias pequeñas fallas ya sea normales o inversas (Sebrier y Macharé, 1980), de la misma manera, las escarpa rectilínea que se encuentra al Sur de la boca del río Chancay no es una falla sino un acantilado labrado por el mar Holoceno.

#### 2.9.4 Estudio del Método Probabilístico

El peligro sísmico puede evaluarse probabilísticamente mediante el método desarrollado por Cornell (1968). La primera parte del método consiste en una revisión de la actividad sísmica del pasado para determinar las fuentes sismogénicas considerando las características tectónicas de la región. Luego se determina la recurrencia de las zonas sismogénicas y con la atenuación sísmica se calculan los valores probables de intensidades sísmicas.

##### 2.9.4.1 Fundamentos del Análisis del Peligro Sísmico

Para evaluar el peligro sísmico probabilísticamente, basado en datos de terremotos históricos instrumentales en el sitio del proyecto, se utilizó el programa de cómputo de McGuire (1976).

Este programa se basa en la teoría desarrollada por Cornell (1968) y Merz y Cornell (1973) que está representada en la forma más general por el teorema de probabilidad total (Total Probability Theorem) en la ecuación (13):

$$P[A] = \int \int P[A/s, r] \cdot F_s(s) \cdot f_r(r) \cdot \partial s \cdot \partial r \dots (13)$$

En la cual "P" representa la probabilidad, "A" el evento cuya probabilidad es buscada, y r y s son variables aleatorias, continuas e independientes influenciando a A.

El programa calcula la probabilidad de que ocurra A, integrando la probabilidad dependiendo del número de los eventos r y s dados, sobre todos los posibles valores de r y s.

A representa el resultado que sobrepasa el valor específico de la aceleración del terreno durante un terremoto. Las variables r y s representan la magnitud y la distancia desde el evento hasta el proyecto.

Se utilizó el rango de magnitudes entre  $M = 4.0$  y el evento máximo para desarrollar las líneas de regresión. Estas relaciones de ocurrencia desarrolladas para cada provincia sismotectónica son una entrada esencial para el programa.

Adicionalmente a la magnitud máxima y a la mínima, se necesitan: la profundidad representativa de la actividad sísmica de cada zona, el número promedio de terremotos por año (normalizado al tiempo) y las ecuaciones de amortiguación por distancia para la aceleración.

La densidad de probabilidad como función de magnitud  $f_s(s)$  se deduce considerando el número de sismos NM que tienen una magnitud mayor que M que ocurren en un área. Se asume que el número de sismos N que ocurren en una unidad de tiempo cumplen con la siguiente ley de Richter (1958):

$$\text{Log NM} = a - bM \dots (14)$$

Donde a y b son constantes características de la fuente en estudio. Por una parte, el valor de b está relacionado con la distribución relativa de los tamaños de los sismos y los valores altos de b están asociados a sismos de gran magnitud, mientras que el valor de a depende del período de observación y del nivel de sismicidad. La distribución acumulativa de la magnitud sísmica, de acuerdo a la ley de RICHTER (15) es:

$$F_M(M) = K [1 - e^{-\beta(m-m_0)}] \dots \dots m_0 \leq m \leq m_1 \dots (15)$$

Donde  $\beta = b \ln 10$ ,  $m$  es el límite inferior de la magnitud y  $m_1$  es la máxima magnitud que se puede originar en determinada fuente. La constante  $K$  está dada por (16):

$$K = [1 - e^{-\beta(m_1 - m_0)}]^{-1} \dots (16)$$

La correspondiente densidad de probabilidad es:

$$f_m(m) = \frac{d F_M(m)}{dm} = \beta K e^{-\beta(m - m_0)} \dots (17)$$

La densidad de probabilidad como función de la distancia  $f_r(R)$  depende de la relación espacial entre la fuente y el sitio de observación. Si la distribución acumulativa de probabilidad de  $R$  es  $Fr(R)$  tenemos las siguientes ecuaciones:

$$Fr(R)^2 = P[R \leq r] \dots (18) \quad \text{y} \quad f_r(R) = \frac{d Fr(R)}{dr} \dots (19)$$

Donde la relación  $Fr(R)$  depende de la geometría de la fuente.

Finalmente, la probabilidad condicional  $P(A/S, R)$  de la aceleración  $a$  que excede el valor de aceleración  $a$  en un sitio se obtiene cuando se conocen  $s$  y  $r$ , y se evalúa usando la distribución normal. Esta distribución para la aceleración del movimiento del suelo se ha tomado como:

$$a(S, R) = C_1 + C_2 S + C_3 \ln(R + 10) \dots (20)$$

Donde  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  y  $r_0$  son constantes,  $S$  es el tamaño del sismo o magnitud y  $R$  la distancia epicentral, hipocentral o distancia a la falla. A esta ecuación se le denomina también Función de Atenuación y, usando la distribución normal de la ecuación, Merz y Cornell (1973) dedujeron que:

$$P(A/S, R) = P[a > a_0 / S, R] = \phi \left[ \frac{a_0 - C_1 - C_2 S - C_3 \ln(R - r_0)}{\sigma_3} \right] \dots (21)$$

Donde  $\phi$  es la complementaria de la distribución acumulativa normal y  $a$  la desviación de la aceleración.

#### 2.9.4.2 Fuentes Sismogénicas

Para el presente estudio se ha utilizado las fuentes sismogénicas definidas por Castillo (1993) y actualizadas por Alva y Escalaya (2005). La determinación de estas fuentes sismogénicas se ha basado en el mapa de distribución de epicentros, así como en las características tectónicas de nuestro país. La actividad sísmica en el Perú es el resultado de la interacción de la placa Sudamericana con la de Nazca, y el proceso de reajuste tectónico del Aparato Andino. Esto permite agrupar a las fuentes en fuentes de subducción y fuentes continentales.

Las fuentes de subducción modelan la interacción de la placa Sudamericana y la de Nazca, mientras que las fuentes continentales están relacionadas con la actividad sísmica superficial andina. Se han presentado las fuentes como áreas, ya que no existen suficientes datos para modelar fallas como fuentes lineales en este tipo de análisis.

En los mapas PS-01 y PS-02 se presentan las fuentes sismogénicas aplicables al área de estudio (Anexo A-04). La mayor parte de los sismos ocurridos en el área considerada es producto de la interacción de las placas de Nazca y Sudamericana. La Placa de Nazca penetra debajo de la Sudamericana a ángulos variables. La Placa de Nazca se profundiza a medida que avanza hacia el Continente, por lo que pueden distinguirse Fuentes de Subducción Superficial: (F1, F2, F3, F4, F5) que están ubicadas a lo largo de la Costa, Fuentes de Subducción Intermedia: (F13, F14, F15, F16, F17, F18 y F19) y una Fuente de Subducción Profunda (F20) para las regiones centro y norte. Las fuentes Continentales F6, F7, F8, F9, F10, F11 y F12 están relacionadas con la actividad sísmica andina. (Alva J. & Escalaya M., 2005)

Las fuentes de subducción superficial, intermedia y profunda tiene profundidades focales promedio de 50, 120 y 600 Km. respectivamente.



### 2.9.4.4 Determinación del Peligro Sísmico

Se ha determinado el peligro sísmico del área de estudio utilizando la metodología e información pertinente disponibles en la literatura. Para esto, se ha empleado el programa de cómputo RISK desarrollado por R. Mc Guire (1976) con datos de la ley de atenuación de Casaverde y Vargas (1980) para los sismos de subducción y de Mc Guire (1974) para los sismos continentales. Se han usado las fuentes sismogénicas y parámetros de recurrencia actualizadas por Alva y Escalaya (2005), las cuales se muestran en el cuadro 2.04:

**Cuadro 2.04: Parámetros Sísmicos en Base Magnitud Ms**

FUENTE	Ms						PROF. (Km)
	a	b	Mmin	Mmax	BETA	TASA	
F1	2.8532	0.3468	3.0	8.1	0.80	1.62	40
F2	4.4932	0.5955	4.5	7.9	1.37	1.63	40
F3	4.1264	0.4836	3.5	8.0	1.11	6.79	40
F4	4.2187	0.5393	4.0	8.2	1.24	2.88	40
F5	4.1756	0.5254	4.0	8.2	1.21	2.97	40
F6	2.7701	0.3822	2.8	7.4	0.88	1.25	40
F7	2.2523	0.4252	3.5	7.4	0.98	0.15	45
F8	3.2145	0.5414	2.8	7.0	1.25	1.25	45
F9	3.1971	0.4536	3.5	7.5	1.04	1.02	40
F10	3.2445	0.4265	3.8	7.3	0.98	1.05	40
F11	3.7534	0.4362	3.0	7.1	1.00	6.96	40
F12	2.9039	0.4447	3.0	7.1	1.02	0.93	45
F13	3.0047	0.4711	3.0	6.9	1.08	0.98	125
F14	3.2452	0.4747	3.5	6.5	1.09	0.96	130
F15	3.4352	0.4352	3.8	7.2	1.00	1.51	130
F16	4.4482	0.6110	4.0	7.2	1.41	2.52	115
F17	5.5512	0.6915	4.8	7.5	1.59	4.26	130
F18	3.5942	0.4026	3.5	7.5	0.93	3.83	155
F19	4.3398	0.5671	4.3	7.0	1.31	1.99	160
F20	3.0434	0.3660	4.5	7.5	0.84	0.62	580

El peligro sísmico se ha determinado por medio de la probabilidad de ocurrencia de un sismo cuya aceleración máxima sea igual o mayor que ciertos valores esperados. También se podrían determinar probabilísticamente las velocidades, los desplazamientos o las intensidades esperadas utilizando los parámetros de Casaverde y Vargas (1980), que presentan atenuaciones en función de dichos parámetros.

En la figura 2.19 se presentan los resultados de las aceleraciones para la zona correspondiente. El peligro sísmico anual se presenta en el eje de abscisas de dichas figuras como la inversa del período de retorno.

Nota: Las salidas del Programa RISK se encuentran en el Anexo A-03 Peligro Sísmico.

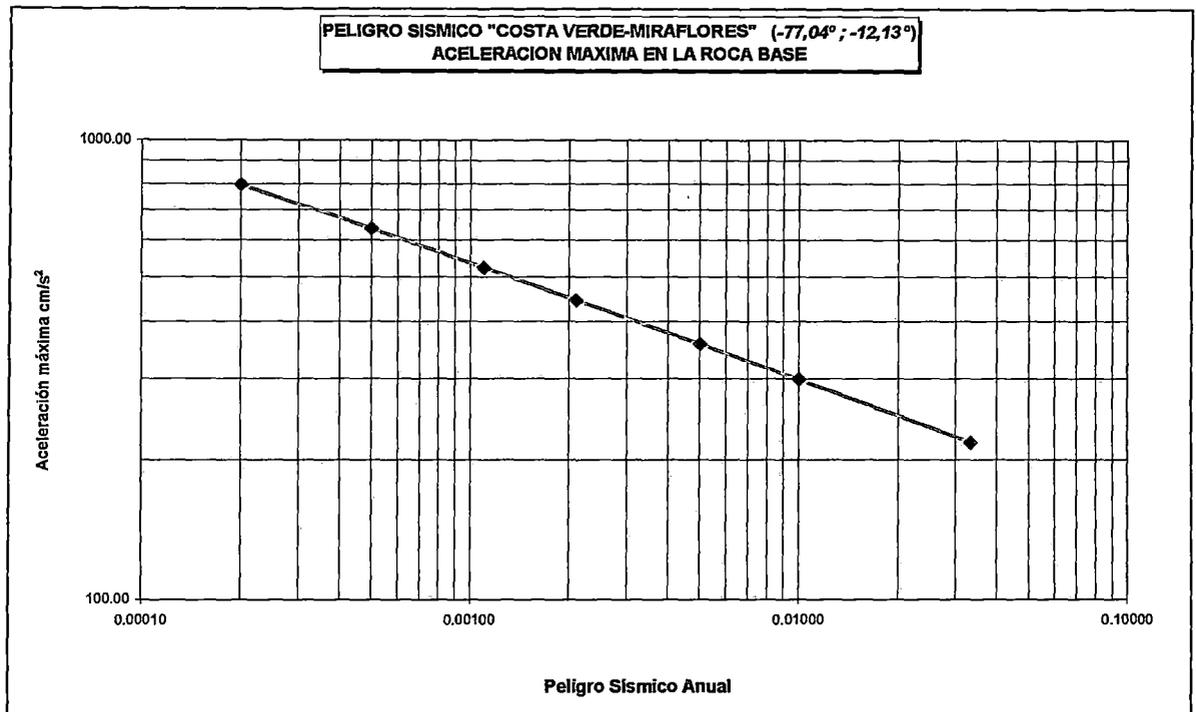


Figura 2.19 Peligro Sísmico Anual Miraflores

El cuadro 2.05 muestra las máximas aceleraciones esperadas para períodos de retorno de 30, 100, 200, 475, 1000, 2000 y 5000 años.

**Cuadro 2.05: Máximas Aceleraciones**

Coordenadas	Período de Retorno / Aceleración (g)						
	30	100	200	475	1000	2000	5000
Miraflores (-77.04°; -12.13°)	0.22	0.31	0.36	0.44	0.53	0.65	0.81

Para efectos del diseño, consideramos una vida útil de 50 años con la probabilidad de ser excedida en un 10% por lo que utilizando las relaciones

propuestas se determina un período de retorno de 475 años. Además, es usual considerar una aceleración efectiva del orden del 25 al 30% más baja que la instrumental pico. El coeficiente sísmico para el diseño estará expresado en términos del período de la estructura y del período predominante del suelo. Los valores presentados corresponden a suelo firme y no reflejan la amplificación del suelo.

De los análisis de peligro sísmico probabilístico, se definen los siguientes valores de diseño:

**Cuadro 2.06: Aceleraciones de Diseño**

Lugar	Acel. Máxima Diseño	Acel. Efectiva de Diseño
Miraflores (-77.04°; -12.13°)	0.44	0.32

Para el caso de diseño de taludes y obras de muros de retención en los que se utilizan el método pseudoestático para el análisis de su estabilidad, se recomienda utilizar los valores de que estén entre 1/3 a 1/2 de la aceleración máxima de diseño, tomando finalmente el valor que se encuentra en el cuadro 2.07

**Cuadro N° 2.07: Aceleración para el Análisis Seudoestático**

Lugar	Aceleración Seudoestática
Miraflores (-77,04°; -12.13°)	0.21

## CAPITULO 3

### EXPLORACION DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO

En este capítulo se presenta los trabajos que se desarrollaron con la finalidad de conocer la estructura y las propiedades físicas del suelo que conforma el talud, se llevó a cabo dos trabajos, el primero fue la exploración de campo que consistió en ensayos in-situ, para obtener las propiedades del suelo en condiciones naturales y para alimentar a nuestra investigación se reforzaron estos trabajo con la extracción de muestras (alteradas e inalteradas) para sus respectivos ensayos en el laboratorio.

Así también se presentan algunos de los resultados de los trabajos de exploración y de laboratorio que anteriores investigadores han realizado, con la finalidad de poder realizar una comparación y de tener datos algunos datos adicionales para nuestro trabajo.

#### 3.1 EXPLORACION DE CAMPO

##### 3.1.1 Calicatas

Con la finalidad de investigar el tipo de suelo que conforma el acantilado de la Costa Verde y de extraer muestras para la realización de ensayos estándar y especiales en el laboratorio se realizaron calicatas en algunos puntos del tramo de estudio, éstos se resumen en el siguiente cuadro:

**Cuadro 3.01: Ubicación de las Calicatas**

Ubicación	Calicata	Profundidad
Av. Pardo	C-1	12.00
Av. Pardo	C-2	8.00
Av. Pardo	C-3	8.00
Calle. Madrid	C-4	10.00
Calle Madrid	C-5	6.00
Calle Madrid	C-6	6.00

En el Anexo A-01 Exploración de Campo se presentan los registros de las excavaciones realizadas que se obtuvieron de las calicatas realizadas.

### 3.1.2 Densidad de Campo por el método del Balón

El ensayo por el método con balón, se realizó con en fin de poder obtener la densidad natural del suelo a diferentes profundidades. Este ensayo ha sido ejecutado según la norma ASTM con designación D2167-94 y la norma técnica peruana NTP 339.256 SUELOS y es aplicable a gravas.

El método aplicado consiste en colocar un cilindro de 12" de diámetro y de 5cm de espesor, en una previamente preparada de modo que quede una superficie plana y nivelada, donde se determinará la densidad, luego se ensambla la placa base y el aparato de balón para después proceder a excavar el suelo que se encuentra dentro del cilindro hasta una profundidad que depende del tamaño máximo de las partículas a usar (ver cuadro 3.02); el material extraído se coloca en una bolsa para pesar y obtener su contenido de humedad en 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.

**Cuadro 3.02: Volumen de excavación según el Tamaño máximo de Partículas**

Tamaño máximo de las partículas		Volumen mínimo del agujero de ensayo	
(pulg.)	(mm)	(cm <sup>3</sup> )	(pie <sup>3</sup> )
½	(12.5)	1420	0.050
1	(25.0)	2120	0.075
1 ½	(37.5)	2840	0.100

Se realizaron dentro de las calicatas C-1, C-2 en las instalaciones del edificio Alameda Pardo en la Av. José Pardo en Miraflores y en la calicata C-4 ubicada en la calle Madrid los resultados se muestran en el siguiente cuadro:

**Cuadro 3.03: Resultados de los ensayos de Densidad de Campo**

Ensayo	Calicata	Profundidad (m)	Densidad Húmeda(g/cm <sup>3</sup> )
D-1	C-1	6.00	2.15
D-2	C-2	3.00	2.05
D-3	C-4	6.00	2.10

En el Anexo A-01 Exploración de campo están los registros de los formatos realizados en dicha zona.

### 3.1.3 Ensayos de Exploración Geofísica

#### 3.1.3.1 Ensayo de Refracción Sísmica

Es un método indirecto, con el cual se determinan perfiles sísmicos en función de las velocidades de onda compresionales tipo "P", este ensayo persigue los siguientes objetivos:

- 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 ubicó una línea de refracción sísmica en la zona del parque Itzhak Rabín en el distrito de Miraflores:

**Cuadro 3.04: Resumen Ensayos Refracción Sísmica**

UBICACIÓN	LÍNEA	LONGITUD (m)
Zona del Parque Itzhak Rabín	LS-01	62.50

## b) Método de Ensayo

El ensayo de refracción sísmica consistió en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales tipo P generadas por un golpe de impacto producidas por una comba de 20 lb; los impactos fueron localizados a diferentes distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo. La energía fue detectada y registrada de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto.

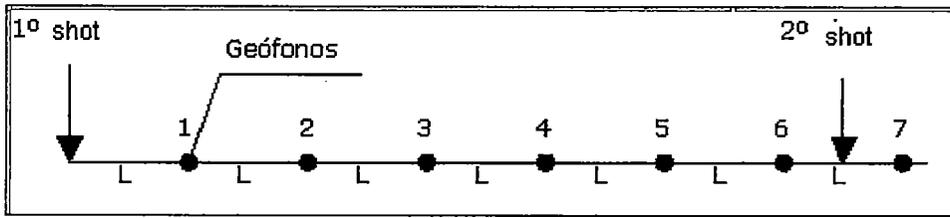
El inicio de la grabación fue dado a partir de un dispositivo o SWITCH que nos da el tiempo cero para evaluar el tiempo de recorrido.

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

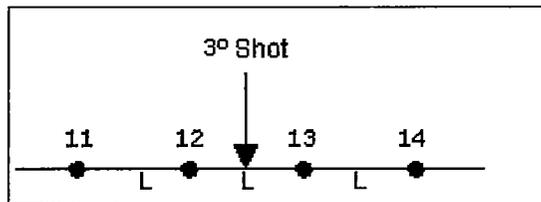
Todas las formas de análisis manejan criterios que utilizan la suposición de la Ley de Snell en cuanto a la reflexión y refracción de las ondas P. De los espesores y las velocidades de propagación de ondas P obtenidas, las características geotécnicas pueden ser correlacionadas a la compacidad y densidad.

En el presente trabajo se utilizó la Estación Portátil de Prospección Sísmica SP002 con 24 canales de registro, cables con espaciamento de 0,5 y 1,0 m, geófonos magnéticos y una computadora para almacenar los registros.

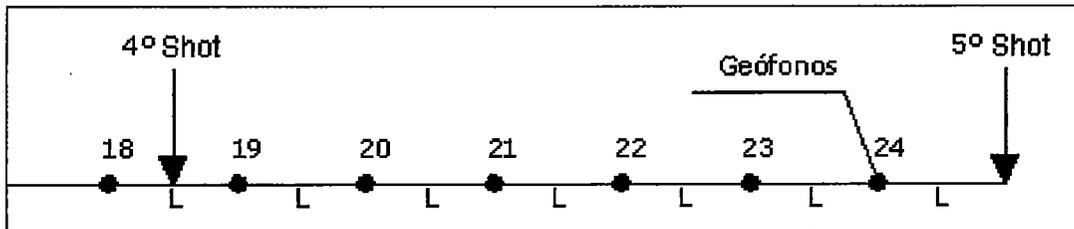
Para la aplicación de la energía para iniciar el ensayo se tiene 5 puntos de impacto distintos, los cuales tiene la ubicación que se muestra en las figuras 3.01 A,B,C :



A) Se muestra la distribución de los shots, el primero se ejecuta antes del 1º geófono y a una distancia igual a la separación entre geófonos, el segundo shot se realiza en el medio de 6º y 7º geófono.



B) El 3º Shot se realiza entre 12º y 13º Geófono



C) Los últimos dos shots son una simetría de los mismos dos primeros, el 4º se ubica entre el 18º y 19º geófono y el último se ubica después del 24º geófono a una distancia igual a la separación entre geófonos.

Fig. 3.01 Ubicación de los puntos de impacto para el ensayo de Refracción Sísmica

### c) Procesamiento e Interpretación

Para realizar la interpretación de los perfiles sísmicos se usó como ayuda el grupo de programas de Refracción Sísmica como son el PickWin y PlotRefra.

El primer programa permite realizar las lecturas de los sismogramas y además de ello nos permite obtener la llegada ubicar el tiempo de llegada de la primera onda, esto se realiza para los 5 shots efectuados en el ensayo de campo un ejemplo de ello se puede apreciar en la figura 3.02

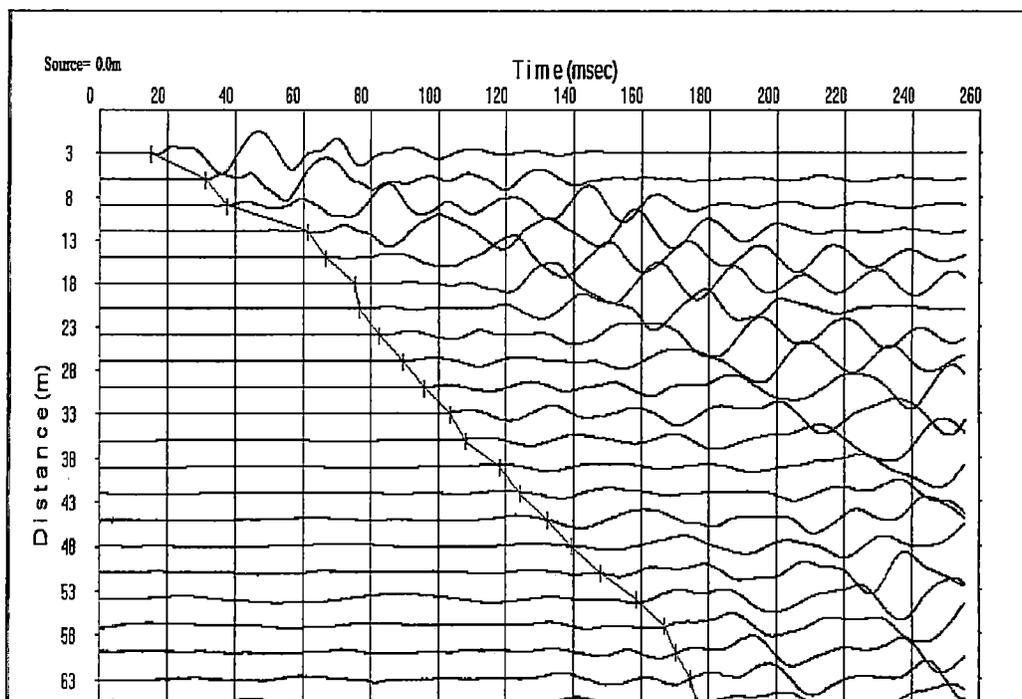


Fig. 3.02: Ubicación de los tiempos de llegada de la primera onda

El segundo programa produce un modelo de profundidad desde el archivo de datos de entrada preparado por el programa anteriormente, creando para ello el gráfico de las dromocrónicas (fig, 3.03) el cual nos ayuda a distinguir los diferentes cambios de pendientes que vendría a representar el cambio de velocidad en el suelo en estudio, así mismo el PlotRefra 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 (fig3.04).

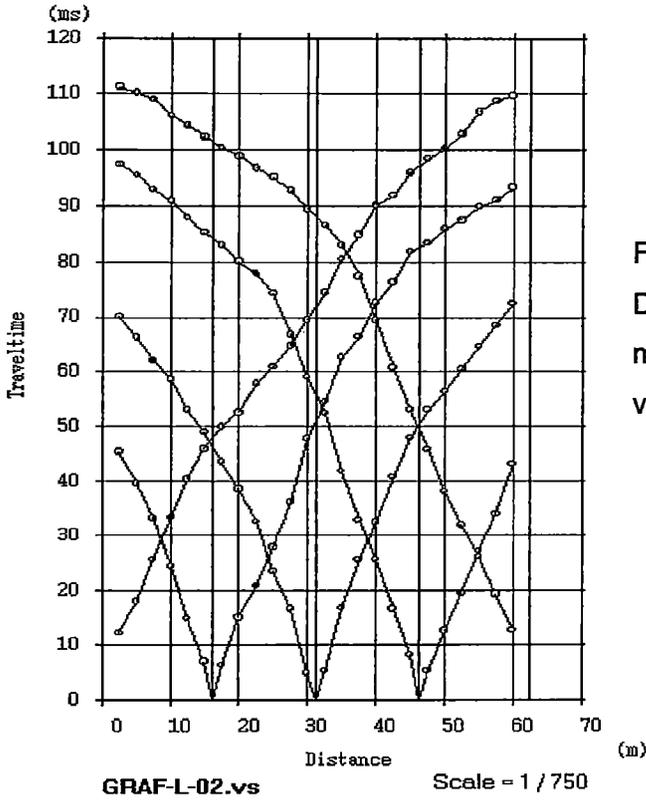


Fig. 3.03: Gráfico de la Dromocrónica, la cual muestra los cambios de velocidades en el terreno en

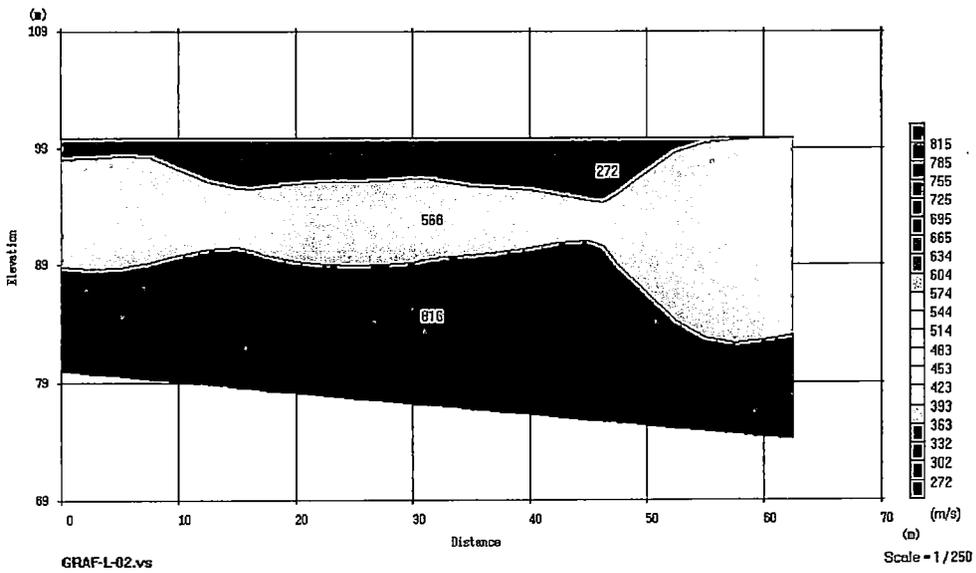


Fig. 3.04: Perfil del terreno según la velocidad de la onda P

**d) Equipo utilizado**

El equipo sismógrafo utilizado para realizar el trabajo de Refracción Sísmica posee un sistema de adquisición de datos que son almacenados y procesados por una computadora; este equipo tiene las siguientes características técnicas:

**Cuadro N° 3.05: Características del Sismógrafo**

Características	Valor nominal
N° de Canales	24
Resistencia de Salida	> 600 ohmios
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 Pre-arranque	90% duración general
Sistema de Mando	computadora IBM AT-80386sx
Tensión de Alimentación	12 V
Potencia de Consumo	48

**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 estratigráfico 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 a los datos obtenidos de campo para cada una de las líneas sísmicas se obtuvieron los siguientes perfiles sísmicos.

**Cuadro 3.06: Resultado de los Ensayos de Refracción Sísmica**

Línea Sísmica	Estrato	Profundidad (m)	Vp (m/s)	Tipo de Suelo
LS - 01	1	0.00 – 2.50	392	(Material Suelto) (Suelo de cobertura)
	2	2.50 – 11.00	881	GP (Medianamente Compacta) Grava Pobremente gradada con arena
	3	11.00 – 18.50	1240	GP-GM (Compacta) Grava pobremente gradada con arena

En el Anexo A-01 Exploración de Campo se presenta Perfiles Sísmico obtenidos en función de las Ondas P y las dromocrónicas obtenidas del programa Plot Refra.

### 3.1.3.2 Método MASW: Medición de Ondas de Superficie en arreglos Multicanales.

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 Vs.
- Determinar las características dinámicas de los estratos en función a las velocidades de las ondas de corte Vs.
- Determinar de los parámetros de deformación dinámica de los suelos como es el módulo de corte (G), módulo elástico dinámico (E).

#### a) Trabajos de Campo

Las líneas sísmicas para el ensayo de MASW se realizaron al costado de las líneas de refracción sísmica. Para la cual también se tuvo que utilizar una comba de 20 libras con la finalidad de producir la onda sísmica.

### 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  $0,2L$  y  $0,4L$  a los extremos de la línea, tal y como se muestra en la siguiente figura:

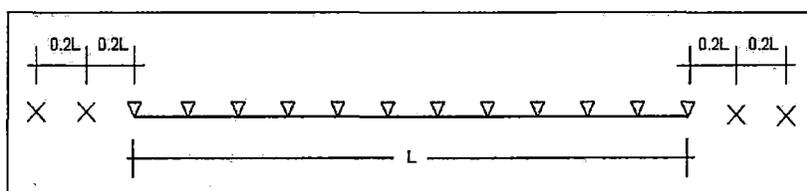


Fig. 3.05 Distribución de Puntos de Disparo del ensayo MASW

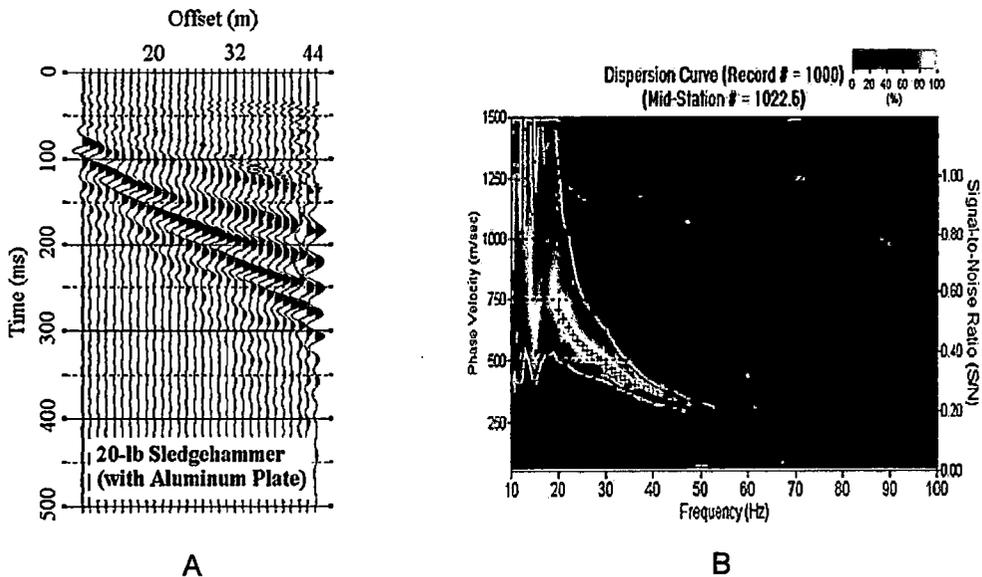
### c) Procesamiento e Interpretación

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.

Se hizo el procesamiento haciendo uso para ello de los programas Surface Wave Analysis Wizard y Wave Eq (Surface Wave Analysis).

El primero programa (Surface Wave Analysis Wizard) de ellos nos muestra el gráfico de distancia versus tiempo que luego usando y mediante las

transformadas de Fourier se obtiene las curvas de Velocidad de fase versus frecuencia en donde se puede ver la tendencia de la onda de fase que define la velocidad de la onda S que nos permite obtener la curva de dispersión en el modo fundamental generada en el ensayo, como lo podemos apreciar en la figura 3.06



A  
 Tiempo de llegada de la onda de corte para diferentes distancias

B  
 Curva de la velocidad de Fase e modo fundamental

Fig. 3.06 Procesamiento del registro de campo del ensayo MASW

El segundo programa (Surface Wave Analysis) permite obtener la variación de las velocidades de Onda S con la profundidad (fig.3.07) mediante la inversión de las curvas lo cual lo desarrolla en procesos iterativos.

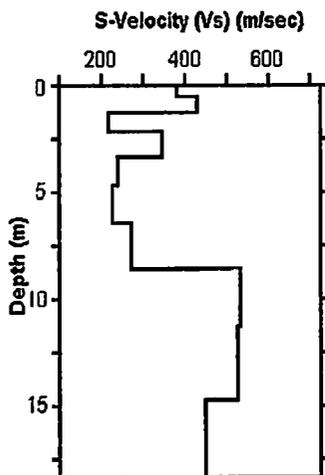


Fig. 3.07: Variación de la Velocidad de la onda S con la profundidad, obtenida finalmente en el procesamiento.

#### d) Equipo Utilizado

El equipo utilizado para realizar el trabajo de Prospección Sísmica por el método MASW es el mismo que el equipo utilizado para realizar el ensayo de refracción sísmica con la diferencia que los geófonos empleados son de 4.5 Hz de frecuencia.

#### e) Resultados Obtenidos

Del ensayo de campo realizado se determinan los siguientes promedios de velocidades de ondas de corte  $V_s$  para cada estrato:

**Cuadro 3.07: Resultado de los Ensayos con el Método MASW**

Línea Sísmica	Estrato	Profundidad (m)	$V_s$ (m/s)	Tipo de Suelo
MASW-1	1	0.00 – 2.50	239	GP (Suelta) (Suelo de cobertura)
	2	2.50 – 11.00	529	GP (Medianamente densa) Grava Pobrementemente gradada con arena
	3	11.00 – 18.50	742	GP (Densa) Grava pobrementemente gradada con arena

En el Anexo A-01 Exploración de Campo se muestran los gráficos de los espectros de profundidad con la frecuencia y la distribución de las Ondas S con la profundidad, además todas las fotografías de las exploraciones geotécnicas de campo están en el Anexo A-07

### 3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

#### 3.2.1 Ensayos Estándar de Clasificación

Con las muestras obtenidas de las calicatas, se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos y de propiedades físicas consistentes: análisis



### 3.2.2 Ensayos de Corte Directo

Con la finalidad de determinar los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción) de la fracción fina del conglomerado se han tomado 2 muestras con la finalidad de realizar el ensayo de Corte Directo en el laboratorio. Dichas muestras fueron extraídas de las calicatas C-1 y C-3 las cuales se remoldaron para el ensayo a una densidad de 1.80 g/cm<sup>3</sup> y 1.79 g/cm<sup>3</sup> respectivamente. En el cuadro 3.09 se muestra el resumen de resultados obtenidos en el ensayo de corte directo:

**Cuadro N° 3.09: Resumen del ensayo de corte directo**

Ubicación	Muestra	Profundidad (m)	Angulo de fricción ( $\phi$ )	Cohesión (c) kg/cm <sup>2</sup>
C-1	M-2	8.00-12.00	35.4	0.01
C-3	M-2	6.00-8.00	34.7	0.02

### 3.2.3 Análisis Químicos

Para determinar la agresividad del suelo al concreto para alguna cimentación que se planteara a futuro, se efectuaron análisis químicos (pH, C.E., sales totales, sulfatos y cloruros), obtenidas en algunas de las calicatas. En el cuadro 3.10 se presenta un resumen de los resultados:

**Cuadro 3.10 Resumen de los resultados de los Análisis Químicos**

Calicata / muestra	Profundidad (m)	pH	C.E. dS/m	SST ppm	Cloruros ppm	Sulfatos ppm
C-1 / M-2	8.00-12.00	8.50	235	174	42	52
C-3 / M-2	6.00- 8.00	8.50	232	291	73	58
C-4 / M-6	8.00-9.20	8.10	547	350	59	174
C-4 / M-7	9.20-10.00	7.80	488	312	35	143
C-5 / M-5	3.70 – 6.00	7.90	515	330	66	152
C-6 / M-2	3.60-6.00	8.40	459	294	59	134

En el Anexo A-02 Ensayos de laboratorio se presentan los certificados de los ensayos de laboratorio realizados.

### 3.3 RESULTADOS DE INVESTIGACIONES GEOTECNICAS ANTERIORES

El estudio del conglomerado del Lima viene siendo materia de investigación desde varios años atrás es por ello que en este apartado se verán resultados que anteriores investigadores obtuvieron en su estudio respectivos, estos datos son de gran importancia ya que no solo brindan información de características físicas de los acantilados sino también de parámetros de resistencia, tanto así que tomaremos algunos de ellos para realizar el análisis respectivo de la carga máxima que soportará el talud del acantilado, entre estas investigaciones anteriormente realizadas tenemos:

#### a) Estudio de Estabilidad de Taludes de la Costa Verde (M. Cañari, 2001)

- Ensayos de Densidad de Campo

Se ha registrado de este estudio los resultados de Densidad de campo por el método de Cono de Arena realizado en 2 trincheras.

**Cuadro 3.11: Resumen del los Ensayos de Densidad de Campo recopilados**

Ubicación	Zona	Contenido de Humedad (%w)	Densidad Húmeda (g/cm <sup>3</sup> )	Densidad Seca (g/cm <sup>3</sup> )
Frente a calle Felipe Barreda (Pque. María Reiche)	Parte Superior	2.39	2.08	2.03
Frente a calle Felipe Barreda (Pque. María Reiche)	Parte Inferior	4.60	2.33	2.23

- **Ensayos Estándar de Clasificación**

Se ha registrado de este estudio los resultados de los ensayos Estándar de Clasificación de muestras obtenidas en trincheras

**Cuadro 3.12: Resumen del los Ensayos Estándar de Clasificación recopilados**

Ubicación	Profundidad (m)	Clasificación SUCS
Frente a Estadio Municipal de Miraflores – Trinchera 6	0.30-0.40	GP
Frente a Malecón de La Marina – Trinchera 7	0.30-0.40	GP
Frente a Malecón de La Marina – Trinchera 8	0.50-0.70	CL
Frente a Malecón de La Marina – Trinchera 8	0.30-0.50	GP
Parque María Reiche – Trinchera 9	0.30-0.50	GP

- **Ensayos de Corte Directo**

Se ha registrado de este estudio los resultados de los ensayos Corte Directo en la parte fina del conglomerado, especificando la zona y el Sondaje en donde se realizaron:

**Cuadro 3.13: Resumen de los Ensayos Corte Directo recopilados**

Ubicación	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Angulo de Fricción (°)
San Miguel	1.40-1.60	CL	0.50	29.9
Magdalena	0.50-0.70	CL	0.20	24.7
Chorrillos	-	ML	0.80	28.8

- **Corte Directo In-situ**

Se ha registrado de este estudio ensayos de Corte Directo In-situ realizados por el CISMID en los distritos de Miraflores y Chorrillos.

**Cuadro 3.14: Resumen de los Ensayos Corte Directo In-Situ recopilados**

Ubicación	Densidad húmeda (Tn/m <sup>3</sup> )	Clasificación SUCS	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Angulo de Fricción (°)
Miraflores	2.10	GP	0.55	40
Chorrillos	1.70	ML	0.90	28.5

**b) Investigación sobre suelos Granulares de Lima (A. Carrillo, 1988)**

**Cuadro 3.15: Parámetros en Grava recopilados**

Ensayo	Variación del resultado
Peso Unitario	1.83 ton/m <sup>3</sup> a 2.24 ton/m <sup>3</sup>
Densidad Relativa	70% a 98%
Diámetro Efectivo	0.15 a 0.45
Coefficiente de Uniformidad	10 a 30
Clasificación Unificada	GW/GP
Ensayos de Carga Directa y Rotura Progresiva	C: 0.44 kg/cm <sup>2</sup> a 0.84 kg/cm <sup>2</sup> $\phi$ : 28° a 38°

**c) Estudio de Factibilidad Técnico Económico y Anteproyecto del Sistema de Transporte Rápido Masivo de Pasajeros en el Área Metropolitana Lima- Callao- Metro Lima. (Cañari, 2001)**

**Cuadro 3.16: Resumen de Parámetros en Grava recopilados**

Ubicación	Clasificación Unificada	Cohesión (C)	Angulo de fricción ( $\phi$ )
Beneficiencia de Lima	GP	0.60 kg/cm <sup>2</sup>	37°

**d) Análisis Dinámico de los Acantilados de Lima ( R. Macazana, 2006)****Cuadro 3.17: Resumen de Parámetros del Ensayo de Down-Hole recopilado**

Estratos	Profundidad (m)	Vs (m/s)	G (kPa)
1	0.00 – 2.00	300	165306
2	2.00 – 10.00	630	850500
3	10.00 – 14.00	655	919339

**3.4 PERFILES ESTRATIGRÁFICOS**

De acuerdo a los resultados de campo y de laboratorio obtenidos se realizará la descripción de tres perfiles estratigráficos:

**Perfil Estratigráfico 1-1**

A la Altura del Parque El Faro, se ejecutaron 3 calicatas, encontrando material de relleno con presencia de raicillas hasta una profundidad que varía desde 0.30-0.70 m, siguiendo a éste una arcilla arenosa de baja plasticidad color marrón, con presencia de raíces y gravillas hasta una profundidad entre 1.00-1.10 m, debajo de ésta subyace la grava pobremente gradada (GP), con algunos pequeños lentes de arena, redondeadas, color gris oscura, con ligera humedad, que está variando de medianamente densa a densa según se va profundizando, no plástica, encontrando una bolonería mayor a 5" de diámetro hasta en un 15%

**Perfil Estratigráfico 2-2**

A la altura de la Av. José Pardo, en donde se ejecutaron 3 calicatas, encontrando material de relleno con arcilla arenosa de color marrón-pardo hasta una profundidad que varía entre 1.00-1.50 m, debajo de éste estrato subyace la grava pobremente gradada con arena (GP), de forma redondeada, de color gris claro, no plástica, de compacidad suelta, ligeramente húmedo, con bolonería mayor de 5" hasta en un 25% hasta una profundidad de 4.00 m, teniendo por debajo de este una grava pobremente gradada con arena (GP), de forma

redondeada, de color gris oscuro, no plástica, de compacidad que varía de medianamente densa a densa según se va profundizando, ligeramente húmeda, con bolonería mayor de 5" hasta en un 25% y mayor a 7" hasta en un 10%.

### Perfil Estratigráfico 3-3

A la altura de la parte final del Malecón la Marina acercándose al Estadio Municipal, en donde según la información recopilada de anteriores investigaciones y de las observaciones realizadas de la cara expuesta de la ladera del acantilado se tiene que en dicha zona, se encuentra material de relleno con arena arcillo limosa (CL-ML) hasta una profundidad de 0.60 m, encontrando luego un grava pobremente gradada (GP) con matriz arenosa hasta un profundidad de 3.00 m., luego de ello tenemos un pequeño lente de arena mal gradada (SP) hasta un profundidad de 3.70 m, encontrando luego nuevamente la grava mal gradada con un pequeño porcentaje limo-arenoso, con ligero contenido de humedad y densa.

El detalle de estos perfiles se encuentra el Anexo A-04 Mapas y Planos

## CAPITULO 4

### ANÁLISIS DEL PROBLEMA

En el presente capítulo se realizará el análisis correspondiente con la finalidad de determinar:

- Carga máxima o crítica que pueden soportar el acantilado de Miraflores.
- La distancia de aislamiento del borde del talud.

Desarrollando para ello la metodología de análisis presentada en el primer capítulo, comparando y discutiendo finalmente cada uno de estos resultados.

#### 4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO

Para el cálculo por el método estático se empleará que es el método de Janbu simplificado para encontrar la carga que hace que el factor de seguridad para la estabilidad del acantilado sea igual a la unidad

##### 4.1.1 Parámetros de Análisis

De acuerdo a lo revisado en la parte de la exploración de campo y los datos recopilados de anteriores investigaciones en el lugar se trabajarán con los siguientes parámetros:

**Cuadro 4.01**  
**Parámetros de resistencia**

Tipo de Material	Cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	Angulo de Fricción (°)
Arena-limosa	0.01	35.0
Limo Arcilloso	0.80	29.0
Conglomerado	0.55	40.0

El primero obtenido del ensayo de laboratorio, los dos siguientes de ensayos de campo anteriormente recopilados en la zona.

#### 4.1.2 Ubicación de los Perfiles

De las zonas especificadas en el capítulo 2 en donde se describió la zona de trabajo, los perfiles a analizar se encuentran ubicados en las siguientes zonas:

- Perfil 1: Ubicado en entre la bajada a la Av. Costanera y la Calle Villarreal
- Perfil 2: Ubicado en la zona que cubre el Parque María Reiche
- Perfil 3: Ubicado en cerca de la Bajada Balta frente al Club Waikiki
- Perfil 4: Ubicado en la zona que cubre el Parque Miguel Grau
- Perfil 5: Ubicado en la zona que cubre el Parque Itzhak Rabín
- Perfil 6: Ubicado en la zona que cubre el Parque El Faro

Estos son los perfiles con los que se trabajará para el análisis de la carga crítica. Cabe resaltar que dicho modelo del perfil contará con algunas restricciones para realizar el análisis:

- No se considerará el efecto de los escombros en el pie de los acantilados debido a que éstos no ofrecen resistencia al deslizamiento en el caso de considerar la falla global en el talud debido a la carga de las edificaciones.
- No se considerará el efecto del nivel freático debido a que no se llegó a encontrar dicho nivel de agua en la exploración de campo realizada, y además en anteriores investigaciones se tiene que dicho nivel está aún más por debajo del pie del talud.
- Se considerará los lentes erráticos que aparecen alternadamente en la cara expuesta del acantilado, solo en los casos que este se considere que puede tener algún efecto en la estabilidad del talud del acantilado de Miraflores.

#### 4.1.3 Análisis de Carga Crítica

Del análisis realizado en los 6 perfiles anteriormente mencionados se encontraron los siguientes resultados:

**Cuadro 4.02: Resumen de los resultados del Análisis de Estabilidad Estático**

P-1

Carga (KN/m <sup>2</sup> )	F.S.
200	1.15
300	1.10
400	1.06
500	1.01
600	0.98

F.S.	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	539

P-2

Carga (kN/m <sup>2</sup> )	F.S.
200	1.12
300	1.07
400	1.03
500	0.98

F.S.	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	460

P-3

Carga(kN/m <sup>2</sup> )	F.S.
100	1.107
200	1.073
300	1.029
400	0.992

F.S.	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	380

P-4

Carga (kN/m <sup>2</sup> )	F.S.
200	1.12
300	1.06
400	1.02
500	0.98

F.S.	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	450

P-5

Carga (kN/m <sup>2</sup> )	F.S.
200	1.10
300	1.05
400	1.01
500	0.98

F.S.	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	430

P-6

Carga (kN/m <sup>2</sup> )	F.S.
200	1.10
300	1.06
400	1.02
500	0.99
600	0.96

F.S.	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	468

Nota: Las salidas del análisis correspondiente se muestran en el Anexo A-05 Análisis de Estabilidad.

#### 4.1.4 Distancia de Alejamiento

Con la finalidad de proponer a que distancia debe estar alejado dicha edificación del borde del acantilado, se plantea que dicha carga debe estar alejada con la condición de que el  $F.S > 1.50$  mediante el análisis estático, obteniéndose los siguientes resultados.

**Cuadro 4.03: Distancias de alejamiento del borde del talud mediante el Análisis de Estabilidad Estático**

Perfil	Carga (kN/m <sup>2</sup> )	Distancia Alejamiento (m)
P-1	539	32.00
P-2	460	29.00
P-3	380	39.00
P-4	450	29.00
P-5	430	34.40
P-6	468	39.00

#### 4.2 ANALISIS SEUDOESTÁTICO

De acuerdo a lo revisado en la parte teórica, se sabe que la acción sísmica es influyente en la estabilidad de los taludes, razón por la cual se desarrolla a continuación el análisis pseudoestático, para lo cual se añade una carga sísmica de 0.21g al modelo.

Como ya se sabe la condición que se debe de verificar es que el  $F.S. > 1.10$  que es lo que exige para el análisis pseudoestático de los taludes, trabajando para ello inicialmente con la carga crítica y el alejamiento encontrados en el análisis estático. Se obtuvieron los siguientes resultados:

**Cuadro 4.04: Distancias de alejamiento del borde del talud mediante el Análisis de Estabilidad Seudoestático**

Perfil	Carga (kN/m <sup>2</sup> )	Distancia Alejamiento (m)	F.S	Distancia Alejamiento 2 (m)	F.S
P-1	539	32.00	1.160	---	1.160
P-2	460	29.00	1.159	---	1.159
P-3	380	39.00	1.078	43.00	1.132
P-4	450	29.00	1.105	---	1.105
P-5	430	34.40	1.101	---	1.101
P-6	468	39.00	1.092	42.00	1.109

Como se ve solo en los perfiles P-3 y P-6 se requieren de un alejamiento adicional para el correcto valor del F.S. En los demás casos se cumple dicho requerimiento.

Nota: Las salidas de los análisis estático y pseudoestático se muestran en el Anexo A-05 Análisis Estabilidad.

### 4.3 ANÁLISIS ESFUERZO – DEFORMACIÓN

#### 4.3.1 Parámetros de Análisis

Para este análisis se trabajará con el modelo de Mohr Coulomb, en el que además de requerir del valor de la cohesión (C) y el ángulo de fricción ( $\Phi$ ), se deben de conocer otros parámetros como son el módulo de deformación elástica, módulo de corte, relación de Poisson, los cuales pueden ser obtenidos de correlaciones con las velocidades de ondas P y ondas S

De los ensayos Refracción Sísmica y MASW realizados en campo se obtuvieron las velocidades  $V_p$  y  $V_s$  respectivamente, además como se tiene el peso específico del terreno el cual se obtuvo del método del balón, dichos valores se

reemplazan en las fórmulas (8), (9) y (10), obteniéndose los siguientes resultados que se muestran en el cuadro 4.05:

**Cuadro 4.05 : Resumen de los Módulos de Deformación en Función a los Resultados de los ensayos de sismicidad**

Prof.	Vp (m/s)	Vs (m/s)	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\mu$	Gd (kPa)	Ed (kPa)
2.50 m	392	239	2.05	0.204	119488	287767
10.50 m	881	529	2.15	0.218	613937	1495654
18.50 m	1240	742	2.15	0.221	1207870	2949866

De acuerdo a lo revisado según Peral A., F. & Rodriguez, A., 2001; se considera que los valores del Módulo de Young para los análisis estáticos y pseudoestático son aproximadamente la quinceava parte del módulo dinámico por lo tanto, los módulos de deformación para los análisis estático y pseudoestático son los siguiente:

**Cuadro 4.06: Módulos para el Análisis Seudoestático**

Prof. (m)	G (kPa)	Es (kPa)
0.00 - 2.50	7966	19184
2.50 - 10.50	40929	99710
10.50 - 18.50	80525	196658

Dichos valores son con los que se trabajará en el análisis de esfuerzo-deformación, luego de ello se realizó el análisis de cálculo phi/c en el plaxis con una carga sísmica de 0.21g; que nos proporcionará la superficie de falla y la distancia de influencia de las deformaciones que se tendrá sobre la corona del acantilado.

### 4.3.2 Consideraciones en el Modelo Matemático

Se tendrán las siguientes consideraciones en el modelo a utilizar para el análisis de esfuerzo-deformación:

- Se utilizará el modelo con las mismas características del utilizado en el análisis de estabilidad, considerando además las propiedades del módulo elástico para cada uno de los estratos diferenciados en los ensayos geofísicos, considerando que las propiedades del último estrato diferenciado según los ensayos geofísicos ocupará toda la última parte de profundidad del acantilado (Fig. 4.01)

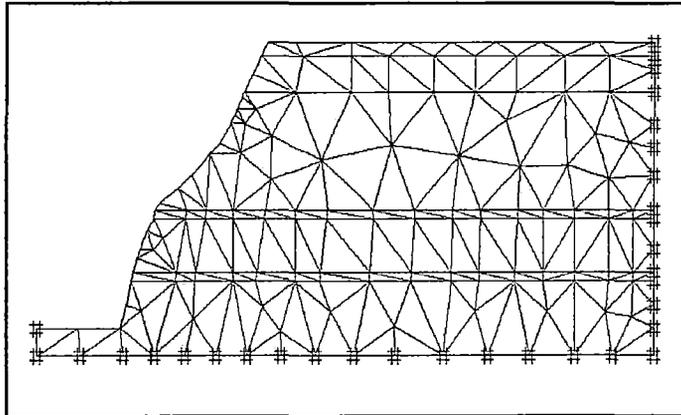


Fig. 4.01 Modelo típico a utilizar mediante el análisis de esfuerzo-deformación

- Se consideraran diferentes fases para el proceso:
  - Inicialmente un talud sin carga en el que existirá asentamientos debido al peso propio del terreno. (fig. 4.02)

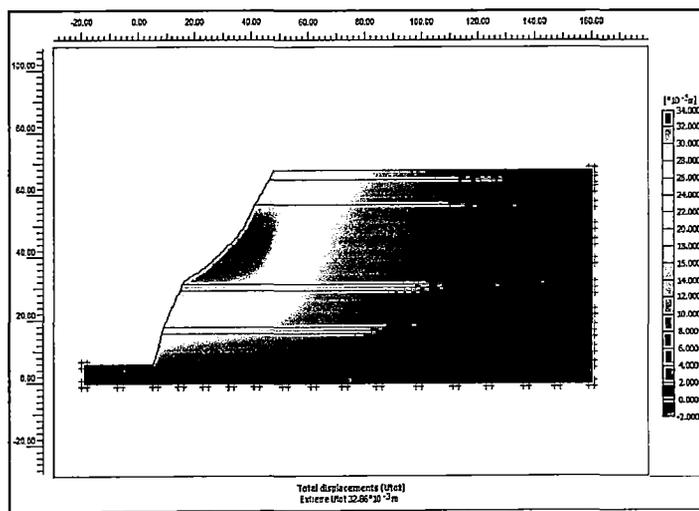


Fig. 4.02 Asentamiento y deformaciones iniciales del talud.

- La fase siguiente será el talud estará bajo el efecto de una carga la cual simula la acción de la edificación.
- Luego la acción de la carga sísmica de 0.21 g
- Finalmente se realizará la corrida considerando los métodos que usa el programa para los análisis respectivo, es decir el método reducción  $\phi/C$  para determinar las superficies de fallas para determinar la distancia de influencia, y la opción de calculo plástico para determinar las deformaciones y el asentamiento en el terreno producto de la carga transmitida en la cimentación.

#### 4.3.3 Método de Reducción del Esfuerzo Cortante (Reducción $\phi/c$ )

Las superficies de fallas obtenidas con el análisis del Plaxis determinaron las siguientes distancias de influencia, las cuales se resumen en el siguiente cuadro:

**Cuadro 4.07: Distancia de influencia en la corona del acantilado**

Perfil	Distancia de Influencia (m)
P-1	30.00
P-2	27.00
P-3	25.00
P-4	30.00
P-5	33.00
P-6	35.00

Nota: Las imágenes de salida para los distintos casos se encuentran en el Anexo A-06 Análisis Esfuerzo-Deformación.

#### 4.3.4 Asentamientos Permisibles

De acuerdo al enfoque planteado en la parte teórica, la carga critica deberá cumplir la condición que el asentamiento no sea mayor al permisibles según el tipo de estructura a plantear para la cimentación.

Se consideró inicialmente para este análisis las deformaciones para zapatas aisladas y para losas. Se encontró en el primer caso (zapatas aisladas) que el requerimiento de éstas involucra dimensiones grandes para cumplir el requerimiento del asentamiento máximo (2.5 cm), por lo cual el criterio que se adoptó finalmente a evaluar será el de asentamiento en losa.

Como se sabe el asentamiento total máximo permisible en losa es de 5 cm., dicho requerimiento fue analizado con la opción de cálculo plástico con el programa Plaxis para cada una de las edificaciones alejadas del borde del acantilado a las mayores distancias obtenidas entre cálculo de equilibrio límite (seudoestático) y de elementos finitos (método Phi/c), de manera de plantear si las cargas de las edificaciones cumplen con tal requerimiento, obteniendo los siguientes resultados:

**Cuadro 4.08: Asentamientos y cargas obtenidos del Análisis Esfuerzo – Deformación**

Perfil	Asentamientos (cm)	Carga Distribuidas (kPa)
P-1	4.85	490
P-2	4.93	460
P-3	3.78	380
P-4	4.78	450
P-5	4.75	430
P-6	4.91	450

Como se ve existe lo siguiente una reducción en la carga en los perfiles P-1 y P-6; debido a que la carga obtenida provoca en la cimentación asentamientos mayores al permisible.

Nota: Las imágenes de salida para los distintos casos se encuentran en el Anexo A-06 Análisis Esfuerzo-Deformación.

#### 4.4 Análisis y Discusión de los Resultados.

#### 4.4.1 Cargas Críticas

De acuerdo al análisis estático de estabilidad de taludes y de cimentación por el método de esfuerzo-deformación se determinaron las siguientes cargas críticas:

**Cuadro 4.09: Resumen de cargas por ambos análisis**

Perfil	Carga (kN/m <sup>2</sup> )	
	Equilibrio Límite	Esfuerzo-Deformación
P-1	539	490
P-2	460	460
P-3	380	380
P-4	450	450
P-5	430	430
P-6	468	450

De acuerdo a estos dos criterios vemos que el segundo caso tiene cargas menores debido a ello este será la carga que se considerará como crítica para construcciones cercanas al acantilado. Por lo que se puede decir que el acantilado de Miraflores puede soportar cargas entre 380 hasta 490 kN/m<sup>2</sup>

#### 4.4.2 Distancia de Alejamiento

De los análisis realizados para determinar el alejamiento adecuado para posición de las cargas de las edificaciones, se tiene el siguiente cuadro de comparación:

**Cuadro 4.10: Resumen y comparación de las distancias de alejamiento**

Perfil	Distancia de Alejamiento del borde del acantilado (m)		
	Análisis Estático	Análisis Seudoestático	Esfuerzo-Deformación
P-1	32.00	32.00	30.00
P-2	29.00	29.00	27.00
P-3	39.00	43.00	25.00
P-4	29.00	29.00	30.00
P-5	34.40	34.40	33.00
P-6	39.00	42.00	35.00

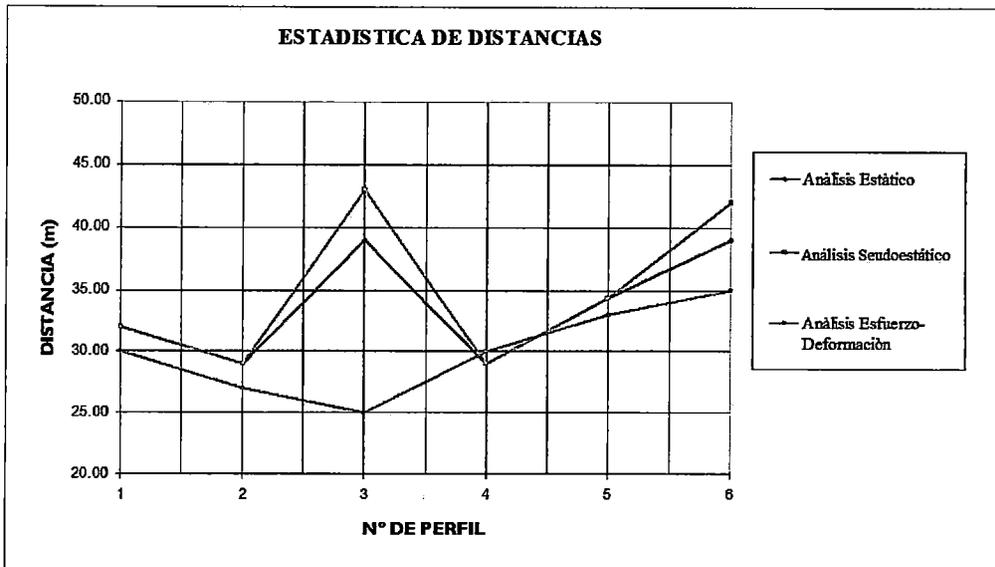


Fig. 4.03 Comparación entre los resultados del alejamiento desde borde del acantilado entre los métodos de equilibrio límite y esfuerzo-deformación.

En la figura 4.03 se ve que en la mayoría de los casos el valor del análisis seudoestático toma el mayor valor de la distancia de alejamiento, salvo en el caso del P-4 en donde el valor de la distancia del análisis de esfuerzo deformación toma el mayor valor de esta manera el cuadro de las distancias que se recomienda para el alejamiento del borde del acantilado, queda de la siguiente manera:

**Cuadro 4.11: Distancias de alejamiento a considerar de la comparación de los métodos de equilibrio límite y de esfuerzo-deformación**

Perfil	Distancia (m)
P-1	32.00
P-2	29.00
P-3	40.00
P-4	30.00
P-5	34.40
P-6	42.00

Se debe considerar entonces para la ubicación de las edificaciones, está en el rango de 29.00 a 42.00 m.

### 4.4.3 Consideraciones sobre las Edificaciones en el Acantilado

De los resultados encontrados en el trabajo se tiene que las edificaciones sobre los acantilados de la Costa Verde en el distrito de Miraflores, debe tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

#### 4.4.3.1 En base a los resultados establecidos como objetivos

- De los análisis de equilibrio límite y de elementos finitos realizados se ha llegado a encontrar, que los valores de alejamiento desde el borde de la corona del acantilado están en el rango de 29.00 – 42.00 m, recomendando finalmente el valor de de alejamiento a considerar en esta zona debe ser de 50.00 m con fines de tener una mejor seguridad para su mejor ubicación. (Fig. 4.04)
- Partiendo del enunciado de que generalmente la carga debido al peso propio mas la sobrecarga de carga viva que se tiene por cada piso en una edificación de concreto armado se encuentra en el rango de 1.00 – 1.15 Tn/m<sup>2</sup>. (R. Morales, 2004). Si se toma un valor promedio entre las dos cargas anteriormente mencionadas se tiene que el valor de carga por cada piso es de 1.10 Tn/m<sup>2</sup>. (10.8 kN/m<sup>2</sup>). Además se tiene que el número de pisos estará dado por la formula:

$$\text{Nº Pisos} = \text{Carga transmitida} / \text{Carga por Piso} \dots (25)$$

Ahora teniendo en cuenta que los resultados obtenidos para la carga crítica, varían de 380 a 490 kN/m<sup>2</sup>, si remplazamos estos valores de la carga crítica obtenidos del análisis y el valor de carga por piso en la ecuación (25), se tendrá que el número de pisos estará en el rango de 35 – 45 pisos, por lo cual se recomienda para fines de seguridad considerar el menor de ellos, para las construcciones cercanas al borde del acantilado. Luego considerando que para este tipo de edificaciones la altura por cada piso se tiene que valor, sea de 2.70 m, por lo tanto se tendrá que considerar que la altura crítica de las edificaciones será por lo tanto de 95.00 m. por lo menos dentro del rango de los primeros 50 m (Fig. 4.04)



Fig.4.04 Margen de alejamiento a considerar para las edificaciones

Teniendo en cuenta que el análisis seudoestático ha dado los resultados más críticos en el presente trabajo, se utilizó dicho análisis para determinar la distancia de influencia crítica en los acantilados sin ninguna carga, determinar la distancia libre de cargas. Obteniendo los siguientes resultados:

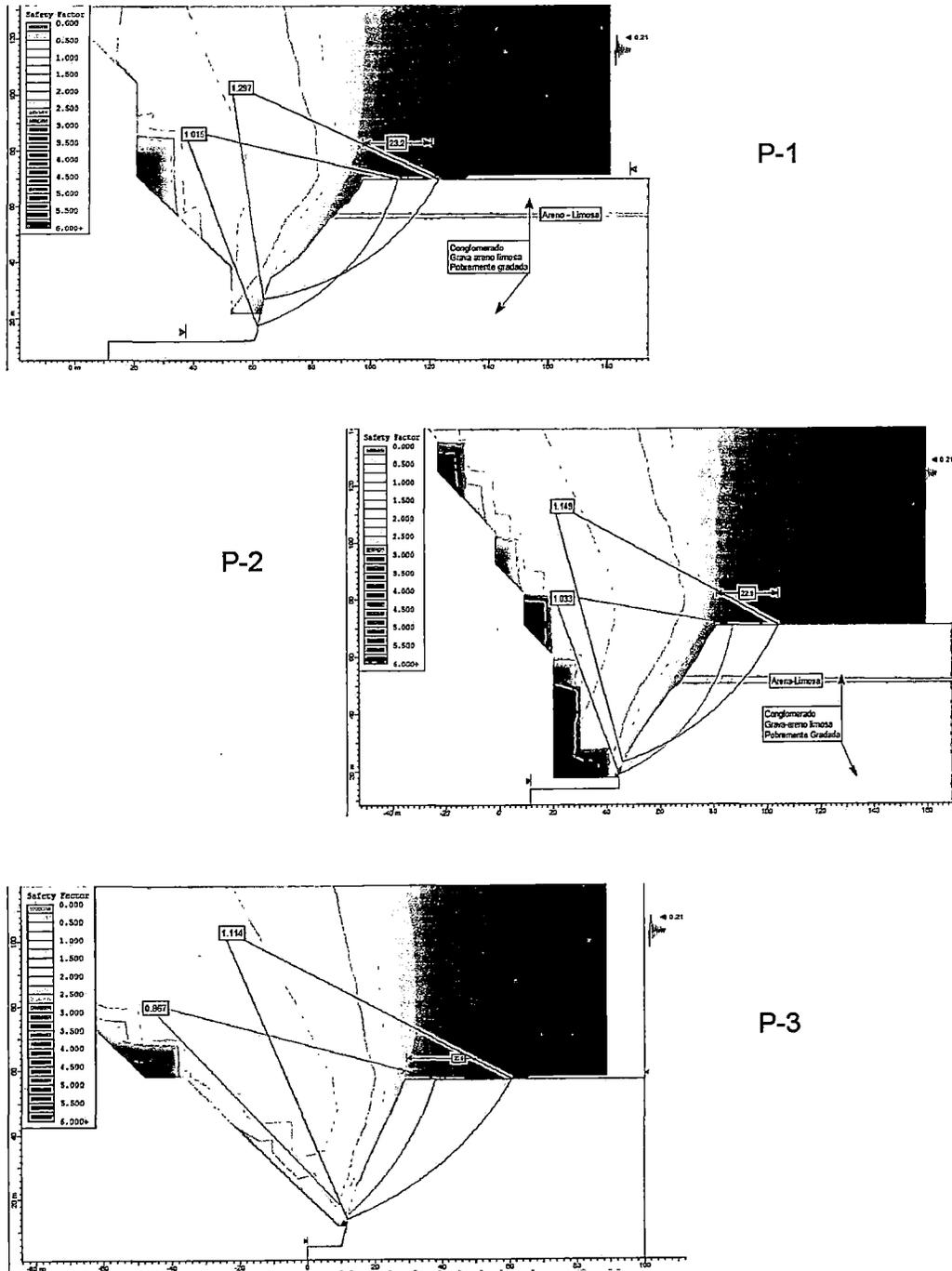


Fig. 4.05 Se observan las distancias de alejamiento sin considerar las cargas en los perfiles P-1, P-2, P-3

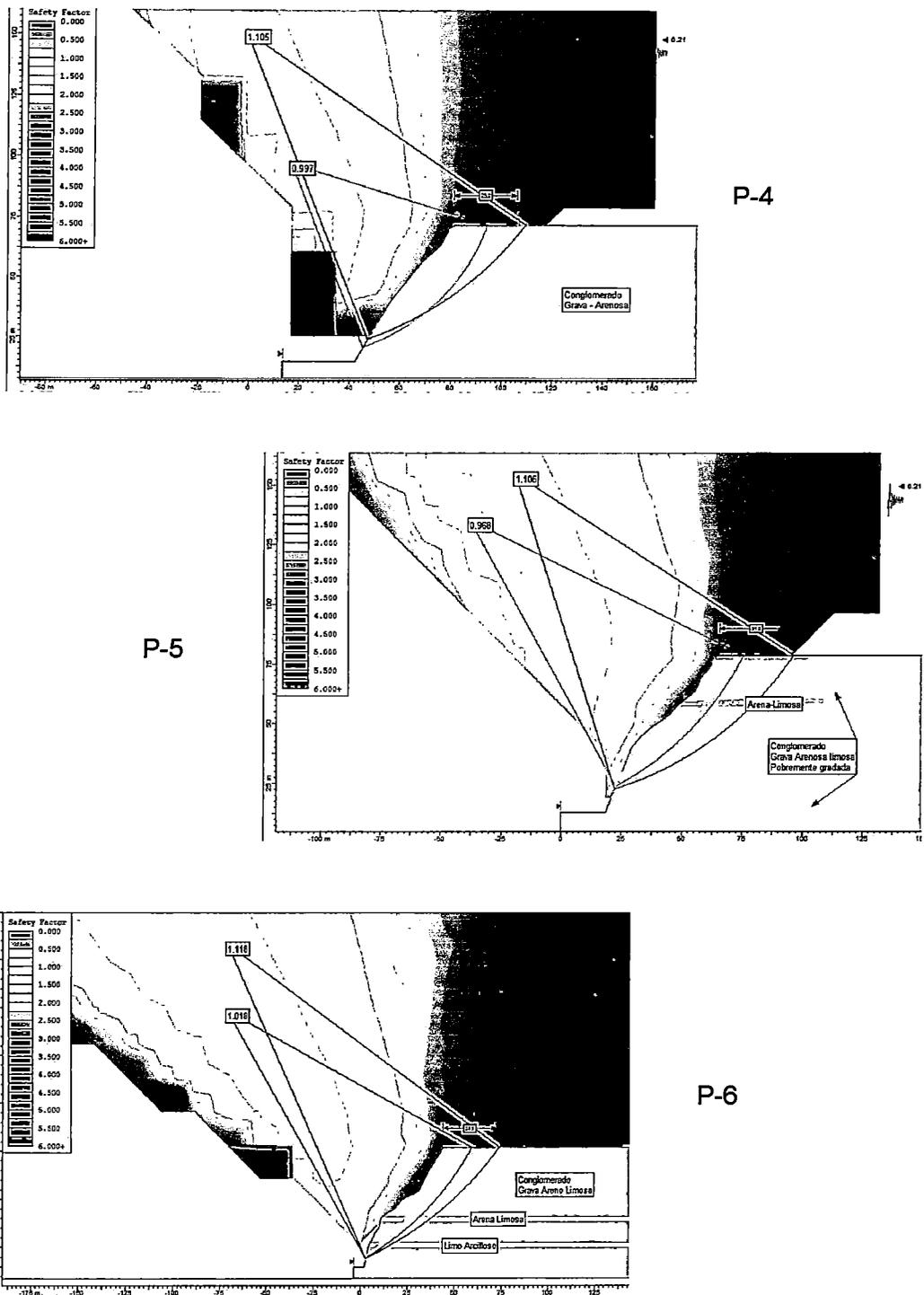


Fig. 4.06: Se observan las distancias de alejamiento sin considerar las cargas en los perfiles P-4, P-5, P-6

Por lo que se tiene que se debe considerar sin ninguna carga a esta zona del acantilado en una distancia en promedio de 27.00 m.

▪ Existen algunos resultados encontrados por otros autores acerca de este tema de las cargas y alejamiento a considerar en las edificaciones en la Costa Verde:

- El M.I.M.S. Alberto Martínez Vargas determinó que la altura crítica de las edificaciones dentro del margen de los 100 m. del borde del acantilado, está en el rango de 28 a 35 pisos; considerando que dicha altura está en función de la grieta de tensión máxima
- El Ing. Ronald Macazana determinó que la distancia de alejamiento de las edificaciones deben estar en el rango de 65 m. dado que esa viene a ser la distancia de influencia de las deformaciones permanentes cuando se realiza el análisis dinámico en los acantilados de la Costa Verde.

Comparando dichos resultados con los que se han obtenido en el presente trabajo puede decir:

- Que se ha obtenido un margen mayor en cuanto a la altura crítica determinada por Martínez, dado que en este caso no se ha considerado la influencia de la grieta de tensión en los análisis de estabilidad y esfuerzo - deformación, dado a que no se encontró evidencia de ella en el trabajo de campo, pero se ve que existe una cierta aproximación en cuanto al valor de 35 pisos de altura, por lo cual puede recomendarse dicho valor como tope para las edificaciones dentro de la zona de estudio.
- Que el alejamiento encontrado según los métodos planteados, es menor que el obtenido Macazana, dicha diferencia se puede atribuir a que en el análisis dinámico se consideró el modelo Equivalente Lineal diferente al utilizado en este trabajo (Mohr Coulomb), cabe resaltar que dicho análisis considera la amplificación sísmica en la zona, lo cual hace que sea el sismo el factor de mayor influencia en las deformaciones y no la carga de las edificaciones, el cual no es el objetivo que se quiere alcanzar en el presente trabajo, por lo cual se evaluó el modelo con la carga sísmica horizontal mas la sobrecarga de los edificios, con la finalidad de que el peso de la edificación sea el factor mas influyente en el análisis.

#### 4.4.3.2 Consideraciones Adicionales

▪ En base a los resultados del análisis químico de la muestra (Cuadro N° 3.09) y de acuerdo al Cuadro N° 4.12 "Límites Permisibles" donde se presentan las cantidades en partes por millón (p.p.m) de sulfatos, cloruros y sales solubles totales, así como el grado de alteración y las observaciones del ataque a las armaduras y al concreto.

**Cuadro N° 4.12: Límites permisibles para el análisis químico**

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

Con respecto a las sales solubles totales, no existe ninguna norma de suelos que indique valores máximos permisibles; sin embargo, se permite tomar las precauciones necesarias, de manera que dichas concentraciones no perjudiquen al concreto, de los resultados obtenidos (Cuadro N° 3.09) se concluye que los niveles de sales son mínimos.

Para sulfatos solubles en el suelo, existen tolerancias permisibles que se encuentran en el Reglamento Nacional de construcciones; de los resultados obtenidos se concluye que no es necesario el uso de ningún tipo especial de cemento.

Los cloruros producen corrosión a estructuras metálicas, refuerzo de acero del concreto, etc. La referencia a valores máximos se encuentra en la Norma técnica

de Edificación E-060 los resultados indican que los niveles son mínimos, por lo tanto no es necesario proteger la cimentación de los cloruros.

- De lo revisado en la parte de asentamientos mediante el análisis de esfuerzo deformación se recomienda que las edificaciones deben tener una zona de descarga mediante excavaciones en la parte inferior, lo cual es favorable para la cimentación debido a que la estructura se encontrará cimentada en un estrato conglomerado más firme y más denso.

Esta excavación o sótano entonces vendría a tomar parte del método conocido como compensación de carga o flotación (T.W. Lambe & R.V. Withman, 1969), mediante el cual se compensa parcial o totalmente el peso de la estructura a construir por el volumen de terreno excavado previamente.

Generalmente las edificaciones cercanas al borde del acantilado de la Costa Verde, presentan dicha excavación en su base a la cual se le ha dado en la mayoría de los casos, el uso de sótano para estacionamiento. (fig. 4.07)

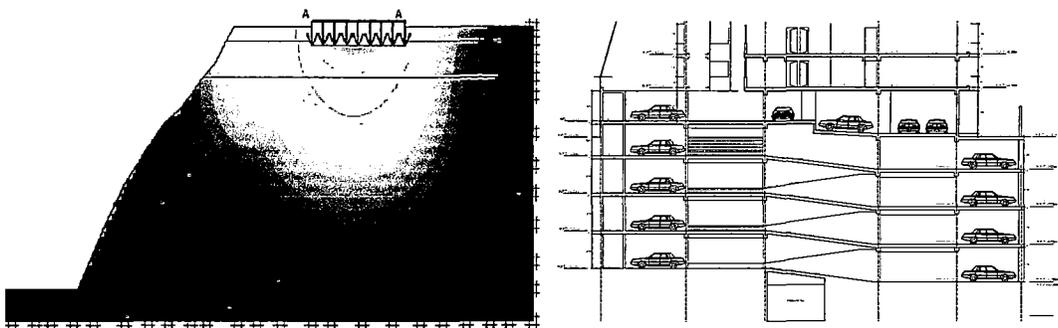


Fig. 4.07 Excavación para descargar el peso en las zonas cercanas al acantilado, el cual en muchos casos pueden ser usados como sótanos para estacionamiento.

Cabe resaltar que dicha excavación en la zona de la corona mejora el factor de seguridad en el análisis de estabilidad de taludes, esto incluso podría hacer que la carga crítica que pueden soportar los taludes sea mayor (fig. 4.08)

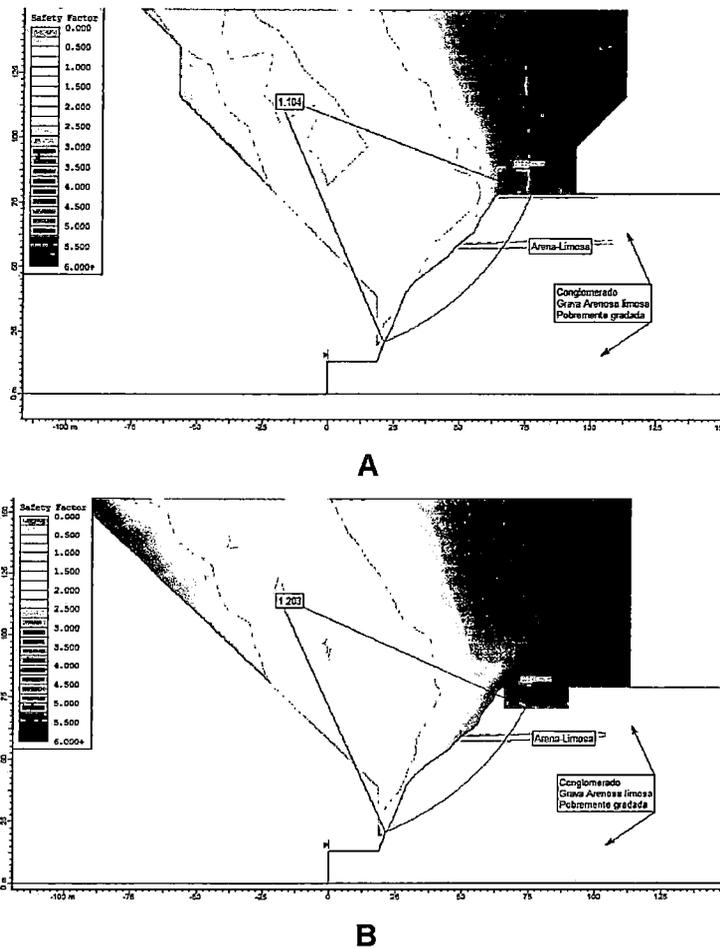


Fig.4.08 Diferencia entre los factores de seguridad sobre la carga simplemente apoyada en la corona y con la carga sobre una previa excavación

De la figura 4.08 se puede ver que existe un aumento en el F.S. del talud con la carga apoyada sobre una excavación previa con respecto de la simplemente apoyada sobre la corona en un 9% cuando se aplica el método de Janbu para el método estático.

- Cabe resaltar además que en el presente trabajo se consideró una superficie de falla circular, por lo que se debe realizar una corrección. Se desarrolla una comparación con los resultado para una superficie de falla compuesta, dicha comparación la podemos apreciar en la figura 4.09 en donde se tiene los resultados del F.S. con cargas para una superficie de falla circular y una superficie de falla compuesta, que corresponden a los perfiles P-5 (Fig. 4.09 A) y P-6 (Fig. 4.09 B) del análisis de estabilidad realizado anteriormente.

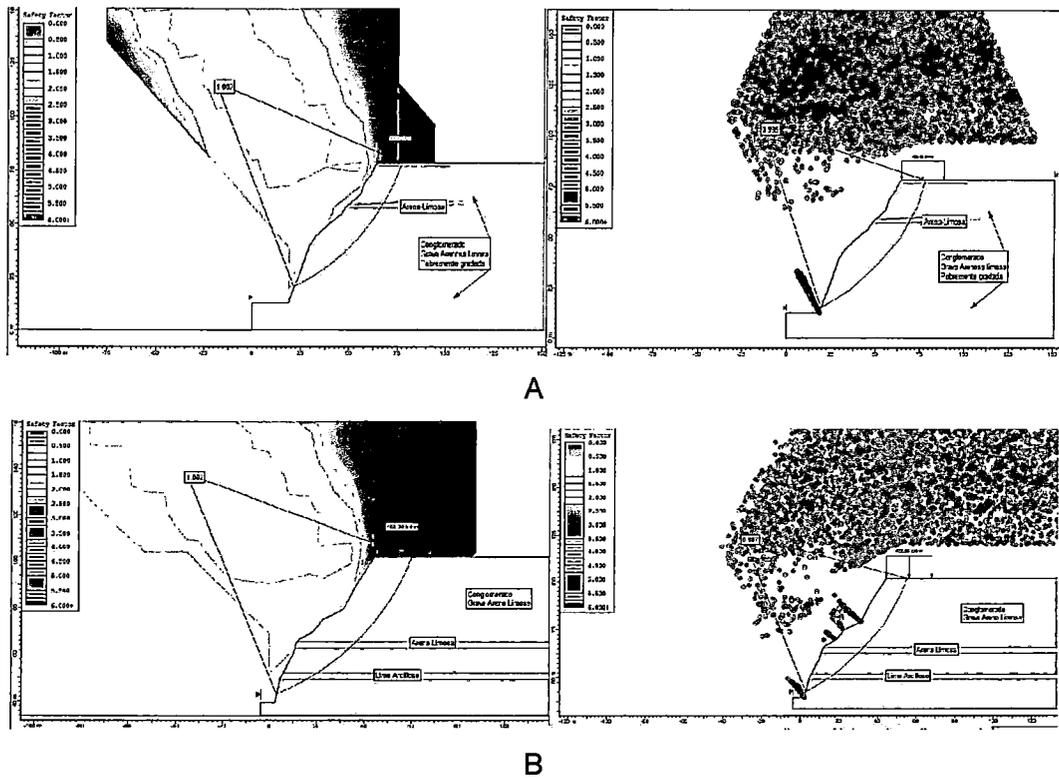
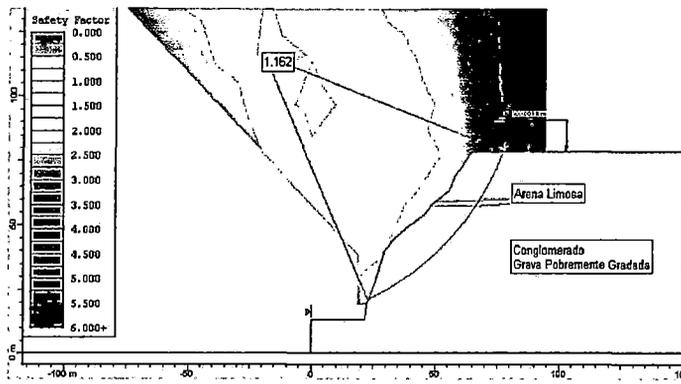


Fig. 4.09: Comparación entre la estabilidad para superficies de falla circulares y superficies de falla compuesta.

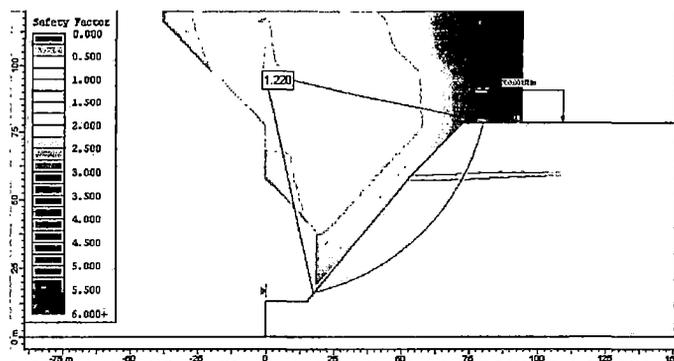
Se puede ver que los resultados de la falla circular son mayores en F.S. en un 1.10% por lo cual habría que considerar una reducción de la misma magnitud para las cargas críticas que se hallaron.

- Para el caso particular de la zona de Miraflores estudiada, dado que en muchos casos la corona del acantilado está compuesta por parques de expansión urbana, existe la posibilidad de poder realizar cortes en el talud del acantilado y darle un mejor comportamiento a la estabilidad ante la carga de estas edificaciones.

En la figura 4.10 se puede apreciar un cambio en el factor de seguridad, ya que inicialmente el acantilado cargado naturalmente tiene un F.S. de 1.162 por el método de Janbu para el análisis estático, luego del mejoramiento se realiza un mejoramiento al talud realizando un corte de H:V = 1.5:1.0, consiguiendo con ello que el talud logre un valor de 1.220. Teniendo un aumento en 6% del F.S. inicial.



A



B

Fig.4.10 Diferencia entre los factores de seguridad en la estabilidad del talud antes del mejoramiento (A) y después del mejoramiento del talud (B)

Cabe resaltar que para obtener un F.S. mayor a 1.50 se debe considerar el alejamiento obtenido anteriormente. El uso de banquetas lo mejora aun mas dado que levanta el valor del F.S. hasta 1.40 que es 20% mas que el inicial, por lo que seria otra alternativa a considerar (Fig.4.11)

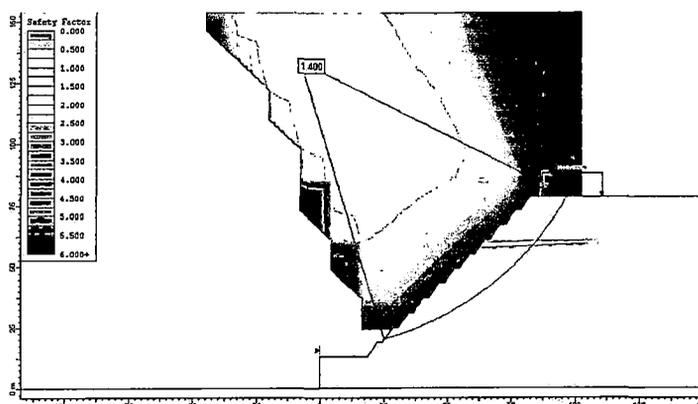


Fig.4.11 Talud con corte de H:V = 1.5:1.0, en banquetas

Se recomienda el uso de plateas de cimentación (fig. 4.12) para el caso de las edificaciones que produzcan una gran carga al terreno como las que se vieron en la parte de la carga crítica, para el caso de edificaciones de menor tamaño existe la posibilidad de utilizar como cimentación en zapatas aisladas, las cuales podrían ser mejoradas con el uso de vigas de conexión (Fig. 4.13), el cual buscaría además transmitir el momento generado por la excentricidad de la zapata exterior a la zapata interior (R. Morales, 2004), la viga debe ser rígida para transferir y resistir las cargas transmitidas por las columnas de la edificación.

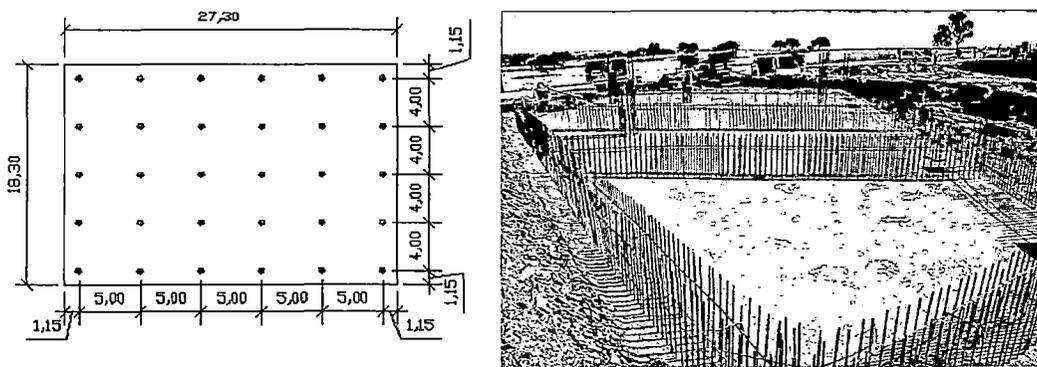


Fig. 4.12 Esquema de una losa de cimentación

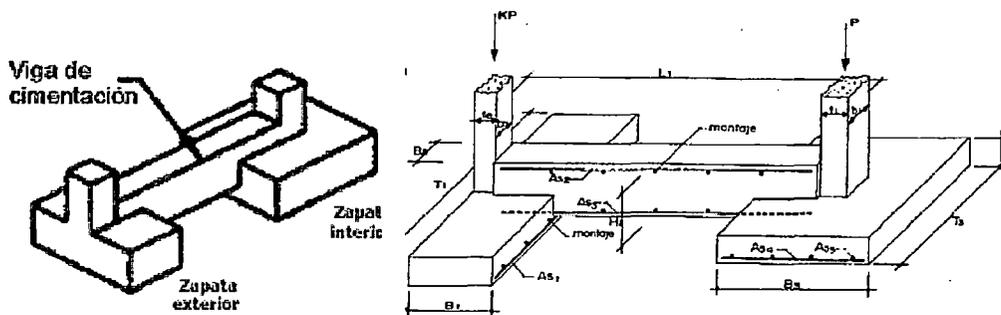


Fig.4.13 Esquema típico de una zapata conectada con una viga de cimentación.

## CONCLUSIONES

- La zona de estudio pertenece al abanico fluvio-aluvional del río Rímac, cuyo perfil de equilibrio natural tiende a una curva elíptica que requiere de zonas de erosión y sedimentación motivo por el cual las pistas de las riberas de las playas de la Costa Verde, centros de esparcimientos cercanos acusan peligro debido a que están dentro del área en el que este perfil busca su equilibrio natural
- Los acantilados en la zona de Miraflores están constituidos por un suelo conglomerádico, gravoso de origen fluvio aluvional, constituido por bolos y cantos rodados de hasta 0.30m (20%), gravas y gravillas subredondeadas a redondeadas de litología intrusiva y volcánica (60%), en matriz limo-arenosa (20%) que se muestra en la cara expuesta del acantilado en lentes erráticos, no plástica, semi-compacta, seca a ligeramente húmeda, presentando además costra calcárea perpendicular a los lentes y paralelo al escarpe que llega a alcanzar alturas hasta de 15 a 20 m. en algunos casos y de espesor máximo de 5m.
- Los fenómenos de desprendimientos expuestos hasta el pie del acantilado forman conos de escombros se ven asociados a la formación de cárcavas en la cara expuesta del acantilado debido a la extrusión de las costras calcáreas y a la erosión.
- Uno de los fenómenos de meteorización a los que está expuesto los acantilados de la Costa Verde, es el de la erosión lo cual ha generado en derrubios y conos de escombros al pie del acantilado, además ha dejado superficies elípticas en la cara expuesta del acantilado lo cual deja como resultado pequeños retrocesos en la corona del acantilado de Miraflores. sin embargo se ha visto que en la zona de Magdalena, dicha erosión a provocado un retroceso de la corona del acantilado en 45.00 m en un periodo de 65 años, evidenciando que es un fenómeno a considerar para la estabilidad global y para la ubicación de un proyecto cerca de la ladera.

- En lo que corresponde al nivel freático, se concluye que en la actualidad este no tiene influencia sobre la estabilidad del acantilado, debido a que en los estudios revisados anteriormente en la zona de Miraflores el nivel freático se encontró a 4 m por debajo del pie del acantilado, motivo por el cual se decidió no incluirlo en el modelo planteado.
- De la evaluación del peligro en un punto de la zona del proyecto se ha considerado que para el análisis pseudoestático utilizar una carga sísmica horizontal de 0.21g.
- De los análisis de estabilidad y de esfuerzo-deformación para determinar la carga crítica, se concluye que el acantilado de Miraflores en estudio puede soportar una carga máxima que varía entre 380 hasta 490 kN/m<sup>2</sup>, teniendo en cuenta que los valores mas altos de carga deben ubicarse en las zonas en donde el acantilado tenga una menor pendiente. Cabe resaltar que los valores de carga crítica se redujeron en el análisis de esfuerzo-deformación, debido a que con ello se puede controlar los asentamientos producidos por la acción de las cargas, siendo menor a los obtenidos por estabilidad global (equilibrio límite).
- De los análisis de estabilidad por equilibrio límite y de esfuerzo-deformación realizados se ha llegado a encontrar, que los valores de alejamiento desde el borde de la corona del acantilado están en el rango de 29.00 – 42.00 m. Pudiéndose asumir finalmente un alejamiento de 50.00 m con fines de seguridad.
- El número de pisos máximo que se debe manejar para las edificaciones cercanas al borde del acantilado o por lo menos dentro de los 50.00 m de alejamiento deberá encontrarse entre 35 – 45 pisos. Y según ello la altura crítica de las edificaciones debe estar en un promedio de 95.00 m.
- El desarrollo de excavaciones en la zona de la corona del acantilado y un mejoramiento de talud (banquetas) frente a la carga de las edificaciones, producen un incremento en el F.S. en cuanto a la estabilidad del la ladera

ante la carga de la edificación en un porcentaje del 29% a que si no se usara ninguno de los dos mejoramientos.

- Las diferencias entre los métodos para determinar el alejamiento por los diferentes métodos, teniendo en cuenta además de la carga de la edificación también la carga sísmica, se muestran en la siguiente tabla:

<b>Análisis Seudoestático</b>	32.00	29.00	43.00	29.00	34.40	42.00
<b>Esfuerzo-deformación</b>	30.00	27.00	25.00	30.00	33.00	35.00
<b>% Diferencia</b>	6.00	6.90	42.1	3.44	2.94	16.67

Viendo que la diferencia esta en 12.8 % en promedio entre ambos análisis para la determinación del alejamiento del borde del talud de la edificación.

- En base a los análisis químicos se concluye que la cantidad en p.p.m. de sales, sulfatos y cloruros, no presentan una amenaza por estar su concentración en menores cantidades a los límites permisibles por las Normas Peruanas, y por consiguiente no se tiene ninguna recomendación en especial para el tipo de cemento a utilizar en el concreto.
- En la actualidad esta zona de Miraflores está presentando seguridad en cuanto al efecto de la carga de las edificaciones sobre los acantilados en gran parte de la zona, debido a que las edificaciones están alcanzando un altura de menor de la crítica ya que máximo se encontrado en la actualidad edificaciones hasta con 21 pisos, las cuales tienen sistema de excavación para sótanos lo cual mejora su estabilidad, además varias de dichas edificaciones presentan alejamiento mayores a 50.00 m del borde del acantilado, existiendo solo unas pequeñas edificaciones que están cerca de 10.00 a 35.00 m del borde del acantilado las cuales aun no ha presentado problemas debido al poco peso que ejercen y por que aun no han sobrepasado su altura crítica para poner en riesgo el talud.
- La diferencia entre los resultados encontrados en la tesis con los resultados obtenidos por otros autores, radica básicamente en el distinto criterio de análisis y en el modelo planteado para su desarrollo.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar sistemas de excavación en la cimentación de manera de poder compensar el peso de la estructura con el peso de suelo excavado, debido a que de esta manera se reducen los esfuerzos que se presentan en la cimentación, mejorando también el factor de seguridad, con lo que se puede obtener mayores valores de carga crítica y por ende construir edificios de mayor tamaño.
- Con fines de seguridad se recomienda que las edificaciones deben tener un alejamiento de 50.00 m en la corona del acantilado para prevenir no solo el efecto de la carga sobre el talud sino también el efecto de sismicidad y de erosión, por lo cual se debería tomar en cuenta este alejamiento en una planificación sobre la ubicación de las edificaciones a futuro.
- Se debe tener en consideración para la elaboración de un plano de zonificación en la zona, que la altura crítica de las edificaciones en esta zona es de 35 pisos, por lo menos en la franja analizada en la presente tesis.
- Se recomienda el uso de plateas de cimentación para las edificaciones cercanas a los taludes debido a que permite un mayor rango de asentamientos permisibles para el caso de las edificaciones que transmiten gran carga.
- Para el caso de edificaciones de menor tamaño existe la posibilidad de utilizar como cimentación en zapatas aisladas, las se pueden mejorar con el uso de vigas de conexión, el cual buscaría además transmitir el momento generado por la excentricidad de la zapata exterior a la zapata, la viga debe ser rígida para transferir y resistir las cargas transmitidas por las columnas de la edificación.
- Se recomienda realizar un análisis dinámico incluyendo los efectos de amplificación sísmica en los acantilados estudiados, realizando un previo monitoreo mas detallado en la zona con una mayor cantidad de trabajos de

prospección geofísica con la finalidad de obtener información más a detalle sobre los parámetros dinámicos del conglomerado en los acantilados.

- Se recomienda realizar ensayos de campo a gran escala como el corte directo in-situ, y el ensayo de placa de carga, con la finalidad de obtener parámetros de mayor confiabilidad ya que con los que se trabajó para la esta tesis fueron obtenidos de correlaciones existentes y de investigaciones anteriores realizadas en dicha zona.
  
- En vista que el problema de erosión es un factor a considera y si adicionamos a este factor el movimiento que se produce por la carga sísmica, se puede llegar a generar un problema drástico en caída de rocas, como se vio en el 15 de agosto del 2007, por lo que se recomienda realizar un diseño de prevención ante la amenaza de este suceso, con la finalidad de verificar si la posición actual de las vallas de seguridad es la correcta y proponer diseños de mayor seguridad.

## BIBLIOGRAFÍA

- 1) Alva J., Meneses J. y Guzmán V., "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Tacna, Perú, 1984)
- 2) Alva H., Jorge E. & Escalaya A., M. , "Actualización de los Parámetros Sismológicos en la Evaluación del Peligro Sísmico en el Perú", Simposio Internacional en honor al profesor Yuji Ishiyama. Lima, Perú, 2005.
- 3) Braja M. Das, "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica". Edición N°1, Thomsom Learning. Senecca, México, 2001.
- 4) Cañari Sanchez, Mariella, "Análisis de Estabilidad de Taludes de la Costa Verde". Tesis para Optar el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú, 2001.
- 5) Carrillo Gil, Arnaldo, "Investigaciones recientes en el Suelo Granular Grueso de Lima", XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil 1988.
- 6) Casaverde L. y Vargas J., "Zonificación Sísmica del Perú", II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo - Resistente, Organización de Estados Americanos y Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú, 1980.
- 7) Castillo A., Jorge, "Peligro Sísmico en el Perú", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú, 1993.
- 8) Castro M, José, "Evaluación del Peligro Sísmico en los distritos de San Isidro y Miraflores", Tesis de Grado-Universidad de Ica, Perú, 2007
- 9) Consultores Asociados E. Aramburú Menchaca –CORPEI, " Defensa del Litoral y Habilitación de Nuevas Playas de Lima Metropolitana". Estudio de Prefactibilidad. Lima, Perú, 1971

- 10) Cornell, A., "Engineering Seismic Risk Analysis", Bulletin of the Seismological Society of America", Vol. 58, N°5. 1968
- 11) Cuadra M, Pilar E, "Aplicación de la Técnica de Vibraciones Ambientales: Análisis de Microtremores y Vibraciones Naturales, para la caracterización del sitio", Tesis de Grado-Universidad Simon Bolivar, Sartenejas, 2007
- 12) Dickinson, W. R., "Andesitic Volcanism and Seismicity around the Pacific". Science Bd.1967
- 13) Hidroenergía Consultores S.R.L., "Estudio de Estabilidad de Taludes en la Costa Verde", Estudio de Consultoría. Lima, Perú, 1997.
- 14) Huamán O., Marcelino, "Características Geotécnicas del Acantilado de Barranco". Tesis para Optar el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú, 2000.
- 15) INGEMMET, "Estudio de Seguridad Física de los Acantilados de la Costa Verde". Edición N°1, INGENMET. Lima, Perú, 1997.
- 16) INGEMMET, "Mapa Neotectónico del Perú". Lima, Perú, 2007.
- 17) Isacks, B. & Sykes L.R., "Seismology and Global Tectonics", Journal of Geophysical Research. 1968
- 18) García G., Edgar, "Análisis de Estabilidad Estática y Dinámica de los Acantilados de Lima", Tesis para Optar el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú, 1984
- 19) Lambe, T.W. & Whitman, R.V. , "Soil Mechanics", Jhon Wiley. New York, EE. UU. 1969.
- 20) Macharé J., Leureyro J. & Sebrier M., "Actualización del Mapa Neotectónico del Perú a Escala 1:2'000,000", VII Congreso Peruano de Geología. Lima, Perú, 1991.

- 21) Macazana E., Ronald, "Análisis Dinámico de los Acantilados de la Costa Verde", Sección Postgrado-FIC, Lima, Perú, 2006.
- 22) Manilla A., Alfonso, "Evaluación indirecta de los módulos elásticos de rigidez in situ y la relación entre  $V_p/V_s$  y el ángulo de fricción interna", Edición N°1, Instituto Mexicano del Transporte. Querétaro, México, 2003
- 23) Martinelli Montoya, Maggie; "Estudios de Suelos: Acondicionamiento de los barrancos bajo el Parque Salazar–Miraflores". Lima, Perú, 1993
- 24) Martínez Vargas, Alberto, "Altura Crítica de las Edificaciones de la Costa Verde", Conferencia Tecnología Aplicada a la Ingeniería Civil. Lima, Perú, 2007.
- 25) Martínez Vargas, Alberto, "Características de las gravas del conglomerado de la Metropolitana en cimentaciones", Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica. Lima, Perú, 2007.
- 26) Martínez Vargas, Alberto, "Estabilidad de los Acantilados de la Costa Verde", Boletín Técnico MIG-3. Lima, Perú, 2001
- 27) Martínez V., A. & Téves R., N., "Estudio de Investigación sobre los Acantilados de Lima desde La Punta hasta el Morro Solar", Primera Convención Nacional de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas. Lima, Perú, 1966
- 28) McGuire R., "Seismic Structural Response Risk Analysis Incorporating Peak Response Regressions on Earthquake Magnitud and Distance", MIT Report R74-51, Cambridge, Mass, 1974.
- 29) McGuire R., "Fortran Computer Program for Seismic Risk Analysis", Open - File Report 76-67, U.S. Geological Survey. 1976
- 30) Mendoza, M. J. y Noriega, I., "Deslizamientos de laderas en Tezuitlán, Puebla, provocados por las lluvias intensas de octubre de 1999", Memorias de la XX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Puebla, México, 2000.

- 31) Mendoza, M. J., Domínguez, L. y Melara, E. E., "Deslizamiento y flujo de tierras en una ladera debidos a un sismo", Memorias de la XXI Reunión Nacional. de Mecánica de Suelos. Querétaro, México, 2002.
- 32) Merz, H & Cornell, A., "Seismic Risk Analysis base don Quadrutic Magnitude-Frecuency Law" , Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 63, N°5. 1973
- 33) Ministerio de Agricultura, "Estudio de los Recursos de Aguas Subterráneas de la Gran Lima". Lima, Perú, 1971.
- 34) Ministerio de Industria, Comercio y Turismo, "Manual de Ingeniería de Taludes". Edición N°1, Instituto Tecnológico Geominero de España. Madrid, España, 1991
- 35) Morales M., Roberto," Diseño en Concreto Armado", Edición N°2, Instituto de la Construcción y Gerencia. Lima, Perú, 2004.
- 36) Peral A., F. & Rodriguez, A., "Nuevas tendencias para la caracterización in situ de la deformabilidad del terreno", International Journal of Rock Mechanincs and Mining Sciences 36, Ingeopres, 2001
- 37) Richter , C.F., "Elementary Seismology", W.H. Freeman Co. San Francisco, EE.UU, 1958.
- 38) Sebrier, M. & Macharé, J., " Observaciones acerca del Cuaternario de la Costa del Perú Central ", Instituto Geofísico del Perú. Lima, Perú, 1980.
- 39) Sebrier M., Huamán D., Blanc J.L, Macharé J., Bonnot D. y Cabrera J., " Observaciones acerca de la Neotectónica del Perú", Instituto Geofísico del Perú. Lima, Perú, 1982.
- 40) Silgado, E., "Historia de los Sismos más notables ocurridos en el Perú 1955-1970", Geofísica Panamericana, Vol. 2, pp. 179-243.,1973

- 41) Silgado, E., "Historia de los Sismos más Notables ocurridos en el Perú (1513-1974)", Instituto de Geología y Minería, Boletín N° 3, Serie C, Geodinámica e Ingeniería Geológica. Lima, Perú, 1978.
- 42) Silgado, E., "Investigación de Sismicidad Histórica en la América del Sur en los Siglos XVI, XVII, XVIII y XIX", CONCYTEC. Lima, Perú, 1992
- 43) Skinner, B.J. & Porter, S.C., "The Dynamic Earth: an introduction to physical geology". Edición N° 2, John Wiley & Sons. New York, EE. UU, 1992
- 44) Suarez, Javier, "Comportamiento de edificaciones sobre taludes", Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia, 2002.
- 45) Varnes, D., "Slope Movement: Types and Processes". National Academy of Sciences, EE.UU, 1978.

## ANEXO A-01: EXPLORACIÓN DE CAMPO

## REGISTRO DE EXCAVACIONES



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### REGISTRO DE EXCAVACIÓN

CALICATA : C-01

**PROYECTO** : Consideraciones sobre los acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
**UBICACIÓN** : Av. José Pardo, Miraflores.  
**FECHA** : Enero del 2009  
**REALIZADO** : Bach. Luis Chahua C.  
**REVISADO** : Ing. A. Martinez /Dr. Z. Aguilar  
**PROFUNDIDAD TOTAL (m)** : 12.00  
**PROF. NIVEL FREÁTICO (m)** : No alcanzado.

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCION DEL SUELO <small>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.</small>	SUCS	GRANULOMETRIA			L.L.	L.P.	H.N.	N° DE MUESTRA
				<	0.075	4.750				
				0.075 mm	mm a 4.750 mm	mm a 75 mm				
AASHTO						%	%	%		
1.00		Material de relleno con arcilla arenosa, color marrón-pardo, presenta humedad	Relleno							S/M
2.00		Grava pobremente gradada con arena, color gris claro, ligeramente húmedo, no presenta plasticidad, de compacidad suelta. Se aprecia gravas redondeadas, con bolonería de hasta 5" de diametro en un porcentaje de 25% y de 7" de diámetro en un 15%.	GP	1.3	15.9	82.8	-	NP	2.70	M-1
3.00										
4.00										

OBSERVACIONES :



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### REGISTRO DE EXCAVACIÓN

**CALICATA : C- 01**

**PROYECTO :** Consideraciones sobre los acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones

**UBICACIÓN :** Av. José Pardo, Miraflores.

**FECHA :** Enero del 2009

**REALIZADO :** Bach. Luis Chahua C.

**REVISADO :** Ing. A. Martinez /Dr. Z. Aguilar

**PROFUNDIDAD TOTAL (m) :** 12.00

**PROF. NIVEL FREÁTICO (m) :** No alcanzado.

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCION 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  AASHTO	GRANULOMETRIA			L.L.  %	L.P.  %	H.N.  %	Nº DE MUESTRA	
				< 0.075 mm	0.075 mm a 4.750 mm	4.750 mm a 75 mm					
5.00		Grava pobremente gradada con arena, color griss claro, ligeramente húmedo, no presenta plasticidad, de compactación medianamente densa. Se aprecia gravas redondeadas, con bolonería de hasta 5" de diámetro en un porcentaje de 25% y de 7" de diámetro en un 15%.	GP	1.3	15.9	82.8	-	NP	2.70	M-1	
6.00											5.00
7.00											6.00
8.00											7.00

**OBSERVACIONES :**



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### REGISTRO DE EXCAVACIÓN

CALICATA : C-01

**PROYECTO** : Consideraciones sobre los acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones

**REALIZADO** : Bach. Luis Chahua C.

**REVISADO** : Ing. A. Martínez /Dr. Z. Aguilar

**UBICACIÓN** : Av. José Pardo, Miraflores.

**PROFUNDIDAD TOTAL (m)** : 12.00

**FECHA** : Enero del 2009

**PROF. NIVEL FREÁTICO (m)** : No alcanzado.

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCION 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.	Nº DE MUESTRA		
			AASHTO	<	0.075	4.750	%					%	%
				mm	mm	mm							
9.00		Grava pobremente gradada con arena, color griss oscuro, ligeramente húmedo, no presenta plasticidad, de compactación densa. Se aprecia gravas redondeadas, con bolonería de hasta 5" de diámetro en un porcentaje de 30% y de 7" de diámetro en un 10%.	GP	1.1	22.3	76.6	-	NP	2.8	M-2			
10.00													
11.00													
12.00													

**OBSERVACIONES** :



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### REGISTRO DE EXCAVACIÓN

**CALICATA : C-02**

**PROYECTO :** Consideraciones sobre los acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones

**REALIZADO :** Bach. Luis Chahua C.

**UBICACIÓN :** Av. José Pardo, Miraflores.

**REVISADO :** Ing. A. Martínez /Dr. Z. Aguilar

**FECHA :** Enero del 2009

**PROFUNDIDAD TOTAL (m) :** 8.00

**PROF. NIVEL FREÁTICO (m) :** No alcanzado.

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCION DEL SUELO <small>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 boleas / cantos, etc.</small>	SUCS	GRANULOMETRIA			L.L.	L.P.	H.N.	N° DE MUESTRA	
					< 0.075 mm	0.075 a 4.750 mm					4.750 a 75 mm
				AASHTO	mm	mm					mm
1.00		Material de relleno con arcilla arenosa de baja plasticidad, color marrón-pardo, presenta humedad	Relleno							S/M	
2.00		Grava pobremente gradada con arena, color gris claro, ligeramente húmedo, no presenta plasticidad, de compacidad mediamente densa. Se aprecia gravas redondeadas, con bolonería de hasta 5" de diámetro en un porcentaje de 25%	GP	1.6	17.0	81.4	-	NP	2.50	M-1	
3.00										3.70	
4.00										4.00	

**OBSERVACIONES :**





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### REGISTRO DE EXCAVACIÓN

**CALICATA : C- 03**

**PROYECTO :** Consideraciones sobre los acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones

**REALIZADO :** Bach. Luis Chahua C.

**REVISADO :** Ing. A. Martinez /Dr. Z. Aguilar

**UBICACIÓN :** Av. José Pardo, Miraflores.

**PROFUNDIDAD TOTAL (m) :** 8.00

**FECHA :** Enero del 2009

**PROF. NIVEL FREÁTICO (m) :** No alcanzado

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCION DEL SUELO Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactad / consistencia; Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS	GRANULOMETRIA			LL	LP	H.N.	Nº DE MUESTRA	
				AASHTO	< 0.075 mm	0.075 mm a 4.750 mm					4.750 mm a 75 mm
					%	%					%
1.00		Material de cultivo con presencia de raices.	Relleno	-	-	-	-	-	-	S/M	
2.00		Grava pobremente gradada con arena, color griss claro, ligeramente húmedo, no presenta plasticidad, de compactad mediamente densa. Se aprecia gravas redondeadas, con boloneria de hasta 5" de diametro en un porcentaje de 20%	GP	1.5	17.6	80.9	-	NP	2.60	M-1	
3.00											
4.00											

**OBSERVACIONES :**



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### REGISTRO DE EXCAVACIÓN

CALICATA : C-03

PROYECTO : Consideraciones sobre los acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones

REALIZADO : Bach. Luis Chahua C.

UBICACIÓN : Av. José Pardo, Miraflores.

REVISADO : Ing. A. Martinez /Dr. Z. Aguilar

FECHA : Enero del 2009

PROFUNDIDAD TOTAL (m) : 8.00

PROF. NIVEL FREÁTICO (m) : No alcanzado

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCION 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			LL	LP	H.N.	Nº DE MUESTRA
			AASHTO	<	0.075	4.750				
				0.075	mm	mm				
5.00										
6.00		Grava pobremente gradada con arena, color griss claro, ligeramente húmedo, no presenta plasticidad, de compacidad densa. Se aprecia gravas redondeadas, con bolonería de hasta 5" de diametro en un porcentaje de 20%	GP	1.3	14.3	84.4	-	NP	2.60	M-2
7.00										
8.00										

OBSERVACIONES :



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### REGISTRO DE EXCAVACIÓN

CALICATA : C- 04

**PROYECTO** : Consideraciones sobre los acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
**UBICACIÓN** : Calle Madrid, Miraflores.  
**FECHA** : Enero del 2009

**REALIZADO** : Bach. Luis Chahua C.  
**REVISADO** : Ing. A. Martínez /Dr. Z. Aguilar  
**PROFUNDIDAD TOTAL (m)** : 10.00  
**PROF. NIVEL FREÁTICO (m)** : No alcanzado.

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCION DEL SUELO Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactad / consistencia; Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS  AASHTO	GRANULOMETRIA			L.L. %	L.P. %	H.N. %	Nº DE MUESTRA
				<	0.075	4.750				
				0.075 mm	mm a mm	mm a mm				
0.40		Material de relleno	Relleno							S/M 0.40
1.00 1.10		Arcilla arenosa de baja plasticidad, de color marrón oscuro, medianamente húmeda, medianamente rígida, con presencia mínima de raíces.	CL	54.6	43.9	1.6	23.0	14.0	13.7	M-1 1.00
2.00 3.00		Grava pobremente gradada con arena, de forma redondeada, color gris, ligera humedad, no plástica, medianamente compacta. Se aprecia bolonería de hasta 5" de diámetro en un 15%.	GP	1.2	22.4	76.4	-	NP	1.75	M-2 2.00 3.00
3.60 4.00		Grava pobremente gradada con arena, de forma redondeada, color gris, húmeda, no plástica, medianamente compacta. Bolonería encontrada de hasta 5" de diámetro en un 15%.	GP	4.0	24.1	71.9	-	NP	2.14	M-3 3.60 4.00

**OBSERVACIONES** :



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### REGISTRO DE EXCAVACIÓN

CALICATA : C- 04

**PROYECTO :** Consideraciones sobre los acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
**UBICACIÓN :** Calle Madrid, Miraflores.  
**FECHA :** Enero del 2009

**REALIZADO :** Bach. Luis Chahua C.  
**REVISADO :** Ing. A. Martínez /Dr. Z. Aguilar  
**PROFUNDIDAD TOTAL (m) :** 10.00  
**PROF. NIVEL FREÁTICO (m) :** No alcanzado.

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCION 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
			AASHTO	< 0.075 mm	0.075 a 4.750 mm	4.750 a 75 mm				
				mm	mm	mm				
4.50		Grava pobremente gradada con arena, de forma redondeada, color gris, húmeda, no plástica, medianamente compacta. Bolonería encontrada de hasta 5" de diámetro en un 15%.	GP	4.0	24.1	71.9	-	NP	2.14	M-3
5.00		Grava pobremente gradada con arena, de forma redondeada, color gris, húmeda, no plástica, compacta. Bolonería encontrada de hasta 5" de diámetro en un 15%.	GP	2.2	24.3	73.5	-	NP	2.07	M-4
6.00										
7.00		Grava pobremente gradada con arena, de forma redondeada, color gris, húmeda, no plástica, compacta. Bolonería de hasta 5" en un 20 %.	GP	2.2	21.8	75.9	-	NP	2.3	M-5
8.00										

OBSERVACIONES :



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### REGISTRO DE EXCAVACIÓN

**CALICATA : C- 04**

**PROYECTO :** Consideraciones sobre los acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones **REALIZADO :** Bach. Luis Chahua C.  
**UBICACIÓN :** Calle Madrid, Miraflores. **REVISADO :** Ing. A. Martinez /Dr. Z. Aguilar  
**FECHA :** Enero del 2009 **PROFUNDIDAD TOTAL (m) :** 10.00  
**PROF. NIVEL FREÁTICO (m) :** No alcanzado.

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCION DEL SUELO Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactad / consistencia; Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.	SUCS	GRANULOMETRIA			LL %	L.P. %	H.N. %	Nº DE MUESTRA
			AASHTO	< 0.075 mm	0.075 mm. a 4.750 mm	4.750 mm a 75 mm				
9.00		Grava pobremente gradada con arena, de forma redondeada, color gris oscuro, húmeda, no plástica, compacta. Presencia de bolonería mayor a 5" en un 10 %.	GP	2.2	23.3	74.5	-	NP	2.0	M-6
9.20			9.00	9.20						
10.00		Grava pobremente gradada con arena, de forma redondeada, color gris oscuro, húmeda, no plástica, muy compacta. Bolonería de 8" en un 10 %.	GP	2.7	21.3	76.0	-	NP	2.1	M-7
11.00			10.00	11.00						
12.00										12.00

**OBSERVACIONES :**



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### REGISTRO DE EXCAVACIÓN

CALICATA : C-05

**PROYECTO :** Consideraciones sobre los acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
**UBICACIÓN :** Calle Madrid, Miraflores.  
**FECHA :** Enero del 2009

**REALIZADO :** Bach. Luis Chahua C.  
**REVISADO :** Ing. A. Martínez /Dr. Z. Aguilar  
**PROFUNDIDAD TOTAL (m) :** 8.00  
**PROF. NIVEL FREÁTICO (m) :** No alcanzado.

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCION 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 AASHTO	GRANULOMETRIA			LL %	LP %	H.N. %	Nº DE MUESTRA
				< 0.075 mm	0.075 a 4.750 mm	4.750 mm				
0.70		Material de relleno con presencia de raíces.	Relleno							S/M
1.00		Arcilla arenosa de baja plasticidad, con presencia de raíces y gravillas aisladas. (Similar a M-1 de C-1)	CL	-	-	-	-	NP	-	S/M
2.00		Grava pobremente gradada con arena, de forma redondeada, color gris oscuro, húmeda, no plástica, medianamente compacta. Bolonería encontrada de hasta 4" de diámetro en un 15%.	GP	3.2	29.9	66.8	-	NP	2.34	M-1
3.00										
3.70										
4.00		Grava pobremente gradada con arena, de forma redondeada, color gris oscuro, ligera humedad, no plástica, medianamente compacta a compacta.								

**OBSERVACIONES :**





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### REGISTRO DE EXCAVACIÓN

**CALICATA : C-06**

**PROYECTO :** Consideraciones sobre los acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
**UBICACIÓN :** Calle Madrid, Miraflores.  
**FECHA :** Enero del 2009

**REALIZADO :** Bach. Luis Chahua C.  
**REVISADO :** Ing. A. Martinez /Dr. Z. Aguilar  
**PROFUNDIDAD TOTAL (m) :** 6.00  
**PROF. NIVEL FREÁTICO (m) :** No alcanzado.

PROF. (m)	G R A F I C O	DESCRIPCION DEL SUELO Clasificación técnica; forma del material granular; color; contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactad / consistencia; Otros: presencia de oxidaciones y material orgánico; porcentaje estimado de boleas / cantos, etc.	SUCS  AASHTO	GRANULOMETRIA			L.L. %	L.P. %	H.N. %	N° DE MUESTRA
				< 0.075 mm	0.075 a 4.750 mm	4.750 mm				
0.30		Material de relleno con presencia de raices.	Relleno	-	-	-	-	-	-	S/M
1.00		Arcilla arenosa de baja plasticidad, con presencia de raices y gravillas aisladas. (Similar a M-1 de C-1).	CL	-	-	-	-	NP	-	S/M
2.00		Grava bien gradada con arena, de forma redondeada, color gris oscuro, húmeda, no plástica, medianamente compacta. Presencia de bolonería hasta de 4" de diámetro en un 10%.	GW	2.8	27.7	69.5	-	NP	2.43	M-1
3.60		Grava pobremente gradada con arena, de forma redondeada, color gris oscuro, húmeda, no plástica, medianamente compacto a compacto. Bolonería encontrada de hasta 5" de diámetro en un 15%.	GP	2.3	32.5	65.2	-	NP	2.76	M-2
4.00										

**OBSERVACIONES :**



## DENSIDAD DE CAMPO



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO (METODO DEL BALON)

PROYECTO : Consideraciones sobre los Acantilados de Miraflores ante la carga de Edificaciones  
UBICACIÓN : Distrito de Miraflores

ARCHIVO N° : DMB-01  
REALIZADO : Bach. L. Chahua C.  
REVISADO : A.M.V/ Z.A.B  
FECHA : 26/01/2009

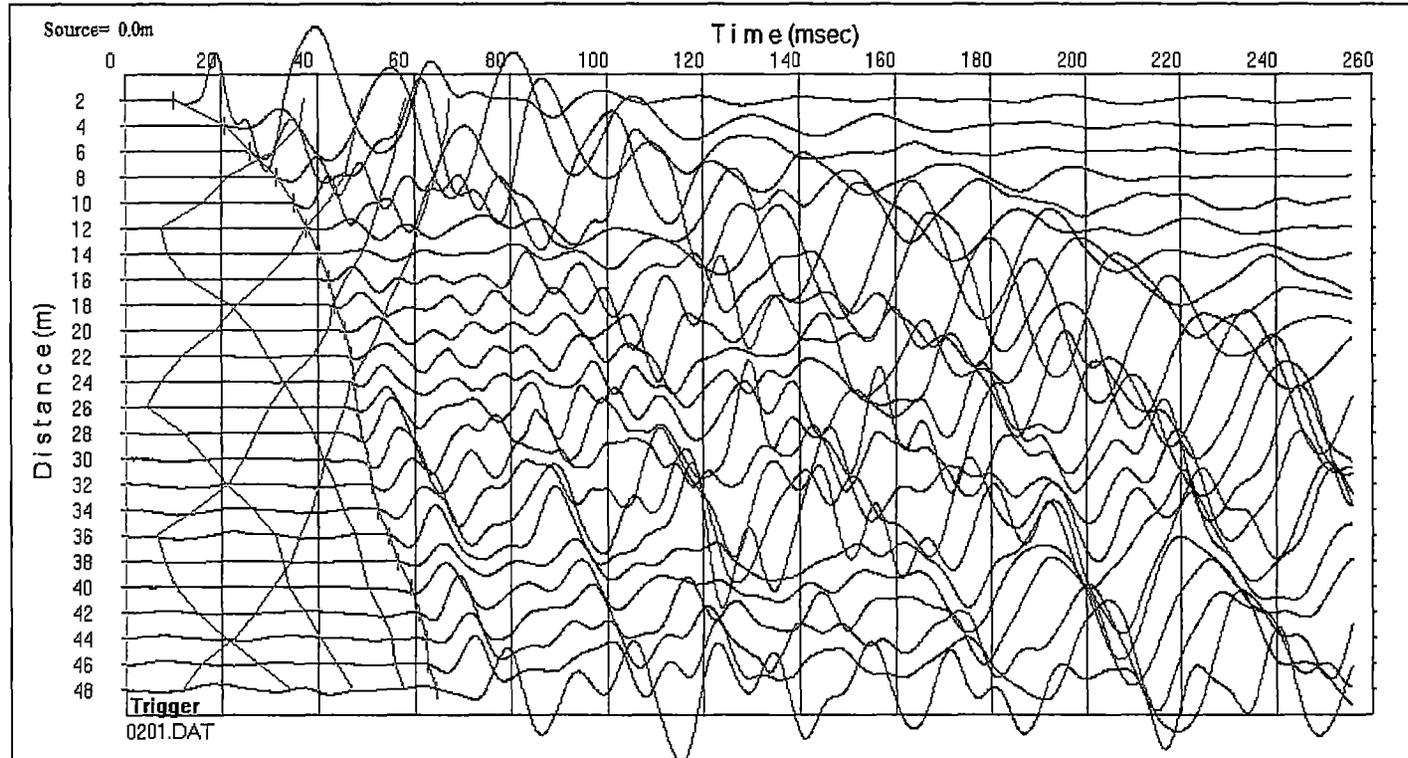
DENSIDAD HUMEDA							
ENSAYO		D - 1	D - 2	D-3			
FECHA		22/01/2009	22/01/2009	22/01/2009			
CALICATA		C-1	C-2	C-4			
PROFUNDIDAD (m)		6.00	3.00	6.00			
CLASIFICACION SUCS		GP	GP	GP			
Peso del material extraido	gr	36863	36695	36213			
Volumen de agua	cm <sup>3</sup>	17175	17900	17240			
Densidad del agua	gr/cm <sup>3</sup>	1.00	1.00	1.00			
Densidad húmeda	gr/cm <sup>3</sup>	2.15	2.05	2.10			
CONTENIDO DE HUMEDAD							
Contenido de humedad	%	2.7	2.6	2.6			
RESULTADOS							
Densidad húmeda	gr/cm <sup>3</sup>	2.15	2.05	2.10			
Contenido de humedad	%	2.7	2.6	2.6			
Densidad seca	gr/cm <sup>3</sup>	2.09	2.00	2.05			

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

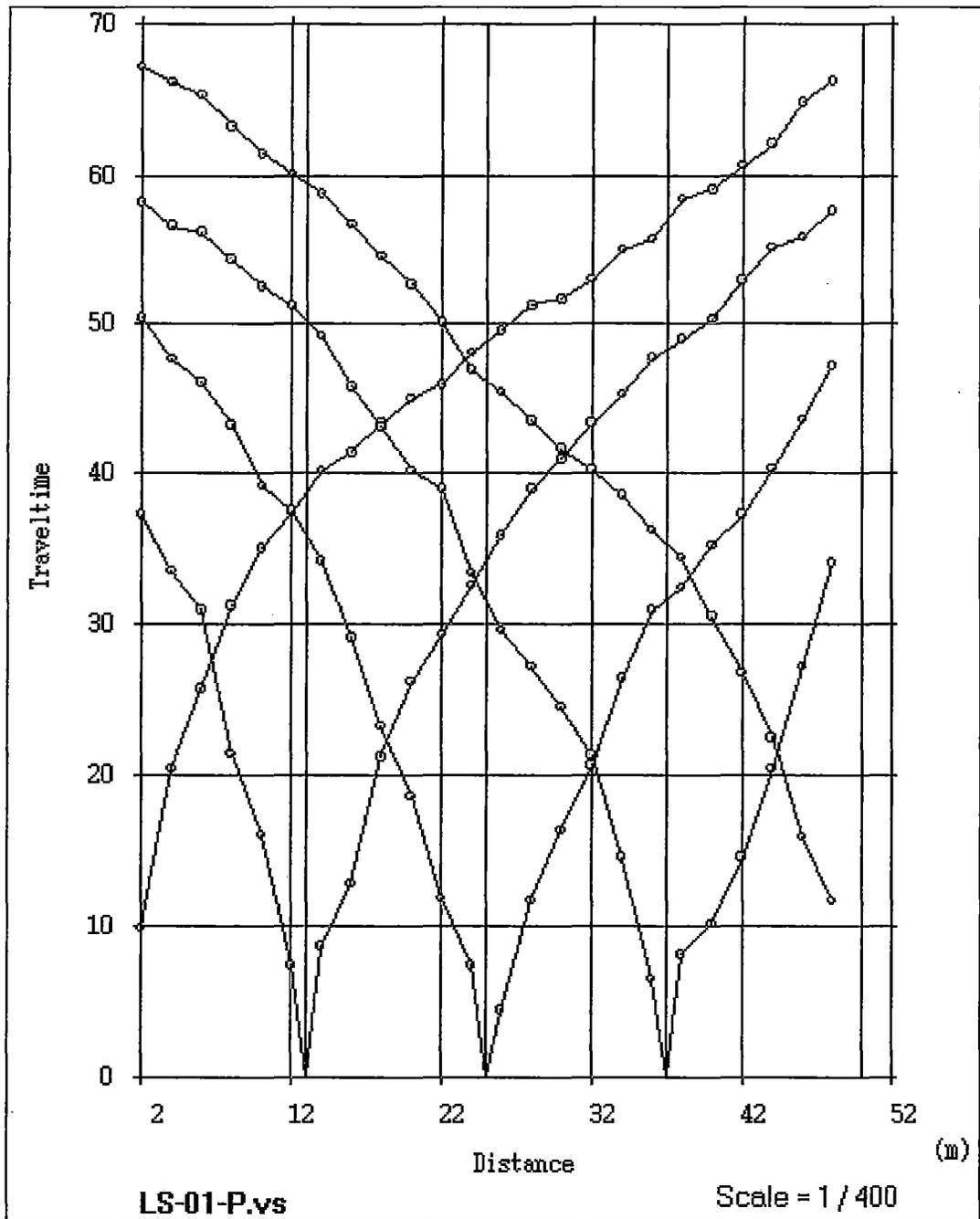
## ENSAYOS GEOFÍSICOS

## ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

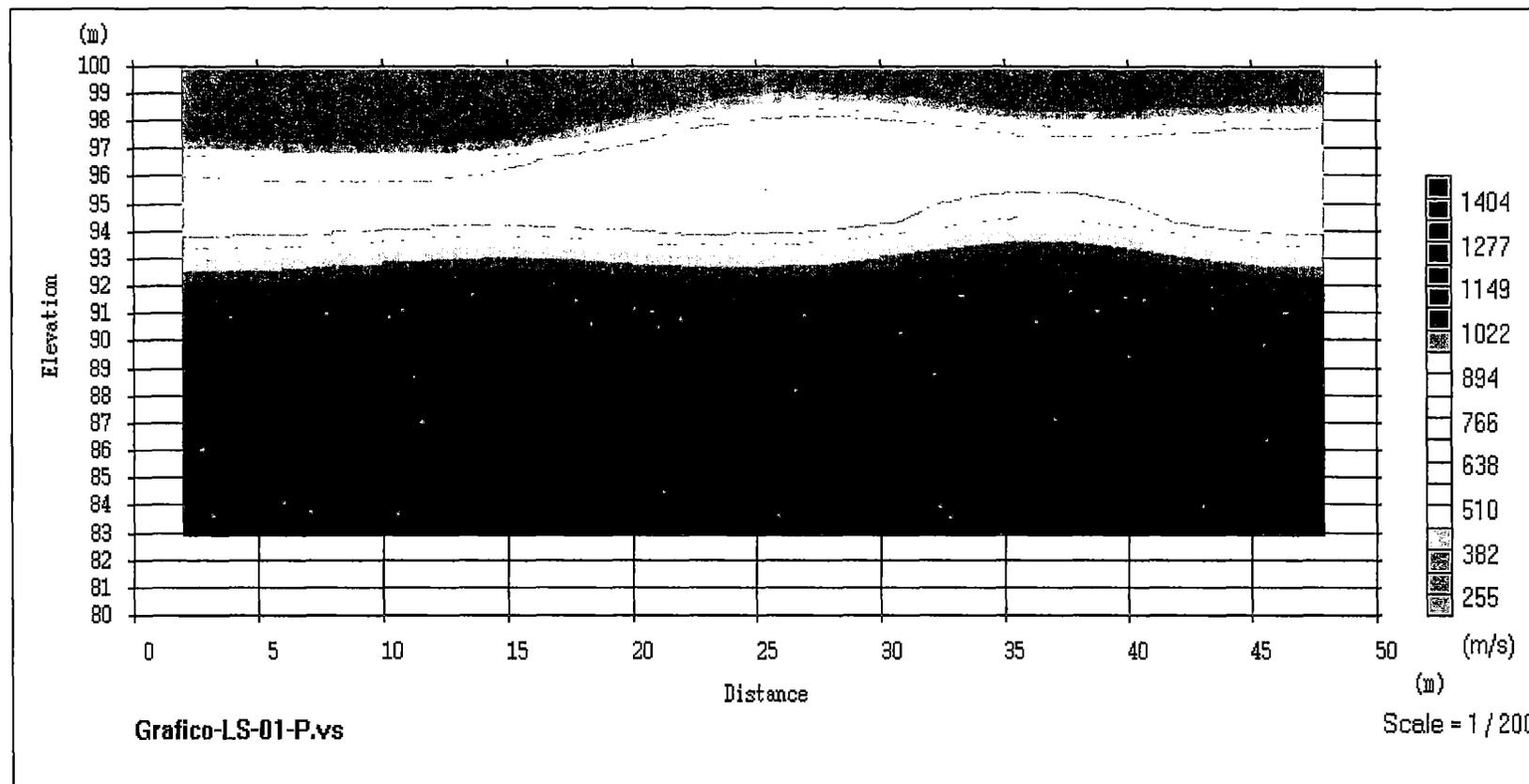
## LINEA LS-01



Ubicación del Punto del tiempo de llegada de la Primera Onda



Esquema de las Dromocrónicas obtenidas del ensayo de refracción Sísmica

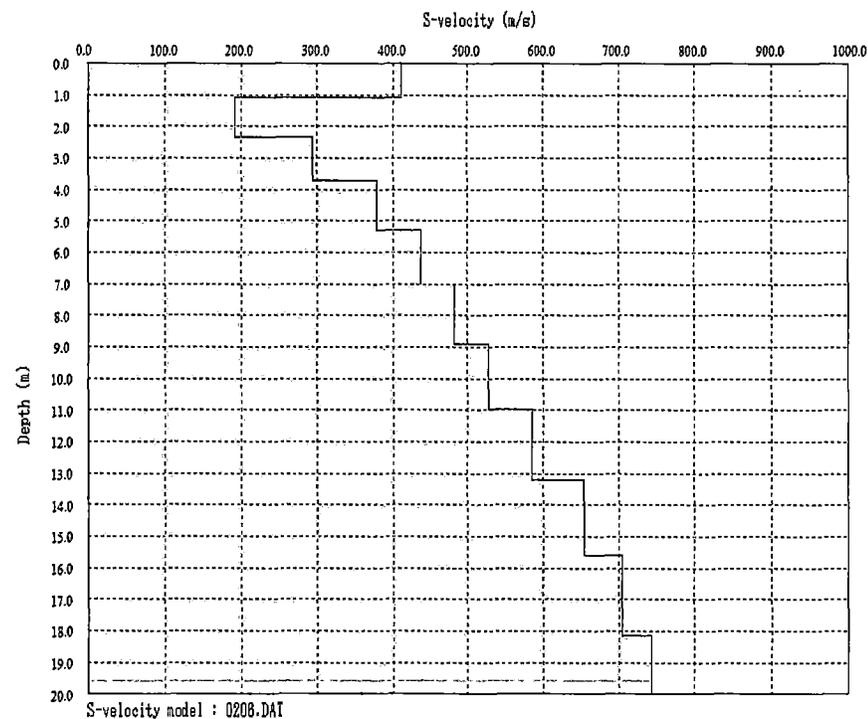
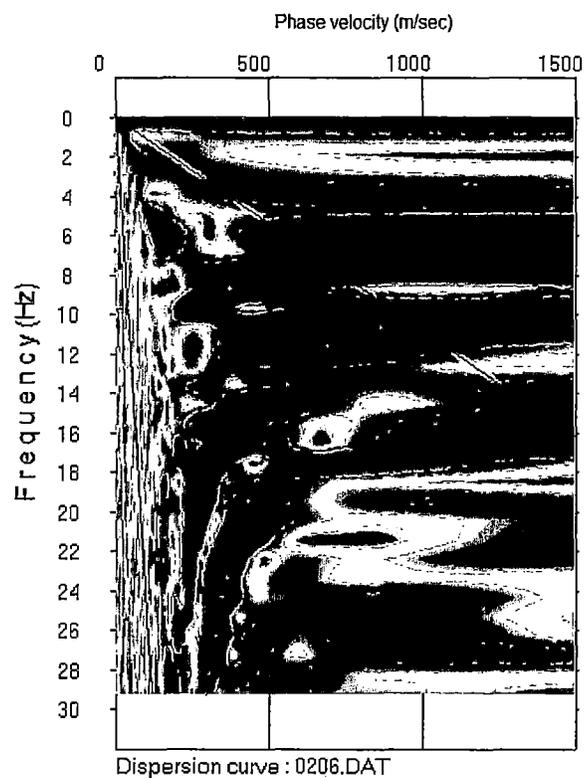


Tomografía del terreno en base alas ondas P

## ENSAYO MASW

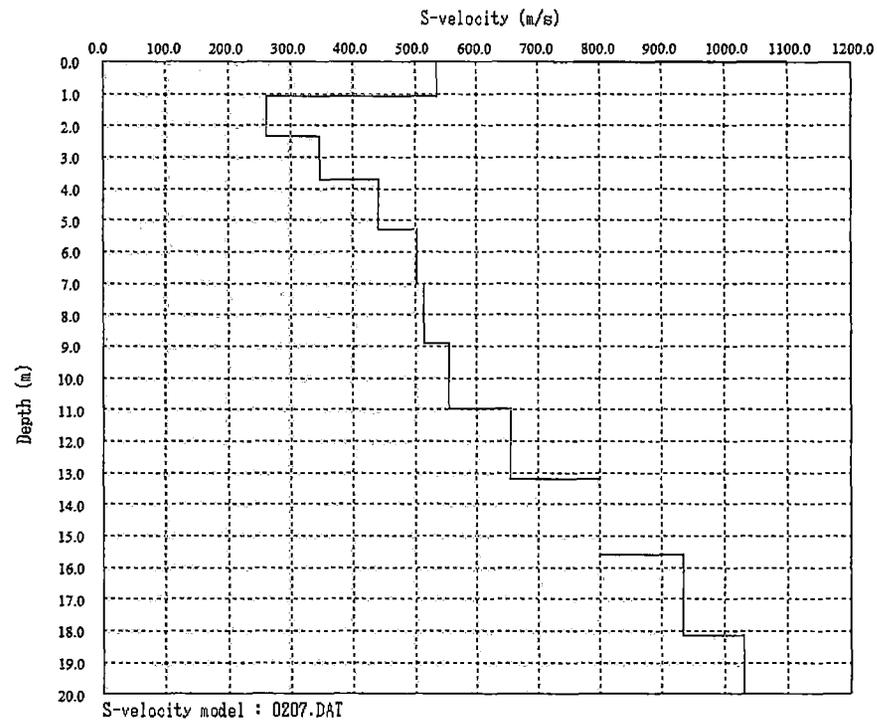
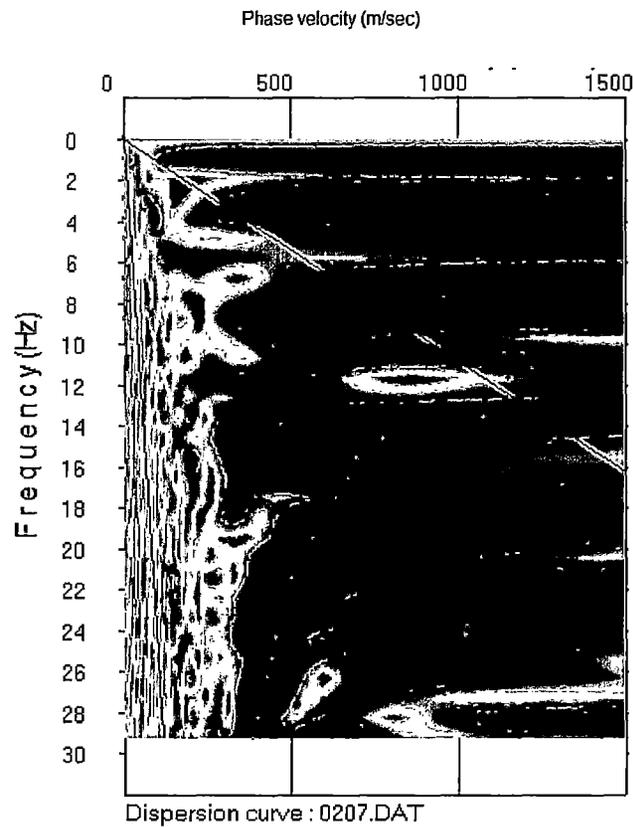
### LINEA SÍSMICA MASW-01

PUNTO 0206



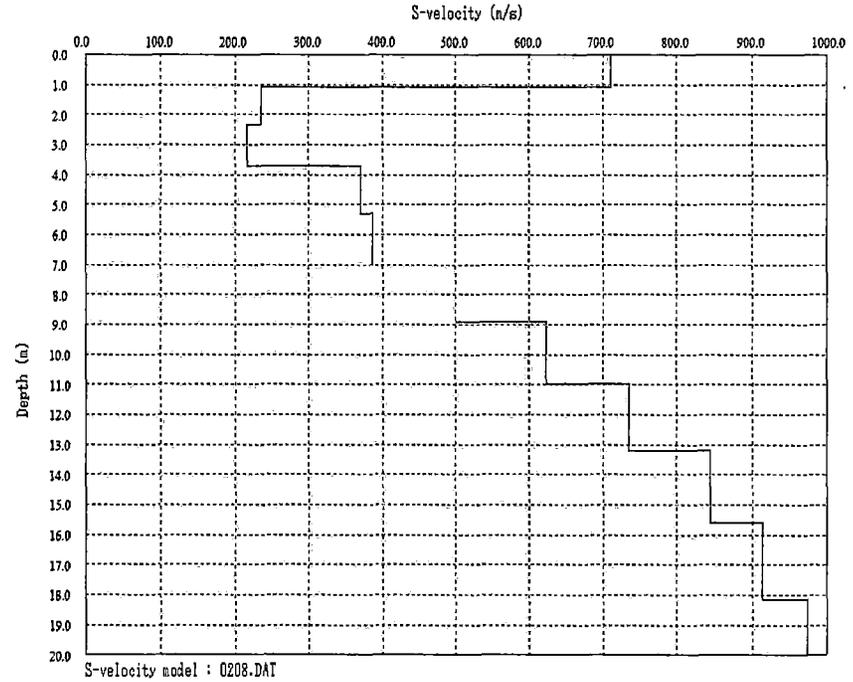
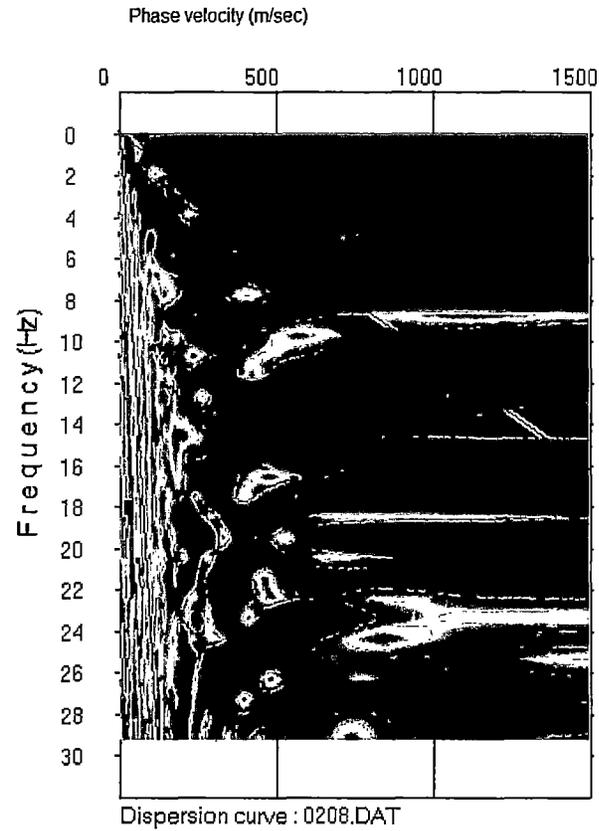
Esquema del diagrama de frecuencia vs velocidad de fase y el perfil de las velocidades de las ondas S

PUNTO 0207



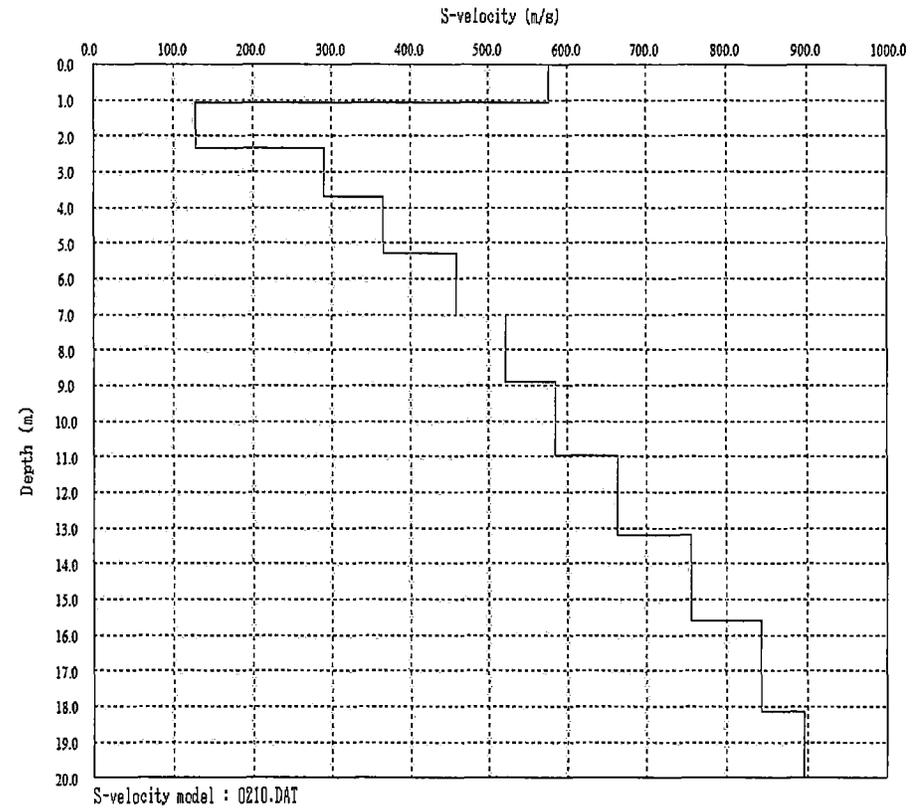
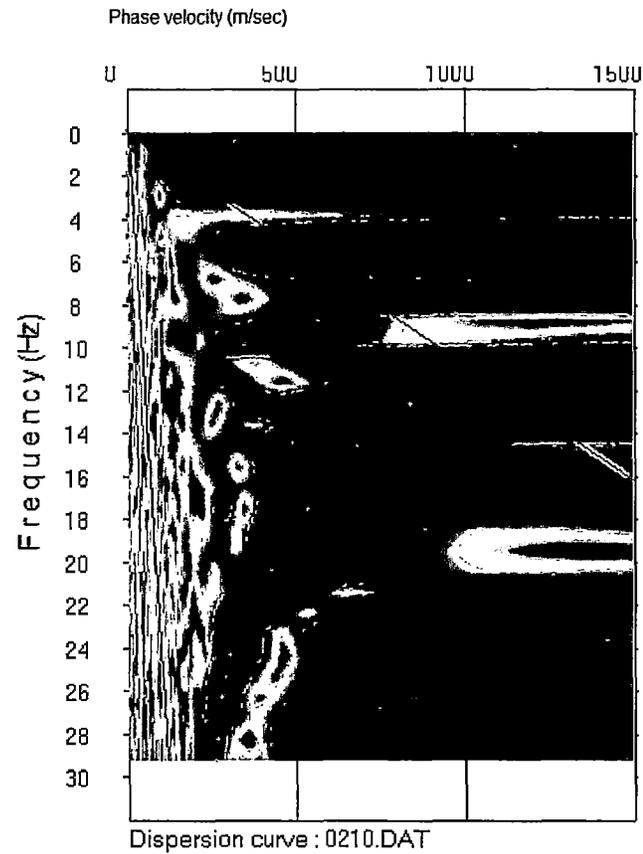
Esquema del diagrama de frecuencia vs velocidad de fase y el perfil de las velocidades de las ondas S

PUNTO 0208



Esquema del diagrama de frecuencia vs velocidad de fase y el perfil de las velocidades de las ondas S

PUNTO 0210



Esquema del diagrama de frecuencia vs velocidad de fase y el perfil de las velocidades de las ondas S



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

### PARAMETROS DINAMICOS

Proyecto : Tesis de Grado  
Ubicación: Parque Ibtzatk Rabín  
Profundidad: 18.50 m

Realizado : L.CH.C  
Revisado : A.M.V / Z.A.B  
Fecha : Marzo del 2009

Sector	Prof. (m)	Material	Estrato	Velocidades		Densidad (T/m <sup>3</sup> )	Relación de Poisson $\mu$	Modulo de Corte Dinámico Gd (KN/m <sup>2</sup> )	Módulo de Elasticidad Dinámico Ed (KN/m <sup>2</sup> )	Modulo de Corte Estático G (KN/m <sup>2</sup> )	Módulo de Elasticidad Estático Es (KN/m <sup>2</sup> )
				Vp (m/s)	Vs (m/s)						
Parque Ibtzatk Rabín (Miraflores)	0.00-2.50	Conglomerado suelto combinado con relleno	1	392.00	239.00	2.05	0.204	119488	287767	7966	19184
	2.50-9.50	Conglomerado Medianamente Densa	2	881.00	529.00	2.15	0.218	613937	1495654	40929	99710
	9.50-18.50	Conglomerado denso	3	1240.00	742.00	2.15	0.221	1207870	2949866	80525	196658

## ANEXO A-02: ENSAYOS DE LABORATORIO

## ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN ESTANDAR

Informe N° : LGC-09-011

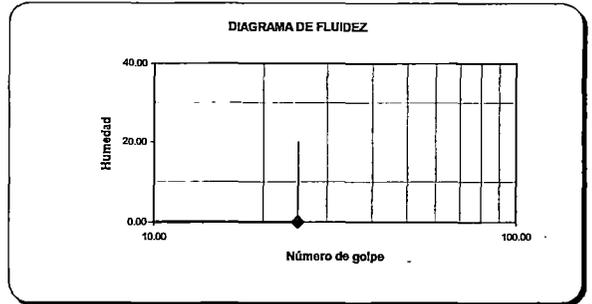
Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

**COD. PROY.** : 072700  
**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
**UBICACIÓN** : Av. José Pardo - Miraflores

**F. de Recepción** : 23/01/2009  
**F. de Ejecución** : 26/01/2009

SONDAJE	C - 1		
MUESTRA	M - 1		
PROFUNDIDAD (m)	5,50 - 8,00		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422  PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla		% que pasa
	N°	Abertura (mm)	
	3 "	76.200	100.0
	2 "	50.800	76.1
	1 1/2 "	38.100	55.0
	1 "	25.400	36.6
	3/4 "	19.100	28.6
	3/8 "	9.520	20.8
	N° 4	4.760	17.2
	N° 10	2.000	15.8
	N° 20	0.840	15.2
	N° 40	0.425	11.7
	N° 60	0.250	7.1
	N° 140	0.106	1.7
N° 200	0.075	1.3	
Límite Líquido (LL) ASTM-D4318 (%)	-	-	
Límite Plástico (LP) ASTM-D4318 (%)	NP	-	
Índice Plástico (IP) (%)	-	-	
Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	GP	-	
Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-a	-	
Índice de Grupo	0	-	



Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	71.4
	GF%	11.4
% Arena	AG%	1.4
	AM%	4.1
	AF%	10.4
% Finos		1.30

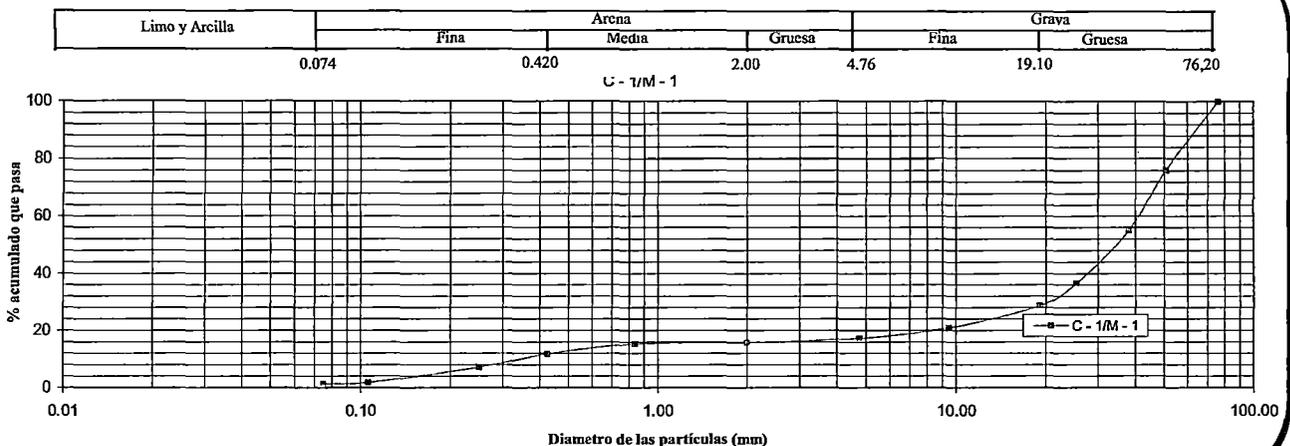
Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



CURVA GRANULOMETRICA



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

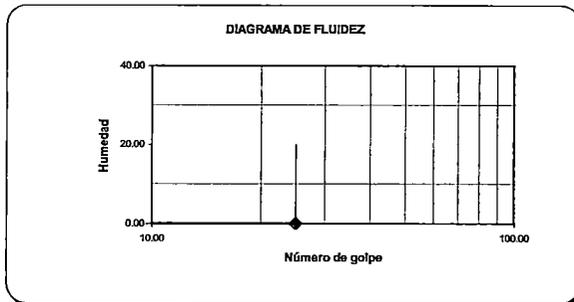
Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 072700  
PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acanilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
UBICACIÓN : Av. José Pardo - Miraflores

F. de Recepción : 23/01/2009  
F. de Ejecución : 26/01/2009

SONDAJE	C - 1		
MUESTRA	M - 2		
PROFUNDIDAD (m)	8,00 - 12,00		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422  PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla		% que pasa
	N°	Abertura (mm)	
	3 "	76.200	100.0
	2 "	50.800	77.6
	1 1/2 "	38.100	63.7
	1 "	25.400	48.9
	3/4"	19.100	43.9
	3/8"	9.520	31.3
	N° 4	4.760	23.4
	N° 10	2.000	17.7
	N° 20	0.840	13.3
	N° 40	0.425	7.3
	N° 60	0.250	4.0
	N° 140	0.106	1.5
N° 200	0.075	1.1	
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318 (%)	-	
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318 (%)	NP	
Índice Plástico (IP)	(%)	-	
Clasificación (S.U.C.S.)	ASTM-D2487	GP	
Clasificación (AASHTO)	ASTM-D3282	A-1-a	
Índice de Grupo		0	

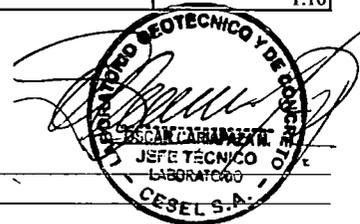


Distribución Granulométrica

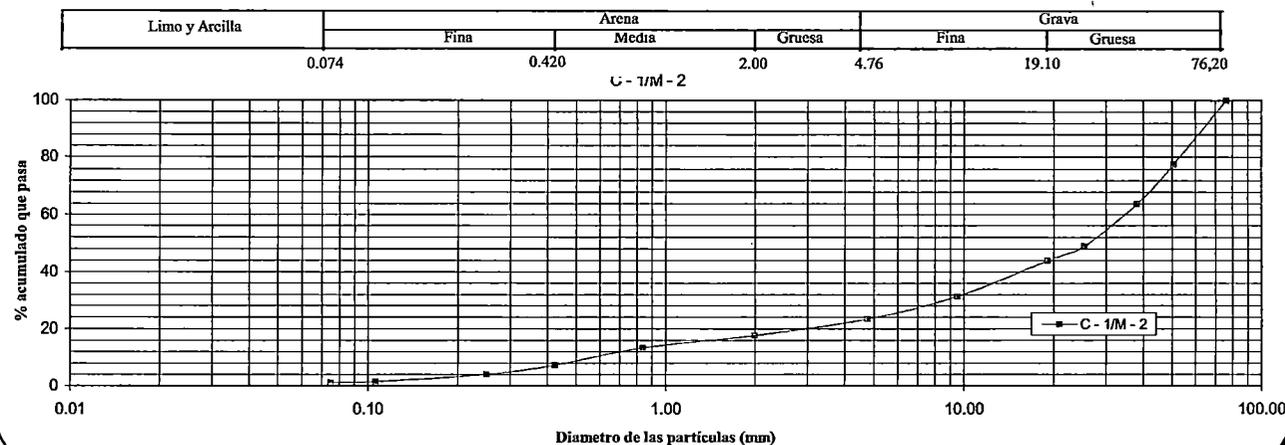
% Grava	GG%	56.1
	GF%	20.5
% Arena	AG%	5.7
	AM%	10.4
	AF%	6.2
% Finos		1.10

Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena

Observaciones: - El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



CURVA GRANULOMETRICA



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código LGC-P-01-G1-F5-S Versión 00 Aprobado CSGILGC Fecha 15/02/2008 Página 1 de 1
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	

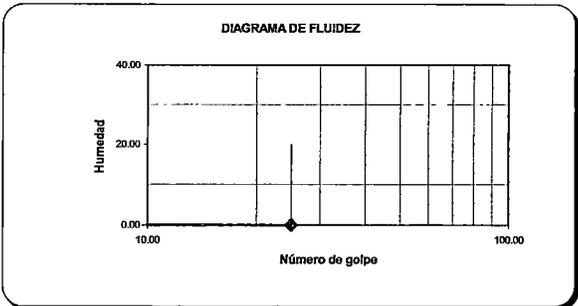
Informe N° : LGC-09-011 Fecha de Emisión : 30/01/2009

**ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN**

**COD. PROY.** : 072700  
**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
**UBICACIÓN** : Av. José Pardo - Miraflores

**F. de Recepción** : 23/01/2009  
**F. de Ejecución** : 26/01/2009

SONDAJE	C - 2	
MUESTRA	M - 1	
PROFUNDIDAD (m)	2,00 - 4,00	
ANALISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422  PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla	
	N°	Abertura (mm)
	3 "	76.200
	2 "	50.800
	1 1/2 "	38.100
	1 "	25.400
	3/4 "	19.100
	3/8 "	9.520
	N° 4	4.760
	N° 10	2.000
	N° 20	0.840
	N° 40	0.425
	N° 60	0.250
	N° 140	0.106
N° 200	0.075	
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318 (%)	-
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318 (%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	-
Clasificación (S.U.C.S.)	ASTM-D2487	GP
Clasificación (AASHTO)	ASTM-D3282	A-1-a
Índice de Grupo		0

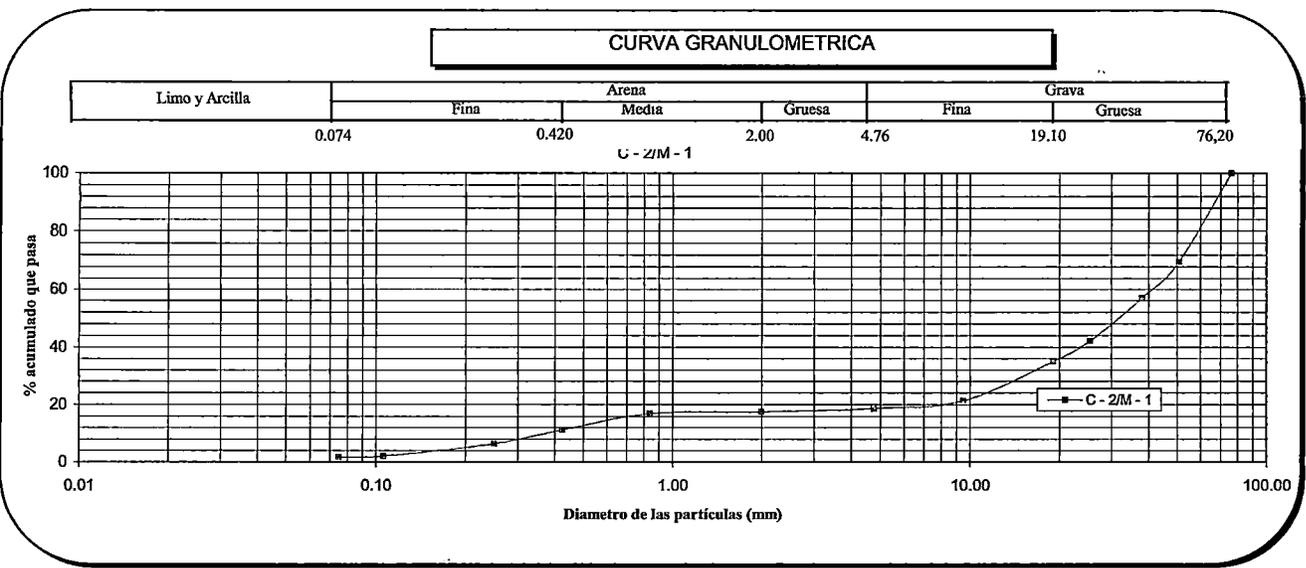
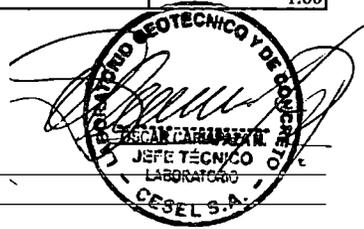


**Distribución Granulométrica**

% Grava	GG%	65.0
	GF%	16.4
% Arena	AG%	1.0
	AM%	6.4
	AF%	9.6
% Finos		1.60

**Nombre de grupo** : Grava pobremente gradada con arena

**Observaciones:**  
 - El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



**Realizado** : Tec. D.P.C  
**Revisado** : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

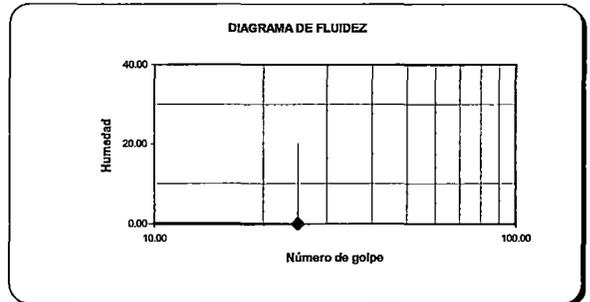
ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

**COD. PROY.** : 072700  
**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
**UBICACIÓN** : Av. José Pardo - Miraflores

**F. de Recepción** : 23/01/2009

**F. de Ejecución** : 26/01/2009

SONDAJE		C - 2	
MUESTRA		M - 2	
PROFUNDIDAD (m)		4,00 - 8,00	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422	Malla		% que pasa
	N°	Abertura (mm)	
	3 "	76.200	100.0
	2 "	50.800	71.1
	1 1/2 "	38.100	49.0
	1 "	25.400	33.6
	3/4 "	19.100	28.4
	3/8 "	9.520	19.8
	N° 4	4.760	16.7
	N° 10	2.000	15.2
	N° 20	0.840	14.5
	N° 40	0.425	9.7
	N° 60	0.250	5.9
N° 140	0.106	1.2	
N° 200	0.075	0.8	
Límite Líquido (LL) ASTM-D4318 (%)		-	
Límite Plástico (LP) ASTM-D4318 (%)		NP	
Índice Plástico (IP) (%)		-	
Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487		GP	
Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282		A-1-a	
Índice de Grupo		0	



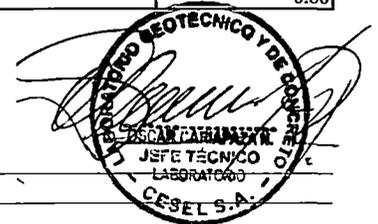
Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	71.6
	GF%	11.7
% Arena	AG%	1.5
	AM%	5.5
	AF%	8.9
% Finos		0.80

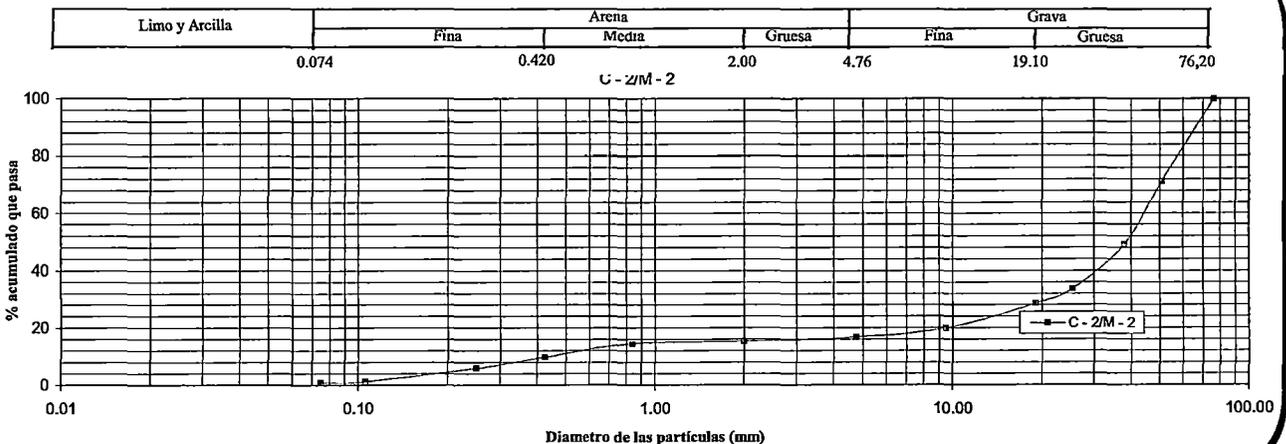
Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



CURVA GRANULOMETRICA



Realizado : Tec. D.P.C

Revisado : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

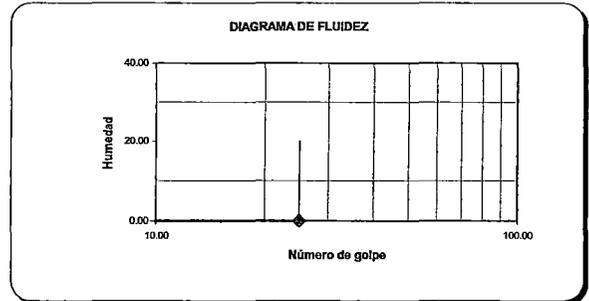
Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 072700  
PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acanilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
UBICACIÓN : Av. José Pardo - Miraflores

F. de Recepción : 23/01/2009  
F. de Ejecución : 26/01/2009

SONDAJE	C - 3	
MUESTRA	M - 1	
PROFUNDIDAD (m)	2,00 - 6,00	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO FOR TAMIZADO ASTM-D422  PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla	
	N°	Abertura (mm)
	3 "	76.200
	2 "	50.800
	1 1/2 "	38.100
	1 "	25.400
	3/4 "	19.100
	3/8 "	9.520
	N° 4	4.760
	N° 10	2.000
	N° 20	0.840
	N° 40	0.425
	N° 60	0.250
N° 140	0.106	
N° 200	0.075	
Límite Líquido (LL) ASTM-D4318 (%)	-	
Límite Plástico (LP) ASTM-D4318 (%)	NP	
Índice Plástico (IP) (%)	-	
Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	GP	
Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-a	
Índice de Grupo	0	



Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	68.9
	GF%	12.0
% Arena	AG%	1.1
	AM%	9.1
	AF%	7.4
% Finos		1.50

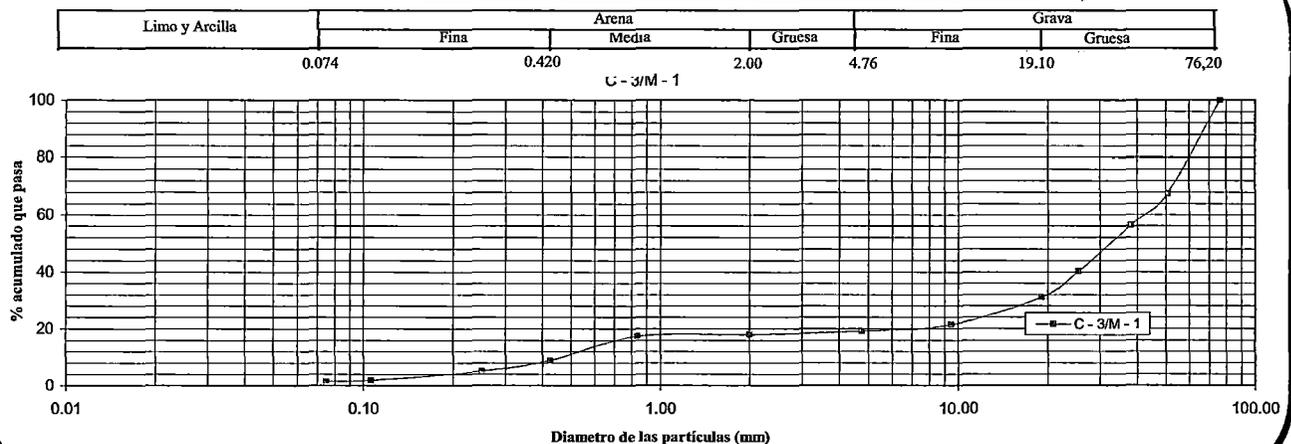
Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



CURVA GRANULOMETRICA



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 072700  
PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acanilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
UBICACIÓN : Av. José Pardo - Miraflores

F. de Recepción : 23/01/2009

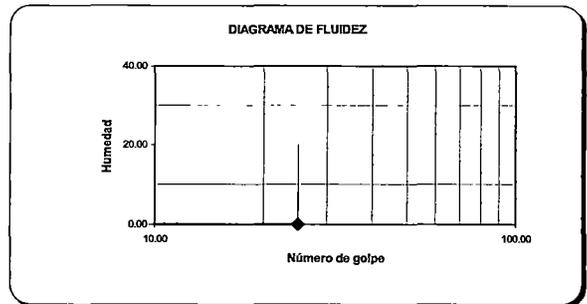
F. de Ejecución : 26/01/2009

SONDAJE	C - 3	
MUESTRA	M - 2	
PROFUNDIDAD (m)	6,00 - 8,00	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422  PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla	
	N°	Abertura (mm)
	3 "	76.200
	2 "	50.800
	1 1/2 "	38.100
	1 "	25.400
	3/4 "	19.100
	3/8 "	9.520
	N° 4	4.760
	N° 10	2.000
	N° 20	0.840
	N° 40	0.425
	N° 60	0.250
N° 140	0.106	
N° 200	0.075	
Limite Líquido (LL) ASTM-D4318 (%)	-	-
Limite Plástico (LP) ASTM-D4318 (%)	NP	-
Indice Plástico (IP) (%)	-	-
Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	GP	-
Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-a	-
Indice de Grupo	0	-

Nombre de grupo : Grava pobremente gradada

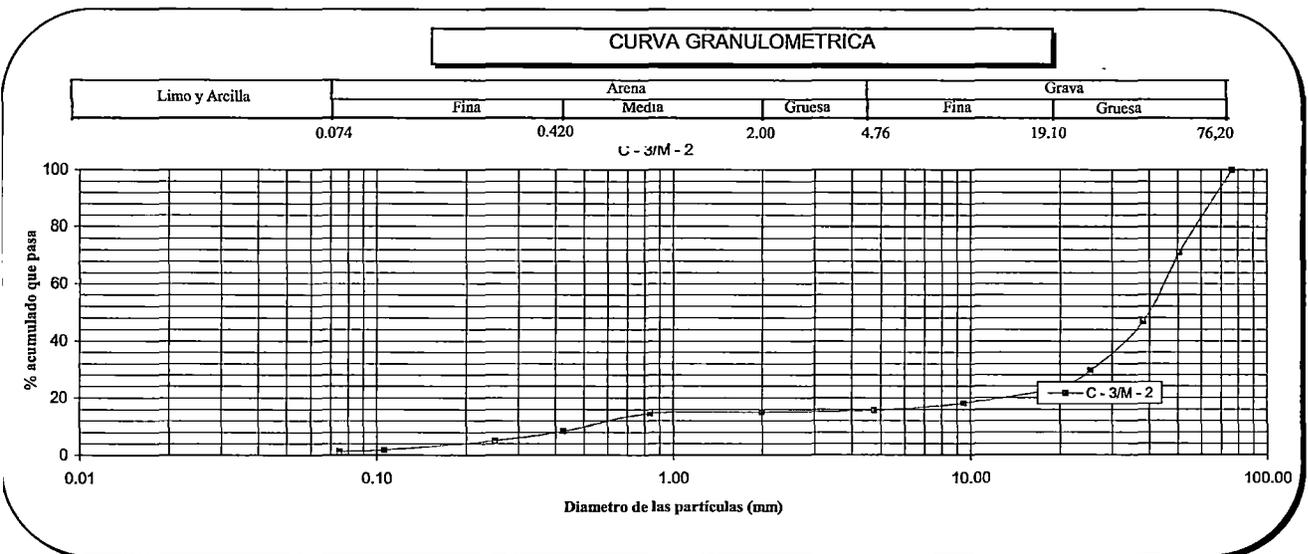
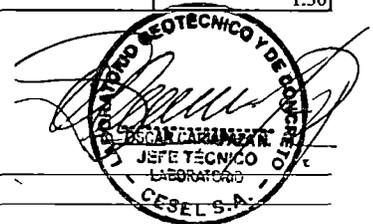
Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	76.7
	GF%	7.7
% Arena	AG%	0.6
	AM%	6.7
	AF%	7.0
% Finos		1.30



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

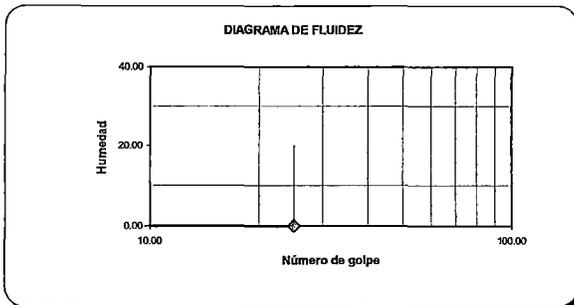
Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 072700  
PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

F. de Recepción : 23/01/2009  
F. de Ejecución : 26/01/2009

SONDAJE	C - 4	
MUESTRA	M - 1	
PROFUNDIDAD (m)	0.40 - 1.10	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla	
	N°	Abertura (mm)
	3 "	76.200
	2 "	50.800
	1 1/2 "	38.100
	1 "	25.400
	3/4"	19.100
	3/8"	9.520
	N° 4	4.760
	N° 10	2.000
	N° 20	0.840
	N° 40	0.425
	N° 60	0.250
	N° 140	0.106
N° 200	0.075	
Límite Líquido (LL) ASTM-D4318 (%)	23	
Límite Plástico (LP) ASTM-D4318 (%)	14	
Índice Plástico (IP) (%)	9	
Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	CL	
Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-4	
Índice de Grupo	4	



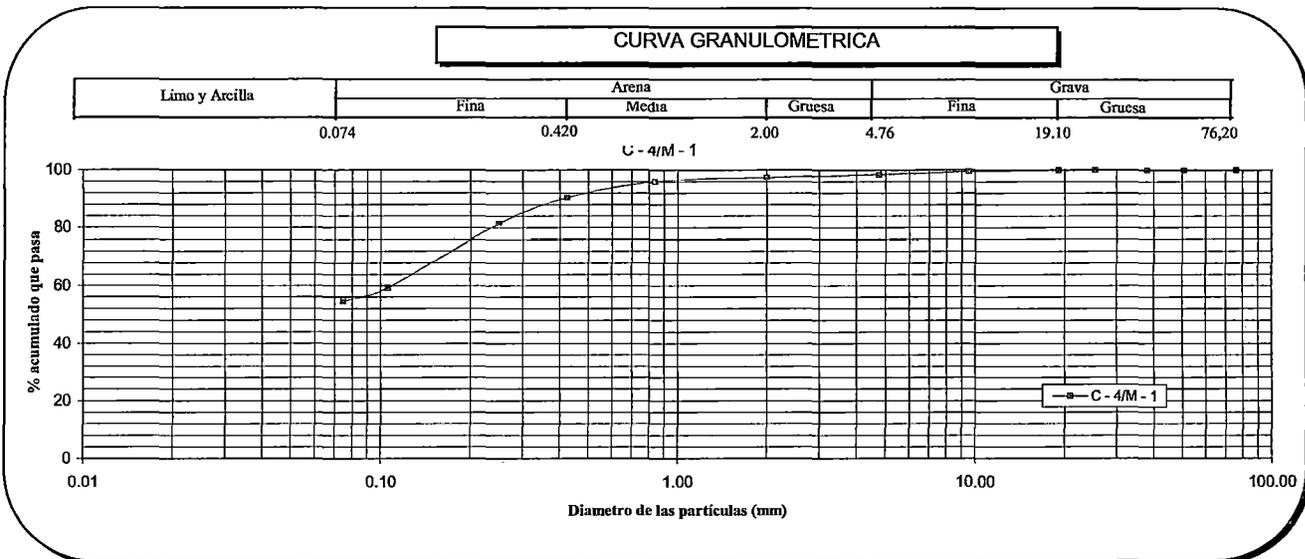
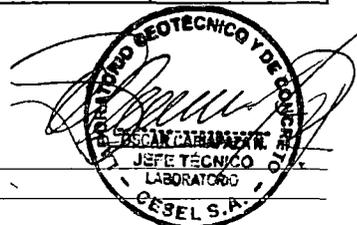
Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	0.0
	GF%	1.6
% Arena	AG%	1.0
	AM%	7.0
	AF%	35.8
% Finos		54.60

Nombre de grupo : Arcilla arenosa de baja plasticidad

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

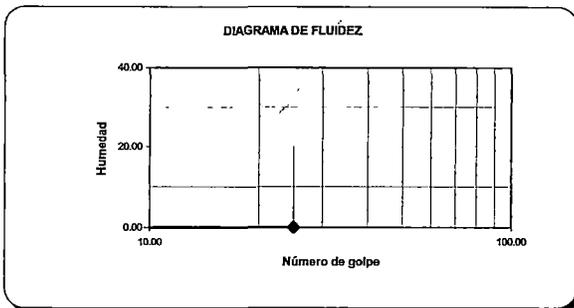
Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 072700  
PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

F. de Recepción : 23/01/2009  
F. de Ejecución : 26/01/2009

SONDAJE	C - 4	
MUESTRA	M - 2	
PROFUNDIDAD (m)	1.10 - 3.60	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422  PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla	
	N°	Abertura (mm)
	3 "	76.200
	2 "	50.800
	1 1/2 "	38.100
	1 "	25.400
	3/4 "	19.100
	3/8 "	9.520
	N° 4	4.760
	N° 10	2.000
	N° 20	0.840
	N° 40	0.425
	N° 60	0.250
	N° 140	0.106
N° 200	0.075	
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318 (%)	-
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318 (%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	-
Clasificación (S.U.C.S.)	ASTM-D2487	GP
Clasificación (AASHTO)	ASTM-D3282	A-1-a
Índice de Grupo		0



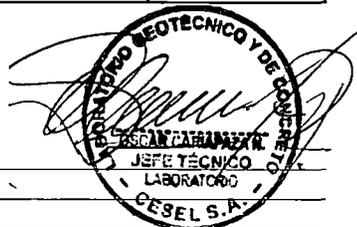
Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	57.7
	GF%	18.7
% Arena	AG%	2.7
	AM%	8.7
	AF%	11.0
% Finos		1.20

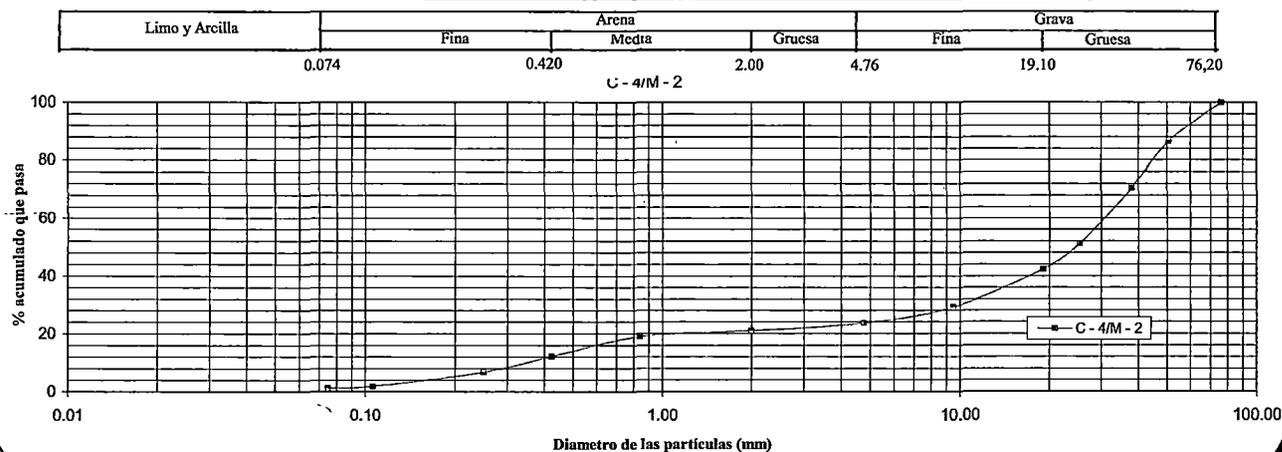
Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



CURVA GRANULOMETRICA



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

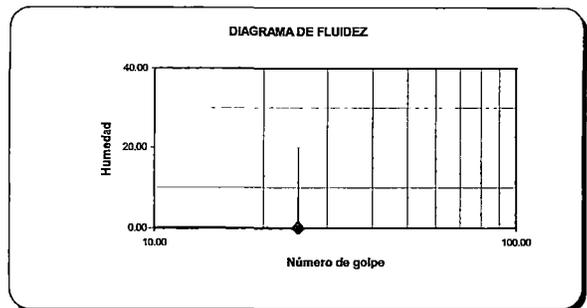
Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 072700  
PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

F. de Recepción : 23/01/2009  
F. de Ejecución : 26/01/2009

SONDAJE	C - 4	
MUESTRA	M - 3	
PROFUNDIDAD (m)	3.60 - 4.50	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422  PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla	
	N°	Abertura (mm)
	3 "	76.200
	2 "	50.800
	1 1/2 "	38.100
	1 "	25.400
	3/4 "	19.100
	3/8 "	9.520
	N° 4	4.760
	N° 10	2.000
	N° 20	0.840
	N° 40	0.425
	N° 60	0.250
	N° 140	0.106
N° 200	0.075	
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318 (%)	-
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318 (%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	-
Clasificación (S.U.C.S.)	ASTM-D2487	GP
Clasificación (AASHTO)	ASTM-D3282	A-1-a
Índice de Grupo		0

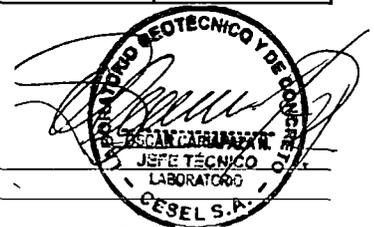


Distribución Granulométrica

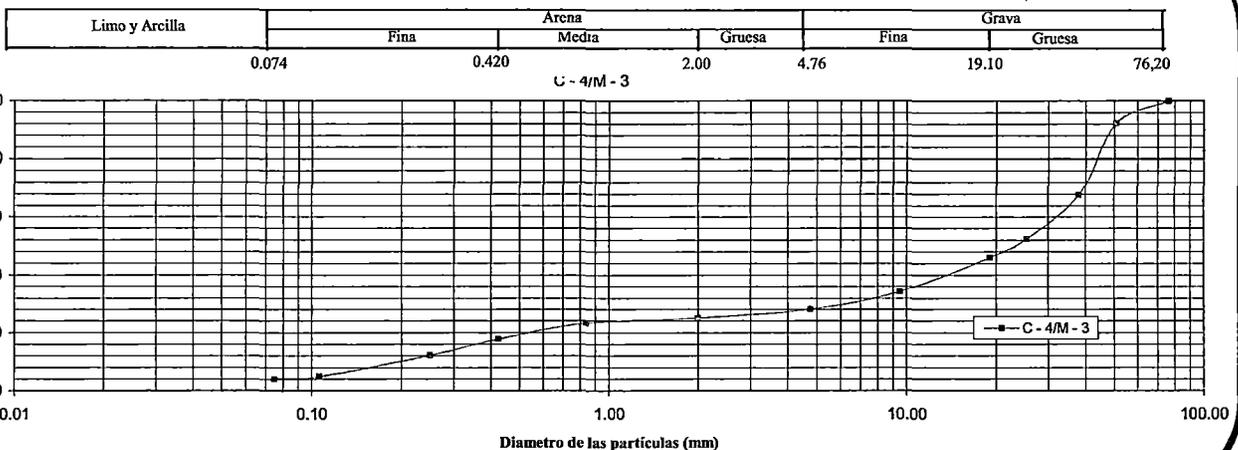
% Grava	GG%	54.0
	GF%	17.9
% Arena	AG%	3.0
	AM%	7.3
	AF%	13.8
% Finos		4.00

Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena

Observaciones:  
- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



CURVA GRANULOMETRICA



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

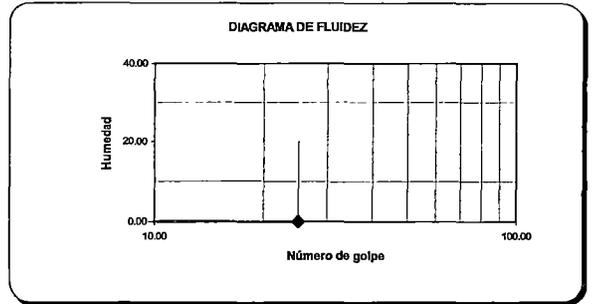
Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

**COD. PROY.** : 072700  
**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
**UBICACIÓN** : Calle Madrid - Miraflores

**F. de Recepción** : 23/01/2009  
**F. de Ejecución** : 26/01/2009

SONDAJE	C - 4		
MUESTRA	M - 4		
PROFUNDIDAD (m)	4.50 - 6.00		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla		% que pasa
	N°	Abertura (mm)	
	3 "	76.200	100.0
	2 "	50.800	83.6
	1 1/2 "	38.100	61.6
	1 "	25.400	39.0
	3/4"	19.100	32.9
	3/8"	9.520	28.3
	N° 4	4.760	26.5
	N° 10	2.000	25.8
	N° 20	0.840	25.0
	N° 40	0.425	18.8
	N° 60	0.250	9.9
N° 140	0.106	2.8	
N° 200	0.075	2.2	
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318 (%)	-	
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318 (%)	NP	
Índice Plástico (IP)	(%)	-	
Clasificación (S.U.C.S.)	ASTM-D2487	GP	
Clasificación (AASHTO)	ASTM-D3282	A-1-a	
Índice de Grupo		0	



Distribución Granulométrica

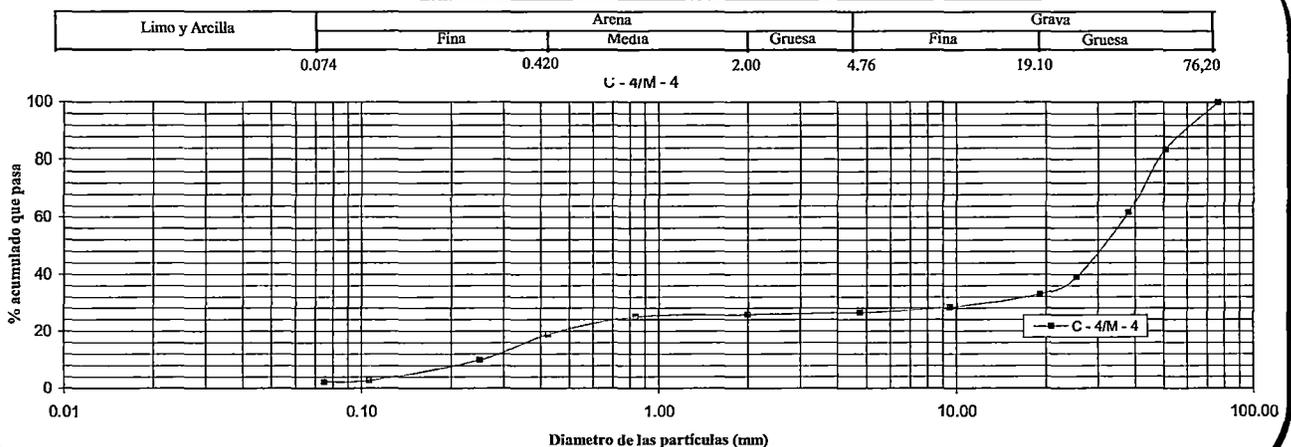
% Grava	GG%	67.1
	GF%	6.4
% Arena	AG%	0.7
	AM%	7.0
	AF%	16.6
% Finos		2.20

Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena

Observaciones: - El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



CURVA GRANULOMETRICA



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

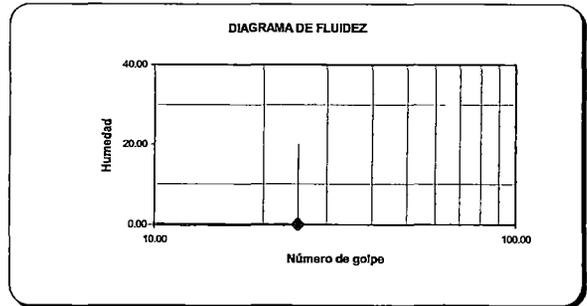
Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 072700  
PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acentilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

F. de Recepción : 23/01/2009  
F. de Ejecución : 26/01/2009

SONDAJE	C - 4	
MUESTRA	M - 5	
PROFUNDIDAD (m)	6.00 - 8.00	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422  PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla	
	N°	Abertura (mm)
	3 "	76.200
	2 "	50.800
	1 1/2 "	38.100
	1 "	25.400
	3/4 "	19.100
	3/8 "	9.520
	N° 4	4.760
	N° 10	2.000
	N° 20	0.840
	N° 40	0.425
	N° 60	0.250
	N° 140	0.106
N° 200	0.075	
Límite Líquido (LL) ASTM-D4318 (%)	-	
Límite Plástico (LP) ASTM-D4318 (%)	NP	
Índice Plástico (IP) (%)	-	
Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	GP	
Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-a	
Índice de Grupo	0	



Distribución Granulométrica

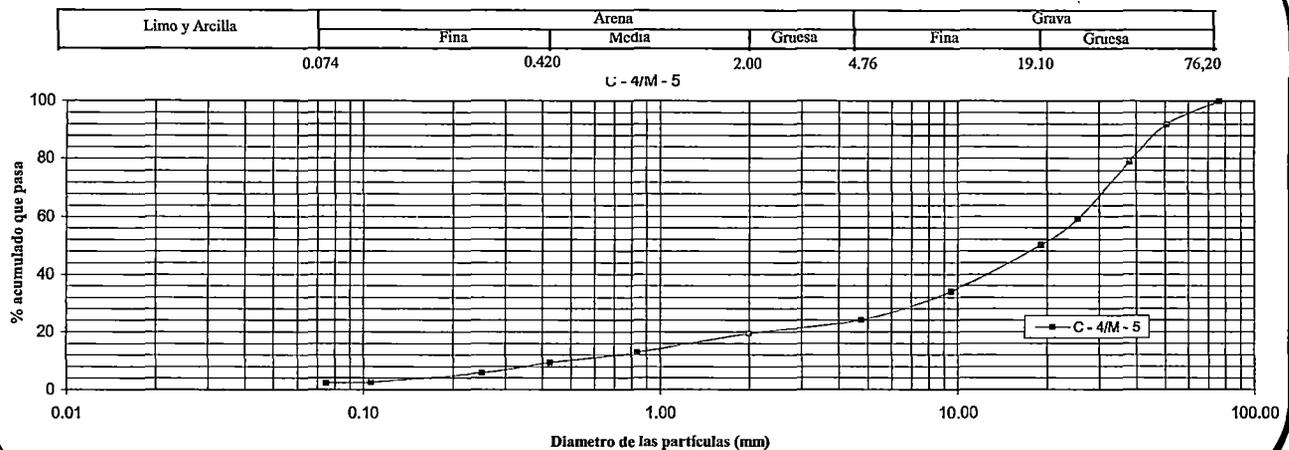
% Grava	GG%	49.9
	GF%	26.0
% Arena	AG%	4.6
	AM%	10.2
	AF%	7.1
% Finos		2.20

Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena

Observaciones : - El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



CURVA GRANULOMETRICA



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

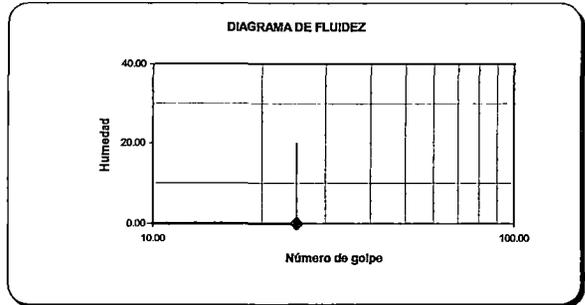
Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 072700  
PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

F. de Recepción : 23/01/2009  
F. de Ejecución : 26/01/2009

SONDAJE	C - 4	
MUESTRA	M - 6	
PROFUNDIDAD (m)	8.00 - 9.20	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla	
	N°	Abertura (mm)
	3 "	76.200
	2 "	50.800
	1 1/2 "	38.100
	1 "	25.400
	3/4 "	19.100
	3/8 "	9.520
	N° 4	4.760
	N° 10	2.000
	N° 20	0.840
	N° 40	0.425
	N° 60	0.250
N° 140	0.106	
N° 200	0.075	
Límite Líquido (LL) ASTM-D4318 (%)	-	
Límite Plástico (LP) ASTM-D4318 (%)	NP	
Índice Plástico (IP) (%)	-	
Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	GP	
Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-a	
Índice de Grupo	0	



Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	60.6
	GF%	13.9
% Arena	AG%	3.5
	AM%	10.5
	AF%	9.3
% Finos		2.20

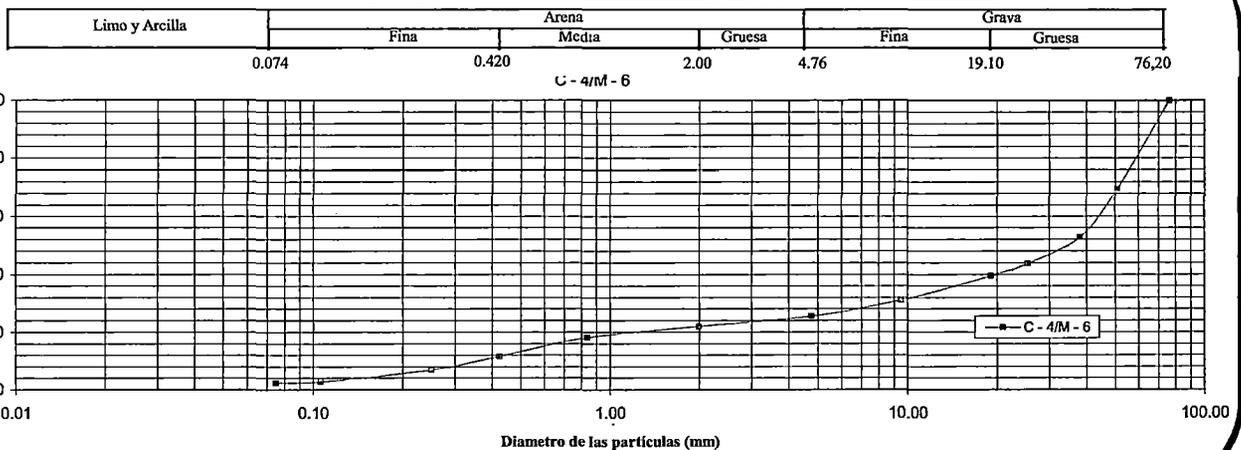
Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



CURVA GRANULOMETRICA



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

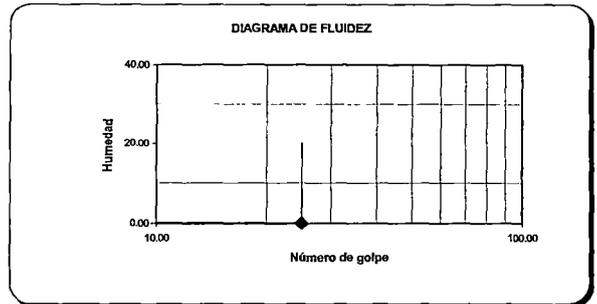
Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 072700  
PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

F. de Recepción : 23/01/2009  
F. de Ejecución : 26/01/2009

SONDAJE	C - 4	
MUESTRA	M - 7	
PROFUNDIDAD (m)	9.20 - 10.00	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla	
	N°	Abertura (mm)
	3 "	76.200
	2 "	50.800
	1 1/2 "	38.100
	1 "	25.400
	3/4 "	19.100
	3/8 "	9.520
	N° 4	4.760
	N° 10	2.000
	N° 20	0.840
	N° 40	0.425
	N° 60	0.250
	N° 140	0.106
N° 200	0.075	
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318 (%)	-
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318 (%)	NP
Índice Plástico (IP)	(%)	-
Clasificación (S.U.C.S.)	ASTM-D2487	GP
Clasificación (AASHTO)	ASTM-D3282	A-1-a
Índice de Grupo		0

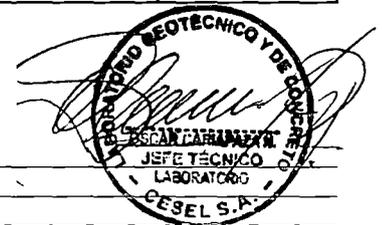


Distribución Granulométrica

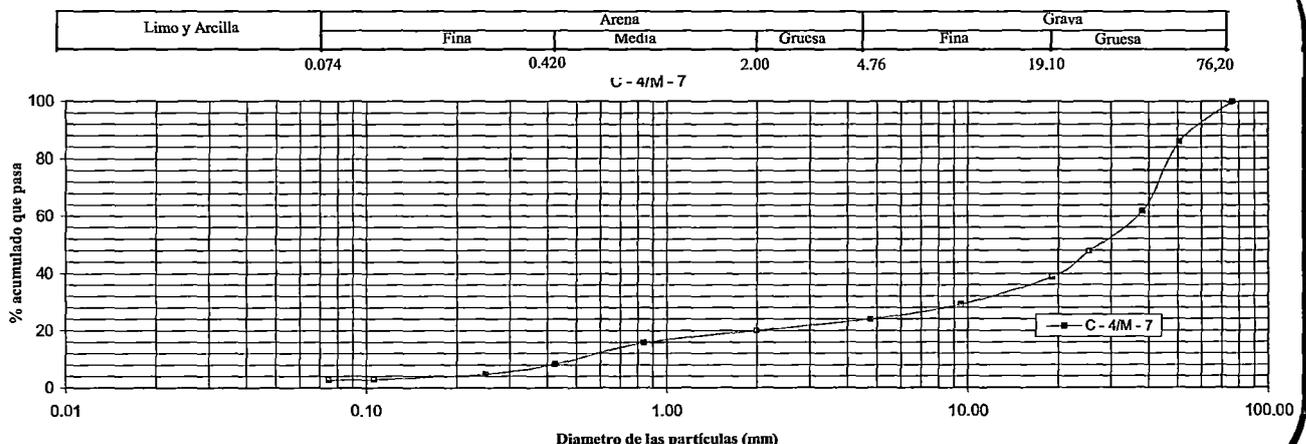
% Grava	GG%	61.3
	GF%	14.7
% Arena	AG%	4.0
	AM%	11.8
	AF%	5.5
% Finos		2.70

Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena

Observaciones: - El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



CURVA GRANULOMÉTRICA



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código	LGC-P-01-G1-F5-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión	00
		Aprobado	CSGILGC
		Fecha	15/02/2008
		Página	1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

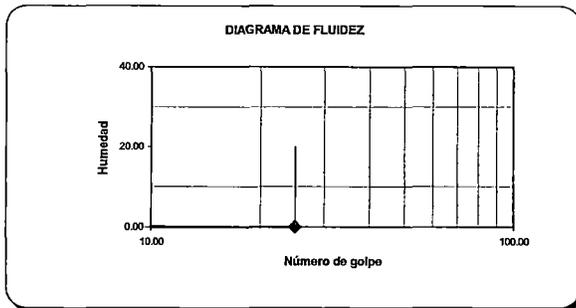
**ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN**

**COD. PROY.** : 072700  
**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
**UBICACIÓN** : Calle Madrid - Miraflores

**F. de Recepción** : 23/01/2009

**F. de Ejecución** : 26/01/2009

SONDAJE	C - 5		
MUESTRA	M - 1		
PROFUNDIDAD (m)	1.00 - 3.70		
ANALISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	<b>Malla</b>		
	N°	Abertura (mm)	% que pasa
	3 "	76.200	100.0
	2 "	50.800	90.0
	1 1/2 "	38.100	81.9
	1 "	25.400	66.2
	3/4 "	19.100	56.0
	3/8 "	9.520	39.9
	N° 4	4.760	33.2
	N° 10	2.000	29.4
	N° 20	0.840	26.5
	N° 40	0.425	17.3
	N° 60	0.250	9.7
	N° 140	0.106	3.9
N° 200	0.075	3.2	
Límite Líquido (LL)	ASTM-D4318 (%)	-	
Límite Plástico (LP)	ASTM-D4318 (%)	NP	
Índice Plástico (IP)	(%)	-	
Clasificación (S.U.C.S.)	ASTM-D2487	GP	
Clasificación (AASHTO)	ASTM-D3282	A-1-a	
Índice de Grupo		0	



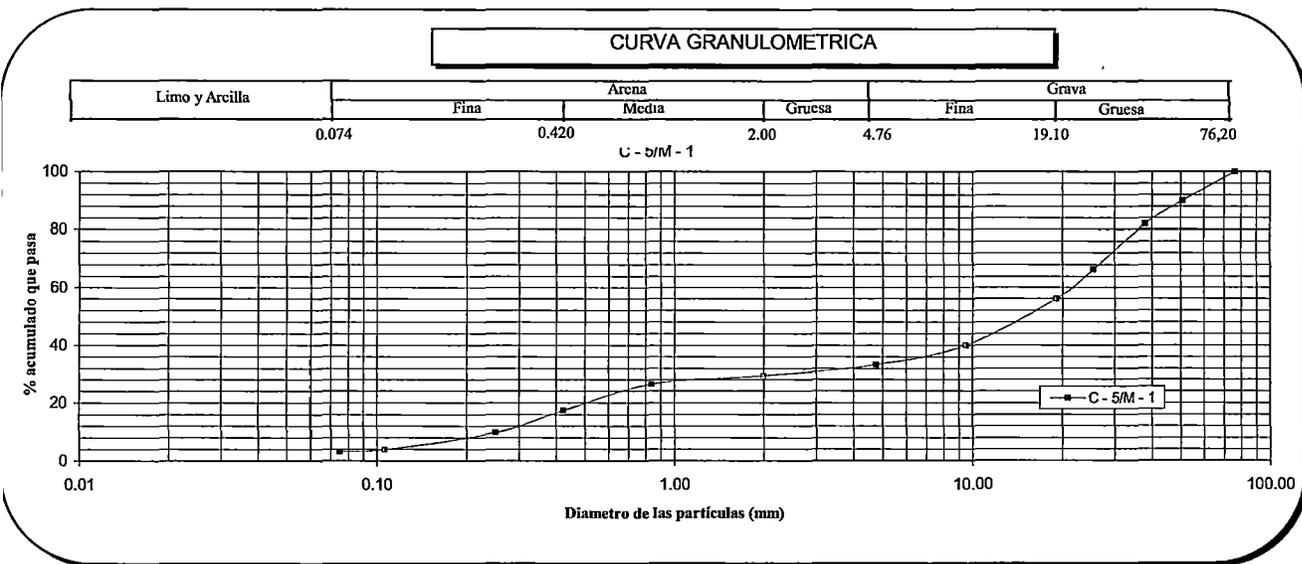
**Distribución Granulométrica**

% Grava	GG%	44.0
	GF%	22.8
% Arena	AG%	3.8
	AM%	12.1
% Finos	AF%	14.1
		3.20

**Nombre de grupo** : Grava pobremente gradada con arena

**Observaciones:**

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



**Realizado** : Tec. D.P.C  
**Revisado** : Ing. O.C.N

<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código LGC-P-01-G1-F5-S Versión 00 Aprobado CSGILGC Fecha 15/02/2008 Página 1 de 1
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	

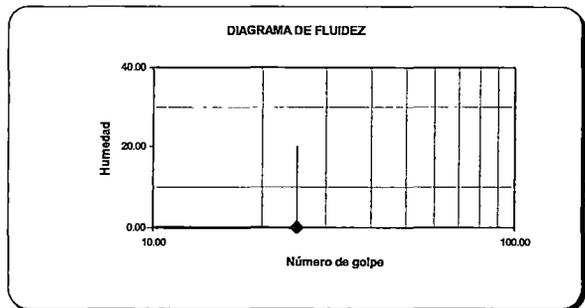
Informe N° : LGC-09-011 Fecha de Emisión : 30/01/2009

**ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN**

**COD. PROY.** : 072700  
**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
**UBICACIÓN** : Calle Madrid - Miraflores

**F. de Recepción** : 23/01/2009  
**F. de Ejecución** : 26/01/2009

SONDAJE	C - 5		
MUESTRA	M - 2		
PROFUNDIDAD (m)	3.70 - 6.00		
ANALISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422 PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	<b>Malla</b>		
	N°	Abertura (mm)	% que pasa
	3 "	76.200	100.0
	2 "	50.800	85.9
	1 1/2 "	38.100	67.9
	1 "	25.400	53.5
	3/4"	19.100	44.2
	3/8"	9.520	29.1
	N° 4	4.760	24.0
	N° 10	2.000	22.2
	N° 20	0.840	21.3
	N° 40	0.425	16.5
	N° 60	0.250	11.1
	N° 140	0.106	3.9
N° 200	0.075	2.8	
Límite Líquido (LL) ASTM-D4318 (%)		-	
Límite Plástico (LP) ASTM-D4318 (%)		NP	
Índice Plástico (IP) (%)		-	
Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487		GP	
Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282		A-1-a	
Índice de Grupo		0	

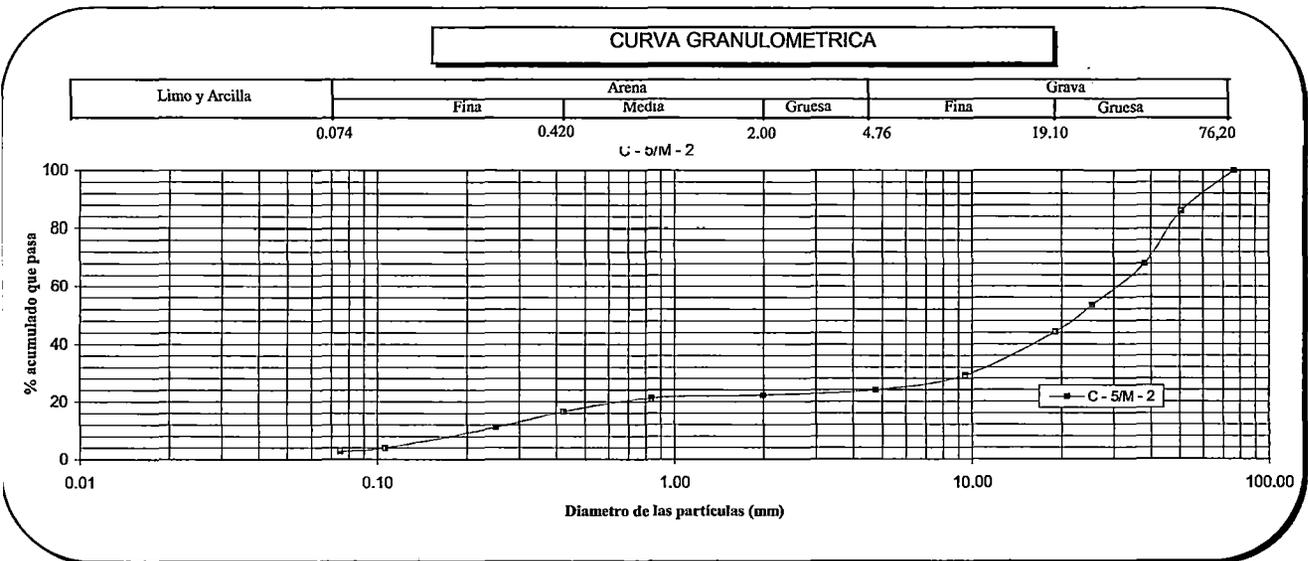


**Distribución Granulométrica**

% Grava	GG%	55.8
	GF%	20.2
% Arena	AG%	1.8
	AM%	5.7
	AF%	13.7
% Finos		2.80

**Nombre de grupo** : Grava pobremente gradada con arena

**Observaciones:**  
 - El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



**Realizado** : Tec. D.P.C  
**Revisado** : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

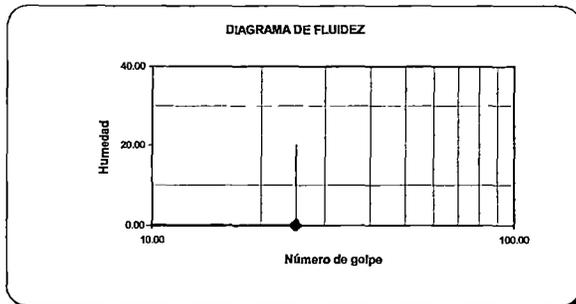
**ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN**

COD. PROY. : 072700  
PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones

UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

F. de Recepción : 23/01/2009  
F. de Ejecución : 26/01/2009

SONDAJE	C - 6		
MUESTRA	M - 1		
PROFUNDIDAD (m)	1.00 - 3.60		
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422  PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla		% que pasa
	N°	Abertura (mm)	
	3 "	76.200	100.0
	2 "	50.800	93.4
	1 1/2 "	38.100	73.8
	1 "	25.400	58.8
	3/4 "	19.100	52.3
	3/8 "	9.520	37.6
	N° 4	4.760	30.5
	N° 10	2.000	27.4
	N° 20	0.840	25.6
	N° 40	0.425	18.6
	N° 60	0.250	10.1
	N° 140	0.106	3.4
N° 200	0.075	2.8	
Límite Líquido (LL) ASTM-D4318 (%)	-		
Límite Plástico (LP) ASTM-D4318 (%)	NP		
Índice Plástico (IP) (%)	-		
Clasificación (S.U.C.S.) ASTM-D2487	GW		
Clasificación (AASHTO) ASTM-D3282	A-1-a		
Índice de Grupo	0		

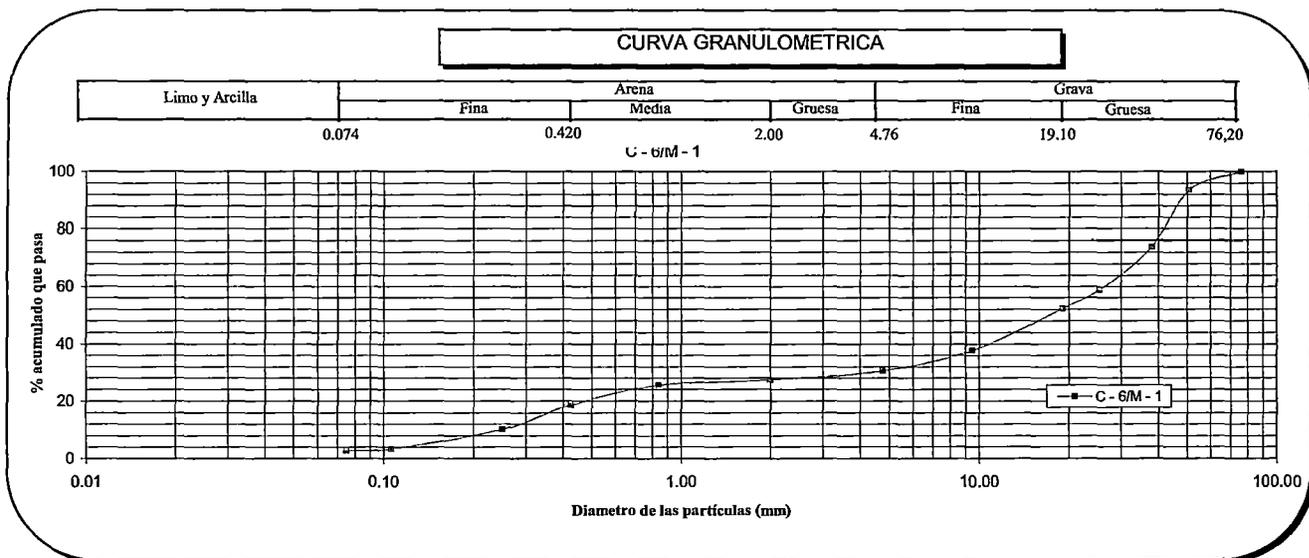


Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	47.7
	GF%	21.8
% Arena	AG%	3.1
	AM%	8.8
	AF%	15.8
% Finos		2.80

Nombre de grupo : Grava bien gradada con arena

Observaciones: - El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



Realizado : Tec. D.P.C  
Revisado : Ing. O.C.N

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN

COD. PROY. : 072700

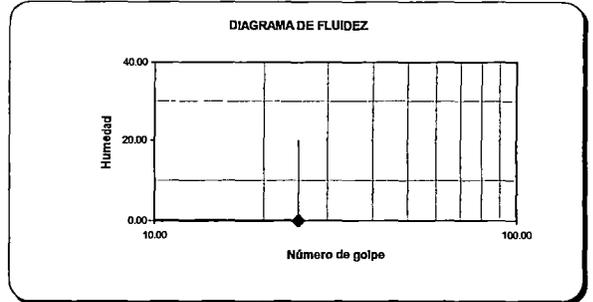
PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones

UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

F. de Recepción : 23/01/2009

F. de Ejecución : 26/01/2009

SONDAJE		C - 6			
MUESTRA		M - 2			
PROFUNDIDAD (m)		3.60 - 6.00			
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM-D422	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla		% que pasa	
		Nº	Abertura (mm)		
		3 "	76.200		100.0
		2 "	50.800		90.3
		1 1/2 "	38.100		81.8
		1 "	25.400		65.6
		3/4 "	19.100		56.9
		3/8 "	9.520		42.1
		Nº 4	4.760		34.8
		Nº 10	2.000		30.8
		Nº 20	0.840		28.6
Nº 40	0.425	17.4			
Nº 60	0.250	9.7			
Nº 140	0.106	2.9			
Nº 200	0.075	2.3			
Límite Líquido ( LL )		ASTM-D4318	( % )	-	
Límite Plástico ( LP )		ASTM-D4318	( % )	NP	
Índice Plástico ( IP )			( % )	-	
Clasificación ( S.U.C.S. )		ASTM-D2487		GP	
Clasificación ( AASHTO )		ASTM-D3282		A-1-a	
Índice de Grupo				0	



Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	43.1
	GF%	22.1
% Arena	AG%	4.0
	AM%	13.4
	AF%	15.1
% Finos		2.30

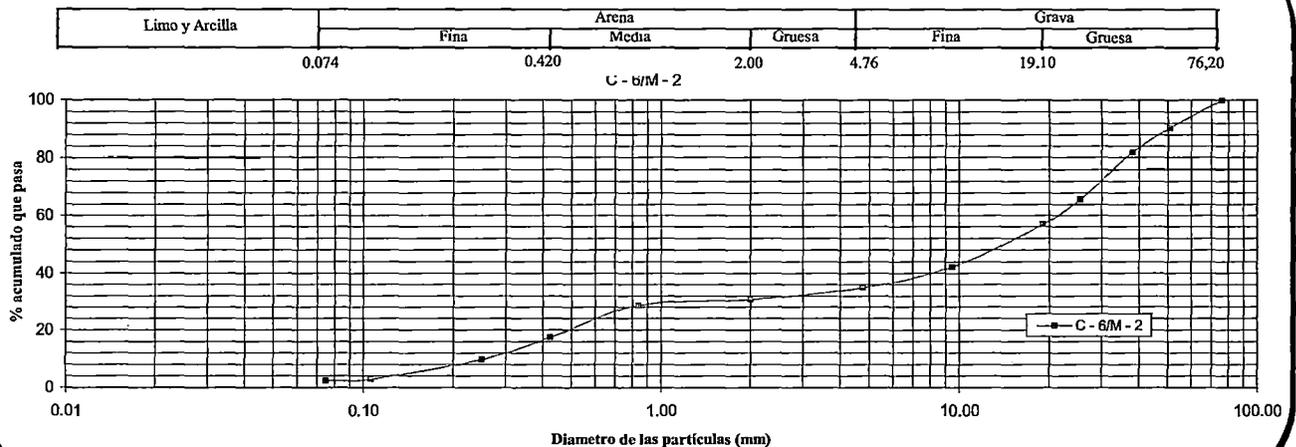
Nombre de grupo : Grava pobremente gradada con arena

Observaciones:

- El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



CURVA GRANULOMÉTRICA



Realizado : Tec. D.P.C

Revisado : Ing. O.C.N

## CONTENIDO DE HUMEDAD

<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
**NTP 339.127 / ASTM D-2216**

**SOLICITANTE** : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

**CÓDIGO DEL PROYECTO** : 072700

**FECHA DE RECEPCIÓN** : 23/01/2009

**UBICACIÓN** : Av. Jose Pardo - Miraflores

**FECHA DE EJECUCIÓN** : 23/01/2009

<b>SONDAJE</b>	C - 1
<b>MUESTRA</b>	M - 1
<b>PROFUNDIDAD (m)</b>	5,50 - 8,00

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	493.5	506.8	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	10480	9426.6	
Peso tara + muestra seca	(g)	10218.2	9197.5	
Peso de agua	(g)	261.8	229.1	
Peso de suelo seco	(g)	9724.7	8690.7	
Contenido de humedad	(%)	2.7	2.6	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.7		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



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

**Realizado** : Tec. D.P.C  
**Revisado** : Ing. O.C.N

<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NTP 339.127 / ASTM D-2216

SOLICITANTE : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

FECHA DE RECEPCIÓN : 23/01/2009

UBICACIÓN : Av. Jose Pardo - Miraflores

FECHA DE EJECUCIÓN : 23/01/2009

SONDAJE	C - 1
MUESTRA	M - 2
PROFUNDIDAD (m)	8,00 - 12,00

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	492.2	500.3	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	9867	9216.7	
Peso tara + muestra seca	(g)	9611.6	8975.9	
Peso de agua	(g)	255.4	240.8	
Peso de suelo seco	(g)	9119.4	8475.6	
Contenido de humedad	(%)	2.8	2.8	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.8		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



**Observaciones:**

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

Realizado : Tec. D.P.C

Revisado : Ing. O.C.N

<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
**NTP 339.127 / ASTM D-2216**

SOLICITANTE : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

FECHA DE RECEPCIÓN : 23/01/2009

UBICACIÓN : Av. Jose Pardo - Miraflores

FECHA DE EJECUCIÓN : 23/01/2009

SONDAJE	C - 2
MUESTRA	M - 1
PROFUNDIDAD (m)	2,00 - 4,00

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	487.7	494.3	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	9013.5	7613.8	
Peso tara + muestra seca	(g)	8804.6	7441.6	
Peso de agua	(g)	208.9	172.2	
Peso de suelo seco	(g)	8316.9	6947.3	
Contenido de humedad	(%)	2.5	2.5	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.5		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



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

Realizado : Tec. D.P.C

Revisado : Ing. O.C.N

<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NTP 339.127 / ASTM D-2216

SOLICITANTE : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acanilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

FECHA DE RECEPCIÓN : 23/01/2009

UBICACIÓN : Av. Jose Pardo - Miraflores

FECHA DE EJECUCIÓN : 23/01/2009

SONDAJE	C - 2
MUESTRA	M - 2
PROFUNDIDAD (m)	4,00 - 8,00

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	476.3	496.2	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	9808.5	8472.9	
Peso tara + muestra seca	(g)	9571.8	8275.1	
Peso de agua	(g)	236.7	197.8	
Peso de suelo seco	(g)	9095.5	7778.9	
Contenido de humedad	(%)	2.6	2.5	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.6		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



**Observaciones:**

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

Realizado : Tec. D.P.C

Revisado : Ing. O.C.N

<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NTP 339.127 / ASTM D-2216

SOLICITANTE : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acanilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

FECHA DE RECEPCIÓN : 23/01/2009

UBICACIÓN : Av. Jose Pardo - Miraflores

FECHA DE EJECUCIÓN : 23/01/2009

SONDAJE	C - 3
MUESTRA	M - 1
PROFUNDIDAD (m)	2,00 - 6,00

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	251.5	228.4	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	9219.8	8782.1	
Peso tara + muestra seca	(g)	8993.5	8571.1	
Peso de agua	(g)	226.3	211	
Peso de suelo seco	(g)	8742	8342.7	
Contenido de humedad	(%)	2.6	2.5	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.6		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



**Observaciones:**

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

Realizado : Tec. D.P.C

Revisado : Ing. O.C.N

<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
**NTP 339.127 / ASTM D-2216**

SOLICITANTE : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

FECHA DE RECEPCIÓN : 26/01/2009

UBICACIÓN : Av. Jose Pardo - Miraflores

FECHA DE EJECUCIÓN : 26/01/2009

SONDAJE	C - 3
MUESTRA	M - 2
PROFUNDIDAD (m)	6,00 - 8,00

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	492.5	496	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	10471.5	9476.1	
Peso tara + muestra seca	(g)	10216.6	9244.6	
Peso de agua	(g)	254.9	231.5	
Peso de suelo seco	(g)	9724.1	8748.6	
Contenido de humedad	(%)	2.6	2.6	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.6		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma



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

Realizado : Tec. D.P.C  
 Revisado : Ing. O.C.N

<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NTP 339.127 / ASTM D-2216

SOLICITANTE : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acanilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

FECHA DE RECEPCIÓN : 26/01/2009

UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

FECHA DE EJECUCIÓN : 26/01/2009

SONDAJE	C - 4
MUESTRA	M - 1
PROFUNDIDAD (m)	0.40 - 1.10

Tamaño máximo	3/8"
---------------	------

Peso de tara	(g)	189.56	183.26	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	814.56	795.26	
Peso tara + muestra seca	(g)	739.95	721.95	
Peso de agua	(g)	74.61	73.31	
Peso de suelo seco	(g)	550.39	538.69	
Contenido de humedad	(%)	13.6	13.6	
Contenido de humedad Promedio	(%)	13.6		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma

Observaciones:

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

Realizado : Tec. D.P.C

Revisado : Ing. O.C.N



<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
**NTP 339.127 / ASTM D-2216**

SOLICITANTE : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

FECHA DE RECEPCIÓN : 26/01/2009

UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

FECHA DE EJECUCIÓN : 26/01/2009

SONDAJE	C - 4
MUESTRA	M - 2
PROFUNDIDAD (m)	1.10 - 3.60

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	471.5	496	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	10371.5	9476.1	
Peso tara + muestra seca	(g)	10195.6	9309.6	
Peso de agua	(g)	175.9	166.5	
Peso de suelo seco	(g)	9724.1	8813.6	
Contenido de humedad	(%)	1.8	1.9	
Contenido de humedad Promedio	(%)	1.8		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma

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

Realizado : Tec. D.P.C  
 Revisado : Ing. O.C.N



<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NTP 339.127 / ASTM D-2216

**SOLICITANTE** : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

**CÓDIGO DEL PROYECTO** : 072700

**FECHA DE RECEPCIÓN** : 26/01/2009

**UBICACIÓN** : Calle Madrid - Miraflores

**FECHA DE EJECUCIÓN** : 26/01/2009

<b>SONDAJE</b>	C - 4
<b>MUESTRA</b>	M - 3
<b>PROFUNDIDAD (m)</b>	3.60 - 4.50

<b>Tamaño máximo</b>	3"
----------------------	----

Peso de tara	(g)	502.51	501.2	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	11271.5	10123.1	
Peso tara + muestra seca	(g)	11046.6	9924.6	
Peso de agua	(g)	224.9	198.5	
Peso de suelo seco	(g)	10544.09	9423.4	
Contenido de humedad	(%)	2.1	2.1	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.1		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma

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

**Realizado** : Tec. D.P.C  
**Revisado** : Ing. O.C.N



<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	REGISTRO	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

CONTENIDO DE HUMEDAD  
 NTP 339.127 / ASTM D-2216

SOLICITANTE : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

FECHA DE RECEPCIÓN : 26/01/2009

UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

FECHA DE EJECUCIÓN : 26/01/2009

SONDAJE	C - 4
MUESTRA	M - 4
PROFUNDIDAD (m)	4.50 - 6.00

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara (g)	492.5	497.3	
Peso tara + muestra húmeda (g)	10471.5	10176.1	
Peso tara + muestra seca (g)	10266.6	9979.6	
Peso de agua (g)	204.9	196.5	
Peso de suelo seco (g)	9774.1	9482.3	
Contenido de humedad (%)	2.1	2.1	
Contenido de humedad Promedio (%)	2.1		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma

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

Realizado : Tec. D.P.C  
 Revisado : Ing. O.C.N



<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NTP 339.127 / ASTM D-2216

**SOLICITANTE** : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acanilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

**CÓDIGO DEL PROYECTO** : 072700

**FECHA DE RECEPCIÓN** : 26/01/2009

**UBICACIÓN** : Calle Madrid - Miraflores

**FECHA DE EJECUCIÓN** : 26/01/2009

<b>SONDAJE</b>	C - 4
<b>MUESTRA</b>	M - 5
<b>PROFUNDIDAD (m)</b>	6,00 - 8,00

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	492.5	496	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	10471.5	9476.1	
Peso tara + muestra seca	(g)	10249.6	9274.6	
Peso de agua	(g)	221.9	201.5	
Peso de suelo seco	(g)	9757.1	8778.6	
Contenido de humedad	(%)	2.3	2.3	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.3		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma

**Observaciones:**

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

**Realizado** : Tec. D.P.C

**Revisado** : Ing. O.C.N



<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NTP 339.127 / ASTM D-2216

SOLICITANTE : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

FECHA DE RECEPCIÓN : 26/01/2009

UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

FECHA DE EJECUCIÓN : 26/01/2009

SONDAJE	C - 4
MUESTRA	M - 6
PROFUNDIDAD (m)	8.00 - 9.20

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	492.5	496	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	10471.5	9476.1	
Peso tara + muestra seca	(g)	10279.6	9301.6	
Peso de agua	(g)	191.9	174.5	
Peso de suelo seco	(g)	9787.1	8805.6	
Contenido de humedad	(%)	2.0	2.0	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.0		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma

**Observaciones:**

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

Realizado : Tec. D.P.C

Revisado : Ing. O.C.N



<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
**NTP 339.127 / ASTM D-2216**

**SOLICITANTE** : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acanilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

**CÓDIGO DEL PROYECTO** : 072700

**FECHA DE RECEPCIÓN** : 26/01/2009

**UBICACIÓN** : Calle Madrid - Miraflores

**FECHA DE EJECUCIÓN** : 26/01/2009

<b>SONDAJE</b>	C - 4
<b>MUESTRA</b>	M - 7
<b>PROFUNDIDAD (m)</b>	9.20 - 10.00

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	492.5	496	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	10471.5	9476.1	
Peso tara + muestra seca	(g)	10266.6	9294.6	
Peso de agua	(g)	204.9	181.5	
Peso de suelo seco	(g)	9774.1	8798.6	
Contenido de humedad	(%)	2.1	2.1	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.1		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma

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

**Realizado** : Tec. D.P.C  
**Revisado** : Ing. O.C.N



<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NTP 339.127 / ASTM D-2216

SOLICITANTE : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

FECHA DE RECEPCIÓN : 26/01/2009

UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

FECHA DE EJECUCIÓN : 26/01/2009

SONDAJE	C - 5
MUESTRA	M - 1
PROFUNDIDAD (m)	1.00 - 3.70

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	492.5	496	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	10461.5	9476.1	
Peso tara + muestra seca	(g)	10236.6	9274.6	
Peso de agua	(g)	224.9	201.5	
Peso de suelo seco	(g)	9744.1	8778.6	
Contenido de humedad	(%)	2.3	2.3	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.3		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma

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

Realizado : Tec. D.P.C  
 Revisado : Ing. O.C.N



<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NTP 339.127 / ASTM D-2216

SOLICITANTE : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acanilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

FECHA DE RECEPCIÓN : 26/01/2009

UBICACIÓN : Calle Madrid - Miraflores

FECHA DE EJECUCIÓN : 26/01/2009

SONDAJE	C - 5
MUESTRA	M - 2
PROFUNDIDAD (m)	3.70 - 6.00

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	492.5	496	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	10471.5	9476.1	
Peso tara + muestra seca	(g)	10305.6	9323.6	
Peso de agua	(g)	165.9	152.5	
Peso de suelo seco	(g)	9813.1	8827.6	
Contenido de humedad	(%)	1.7	1.7	
Contenido de humedad Promedio	(%)	1.7		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma

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

Realizado : Tec. D.P.C  
 Revisado : Ing. O.C.N



<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
**NTP 339.127 / ASTM D-2216**

**SOLICITANTE** : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

**CÓDIGO DEL PROYECTO** : 072700

**FECHA DE RECEPCIÓN** : 26/01/2009

**UBICACIÓN** : Calle Madrid - Miraflores

**FECHA DE EJECUCIÓN** : 26/01/2009

SONDAJE	C - 6
MUESTRA	M - 1
PROFUNDIDAD (m)	1.00 - 3.60

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara (g)	497.82	493.69	
Peso tara + muestra húmeda (g)	10476.82	9473.79	
Peso tara + muestra seca (g)	10239.6	9258.71	
Peso de agua (g)	237.22	215.08	
Peso de suelo seco (g)	9741.78	8765.02	
Contenido de humedad (%)	2.4	2.5	
Contenido de humedad Promedio (%)	2.4		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma

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

**Realizado** : Tec. D.P.C  
**Revisado** : Ing. O.C.N



<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	Código : LGC-P-01-G1-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADO DE ENSAYOS</b>	Versión : 00 Aprobado : CSGILGC Fecha : 15/02/2008 Página : 1 de 1

Informe N° : LGC-09-011

Fecha de Emisión : 30/01/2009

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
 NTP 339.127 / ASTM D-2216

**SOLICITANTE** : Bach. Ing. Luis Chahua Cruz

**PROYECTO** : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
 la Carga de las Edificaciones

**CÓDIGO DEL PROYECTO** : 072700

**FECHA DE RECEPCIÓN** : 26/01/2009

**UBICACIÓN** : Calle Madrid - Miraflores

**FECHA DE EJECUCIÓN** : 26/01/2009

<b>SONDAJE</b>	C - 6
<b>MUESTRA</b>	M - 2
<b>PROFUNDIDAD (m)</b>	3.60 - 6.00

Tamaño máximo	3"
---------------	----

Peso de tara	(g)	502.5	501.3	
Peso tara + muestra húmeda	(g)	11471.5	10476.1	
Peso tara + muestra seca	(g)	11176.6	10204.6	
Peso de agua	(g)	294.9	271.5	
Peso de suelo seco	(g)	10674.1	9703.3	
Contenido de humedad	(%)	2.8	2.8	
Contenido de humedad Promedio	(%)	2.8		

**Comentarios del Ensayo:**

El peso de la muestra cumple con lo especificado en la Norma

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

**Realizado** : Tec. D.P.C  
**Revisado** : Ing. O.C.N



## ENSAYO DE CORTE DIRECTO

N° DE INFORME : LGC-01-011

FECHA DE EMISIÓN : 30/01/09

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**  
NTP 339,171/ ASTM D 3080

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones

UBICACIÓN : AV. Jose Pardo - Miraflores

FECHA DE RECEPCIÓN : 23/01/09

FECHA DE EJECUCIÓN : 28/01/09

SONDAJE : C - 1

MUESTRA : M - 2

PROF. (m) : 8.00 - 12.00

Clasf. (SUCS): GP

ESTADO DE LA MUESTRA : Remoldeado

VELOCIDAD DE ENSAYO : 0.40mm/min mm/min

DATOS		ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
Esfuerzo Normal	(kg/cm <sup>2</sup> )	0.50		1.00		2.00	
Etapa		Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura	(cm)	2.00	1.98	2.00	1.95	2.00	1.93
Lado	(cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Peso seco	(g)	129.85	129.85	129.85	129.85	129.85	129.85
Densidad Húmeda	(g/cm <sup>3</sup> )	1.85	2.16	1.85	2.19	1.85	2.20
Humedad	(%)	2.80	18.71	2.80	18.19	2.80	17.66
Densidad Seca	(g/cm <sup>3</sup> )	1.80	1.82	1.80	1.85	1.80	1.87

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		Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado		Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado
0.00	0.05	0.11	0.00	0.05	0.05	0.00	0.05	0.03
0.05	0.18	0.36	0.05	0.33	0.33	0.05	0.59	0.29
0.10	0.28	0.55	0.10	0.56	0.56	0.10	0.96	0.48
0.25	0.38	0.76	0.25	0.75	0.75	0.25	1.40	0.70
0.50	0.43	0.87	0.50	0.89	0.89	0.50	1.60	0.80
0.75	0.45	0.89	0.75	0.94	0.94	0.75	1.63	0.82
1.00	0.45	0.89	1.00	0.95	0.95	1.00	1.65	0.83
1.25	0.44	0.88	1.25	0.95	0.95	1.25	1.64	0.82
1.50	0.44	0.87	1.50	0.95	0.95	1.50	1.63	0.82
2.00	0.43	0.85	2.00	0.93	0.93	2.00	1.63	0.81
2.50	0.42	0.84	2.50	0.91	0.91	2.50	1.62	0.81
3.00	0.41	0.83	3.00	0.90	0.90	3.00	1.61	0.81
3.50	0.41	0.82	3.50	0.88	0.88	3.50	1.62	0.81
4.00	0.40	0.81	4.00	0.86	0.86	4.00	1.60	0.80
4.50	0.40	0.80	4.50	0.84	0.84	4.50	1.58	0.79
5.00	0.40	0.79	5.00	0.82	0.82	5.00	1.57	0.78
6.00	0.39	0.78	6.00	0.80	0.80	6.00	1.57	0.79
7.00	0.39	0.78	7.00	0.79	0.79	7.00	1.56	0.78
8.00	0.39	0.78	8.00	0.79	0.79	8.00	1.57	0.79
9.00	0.39	0.79	9.00	0.80	0.80	9.00	1.59	0.79
10.00	0.40	0.79	10.00	0.80	0.80	10.00	1.58	0.79
11.00	0.40	0.79	11.00	0.81	0.81	11.00	1.58	0.79
12.00	0.40	0.79	12.00	0.80	0.80	12.00	1.58	0.79
13.00	0.40	0.79	13.00	0.80	0.80	13.00	1.59	0.79
14.00	0.40	0.80	14.00	0.80	0.80	14.00	1.59	0.80
15.00	0.40	0.81	15.00	0.81	0.81	15.00	1.60	0.80

Observaciones : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante, material pasante la malla N°4, la muestra se remoldeo a su densidad seca de 1.80 gr/cm3 y humedad de w=2.80%

Realizado : Tec. D.P.C

Revisado : Ing. O.C.N



Nº DE INFORME : LGC-01-011

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**  
**NTP 339,171/ ASTM D 3080**

FECHA DE EMISIÓN : 30/01/2009

CÓDIGO DE PROYECTO : 072700  
 PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
la Carga de las Edificaciones  
 UBICACIÓN : AV. Jose Pardo - Miraflores

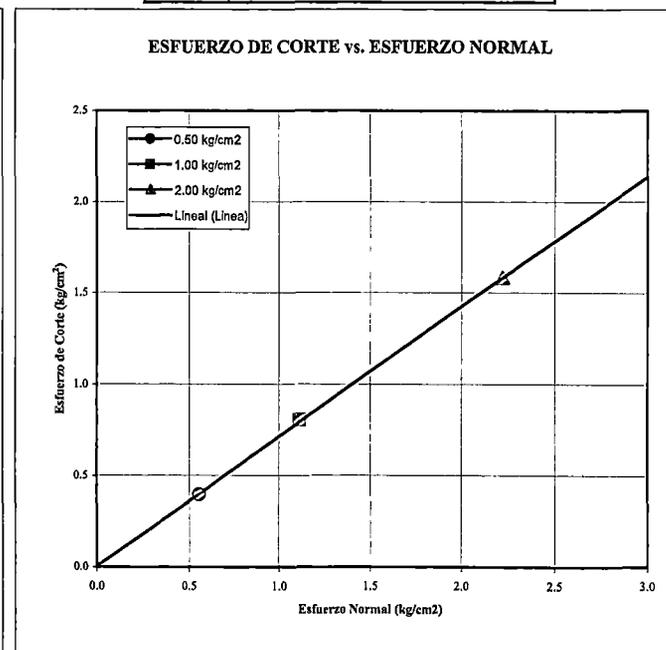
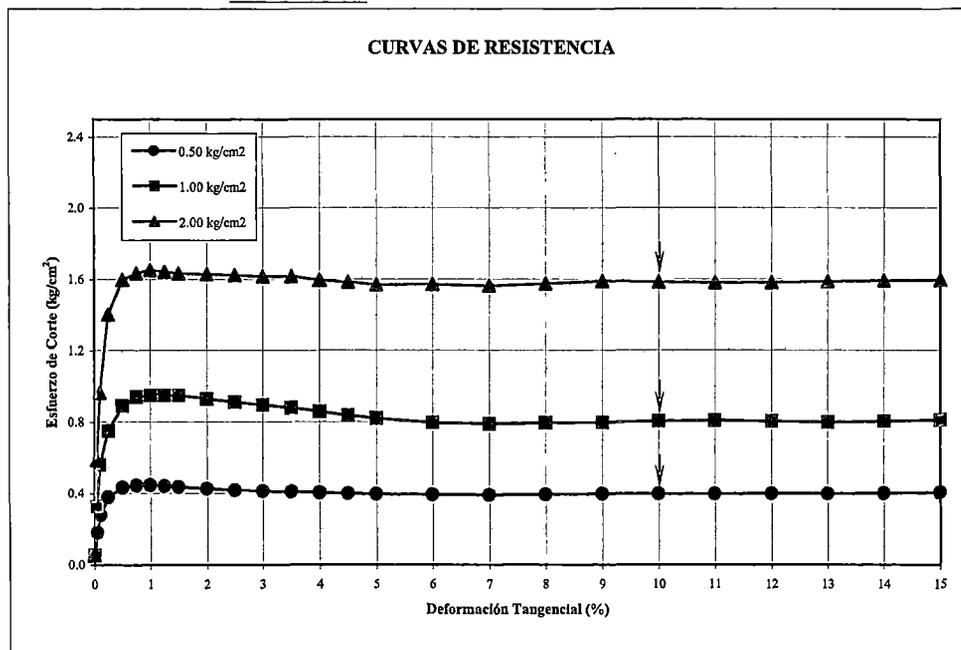
FECHA DE RECEPCIÓN : 23/01/2009  
 FECHA DE EJECUCIÓN : 28/01/2009

Sondaje : C - 1  
 Muestra : M - 2  
 Prof. (m) : 8.00 - 12.00  
 Clasificación SUCS : GP

Estado de la Muestra : Remoldeado

**RESULTADOS:**

$C' = 0.01$  kg/cm<sup>2</sup>  
 $\phi' = 35.4$  °



Observación : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante, material pasante la malla N°4, la muestra se remoldeo a su densidad seca de 1.80 gr/cm<sup>3</sup> y humedad de w=2.80%  
 Revisado : Ing. O.C.N      Realizado : Tec. D.P.C

Av. Jose Galvez Barrenechea 634 Corpac  
 San Isidro - Lima  
 Telf 705-5000 email : laboratorio@cesel.com.pe



Nº DE INFORME : LGC-01-011

FECHA DE EMISIÓN : 30/01/09

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**  
**NTP 339,171/ ASTM D 3080**

CÓDIGO DEL PROYECTO : 072700

PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante  
la Carga de las Edificaciones

UBICACIÓN : AV. Jose Pardo - Miraflores

FECHA DE RECEPCIÓN : 23/01/09

FECHA DE EJECUCIÓN : 28/01/09

SONDAJE : C - 3

MUESTRA : M - 2

PROF. (m) : 6.00 - 8.00

Clasf. (SUCS) : GP

ESTADO DE LA MUESTRA : Remoldeado

VELOCIDAD DE ENSAYO : 0.40mm/min mm/min

DATOS		ESPECIMEN 01		ESPECIMEN 02		ESPECIMEN 03	
Esfuerzo Normal	(kg/cm <sup>2</sup> )	0.50		1.00		2.00	
Etapas		Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura	(cm)	2.00	1.98	2.00	1.95	2.00	1.93
Lado	(cm)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Peso seco	(g)	128.84	128.84	128.84	128.84	128.84	128.84
Densidad Húmeda	(g/cm <sup>3</sup> )	1.84	2.17	1.84	2.19	1.84	2.20
Humedad	(%)	2.60	19.84	2.60	19.22	2.60	18.59
Densidad Seca	(g/cm <sup>3</sup> )	1.79	1.81	1.79	1.84	1.79	1.85

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		Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado		Tangencial (kg/cm <sup>2</sup> )	Normalizado
0.00	0.05	0.11	0.00	0.05	0.05	0.00	0.05	0.03
0.05	0.22	0.45	0.05	0.33	0.33	0.05	0.58	0.29
0.10	0.37	0.74	0.10	0.56	0.56	0.10	0.95	0.47
0.25	0.53	1.06	0.25	0.75	0.75	0.25	1.38	0.69
0.50	0.62	1.23	0.50	0.89	0.89	0.50	1.57	0.79
0.75	0.62	1.25	0.75	0.94	0.94	0.75	1.61	0.81
1.00	0.60	1.21	1.00	0.95	0.95	1.00	1.63	0.81
1.25	0.56	1.13	1.25	0.95	0.95	1.25	1.62	0.81
1.50	0.54	1.09	1.50	0.95	0.95	1.50	1.61	0.80
2.00	0.49	0.98	2.00	0.93	0.93	2.00	1.61	0.80
2.50	0.45	0.89	2.50	0.91	0.91	2.50	1.60	0.80
3.00	0.42	0.85	3.00	0.90	0.90	3.00	1.59	0.80
3.50	0.42	0.84	3.50	0.88	0.88	3.50	1.59	0.80
4.00	0.42	0.83	4.00	0.86	0.86	4.00	1.57	0.79
4.50	0.41	0.82	4.50	0.84	0.84	4.50	1.56	0.78
5.00	0.41	0.81	5.00	0.82	0.82	5.00	1.55	0.77
6.00	0.40	0.81	6.00	0.80	0.80	6.00	1.55	0.77
7.00	0.40	0.79	7.00	0.79	0.79	7.00	1.54	0.77
8.00	0.40	0.80	8.00	0.79	0.79	8.00	1.55	0.78
9.00	0.40	0.80	9.00	0.80	0.80	9.00	1.56	0.78
10.00	0.40	0.80	10.00	0.80	0.80	10.00	1.56	0.78
11.00	0.40	0.80	11.00	0.81	0.81	11.00	1.56	0.78
12.00	0.40	0.80	12.00	0.80	0.80	12.00	1.56	0.78
13.00	0.40	0.81	13.00	0.80	0.80	13.00	1.56	0.78
14.00	0.40	0.81	14.00	0.80	0.80	14.00	1.58	0.79
15.00	0.41	0.82	15.00	0.81	0.81	15.00	1.60	0.80

Observaciones La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante, material pasante la malla Nº4, la muestra se remoldeo a su densidad seca de 1.79 gr/cm3 y humedad de w=2.60%

Realizado Tec. D.P.C

Revisado Ing. O.C.N



Nº DE INFORME : LGC-01-011

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**  
**NTP 339,171/ ASTM D 3080**

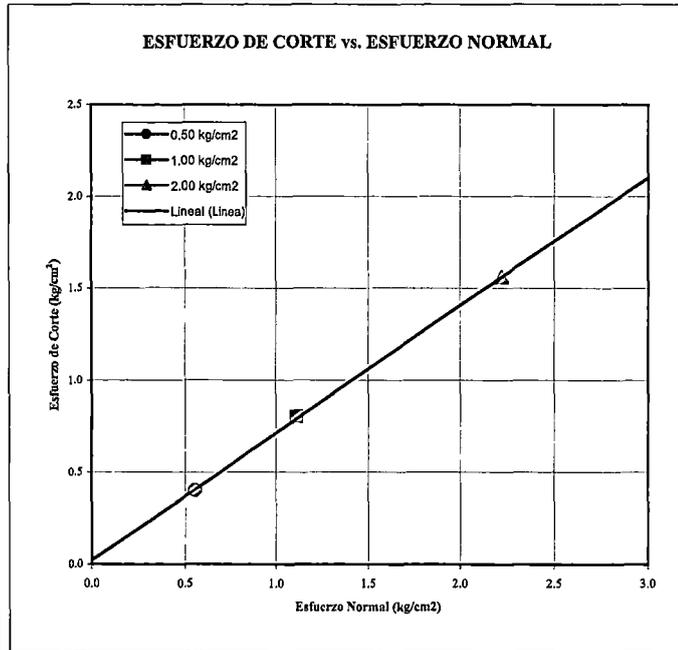
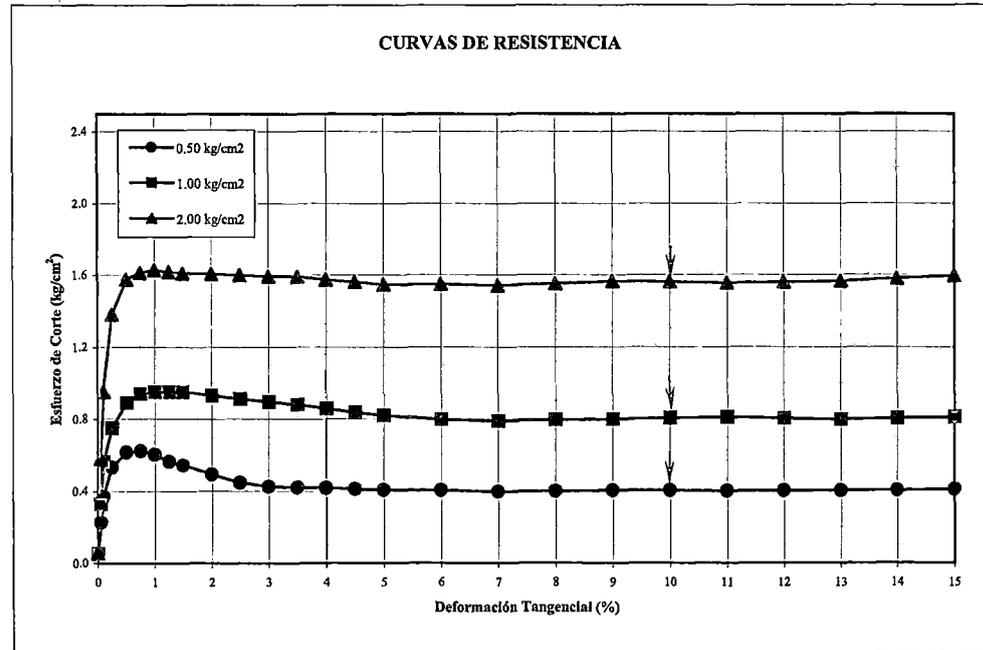
FECHA DE EMISIÓN : 30/01/2009

CÓDIGO DE PROYECTO : 072700  
 PROYECTO : Consideraciones Sobre los Acanilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones  
 UBICACIÓN : AV. Jose Pardo - Miraflores

FECHA DE RECEPCIÓN : 23/01/2009  
 FECHA DE EJECUCIÓN : 28/01/2009

Sondaje : C - 3  
 Muestra : M - 2  
 Prof. (m) : 6.00 - 8.00  
 Clasificación SUCS : GP  
 Estado de la Muestra : Remoldeado

**RESULTADOS:**  
 $C' = 0.02 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi' = 34.7^\circ$



**Observación** La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante, material pasante la malla N°4, la muestra se remoldeo a su densidad seca de 1.79 gr/cm³ y humedad de w=2.60%  
**Revisado** Ing. O.C.N **Realizado** Tec. D.P.C

Av. Jose Galvez Barrenechea 634 Corpac  
 San Isidro - Lima  
 Telf 705-5000 email : laboratorio@cesel.com.pe



## ANÁLISIS QUÍMICOS

**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 :** Bach. Ing. Luis Chahua Cruz  
**PROYECTO :** Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga  
 de las Edificaciones  
**UBICACIÓN :** AV. Jose Pardo - Miraflores

**N° DE INFORME :** LGC-09-011  
**CÓDIGO DE PROYECTO :** 072700  
**FECHA DE EJECUCIÓN :** 2009/01/30

SONDAJE	Muestra	Profundidad (m)	pH	C.E. us/cm	SST mg/Kg	CLORUROS mg/Kg	SULFATOS mg/Kg
C-3	M-2	6.00-8.00	8.5	235	174	42	52
C-1	M-2	8.00-12.00	8.5	232	291	73	58

**Observaciones :** La unidad empleada mg/Kg es respecto al suelo y equivale a ppm.

**Realizado :** Qco. VVLL  
**Revisado :** Ing. OCN



<b>CESEL</b> <b>INGENIEROS</b> LABORATORIO GEOTÉCNICO Y DE CONCRETO	<b>REGISTRO</b>	<b>Código:</b> LGC-P-01-G6-F1-S
	<b>INFORME DE RESULTADOS DE ENSAYOS</b>	<b>Versión:</b> 00 <b>Aprobado:</b> CSGILGC <b>Fecha:</b> 15/02/2008 <b>Página:</b> 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

<b>SOLICITANTE :</b> Bach. Ing. Luis Chahua Cruz <b>PROYECTO :</b> Consideraciones Sobre los Acantilados de Miraflores ante la Carga de las Edificaciones <b>UBICACIÓN :</b> Calle Madrid - Miraflores	<b>N° DE INFORME :</b> LGC-09-011 <b>CÓDIGO DE PROYECTO :</b> 072700 <b>FECHA DE EJECUCIÓN :</b> 2009/01/30
--	---

SONDAJE	Muestra	Profundidad (m)	pH	C.E. us/cm	SST mg/Kg	CLORUROS mg/Kg	SULFATOS mg/Kg
C - 4	M - 6	8.00-9.20	8.1	547	350.08	59	174
C - 4	M - 7	9.20-10.00	7.8	488	312.32	36	143
C - 5	M - 2	3.70-6.00	7.9	515	329.6	66	152
C - 3	M - 2	3.60-6.00	8.4	459	293.76	59	134

**Observaciones :** La unidad empleada mg/Kg es respecto al suelo y equivale a ppm.

**Realizado :** Qco. VVLL  
**Revisado :** Ing. OCN



## ANEXO A-03: PELIGRO SÍSMICO

## RELACIÓN DE SISMO HISTÓRICOS EN EL AREA DE ESTUDIO

## RELACIÓN DE SISMOS HISTÓRICOS DEL ÁREA EN ESTUDIO

(Ref. Silgado, IGN, CISMID)

- **Sismo del 15 y/o 18 de Noviembre de 1555.** Ocurrió el temblor más fuerte desde la fundación de Lima, que causó muchos desperfectos en las edificaciones. Intensidad: VII (MMI) en Lima.
- **Sismo del 9 de Julio de 1586.** A las 19.00 h. Terremoto que destruyó Lima, con 14 a 22 víctimas. Tsunami en El Callao y otros lugares. Fue sentido desde Trujillo hasta Caravelí, también fue sentido en Huánuco y Cusco, y posiblemente en lugares intermedios. Por 60 días se dejaron sentir las réplicas. Intensidades: Lima y Callao IX (MMI); Ica VI (MMI) y Trujillo V (MMI), Huánuco IV (MMI) y Cusco III (MMI).
- **Sismo del 19 de Octubre de 1609.** A las 20.00 h. Violento temblor en Lima que derribó y arruinó muchas de sus edificaciones. Intensidad: VII (MMI) en Lima.
- **Sismo del 27 de Noviembre de 1630.** A las 11.30 h. Averió casas e iglesias. Varios muertos y contusos en Lima. Intensidad: VII (MMI) en Lima.
- **Sismo del 13 de Noviembre de 1655.** A las 14.38 h. Fuerte sismo que derribó muchas casas y edificios en Lima. Graves daños en el Presidio de la Isla San Lorenzo. Un muerto.
- **Sismo del 17 de Junio de 1678.** A las 19.45 h. Fuerte temblor en Lima. Estragos en Callao y Lima. Nueve muertos. Intensidades: Lima y Callao VII (MMI).
- **Sismo del 20 de Octubre de 1687.** Dos sismo en Lima a las 4.15 y 5.30 h. La ciudad de Lima quedó muy dañada. Los estragos fueron grandes en El Callao y alrededores. Entre Ica y Cañete se formaron grietas en el subsuelo. Más de 100 muertos. Tsunami en El Callao. Intensidades: Cañete XI (MMI); Ica VIII-IX (MMI); Lima y Callao VIII-IX (MMI); Huancavelica VI (MMI) y Trujillo III (MMI).
- **Sismo del 14 de Julio de 1699.** A las 4.00 h. Fuerte temblor en Lima. Intensidad en Lima: VII (MMI).
- **Sismo del 28 de Octubre de 1746.** A las 22.30 h. Destrucción de casi la totalidad de casas y edificios en Lima y Callao. Murieron más de 1,100 personas en Lima. Destrucción en 44,000 Km<sup>2</sup>. Sentido en Guayaquil, en la confluencia del río Marañón con el Huallaga, en Huancavelica (muy fuerte). En Lucanas (Ayacucho) hubo agrietamientos del terreno y deslizamientos. Se sintió en Cusco y Tacna. Un tsunami de grandes proporciones inundó el Callao hasta 6 Km, matando casi toda la población y destruyendo Guañape y Punta Caballas. Se sintieron 200 réplicas en las 24 horas siguientes. Intensidad de X (MMI) en Chancay y Huaral;

- IX - X (MMI) en Lima, Barranca y Pativilca; VIII (MMI) en Huaylas y la Cordillera Negra; VII (MMI) en Lucanas, Huancavelica y Pisco.
- **Sismo del 30 de Marzo de 1828.** A las 7.35 h. Terremoto en Lima que causó 30 muertos. Daños en Callao, Chorrillos y Chancay. Se sintió fuerte en Trujillo y Huancayo. Intensidades: Lima VIII (MMI); Callao, Chancay y Chorrillos VII (MMI); Trujillo IV (MMI), Huancayo III-IV (MMI) y Arequipa II (MMI).
  - **Sismo del 4 de Marzo de 1904.** A las 5.17 h. Fuerte movimiento sísmico en la ciudad de Lima. Intensidad aproximada: VII - VIII (MMI). En Pasamayo y Chosica VI (MMI). Fue sentido en Casma, Trujillo, Huánuco, Pisco y Ayacucho III (MMI).
  - **Sismo del 11 de Marzo de 1926.** A las 6.20 h. Fuerte sismo en la ciudad de Lima; se produjeron derrumbes en la ruta del ferrocarril central. Intensidad en Lima V - VI (MMI).
  - **Sismo del 19 de Enero de 1932.** A las 21.33 h. Violento sismo que causó muchos daños en Huacho, Lima; se estima una intensidad de VI - VII (MMI) en Lima.
  - **Sismo del 5 de Agosto de 1933.** A las 21.55 h. Sismo en Lima. Ligeros daños en casas antiguas. Rotura de vidrios en Ica. Sentido entre Huacho y Pisco en la costa, en Cerro de Pasco y otros pueblos de la Cordillera Central y en Puerto Bermúdez. Intensidades: Lima VI (MMI), Huacho e Ica V (MMI); Cerro de Pasco III (MMI) y Puerto Bermúdez II (MMI).
  - **Sismo del 24 de Mayo de 1940.** A las 11.35 h. Terremoto de grado VIII (MMI) en Lima, fue sentido desde Guayaquil en el Norte hasta Arica en el Sur, hubo tsunami; causó 179 muertos y 3,500 heridos; produjo una intensidad de VI (MMI) en el Callejón de Huaylas, V (MMI) en Trujillo, IV (MMI) en Paita y Piura.
  - **Sismo del 15 de Junio de 1945.** A las 4.10 h. Temblor muy fuerte en Lima, causó cuarteadoras en el Barrio Obrero del Rímac. Sentido desde Supe hasta Pisco en la costa, en Canta, Matucana, Morococha, Casapalca y Huaitará en el interior. Intensidad en Lima V (MMI).
  - **Sismo del 29 de Setiembre de 1945.** Sismo destructor en la ciudad y puerto de Pisco. Intensidad VII (MMI). El área de percepción fue de 50,000 km<sup>2</sup>, hasta Chanchamayo.
  - **Sismo del 28 de Mayo de 1948.** A las 00.37 h. Fuerte sismo destructor en Cañete; ocasionó deterioro en la mayoría de las construcciones de adobe y quincha. En Cañete, el sismo alcanzó una intensidad de VII (MMI).
  - **Sismo del 31 de Enero de 1951.** A las 11.39 h. Fuerte temblor en Lima. El movimiento fue sentido en el litoral desde el paralelo 10° hasta el 14°. Intensidad de VI -VII (MMI) en Lima.
  - **Sismo del 17 de Octubre de 1966.** A las 16.41 h. Fue uno de los más destructores ocurridos en Lima después del sismo de 1940. Cien personas

muertas. Fue destructor a lo largo de la franja litoral entre Lima y Supe. La intensidad máxima se estimó en VIII (MMI). La aceleración producida en Lima fue de 0.4g. Intensidades: VIII (MMI) en Huacho, Huaura, Chancay, Puente Piedra y Supe; VII (MMI) en Lima y Cajatambo; VI (MMI) en Chimbote y Virú, y V (MMI) en Trujillo.

- **Sismo del 3 de Octubre de 1974.** A las 19.01 h. Sismo en Lima, Mala, Cañete, Chincha y Pisco. Recio temblor que duró cerca de 2 minutos y afectó casas antiguas de adobe y quincha en el área litoral entre 12° y 14°S. En Lima sufrieron daños edificios públicos, iglesias, monumentos históricos, en varios barrios con diferente intensidad entre V y VII (MMI); en locales próximos a cerros y de suelo poco consolidado (La Molina), se observó intensidades VII - IX (MMI) como consecuencia de la amplificación de las vibraciones causadas por el terreno. Se produjeron 78 muertos y 2,550 heridos en Lima; entre Mala y Pisco: 13 muertos y numerosos heridos.
  
- **Sismos registrados desde agosto del 2007 hasta los primeros meses del 2008** con epicentros en Pisco y Lima. Los sismos más significativos en este periodo han sido el sismo del 7 de diciembre del 2007 con  $M_L = 5,8$ , y el sismo del 16 de abril del 2008 con  $M_L=4,0$ , sentido en todo Lima y Callao.

## SALIDAS DEL PROGRAMA RISK

### FUENTES CONTINENTALES

PELIGRO SISMICO COSTA VERDE - MIRAFLORES										
	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F12			
20	0	0								
10	2.00	5.01	5.70	5.99	6.21	6.40	6.55	6.68	6.80	6.91
0.0333		0.0100	0.0050	0.0021		0.0011	0.0005	0.0002		
0.0000										
	6.16	0.65	-1.30	0.51		25.00	0.00	100000.00		
0.00										
7	3	1	1	1	2	2	1			
	0	1.0000	2.8000	7.4000	0.8800	1.2500	40.0000			
	0	1.0000	3.5000	7.4000	0.9800	0.1500	45.0000			
	0	1.0000	2.8000	7.0000	1.2500	1.2500	45.0000			
	0	1.0000	3.5000	7.5000	1.0400	1.0200	40.0000			
	0	1.0000	3.8000	7.3000	0.9800	1.0500	40.0000			
	0	1.0000	3.0000	7.1000	1.0000	6.9600	40.0000			
	0	1.0000	3.0000	7.1000	1.0200	0.9300	45.0000			
	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000			
1										
	-77.50	01.58	-76.92	01.19						
	-79.83	-01.65	-78.90	-02.53						
	-79.96	-02.46	-78.97	-03.43						
	-80.92	-02.96	-80.79	-03.44						
	-78.28	-08.20	-77.86	-08.07						
	-77.21	-10.47	-76.83	-10.23						
	-75.84	-13.87	-74.76	-13.13						
	-73.00	-16.53	-71.41	-14.67						
	-73.00	-16.53	-71.41	-14.37						
	-69.71	-18.67	-68.12	-16.13						
	-76.92	01.19	-76.50	01.00						
	-78.90	-02.53	-77.35	-02.40						
	-79.10	-05.20	-77.00	-04.77						
	-79.10	-05.20	-75.10	-04.33						
	-76.34	-10.67	-74.17	-09.33						
	-74.76	-13.13	-72.48	-11.40						
	-74.76	-13.13	-72.48	-11.40						
	-68.12	-16.13	-67.76	-13.80						
1	1	-77.04	-12.13							



1 PELIGRO SISMICO COSTA VERDE - MIRAFLORES F6 F7 F8 F9 F10 F11 F12

NSTEP = 20 JCALC = 0 JPRNT = 0

LISTA DE INTENS. EXAMINADAS 2.00 5.01 5.70 5.99 6.21 6.40  
 (CONTINUACION) 6.55 6.68 6.80 6.91

RIESGOS DESEADOS .0333 .0100 .0050 .0021 .0011 .0005 .0002  
 .0000

DATOS DE ATENUACION C1 C2 C3 SIGMA RZERO RONE AAA  
 BBB  
 .00 6.16 .65 -1.30 .51 25.00 .00 100000.00

NUMERO DE FUENTES 7

NUMERO DE SUBFUENTES EN FUENTES 3 1 1 1 2 2 1

FUENTE	L/S	COEF	M0	M1	BETA	TASAAN	PROF.
1	0	1.00	2.80	7.40	.8800	1.2500	40.0000
2	0	1.00	3.50	7.40	.9800	.1500	45.0000
3	0	1.00	2.80	7.00	1.2500	1.2500	45.0000
4	0	1.00	3.50	7.50	1.0400	1.0200	40.0000
5	0	1.00	3.80	7.30	.9800	1.0500	40.0000
6	0	1.00	3.00	7.10	1.0000	6.9600	40.0000
7	0	1.00	3.00	7.10	1.0200	.9300	45.0000
(SISM. FONDO)	0	.00	.00	.00	.0000	.0000	.0000

INDICADOR DE COORDENADAS = 1  
 0=CARTESIANAS, 1=GEOGRAFICAS

FUENTE	L/S	COORDENADAS DE SUBFUENTE	X1 X3	Y1 Y3	X2 X4	Y2 Y4
FUENTE 1	1	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-77.50	1.58	-76.92	1.19
FUENTE 1	1	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-79.83	-1.65	-78.90	-2.53
FUENTE 1	1	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-79.96	-2.46	-78.97	-3.43
FUENTE 1	1	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-80.92	-2.96	-80.79	-3.44
FUENTE 2	2	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-78.28	-8.20	-77.86	-8.07
FUENTE 2	2	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-77.21	-10.47	-76.83	-10.23
FUENTE 3	3	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-75.84	-13.87	-74.76	-13.13
FUENTE 3	3	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-73.00	-16.53	-71.41	-14.67
FUENTE 4	4	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-73.00	-16.53	-71.41	-14.37
FUENTE 4	4	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-69.71	-18.67	-68.12	-16.13
FUENTE 5	5	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-76.92	1.19	-76.50	1.00
FUENTE 5	5	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-78.90	-2.53	-77.35	-2.40
FUENTE 5	5	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-79.10	-5.20	-77.00	-4.77
FUENTE 6	6	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-79.10	-5.20	-75.10	-4.33
FUENTE 6	6	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-76.34	-10.67	-74.17	-9.33
FUENTE 6	6	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-74.76	-13.13	-72.48	-11.40

FUENTE	7	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-74.76	-13.13	-72.48	-11.40
FUENTE	7	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-68.12	-16.13	-67.76	-13.80

FUENTE	1	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	49358.1
FUENTE	1	SUBFUENTE	2	AREA EXACTA	11281.4
FUENTE	1	SUBFUENTE	3	AREA EXACTA	14205.3
FUENTE	1			AREA TOTAL	74844.8

FUENTE	2	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	13183.1
FUENTE	2			AREA TOTAL	13183.1

FUENTE	3	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	81703.8
FUENTE	3			AREA TOTAL	81703.8

FUENTE	4	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	128464.6
FUENTE	4			AREA TOTAL	128464.6

FUENTE	5	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	43878.4
FUENTE	5	SUBFUENTE	2	AREA EXACTA	57002.5
FUENTE	5			AREA TOTAL	100880.9

FUENTE	6	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	223026.4
FUENTE	6	SUBFUENTE	2	AREA EXACTA	91586.0
FUENTE	6			AREA TOTAL	314612.4

FUENTE	7	SUBFUENTE	1	AREA EXACTA	181387.4
FUENTE	7			AREA TOTAL	181387.4

RESULTADOS PARA LUGAR            -77.04       -12.13

INTENSIDAD:	2.00	5.01	5.70	5.99	6.21	6.40	6.55	6.68	6.80	6.91
ANTILOG(INTENSIDAD):	7.39	149.90	298.87	399.41	497.70	601.85	699.24	796.32	897.85	1002.25
TOD. FUENTES E (NO/AÑO):	.945E+02	.379E-05	.213E-07	.162E-08	.190E-09	.221E-10	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00
TODAS FUENTES RIESGO:	.100E+01	.381E-05	.000E+00							

RIESGOS:	.03330	.01000	.00500	.00210	.00110	.00050	.00020
INTENSIDAD:	2.82	3.11	3.28	3.49	3.64	3.83	4.05
ANTILOG(INTENSIDAD):	16.79	22.44	26.53	32.70	38.23	46.23	57.67

FIN DEL PROBLEMA

1 PELIGRO SISMICO COSTA VERDE- MIRAFLORES F1 F2 F3 F4 F5 F13  
 F14 F15 F16 F17 F18 F19 F20

NSTEP = 20 JCALC = 0 JPRNT = 0

LISTA DE INTENS. EXAMINADAS 2.00 5.01 5.70 5.99 6.21 6.40  
 (CONTINUACION) 6.55 6.68 6.80 6.91

RIESGOS DESEADOS .0333 .0100 .0050 .0021 .0011 .0005 .0002  
 .0000

DATOS DE ATENUACION C1 C2 C3 SIGMA RZERO RONE AAA  
 BBB 4.23 .80 -1.00 .70 25.00 .00 100000.00  
 .00

NUMERO DE FUENTES 13

NUMERO DE SUBFUENTES EN FUENTES 2 2 1 1 2 2 2 1 1 2  
 (CONTINUACION DE SUBFUENTES) 2 1 1

FUENTE	L/S	COEF	M0	M1	BETA	TASA/AN	PROF.
1	0	1.00	3.00	8.10	.8000	1.6200	40.0000
2	0	1.00	4.50	7.90	1.3700	1.6300	40.0000
3	0	1.00	3.50	8.00	1.1100	6.7900	40.0000
4	0	1.00	4.00	8.20	1.2400	2.8800	40.0000
5	0	1.00	4.00	8.20	1.2100	2.9700	40.0000
6	0	1.00	3.00	6.90	1.0800	.9800	125.0000
7	0	1.00	3.50	6.50	1.0900	.9600	130.0000
8	0	1.00	3.80	7.20	1.0000	1.5100	130.0000
9	0	1.00	4.00	7.20	1.4100	2.5200	115.0000
10	0	1.00	4.80	7.50	1.5900	4.2600	130.0000
11	0	1.00	3.50	7.50	.9300	3.8300	155.0000
12	0	1.00	4.30	7.00	1.3100	1.9900	160.0000
13	0	1.00	4.50	7.50	.8400	.6200	580.0000
(SISM. FONDO)	0	.00	.00	.00	.0000	.0000	.0000

INDICADOR DE COORDENADAS = 1  
 0=CARTESIANAS, 1=GEOGRAFICAS

FUENTE	COORDENADAS DE SUBFUENTE	X1 X3	Y1 Y3	X2 X4	Y2 Y4
FUENTE 1	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-80.29	2.00	-78.32	2.00
FUENTE 1	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-81.39	-.97	-79.65	-1.21
FUENTE 1	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-81.52	-2.39	-80.19	-2.50
FUENTE 2	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-82.00	-3.39	-80.17	-3.45
FUENTE 2	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-82.00	-6.83	-80.67	-5.42
FUENTE 2	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-81.17	-9.00	-79.27	-7.90
FUENTE 3	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-81.17	-9.00	-79.27	-7.90
FUENTE 3	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87
FUENTE 4	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-77.00	-14.80	-75.84	-13.87
FUENTE 4	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-74.16	-17.87	-73.00	-16.53
FUENTE 5	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-74.16	-17.87	-73.00	-16.53

FUENTE	5	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-71.85	-19.87	-69.21	-19.00
FUENTE	5	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-71.85	-22.00	-69.21	-22.00
FUENTE	6	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-78.73	2.00	-76.00	1.82
FUENTE	6	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-81.00	-.67	-79.59	-2.55
FUENTE	6	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-81.00	-3.07	-79.20	-3.07
FUENTE	7	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-81.00	-3.07	-79.20	-3.07
FUENTE	7	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-81.93	-5.73	-78.60	-4.00
FUENTE	7	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-79.80	-8.13	-77.17	-6.53
FUENTE	8	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-79.80	-8.13	-77.17	-6.53
FUENTE	8	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-76.38	-14.30	-73.86	-12.46
FUENTE	9	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-76.38	-14.30	-73.86	-12.46
FUENTE	9	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40
FUENTE	10	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-73.28	-16.87	-71.21	-14.40
FUENTE	10	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-70.86	-18.80	-68.93	-15.73
FUENTE	10	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-70.38	-22.00	-67.98	-22.00
FUENTE	11	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-79.59	-2.55	-77.50	-.73
FUENTE	11	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-78.60	-4.00	-75.51	-2.06
FUENTE	11	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-77.17	-6.53	-75.27	-5.33
FUENTE	12	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-77.17	-6.53	-75.27	-5.33
FUENTE	12	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-73.86	-12.46	-72.03	-11.13
FUENTE	13	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-72.31	-6.67	-71.00	-6.33
FUENTE	13	COORDENADAS DE SUBFUENTE	-71.14	-11.30	-69.69	-10.93
FUENTE	1	SUBFUENTE 1 AREA EXACTA	72672.0			
FUENTE	1	SUBFUENTE 2 AREA EXACTA	26429.0			
FUENTE	1	AREA TOTAL	99101.1			
FUENTE	2	SUBFUENTE 1 AREA EXACTA	50581.4			
FUENTE	2	SUBFUENTE 2 AREA EXACTA	63213.4			
FUENTE	2	AREA TOTAL	113794.9			
FUENTE	3	SUBFUENTE 1 AREA EXACTA	155885.0			
FUENTE	3	AREA TOTAL	155885.0			
FUENTE	4	SUBFUENTE 1 AREA EXACTA	77900.9			
FUENTE	4	AREA TOTAL	77900.9			
FUENTE	5	SUBFUENTE 1 AREA EXACTA	89404.0			
FUENTE	5	SUBFUENTE 2 AREA EXACTA	78312.1			

FUENTE	5		AREA TOTAL	167716.1
FUENTE	6	SUBFUENTE 1	AREA EXACTA	127405.3
FUENTE	6	SUBFUENTE 2	AREA EXACTA	20681.6
FUENTE	6		AREA TOTAL	148086.8
FUENTE	7	SUBFUENTE 1	AREA EXACTA	5500.6
FUENTE	7	SUBFUENTE 2	AREA EXACTA	126747.6
FUENTE	7		AREA TOTAL	181778.2
FUENTE	8	SUBFUENTE 1	AREA EXACTA	259880.0
FUENTE	8		AREA TOTAL	259880.0
FUENTE	9	SUBFUENTE 1	AREA EXACTA	136109.9
FUENTE	9		AREA TOTAL	136109.9
FUENTE	10	SUBFUENTE 1	AREA EXACTA	115848.7
FUENTE	10	SUBFUENTE 2	AREA EXACTA	132162.7
FUENTE	10		AREA TOTAL	248011.4
FUENTE	11	SUBFUENTE 1	AREA EXACTA	79081.9
FUENTE	11	SUBFUENTE 2	AREA EXACTA	10348.2
FUENTE	11		AREA TOTAL	184430.0
FUENTE	12	SUBFUENTE 1	AREA EXACTA	184241.2
FUENTE	12		AREA TOTAL	184241.2
FUENTE	13	SUBFUENTE 1	AREA EXACTA	83194.5
FUENTE	13		AREA TOTAL	83194.5

RESULTADOS PARA LUGAR            -77.04    -12.13

INTENSIDAD:	2.00	5.01	5.70	5.99	6.21	6.40	6.55	6.68	6.80	6.91
ANTILOG(INTENSIDAD):	7.39	149.90	298.87	399.41	497.70	601.85	699.24	796.32	897.85	1002.25
TOD. FUENTES E(NO/AÑO):	.162E+05	.150E+00	.101E-01	.323E-02	.134E-02	.627E-03	.341E-03	.200E-03	.122E-03	.771E-04
TODAS FUENTES RIESGO:	.100E+01	.139E+00	.101E-01	.322E-02	.134E-02	.627E-03	.341E-03	.200E-03	.122E-03	.771E-04
RIESGOS:	.03330	.01000	.00500	.00210	.00110	.00050	.00020			
INTENSIDAD:	5.39	5.70	5.88	6.10	6.26	6.46	6.68			
ANTILOG(INTENSIDAD):	218.27	299.34	357.09	444.80	523.17	636.38	796.75			

FIN DEL PROBLEMA

1 PELIGRO SISMICO COSTA VERDE - MIRAFLORES - (aceleraciones)

NO. DE FUENTES	2 NO. DE PUNTOS		1			
INTENSIDADES:	2.00	5.01	5.70	5.99	6.21	6.40
	6.55	6.68	6.80	6.91		
RIESGOS:	.03330	.0000	.00500	.00210	.00110	.00110
	.00050	.00020				

RESULTADOS PARA LUGAR -77.04 -12.13

INTENSIDAD:	2.00	5.01	5.70	5.99	6.21	6.40	6.55	6.68	6.80	6.91
ANTILOG(INTENSIDAD):	7.39	149.90	298.87	399.41	497.70	601.85	699.24	796.32	897.85	1002.25
TOD. FUENTES E(NO/AÑO):	.945E+02	.379E-05	.213E-07	.162E-08	.190E-09	.221E-10	.000E+00	.000E+00	.000E+00	.000E+00
TODAS FUENTES RIESGO:	.100E+01	.381E-05	.000E+00							
RIESGOS:	.03330	.01000	.00500	.00210	.00110	.00050	.00020			
INTENSIDAD:	2.82	3.11	3.28	3.49	3.64	3.83	4.05			
ANTILOG(INTENSIDAD):	16.79	22.44	26.53	32.70	38.23	46.23	57.67			

RESULTADOS PARA LUGAR -77.04 -12.13

INTENSIDAD:	2.00	5.01	5.70	5.99	6.21	6.40	6.55	6.68	6.80	6.91
ANTILOG(INTENSIDAD):	7.39	149.90	298.87	399.41	497.70	601.85	699.24	796.32	897.85	1002.25
TOD. FUENTES E(NO/AÑO):	.162E+05	.150E+00	.101E-01	.323E-02	.134E-02	.627E-03	.341E-03	.200E-03	.122E-03	.771E-04
TODAS FUENTES RIESGO:	.100E+01	.139E+00	.101E-01	.322E-02	.134E-02	.627E-03	.341E-03	.200E-03	.122E-03	.771E-04
RIESGOS:	.03330	.01000	.00500	.00210	.00110	.00050	.00020			
INTENSIDAD:	5.39	5.70	5.88	6.10	6.26	6.46	6.68			
ANTILOG(INTENSIDAD):	218.27	299.34	357.09	444.80	523.17	636.38	796.75			

FIN DEL PROBLEMA

—

1 PELIGRO SISMICO COSTA VERDE - MIRAFLORES - (aceleraciones)

RESULTADOS PARA LUGAR -77.04 -12.13

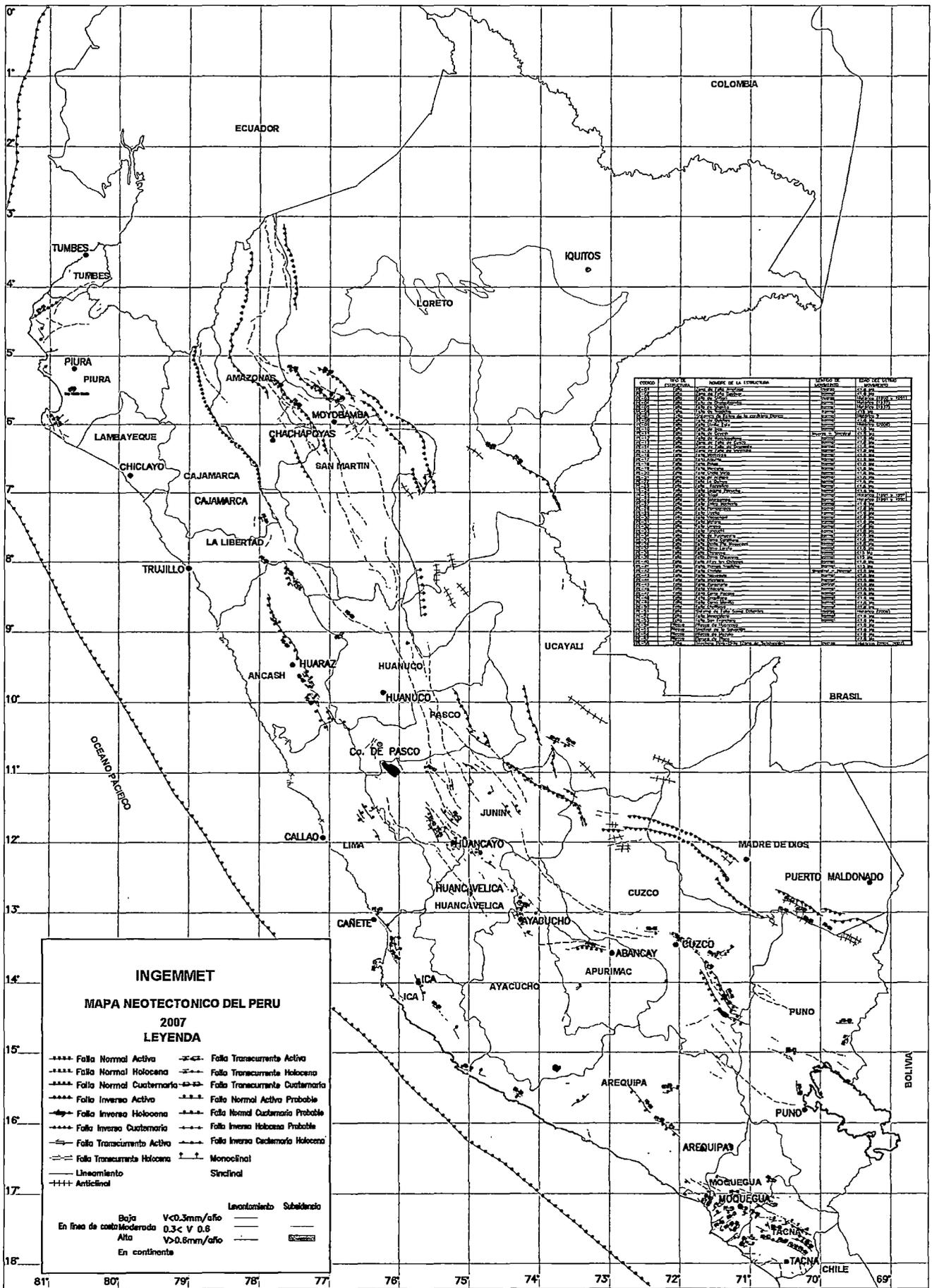
INTENSIDAD: 2.00 5.01 5.70 5.99 6.21 6.40 6.55 6.68 6.80 6.91  
ANTILOG(INTENSIDAD): 7.39 149.90 298.87 399.41 497.70 601.85 699.24 796.32 897.85 1002.25  
TOD. FUENTES E(NO/AÑO): .163E+05 .150E+00 .101E-01 .323E-02 .134E-02 .627E-03 .341E-03 .200E-03 .122E-03 .771E-04  
TODAS FUENTES RIESGO: .100E+01 .139E+00 .100E-01 .322E-02 .134E-02 .627E-03 .341E-03 .200E-03 .122E-03 .771E-04

RIESGOS: .03330 .01000 .00500 .00210 .00110 .00050 .00020  
INTENSIDAD: 5.39 5.70 5.88 6.10 6.26 6.46 6.68  
ANTILOG(INTENSIDAD): 218.23 299.24 357.13 444.69 522.81 636.30 796.29

FIN DEL PROBLEMA

## ANEXO A-04: MAPAS Y PLANOS

## **GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA**



COORD. GEOGR.	TIPO DE FALLA	NOMBRE DE LA ESTRUCTURA	LENGUAJE DE DESCRIPCION	ESTADO DE LA ESTRUCTURA
10° 00' S 78° 00' W	Falla Normal Activa	Falla de Tumbes	...	Activa
10° 15' S 77° 45' W	Falla Normal Activa	Falla de Piura	...	Activa
10° 30' S 77° 30' W	Falla Normal Activa	Falla de Chiclayo	...	Activa
10° 45' S 77° 15' W	Falla Normal Activa	Falla de Trujillo	...	Activa
11° 00' S 77° 00' W	Falla Normal Activa	Falla de Huaraz	...	Activa
11° 15' S 76° 45' W	Falla Normal Activa	Falla de Huanuco	...	Activa
11° 30' S 76° 30' W	Falla Normal Activa	Falla de Pasco	...	Activa
11° 45' S 76° 15' W	Falla Normal Activa	Falla de Junin	...	Activa
12° 00' S 76° 00' W	Falla Normal Activa	Falla de Huancayo	...	Activa
12° 15' S 75° 45' W	Falla Normal Activa	Falla de Huancavelica	...	Activa
12° 30' S 75° 30' W	Falla Normal Activa	Falla de Ayacucho	...	Activa
12° 45' S 75° 15' W	Falla Normal Activa	Falla de Apurimac	...	Activa
13° 00' S 75° 00' W	Falla Normal Activa	Falla de Arequipa	...	Activa
13° 15' S 74° 45' W	Falla Normal Activa	Falla de Puno	...	Activa
13° 30' S 74° 30' W	Falla Normal Activa	Falla de Tacna	...	Activa



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

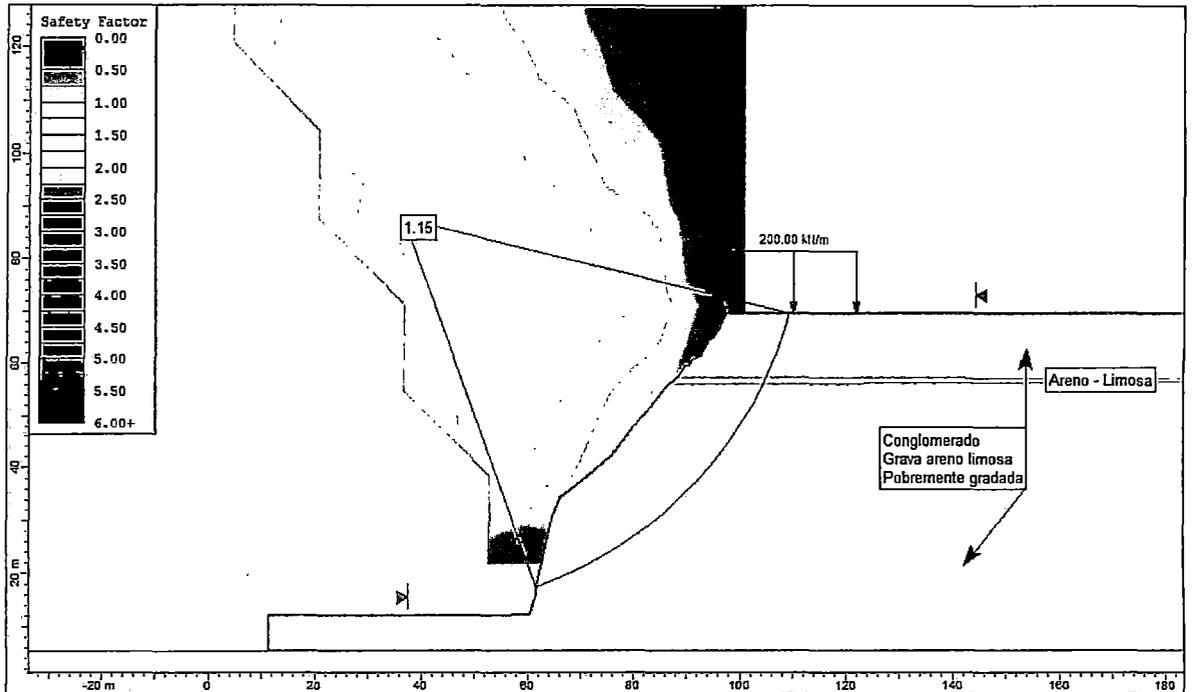
PROYECTO: CONSIDERACIONES SOBRE EL ACANTILADO DE MIRAFLORES ANTE LA CARGA DE LAS EDIFICACIONES		PLANO:	
FECHA: JULIO - 2009	FECHA: 1/10000	ELABORO: LUIS CHAHUA	REVISO: Ing. A.M.V. Dr. Z.A.B.

**PS-05**

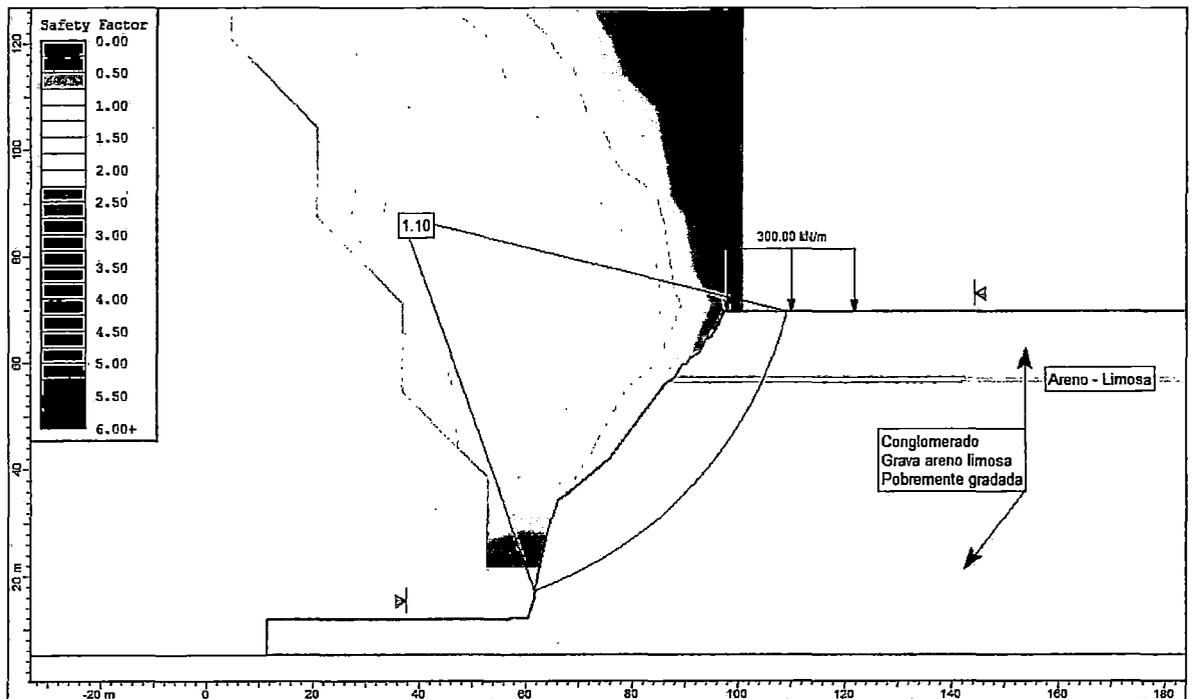
## **ANEXO A-05: ANÁLISIS DE ESTABILIDAD**

## ANÁLISIS ESTÁTICO

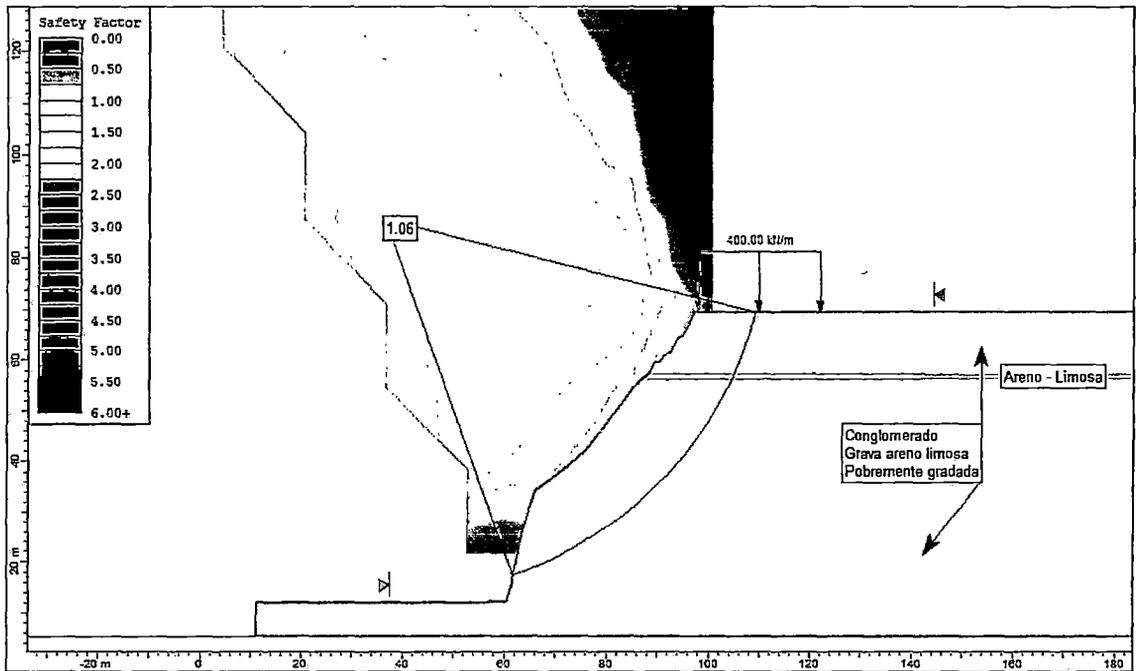
### PERFIL P-1: MALECON DE LA MARINA



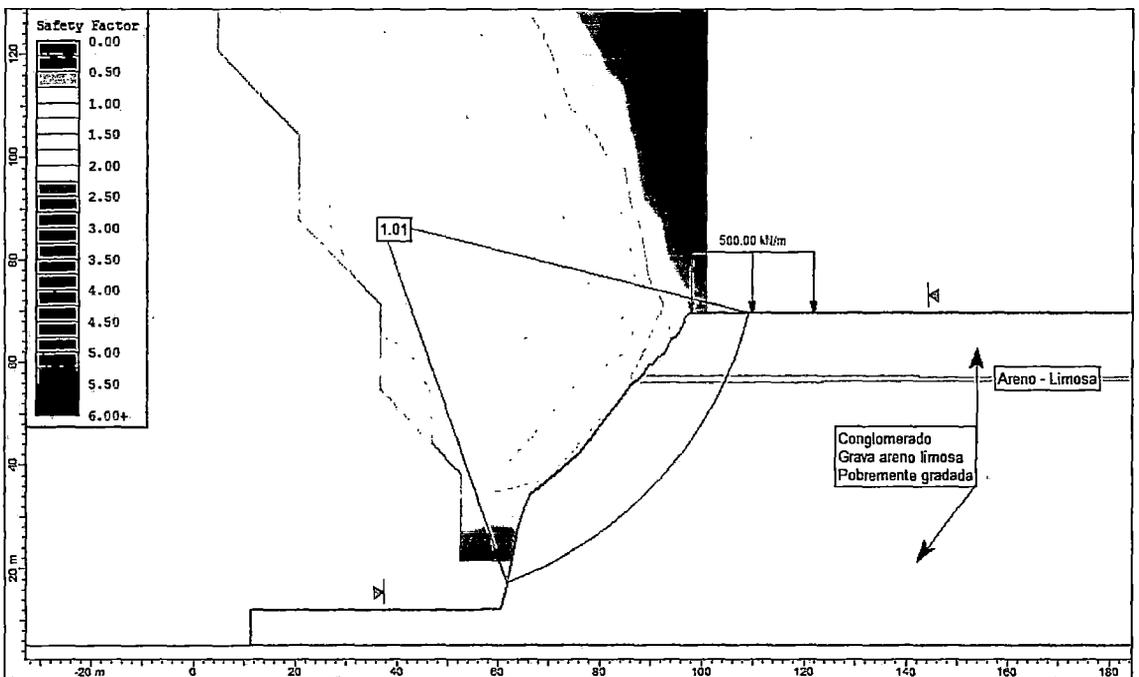
CARGA DE 200 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.15



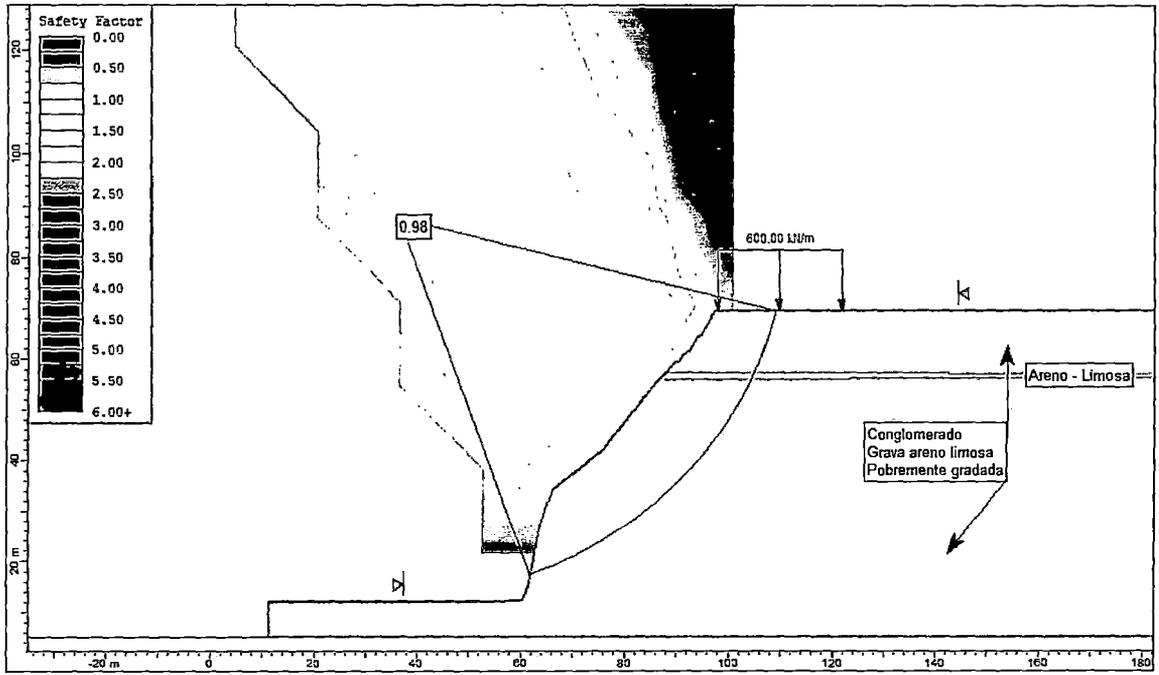
CARGA DE 300 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.10



CARGA DE 400 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.06



CARGA DE 500 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.01



CARGA DE 600 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 0.98

## ANALISIS DE CARGA CON EL FACTOR DE SEGURIDAD

Perfil de Análisis: P-1

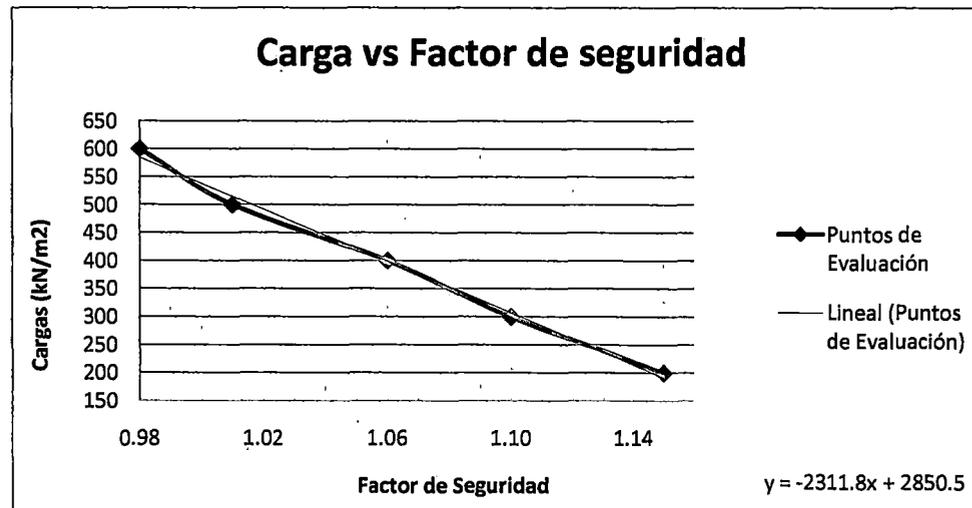
Ubicación: Malecon de la Marina

Realizado: L.C.C

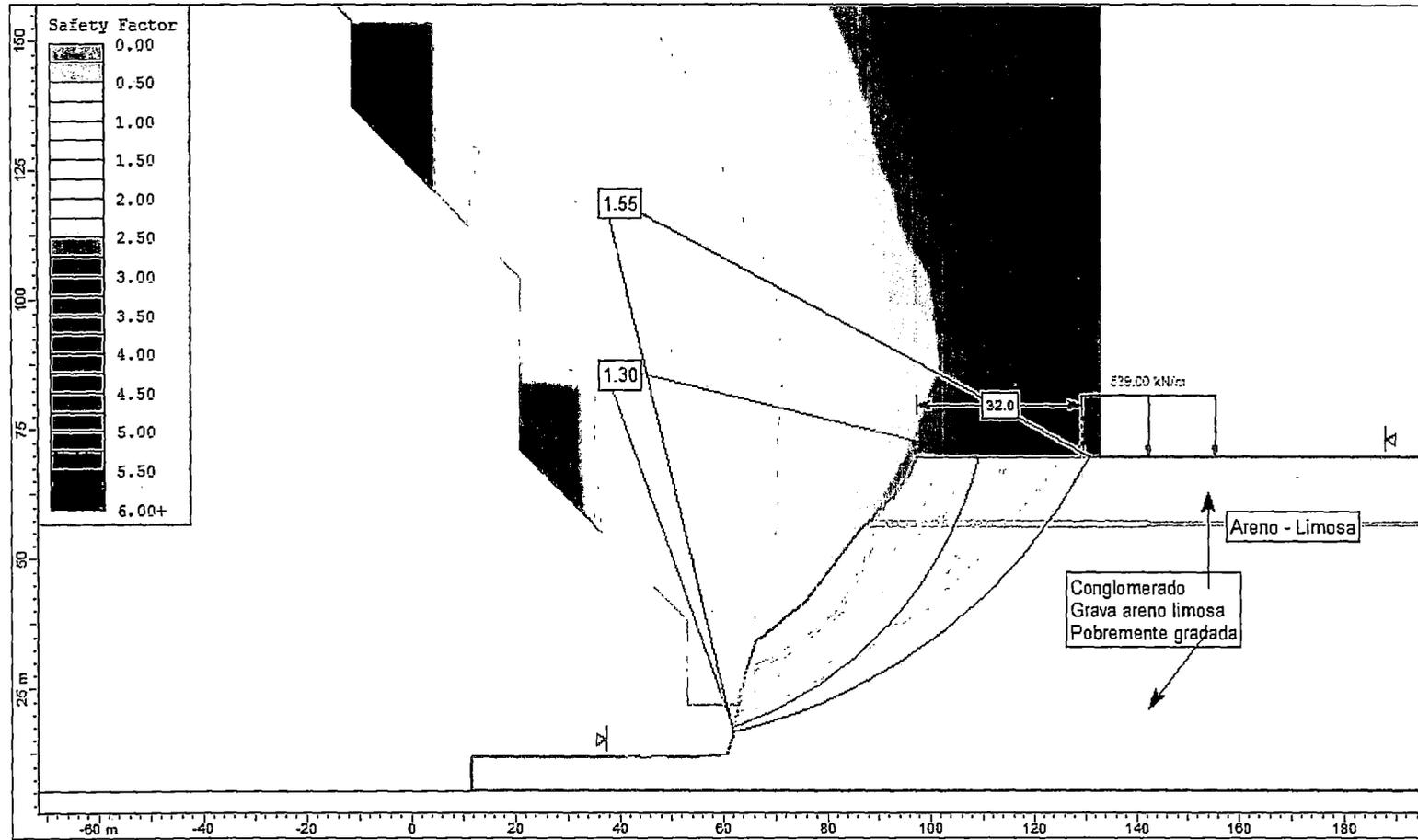
Revisado: A.M.V/Z.A.B.

Carga (kN/m <sup>2</sup> )	F.S.
200	1.15
300	1.10
400	1.06
500	1.01
600	0.98

F.S	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	539

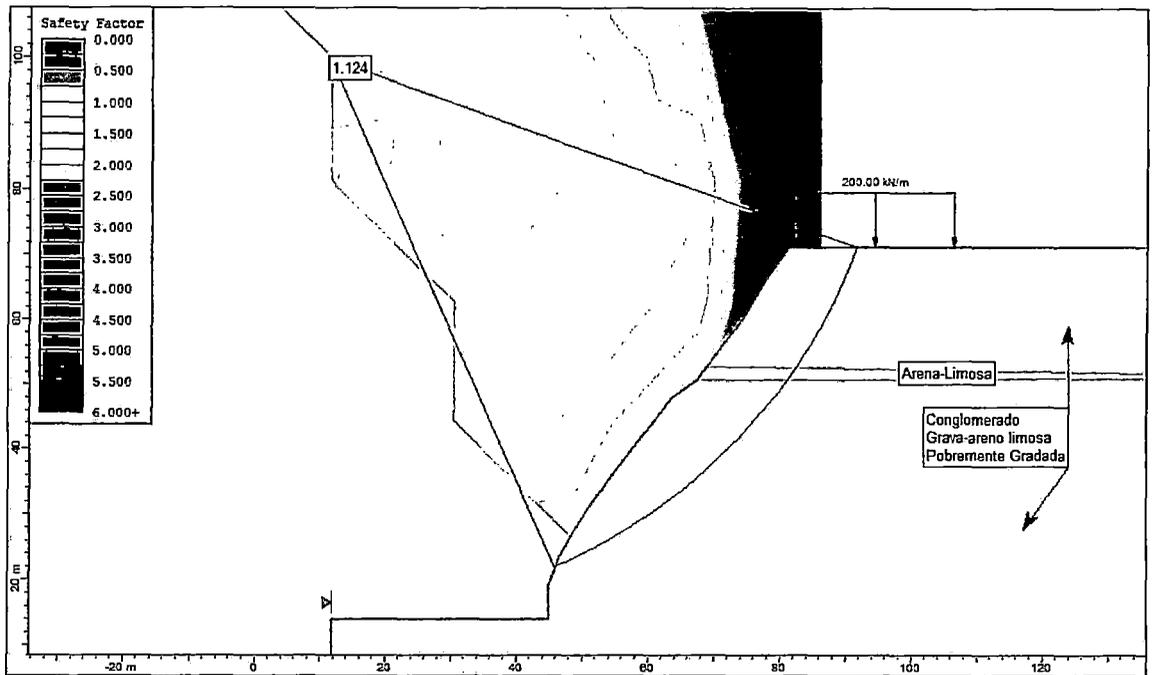


### DETERMINACION DE ALEJAMIENTO ADECUADO MEDIANTE ANALISIS ESTATICO

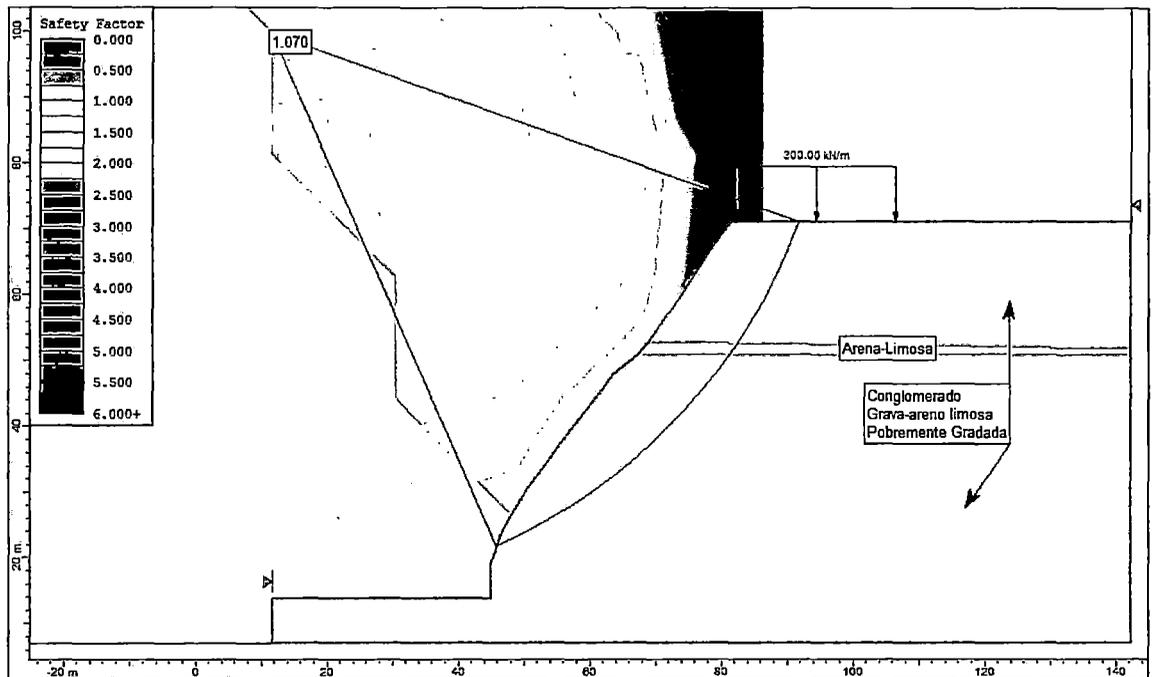


Distancia de 32.00 m  $\rightarrow$  F.S.  $\geq$  1.50

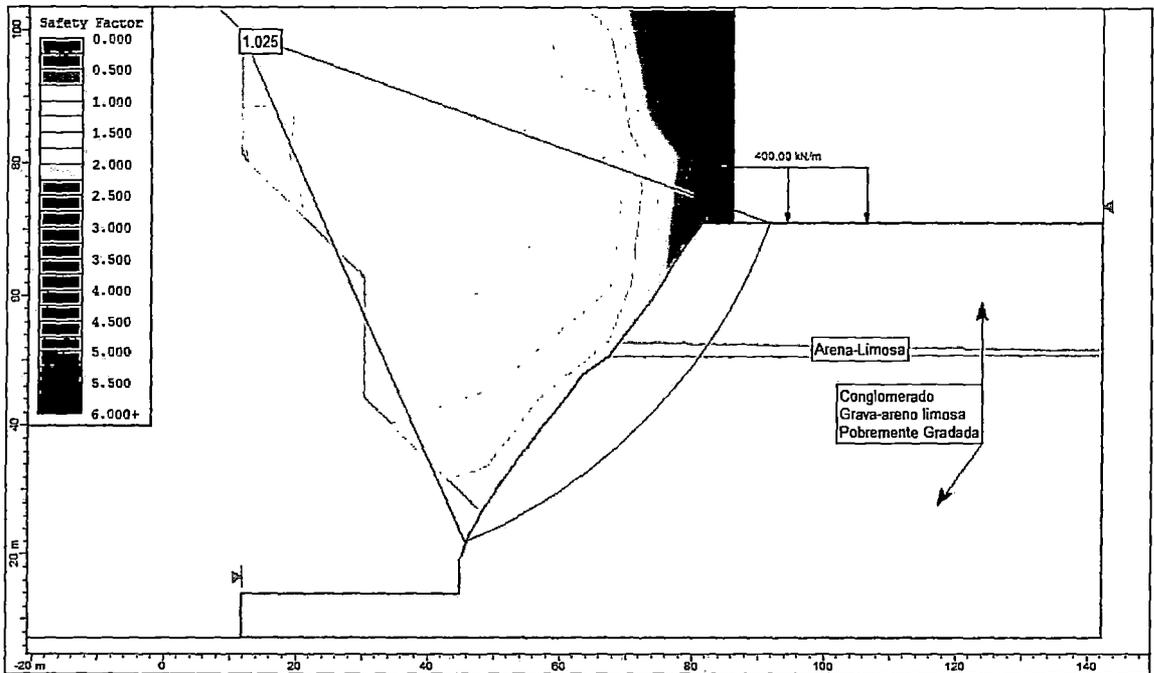
### PERFIL P-2: PARQUE MARIA REICHE



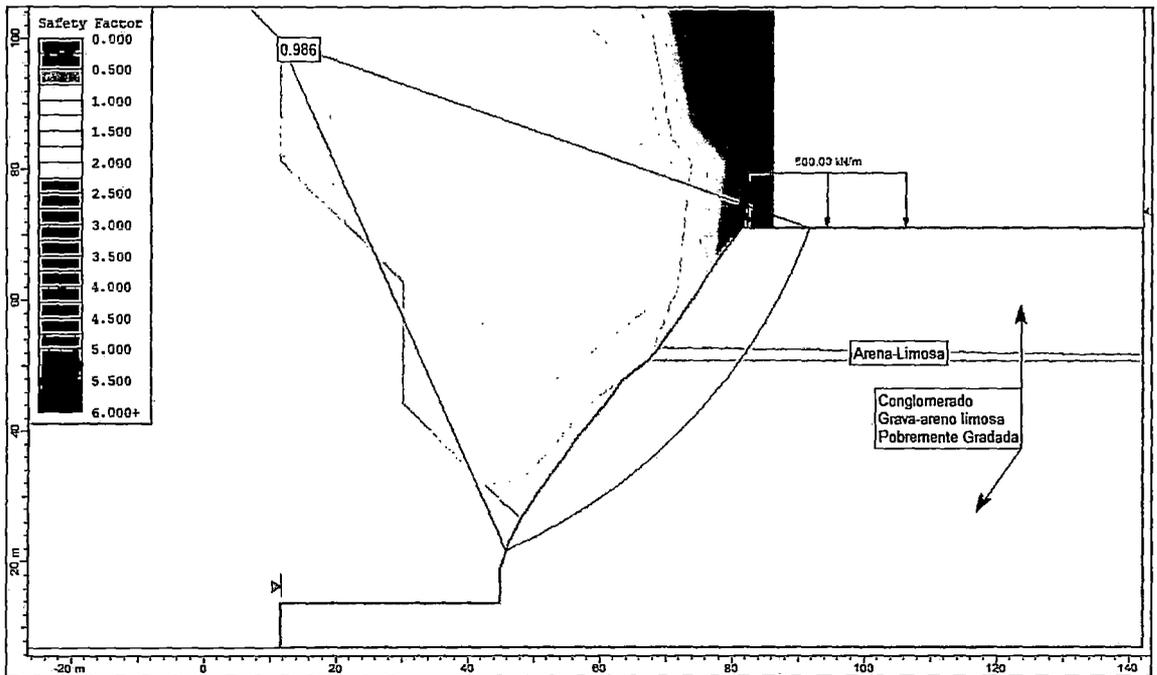
CARGA DE 200 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.12



CARGA DE 300 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.07



CARGA DE 400 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.03



CARGA DE 500 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 0.98

## ANALISIS DE CARGA CON EL FACTOR DE SEGURIDAD

Perfil de Análisis: P-2

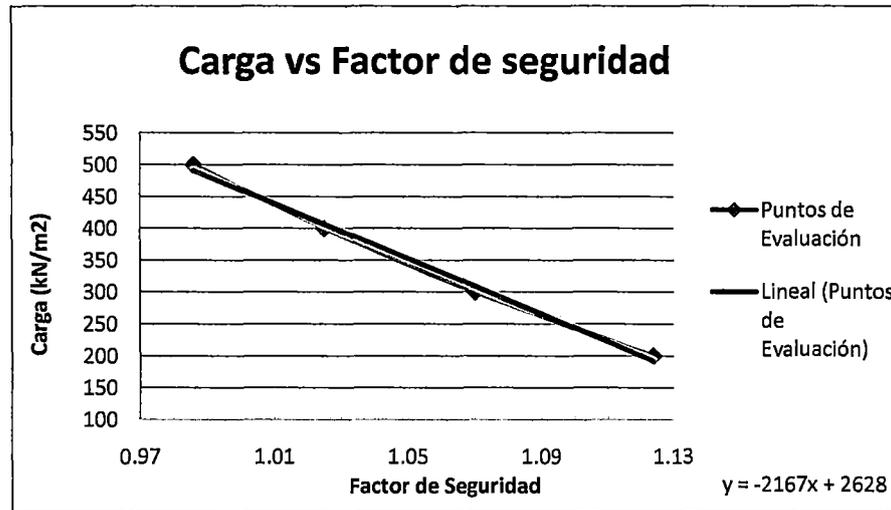
Ubicación: Parque Maria Reiche

Realizado: L.C.C

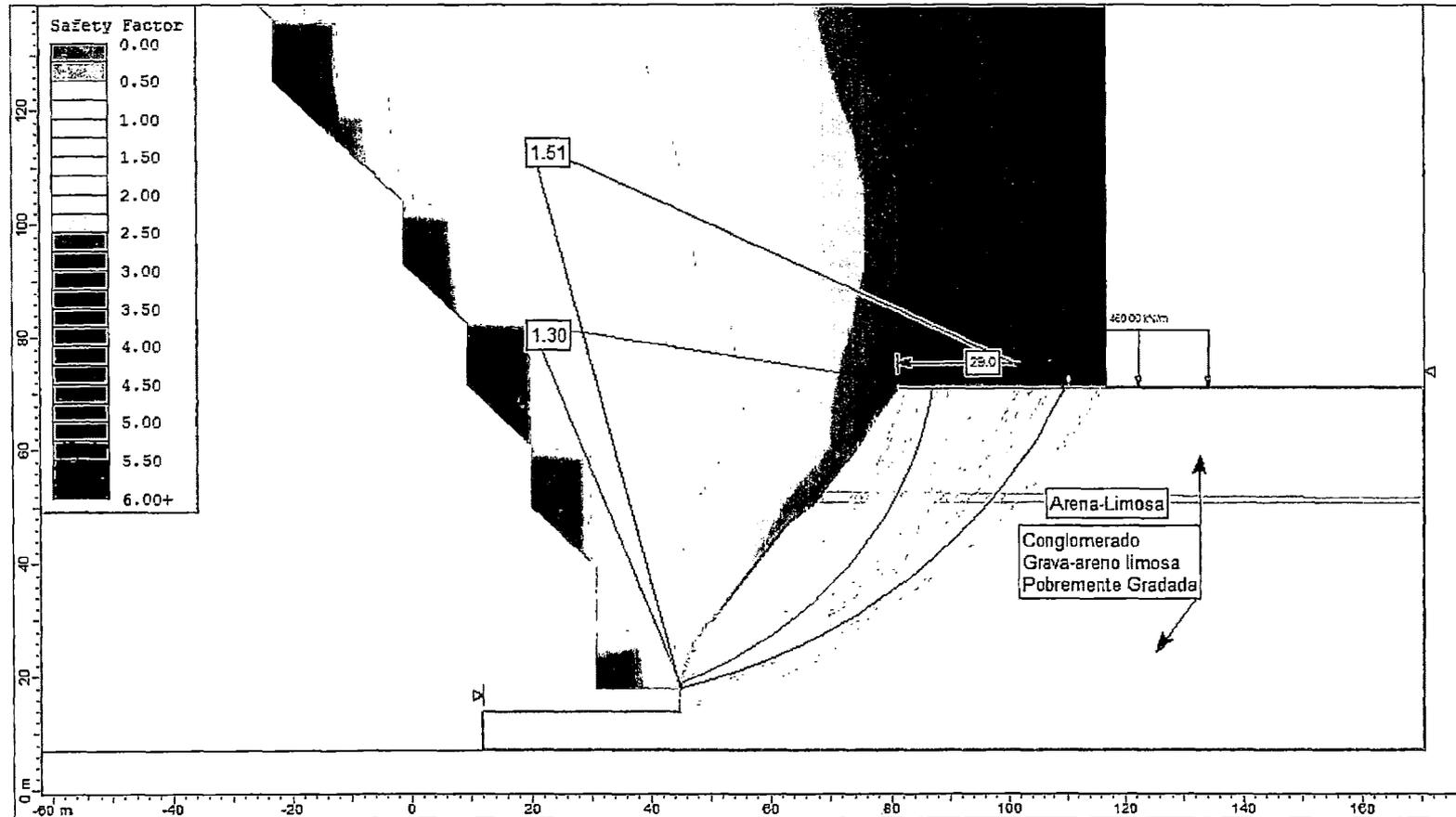
Revisado: A.M.V

Carga (kN/m <sup>2</sup> )	F.S.
200	1.124
300	1.070
400	1.025
500	0.986

F.S	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	450

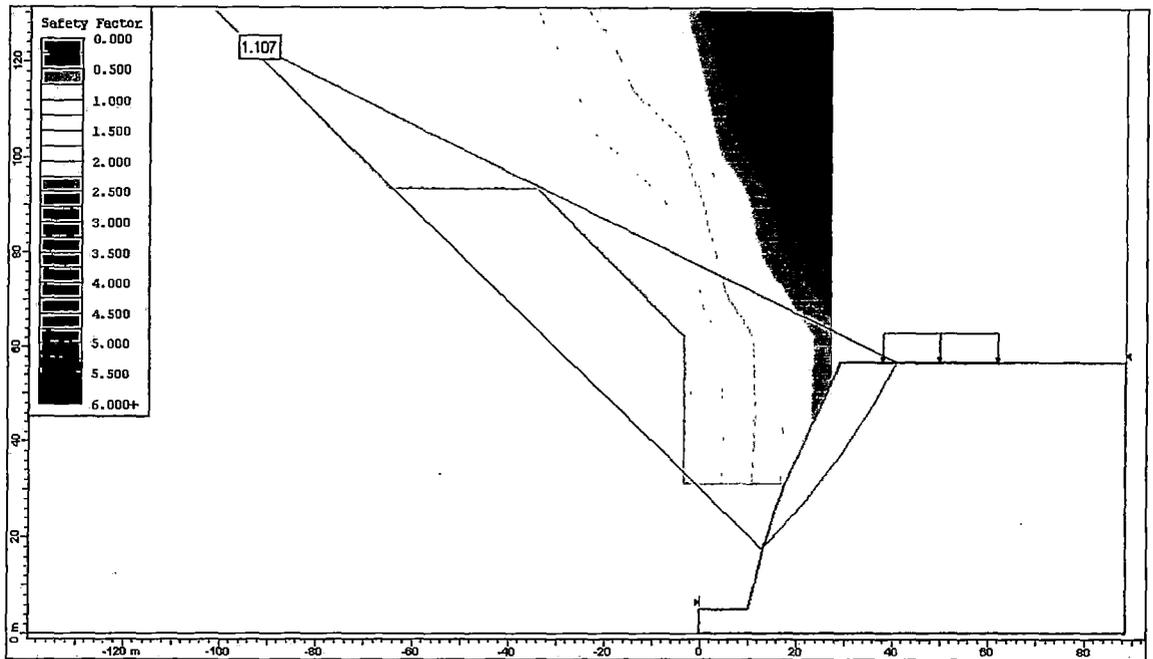


### DETERMINACION DE ALEJAMIENTO ADECUADO MEDIANTE ANALISIS ESTATICO

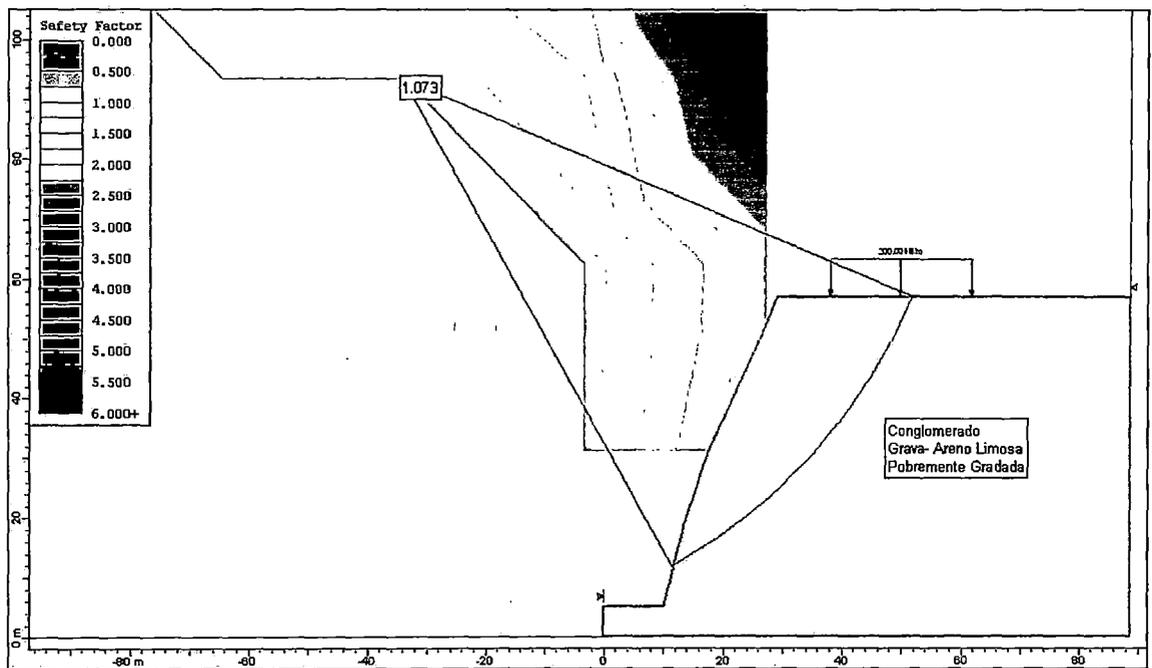


Distancia de 29.00 m  $\rightarrow$  F.S.  $\geq$  1.50

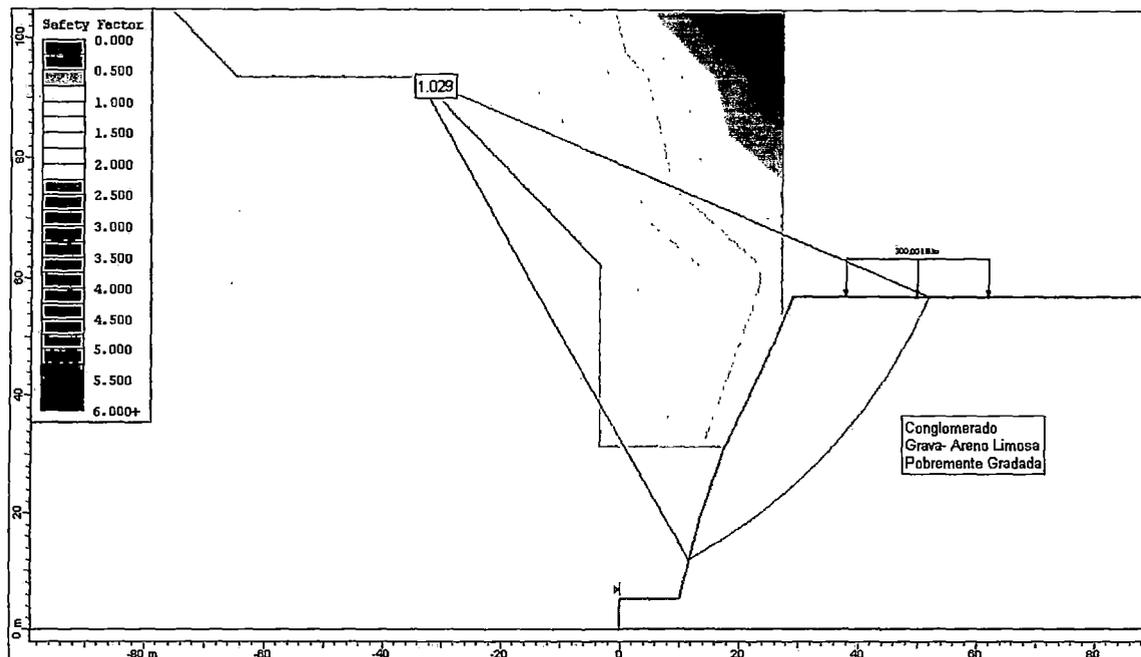
### P-3 FRENTE A CLUB WAIKIKI



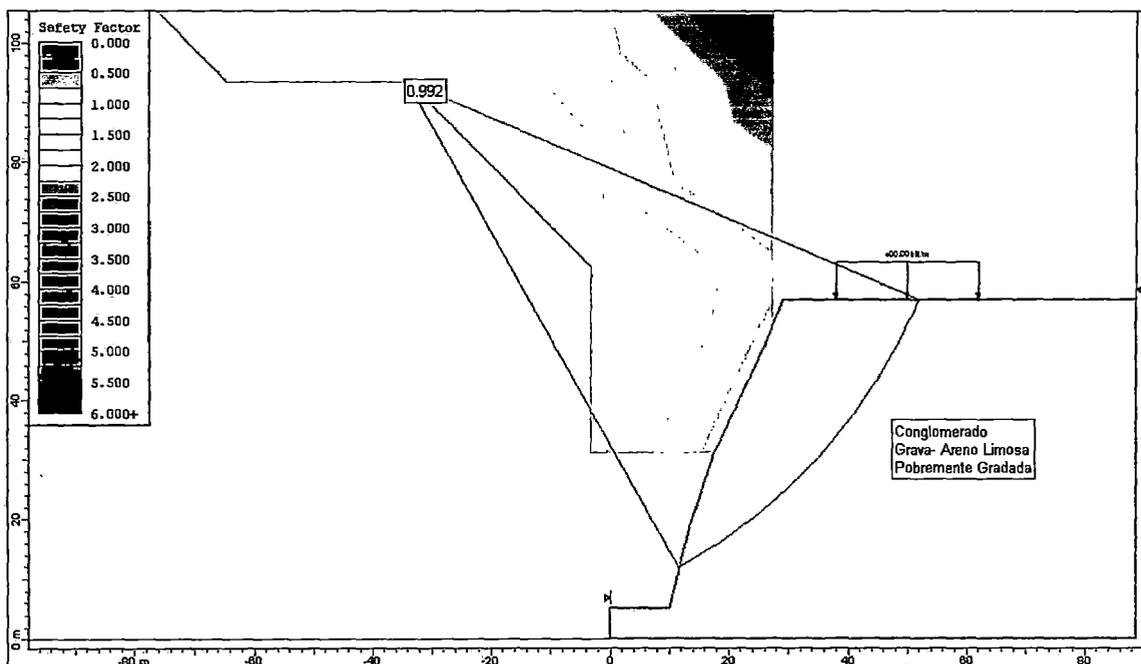
CARGA DE 100 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.107



CARGA DE 200 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.073



CARGA DE 300 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.029



CARGA DE 400 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 0.992

## ANALISIS DE CARGA CON EL FACTOR DE SEGURIDAD

Perfil de Análisis: P-3

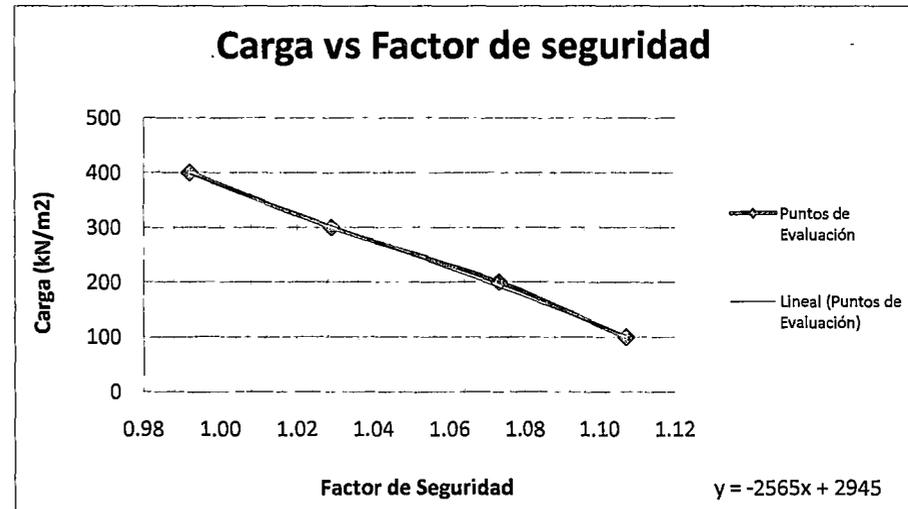
Ubicación: Frente a Club Waikiki

Realizado: L.C.C

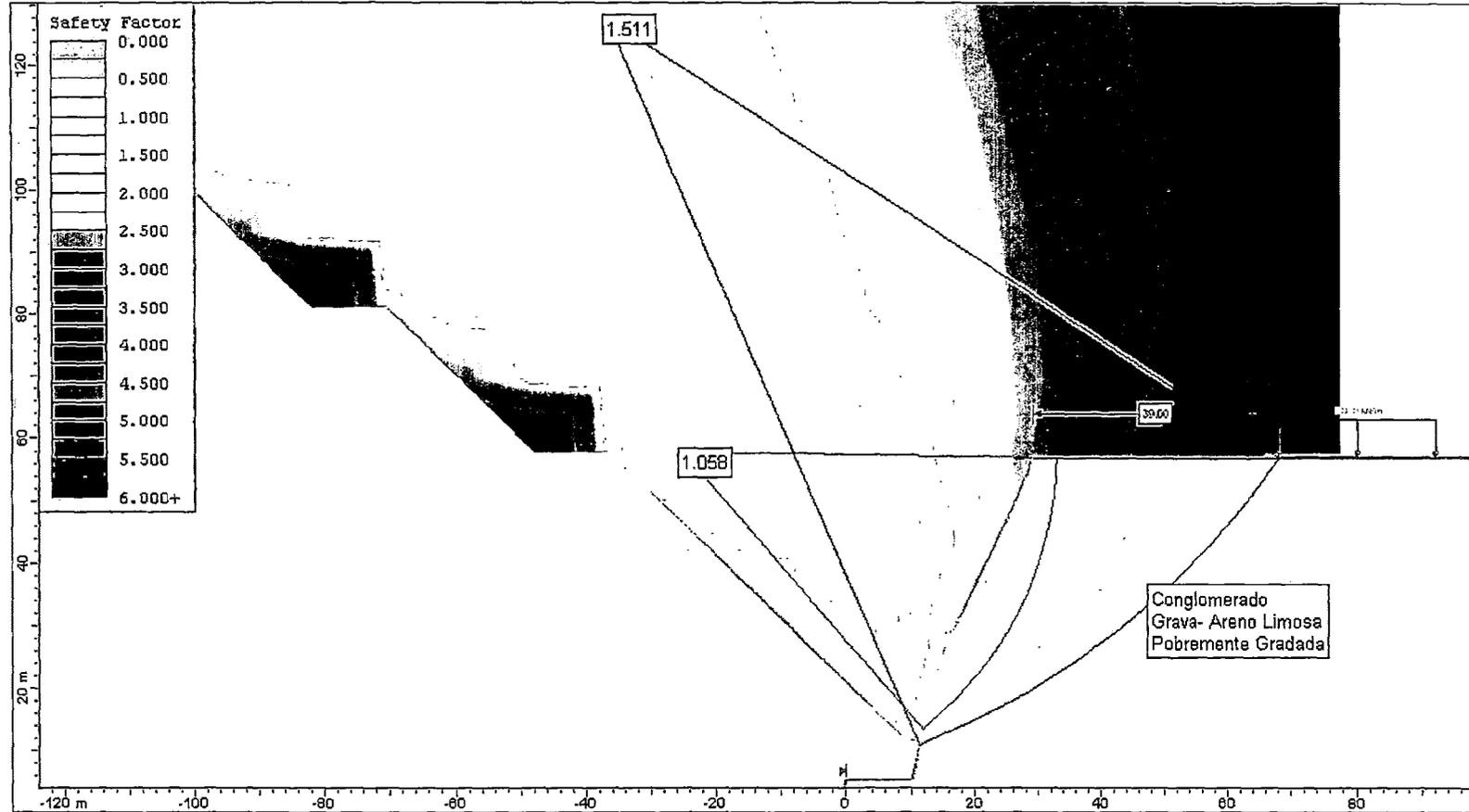
Revisado: A.M.V

Carga(kN/m <sup>2</sup> )	F.S.
100	1.107
200	1.073
300	1.029
400	0.992

F.S	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	380

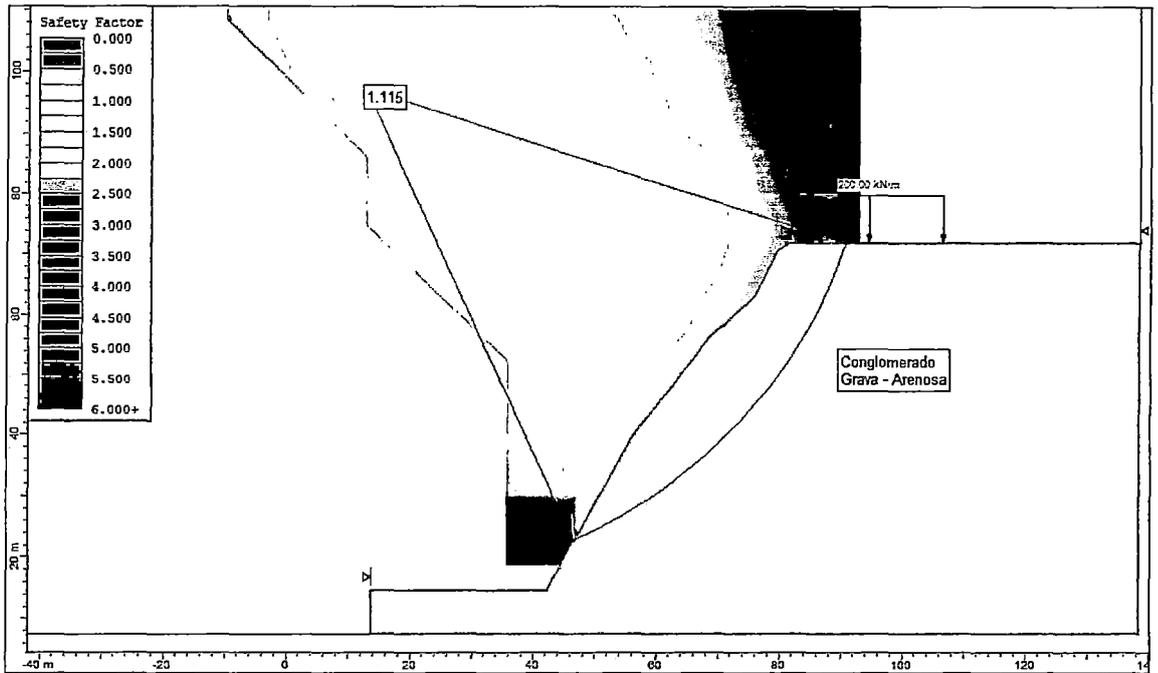


### DETERMINACION DE ALEJAMIENTO ADECUADO MEDIANTE ANALISIS ESTATICO

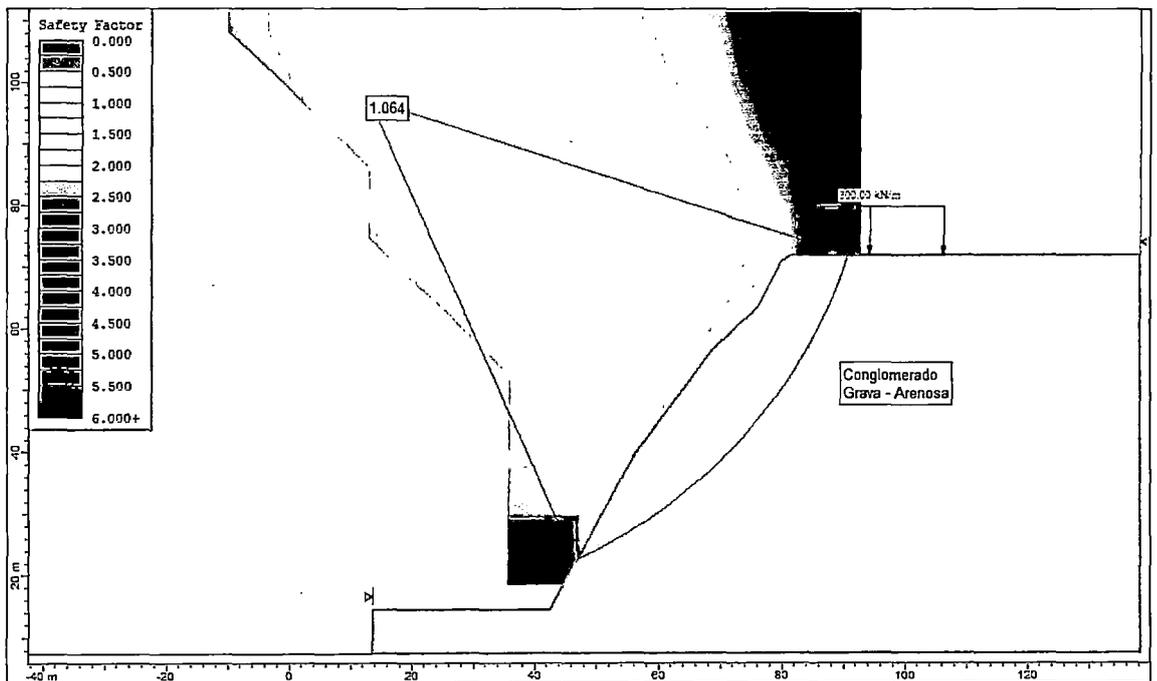


Distancia de 39.00 m → F.S. ≥ 1.50

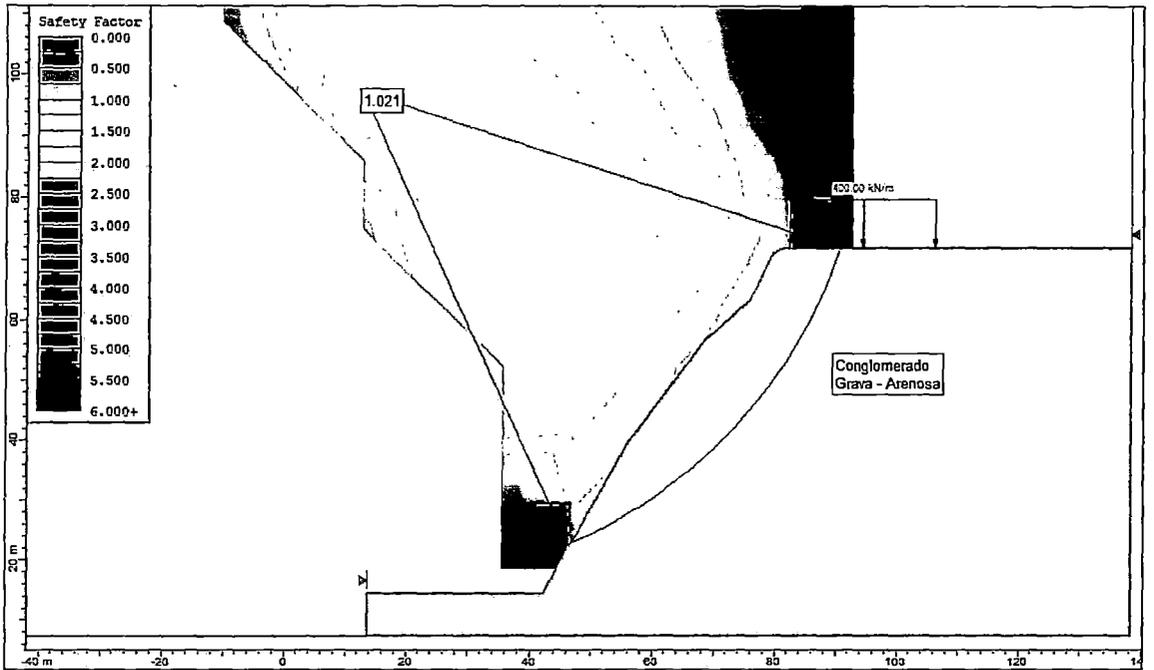
### P-4 PARQUE GRAU



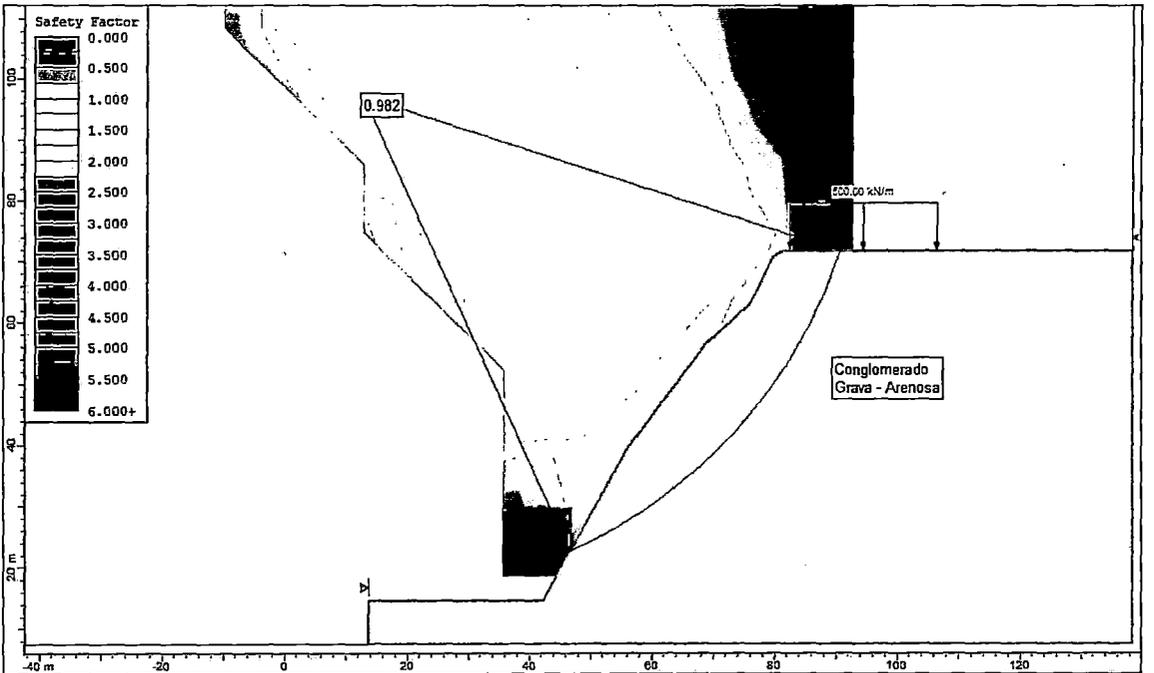
CARGA DE 200 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.12



CARGA DE 300 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.06



CARGA DE 400 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.02



CARGA DE 500 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 0.98

## ANALISIS DE CARGA CON EL FACTOR DE SEGURIDAD

Perfil de Análisis: P-4

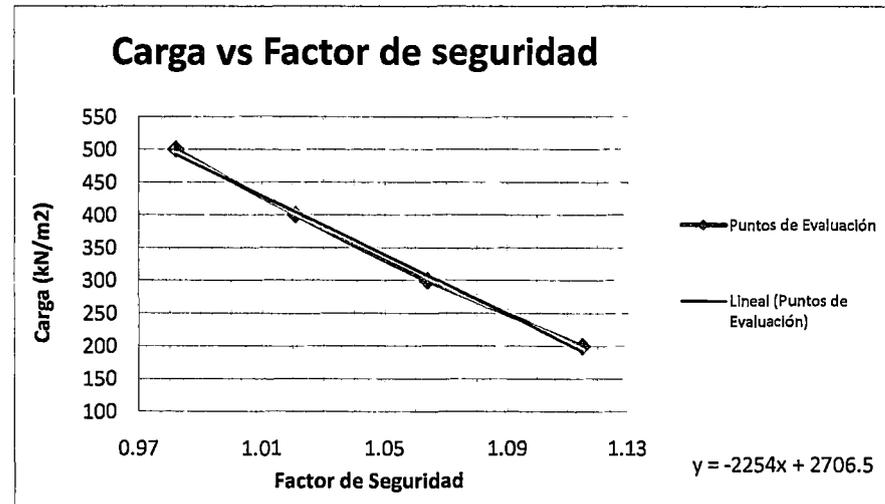
Ubicación: Parque Miguel Grau

Realizado: L.C.C

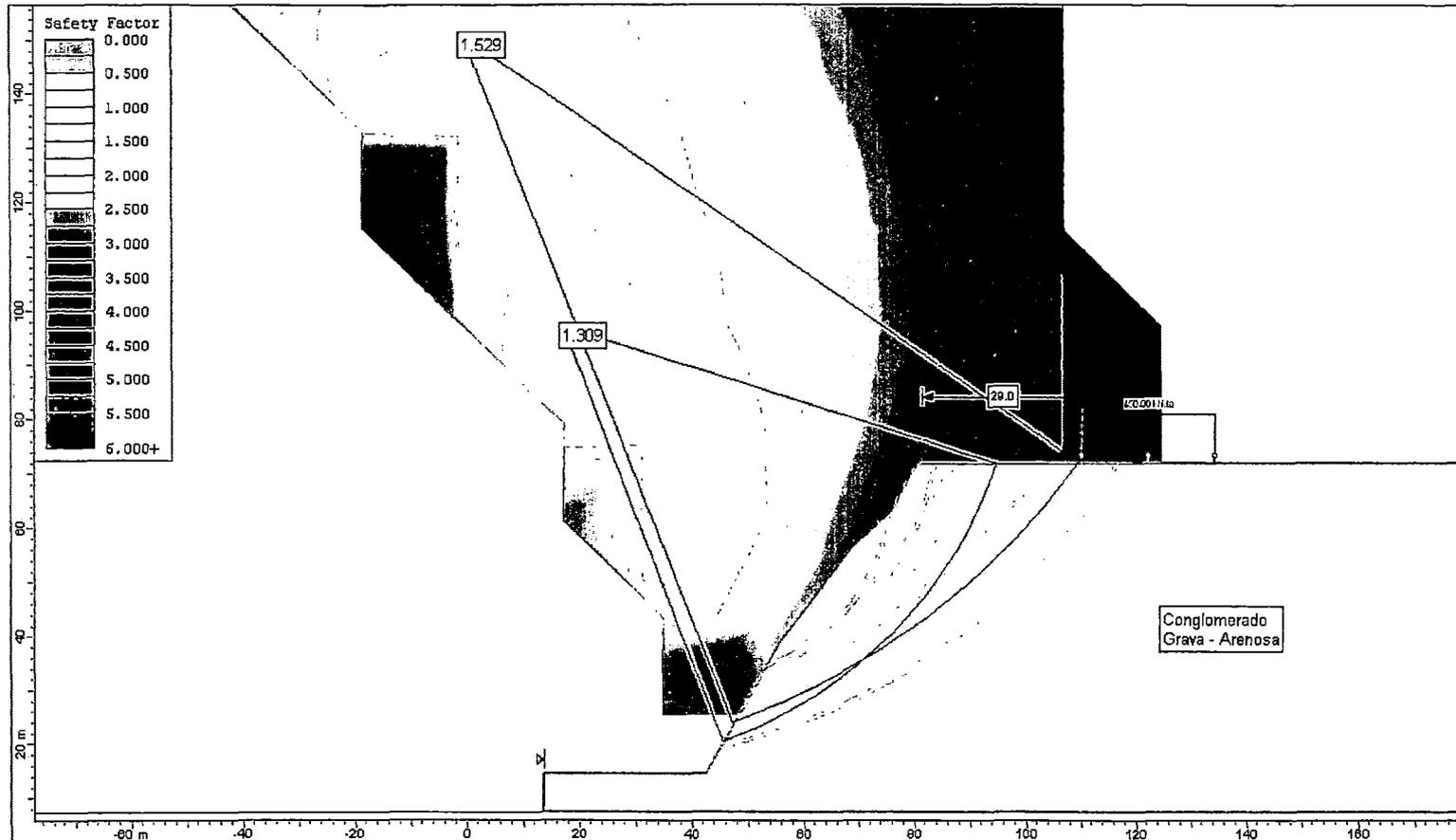
Revisado: A.M.V

Carga (kN/m <sup>2</sup> )	F.S.
200	1.115
300	1.064
400	1.021
500	0.982

F.S	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	450

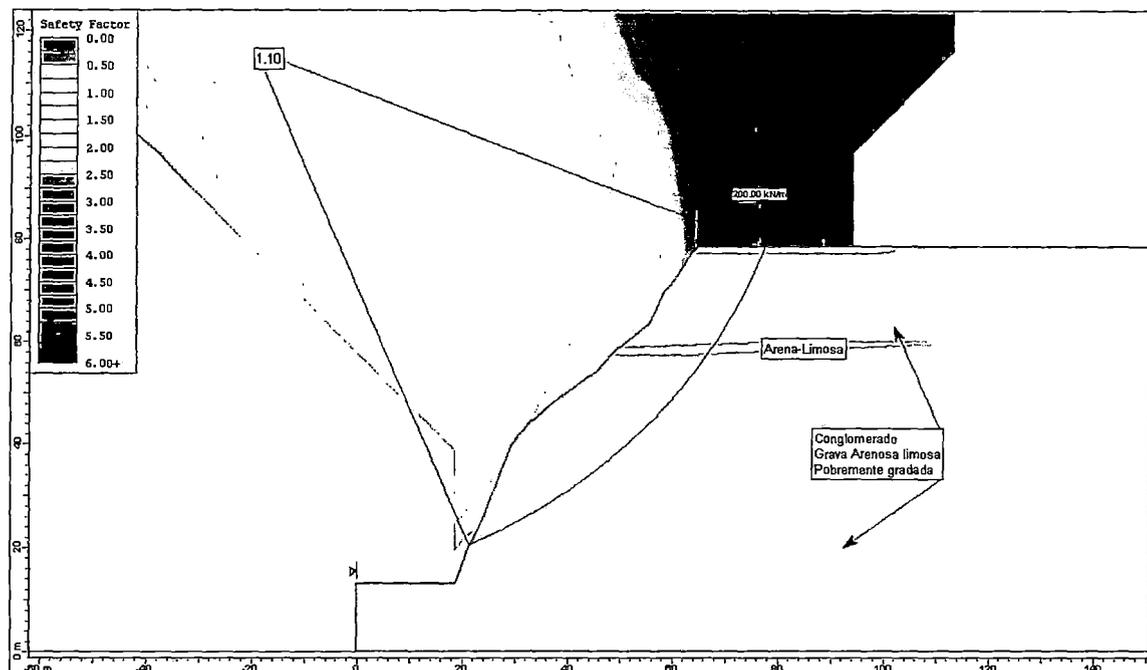


## DETERMINACION DE ALEJAMIENTO ADECUADO MEDIANTE ANALISIS ESTATICO

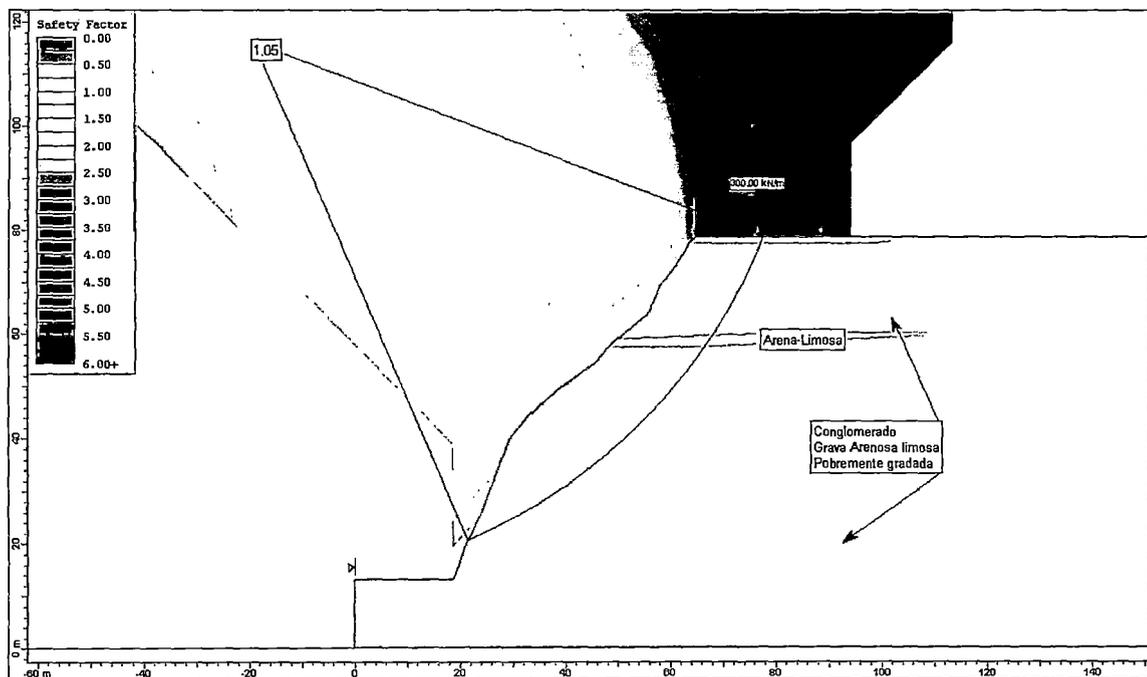


Distancia de 29.00 m  $\rightarrow$  F.S.  $\geq$  1.50

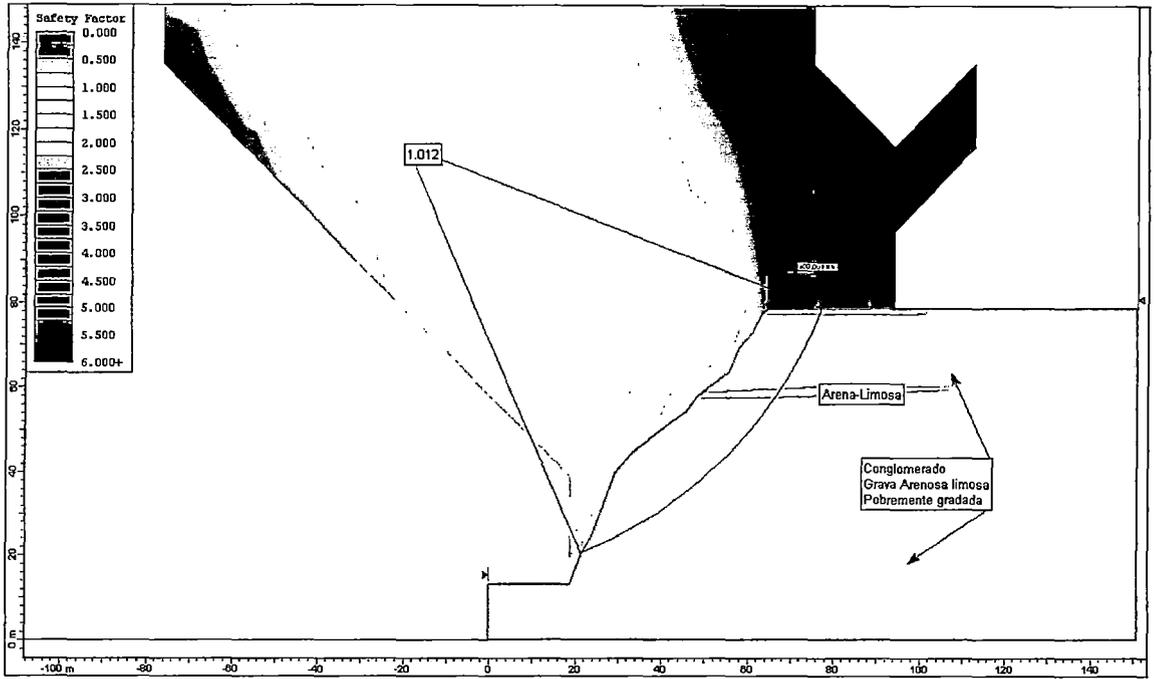
### P-5 PARQUE ITHZAK RABIN



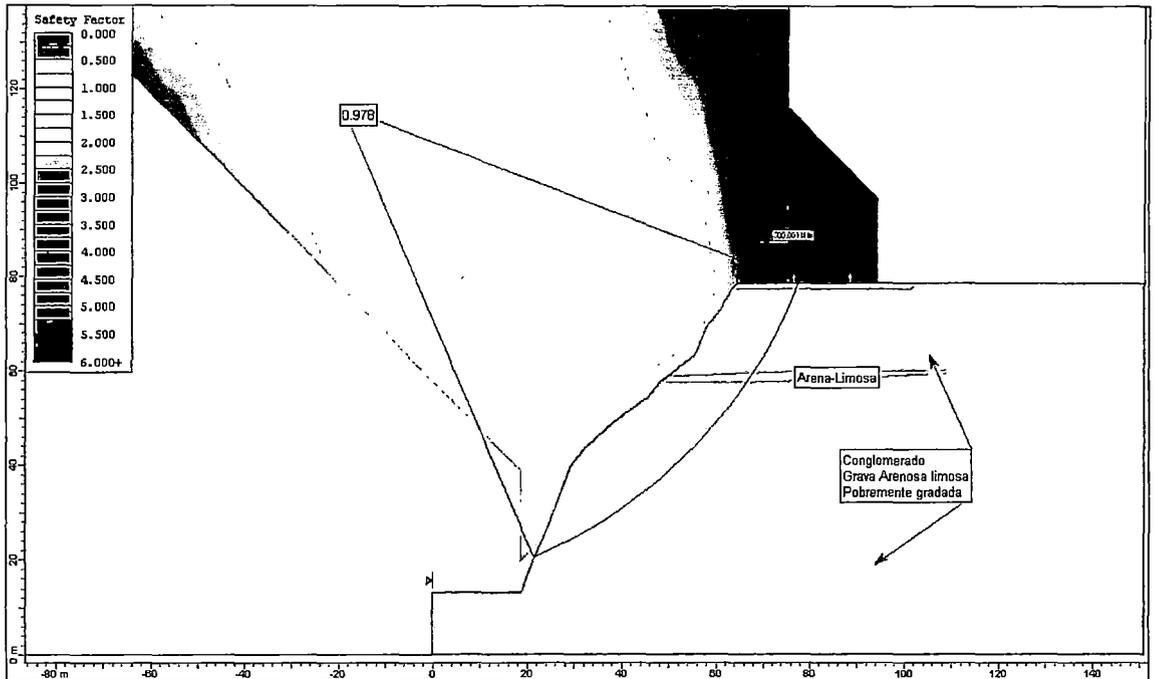
CARGA DE 200 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.10



CARGA DE 300 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.05



CARGA DE 400 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.01



CARGA DE 500 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 0.98

## ANÁLISIS DE CARGA CON EL FACTOR DE SEGURIDAD

Perfil de Análisis: P-5

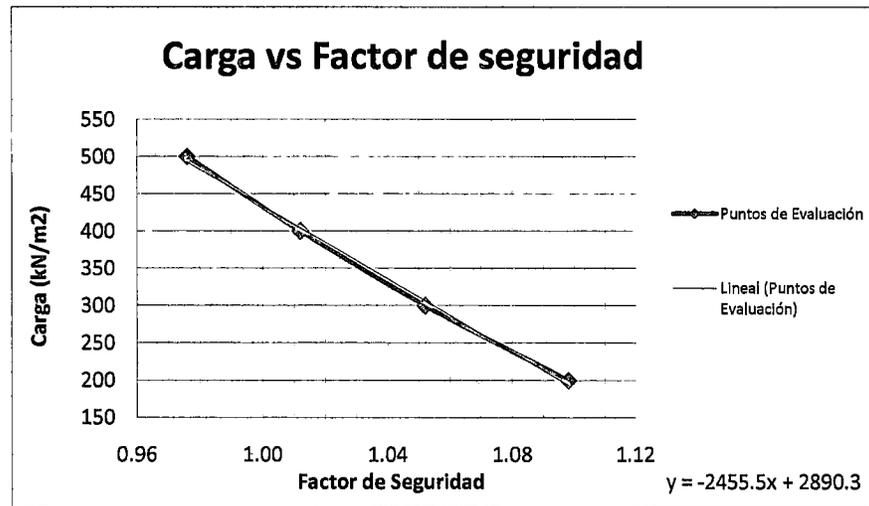
Ubicación: Parque Itzhak Rabín

Realizado: L.C.C

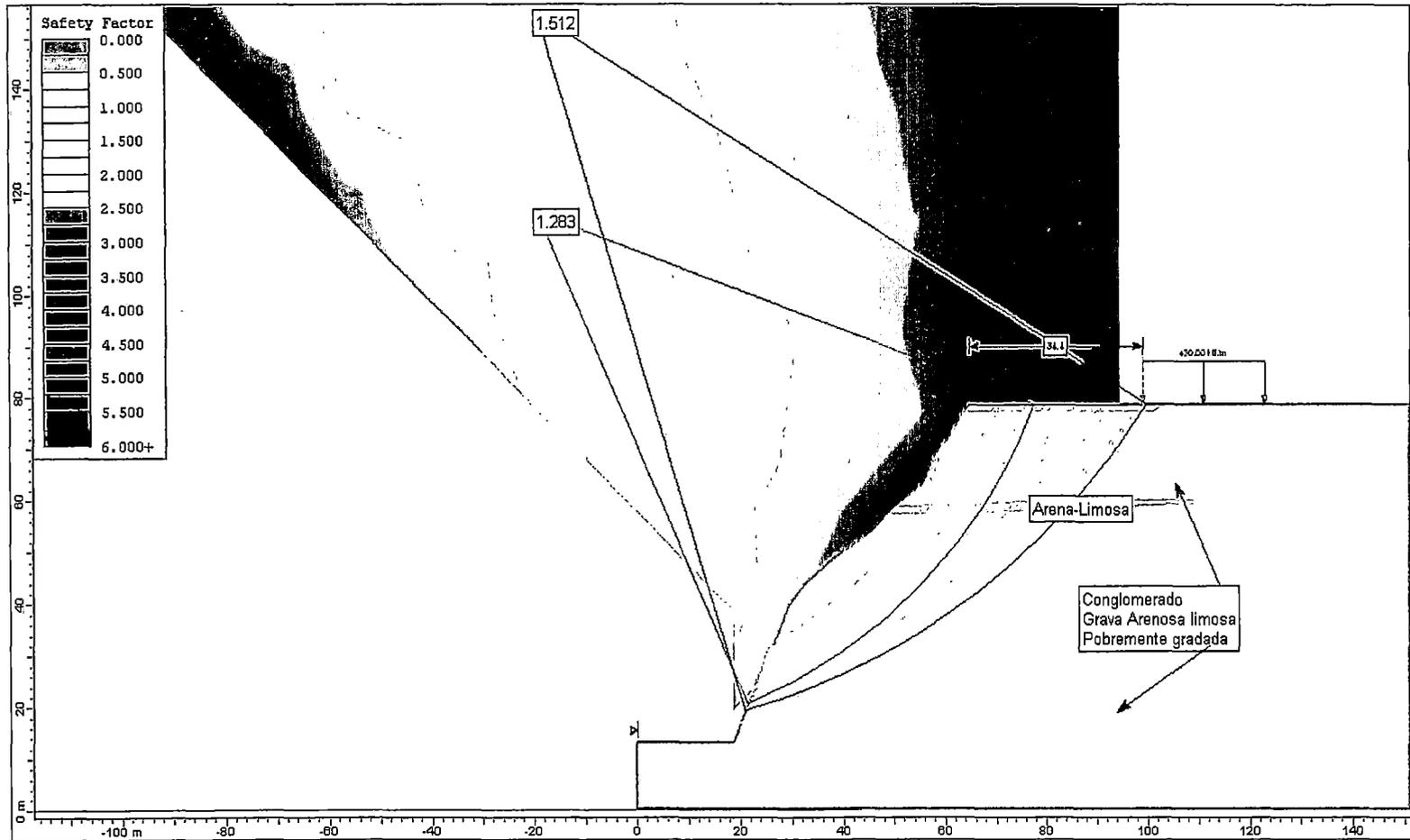
Revisado: A.M.V

Carga (kN/m <sup>2</sup> )	F.S.
200	1.10
300	1.05
400	1.01
500	0.98

F.S	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	430

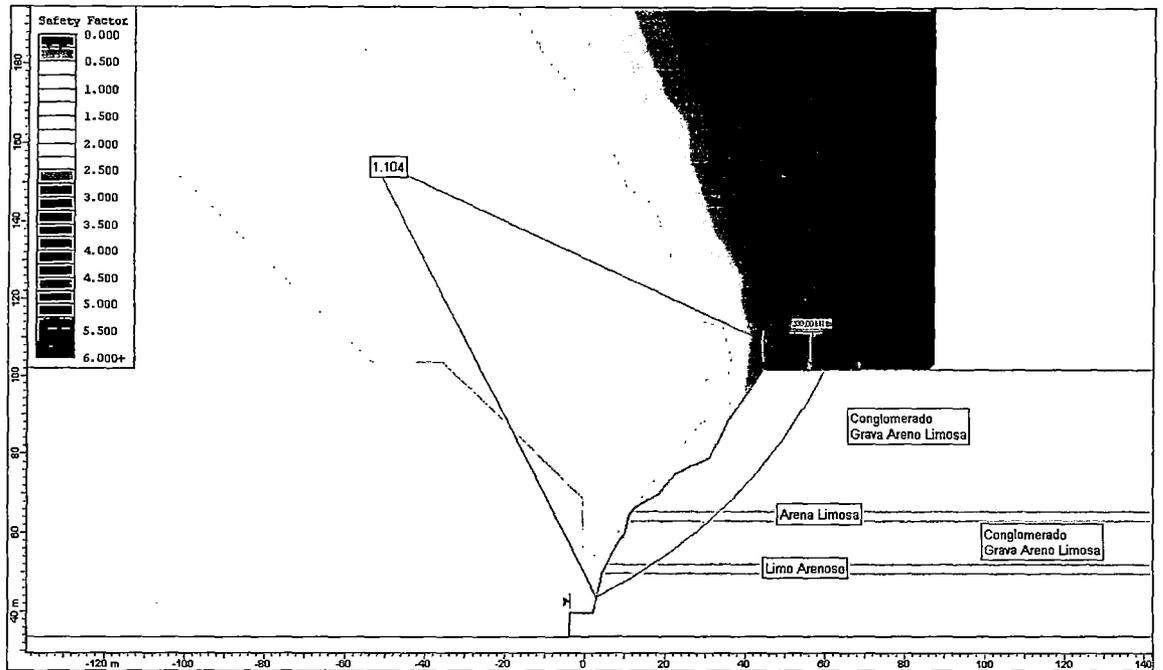


## DETERMINACION DE ALEJAMIENTO ADECUADO MEDIANTE ANALISIS ESTATICO

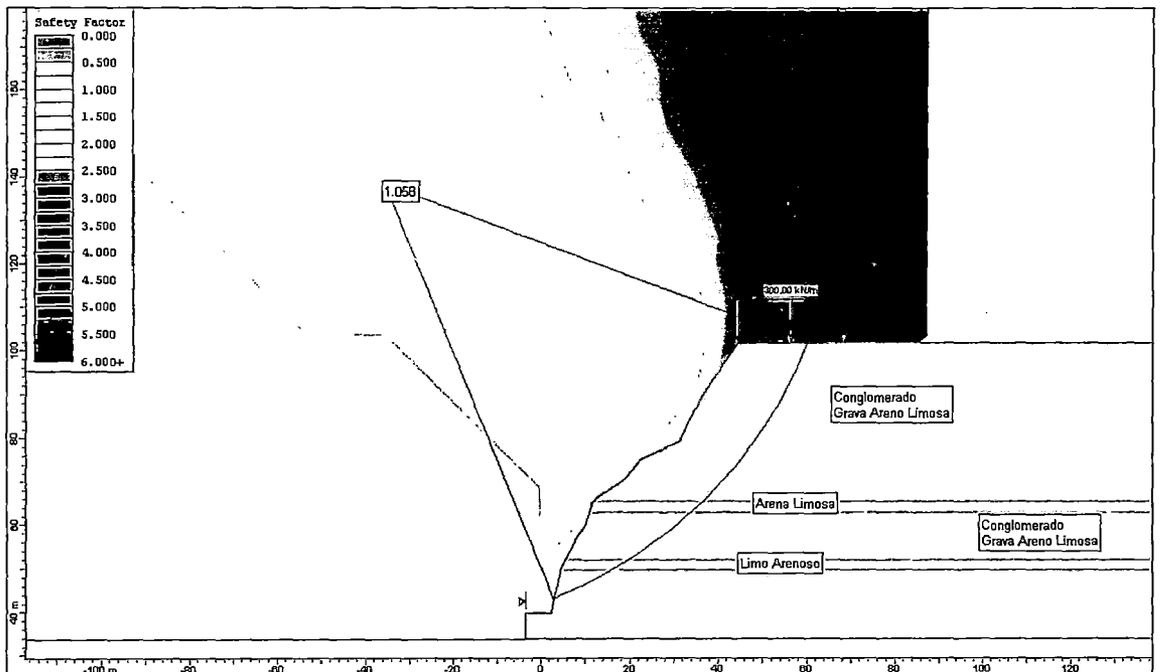


Distancia de 34.40 m  $\rightarrow$  F.S.  $\geq$  1.50

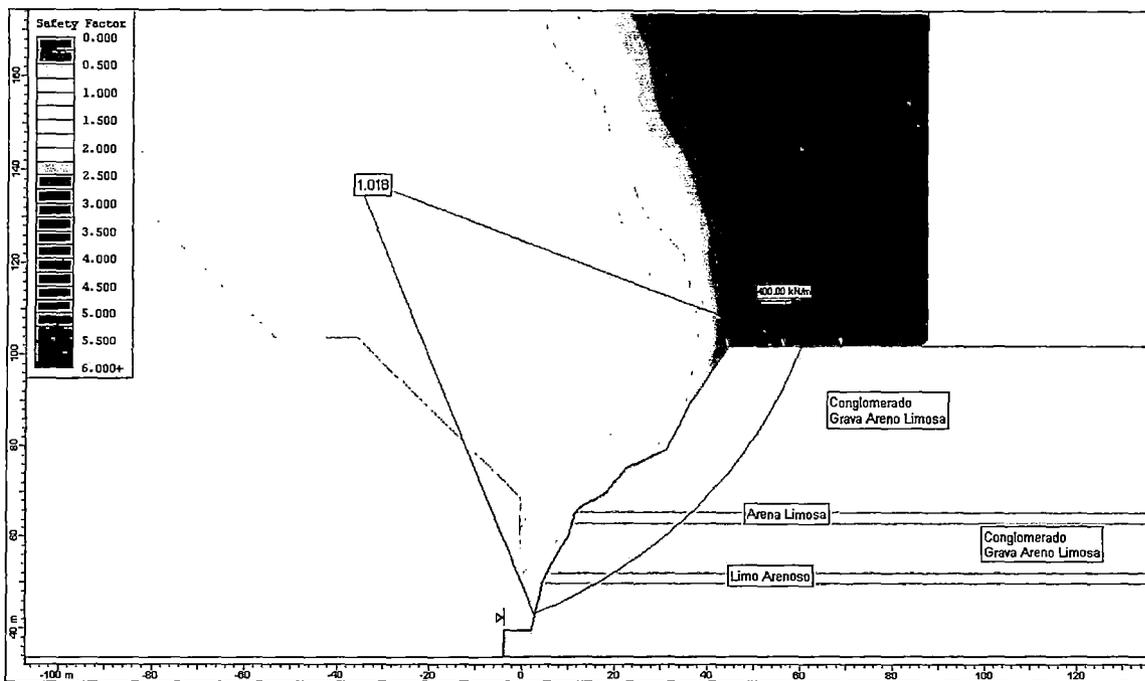
### P-6 PARQUE EL FARO



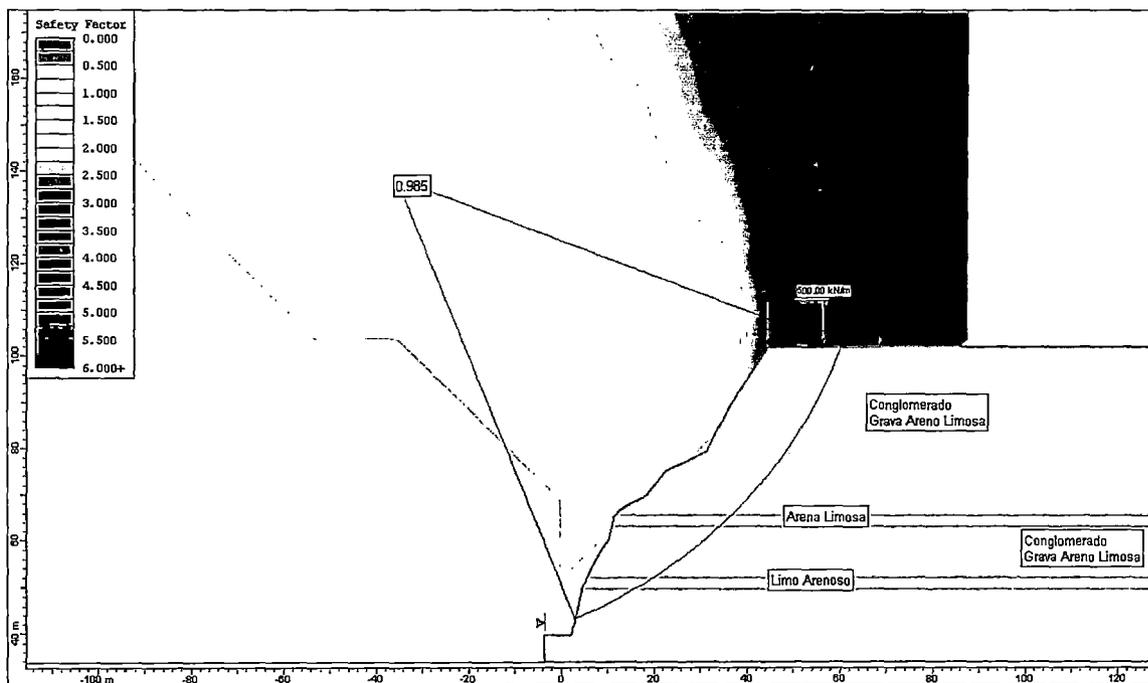
CARGA DE 200 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.104



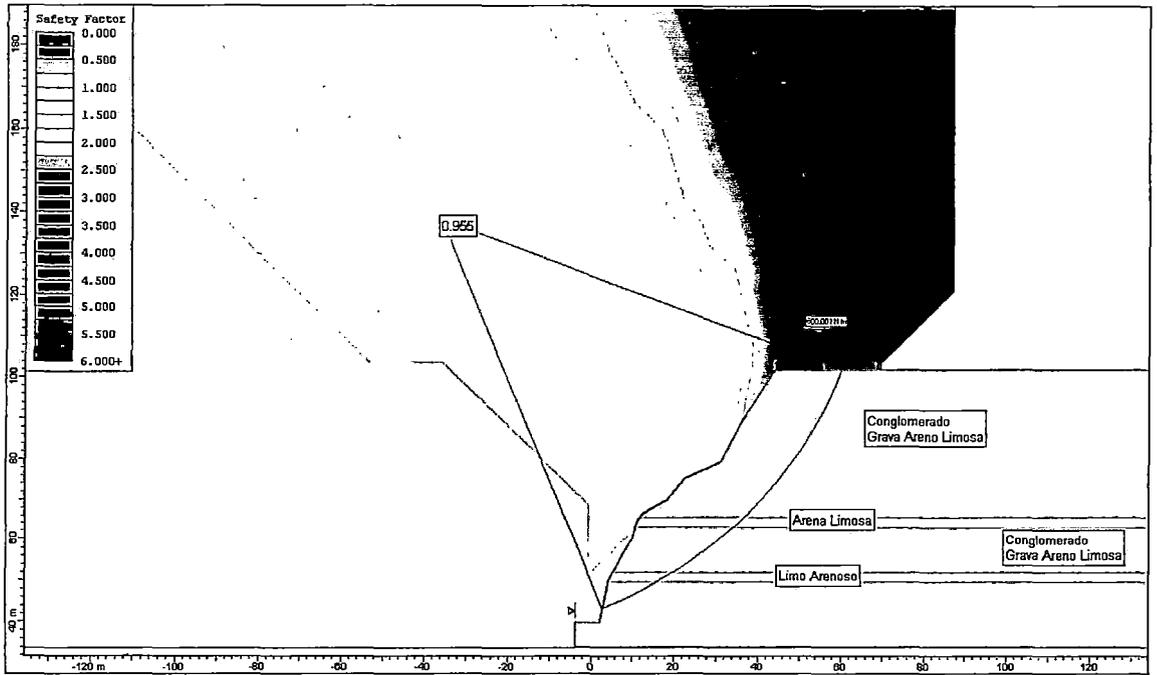
CARGA DE 300 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.058



CARGA DE 400 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 1.018



CARGA DE 500 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 0.985



CARGA DE 600 kN/m<sup>2</sup> → F.S. = 0.955

## ANALISIS DE CARGA CON EL FACTOR DE SEGURIDAD

Perfil de Análisis: P-6

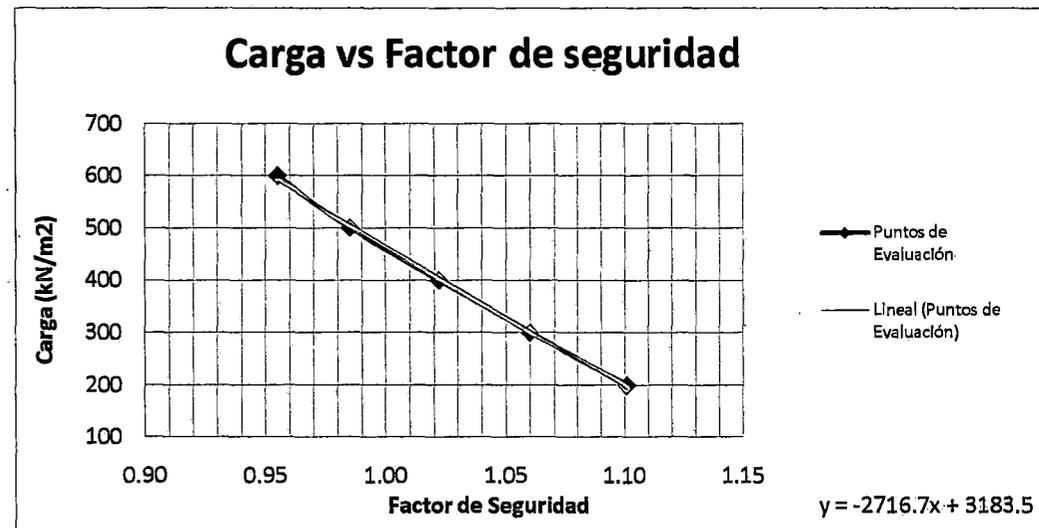
Ubicación: Parque El Faro

Realizado: I.L.C.C

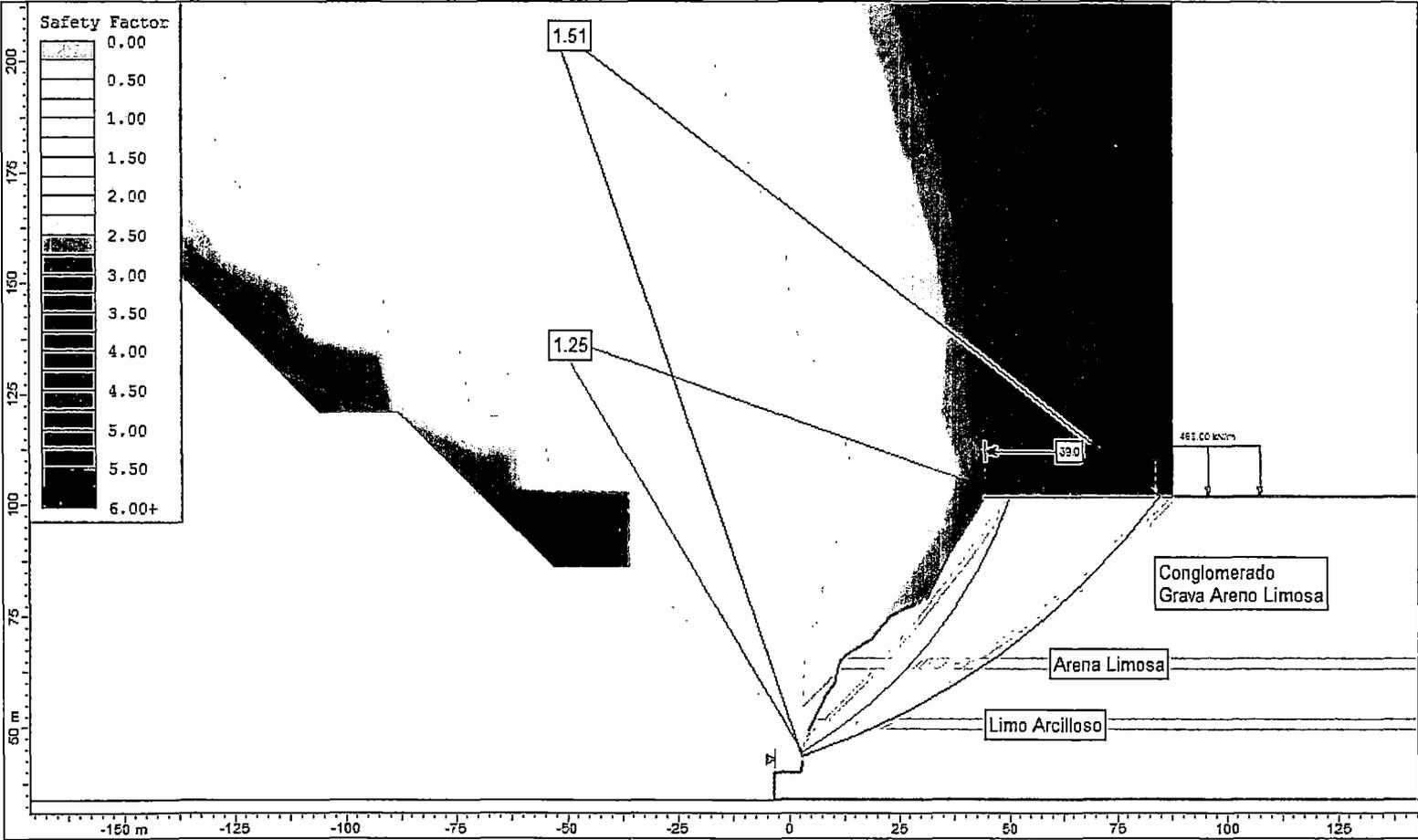
Revisado: A.M.V

Carga (kN/m <sup>2</sup> )	F.S.
200	1.10
300	1.06
400	1.02
500	0.99
600	0.96

F.S.	1.00
Carga (kN/m <sup>2</sup> )	468



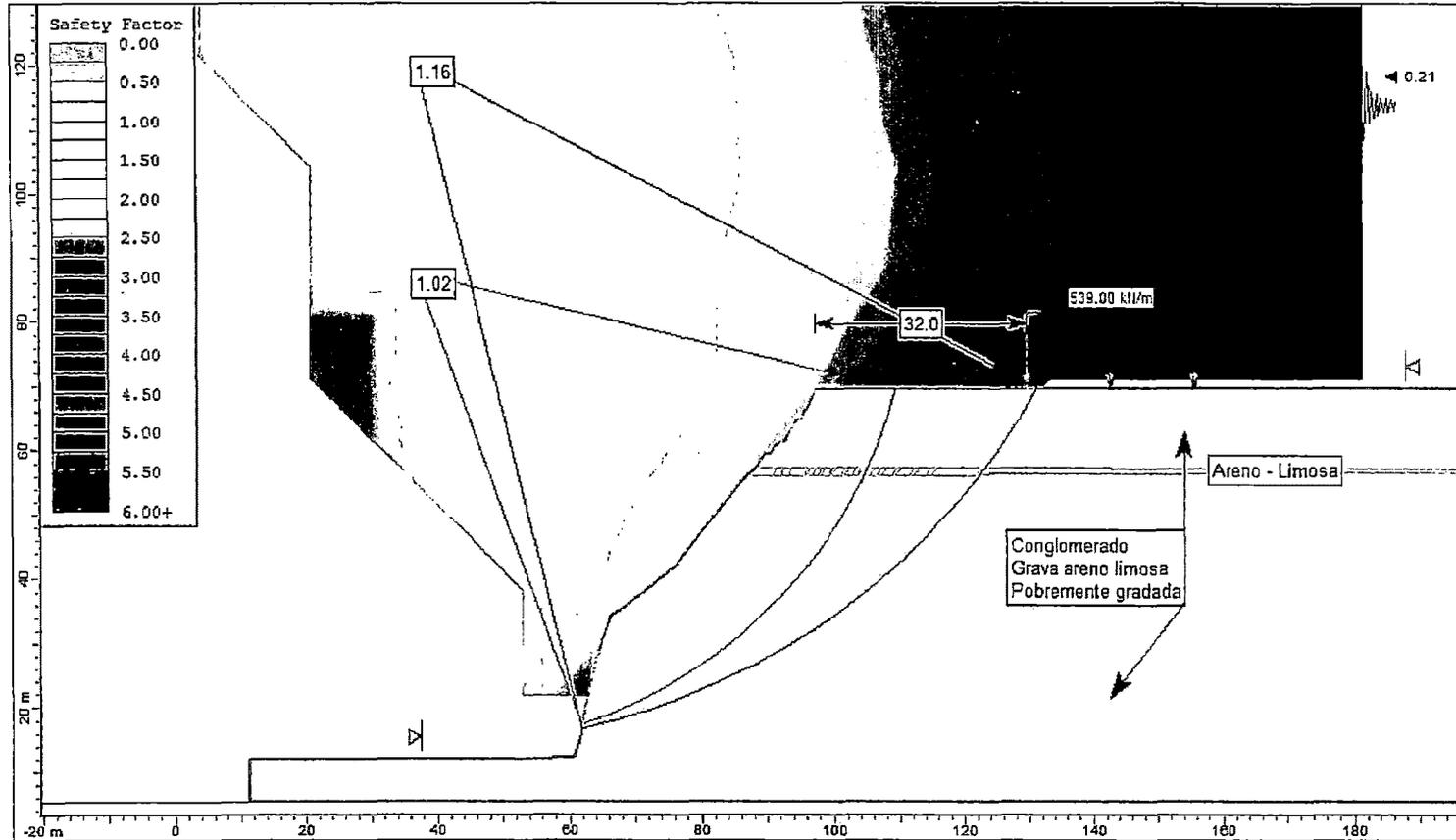
# DETERMINACION DE ALEJAMIENTO ADECUADO MEDIANTE ANALISIS ESTATICO



Distancia de 39.00 m → F.S. ≥ 1.50

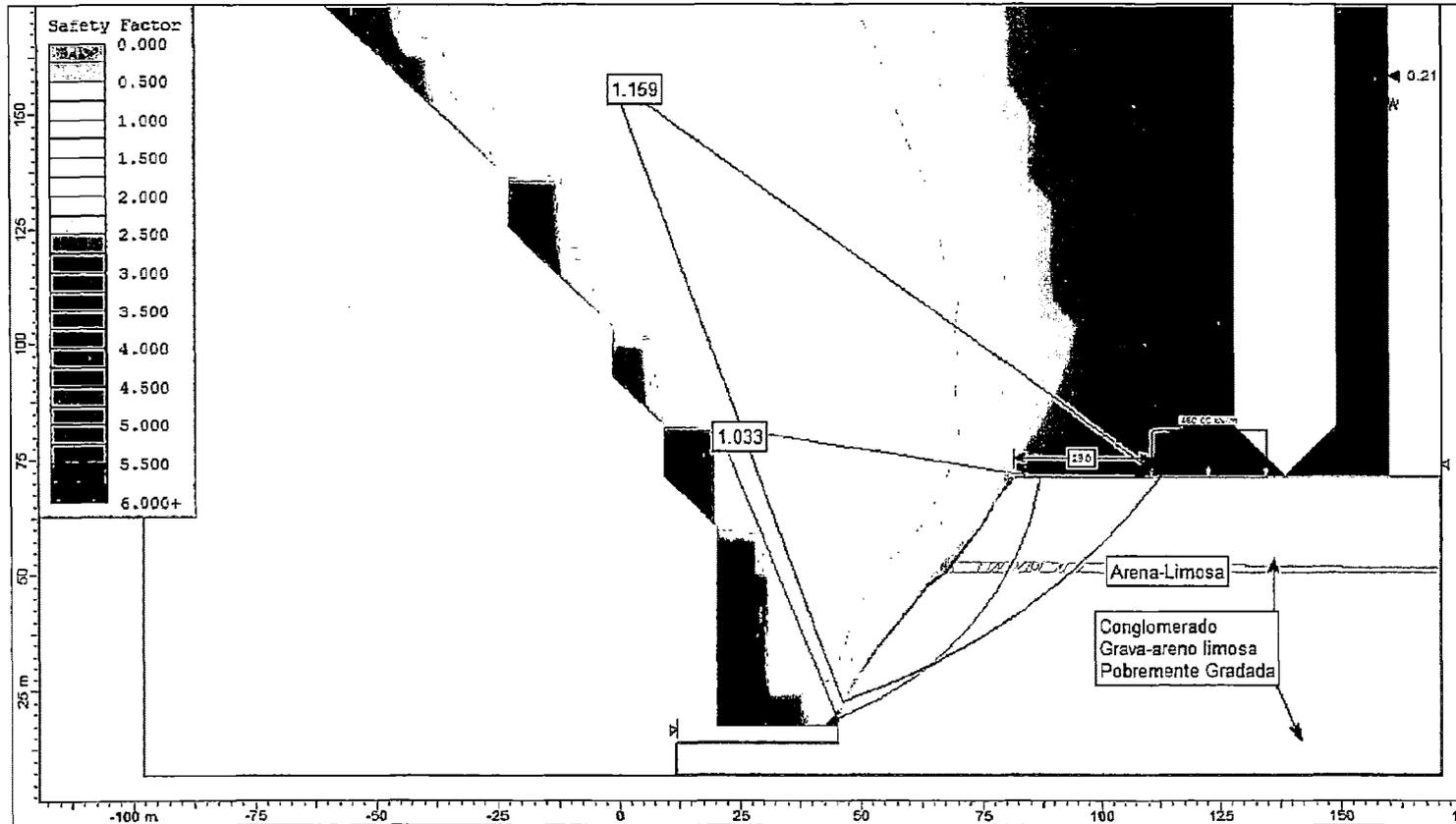
## ANÁLISIS SEUDOESTÁTICO

### PERFIL 1 - MALECON DE LA MARINA



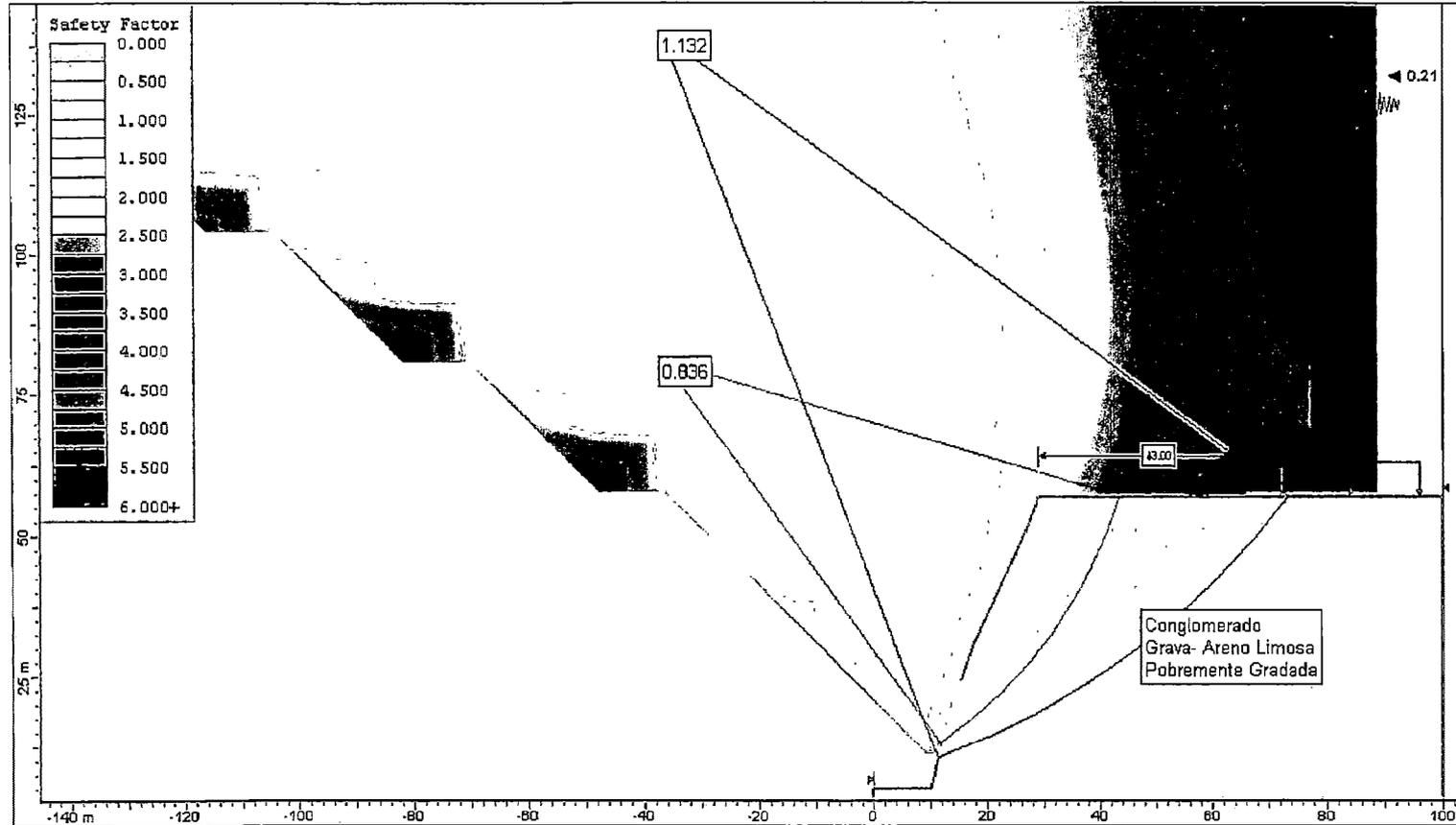
Para la carga crítica de 539 kN/m<sup>2</sup> se tiene un alejamiento mínimo de 32.00 m

## PERFIL 2 - PARQUE MARIA REICHE



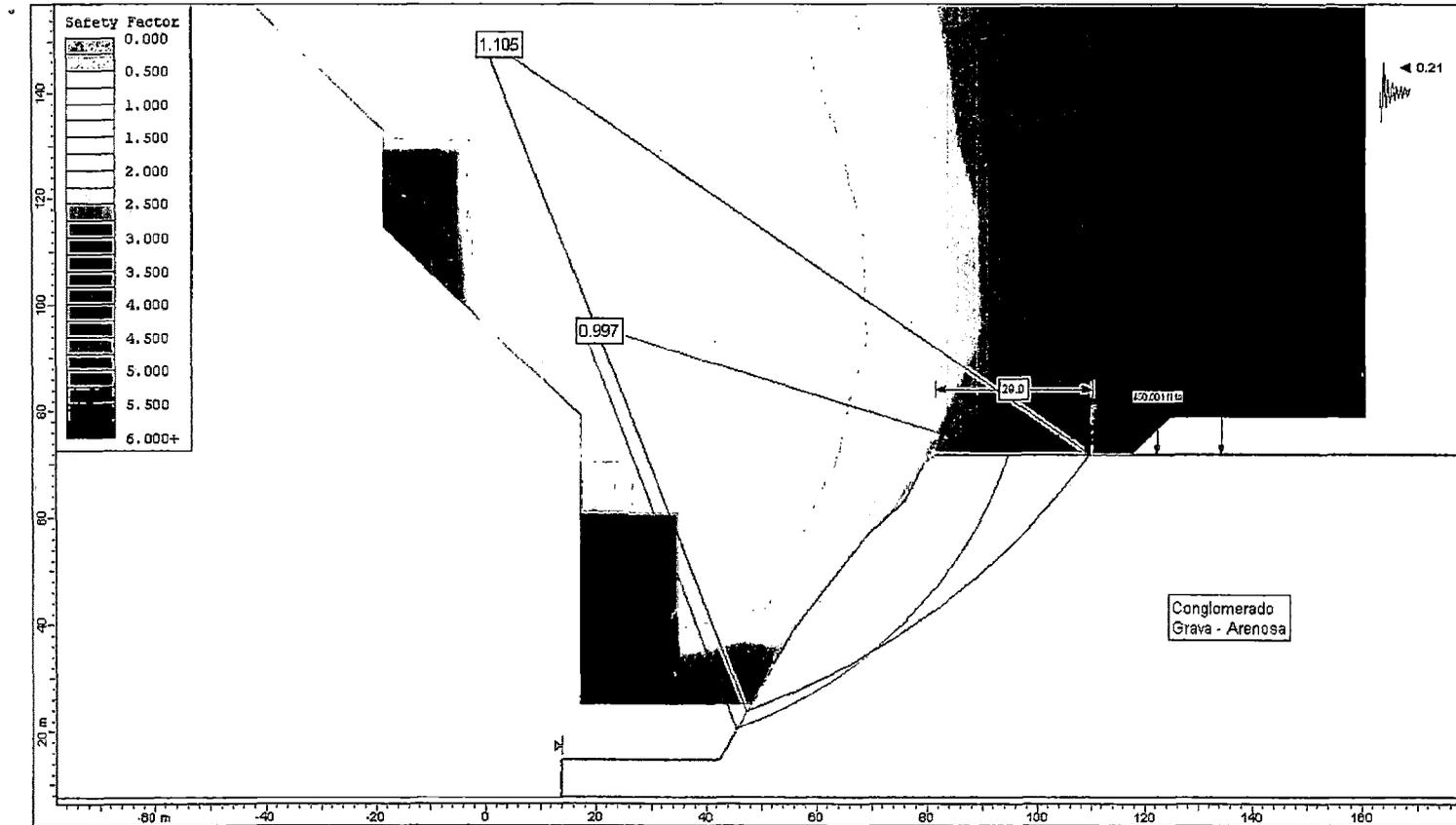
Para la carga crítica de 460 kN/m<sup>2</sup> se tiene un alejamiento mínimo de 29.00 m

### PERFIL 3 - FRENTE A CLUB WAIKIKI



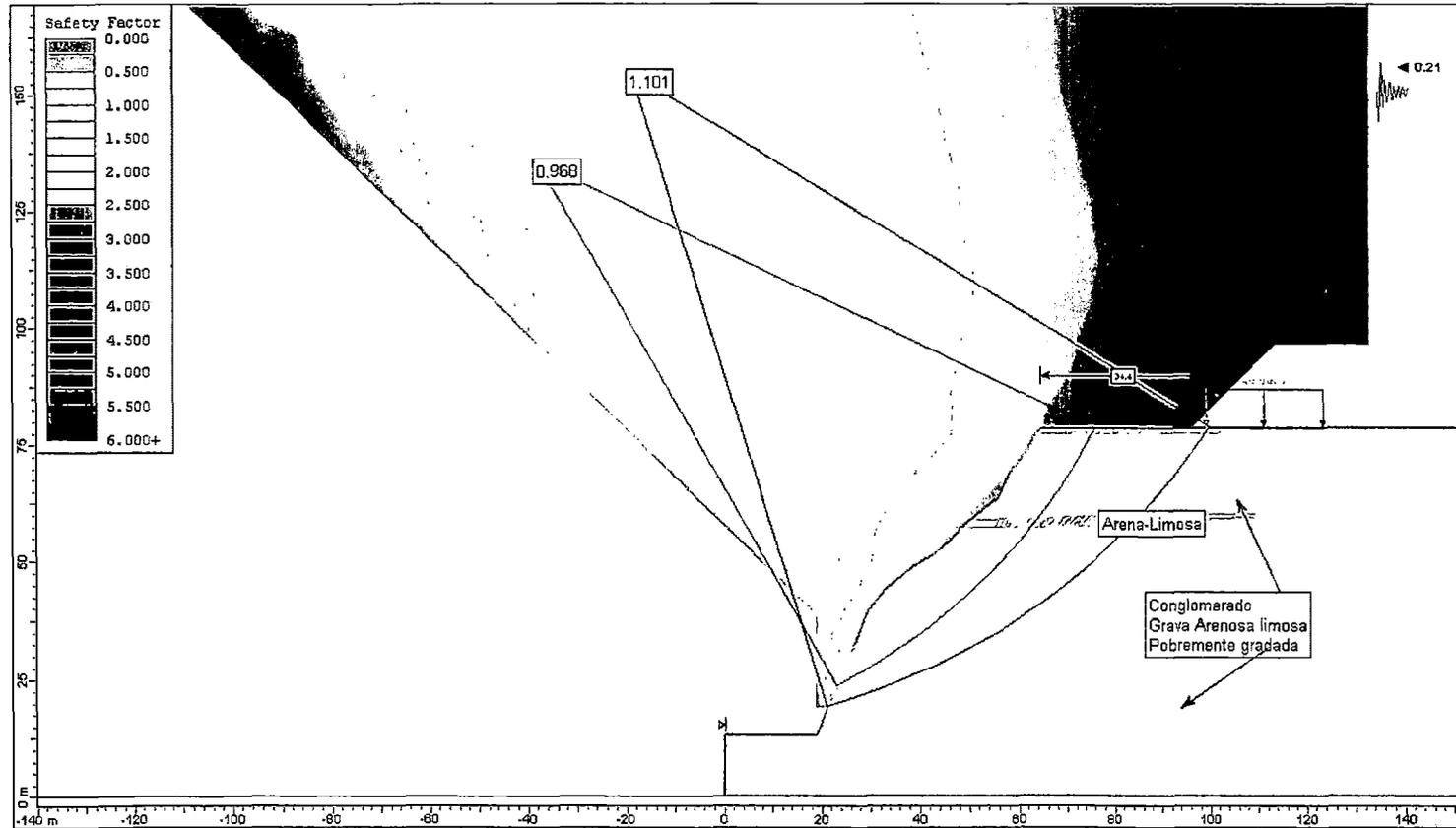
Para la carga crítica de 380 kN/m<sup>2</sup> se tiene un alejamiento mínimo de 43.00 m

## PERFIL 4 - PARQUE GRAU



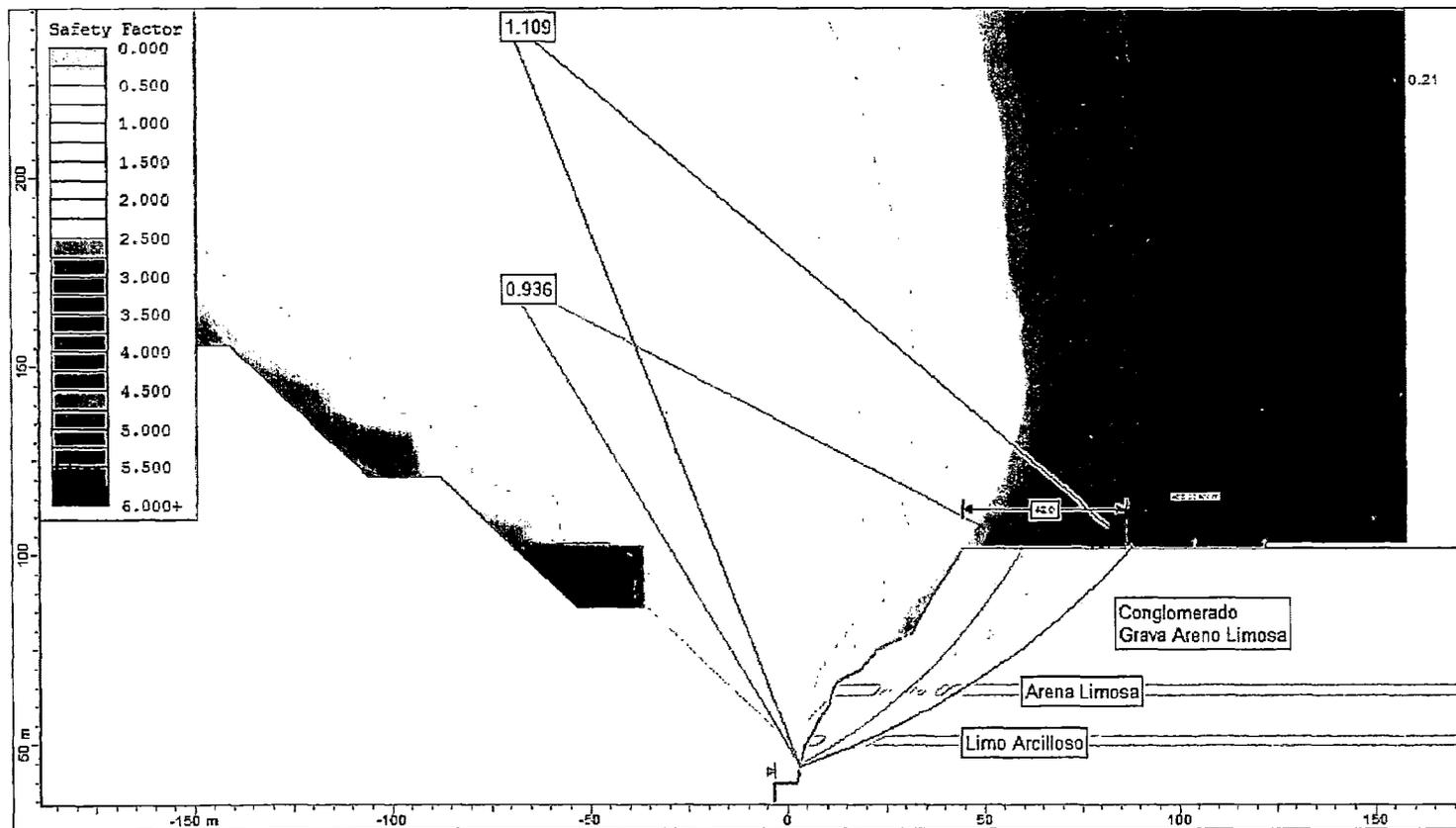
Para la carga crítica de 450 kN/m<sup>2</sup> se tiene un alejamiento mínimo de 29.00 m

### PERFIL 5 - ITZHAK RABÍN



Para la carga crítica de 430 kN/m<sup>2</sup> se tiene un alejamiento mínimo de 34.40 m

### PERFIL 6 – PARQUE EL FARO

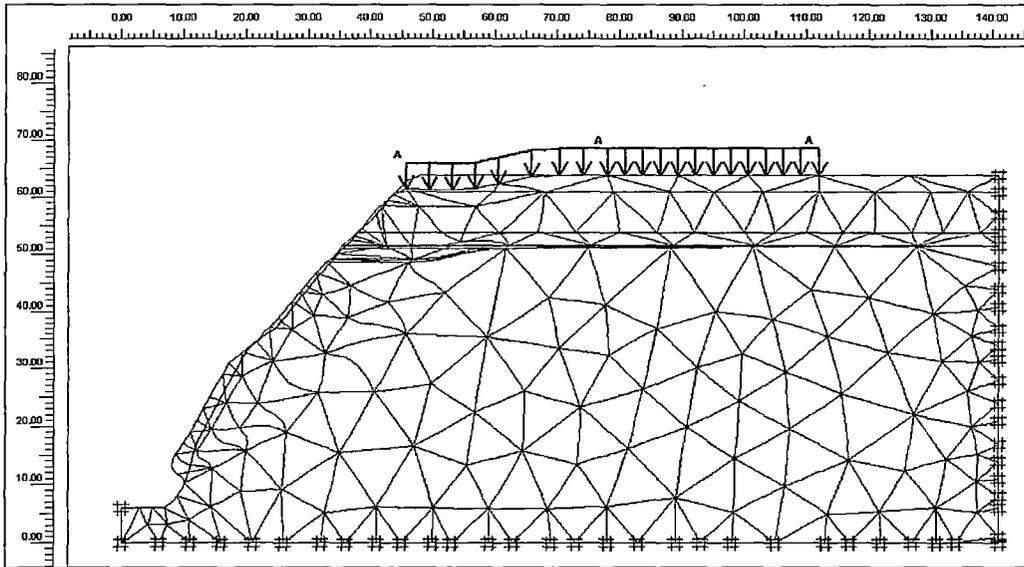


Para la carga crítica de 468 kN/m<sup>2</sup> se tiene un alejamiento mínimo de 42.00 m

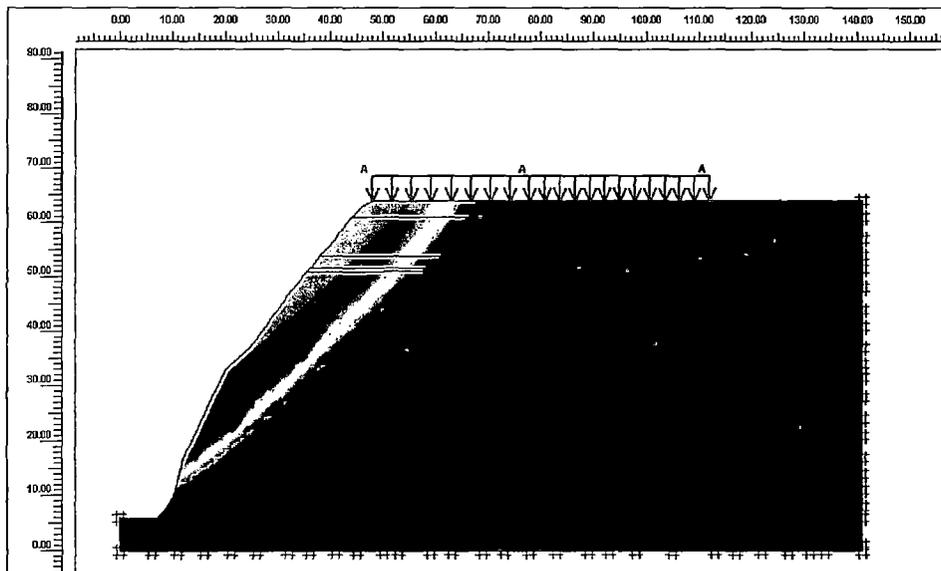
**ANEXO A-06: ANÁLISIS ESFUERZO  
DEFORMACIÓN**

## ANÁLISIS SEUDOESTÁTICO

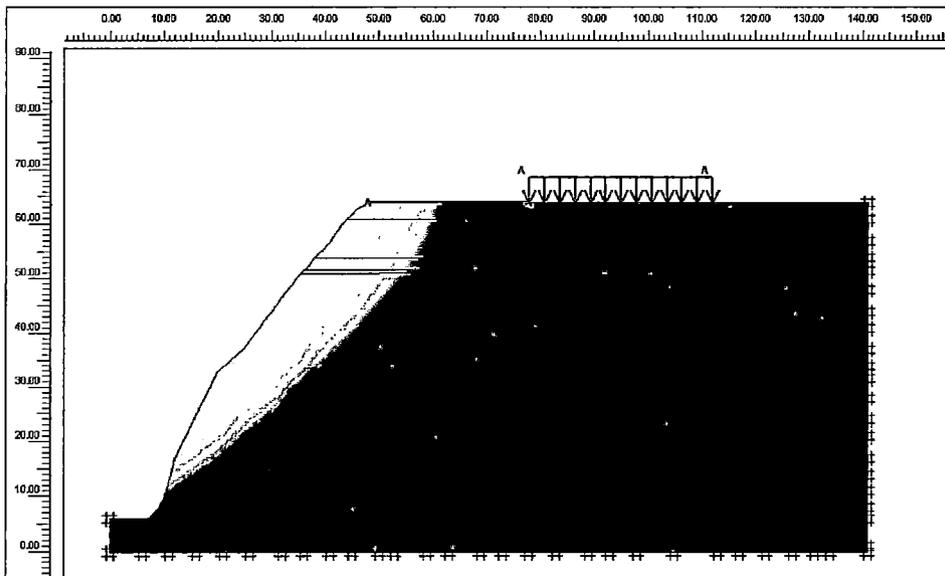
### PERFIL P-1



TALUD DEFORMADO



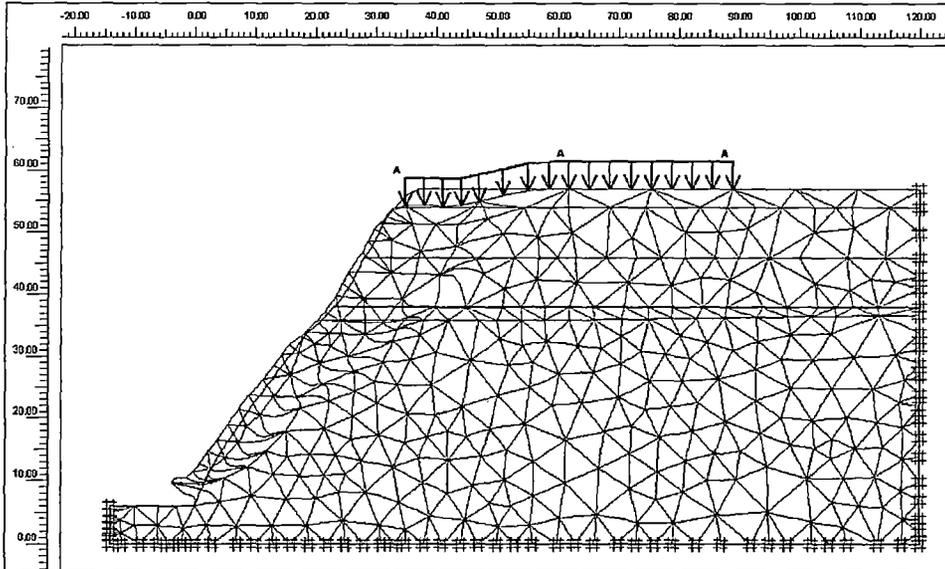
La superficie de deslizamiento tiene una distancia de influencia de 28.00 m desde el borde del acantilado según el análisis seudoestático



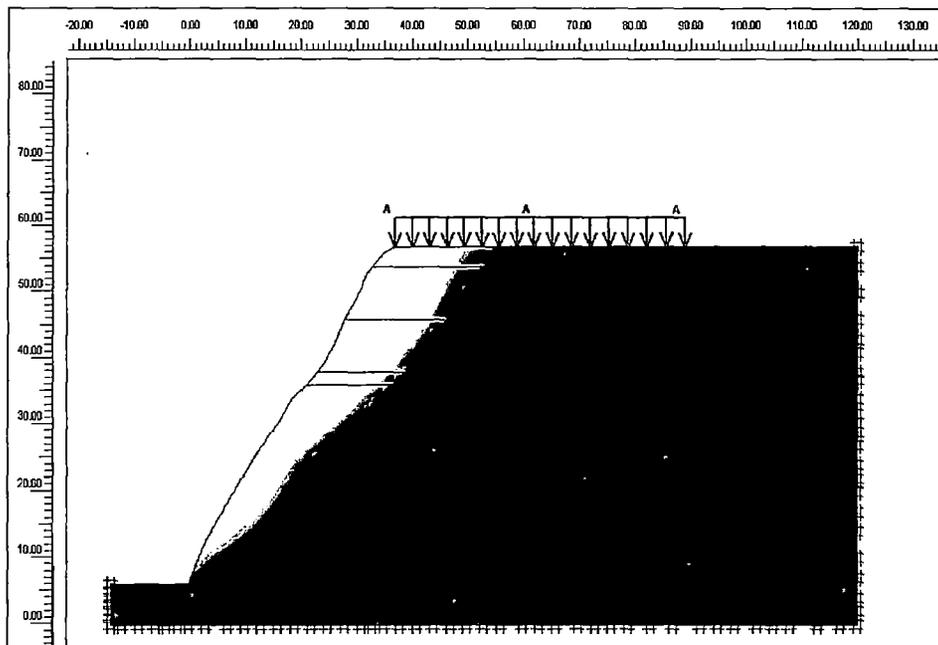
Alejando dicha distancia a la estructura, la superficie de deslizamiento que se genera no tiene influencia sobre dicha estructura.

<b>Aceleración Seudoestática</b>	<b>0.21 g</b>
<b>Dustancia de Influencia de la Superficie de Falla (m)</b>	<b>28.00</b>

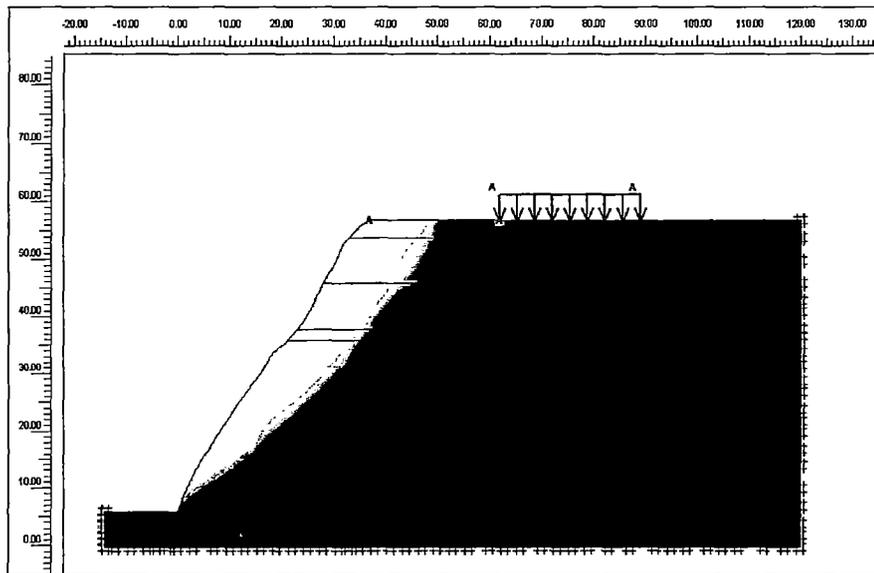
### PERFIL P-2



TALUD DEFORMADO



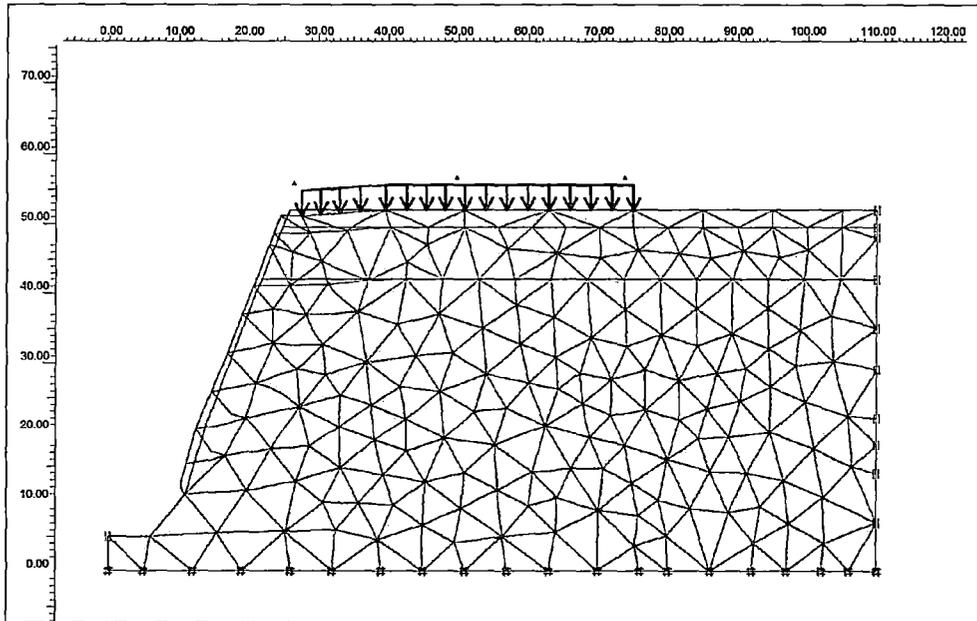
La superficie de deslizamiento tiene una distancia de influencia de 27.00 m desde el borde del acantilado según el análisis seudoestático



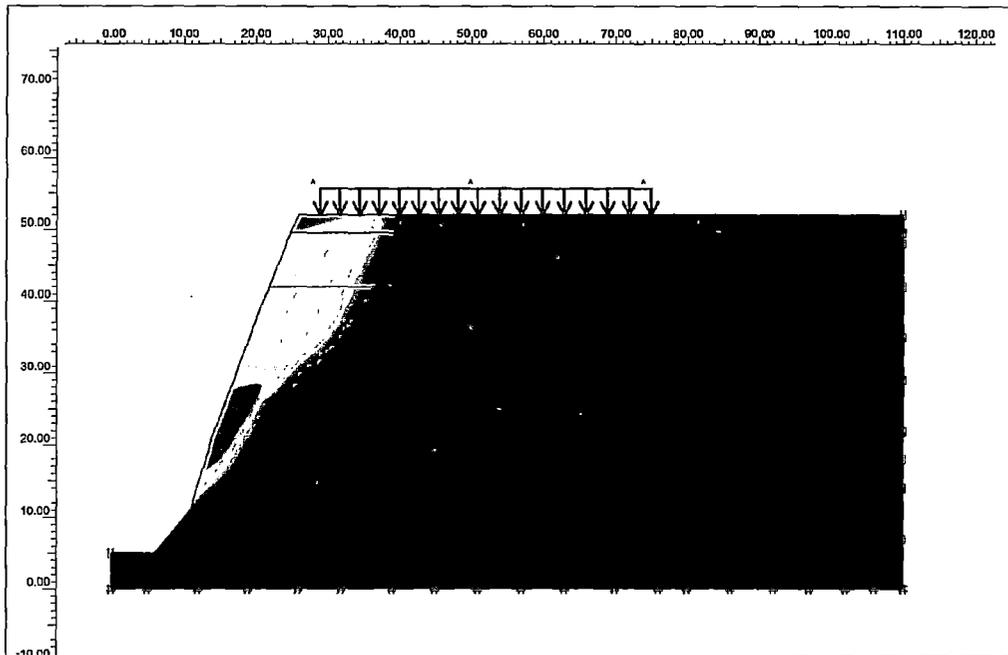
Alejando dicha distancia a la estructura, la superficie de deslizamiento que se genera no tiene influencia sobre dicha estructura.

<b>Aceleración Seudoestática</b>	<b>0.21 g</b>
<b>Distancia de Influencia de las deformaciones (m)</b>	<b>27.00</b>

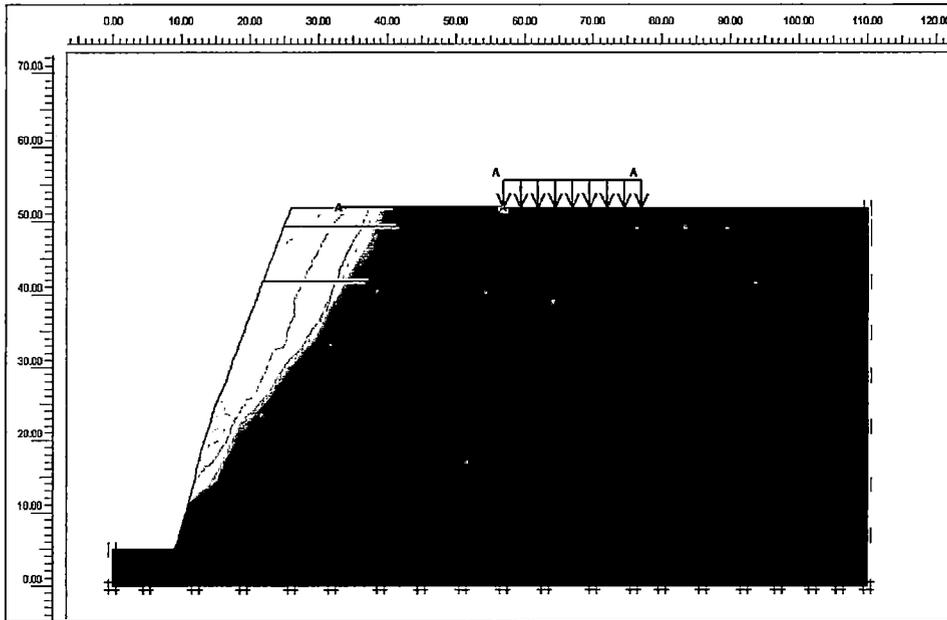
### PERFIL 3



### TALUD DEFORMADO



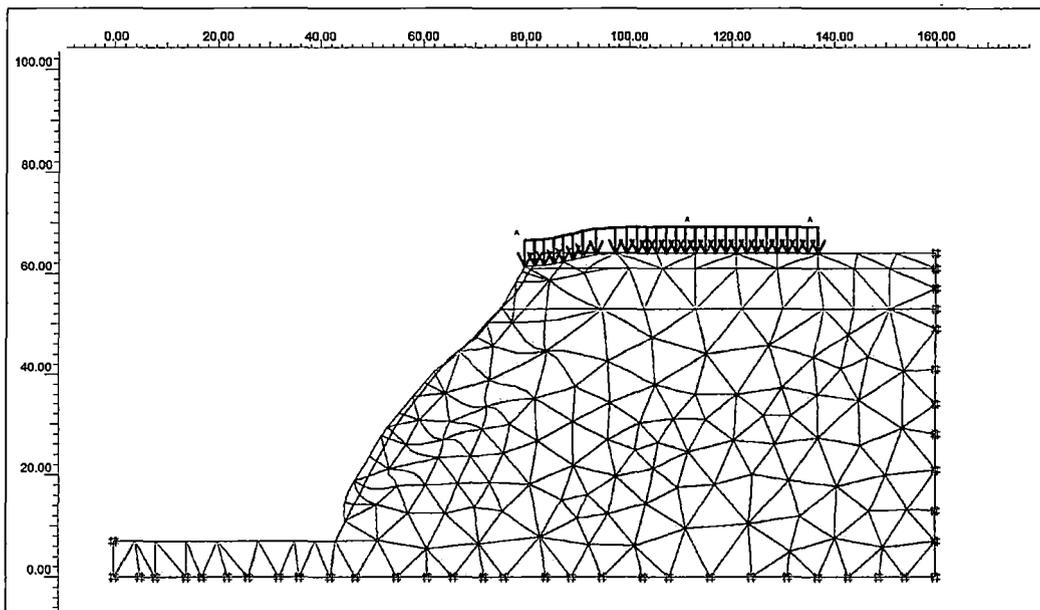
La superficie de deslizamiento tiene una distancia de influencia de 25.00 m desde el borde del acantilado según el análisis seudoestático



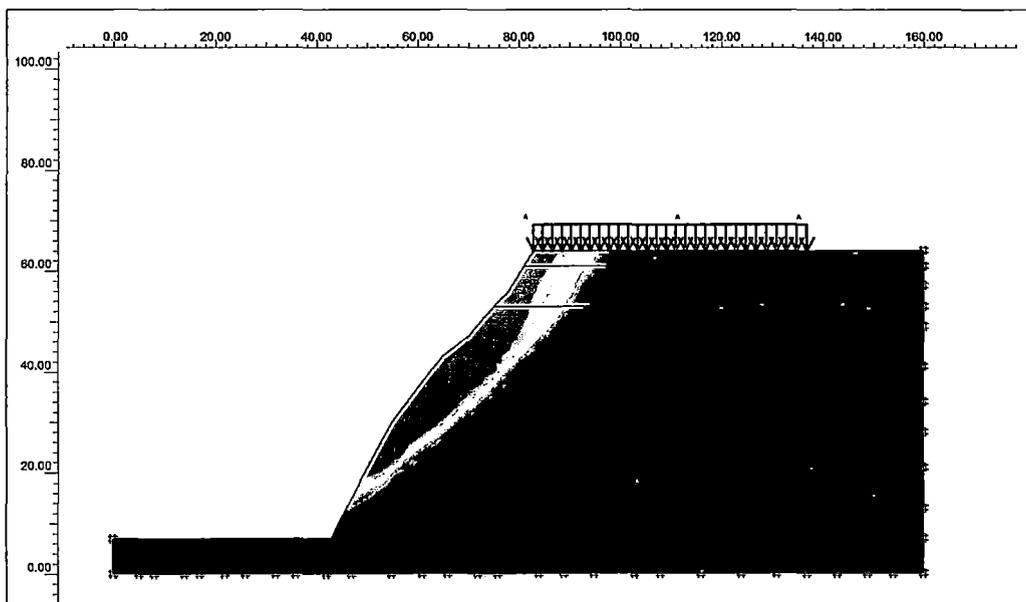
Alejando dicha distancia a la estructura, la superficie de deslizamiento que se genera no tiene influencia sobre dicha estructura.

<b>Aceleración Seudoestática</b>	0.21 g
<b>Distancia de Influencia de las deformaciones (m)</b>	25.00

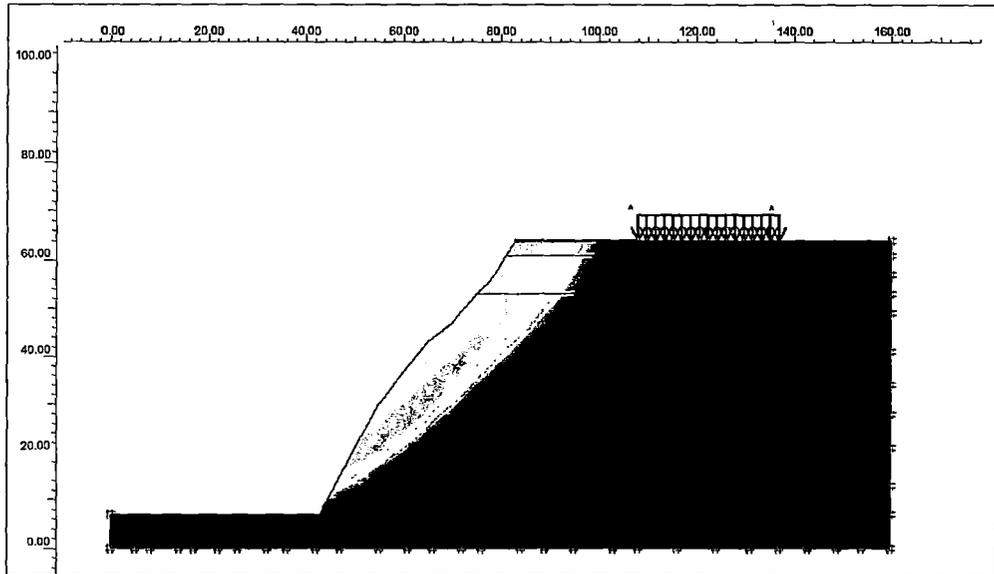
### PERFIL P-4



TALUD DEFORMADO



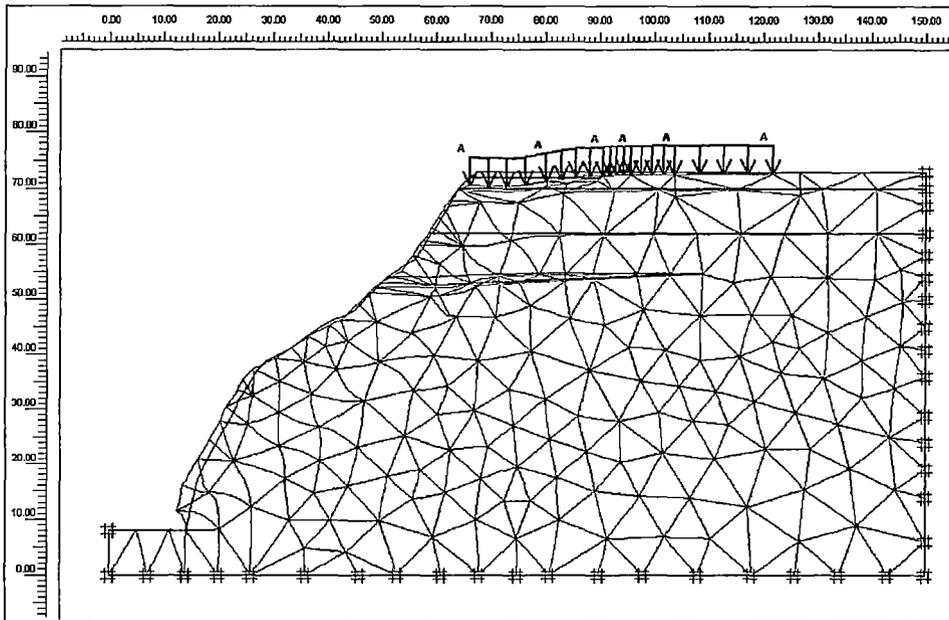
La superficie de deslizamiento tiene una distancia de influencia de 30.00 m desde el borde del acantilado según el análisis pseudoestático



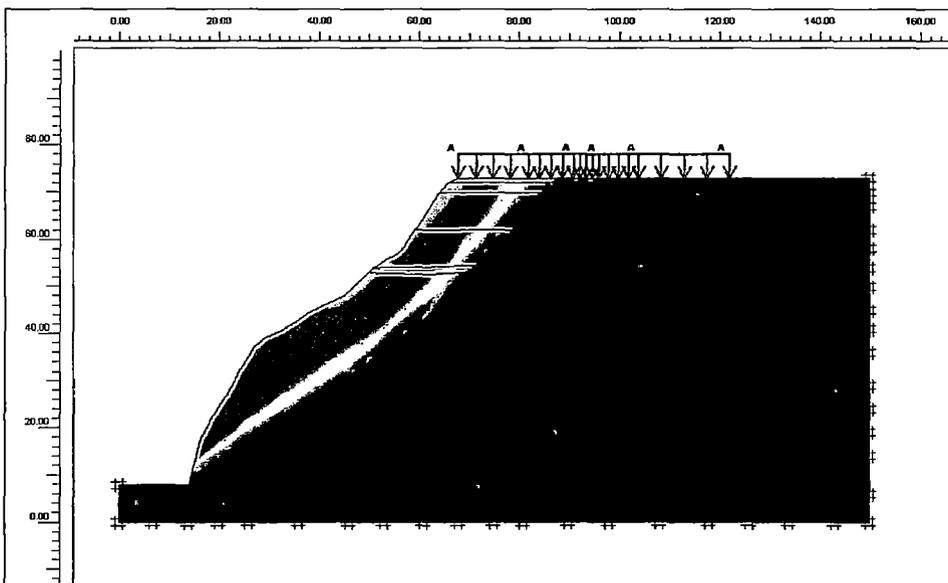
Alejando dicha distancia a lá estructura, la superficie de deslizamiento que se genera no tiene influencia sobre dicha estructura.

<b>Aceleración Seudoestática</b>	0.21 g
<b>Distancia de Influencia de la Superficie de Falla (m)</b>	30.00

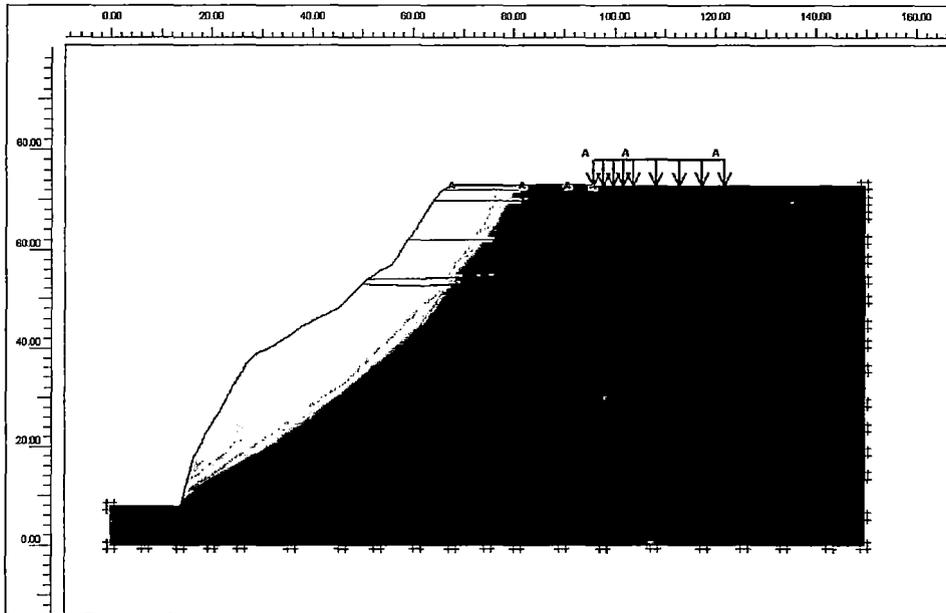
PERFIL P-5



TALUD DEFORMADO



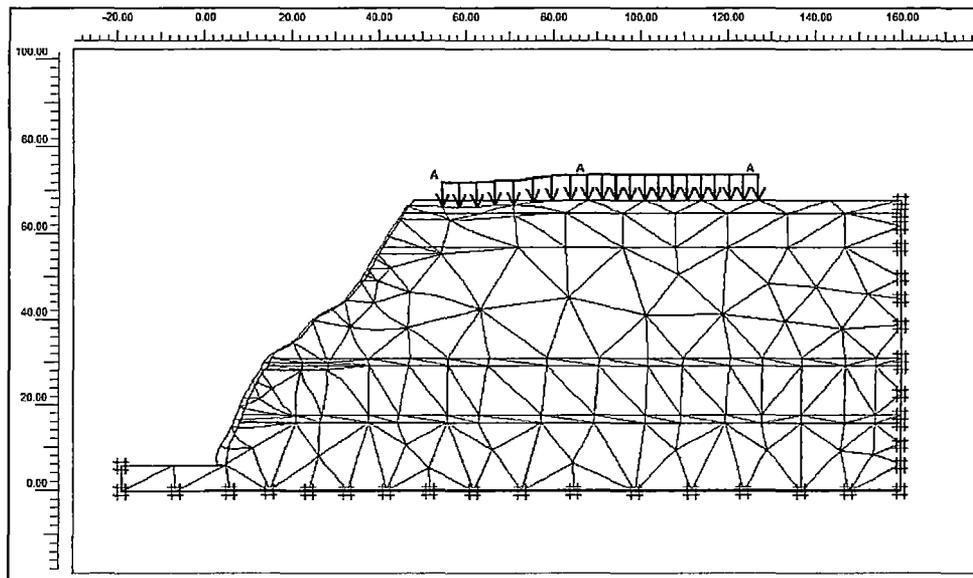
Se que la superficie de deslizamiento tiene una distancia de influencia de 33.00 m desde el borde del acantilado según el análisis seudoestático



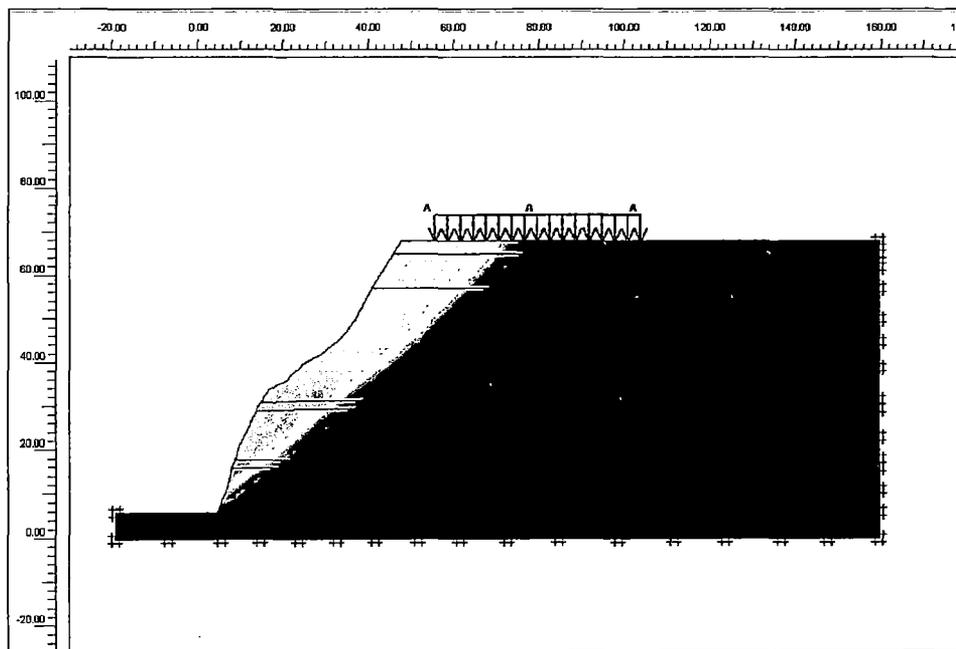
Alejando dicha distancia a la estructura, la superficie de deslizamiento que se genera no tiene influencia sobre dicha estructura.

<b>Aceleración Seudoestática</b>	<b>0.21 g</b>
<b>Distancia de Influencia de la Superficie de Falla (m)</b>	<b>33.00</b>

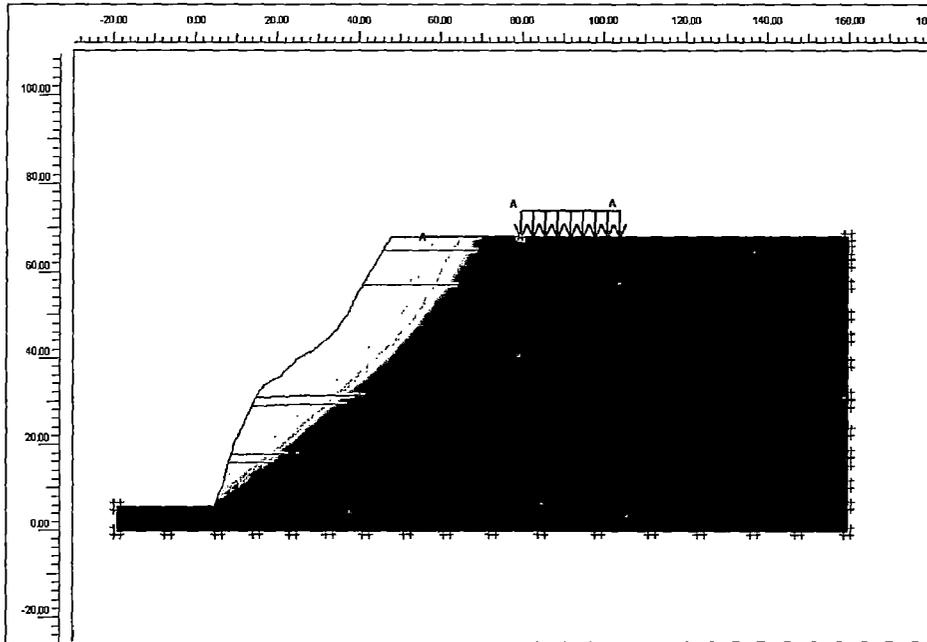
### PERFIL P-6



TALUD DEFORMADO



Se que la superficie de deslizamiento tiene una distancia de influencia de 35.00 m desde el borde del acantilado según el análisis seudoestático

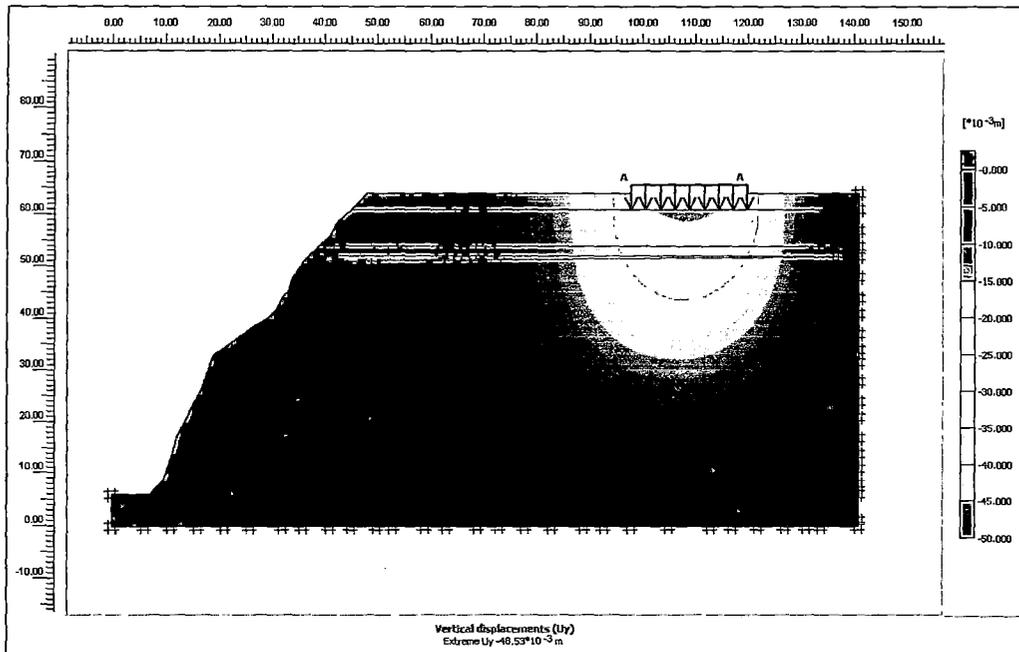


Alejando dicha distancia a la estructura, la superficie de deslizamiento que se genera no tiene influencia sobre dicha estructura.

<b>Aceleración Seudoestática</b>	<b>0.21 g</b>
<b>Distancia de Influencia de la Superficie de Falla (m)</b>	<b>35.00</b>

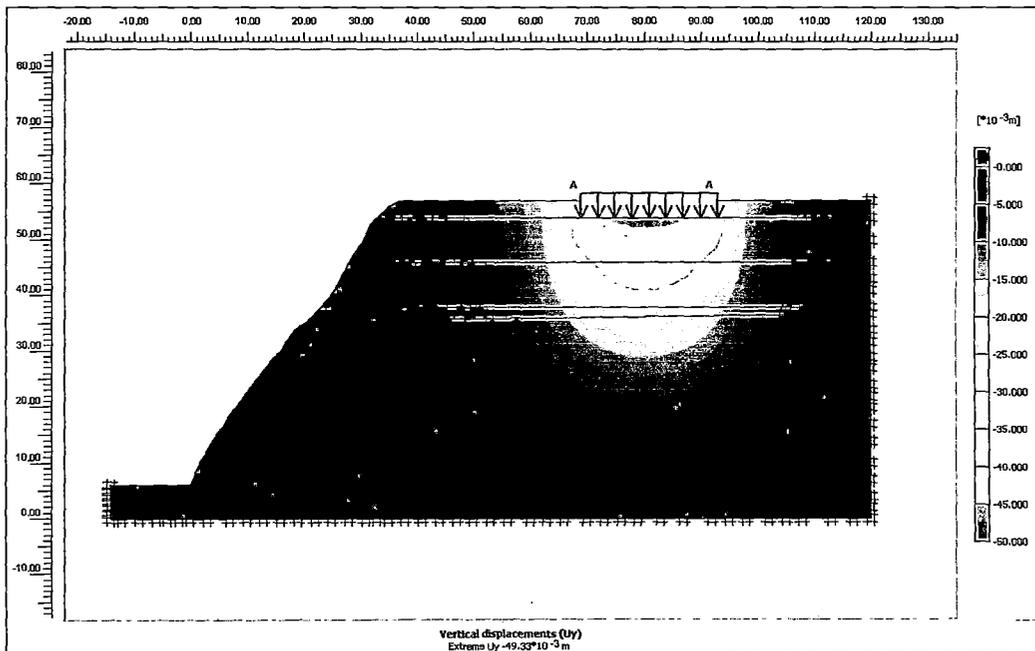
## ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

### PERFIL 1



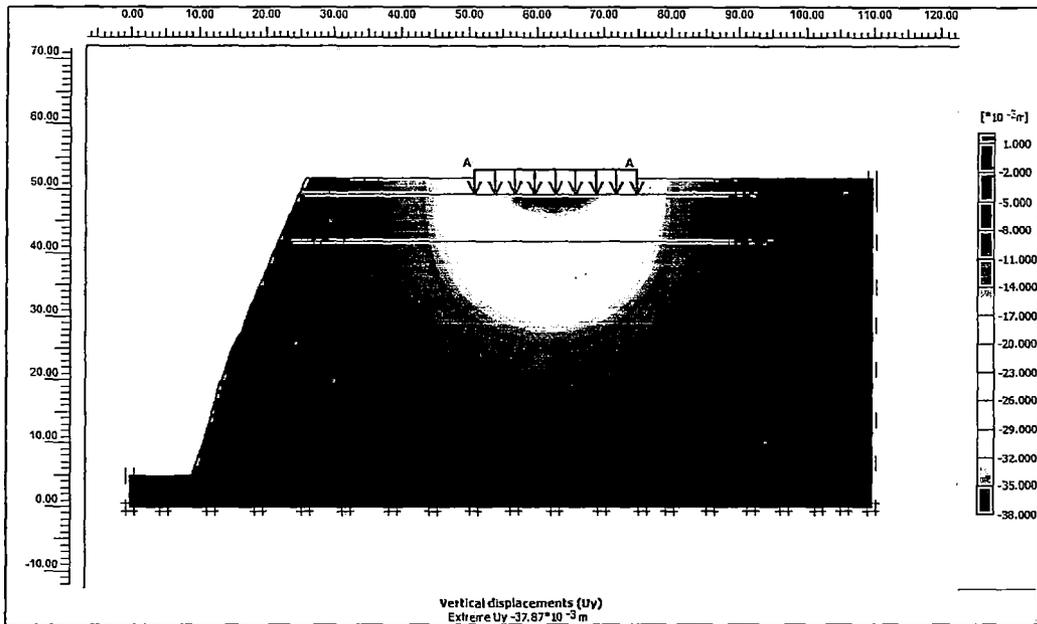
Carga = 490 kPa  $\rightarrow$  Uy = 4.85 cm

### PERFIL 2



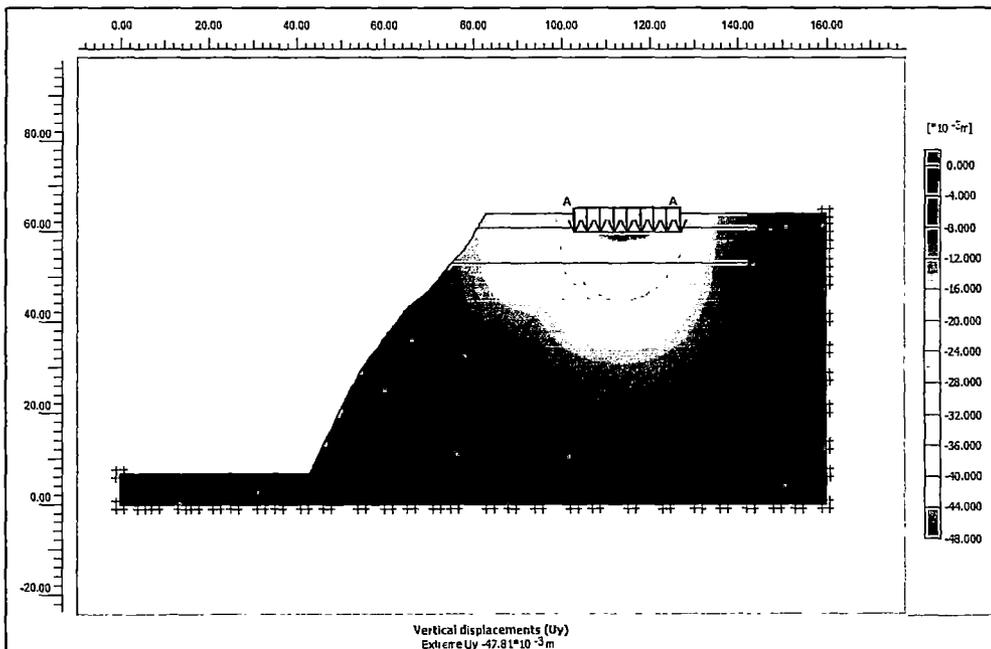
Carga = 460 kPa  $\rightarrow$  Uy = 4.93 cm

### PERFIL 3



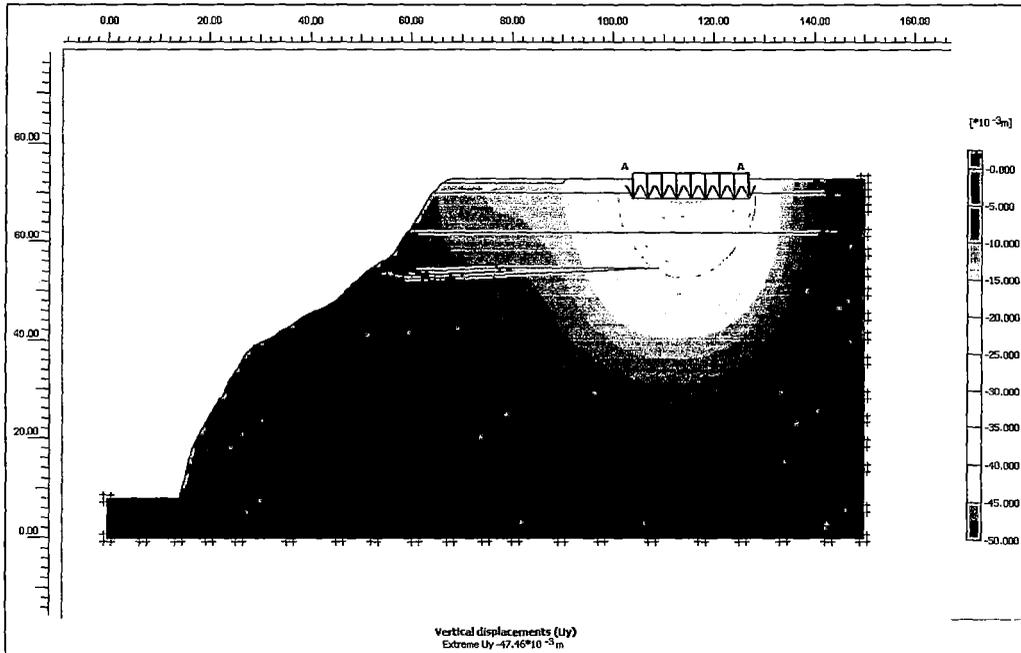
Carga = 380 kPa  $\rightarrow$  Uy = 3.79 cm

### PERFIL 4



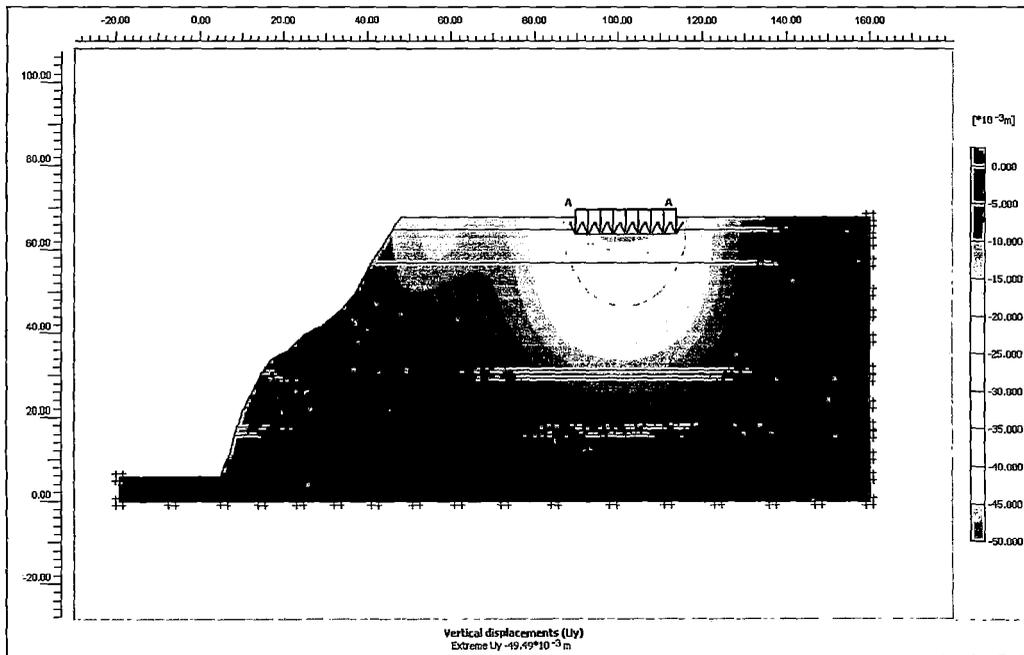
Carga = 450 kPa  $\rightarrow$  Uy = 4.78 cm

### PERFIL 5



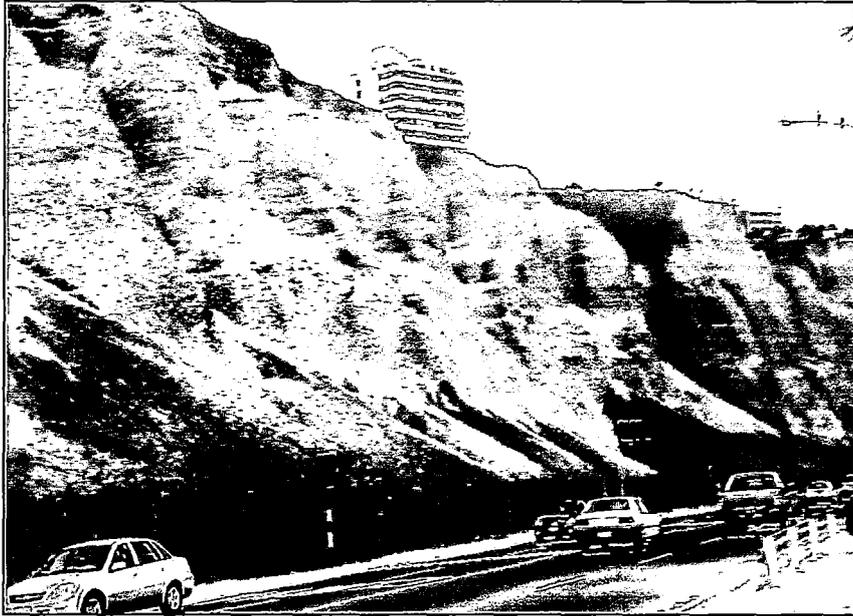
Carga = 430 kPa  $\rightarrow$  Uy = 4.75 cm

### PERFIL 6

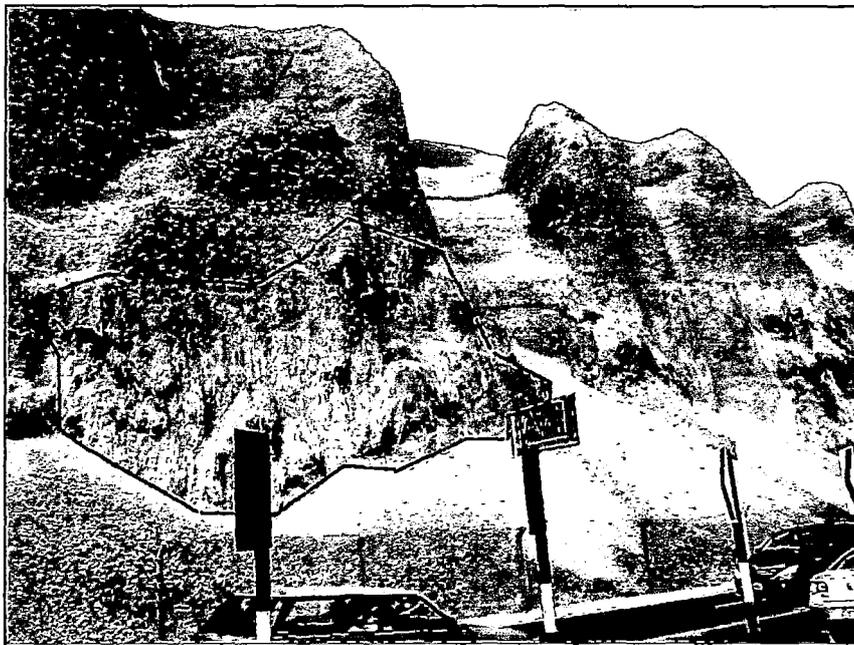


Carga = 450 kPa  $\rightarrow$  Uy = 4.95 cm

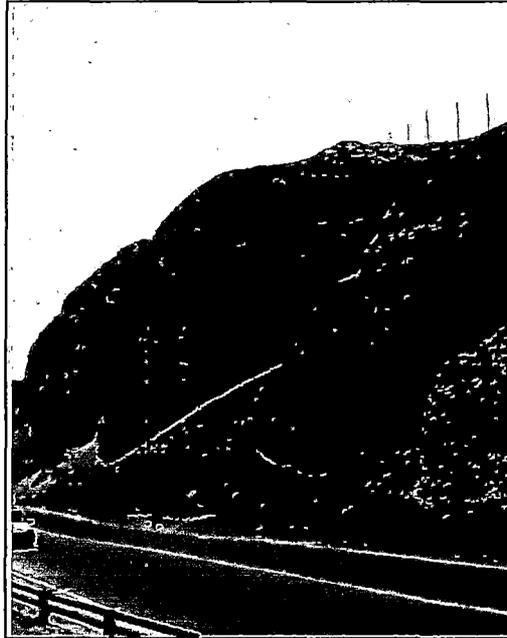
**ANEXO A-07: PANEL FOTOGRÁFICO**



**Foto N° 1:** Vista panorámica de los acantilados de Miraflores en la zona de estudio, con presencia de vegetación en la parte de la corona del acantilado, y escombros en la parte inferior con alguna presencia de vegetación. Algunos tramos presentan protección ante caída de gravas tal como se aprecia en la fotografía.



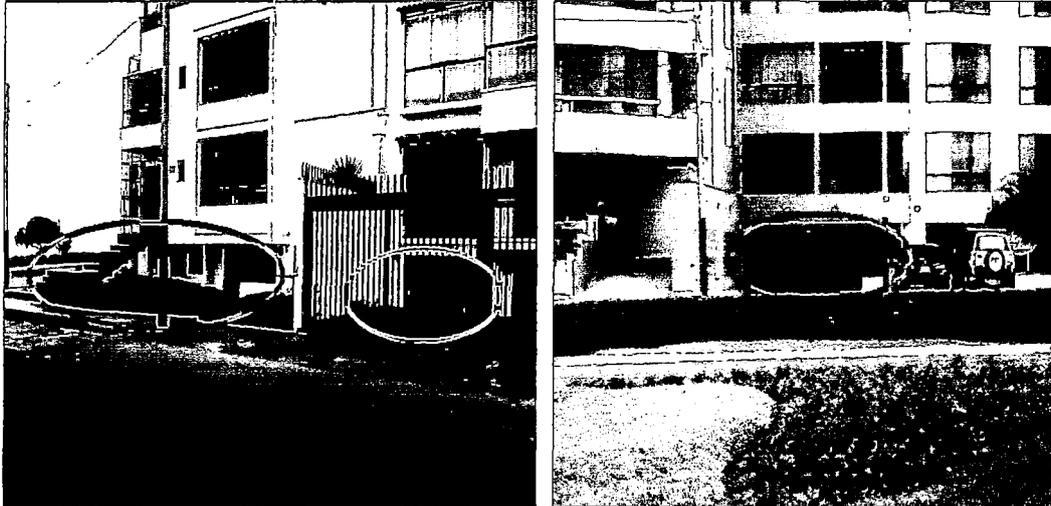
**Foto N°2 :** Vista en la que se aprecia que dichos acantilados presentan superficies semi-elípticas (rojo) producto de la erosión eólica, marina y otros agentes de intemperismo, y además se observa la presencia de costras calcáreas (azul).



**Foto N° 3:** Vista en la que se aprecia la predominancia de las gravas sobre el todo el perfil del acantilado, con pequeños lentes de arena-limosa que aparece solo en algunas zonas.



**Foto N° 4:** En la vista se puede apreciar la presencia de grandes edificaciones cercanas al borde del acantilado.



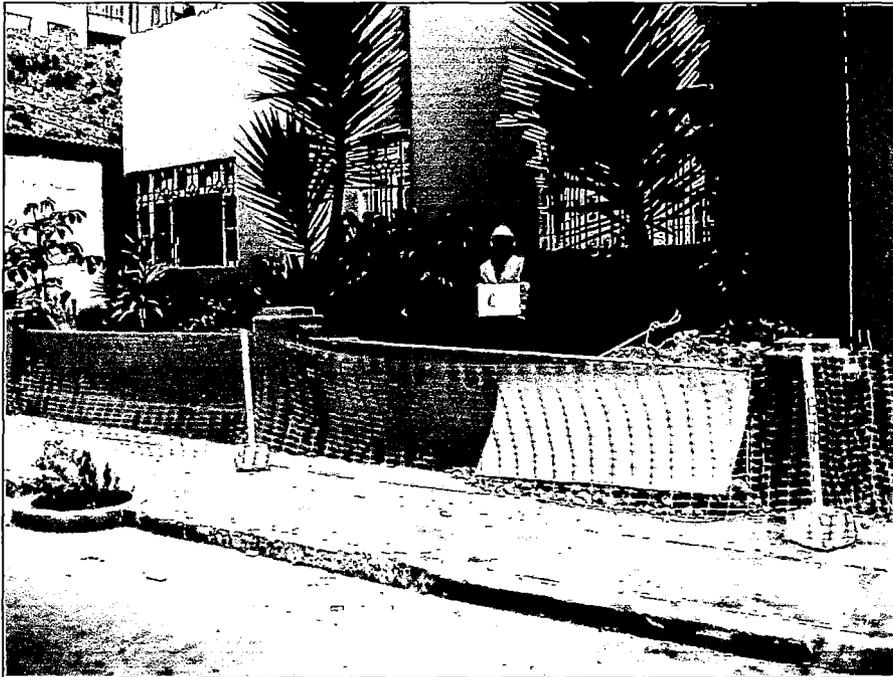
**Foto N° 5:** Vistas en las que se aprecia el uso que se le da a las excavaciones realizadas por debajo del nivel del terreno en la corona del acantilado.



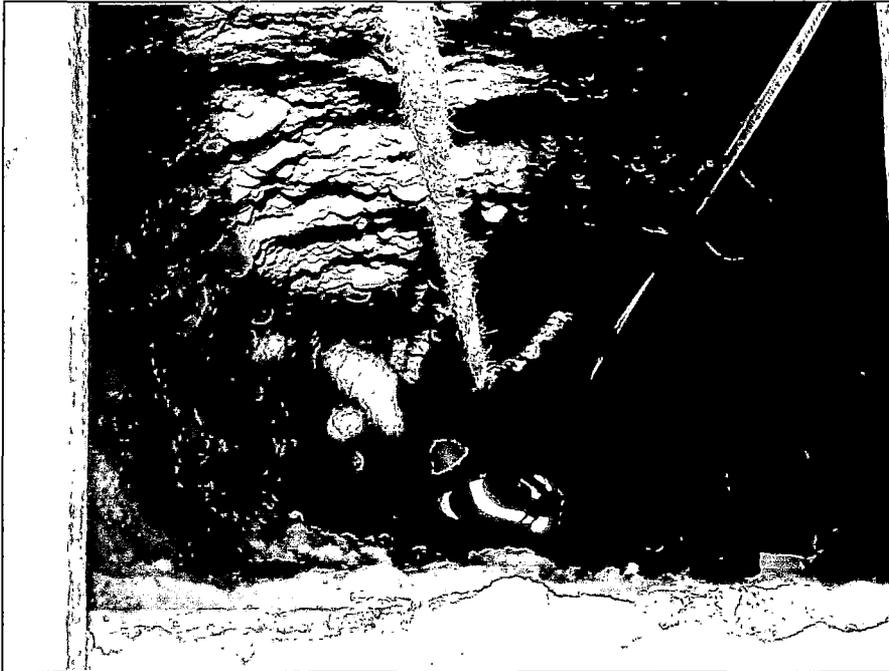
**Foto N°6:** Vistas en las que se aprecia la altura actual de las edificaciones que se encuentran cerca del acantilado



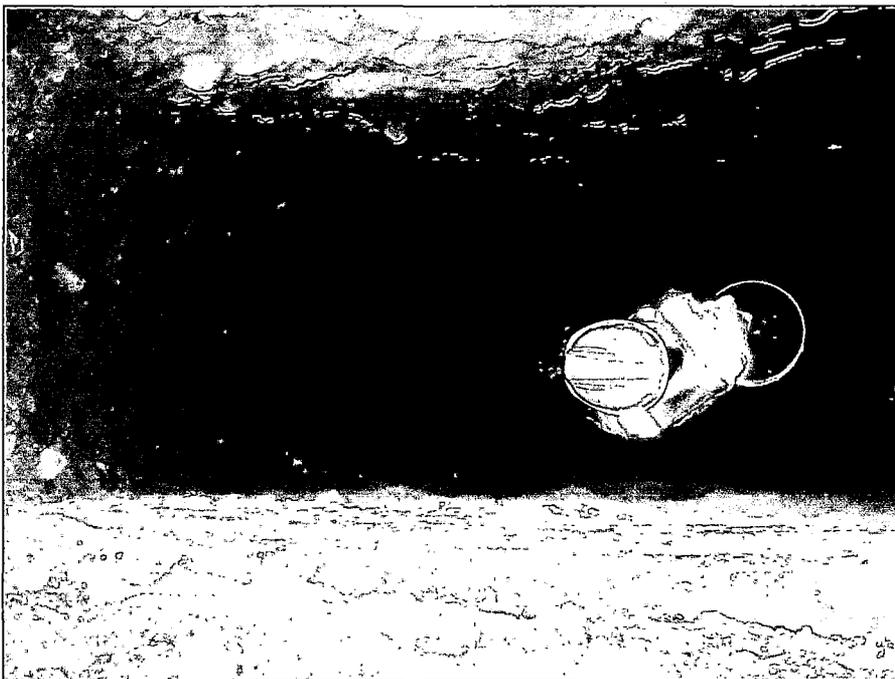
**Foto N° 7:** Vista panorámica de la zona en donde se realizó la calicata C-1, en el interior del tragaluz del edificio en la Av. Pardo una cuadra del parque Miguel Grau.



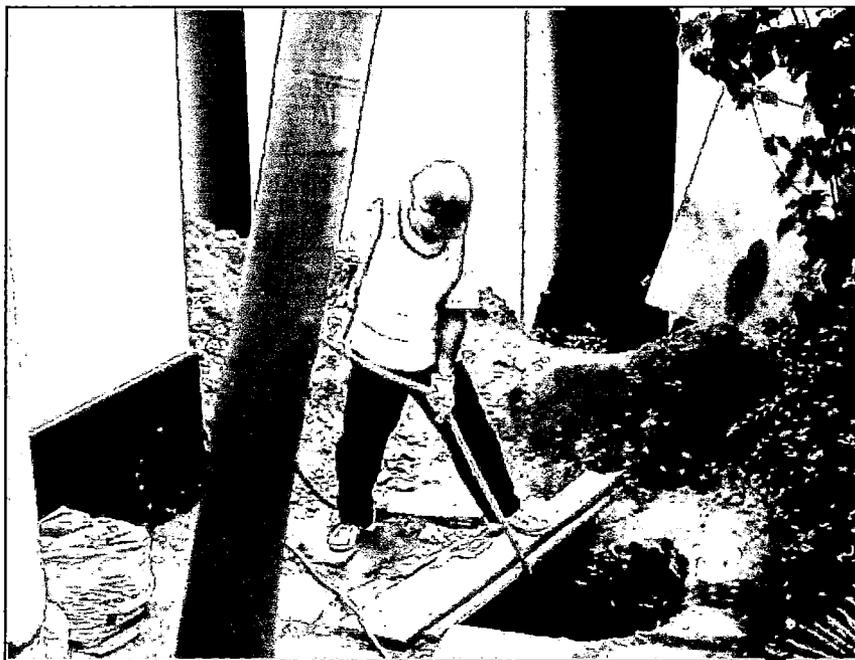
**Foto N° 8:** Vista panorámica de la zona en donde se realizó la calicata C-3, en la zona exterior del edificio en la Av. Pardo.



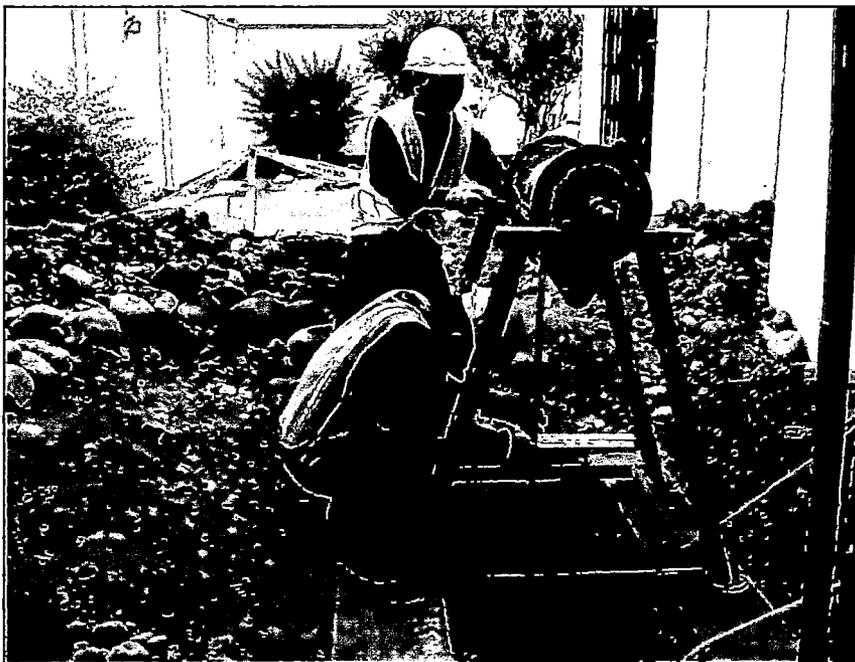
**Foto N° 9:** Vista interna de calicata C-1 de 12 m de profundidad, en la que se muestra el perfil del terreno.



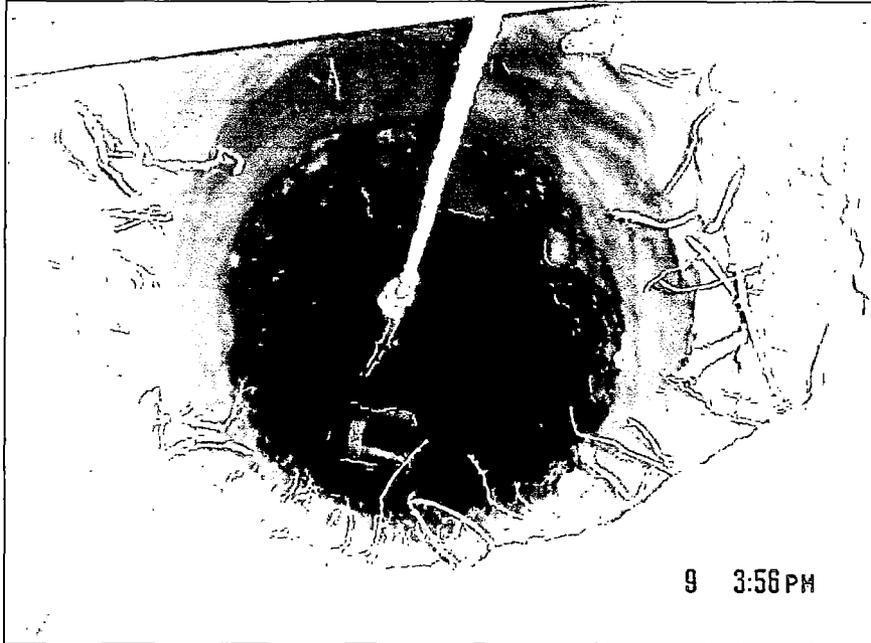
**Foto N° 10:** En la vista se aprecia la realización de la densidad de campo por el método del Balón D-2 realizada a una profundidad de 6.00 m en la calicata C-2.



**Foto N°11:** Vista panorámica de la zona en donde se realizó la calicata C-5, en la zona interior del edificio en las instalaciones de un vivienda en la calle Madrid, detrás del parque el Faro



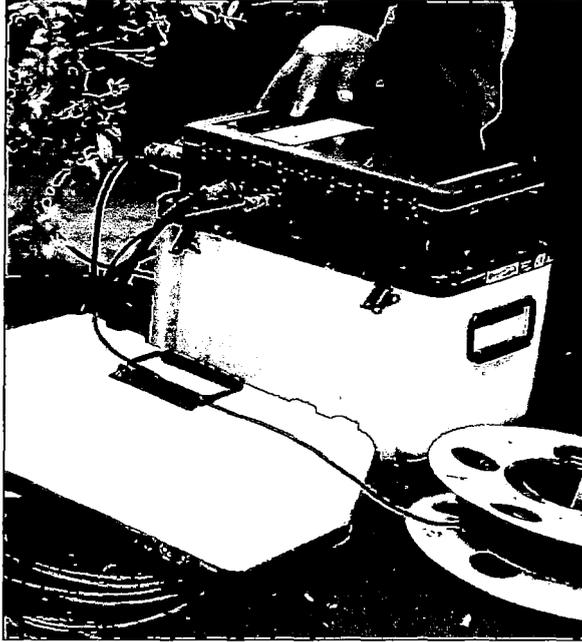
**Foto N°12:** Vista de la zona en donde se realizó la calicata C-6, en la zona de la terraza en la vivienda de la calle Madrid



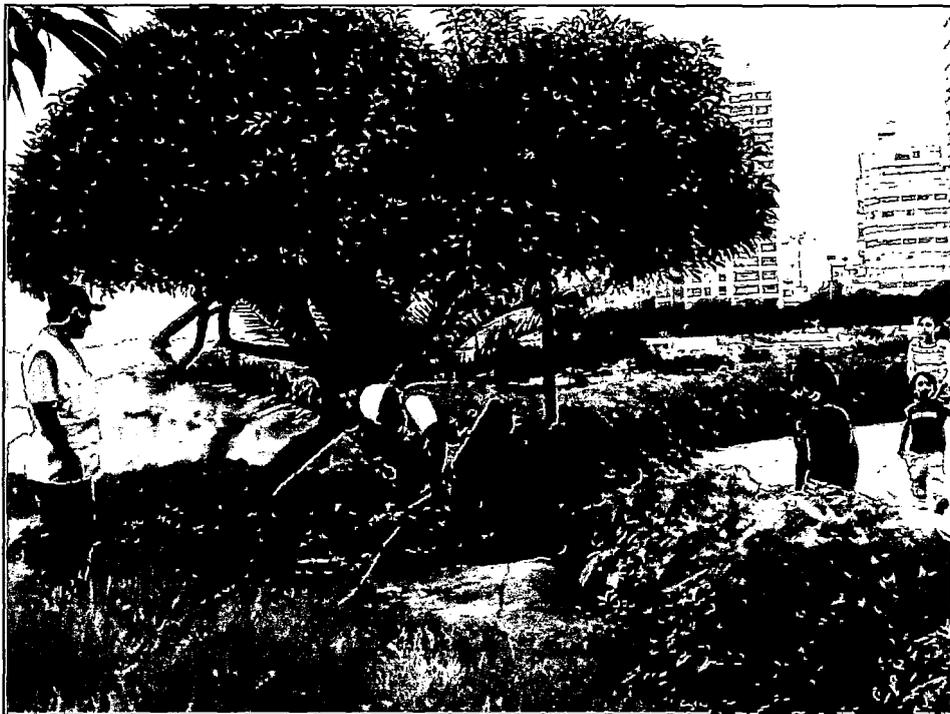
**Foto N°13:** En la imagen se observa el perfil dentro de calicata C-4 en la vivienda de la calle Madrid



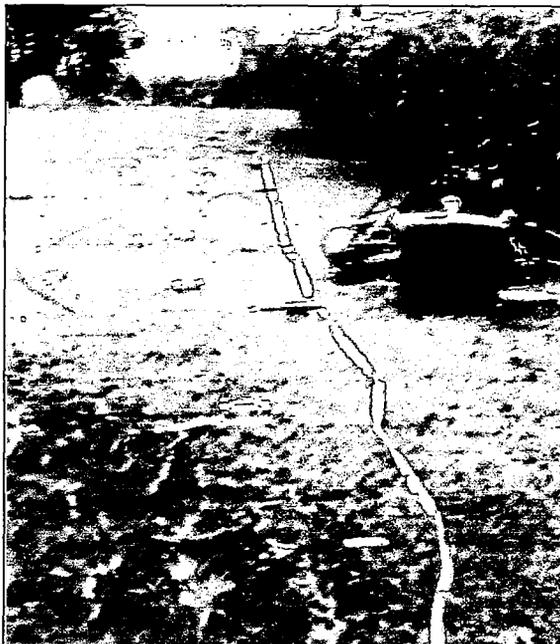
**Foto N°14:** En la imagen observamos el parque Itzhak Rabín en Miraflores donde se realizó el ensayo de refracción sísmica y el ensayo de MASW



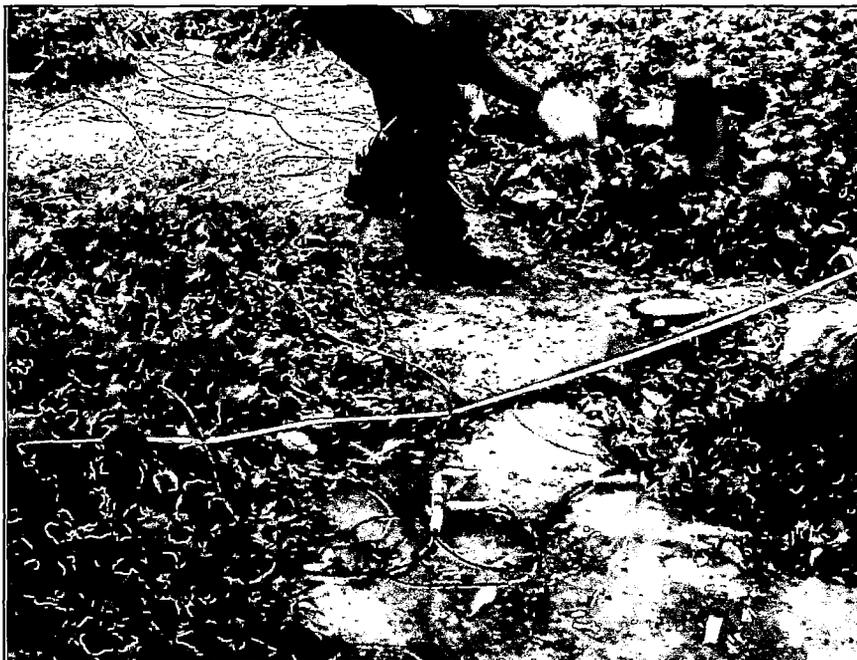
**Foto N°15:** Equipo Sismógrafo de 24 canales, que se utilizó tanto para el ensayo de refracción Sísmica y para el ensayo MASW



**Foto N°16:** Colocación de los geófonos para los ensayos geofísicos en línea recta



**Foto N°17 :** En la imagen observamos el tendido de la línea, se ve claramente los diferentes geófonos para cada ensayo, el geófono azul para el ensayo de refracción y el geófono rojo para el ensayo MASW.



**Foto N°18 :** Vemos el shout que sirve para generar la energía que hace captar as ondas generadas por el impacto.