

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**METODOLOGÍA DE OPTIMIZACIÓN DEL
DISEÑO GEOTÉCNICO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE
TALUDES DE UN PROYECTO EN LA COSTA VERDE**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

CHRISTIAN RUBÉN SALAZAR ACUÑA

Lima- Perú

2015

Digitalizado por:

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

Dedicatoria

A mis padres, Rubén y Bernarda,
a mis hermanos Rubén, Melissa, Martín y Andrea,
por el apoyo incondicional, paciencia y fe en mí.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar a Dios, por haberme dado la facilidad de seleccionar diferentes herramientas, tomar diferentes caminos, conocer a diferentes personas que compartieron sus conocimientos, llegando a ser la persona que todos conocen.

A mis padres, Rubén Salazar y Bernarda Acuña, que me dieron su apoyo y confianza absoluta, cuyo mejor presente ha sido mi formación como persona. Además a mis hermanos Rubén, Melissa, Martín y Andrea, además de todos mis familiares, que de alguna forma participaron directa e indirectamente en la elaboración de esta Tesis de Investigación.

A la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, casa de estudios que albergó durante varios años diversas etapas de aprendizaje en diferentes entornos, además del GeoGroup, que incentivó el amor a la Geotecnia.

Al Dr. Ing. Jorge Alva Hurtado, Sra. María Antonieta Luperdi de Alva, Dr. Ing. Zenón Aguilar Bardales, Dr. Ing. Miguel Estrada Mendoza, Arq. Guillermo Quezada, Ing. Sergio Herrera, Ing. Luis Raygada, Ing. Fernando Lázares, Ing. Swarton del Águila y el Ing. Julio Zedano, cuyas experiencias, enseñanzas, consejos y conocimientos que compartieron conmigo; así como conversaciones cotidianas fueron el soporte para fortalecer mi desarrollo profesional, además de ser los grandes impulsores para finalizar esta tesis de investigación.

A mis amigos, Miguel Roncal, Pedro Castañeda, Carmen Yupanqui, Fabiola Hinojosa, Rocío Robles, Tiffany Reyes, Milagros Justo, Carlos Rubino, Gloria Peña, Graciela Castilla, Liset Hurtado, Alan Marroquín, Arturo Hernández, Katty Cantoral, Mariel Segura, Cinthia Calderón, Grover Riveros, Jesús Ipanaqué, Erick Lino, Diana Díaz, Daniel Palomino, Andrés Reyes, Alejandro Gustavo, Andrés Ramírez, Daniel Vidal, Erick Reyes, Angela Delgadillo, Diana Cieza, Jesús Torres, Marcos Huiza, Abel Rodríguez, Karen Alarcón, Katheryn Campos, Lizeth Cutipa, Verónica Ramírez, Katya Tuesta y Fiorella Mejía por su solidaridad, confianza y apoyo incondicional durante el desarrollo de la presente tesis.

ÍNDICE

RESUMEN	5
LISTA DE CUADROS	6
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE SÍMBOLOS	10
INTRODUCCIÓN	11
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y ENFOQUE AL PROBLEMA DE ESTUDIO ..	12
1.1. PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA DE ESTUDIO.....	12
1.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	13
1.2.1. Objetivo Principal.....	13
1.2.2. Objetivos Específicos.....	13
1.3. ANTECEDENTES DEL PROYECTO	13
1.4. CARACTERIZACIÓN GENERAL DE LOS ACANTILADOS DE LA COSTA VERDE	14
1.5. ACTUALIZACIÓN TOPOGRÁFICA DEL TERRENO	16
1.5.1. Exploración Fotogramétrica del Área Del Proyecto	16
1.6. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	17
1.6.1. Características Arquitectónicas y Estructurales del Proyecto	17
1.7. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL PROYECTO	18
1.8. POTENCIALES PROBLEMAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO	19
CAPÍTULO II: EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA Y GEOFÍSICA EN LOS ACANTILADOS DE LA COSTA VERDE	20
2.1. CONCEPTOS PRELIMINARES PARA LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE SITIO	20
2.1.1. Recolección de Información Preliminar	20
2.1.2. Reconocimiento de Sitio.....	21
2.1.3. Investigación de Sitio	21
2.2. IMPORTANCIA DE LA DETERMINACIÓN Y ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	22
2.2.1. Incertidumbre en los Suelos	23
2.2.2. Variabilidad Espacial en los Suelos.....	25

2.3.	ANTECEDENTES GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS	26
2.4.	GEOLOGÍA DE LOS ACANTILADOS DE LA COSTA VERDE	26
2.4.1.	Geomorfología local de la formación del Acantilado de la Costa Verde ..	27
2.4.2.	Litología Regional.....	28
2.4.3.	Marco Estructural Geológico	28
2.4.4.	Geología Local.....	29
2.4.5.	Zonificación Geológica	30
2.5.	INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DIRECTA	30
2.5.1.	Historial de Investigaciones Geotécnicas Realizadas en el Área del Proyecto.....	31
2.5.2.	Resultados de la Investigación Geotécnica de Sitio	31
2.5.3.	Agresividad del Suelo	34
2.5.4.	Profundidad de la Napa freática.....	34
2.6.	INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA INDIRECTA	34
2.6.1.	Prospección Geofísica.....	35
2.6.2.	Método de Refracción Sísmica	35
2.6.3.	Método de Análisis Multicanal de Ondas de Superficie (MASW).....	37
2.6.4.	Valores Típicos de Ondas de Propagación.....	38
2.6.5.	Equipo y Software para la Prospección Geofísica	40
2.6.6.	Descripción de los Trabajos de Campo	40
2.6.7.	Resultados de la Investigación Geofísica mediante la Refracción Sísmica	42
2.6.8.	Resultados de la Investigación Geofísica mediante Sondajes MASW	46
2.6.9.	Estimación de Parámetros Elásticos en Base a la Medición de Velocidades de Propagación de Onda	53
2.7.	ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL ACANTILADO DE LA COSTA VERDE.....	55

CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE ANCLAJES ACTIVOS Y PASIVOS..... 56

3.1.	CONCEPTOS PRELIMINARES PARA LOS DESLIZAMIENTOS DE MATERIAL EN TALUDES.....	56
3.2.	TIPOS DE DESLIZAMIENTOS TÍPICOS EN TALUDES	57
3.2.1.	Desprendimiento de material en taludes	57
3.2.2.	Deslizamiento de Material en Taludes	59
3.2.3.	Flujo de Material en Taludes	62

3.3.	CONCEPTOS PRELIMINARES PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES	63
3.3.1.	Limitaciones de los Métodos de Equilibrio Límite	66
3.3.2.	Factor de seguridad determinístico	67
3.3.3.	Factor de seguridad para taludes	67
3.4.	MÉTODO DE CUERPO LIBRE PARA EL CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES.....	71
3.4.1.	Método de Espiral Logarítmica.....	71
3.4.2.	Método de Talud Infinito.....	72
3.5.	MÉTODO DE DOVELAS PARA EL CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES.....	74
3.5.1.	Método General de Dovelas: Falla Circular	76
3.5.2.	Método Simplificado de Bishop	78
3.5.3.	Método del Cuerpo de Ingenieros (Sueco Modificado)	79
3.5.4.	Método de Lowe y Karafiath.....	79
3.5.5.	Método de Spencer	79
3.5.6.	Método de Morgenstern y Price	81
3.5.7.	Método de Chen y Morgenstern.....	81
3.5.8.	Método de Sarma	81
3.5.9.	Mecanismos Compuestos de Falla	82
3.5.10.	Comparación de los diversos Métodos.....	83
3.6.	DESCRIPCIÓN DE LAS NORMAS RELEVANTES PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO	85
3.6.1.	Normas relevantes para el Diseño Geotécnico	85
3.7.	CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO	86
3.8.	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	86
3.9.	ANÁLISIS SÍSMICO PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO.....	87
3.10.	CONSIDERACIONES PARA ESTABLECER LOS FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO	89
3.11.	CAMPOS DE APLICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO.....	89
3.12.	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO ACTIVOS Y PASIVOS	95
3.13.	RESULTADO DE LOS CÁLCULOS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES	98

CAPÍTULO IV: OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO GEOTÉCNICO	100
4.1. DESCRIPCIÓN DE LAS METODOLOGÍAS DE OPTIMIZACIÓN.....	100
4.1.1. Metodologías de optimización.....	100
4.2. PROCESO CONSTRUCTIVO SUGERIDO DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO.....	103
4.2.1. Proceso constructivo recomendado para Anclajes.....	103
4.2.2. Proceso constructivo recomendado para Soil Nailing.....	105
4.2.3. Equipo de trabajo recomendado.....	107
4.2.4. Consideraciones en el Proceso Constructivo de los Elementos de Sostenimiento	109
4.3. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO SOBRE EL ACANTILADO DE LA COSTA VERDE.	110
4.4. RESULTADOS DE LA CUBICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO ACTIVOS Y PASIVOS.....	114
4.5. TIEMPOS Y COSTOS DE IMPLEMENTACIÓN	115
4.5.1. Determinación del Costo a invertir para el proyecto.....	115
4.5.2. Determinación del Tiempo a invertir para el proyecto.....	116
4.6. CONSIDERACIONES DE MANTENIMIENTO PARA LOS CASOS DE FALLA EN LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO.....	117
4.6.1. Fallas previstas durante el ensayo de los elementos de sostenimiento.	117
4.7. MONITOREO DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO EN LOS ALREDEDORES DEL ACANTILADO DE LA COSTA VERDE.....	118
4.7.1. Métodos Alternativos Recomendados para la Estabilización de Taludes en los Alrededores del Proyecto.....	119
4.7.2. Métodos de monitoreo propuestos para la Estabilidad de Taludes	122
4.8. PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO	124
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	129
5.1. CONCLUSIONES.....	129
5.2. RECOMENDACIONES	133
BIBLIOGRAFÍA	134

ANEXOS

RESUMEN

La presente Tesis de Investigación tiene como objetivo optimizar la Metodología de Diseño Geotécnico para los proyectos relacionados con la Estabilidad de Taludes. Si bien se tiene una manera de presentar estos proyectos, no se profundiza a nivel de detalle los trabajos a realizar para estos estudios. Muchas veces se termina la investigación cuando se presenta el Factor de Seguridad que supera los valores mínimos establecidos, pero no se llega a tener un estudio de detalle que cuantifique el material necesario para estabilizarlo, el control y monitoreo que debe tenerse durante y después del proyecto, además de cómo serán afectadas las zonas aledañas del trabajo.

Por tal motivo se plantea una metodología acorde a las condiciones necesarias para obtener tales resultados, determinar por qué se puede trabajar la Estabilidad de Taludes con el Método de Equilibrio Límite, determinar las numerosas superficies de falla calculadas por el programa para determinar el criterio para seleccionar la adecuada, además de determinar los diferentes tipos de refuerzo del suelo y establecer una corriente para la selección de los mismos. Finalmente se proponen las Conclusiones obtenidas de la presente Tesis de Investigación, además de brindar diferentes Recomendaciones para futuros trabajos correspondientes al rubro.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N°1: Tipos de Incertidumbre en la Determinación de las Propiedades Geotécnicas del Suelo	24
Cuadro N°2: Calicatas o Excavaciones a Cielo Abierto.....	32
Cuadro N°3: Resumen de Resultados de Ensayos Estándar de Laboratorio ...	33
Cuadro N°4: Velocidad de Propagación de Ondas Compresionales	39
Cuadro N°5: Velocidades de Ondas Compresionales según la ASTM	39
Cuadro N°6: Velocidad de Propagación de Ondas Compresionales	39
Cuadro N°7: Velocidades de Ondas de Corte para Diversos Suelos	39
Cuadro N°8: Parámetros Elásticos de la Zona de Estudio	54
Cuadro N°9: Número de Ecuaciones por Introducción de n Dovelas	75
Cuadro N°10: Número de Incógnitas por Introducción	75
Cuadro N°11: Resumen los Métodos y Suposiciones	76
Cuadro N°12: Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes.....	83
Cuadro N°13: Bloques Analizados para la Estabilidad de Taludes	86
Cuadro N°14: Parámetros Geotécnicos Obtenidos en el Conglomerado de Lima	87
Cuadro N°15: Parámetros Geotécnicos del Material del Acantilado - Costa Verde	87
Cuadro N°16: Factores de Seguridad para Diseño de Taludes.....	89
Cuadro N°17: Acero de Tensado DYWIDAG Y1050H	92
Cuadro N°18: Características de los Elementos Activos de Sostenimiento.....	93
Cuadro N°19: Características de los Elementos Pasivos de Sostenimiento.....	94
Cuadro N°20: Sistema de Barra Autoperforante DYWI Drill	95
Cuadro N°21: Características Geométricas Mecánicas para el Diseño Geotécnico.....	98
Cuadro N°22: Factores de Seguridad Obtenidos en el Análisis de Estabilidad ..	99
Cuadro N°23: Cargas Admisibles de Trabajo de los Elementos de Sostenimiento	99
Cuadro N°24: Denominación de los Bloques y Elementos de Sostenimiento...	111
Cuadro N°25: Metrado Final de los Elementos de Sostenimiento para el Proyecto.....	115
Cuadro N°26: Ventajas y Desventajas del Manejo del Riesgo de Desastres ...	118

Cuadro N°27: Propuestas de Solución Frente a Diferentes Amenazas en Taludes	119
Cuadro N°28: Métodos de Control para la Estabilización de Taludes	119

LISTA DE FIGURAS

Figura N°1:	Vista tridimensional del Proyecto sobre la Costa Verde	14
Figura N°2:	Sectorización y delimitación de los elementos de la Costa Verde	15
Figura N°3:	Vista aérea de la ubicación del Proyecto sobre la Costa Verde ...	17
Figura N°4:	Refracción de las ondas sísmicas	35
Figura N°5:	Diagrama del ensayo de Refracción Sísmica	36
Figura N°6:	Dromocrónica del ensayo de Refracción Sísmica	36
Figura N°7:	Perfil de velocidades de Ondas S. Método MASW	37
Figura N°8:	Esquema representativo de la técnica del MASW	38
Figura N°9:	Tendido de ensayo de refracción sísmica LS-01	41
Figura N°10:	Desprendimiento de roca, 29/07/2008-Furry Creek, Canadá.	58
Figura N°11:	Vuelco de roca. Howson, Canadá, 2002	58
Figura N°12:	Desprendimiento de Material Suelto en la Costa Verde	59
Figura N°13:	Esquema transversal de una falla circular	59
Figura N°14:	Esquema Isométrico de una Falla Circular	60
Figura N°15:	Tipos de Falla Circular	60
Figura N°16:	Esquema Transversal de una Falla Plana	61
Figura N°17:	Esquema Isométrico de una Falla Plana	61
Figura N°18:	Esquema Transversal de una Falla No Circular	61
Figura N°19:	Esquema de una Grieta de Tensión para Análisis de Equilibrio Limite	62
Figura N°20:	Bloque sobre Plano Inclinado a un Ángulo ψ de la Horizontal	68
Figura N°21:	Talud con Superficie de Falla Plana a ψ Grados de la Horizontal	68
Figura N°22:	Relación entre el Esfuerzo Cortante T y Esfuerzo Normal σ	69
Figura N°23:	Talud y Superficie de Falla Espiral Logarítmica	71
Figura N°24:	Método de Talud Infinito	72
Figura N°25:	Esquema Transversal de una Dovela	74
Figura N°26:	Superficie de Falla Circular Dividida en Dovelas	76
Figura N°27:	Fuerzas Aplicadas sobre una Dovela- Método Simplificado de Bishop	78
Figura N°28:	Paralelismo de las Fuerzas entre Dovelas en el Método de Spencer	80
Figura N°29:	Fuerzas que Actúan sobre las Dovelas en el Método de Spencer	80
Figura N°30:	Mecanismos Compuestos de Falla	82

Figura N°31: Mecanismos Compuestos de Falla	82
Figura N°32: Anclajes de Barra utilizados en el Metro de Santiago	90
Figura N°33: Soil Nailing utilizado en la Vía Parque Rímac	90
Figura N°34: Esquema de la Barra de Anclaje DYWIDAG	91
Figura N°35: Esquema del Elemento de Sostenimiento Autoperforante DYWI Drill	94
Figura N°36: Ábaco para el Cálculo de q_s para Arenas y Gravas	97
Figura N°37: Diagrama para la instalación de Anclajes.....	105
Figura N°38: Secuencia de Construcción de un Muro con Soil Nailing	107
Figura N°39: Perforadora Atlas Copco Mustang 5-P4D – Anclajes	108
Figura N°40: Perforadora Atlas Copco Mustang 4-F4D – Soil Nailing	109
Figura N°41: Corte de Taludes para la Construcción del Proyecto	110
Figura N°42: Recomendación de Instalación de Anclajes o Nails en Esquinas	112
Figura N°43: Ubicación recomendada para la Instalación de Anclajes o Nails en Zonas Inferiores de los Taludes	113
Figura N°44: Estructura de Contención del Bloque 2 - Ascensores	114
Figura N°45: Instalación de Mallas y Mantas con Detalle de las Grapas.....	121
Figura N°46: Sistema de Barrera Metálica con Cables para Caída de Rocas .	122
Figura N°47: Elementos y Componentes de un Acelerógrafo	123
Figura N°48: Elementos y Componentes de un Tiltímetro.....	123
Figura N°49: Elementos y Componentes de un Extensómetro.....	124

LISTA DE SÍMBOLOS

- ASTM** : American Society for Testing and Materials
- DCP** : Duplex Coating Protection
(Doble Protección a la Corrosión)
- DSI** : DYWIDAG Systems International
- IGU** : Método de Inyección para la Formación del Bulbo:
Inyección Global Unificada
- IRS** : Método de Inyección para la Formación del Bulbo:
Inyección Repetitiva Selectiva
- JIT** : Just in Time
(Justo a Tiempo)
- MASW** : Multichannel Array of Surface Waves
(Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal)
- MEL** : Método de Equilibrio Límite
- N_{SPT}** : Número de Golpes a 30cm del Ensayo de Penetración
Estándar
- TPM** : Total Productive Maintenance
(Mejoramiento Productivo Total)

INTRODUCCIÓN

El crecimiento acelerado de la industria de la construcción en el Perú empieza a presentar diferentes impedimentos conforme van avanzando hacia diferentes entornos, resaltando entre muchas de estas condiciones los aspectos sociales, económicos, laborales, territoriales, ambientalistas, entre otros. En el caso revisado, la problemática se enfoca a la falta de espacios geográficos en la región de Lima Metropolitana, netamente para la ejecución de proyectos de gran envergadura.

Ahora, basados en este nuevo proyecto que busca espacios sobre los Acantilados de la Costa Verde, se plantea una propuesta para el Diseño Geotécnico de la Estabilidad de Taludes. Son pocos los antecedentes que se tienen para proyectos de este tipo. Si bien se han realizado trabajos de Estabilización de Taludes para el Museo "Lugar de la Memoria" en Miraflores y ciertos tramos de la Costa Verde en Barranco, no se ha tenido hasta el momento la experiencia necesaria si nos referimos a estructuras que se sitúen sobre los Acantilados de la Costa Verde.

Se explicará capítulo por capítulo las diferentes características que presenta el proyecto, comenzando por la Investigación previa, trabajos de campo realizados, estructuración de los taludes con los elementos de sostenimiento, interacción de los elementos de sostenimiento con el talud, además de cumplir con la estabilidad. Finalmente se hará una revisión de todas las metodologías para optar por la más conveniente, además de brindar conclusiones y recomendaciones adecuadas para el proyecto y para futuras líneas de investigación.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN Y ENFOQUE AL PROBLEMA DE ESTUDIO

1.1. PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA DE ESTUDIO

En nuestro medio se busca aprovechar al máximo los espacios geográficos para todo tipo de construcción, habilitar terrenos en diversos espacios con topografía accesible, o para todo caso, adaptarlos a la topografía poco convencional existente, todo tipo de áreas que serían de utilidad para diferentes proyectos de ingeniería. Por tal motivo, se presenta esta propuesta de una construcción poco convencional, donde se encontrarán diferentes tipos de dificultades enfocadas netamente en la Estabilización de Taludes a realizar sobre los Acantilados de la Costa Verde para la construcción de diferentes proyectos ingenieriles.

Superar las fases de Diseño para la Estabilización de Taludes en este tipo de terreno resulta complicado para procedimientos constructivos convencionales, pero para este trabajo se presenta una propuesta adecuada, la cual representaría un gran paso para innovaciones en Métodos Constructivos, Análisis y Diseño Geotécnico, además del producto final, mejoramiento de la calidad de vida con estructuras adecuadas para tal fin, presentándose además la Metodología de Optimización para el Diseño Geotécnico. Ergo, se justifica el presente trabajo de investigación en base a lo siguiente:

- La necesidad de contar con una Metodología para el Análisis de Estabilidad de Taludes, en este caso aplicado para el proyecto a construir sobre los acantilados de la Costa Verde. Cabe resaltar que se debe contemplar el análisis con elementos de estabilización adecuados para el acantilado.
- La verificación en la fase previa, durante y después de la construcción, de modo que se subsane todo tipo de inconvenientes que puedan presentarse, sea el caso de una falla potencial del talud en caso de eventos sísmicos, o un inadecuado planteamiento para la cimentación sobre el acantilado de la Costa Verde.
- Relación Costo-Tiempo necesario para el diseño optimizado basado en criterios técnicos y financieros, factores importantes para la viabilidad del proyecto.

1.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1. Objetivo Principal

El objetivo general es desarrollar una metodología de trabajo para la Estabilidad de Taludes, basada en las características geotécnicas del suelo, propiamente de la Costa Verde, y propiedades mecánicas de los materiales presentes, enfocándolos en la Optimización del Diseño Geotécnico, además de los diferentes elementos que interactuarán con el acantilado.

1.2.2. Objetivos Específicos

- A través del cálculo de la Estabilidad de Taludes se validará o descartará la propuesta de utilización de anclajes activos o pasivos, la cual comprende una evaluación en función de las ventajas y desventajas que presenten, además de la verificación de esfuerzos y deformaciones del terreno.
- Se busca determinar en qué casos y condiciones se requiere la aplicación de Cimentaciones Superficiales y Profundas, en base al comportamiento que presenten estos elementos frente a las sollicitaciones de carga y a las características geotécnicas y geométricas del acantilado.
- Determinar cuál es la relación óptima entre la inversión realizada para las actividades dirigidas a la estabilización del talud, su nivel de factibilidad y el beneficio a corto y largo plazo de las elecciones realizadas para este diseño, además de la relación inversión monetaria y tiempo empleado.

1.3. ANTECEDENTES DEL PROYECTO

El presente tema de investigación hace énfasis en un proyecto que consiste en una edificación hotelera con calificación de 5 estrellas debido a la cantidad de servicios con los que contará para su público objetivo, principalmente en el área de alojamiento. A nivel global, es sabido que los proyectos hoteleros tienen como objetivo a la Persona de Negocios, personaje que participa de manera activa y dinámica en el mundo hotelero. Este hecho está determinado por el factor de que este tipo de cliente no tiene tiempo que perder en sus actividades, por lo que requiere realizar sus labores en el menor tiempo posible durante su estadía. Está comprobado que los principales clientes de los hoteles cinco estrellas permanecen un tiempo mínimo en sus habitaciones, por lo que los servicios que este ofrece deben ser orientados hacia las actividades posibles de realizar a partir de las seis

de la tarde y concentradas en ofrecer relax y máxima comodidad, pues estos clientes permanecen largas temporadas hospedados en estos hoteles.

Por tal motivo, se aprovecha la irregular pero creciente actividad económica en el Perú, donde el mercado bursátil apunta a una amplia gama de inversiones en diferentes sectores, por lo que, concatenando los objetivos buscados y el proyecto hotelero, apuntan a resultados positivos en lo que refiere al aspecto inversión-beneficio. En la siguiente figura se aprecia el modelo resultante del proyecto hotelero, estructura que visualmente no sobresale del estado natural del acantilado, gracias al diseño arquitectónico forma un único ente con su entorno lo cual favorece a la filosofía del Green Building (conocido también como construcciones sostenibles), donde la estructura no impone su presencia sobre su entorno, sino se adapta al mismo, mimetizándose en el entorno de los acantilados para cumplir su objetivo.

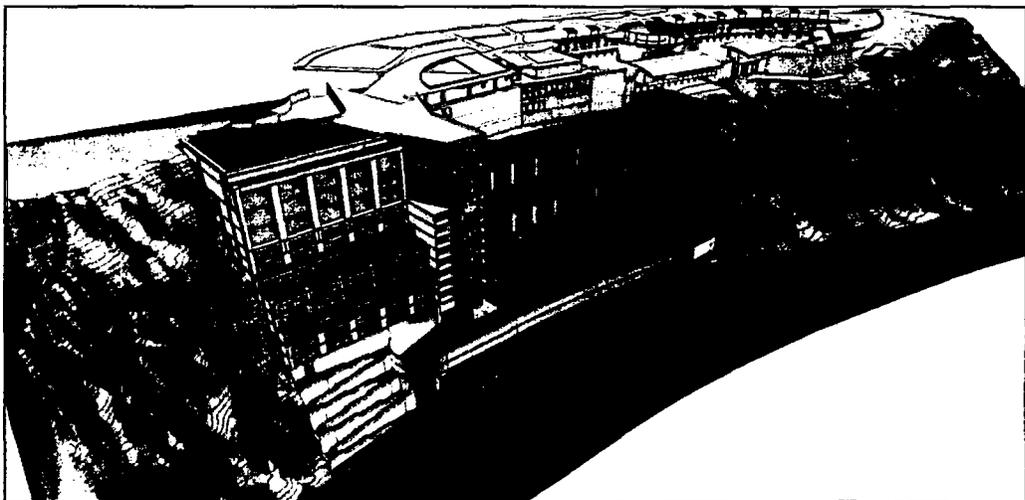


Figura N°1: Vista tridimensional del Proyecto sobre la Costa Verde
(Fuente: Diario El Comercio, 2012)

1.4. CARACTERIZACIÓN GENERAL DE LOS ACANTILADOS DE LA COSTA VERDE

Los acantilados de la Costa Verde recorren varios distritos de la ciudad de Lima, y uno de los sectores del Acantilado atraviesa los distritos de San Isidro, Miraflores y Barranco. De acuerdo a la investigación realizada por R. Macazana (Análisis dinámico de los Acantilados de Lima, 2006), se manifestó que las deformaciones causadas en el talud debido a eventos sísmicos no son significativas. Para dicho

análisis se empleó como dato de entrada el sismo de Lima-Perú de 1974 y el sismo de Kobe-Japón de 1995.

Haciendo referencia al Acantilado de la Costa Verde como todo un ente, se denomina a toda la franja del litoral metropolitano, incluyendo el mar, denominado como "Costa Verde", ámbito geográfico destinado al cumplimiento de un rol social en nuestra ciudad, a través de la función de las entidades gubernamentales locales, establecida en el Plan de Desarrollo Metropolitano Lima-Callao 1990-2010. El ámbito de la Costa Verde, de acuerdo con su rol y función asignado en el Plan de Desarrollo Metropolitano, constituye patrimonio colectivo de la ciudad de Lima y provincia constitucional del Callao, dentro del objetivo primordial de promover a la comunidad metropolitana a la obtención de mejores niveles de vida, relacionados, entre otros, con la habilitación de estructuras que otorguen un beneficio a nuestra sociedad, tales como proyectos públicos y privados orientados hacia la recreación, el deporte, el esparcimiento y las diversas actividades a localizarse en dicho ámbito, en un grado óptimo en cuanto a su radical distribución espacial, en relación con el servicio que prestan a la población local, metropolitana, nacional e internacional.

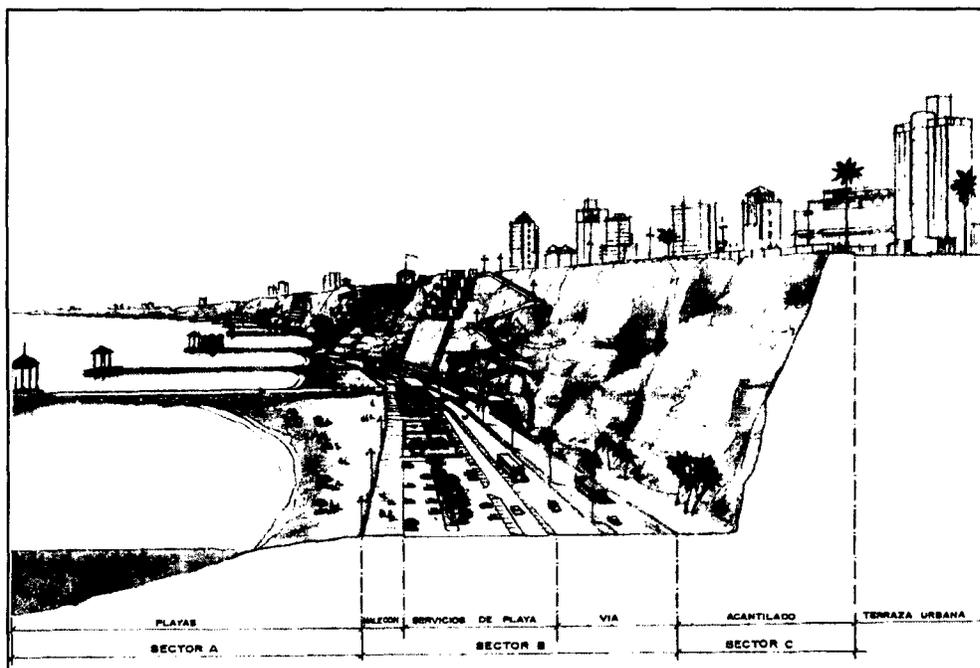


Figura N°2: Sectorización y delimitación de los elementos de la Costa Verde
(Fuente: Revista de la Autoridad del Proyecto Costa Verde, 1995)

1.5. ACTUALIZACIÓN TOPOGRÁFICA DEL TERRENO

Como punto de partida esencial en proyectos de gran envergadura, se requiere un replanteo de la zona de trabajo en que se proyecta dicha edificación. Para el terreno correspondiente al Proyecto mencionado, el lindero norte colinda con el Malecón de la Reserva y el tramo inicial del Centro Comercial Larcomar, el lindero este y oeste están rodeados del acantilado de la Costa Verde, y el lindero sur colinda con la Av. Costanera.

El área de trabajo se encuentra a diferentes altitudes que varían desde la cota 5.0 msnm en la planta baja hasta una cota de 71.0 msnm en la parte más elevada del acantilado. Se presenta además la delimitación del área que cubrirá el proyecto en mención. El plano de replanteo topográfico puede encontrarse en el Plano de Actualización Topográfica (**AT-01**).

1.5.1. Exploración Fotogramétrica del Área Del Proyecto

Como referencia, se ha realizado una recopilación con información de fotos aéreas realizadas en años anteriores, con lo que se puede estimar el comportamiento referido al movimiento de tierras realizado en los alrededores del Acantilado, Parque Salazar y lo que es actualmente el Centro Comercial Larcomar. Las fotografías datan del 16 de diciembre de 1943, 11 de julio de 1957, 5 de octubre de 1967 y 24 de febrero de 1988.

Al realizar la comparación cronológica entre estas 4 imágenes, se llega a la conclusión que el material de cobertura presente en esta zona del acantilado ha sido cubierta con material de excavación proveniente de los trabajos realizados en la zona del Centro Comercial Larcomar, Parque Salazar y lo que fue en su momento, la Concha Acústica. Todo este movimiento de tierras ha generado un desplazamiento masivo de tierra, lo cual para las prácticas acostumbradas en dicha época, el material excedente fue depositado en el acantilado, formando una capa superficial de material de buena resistencia, pero no compactado de la manera adecuada para mantener una estabilidad a nivel local. Muchos de estos depósitos pueden encontrarse en la parte baja de los acantilados.

Las fotografías aéreas en orden cronológico pueden encontrarse en el Anexo I – Fotografías aéreas.

1.6. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

La ubicación geográfica del Proyecto se emplaza sobre un tramo de los Acantilados de la Costa Verde, para ser precisos, en el tramo del Centro Comercial Larcomar y el Parque Salazar, distrito de Miraflores, provincia y departamento de Lima. Este proyecto comprende, a grandes rasgos, un área techada de 33500.00 m², y la figura describe una edificación escalonada asentada en diferentes niveles de fundación sobre terrazas del acantilado. El área en planta que ocupará dicho proyecto es de 7053.01 m². A continuación se presentan dos figuras describiendo la geometría del proyecto.

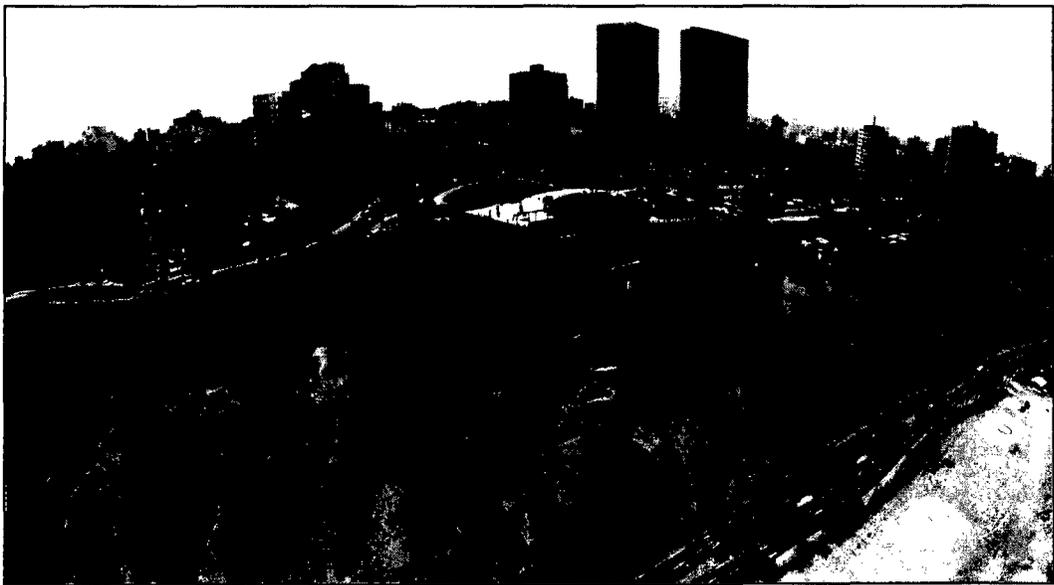


Figura N°3: Vista aérea de la ubicación del Proyecto sobre la Costa Verde
(Fuente: El Comercio, 2014)

La edificación tiene como referencia, en la cota más baja, a + 5.60 msnm, es decir cerca a la base del acantilado, cercano al nivel de la Av. Costanera. En la parte alta llega hasta la cota +71.00 msnm.

1.6.1. Características Arquitectónicas y Estructurales del Proyecto

Refiriéndose al aspecto arquitectónico, este proyecto contempla un Hotel con clasificación de 5 estrellas, proyectado para 251 habitaciones, tiene un área construida bruta de 32153 m².

Incluye los siguientes ambientes y servicios:

- 251 Habitaciones: 203 habitaciones estándar, 6 habitaciones para personas con discapacidad, 18 junior suites, 21 suites y 3 suites ejecutivas.
- 131 espacios de estacionamiento
- Área de recepción, conserjería y oficinas administrativas
- Salones de uso múltiple para reuniones, banquetes y eventos diversos
- Comedor y cafetería
- Piscina, gimnasio, spa y terraza
- Áreas de servicio apropiadas para la categoría cinco estrellas
- Seis ascensores para huéspedes y cuarto de servicio

Refiriéndose al aspecto estructural, el proyecto comprende el diseño estructural de 4 bloques de edificios. Estos estarán ubicados en el acantilado de la Costa Verde colindante con el Centro Comercial del mismo nombre. En general la edificación son estructuras de concreto armado y postensado que tienen en cada dirección principal del edificio sistemas resistentes a cargas sísmicas conformados por pórticos y muros de corte. Cada bloque será separado entre sí por juntas sísmicas. Los sistemas de techado lo componen losas aligeradas de 350mm de espesor y losas macizas.

Se emplearán elementos de cimentación superficial (zapatas) y cimentación profunda (pilotes) para transmitir las cargas al suelo de fundación. En el bloque 1 y 2 además de este tipo de cimentaciones se emplearán aisladores sísmicos de 850mm de diámetro en diferentes niveles para evitar la transmisión de cargas horizontales al terreno.

1.7. DESCRIPCIÓN GEOTÉCNICA DEL PROYECTO

Refiriéndose al aspecto geotécnico del proyecto, las etapas del proyecto se enfocan en movimiento de tierras para el perfilado del talud, estabilización del talud mediante elementos de sostenimiento activos y pasivos, y finalmente el diseño de la cimentación, tanto en condiciones superficiales y profundas.

Este trabajo de investigación se enfoca netamente en los elementos de sostenimiento, los cuales son descritos tanto los de naturaleza activa (anclajes) como los de naturaleza pasiva (soil nailing).

Los anclajes resultan ser la respuesta más económica en comparación con trabajos de arriostramiento realizados con perfiles de acero o vigas de concreto

armado. Los anclajes aseguran un acceso sin trabas a la excavación, no se doblan y ofrecen opciones casi ilimitadas para todo tipo y rango de cargas. En el caso de que sea necesario, los anclajes al terreno pueden ser extraídos del suelo una vez acabados los trabajos de edificación, de manera que no interfieran en obras adyacentes, los cuales se denominarían como elementos temporales recuperables. Dado que los anclajes al terreno son tensados como un sistema activo, se anticipan deformaciones del muro perimetral de la excavación – lo que significa tener las cargas controladas antes de la propia excavación, y así, trabajar en condiciones de construcción seguras para los participantes y las estructuras adyacentes.

Para excavaciones en las que las deformaciones de los elementos sostenidos son de magnitud mínima y controlable, tal como el caso del material proveniente del conglomerado, se recomienda el uso de sistemas pasivos tales como bulones o pilotes de tracción, denominados como soil nailing (elementos pasivos).

1.8. POTENCIALES PROBLEMAS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PROYECTO

Los potenciales problemas a encontrarse para el presente proyecto son:

- Excavación masiva del material perteneciente al acantilado de la Costa Verde
- Estabilización de taludes de la Costa Verde
- Erosión marina proveniente del Océano Pacífico
- Presencia de agua sobre el acantilado
- Demanda sísmica
- Maremoto
- Obstrucción del tránsito en la etapa de construcción
- Demanda social del trabajo a realizar sobre el acantilado de la Costa Verde

Cabe resaltar que gran parte de los problemas mencionados contemplan una evaluación técnica para encontrar su solución. Estos problemas serán evaluados uno a uno en los siguientes capítulos, con lo que llegará a tener una solución para cada una de estas condiciones.

CAPÍTULO II: EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA Y GEOFÍSICA EN LOS ACANTILADOS DE LA COSTA VERDE

2.1. CONCEPTOS PRELIMINARES PARA LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE SITIO

Una exploración geotécnica, desde el punto de vista práctico es el estudio generalizado de que debe realizar en un lugar donde se proyecta la construcción de cualquier obra de ingeniería civil.

La exploración geotécnica comprende varios pasos, incluidas la recolección de información preliminar, el reconocimiento del lugar y la investigación de sitio.

2.1.1. Recolección de Información Preliminar

Debe obtenerse información relativa al tipo de estructura por construirse y acerca del uso al que esté dirigido. Para la construcción de edificios se deben conocer las cargas a la cual estarán sometidos los elementos de cimentación y el código de construcción, en este caso, el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Una idea general de la topografía y del tipo de suelo por encontrarse cerca y alrededor del sitio propuesto puede obtenerse de las siguientes fuentes:

- Mapas topográficos del Instituto Geográfico Nacional (IGN), Ente Rector de la Cartografía en el Perú.
- Mapas de zonificación geotécnica provistos por entidades del Estado, entre las que figuran el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) y el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Universidad Nacional de Ingeniería.
- Información hidrológica publicada por entidades del Estado, incluyendo la Autoridad Nacional del Agua (ANA) y el Ministerio de Agricultura y Riego (MINAG).
- Información correspondiente al uso del suelo provisto por las Municipalidades del sitio.

La información recolectada de estas fuentes es sumamente útil para quienes planean una investigación de sitio. En algunos casos, se obtienen ahorros

sustanciales por la anticipación de problemas que se presentan después en el programa de exploración.

2.1.2. Reconocimiento de Sitio

El ingeniero debe siempre efectuar una inspección visual del sitio para obtener información acerca de las siguientes características

- La topografía general del sitio y la posible existencia de zanjas de drenaje, tiraderos abandonados o acumulación de desmonte u otros materiales.
- La estratificación del suelo en cortes profundos, como los hechos para la construcción de carreteras y vías férreas para obras de transporte.
- El tipo de vegetación en el sitio que indica la naturaleza del suelo.
- Marcas altas de nivel de agua en edificios y estribos para el caso de puentes.
- Nivel freático determinado de acuerdo a la revisión de pozos cercanos.
- Tipos de construcción cercana y existencia de grietas en muros u otros problemas.
- La naturaleza de la estratificación y propiedades físicas del suelo cercano también se obtiene de reportes disponibles de exploración del subsuelo para estructuras existentes cercanas.

2.1.3. Investigación de Sitio

La fase de investigación del sitio del programa de exploración consiste en planear, hacer excavaciones de prueba y recolectar muestras de suelo a intervalos deseados para observaciones y pruebas de laboratorio subsecuentes. La profundidad mínima aproximada requerida de la excavación debe predeterminarse; sin embargo, la profundidad puede cambiarse durante la operación de exploración, dependiendo del suelo encontrado.

No existen reglas fijas para el distanciamiento entre los programas de exploración. El distanciamiento puede aumentar o disminuir, dependiendo de la condición del subsuelo. Si varios estratos de suelo son más o menos uniformes y predecibles, se necesitarán menos puntos de exploración que en un estrato de suelo heterogéneo.

Los estudios geotécnicos pueden establecer aspectos de relevancia en cualquier proyecto relacionado con la cimentación de una estructura, entre ellos se pueden mencionar:

- Se garantiza la seguridad de las obras civiles.
- Sirve de sustento técnico en el diseño de la cimentación u obras de protección.
- Constituye un instrumento de consulta al momento de construir las obras diseñadas.

La información que se recolecta de una exploración geotécnica depende de la importancia de la obra civil que se proyecta construir, entonces se hace necesario saber preliminarmente la importancia y las características físicas de la misma, para estimar de una manera óptima los alcances del estudio. Desde el punto de vista general, dicha exploración debe realizarse tanto externa como internamente. El estudio externo comprenderá las características topográficas, hidrológicas y geológicas superficiales del terreno y sus alrededores; además deberán describirse las condiciones de servicio y el estado de las estructuras vecinas si las hay, para estimar y evaluar las condiciones sísmicas. También es importante observar la vegetación de lugar para poder predecir con aproximación la humedad del sitio. El estudio interno estará formado por la información arrojada de la exploración misma. Los datos que pueden ser recabados con el contenido de humedad del suelo, el tipo con clase de suelo según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), con lo que se determina tentativamente la capacidad de carga. Por lo tanto, una exploración geotécnica debe ser uno de los pasos iniciales para llevar a cabo un proyecto de ingeniería, sobre todo cuando se trata de obras de gran magnitud e importancia social.

2.2. IMPORTANCIA DE LA DETERMINACIÓN Y ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Debido a la formación y composición aleatoria del suelo, este material actúa como un ente complejo, cambiante y dinámico originario de la naturaleza, la cual ha sido afectada a diferentes cambios, los cuales pueden traducirse en un modelo muy complicado para cualquier evaluación o análisis. Refiriéndonos al aspecto netamente académico, es necesario idealizar los modelos geotécnicos (tal como se realiza con diferentes aspectos académicos de cualquier índole científica) para

poder determinar o estimar su comportamiento, tal como manda la práctica de diferentes artes y ciencias. El desarrollo de la Ingeniería Geotécnica en el Perú y el mundo contempla la idealización de condiciones diversas del suelo, debido a que establecer un análisis de condiciones reales del suelo implicaría modelar uno de tantas características geotécnicas, físicas, químicas o mecánicas, una de tantas sería el fenómeno de anisotropía, punto de partida para que la idealización del suelo en estratos homogéneos sea aceptable para el análisis geotécnico.

2.2.1. Incertidumbre en los Suelos

En el estudio de la estabilidad de taludes y la ingeniería geotécnica en general, no se tiene la seguridad o certeza absoluta de los parámetros involucrados en el diseño geotécnico. Las propiedades de los suelos y rocas varían dramáticamente entre un sitio y otro, caso no apreciado en la investigación académica y la idealización de los estratos de suelo, de modo que establecer valores característicos de una zona determinada origina diferentes opiniones. Ergo, resulta indispensable tener el conocimiento sobre el impacto que causará la variación de los parámetros geotécnicos y su relación directa sobre los resultados esperados. Cuando los niveles de incertidumbre se incrementan, el hecho de seleccionar un único valor origina diferentes opiniones en la misma especialidad, de modo que se recurre a un análisis de parámetros geotécnicos donde se estima un rango de valores convenientes para el diseño geotécnico.

La variabilidad de los parámetros geotécnicos se evalúa mediante diferentes criterios y métodos de análisis estadísticos y probabilísticos, los cuales originan una especie de convención para la determinación de valores, tales como:

- Cohesión (c)
- Angulo de Fricción (ϕ)
- Peso Específico del suelo (γ)

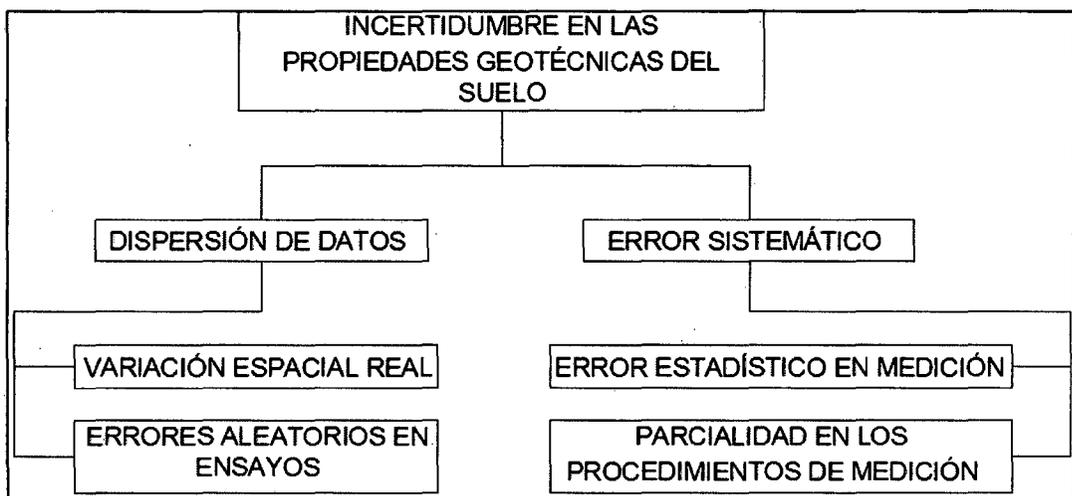
Los valores mencionados corresponden a parámetros geotécnicos relacionados con la resistencia cortante involucrada en la estabilidad de taludes. Cuando se tienen superficies de falla superficiales, variaciones ínfimas del valor de cohesión establecido producen cambios de carácter diferencial en el factor de seguridad n . Para superficies de falla profundas, el parámetro crítico es el ángulo de fricción interna (ϕ). En cuanto a la variabilidad de los pesos específicos unitarios, se pueden

asignar valores que no influyan directamente en la estabilidad, su importancia radica en el peso último, el cual depende de la altura del talud.

La selección apropiada de los valores asignados a los parámetros del suelo constituye una actividad de vital importancia al momento de realizar un análisis geotécnico, ya que la incertidumbre proporcionada por la variabilidad de los valores lo demuestra así. La incertidumbre relacionada con la estabilidad de taludes se presenta debido a diversos factores. Algunos están ligados directamente con el factor del desconocimiento, de los detalles geológicos no apreciados o estimados en la investigación geotécnica, y otros originados por la estimación de las propiedades del suelo. En un caso específico, estos últimos requieren un tratamiento estadístico.

A continuación se presentan los diferentes tipos de incertidumbre relacionada con las propiedades del suelo:

Cuadro N°1: Tipos de Incertidumbre en la Determinación de las Propiedades Geotécnicas del Suelo



(Fuente: Whitman, 2000)

La clasificación inicialmente se divide en **Dispersión de datos** y **Errores sistemáticos**. Al describir la Dispersión de datos, nos enfrentamos a un problema de Variabilidad espacial y Errores aleatorios en los ensayos geotécnicos. Los errores aleatorios no deben influir en la selección de los parámetros a escoger, ya que la magnitud de dichos errores es necesaria para tomarlos en cuenta e identificarlos en posteriores análisis. La variabilidad espacial puede ser de gran importancia, depende de la distancia en la cual ocurre, comparada con la escala del proyecto.

Al describir los Errores Sistemáticos: Los errores sistemáticos contribuyen para la evaluación analítica de la estabilidad de los taludes de manera muy distinta, ya que, la variabilidad espacial se promedia sobre el volumen de suelo, mientras que los errores sistemáticos son consistentes a lo largo del volumen. Cabe anotar, que los errores sistemáticos pueden tener una influencia mucho mayor para la predicción de incertidumbre que la variabilidad. Por ende, existen dos factores que proporcionan errores sistemáticos, error estadístico en medición de datos y parcialidad en los procedimientos de medición. El primero de los factores se relaciona con la cantidad limitada de ensayos y la abundancia o escasez de mediciones al momento de determinar un parámetro. De manera que, la confiabilidad de la medida es proporcional al número de datos obtenidos y por tal razón, una población pobre de parámetros a estudiar estadísticamente genera errores. En cuanto al segundo factor, se establece, que la técnica experimental puede que no mida directamente o que se mida en forma errónea aquellas cantidades inherentes a los parámetros del suelo.

2.2.2. Variabilidad Espacial en los Suelos

Los suelos son de naturaleza variable. La manera como se formaron es una fuente irrefutable de heterogeneidad. Adicionalmente, factores externos (como la erosión, voladuras, esfuerzos externos, etc.) inciden en la modificación de sus propiedades iniciales.

En el lenguaje técnico, la **variabilidad** se define como la manifestación observable del cambio de los parámetros físicos. Por lo anterior, en la estabilidad de taludes es de gran importancia conocer el comportamiento espacial de las propiedades o parámetros que determinan el nivel de seguridad del talud. El análisis determinístico o convencional supone que todas las propiedades del suelo son constantes a lo largo de todo el talud y por consiguiente de todo el análisis.

Existen tres niveles de heterogeneidad en los suelos:

- Heterogeneidad estratigráfica: Resulta de los procesos geológicos y geomorfológicos de gran escala.
- Heterogeneidad litológica: Se aprecia en la localización de las pequeñas zonas con distinta litología en una masa de suelo aparentemente homogénea.

- Variabilidad inherente del suelo: Es la variación de las propiedades desde un sitio a otro en un mismo cuerpo de suelo. En este nivel, se debe asignar valores cuantitativos a los parámetros.

2.3. ANTECEDENTES GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

La historia que describe la presencia del hombre en este acantilado no tiene punto de comparación. La geología descrita en esta zona tiene un amplio rango de edades geológicas, una relación temporal considerable con la presencia del hombre. Las modificaciones que han sido realizadas a lo largo de la influencia del hombre son apenas menores a unos siglos. Se enfatizan tres puntos claves:

- La formación geológica del acantilado llegaba hasta metros más allá de la costa marina. Debido a procesos de erosión por años, ésta formación ha sido erosionada hasta llegar a la zona actual de los acantilados de la Costa Verde.
- Los depósitos superficiales encontrados en varias zonas del Acantilado de la Costa Verde han sido originados en base a excavaciones masivas provenientes de diferentes trabajos de excavación en zonas cercanas, con lo que ha sido alterada la presencia de la formación natural con material en diferente estado de compactación, originando desprendimientos de material depositándose en la parte baja del acantilado.
- Presencia de la napa freática en varias zonas del acantilado. Obviamente este fenómeno ya no se presencia debido a la depresión de dicha napa por consumo de este importante recurso tanto para zonas de cultivo como para distribución de agua hacia las viviendas.

Estos tres puntos se consideran claves como antecedentes geológicos y geotécnicos, los cuales son puntos referenciales para la investigación geotécnica a realizarse sobre dicha formación.

2.4. GEOLOGÍA DE LOS ACANTILADOS DE LA COSTA VERDE

La información geológica tiene como objetivo reconocer el estado del suelo de fundación donde se va a edificar el Proyecto, además de explicar y describir los aspectos concernientes a la Geología Regional y Local, donde se abarcarán temas sobre Geomorfología, Geodinámica Externa y Litoestratigrafía. Los datos

de información geológica obtenidos servirán como punto de referencia para el sustento de los trabajos geotécnicos y geofísicos.

Describiendo a grandes rasgos la naturaleza geológica de la ciudad de Lima, ésta se encuentra ubicada, en una gran parte de su extensión, sobre el abanico aluvial del río Rímac y las planicies costeras adyacentes. Este abanico se describe como una geoforma de acumulación de material aluvial que se extiende desde su ápice en el distrito de Ate-Vitarte, recubriendo las rocas cretácicas entre Surco y el Morro Solar en la zona sureste, y las rocas cuaternarias entre el Rímac y el Callao por la zona noroeste. En esta zona, 3 kilómetros al norte del Aeropuerto Jorge Chávez, se junta con el abanico aluvial del Río Chillón, procedente del norte. Su superficie tiene forma de segmento cónico con suave declive (pendiente de 1/80) desde su ápice hacia los acantilados, que abarca un área de 300 km².

A nivel global, los acantilados de la Costa Verde se encuentran ubicados en la unidad geomorfológica denominada Acantilados, playas marinas y bahía de Miraflores. Esta unidad presenta acantilados que son geoformas provenientes de la erosión marina, labrados tanto en las rocas duras de los macizos del sector de la Chira y el Morro Solar, como en los sedimentos poco consolidados del abanico aluvial del Rímac.

2.4.1. Geomorfología local de la formación del Acantilado de la Costa Verde

Localmente los rasgos geomorfológicos locales donde se ubicará el proyecto en mención comprenden las siguientes unidades geomorfológicas:

- Llanura aluvial: Son terrenos de superficie plana, queda al Este de Larcomar, siendo terrenos llanos actualmente completamente urbanizados. Está conformado por materiales de origen aluvial, como gravas, arenas, limos y arcillas, provenientes del transporte y sedimentación del río Rímac.
- Acantilados: En esta geoforma se va a construir el hotel, el acantilado se ha formado por la acción erosiva del mar. Antes que se inicie el Proyecto Costa Verde, el mar limitaba con los acantilados. El acantilado está constituido de depósitos aluviales. Los acantilados con laderas de pendiente fuerte a moderada, se observan en la parte inferior de éstos, donde se aprecian cárcavas de dimensiones medianas y pequeñas, encontrándose también deslizamientos.

- Llanura antropogenética: Estos terrenos de origen tectógeno se ubican entre los acantilados y el mar. Son resultados del Proyecto Costa Verde, el cual ha ganado artificialmente terrenos al mar, por medio de rompeolas que ha producido arenamientos, a la vez acumulando material de desmonte, proveniente de la ciudad, con lo cual se está ganando terrenos para ser destinados al esparcimiento y bienestar de la población.

2.4.2. Litología Regional

La Litología Regional está conformada por depósitos aluviales característicos de la ciudad de Lima, estos depósitos están constituidos por materiales acarreados por los ríos que bajan de la vertiente occidental andina, cortando a las rocas Terciarias, Mesozoicas y al Batolito Costanero, habiéndose depositado estos materiales arrancados a lo largo del trayecto y a lo largo y ancho de sus abanicos aluviales, dentro de éstos podemos subdividirlos en aluviales pleistocénicos (más antiguos) y aluviales recientes.

El cono aluvial del río Rímac constituye una planicie donde se asienta la ciudad de Lima, lo que en ese entonces fue denominado como una depresión, ahora está rellena por cantos rodados, gravas, arenas y arcillas, conocido también como el Conglomerado de Lima, material geotécnico muy competente para la cimentación, el cual tiene características similares a la grava de Santiago de Chile.

Para realizar un estimado del espesor del relleno aluvial del área de Lima, estudios geofísicos han permitido calcular y estimar, en diferentes puntos ubicados estratégicamente, la profundidad a que se encuentra el tope del macizo rocoso bajo los sedimentos del abanico del Rímac. Los resultados muestran que el **relleno aluvial** alcanza espesores del orden de los 400 metros de profundidad en las zonas centrales profundas de la ciudad de Lima, con un espesor máximo de hasta 600 metros en la zona de La Perla, Callao. Los espesores disminuyen hacia los márgenes del abanico, es decir cerca a los cerros del Rímac, El Agustino y La Molina en la zona este y los cerros del Morro Solar en la zona sur.

2.4.3. Marco Estructural Geológico

El área donde se encuentra la metrópoli de Lima se enmarca dentro del cuadro morfológico-tectónico de la costa y el borde occidental andino, habiendo sido afectado por una tectónica polifásica desarrollada durante la orogénesis andina,

la misma que dio lugar a una deformación con plegamientos acompañado de rupturas. Esta tectónica se dio en fases sucesivas que devienen desde el Cretácico y que continúan en el Terciario inferior y superior hasta probablemente el Cuaternario. De allí que podamos tener terrazas fluviales levantadas de hasta 30 a 40 m.

En el área de Larcomar no se aprecian procesos tectónicos (fallas, plegamientos, fracturamientos) debido a su edad geológica reciente, pero han podido ser afectados por movimientos cuaternarios por lo menos en el Pleistoceno, donde debieron ocurrir levantamientos concomitantes con la epirogenia andina.

2.4.4. Geología Local

Actualmente la mayor parte de los terrenos que rodean al área destinada al Proyecto han sido trastocados por habilitaciones urbanas, como el Centro Comercial Larcomar y el parque Alfredo Salazar. En el acantilado también se han realizado trabajos relacionados a accesos, vías de escape y en ciertas zonas se ha rellenado parte del acantilado con desmonte proveniente de las excavaciones realizadas en las edificaciones mencionadas. Por estas razones se afirma que toda el área de investigación ha sido afectada por actividad tectógena.

- Depósitos antropogénicos: La parte superficial llana que queda en la parte superior, lugar donde se ubicará el futuro hotel, antes fue utilizado como terreno de cultivo; actualmente ha sido urbanizado, encontrándose construcciones de edificios, casas, parques, avenidas, calles, etc. Asimismo el acantilado ha sido afectado por varias construcciones. Posiblemente se han hecho rellenos a antiguas quebradas y canales, con fines de construir viviendas. En el litoral cercano, antes el mar colindaba con el acantilado, pero ahora como consecuencia del Proyecto Costa Verde se ha ganado terreno, alejando al mar de manera antrópica, para ello se está produciendo arenamientos artificiales por medio de rompeolas y también echando materiales de construcciones. Como consecuencia, el acantilado ya no es afectado por la erosión marina.
- Depósito aluvial: Originalmente tanto el acantilado como los terrenos llanos que se encuentran encima consistieron en un material denominado como conglomerado que conforma un depósito aluvial. El conglomerado está constituido por cantos rodados de origen polimíctico, mayormente

provenientes de rocas especialmente intrusivas y volcánicas, gravas subangulosas, embebidos en una matriz de arenas de diferente granulometría y en menor proporción limos y arcillas. Todos estos materiales se encuentran intercalados formando paquetes de grosores considerables como se puede apreciar también en otros sectores del acantilado. Los niveles de arena, limo y arcilla se pierden lenticularmente y a veces se interdigitan entre ellos o entre los horizontes con cantos rodados. Al pie del acantilado se observan costras calcáreas, que han sido originadas cuando habían afloramientos de aguas subterráneas, en su composición con carbonatos en disolución. Estos depósitos aluviales que conforma el conglomerado van a ser el elemento de fundación del proyecto en mención.

2.4.5. Zonificación Geológica

La zonificación geológica a nivel local (sector analizado del Acantilado de la Costa Verde) contempla la presencia de depósitos antropogenéticos, depósitos aluviales en gran parte de la extensión, depósitos coluviales, ambos conformados por cantos rodados en matriz arenosa-limosa y finos mezclados, además de material limoso-arcilloso arenoso y material calcáreo. Estas unidades geológicas se detallan con mayor precisión en el Plano de Geología Local **PG-01**. Además se tiene un plano de zonificación geomorfológica que destaca la presencia de llanuras de tipo aluviales (superficialmente urbanizadas) y de tipo antropogenéticas (rellenos y arenamientos antrópicos), además de la presencia de Acantilados tipo I (con cortes para fundar construcciones) y Acantilados tipo II (con ladera de pendientes moderada a fuerte). Estas sub-unidades están representadas en el Plano Geomorfológico **PG-02**.

2.5. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DIRECTA

Cuando se usan métodos directos de excavación es fundamental tomar muestras de suelo pertenecientes a dichas excavaciones, con tal de apreciar directamente qué tipo de material es el que se obtiene. La importancia de tomar muestras del suelo radica en que para conocerlo se tomarán muestras del mismo para hacer pruebas o ensayos que determinarán las propiedades físicas y mecánicas del suelo, importantes para el diseño geotécnico del proyecto o ya haciendo referencia a la etapa de construcción. Los resultados obtenidos orientarán al proyectista el

tipo de uso o tratamiento que se le dará al suelo, además de la relación que mantendrá con los proyectos a construir.

Los tipos de muestra de suelo a tomar, para este tipo de exploración, corresponden a la Muestra Alterada, muestra representativa del suelo que conservan su composición mineralógica y parte de su humedad natural, pero no conserva la estructura y demás condiciones que mantenía en su estado natural. La Muestra Inalterada es aquella muestra representativa del suelo que prácticamente conserva las condiciones presentadas en el terreno, composición mineralógica, contenido de humedad y en especial, la estructura presentada.

2.5.1. Historial de Investigaciones Geotécnicas Realizadas en el Área del Proyecto

Se cuenta con información de investigación geotécnica directa realizada para el Acondicionamiento de los barrancos bajo el Parque Salazar (1993), Investigación geotécnica sobre la quebrada rellenada en el Parque Salazar (1996), Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación del local Fashion Center (2006), Estudio de Estabilidad de Taludes para las Terrazas de Discotecas y Torres de enfriamiento de Larcomar (2007) y Estudio de Mecánica de Suelos con fines de Cimentación para el Centro Comercial Larcomar (2008), Ensayo de Corte Directo en los Acantilados de Larcomar (2009) y el Análisis de Estabilidad de Taludes de los Acantilados de Larcomar – Sector Norte (2009) y Sur (2013).

Toda esta información ha sido realizada para diferentes proyectos realizados en todo este sector de la Costa Verde, contando con una bondadosa base de datos para información geotécnica para determinar las características geotécnicas del proyecto en mención. Como referente importante, se presentan 2 resultados de exploraciones realizadas en la zona del proyecto, una perforación de 30 m de profundidad y una calicata de 20 m de profundidad. Los resultados pueden revisarse en el Anexo II – Historial de Excavaciones y Perforaciones.

2.5.2. Resultados de la Investigación Geotécnica de Sitio

La investigación se ha efectuado de acuerdo a la Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para este trabajo de investigación se programaron diez (10) excavaciones a cielo abierto, también denominadas como Calicatas, ubicadas de forma conveniente, de tal manera de complementar los estudios existentes, cubrir el área donde se

proyecta la construcción del hotel y determinar las características del área en estudio.

La ubicación de las calicatas ejecutadas se presenta en el Plano de Ubicación de Sondajes (SD-01) complementario. A continuación se detallan los trabajos efectuados:

Calicatas: Se programaron un total de diez calicatas en el área del proyecto, distribuyéndose en diferentes áreas del acantilado en las que no se cuenta con información referida a la caracterización geotécnica, de las cuales se ubicaron cuatro calicatas en la zona baja del acantilado y las seis restantes en el tramo derecho del talud, pertenecientes al bloque 3 y 4 del proyecto. En el Cuadro N° 2 se muestra la relación de los ensayos de las excavaciones a cielo abierto, indicando las profundidades alcanzadas.

Cuadro N°2: Calicatas o Excavaciones a Cielo Abierto

Sondaje	Ensayos Realizados	Profundidad
C-01	Ensayos Estándar y Análisis Químico	3.00 m
C-02	Ensayos Estándar y Análisis Químico	4.00 m
C-03	Ensayos Estándar y Análisis Químico	4.00 m
C-04	Ensayos Estándar y Análisis Químico	4.00 m
C-05	Ensayos Estándar	2.90 m
C-06	Ensayos Estándar	2.15 m
C-07	Ensayos Estándar	2.40 m
C-08	Ensayos Estándar y Análisis Químico	3.00 m
C-09	Ensayos Estándar y Análisis Químico	2.90 m
C-10	Ensayos Estándar	1.00 m

Cabe resaltar que el número de **calicatas realizadas** (basadas en el área techada del primer nivel) y la **profundidad explorada** (basada en la relación del nivel de cimentación: $D_r+1.5B$) no siguen necesariamente las recomendaciones indicadas por el Reglamento Nacional de Edificaciones E.050, debido a que es una investigación complementaria realizada luego de varios etapas a lo largo de dicha zona del acantilado. Además se contempla la campaña geofísica, complementada con investigaciones realizadas por diferentes consultores durante varios años.

Muestreo Disturbado: Se tomaron muestras alteradas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente y debidamente protegidas fueron remitidas al laboratorio.

Registro de Excavaciones: Paralelamente al muestreo de suelo se efectuó el registro de excavaciones, anotándose las principales características de los estratos encontrados, tales como: clasificación, compacidad, color, humedad, plasticidad, espesor, nivel freático, etc. Los registros de las calicatas o excavaciones se adjuntan en el Anexo III.

Ensayos de Laboratorio: Los ensayos estándar de laboratorio se efectuaron siguiendo las Normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM), entre los cuales se tuvieron en cuenta los siguientes ensayos:

- Análisis Granulométrico por Tamizado, ASTM D422
- Límite Líquido, ASTM D4318
- Límite Plástico, ASTM D4318
- Contenido de Humedad Natural, ASTM D2216

El análisis químico de la muestra de suelo fue realizado para determinar las características geotécnicas relacionadas a la composición química de este material y la relación directa que mantiene con las sales provenientes del contacto directo e indirecto con el mar:

- Determinación del Contenido de Sales Solubles Totales, ASTM D1884
- Determinación del Contenido de Sulfatos, ASTM D516
- Determinación del Contenido de Cloruros, ASTM D512
- Determinación del nivel de acidez del suelo mediante su pH (potencial hidrógeno)

El Cuadro N°3 resume los resultados de los ensayos estándar y los análisis químicos realizados a las muestras de suelos extraídas de las calicatas.

Cuadro N°3: Resumen de Resultados de Ensayos Estándar de Laboratorio

Calicata y Muestra	Prof. (m)	Ensayos Estándar				Análisis Químicos				
		SUCS	W (%)	LL (%)	IP (%)	Cl ppm	SO ₄ ppm	SST ppm	pH	
C-1	M-2	1.50-2.20	GC-GM	5.1	30.0	23.9	26.8	20.5	251.7	8.2
	M-1	2.20-3.00	GP	3.0	NP	NP				
C-2	M-4	1.00-1.70	GP	2.4	NP	NP				
	M-3	1.70-2.70	GP	3.2	NP	NP				
	M-2	2.70-3.60	GP	2.8	NP	NP				
	M-1	3.60-4.00	GP	5.2	NP	NP	33.1	44.1	444.6	9.1

Calicata y Muestra		Prof. (m)	Ensayos Estándar				Análisis Químicos			
			SUCS	W (%)	LL (%)	IP (%)	Cl ppm	SO ₄ ppm	SST ppm	pH
C-3	M-2	1.80-3.60	GP	3.0	NP	NP				
	M-1	3.60-4.00	GP	3.2	NP	NP	39.2	102.2	410.4	8.2
C-4	M-3	1.10-2.40	GW	2.8	NP	NP				
	M-2	2.40-3.20	ML	15.2	27.4	NP				
	M-1	3.20-4.00	GP	2.5	NP	NP	24.8	4.1	174.3	8.5
C-8	M-2	0.60-1.00	SM	19.9	20.9	NP				
	M-1	1.00-2.20	GM	6.6	17.9	NP	55.8	967.5	3216	8.1
C-9	M-1	2.30-2.90	GP	2.6	NP	NP	150.9	407.9	2886	8.3

2.5.3. Agresividad del Suelo

En base al análisis químico realizado a las muestras de suelo en las calicatas C-01, C-02, C-03, C-04, C-08 y C-09, tomadas a una profundidad que varía entre los 2.00 m y 4.00 m, se concluye que las muestras de Cloruros, Sales Solubles Totales, Sulfatos y pH presentan valores por debajo de los límites permisibles, sin embargo, debido al contacto variable que tiene el agua filtrada de mar con el acantilado por la presencia del nivel freático promedio a 3.00 m por debajo de la superficie, se recomienda utilizar un **Cemento Portland Tipo II** para el concreto, y un recubrimiento recomendado para el acero de refuerzo de 7 cm para estructuras en contacto con el nivel del suelo más cercano al nivel del mar, y en contacto con el suelo de dicha zona.

2.5.4. Profundidad de la Napa freática

Entre los intervalos de la fecha en la que se realizó el presente estudio (Abril y Mayo del 2012) se ha detectado la Napa Freática por debajo de 3.00 m de la superficie en la zona más baja del acantilado (cota promedio de la superficie: 5.00 msnm). Estudios anteriores pertenecientes a terceros indican la presencia del nivel freático a 3.30 m por debajo de la superficie, a una cota promedio de 6.50 msnm.

2.6. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA INDIRECTA

La evaluación geotécnica indirecta realizada consiste en ensayos geofísicos para la exploración a profundidad del terreno por medio de ensayos de Refracción Sísmica y medición de velocidad de Ondas de Corte mediante el análisis multicanal de ondas de superficie, conocido también como el método MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), a través de los cuales se determinaron

las velocidades de ondas P (ondas compresionales) y ondas S (ondas de corte), por ende se estableció la potencia de los estratos de los materiales que conforman los terrenos donde se proyecta la construcción de la estructura, así como sus correspondientes parámetros elásticos.

2.6.1. Prospección Geofísica

La exploración geofísica fue ejecutada con el objeto de determinar la velocidad de propagación de las ondas P (ondas compresionales) y las ondas S (ondas de corte) del terreno en el área de estudio, a través de ensayos de Refracción Sísmica (medición de ondas P) y ensayos MASW (obtención de velocidades de ondas S), valores que permitirán estimar los espesores de los estratos y los parámetros elásticos del suelo de cimentación para los sectores de estudio. La información obtenida es de gran utilidad para determinar en forma indirecta las características estratigráficas de los suelos que se encuentran a diferentes profundidades.

2.6.2. Método de Refracción Sísmica

El ensayo de refracción sísmica es un método de exploración geofísica que permite determinar la estratigrafía de subsuelo de forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que lo conforman. Este método consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas P (ondas compresionales) y en casos específicos de las Ondas S (ondas de corte) generadas por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, de acuerdo a la Figura N°4.

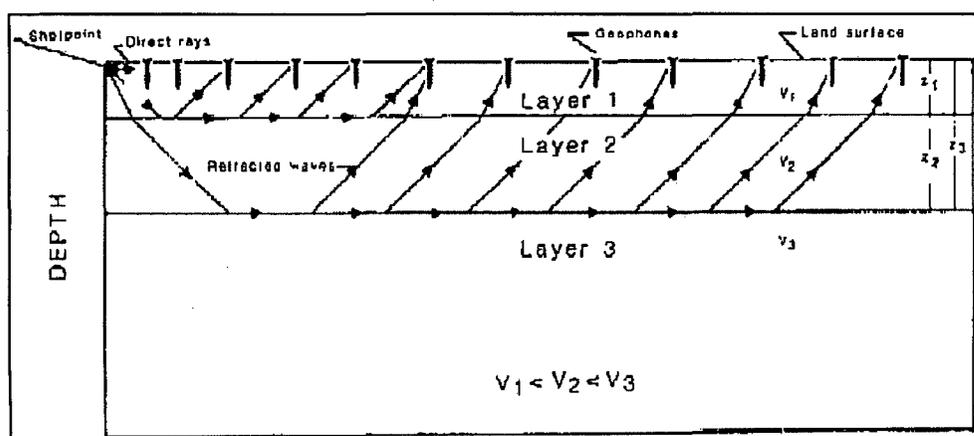


Figura N°4: Refracción de las ondas sísmicas

(Fuente: ASTM D 5777-00, 2000)

La energía que se propaga en forma de ondas es detectada, amplificada y registrada de tal manera que puede estimarse el tiempo de arribo en cada punto. El tiempo cero o inicio de la grabación es generado por un dispositivo de arranque, gatillo o trigger que activa el sistema de adquisición de datos al momento de producirse el impacto o explosión. La diferencia entre el tiempo de arribo y el tiempo cero permite evaluar el tiempo de propagación de las ondas desde la fuente de energía hasta el lugar en que éstas son registradas, como se aprecia en la Figura N°5.

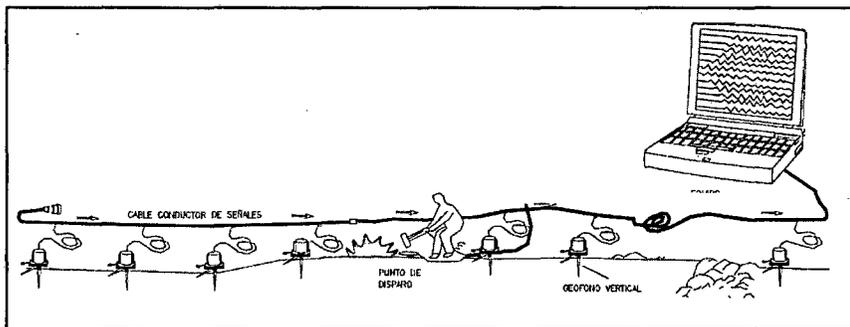


Figura N°5: Diagrama del ensayo de Refracción Sísmica
 (Fuente: ASTM D 5777-00, 2000)

Los datos consisten en tiempos de viajes y distancias, siendo el tiempo de viaje el intervalo entre el tiempo cero y el instante en que el detector empieza a responder a la perturbación. Esta información tiempo-distancia, comúnmente conocida como dromocrónica, es procesada para obtener una interpretación en la forma de velocidades de propagación de ondas y la estructura de los estratos del subsuelo, según se observa en la Figura N°6.

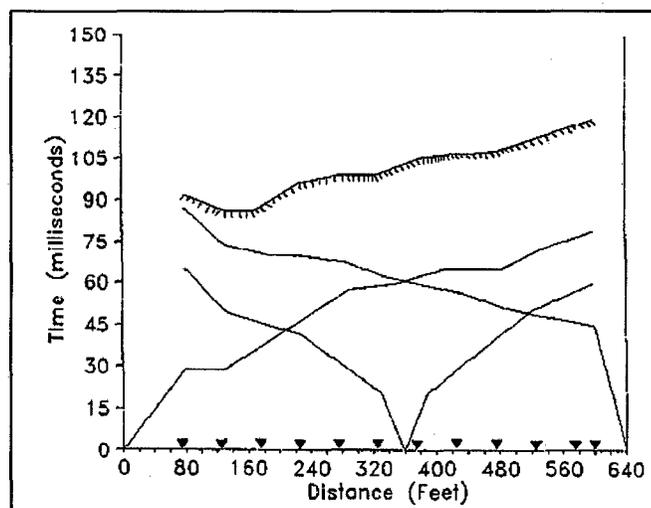


Figura N°6: Dromocrónica del ensayo de Refracción Sísmica
 (Fuente: ASTM D 5777-00, 2000)

Los datos de tiempo y distancia obtenidos para diferentes ubicaciones del punto de aplicación de la energía, establecida en el punto del golpe de martillo, permite determinar las velocidades de propagación de ondas P a través de los diferentes estratos de suelos y rocas cuya estructura, geometría y continuidad son investigadas.

2.6.3. Método de Análisis Multicanal de Ondas de Superficie (MASW)

Los sondeos MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal son un método de exploración geofísica que permite determinar la estratigrafía del subsuelo bajo un punto en forma indirecta, basándose en el cambio de las propiedades dinámicas de los materiales que la conforman. Este método consiste en la interpretación de las ondas superficiales (ondas Rayleigh) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) para el punto central de dicha línea, tal como se muestra en la Figura N°7.

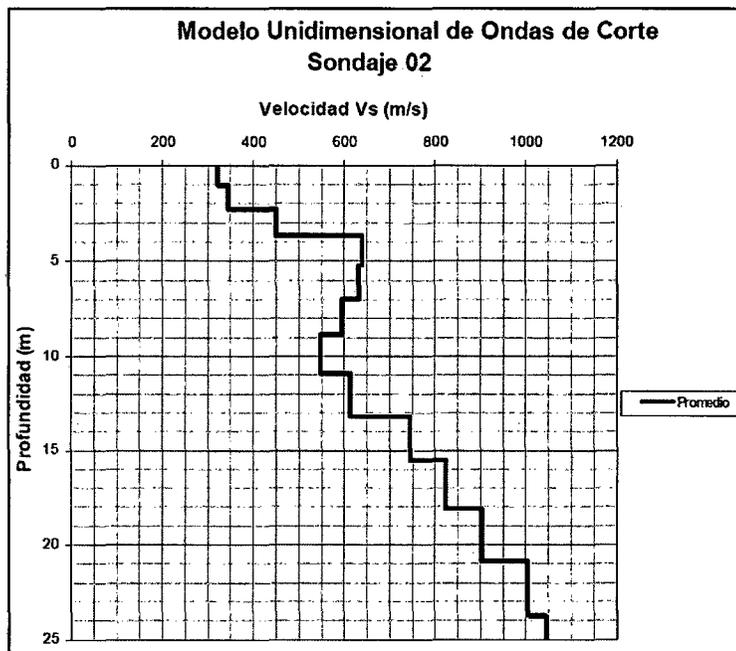


Figura N°7: Perfil de velocidades de Ondas S. Método MASW

(Fuente: Park et al., 1999)

En este método, la interpretación de los registros consiste en obtener una curva de dispersión (un trazado de la velocidad de fase de las ondas superficiales versus frecuencia), filtrándose solamente las ondas superficiales, ya que son estas ondas las que predominan en el grupo de ondas, conservando alrededor del 70% de la

energía del tren de ondas. Además, la velocidad de fase de estas ondas tiene un valor que varía entre el 90% al 95% del valor de la velocidad de propagación de las ondas S (ondas de corte). Luego mediante un procedimiento de cálculo inverso iterativo (método de inversión) y a partir de la curva de dispersión calculada se obtiene el perfil sísmico del terreno en función de las velocidades de ondas de corte para cada punto de estudio. Este arreglo puede apreciarse en la Figura N°8.

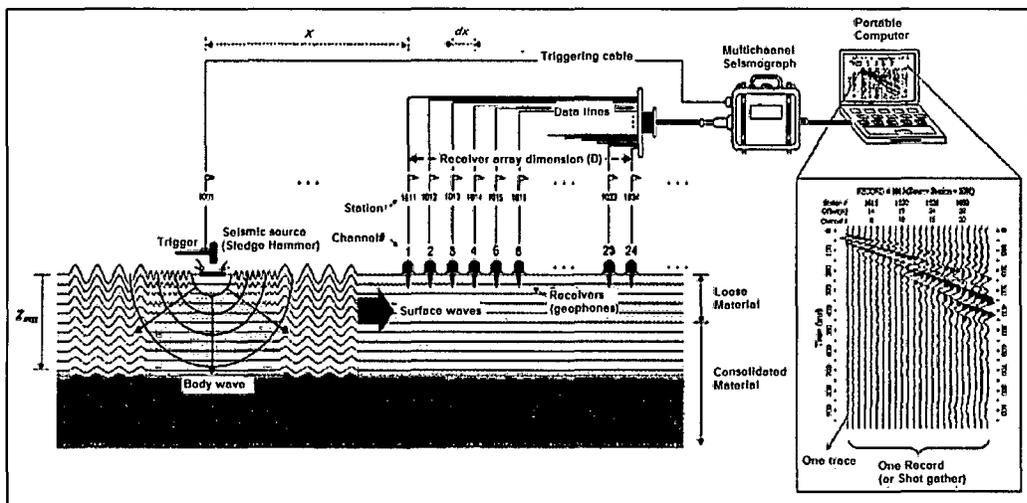


Figura N°8: Esquema representativo de la técnica del MASW

(Fuente: Park et al., 1999)

Esta técnica se ha ido utilizando con bastante frecuencia en la exploración geotécnica para establecer las características geofísicas en la cimentación de puentes, presas de tierra, presas de relaves, pads de lixiviación, entre otros, para así obtener correlaciones adecuadas en paralelo con los perfiles estratigráficos del suelo en los casos donde se han realizado perforaciones diamantinas, así como con resultados de los ensayos SPT, por lo que tiene un alto grado de confiabilidad y constituye una alternativa muy económica para la evaluación de los parámetros elásticos del suelo de fundación.

2.6.4. Valores Típicos de Ondas de Propagación

Se han recopilado diferentes valores referenciales para ondas compresionales y ondas de corte, provistas por diversos autores, los cuales son de referencia para la etapa de interpretación de los resultados, los cuales son mostrados en los siguientes cuadros:

Cuadro N°4: Velocidad de Propagación de Ondas Compresionales

Descripción	V_p (m/s)
Suelo de cobertura	< 1000
Roca muy alterada o aluvión compacto	1000 – 2000
Roca alterada o aluvión muy compacto	2000 – 4000
Roca poco alterada	4000 – 5000
Roca firme	> 5000

(Fuente: Arce Helberg, 1991)

Cuadro N°5: Velocidades de Ondas Compresionales según la ASTM

Descripción	V_p (m/s)
Material de cobertura intemperizado	240 – 610
Grava o arena seca	460 – 915
Arena saturada	1220 – 1830
Arcilla saturada	915 – 2750
Agua (según temperatura y contenido de sales)	1430 – 1665
Agua marina (según temperatura y contenido de sales)	1460 – 1525
Lutitas consolidadas	2750 – 4270
Creta	1830 – 3960
Roca caliza	4575 – 5800
Roca metamórfica	3050 – 7000

(Fuente: ASTM D5777-00, 2000)

Cuadro N°6: Velocidad de Propagación de Ondas Compresionales

Descripción	V_p (m/s)
Arena suelta sobre el manto freático	245 – 610
Suelo blando	< 300
Arena suelta bajo el manto freático	45 – 1220
Arena y gravas	300 – 1000
Arena Suelta mezclada con grava húmeda	455 – 1065
Rocas blandas, grava y arena fina compacta	1000 – 2000
Grava suelta, húmeda	455 – 915
Roca compacta	2000 – 4000
Roca muy compacta	> 4000

(Fuente: Alberto Martínez Vargas, 1990)

Cuadro N°7: Velocidades de Ondas de Corte para Diversos Suelos

TIPO DE SUELO	V_s (m/s)
Limo	210
Arcilla	350
Arena	450
Arena Fina	460
Arena Media	600
Arena Gruesa	300
Arena Marina	360
Grava	510
Grava Gruesa	650

(Fuente: Seminario Taller Dinámica de Suelos CISMID, 1992)

2.6.5. Equipo y Software para la Prospección Geofísica

Para realizar los ensayos de Refracción Sísmica y sondajes MASW se contó con un equipo de prospección geofísica SMARTSEIS ST, programado y desarrollado por la empresa GEOMETRICS, el cual presenta las siguientes características:

- 24 canales de entrada, cada uno tiene un convertidor A/D individual con resolución de 24 bit y alta velocidad de muestreo
- 24 sensores o geófonos de 14 Hz y 4.5 Hz de frecuencia, los cuales permiten registrar las vibraciones ambientales del terreno producidas por fuentes naturales o artificiales y el arribo de las ondas compresionales y de corte generadas por las fuentes de energía empleadas
- Computadora portátil con sistema operativo Windows XP – Service Pack 2, integrada al sistema de adquisición
- Un cable de activación o trigger de 100 m de largo para activar el grabado del archivo
- Un cable de conectores de geófonos de 120 m de largo, con un distanciamiento de conectores a cada 5 m
- Un martillo de 20 lb para la ejecución del golpe
- Platos de recepción para el golpe de martillo
- Radios de comunicación y accesorios complementarios

Los registros de las ondas sísmicas obtenidas en cada una de las líneas de exploración pueden ser procesados en el campo de forma preliminar, ser calculados de manera definitiva en gabinete, utilizando para ello programas de cómputo que permiten obtener las velocidades de propagación de las ondas compresionales y de corte así como el perfil sísmico unidimensional y bidimensional del terreno.

2.6.6. Descripción de los Trabajos de Campo

En los trabajos de campo que se realizan en cada ensayo de Refracción Sísmica, primero se define el eje de la línea sísmica, luego se procede a instalar cada uno de los geófonos y los cables de conexión al equipo de adquisición de datos. El espaciamiento entre geófonos es definido en función de la profundidad de exploración requerida y del área libre disponible en la zona de trabajo.

En el presente trabajo, en función a la topografía del terreno, se realizaron 11 líneas de refracción sísmica con separaciones entre geófonos de 2 m, 3 m y 4 m, generándose líneas de refracción de 24 m, 36 m y 48 m de longitud, respectivamente, dentro del área establecida las cuales permitieron explorar una profundidad máxima de 16 m por debajo de la superficie del terreno. Cabe indicar que debido al limitado espacio disponible presente en la zona de estudio no fue posible la ejecución de líneas sísmicas de mayor longitud que, en consecuencia, hubieran permitido alcanzar una mayor profundidad de investigación.

Como complementación a los ensayos de Refracción Sísmica, se ejecutaron 17 sondajes MASW con separaciones de 2 m y 3 m entre geófonos, que alcanzaron una longitud máxima de 38 m, con los cuales se exploró una profundidad de investigación promedio de 15 m. La fuente de energía utilizada para generar las ondas sísmicas se realizó con una comba de 20 lb. El uso de esta fuente de energía permitió obtener registros de ondas con la adecuada nitidez para las longitudes de líneas ejecutadas. La ubicación de todos los sondajes geofísicos se encuentran en el Plano de Ubicación de Sondajes (SD-01). La Figura N°9 muestra el tendido de la línea sísmica LW-01 ejecutada en la parte media del acantilado.



Figura N°9: Tendido de ensayo de refracción sísmica LS-01

(Fuente: Elaboración propia)

2.6.7. Resultados de la Investigación Geofísica mediante la Refracción Sísmica

Con los registros de las ondas sísmicas obtenidas en las once líneas de exploración realizadas, se determinaron las curvas tiempo-distancia o también conocidas como dromocrónicas, las cuales representan las primeras llegadas de las ondas directas o refractadas a cada uno de los geófonos ubicados a distancias determinadas. Con esta información se realizó la interpretación de los perfiles sísmicos según las distintas zonas de estudio. La recopilación de esta información se presenta en el Anexo IV – Ensayos Geofísicos de Refracción Sísmica. Cabe resaltar que la topografía limita la profundidad explorada.

Perfil Sísmico Línea LS-01: Este perfil está conformado por la línea sísmica LS-01 de 36 m de longitud. La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico A-B, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de ondas P (V_p) entre 200 m/s y 400 m/s, con un espesor variable de 0.6 m a 2.1 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato muestra velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 400 m/s y 1000 m/s, con un espesor variable de 2.2 m a 4.2 m. Estratigráficamente estaría conformado por una grava medianamente compacta

El tercer estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 1000 m/s y 1300 m/s, valores que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a una grava compacta a muy compacta.

Perfil Sísmico Línea LS-02: Este perfil está conformado por la línea sísmica LS-02 de 36 m de longitud. La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico C-D, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de ondas P (V_p) entre 200 m/s y 400 m/s, con un espesor promedio de 1.0 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato muestra velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 400 m/s y 1000 m/s, con un espesor variable de 2.0 m a 6.0 m. Estratigráficamente estaría conformado por una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 1000 m/s y 1400 m/s, valores que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a una grava compacta a muy compacta.

Perfil Sísmico Línea LS-03: La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico E-F de 48 m de longitud el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de ondas P (V_p) entre 300 m/s y 400 m/s, con un espesor promedio de 2.4 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato muestra velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 400 m/s y 1000 m/s, con un espesor variable de 2.3 m a 4.3 m. Estratigráficamente estaría conformado por grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 1000 m/s y 1400 m/s, valores que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a una grava compacta a muy compacta.

Perfil Sísmico Línea LS-04: Este perfil está conformado por la línea sísmica LS-04 de 48 m de longitud. La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico G-H, el cual muestra la presencia de dos estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de ondas P (V_p) entre 200 m/s y 1000 m/s, con un espesor variable de 2.8 m a 3.7 m. Estratigráficamente está conformado por una grava medianamente compacta.

El segundo estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 1000 m/s y 1400 m/s, valores que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a una grava medianamente compacta a muy compacta.

Perfil Sísmico Línea LS-05: La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico I-J, para el cual se ejecutó una línea geofísica de 48 m de longitud. De acuerdo a los resultados, esta línea muestra la presencia de dos estratos sísmicos.

El primero presenta valores de velocidad promedio de ondas P (V_p) entre 300 m/s y 1000 m/s, con un espesor variable de 3.5 m a 5.1 m. Estratigráficamente está conformado por una grava medianamente compacta.

El segundo estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 1000 m/s y 1500 m/s, valores que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a una grava compacta a muy compacta.

Perfil Sísmico Línea LS-06: Este perfil está conformado por la línea sísmica LS-06 de 36 m de longitud. La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico K-L, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos

El primer estrato presenta valores de velocidad de ondas P (V_p) entre 300 m/s y 400 m/s, con un espesor promedio de 2.0 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato muestra velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 400 m/s y 1000 m/s, con un espesor variable de 4.6 m a 8.8 m. Estratigráficamente estaría conformado por una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 1000 m/s y 1300 m/s, valores que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a una grava compacta a muy compacta.

Perfil Sísmico Línea LS-07: La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico M-N de 24 m de longitud el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de ondas P (V_p) entre 200 m/s y 400 m/s, con un espesor variable de 1.0 m a 1.3 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato muestra velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 400 m/s y 1000 m/s, con un espesor variable de 2.8 m a 5.8 m. Estratigráficamente estaría conformado por una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 1000 m/s y 1200 m/s, valores que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a una grava compacta.

Perfil Sísmico Línea LS-08: Este perfil está conformado por la línea sísmica LS-08 de 36 m de longitud. La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico O-P el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de ondas P (V_p) entre 200 m/s y 400 m/s, con un espesor variable de 1.2 m a 2.2 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato muestra velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 400 m/s y 700 m/s, con un espesor variable de 1.0 m a 2.3 m. Estratigráficamente estaría conformado por una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 700 m/s y 1000 m/s, que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a una grava compacta.

Perfil Sísmico Línea LS-09: Este perfil está conformado por la línea sísmica LS-09 de 24 m de longitud. La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico Q-R, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de ondas P (V_p) entre 100 m/s y 400 m/s, con un espesor variable de 0.5 m a 2.0 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato muestra velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 400 m/s y 700 m/s, con un espesor variable de 1.8 m a 3.7 m. Estratigráficamente estaría conformado por una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) mayores a 700 m/s, valores que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a una grava compacta.

Perfil Sísmico Línea LS-10: La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico S-T de 24 m de longitud el cual muestra la presencia de dos estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de ondas P (V_p) entre 200 m/s y 400 m/s, con un espesor variable de 1.8 m a 2.4 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 400 m/s y 600 m/s, que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a una grava medianamente compacta.

Perfil Sísmico Línea LS-11: La interpretación de estos ensayos genera el perfil sísmico U-V de 24 m de longitud el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de ondas P (V_p) entre 200 m/s y 400 m/s, con un espesor variable de 0.5 m a 3.7 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato muestra velocidades de propagación de ondas P (V_p) entre 400 m/s y 700 m/s, con un espesor variable de 2.7 m a 6.7 m. Estratigráficamente estaría conformado por una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta velocidades de propagación de ondas P (V_p) mayores a 700 m/s, valores que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían estratigráficamente a una grava compacta.

2.6.8. Resultados de la Investigación Geofísica mediante Sondajes MASW

Los registros de las ondas sísmicas de los diecisiete ensayos iniciales de ondas MASW se presentan junto a las curvas de dispersión. En base a esta información, se realiza la interpretación de los modelos unidimensionales de velocidades de ondas de corte. La recopilación final de los quince ensayos con resultados adecuados de esta información se presenta en el Anexo V – Ensayos Geofísicos de Medición de Velocidad de Ondas de Corte. Cabe resaltar que la topografía limita la profundidad explorada.

Sondaje LW-01: Este sondaje corresponde al ensayo LW-01 de 36 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) entre 140 m/s y 215 m/s, hasta una profundidad de 2.0 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 270 m/s y 375 m/s, mostrando un espesor de 2.7 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 420 m/s y 700 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta a muy compacta.

Sondaje LW-02: El sondaje corresponde al ensayo LW-02 de 36 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) promedio de 260 m/s, hasta una profundidad de 0.5 m. Estratigráficamente este material está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 340 m/s y 410 m/s, mostrando un espesor de 5.0 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 510 m/s y 650 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta a muy compacta.

Sondaje LW-04: El sondaje corresponde al ensayo LW-04 de 48 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de dos estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) entre 220 m/s y 350 m/s, hasta una profundidad de 2.7 m. Estratigráficamente este material está conformado por una grava medianamente compacta.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 520 m/s y 950 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta a muy compacta.

Sondaje LW-06: Este sondaje corresponde al ensayo LW-06 de 36 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de dos estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) entre 275 m/s y 370 m/s, hasta una profundidad de 8.4 m. Estratigráficamente está conformado por una grava medianamente compacta.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 485 m/s y 690 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta a muy compacta.

Sondaje LW-07: El sondaje corresponde al ensayo LW-07 de 24 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) que varían entre 150 m/s y 190 m/s, hasta una profundidad de 1.2 m. Estratigráficamente este material está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 240 m/s y 325 m/s, mostrando un espesor de 4.6 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 400 m/s y 550 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta.

Sondaje LW-08: El sondaje corresponde al ensayo LW-08 de 38 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad promedio de propagación de ondas S (V_s) de 270 m/s, hasta una profundidad de 0.7 m. Estratigráficamente este material está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 315 m/s y 390 m/s, mostrando un espesor de 5.3 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 425 m/s y 575 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta.

Sondaje LW-09: Este sondaje corresponde al ensayo LW-09 de 38 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad promedio de propagación de ondas S (V_s) de 270 m/s, hasta una profundidad de 1.2 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 280 m/s y 360 m/s, mostrando un espesor de 4.3 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 405 m/s y 520 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta.

Sondaje LW-10: El sondaje corresponde al ensayo LW-10 de 38 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 230 m/s y 235 m/s, hasta una profundidad de 2.0 m. Estratigráficamente este material está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 280 m/s y 390 m/s, mostrando un espesor de 7.7 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 420 m/s y 480 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta.

Sondaje LW-11: El sondaje corresponde al ensayo LW-11 de 38 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) entre 240 m/s y 260 m/s, hasta una profundidad de 1.2 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 300 m/s y 355 m/s, mostrando un espesor de 5.4 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 395 m/s y 460 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta.

Sondaje LW-12: Este sondaje corresponde al ensayo LW-12 de 38 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) entre 290 m/s y 325 m/s, hasta una profundidad de 2.2 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 320 m/s y 340 m/s, mostrando un espesor de 2.0 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 420 m/s y 620 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta.

Sondaje LW-13: El sondaje corresponde al ensayo LW-13 de 36 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) que varían entre 210 m/s y 235 m/s, hasta una profundidad de 1.2 m. Estratigráficamente este material está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 245 m/s y 315 m/s, mostrando un espesor de 2.3 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 385 m/s y 600 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta.

Sondaje LW-14: El sondaje corresponde al ensayo LW-14 de 24 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad promedio de propagación de ondas S (V_s) de 215 m/s, hasta una profundidad de 1.2 m. Estratigráficamente este material está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 290 m/s y 315 m/s, mostrando un espesor de 3.5 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 395 m/s y 600 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta.

Sondaje LW-15: Este sondaje corresponde al ensayo LW-15 de 24 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S

con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) entre 165 m/s y 195 m/s, hasta una profundidad de 1.8 m. Estratigráficamente está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 245 m/s y 380 m/s, mostrando un espesor de 7.3 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 435 m/s y 650 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta a muy compacta.

Sondaje LW-16: El sondaje corresponde al ensayo LW-16 de 19 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 12 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 195 m/s y 225 m/s, hasta una profundidad de 1.2 m. Estratigráficamente este material está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 245 m/s y 390 m/s, mostrando un espesor de 4.0 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 440 m/s y 540 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta.

Sondaje LW-17: El sondaje corresponde al ensayo LW-17 de 24 m de longitud. La interpretación de este ensayo genera un sondaje de velocidades de ondas S con resultados confiables hasta una profundidad de 15 m en el punto central de la línea, el cual muestra la presencia de tres estratos sísmicos.

El primer estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) entre 185 m/s y 205 m/s, hasta una profundidad de 1.4 m. Estratigráficamente este material está conformado por un material de relleno.

El segundo estrato presenta valores de velocidad de propagación de ondas S (V_s) variando entre 225 m/s y 395 m/s, mostrando un espesor de 6.6 m. Estos valores de velocidad corresponderían a una grava medianamente compacta.

El tercer estrato presenta valores de velocidad de ondas S (V_s) entre 415 m/s y 445 m/s, valores de velocidad que se incrementan con la profundidad. Dichas velocidades corresponderían a una grava compacta.

Cabe resaltar que, tanto para los ensayos de Refracción Sísmica y sondajes MASW, se contempla una investigación complementaria, por lo que la delimitación de materiales dentro de estos estratos no es restrictiva de acuerdo a la profundidad de exploración.

2.6.9. Estimación de Parámetros Elásticos en Base a la Medición de Velocidades de Propagación de Onda

De acuerdo a la teoría de elasticidad de las ondas sísmicas (Kramer, 1996), la velocidad de las Ondas Compresionales (conocidas como Ondas P, las cuales consisten en movimientos repetidos de compresión y enrarecimiento, análogas a las ondas de sonido, en el cual la partícula se mueve en la misma dirección del movimiento de la onda) y de Corte (conocidas como Ondas S, producen deformaciones cortantes a medida que se mueven dentro del suelo o la roca. El movimiento de las partículas individuales es normal a la dirección del movimiento) son las que participan de manera categórica en la evaluación de los Parámetros Elásticos.

Para el sector de estudio investigado, los Ensayos Geofísicos proporcionaron la velocidad de ondas compresionales (V_p) y de corte (V_s) del perfil estratigráfico. Por su parte, para estimar la densidad de los materiales, se asumieron valores característicos en base a la investigación geotécnica y geológica, lo cual posibilitó a través del empleo de las formulaciones indicadas, obtener los parámetros elásticos de la zona de estudio. Los resultados obtenidos se pueden observar en el siguiente cuadro:

Cuadro N°8: Parámetros Elásticos de la Zona de Estudio

Ensayo	Material	Espesor (m)	V _s (m/s)	V _p (m/s)	G _{max} (MPa)	E _d (MPa)	E _s (MPa)
LS-01 LW-01	Grava medianamente compacta	2.0-3.0	270	550	133.76	358.81	35.88
	Grava medianamente compacta	3.0-5.0	380	750	264.95	703.35	70.34
	Grava compacta	5.0-11.0	530	1100	544.05	1467.66	146.77
LS-02 LW-02	Grava medianamente compacta	0.5-4.0	360	720	237.80	634.13	63.41
	Grava medianamente compacta	4.0-5.5	420	850	323.67	866.46	86.65
	Grava compacta	5.5-11.0	650	1250	818.30	2151.62	215.16
LS-04 LW-04	Grava medianamente compacta	0.0-3.0	350	700	224.77	599.39	59.94
	Grava compacta	3.0-6.5	550	1100	585.88	1562.35	156.23
	Grava muy compacta	6.5-8.0	750	1450	1089.45	2870.42	287.04
LS-07 LW-07	Material de relleno	0.0-1.5	180	400	56.15	154.18	15.41
	Grava medianamente compacta	2.0-5.0	300	620	165.14	444.93	44.49
	Grava compacta	6.0-8.0	410	800	325.58	860.75	86.08
LS-10 LW-15	Material de relleno	0.0-2.0	180	400	56.15	154.18	15.42
	Grava medianamente compacta	2.0-8.0	300	600	165.14	440.37	44.04
LS-11 LW-17	Material de relleno	0.0-1.5	190	400	62.56	169.45	16.95
	Grava medianamente compacta	1.5-8.0	280	600	143.85	391.51	39.15

Cabe resaltar que si se relacionan las Velocidades de ondas de Corte, ondas de Compresión y la Densidad de los materiales por donde se propagan las ondas, se pueden obtener los siguientes parámetros elásticos:

$$\text{Relación de Poisson } (\nu) \quad \nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2(V_p/V_s)^2 - 2} \quad \text{Unidad: Adimensional}$$

$$\text{Módulo de Young } (E_d) \quad E_d = 2(1 + \nu)G \quad \text{Unidad: MPa (10 bar)}$$

$$\text{Módulo de Corte } (G_{max}) \quad G_{max} = \rho V_s^2 \quad \text{Unidad: MPa (10 bar)}$$

Tanto el Módulo de Corte ($G_{m\acute{a}x}$) como el módulo de Young dinámico (E_d) son valores máximos y evaluados para deformaciones angulares (γ) del orden de $10^{-4}\%$. Sin embargo, se ha encontrado que la deformación angular promedio en cimentaciones (condiciones estáticas) es de alrededor de $10^{-1}\%$. Por lo tanto, para estimar asentamientos en suelos, tomando como punto de partida parámetros elásticos máximos ($G_{m\acute{a}x}$ y E_d), hay que reducirlos. En consecuencia, para el análisis de asentamiento de zapatas y losas de cimentación es conveniente que se use el Módulo de Corte y el Módulo de Young que corresponden a un valor del 10% de los valores máximos, indicados en la columna Módulo de Young estático (E_s).

2.7. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL ACANTILADO DE LA COSTA VERDE

De acuerdo a los estudios previos realizados en la zona del acantilado de la Costa Verde, y adicionando los estudios geológicos, geofísicos y geotécnicos presentados en este trabajo de investigación, se presenta una zonificación geotécnica que divide al acantilado en 4 zonas, presentadas en el Plano de Zonificación Geotécnica ZG-01. Este plano contempla 4 zonas geotécnicas, conformadas por:

- Material granular medianamente denso a denso
- Material de relleno superficial: 2.00 a 3.00 metros de profundidad
- Material granular proveniente de quebradas
- Limo-arcillitas arenosas de origen aluvial

Estas 4 zonas están representadas en el Plano de Zonificación Geotécnica (ZG-01), detallando las propiedades del suelo en base a investigaciones realizadas para este estudio y recopilaciones de informes anteriores.

CAPÍTULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES MEDIANTE ANCLAJES ACTIVOS Y PASIVOS

3.1. CONCEPTOS PRELIMINARES PARA LOS DESLIZAMIENTOS DE MATERIAL EN TALUDES

El concepto de Deslizamientos se utiliza para describir el movimiento de suelos o rocas por acción de la fuerza de gravedad. De acuerdo a sus proporciones y magnitudes, por ejemplo, cambio de volumen de material deslizado, rocas disgregadas, altura del talud, entre otros, los deslizamientos tienen la condición potencial de generar graves daños y desastres. Adicionalmente, ocasionan un impacto ambiental considerable y las condiciones de emergencia que involucran directamente vidas humanas y grandes pérdidas económicas.

Entre los factores que provocan deslizamientos se pueden destacar:

- Aumento del nivel freático, proveniente del subsuelo o de origen superficial.
- Alteración de la geometría natural (modificación del talud de manera indiscriminada y sin control de ingeniería por intervención humana).
- Fuerzas adicionales al peso propio (sobrecargas no estimadas, fuerzas sísmicas superiores al sismo de diseño).

Los factores mencionados anteriormente inciden directamente en el equilibrio estático establecido en el sistema del talud. Cuando las fuerzas resistentes son menores a las fuerzas actuantes (favoreciendo la condición de deslizamiento), el sistema se equilibra, ocasionando un movimiento que estará dominado por la fuerza de gravedad, y por ende desatando consecuencias fatales e inesperadas al momento de su activación.

Los deslizamientos se pueden presentar por condiciones climáticas (cambio de estaciones) o inesperadamente a causa de factores no determinados (eventos sísmicos por encima del nivel de diseño). Para mencionar casos evaluados en nuestro país, el aumento en el volumen de agua proporcionado por las intensas lluvias genera la inestabilidad de taludes, originando desastres tras estos eventos extremos.

Los movimientos de tierra pueden diferenciarse por su velocidad. En algunos casos son muy lentos. Este tipo de movimientos imperceptibles ocasionan daños graduables que son el detonante de deslizamientos mayores a largo plazo.

Como factor determinante, las fallas de taludes pueden ocurrir en condiciones drenadas o no drenadas. Si la inestabilidad es causada por cambios en la carga, tal como la remoción de materiales de la parte baja del talud o aumento de las cargas en la parte superior, en suelos de baja permeabilidad, estos pueden no tener tiempo suficiente para drenar durante el tiempo en el cual ocurre el cambio de carga. En ese caso se dice que las **condiciones** son **no drenadas**. Generalmente, los suelos tienen permeabilidades suficientes para disipar las presiones de poro en exceso y se comportan en **condiciones drenadas**.

3.2. TIPOS DE DESLIZAMIENTOS TÍPICOS EN TALUDES

De acuerdo a la clasificación de Skempton y Hutchinson (1969), se pueden agrupar tres grandes tipos:

- Desprendimientos (falls)
- Deslizamientos (slides)
- Flujos (flows)

3.2.1. Desprendimiento de material en taludes

Para los desprendimientos de material en taludes, se pueden encontrar dos casos: Para el primer caso, el **desprendimiento** o **caída de rocas** se presenta generalmente en taludes muy escarpados (taludes con pendiente mayor o igual a 40°) Por lo general, no existe una superficie de falla bien definida. Este tipo de movimiento ocurre cuando determinados factores modifican las propiedades mecánicas de la roca que alteran su estado de esfuerzos. Además, este tipo de eventos usualmente se generan sin previo aviso.

En algunos casos, los bloques desprendidos se mantienen intactos. Lo anterior sucede debido al deslizamiento controlado por el ángulo del talud y la forma del bloque.



Figura N°10: Desprendimiento de roca, 29/07/2008-Furry Creek, Canadá.
(Fuente: Revista Geoscape Canadá, 2008)

En taludes verticales ocurre un tipo de desprendimiento llamado vuelco (toppling). El aumento de presión debido a la presencia de agua es una de las principales causas.



Figura N°11: Vuelco de roca. Howson, Canadá, 2002
(Fuente: Revista Geoscape Canadá, 2008)

Para el segundo caso, los desprendimientos en taludes conformados por suelo ocurren generalmente en los taludes adyacentes a ríos. La corriente del río es el agente que erosiona la parte baja de los taludes ocasionando el desplome de la parte superior. De la misma manera, este tipo de eventos pueden ocurrir en acantilados, donde las olas del mar se encargan de socavarlos. Esto se puede apreciar en la Figura N°12.



Figura N°12: Desprendimiento de Material Suelto en la Costa Verde
(Fuente: Elaboración propia)

3.2.2. Deslizamiento de Material en Taludes

Los deslizamientos ocurren cuando las fuerzas resistentes son menores que las fuerzas de volcamiento o sollicitación. Se caracterizan por presentar una superficie de falla definida, las cuales pueden tener una geometría circular, plana o general (no circular).

El primer caso, **Falla Circular**, se genera cuando el material que compone a un talud es muy frágil, la falla estará determinada por una sola superficie de discontinuidad que tiende a correr una trayectoria circular. Este tipo de falla esquematizada puede apreciarse tanto en la Figura N°13 como en la Figura N°14, la cual muestra que la superficie de falla circular es libre de seguir una línea de mínima resistencia a través del talud.

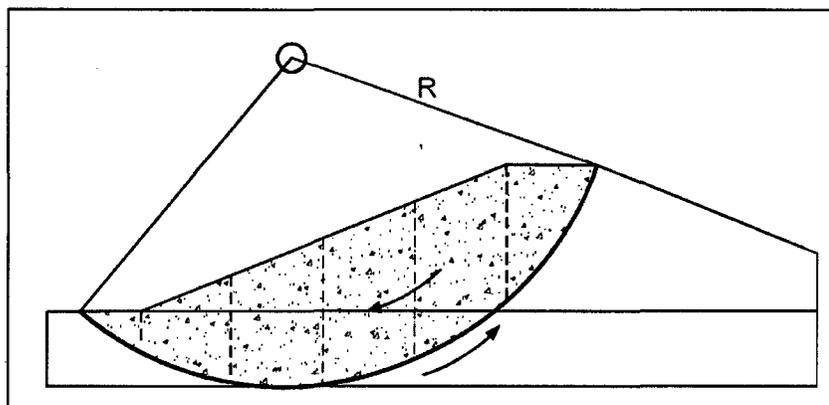


Figura N°13: Esquema transversal de una falla circular
(Fuente: Hoek y Bray, 1981)

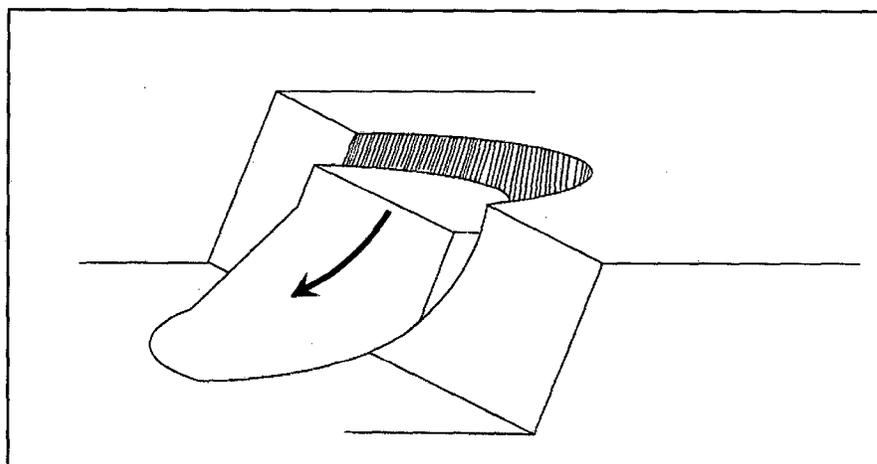


Figura N°14: Esquema Isométrico de una Falla Circular
(Fuente: Hoek y Bray, 1981)

Cuando la falla es circular, generalmente se pueden observar grietas en la cresta del talud y abombamiento al pie. La superficie de falla circular se puede presentar de tres maneras, tal como se aprecia en la Figura N°15:

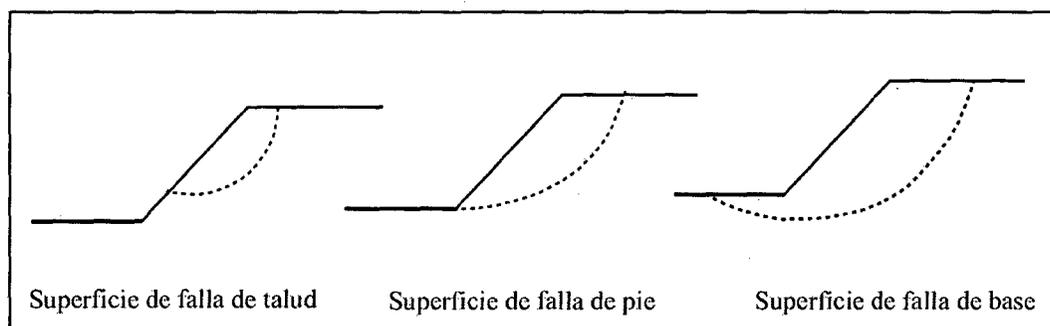


Figura N°15: Tipos de Falla Circular
(Fuente: Genevois y Romeo, 2003)

Se presenta la **Falla plana** cuando existen discontinuidades planas en la roca o en el suelo del talud, se acostumbra realizar el análisis de falla a traslación. Esta técnica asume el deslizamiento transnacional de un cuerpo rígido a lo largo de un plano o, en su defecto, a lo largo de la intersección de dos planos, como el caso de la falla en cuña. El deslizamiento ocurre cuando la inclinación del plano de falla ψ_p es mayor que el ángulo de fricción φ .

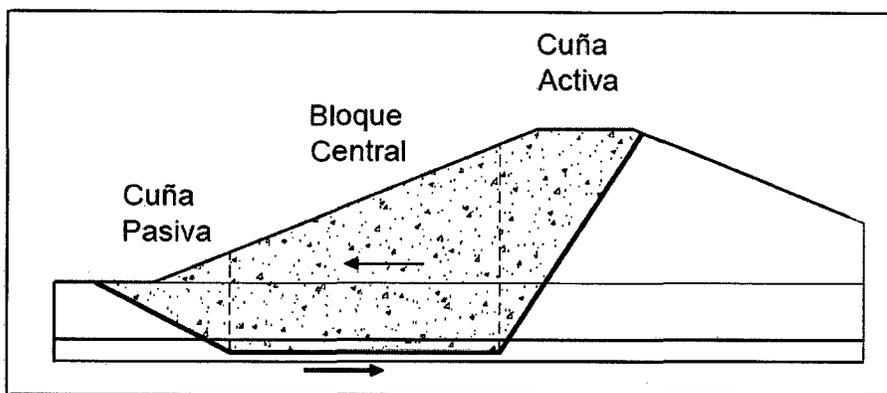


Figura N°16: Esquema Transversal de una Falla Plana
(Fuente: Hoek y Bray, 1981)

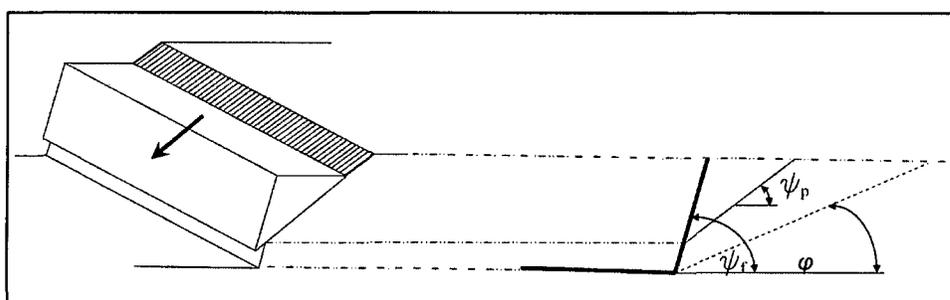


Figura N°17: Esquema Isométrico de una Falla Plana
(Fuente: Hoek y Bray, 1981)

La Falla no Circular o General son aplicables en situaciones donde se presentan estratos de material poco competente sobre material en el cual está apoyado, o un estrato de material blando entre estratos de material con mayor rigidez.

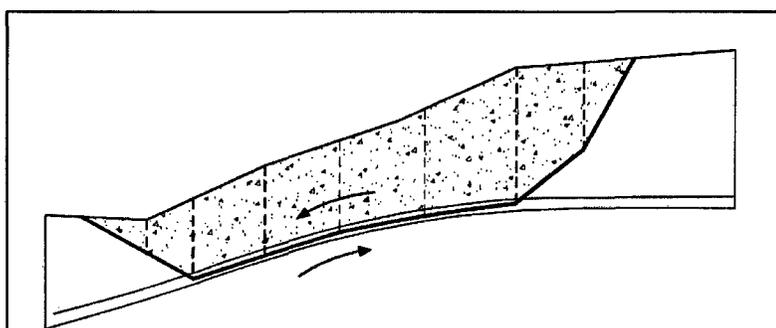


Figura N°18: Esquema Transversal de una Falla No Circular
(Fuente: Hoek y Bray, 1981)

Para el caso de desplazamientos, se presenta un fenómeno en la parte alta del talud, el cual se denomina como grietas de tensión. La existencia de grietas de tensión aumenta la tendencia de un suelo a fallar (Figura N°19); la longitud de la superficie de falla a lo largo de la cual se genera resistencia es reducida y la grieta

puede ser rellenada con agua. En el caso de lluvias, se pueden generar presiones de poros transitorias que afectan la estabilidad del talud.

La presencia de grietas de tensión dificulta considerablemente la confiabilidad de los análisis cuando no se tiene presente este factor. Las grietas de tensión son muy importantes y profundas en los cortes de taludes donde existe un alivio de presiones de confinamiento al ejecutarse la excavación.

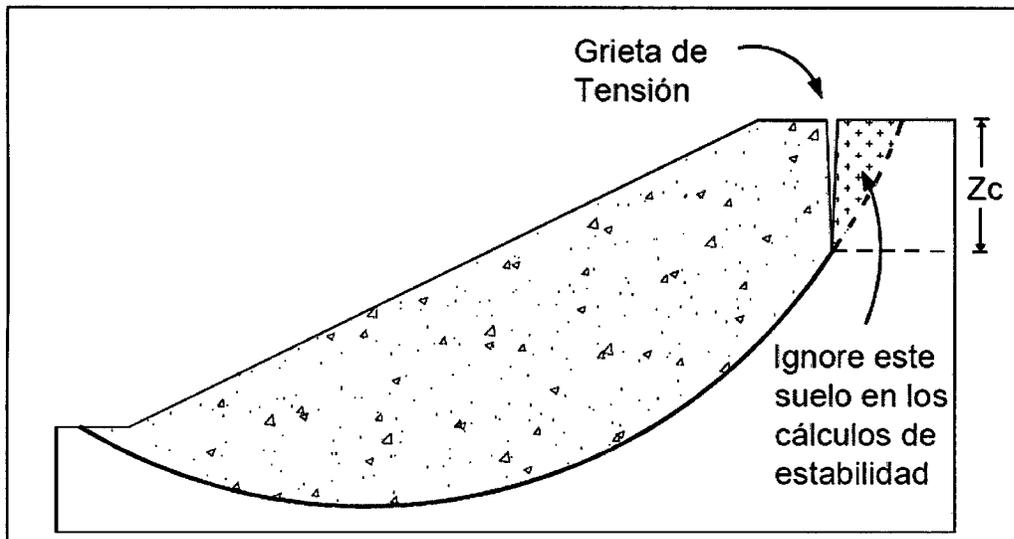


Figura N°19: Esquema de una Grieta de Tensión para Análisis de Equilibrio Límite
(Fuente: US Army Corps of Engineers, 2003)

3.2.3. Flujo de Material en Taludes

En un flujo existen movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Los flujos pueden ser lentos o rápidos, así como secos o húmedos y los puede haber de roca, de residuos de suelo o tierra.

Los flujos muy lentos pueden asimilarse en ocasiones a los fenómenos de reptación y la diferencia consisten en que los flujos se puede identificar una superficie de separación entre el material que se mueve y el subyacente, mientras que en la reptación la velocidad del movimiento disminuye al profundizarse en el perfil, sin que exista una superficie definida de rotura.

La ocurrencia de flujo está relacionada con la velocidad de los materiales. Algunos suelos absorben agua muy rápido cuando son alterados, fracturados o agrietados por un desplazamiento inicial y esta velocidad conduce a la velocidad de un flujo.

Algunos flujos pueden resultar de la alteración de suelos muy sensibles tales como sedimentos no consolidados.

Este fenómeno puede manifestarse en:

- Roca, donde los movimientos de flujo en roca comprenden las velocidades que se distribuyen a lo largo de muchas fracturas grandes y pequeñas. La velocidad puede simular la de líquidos viscosos. Este tipo de movimiento ocurre con mucha frecuencia en zonas tropicales.
- Residuos o detritos, por lo general, un flujo de rocas termina en uno de residuos. Los materiales se van triturando por el mismo proceso de flujo y se puede observar una diferencia importante de tamaños entre la cabeza y el pie del movimiento. El movimiento de los flujos de detritos puede ser activado por las lluvias, debido a la pérdida de resistencia por la velocidad de la succión al saturarse el material o por el desarrollo de fuerzas debido al movimiento de agua subterránea.
- Suelo, los cuales tienden a ser más secos y más lentos de acuerdo a la humedad y pendiente de la zona de ocurrencia. En zonas de alta montaña y desérticas ocurren flujos muy secos, por lo general pequeños pero de velocidades altas.
- Lodo, caracterizados dentro de los flujos de tierra, en los cuales los materiales de suelo son muy finos y las velocidades muy altas, llegando al punto de suelos suspendidos en agua. Los flujos de lodo poseen fuerzas destructoras grandes que depende de su caudal y velocidad. Un flujo de lodo posee tres velocidades morfológicas, un origen que es un deslizamiento, un camino o canal de flujo y finalmente una zona de velocidades. El origen consiste en una serie de escarpes de falla o deslizamientos de rotación o translación, el camino o canal es un área estrecha, recta o una serie de canales a través del cual fluye el material viscoso, el ancho, profundidad y pendiente del camino del flujo varía de acuerdo a las condiciones topográficas y morfológicas.

3.3. CONCEPTOS PRELIMINARES PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de

taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Este es el centro del problema y la razón de estudio.

A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso en que por alguna razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en problemas de estabilidad de taludes, pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquél al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo el talud más empinado.

El análisis de la estabilidad de taludes es un problema clásico en la mecánica de los suelos, cuyo método se basa en los principios del Método de Equilibrio Límite (MEL). En este tipo de análisis no se requiere conocer el comportamiento de esfuerzo y deformación de los materiales que conforman el talud de análisis, sin embargo, es necesario conocer los parámetros que determinan la resistencia del suelo (peso específico γ , ángulo de fricción interna ϕ y cohesión c).

De acuerdo a la descripción anterior, los métodos de equilibrio límite contemplan tres tipos de análisis:

- Métodos exactos, los cuales contemplan la Rotura plana o por Cuña. Este grupo se subdivide en los análisis de Cuña simple, Cuña doble y Cuña triple.
- Métodos aproximados. Este grupo se subdivide en análisis por tablas, contemplando tanto la Tabla de Taylor como la de Janbu.
- Métodos no exactos. Este grupo se subdivide en Métodos de Estabilidad Global, el cual contempla a su vez los análisis por el método de Espiral Logarítmica y el de Arco Circular. Otro grupo que contempla este análisis es el obtenido por el Método de Dovelas, el cual contempla, en primera instancia, métodos aproximados, incluyendo los casos de Janbu, Fellenius, Bishop simplificado, entre otros. En segunda instancia tenemos los métodos precisos, incluyendo los casos de Morgenstern y Price, Spencer, Bishop riguroso, entre otros.

Cabe resaltar que para el presente trabajo de investigación se ha tomado en cuenta los análisis de los **métodos precisos**, Spencer y el de Morgenstern y Price.

En este tipo de análisis, la información que desconocemos se encuentra implicada en el **factor de seguridad global**. La seguridad de los taludes involucra intereses económicos y sociales que motivan la determinación de diferentes enfoques de análisis. Cuando la vida o la rentabilidad económica son vulnerables a la falta de información, es apropiado que los diseños incorporen medidas cuantitativas de la falta de información y sus posibles consecuencias. Por esta razón, la estabilidad de taludes se estudia a partir del enfoque probabilístico desde inicios de la década de 1970. A partir de entonces, la incertidumbre se toma en cuenta en los diseños de ingeniería geotécnica y se establece una propuesta de estudio novedosa que avanzará de la mano con la tecnología disponible.

Algunos autores han demostrado desde el siglo pasado, que la estabilidad de taludes es adecuada para el tratamiento probabilístico. Gran parte de los estudios están basados en modelos con cuerpos rígidos deslizantes y superficies de falla de tipo circular, verificados por medio de métodos de estabilidad proporcionados por Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, Morgenstern y Price, entre otros.

Según los preceptos de la teoría del equilibrio límite, la estabilidad de los taludes es determinada a partir del cálculo del factor de seguridad n en la región del talud que presenta la mayor vulnerabilidad al deslizamiento. Esta región crítica está limitada por la superficie de falla que presenta el menor valor de n . Debido a lo anterior, se requieren métodos que puedan evaluar todas las posibles zonas y encontrar la que representa menor seguridad en el análisis.

En términos generales, el concepto de *seguridad* se conoce como la división de la **Resistencia** entre **Solicitud** del sistema:

$$\eta = \frac{\text{Resistencia}}{\text{Solicitud}} \dots (1)$$

Los métodos de equilibrio límite se pueden clasificar en varias categorías, comenzando desde tomar el Factor de Seguridad con un análisis lineal o no lineal, la forma de la superficie de falla como circular o no circular y la posición de las dovelas en dirección vertical o inclinadas para satisfacer tanto las ecuaciones de equilibrio, momento o ambas.

3.3.1. Limitaciones de los Métodos de Equilibrio Límite

Los análisis de límite de equilibrio tienen algunas limitaciones entre las cuales se encuentran las siguientes:

- Se basan solamente en la estática: Como los métodos de límite de equilibrio se basan solamente en la estática y no tienen en cuenta las deformaciones, las distribuciones de presiones, en muchos casos, no son realistas. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que estos esfuerzos no realistas, generalmente ocurren en algunas tajadas del análisis y no significa que el factor de seguridad general sea inaceptable.
- Suponen los esfuerzos uniformemente distribuidos: Debe tenerse cuidado cuando existan concentraciones de esfuerzos debidos a la forma de la superficie de falla o a la interacción de suelo-estructura.
- Utilizan modelos de falla muy sencillos: El diseño de taludes utilizando solamente la modelación con métodos de límite de equilibrio es completamente inadecuado si los procesos de falla son complejos, especialmente cuando están presentes los procesos de “creep”, la deformación progresiva, el flujo, la rotura por fragilidad, la licuación y otras formas de deterioro de la masa del talud.
- Generalmente se asume el material como isotrópico: La mayoría de los trabajos que aparecen en la literatura sobre el tema, asumen que el suelo es un material isotrópico y han desarrollado métodos de análisis de superficies circulares o aproximadamente circulares. Sin embargo, el mecanismo de falla en los materiales residuales donde aparece el suelo, la roca meteorizada y la roca sana, así como las formaciones aluviales y coluviales no-isotrópicas, requiere de nuevos enfoques y del estudio de las superficies de falla no simétricas.

A pesar de las debilidades del modelo específico analizado, determinar el factor de seguridad asumiendo superficies probables de falla permite al ingeniero tener una herramienta muy útil para la toma de decisiones. Los métodos de límite de equilibrio son una herramienta muy útil en la práctica y se recomienda tener cuidado de no abusar en la aplicación del método para casos complejos donde la distribución de esfuerzos y las deformaciones juegan un papel importante en el comportamiento del talud.

3.3.2. Factor de seguridad determinístico

Cuando se aplica la definición de seguridad de la Ecuación 1, el valor calculado se conoce como factor de seguridad determinístico. Los diseños en ingeniería brindan una idea sobre las propiedades físicas y funcionales de un sistema, de tal manera que cumplan con las solicitudes de niveles de servicio, seguridad o durabilidad. Para establecer dichos comportamientos, los sistemas deben estar afectados por agentes internos y externos como las cargas aplicadas.

En cualquier sistema de estabilidad debe cumplirse:

$$R_{adm}(x) \geq S(x) \dots (2)$$

Donde $R_{adm}(x) \geq$ es la resistencia admisible en un punto determinado x y $S(x)$ es la sollicitación en un punto determinado x .

El η modifica la resistencia última en una resistencia admisible. Entonces:

$$R_{adm} = \frac{R_u}{\eta} \dots (3)$$

Donde R_u es el valor límite (último) de la resistencia.

En consecuencia, un sistema que cumple con las solicitudes de seguridad es aquel que cumple:

$$R_{adm} = \frac{R_u}{\eta} \geq S \dots (4)$$

Una manera más sencilla de asimilar el concepto de factor de seguridad η , es aquella que relaciona las fuerzas resistentes con las fuerzas actuantes en el sistema:

$$\eta = \frac{F_{Resistentes}}{F_{Actuantes}} \dots (5)$$

3.3.3. Factor de seguridad para taludes

Para entender la definición de seguridad en los taludes, es necesario conocer la teoría del equilibrio límite, la cual se puede ejemplificar como un bloque de peso W que descansa sobre un plano inclinado de ángulo ψ respecto a la horizontal. El bloque solo es afectado por la fuerza de la gravedad, de manera que el peso W actúa verticalmente como lo muestra la Figura N°20.

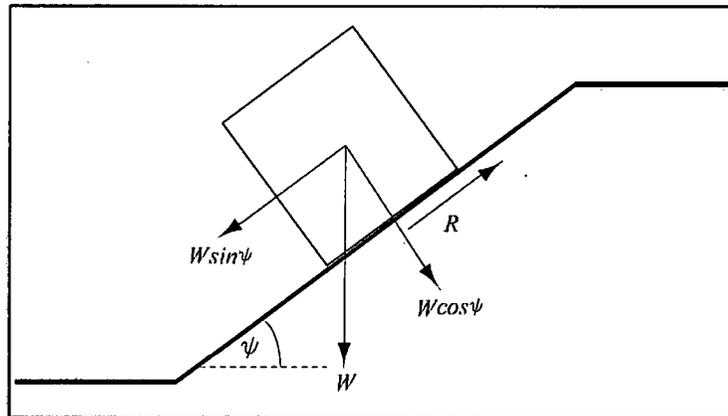


Figura N°20: Bloque sobre Plano Inclinado a un Ángulo ψ de la Horizontal
(Fuente: Hoek y Bray, 1981)

La componente de W que tiende a mover el bloque hacia abajo es $W \sin \psi$ y la componente que ayuda a estabilizarlo es $W \cos \psi$.

Al suponer que el bloque y la superficie está formado por suelo, entonces el esfuerzo normal σ que actúa a lo largo de la superficie de deslizamiento se manifiesta de acuerdo a la Figura N°21 y se encuentra planteado con la expresión:

$$\sigma = \frac{W \cos \psi}{A} \dots (6)$$

Se manifiesta también que A es el Área de la base del bloque.

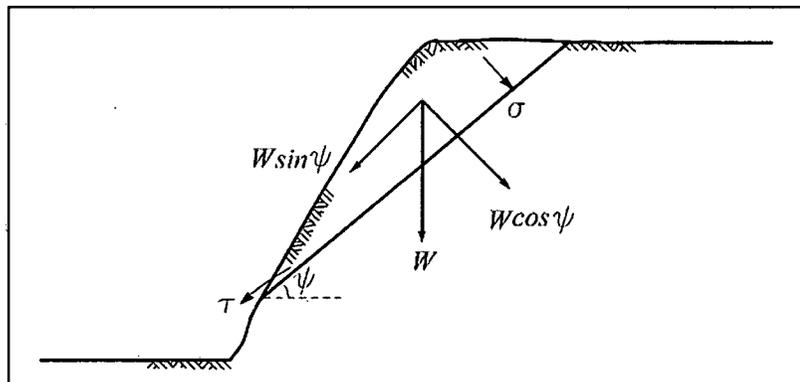


Figura N°21: Talud con Superficie de Falla Plana a ψ Grados de la Horizontal
(Fuente: Wyllie y Mah, 2005)

El esfuerzo cortante τ que actúa en esta superficie de falla, de acuerdo a la ecuación de Mohr-Coulomb se representa como:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \dots (7)$$

La mencionada ecuación surge de la relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal de una superficie de roca típica o de una muestra de suelo, de acuerdo a la figura N°22:

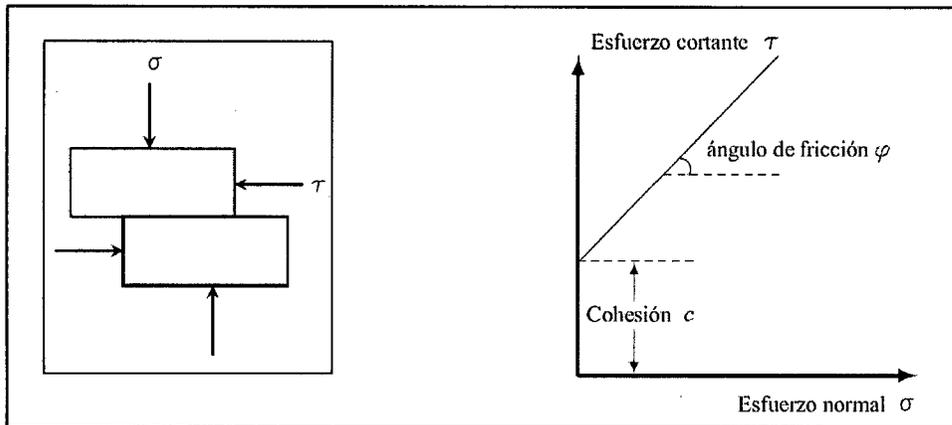


Figura N°22: Relación entre el Esfuerzo Cortante τ y Esfuerzo Normal σ
(Fuente: Hoek y Bray, 1981)

De la sustitución de la Ecuación 6 en la Ecuación 7, se obtiene:

$$\tau = c + \frac{W \cos \psi}{A} \tan \varphi \dots (8)$$

La Ecuación 8 se convierte en:

$$R = cA + W \cos \psi \tan \varphi \dots (9)$$

Donde $R = \tau A$ es la Fuerza cortante que resiste el deslizamiento del bloque.

El bloque se encontrará a punto de deslizarse o en equilibrio límite, cuando la fuerza que tiende a mover el bloque hacia abajo del plano es exactamente igual a la fuerza resistente. De manera que:

$$W \sin \psi = cA + W \cos \psi \tan \varphi \dots (10)$$

Con el fin de incorporar el concepto de equilibrio límite en la estabilidad de taludes, se requiere el uso de un factor de seguridad, este se define como la relación de todas las fuerzas que intervienen en la resistencia al deslizamiento sobre el total de las fuerzas que aportan al movimiento.

Considerando el bloque de la Figura N°22, tenemos que el η se calcula como:

$$\eta = \frac{cA + W \cos \psi \tan \varphi}{W \sin \psi} \dots (11)$$

Cuando el talud se encuentra en un estado de **equilibrio límite**, todas las fuerzas de resistencia y las fuerzas desestabilizadoras son iguales. De acuerdo a la ecuación ya mencionada, el valor de $\eta = 1.0$. El talud es estable cuando las fuerzas resistentes son mayores a las fuerzas desestabilizadoras, de tal manera, que el factor de seguridad η , tiene que ser mayor a uno ($\eta > 1.0$). En la práctica, el factor de seguridad para taludes en minas a cielo abierto, generalmente varía entre 1.0 y 1.3, ya que en estos taludes, la estabilidad no se requiere para largos periodos de tiempo. En el caso de taludes adyacentes a vías principales, el factor de seguridad es de 1.5 como mínimo.

Los cálculos convencionales para el análisis de estabilidad de taludes se basan en el Método del Equilibrio Límite. En este tipo de procedimientos se requiere un factor de seguridad a partir de la información disponible sobre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes del sistema. Para que el talud se encuentre en equilibrio, se deben resolver las ecuaciones del equilibrio estático:

$$\sum F_x = 0; \sum F_y = 0; \sum M = 0 \dots (12)$$

Las ecuaciones anteriores corresponden a la sumatoria de fuerzas en el eje coordenado bidimensional (x-y) sobre el cual se analiza el talud y la sumatoria de momentos M de las fuerzas involucradas.

El problema de la estabilidad de taludes es **estáticamente indeterminado**, por lo que para cumplir con las Ecuaciones de equilibrio en las componentes mencionadas, se han propuesto diversas soluciones que deben cumplir ciertas suposiciones para lograr que el problema sea **estáticamente determinado**, es decir, que el número de incógnitas sea igual al número de ecuaciones.

Los métodos convencionales para análisis de estabilidad de taludes se diferencian en la forma de la superficie de falla y las suposiciones obligadas. Adicionalmente, se supone que el factor de seguridad es constante a lo largo de toda la superficie de falla, es decir, que es un factor de **seguridad global**.

Otra característica importante de los métodos es la búsqueda de la superficie de **falla crítica**. Ésta corresponde a la superficie de falla que presenta el menor factor de seguridad y que según las propiedades y características del talud presenta el estado más probable a deslizarse.

Obviamente para el análisis de ingeniería, la superficie de falla crítica es la que se evalúa para todos los casos de estabilidad, aunque el factor de seguridad global obtenido mediante el programa analizado brinde un valor menor, ya que prima el criterio de ingeniería antes que los resultados obtenidos por el programa. Todo esto se basa en la premisa que los programas de cálculo de ingeniería brindan una solución, la cual debe ser evaluada bajo criterio y experiencia del ingeniero responsable.

3.4. MÉTODO DE CUERPO LIBRE PARA EL CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Este tipo de procedimientos se realizan para toda la masa de suelo limitada por la superficie del talud y la superficie de falla. No se requiere dividir la masa de suelo para resolver el problema, ya que el análisis se realiza para un solo cuerpo libre.

Los métodos que hacen parte de este grupo toman los casos para el Método de Espiral Logarítmica, Método de Talud Infinito, entre otros, los cuales se describen a continuación:

3.4.1. Método de Espiral Logarítmica

En el procedimiento de la espiral logarítmica, la superficie de falla se supone que tiene una forma de espiral como se muestra en la figura siguiente:

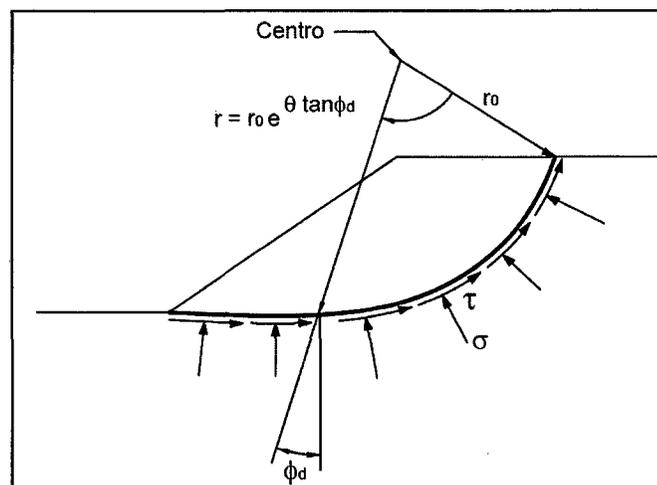


Figura N°23: Talud y Superficie de Falla Espiral Logarítmica
 (Fuente: Duncan y Wright, 2005)

Inicialmente, suponemos un punto de centro y un radio r_0 para definir la espiral. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación θ , alrededor del centro de la espiral, de acuerdo con la expresión:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi_d} \dots (13)$$

Donde φ_d es el ángulo de fricción desarrollado, el cual está en función del ángulo de fricción interna del suelo y el Factor de Seguridad.

Este método, en el marco teórico, es el procedimiento recomendado para el análisis de taludes homogéneos.

3.4.2. Método de Talud Infinito

Para el método de Talud Infinito, Taylor (1948) propone un método en donde supone que el talud se extiende infinitamente en todas las direcciones. La superficie de falla se presenta en un plano paralelo a la cara del talud.

Al suponer que el talud se extiende infinitamente, se puede establecer que los esfuerzos generados en los planos (A-A') y (B-B') (perpendiculares al talud) serán iguales, de acuerdo a la Figura N°24.

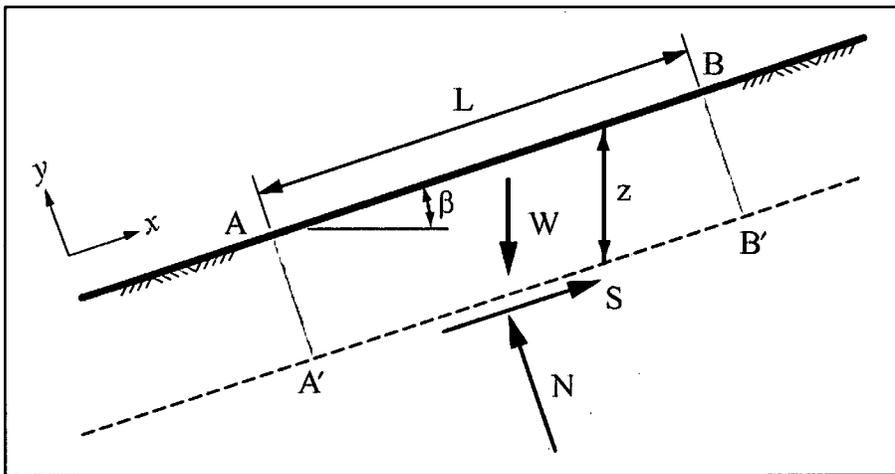


Figura N°24: Método de Talud Infinito
(Fuente: Duncan y Wright, 2005)

De acuerdo a la Condición de equilibrio en el Eje X, se tiene:

$$-W \sin \beta + S = 0$$

De la cual, despejando S (Fuerza Cortante) se tiene la Ecuación 14:

$$S = W \sin \beta \dots (14)$$

De acuerdo a la Condición de equilibrio en el Eje Y, tenemos:

$$N - W \cos \beta = 0$$

Despejando N (Fuerza Normal), se obtiene la Ecuación 15:

$$N = W \cos \beta \dots (15)$$

Las fuerzas en los límites del bloque sombreado de acuerdo a la Figura N°24 se suponen de igual magnitud, opuestas en dirección y colineales. Por consiguiente, estas fuerzas se cancelan entre sí y no participarán en el análisis.

El peso W es igual a:

$$W = \gamma LZ \cos \beta \dots (16)$$

En la cual las variables representan:

γ : Peso Unitario del suelo

L: Distancia entre los límites del bloque sombreado

Z: Profundidad vertical del plano de corte

β : Angulo de inclinación del talud

Al sustituir la Ecuación (16) con las Ecuaciones (14) y (15), se resuelve:

$$S = \gamma LZ \cos \beta \sin \beta \dots (17)$$

$$N = \gamma LZ \cos^2 \beta \dots (18)$$

Al dividir las Ecuaciones (17) y (18) entre el Área unitaria, es decir, Longitud L por ancho unitario (L.1), coinciden el Esfuerzo Normal y el Esfuerzo Cortante.

$$\frac{N}{L.1} = \frac{\gamma LZ \cos^2 \beta}{L.1} \rightarrow \sigma = \gamma LZ \cos^2 \beta \dots (19): \text{Esfuerzo Normal}$$

$$\frac{S}{L.1} = \frac{\gamma LZ \cos \beta \cdot \sin \beta}{L.1} \rightarrow \tau = \gamma Z \cos \beta \cdot \sin \beta \dots (20): \text{Esfuerzo Cortante}$$

El factor de seguridad η se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{\eta} \dots (21)$$

Al sustituir las Ecuaciones 19 y 20 en la Ecuación 21, se obtiene la expresión conocida como el Factor de Seguridad:

$$\eta = \frac{c + \gamma Z \cos^2 \beta \tan \varphi}{\gamma Z \cos \beta \cdot \sin \beta} \dots (22)$$

3.5. MÉTODO DE DOVELAS PARA EL CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES

A diferencia del método anterior, este tipo de método divide la masa deslizante en porciones o tajadas verticales denominadas **dovelas** (slices). La superficie de falla se puede considerar circular y general (no-circular). La descripción general de una dovela se muestra en la Figura N°25.

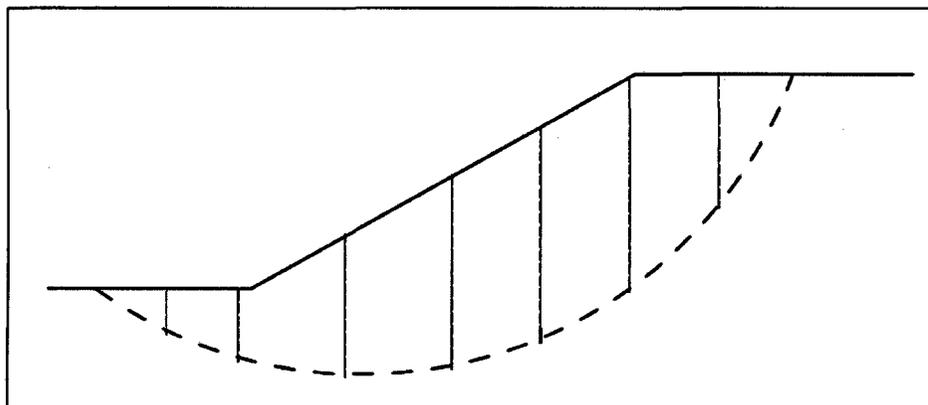


Figura N°25: Esquema Transversal de una Dovel
(Fuente: Hoek y Bray, 1981)

Los métodos de dovelas con falla circular encontrados en la literatura se reportan en los trabajos de investigación de Fellenius (1936), Taylor (1949) y Bishop (1955). Los métodos de análisis que emplean falla no-circular se atribuyen a los trabajos de Janbu (1973), Morgenstern y Price (1965), Spencer (1967) y Sarma (1973).

En términos generales, al introducir dovelas verticales, se adicionan nuevas incógnitas al problema. Por cada dovela se generan fuerzas adicionales de las cuales se desconocen magnitud, inclinación y orientación.

La mayoría de los métodos anteriormente mencionados presentan formulaciones similares con algunas diferencias en las suposiciones de las fuerzas entre dovelas. Según las condiciones para que se presente equilibrio estático, además de tomar en cuenta el concepto de Equilibrio Límite, se obtiene la siguiente información:

Cuadro N°9: Número de Ecuaciones por Introducción de n Dovelas

Condiciones	Ecuaciones
Equilibrio de momentos para cada dovela	n
Equilibrio de fuerzas en las direcciones X e Y para cada dovela	$2n$
Criterio de falla Mohr-Coulomb	n
No. Total de ecuaciones	$4n$

(Fuente: Cheng y Lau, 2008)

Cuadro N°10: Número de Incógnitas por Introducción

Descripción	Incógnitas
Factor de seguridad	1
Fuerza normal en la base de cada dovela	n
Localización de la fuerza normal en la base de la dovela	n
Fuerza cortante en la base de la dovela	n
Fuerzas horizontales entre dovelas	$n - 1$
Fuerzas tangenciales entre dovelas	$n - 1$
Localización de las fuerzas entre dovelas	$n - 1$
Número total de incógnitas	$6n - 2$

(Fuente: Cheng y Lau, 2008)

Para que el problema sea **estáticamente determinado**, el número de ecuaciones debe ser igual al número de incógnitas. Según la información de los cuadros anteriores:

$$\begin{aligned}
 4n &= 6n - 2 \\
 6n - 2 - 4n &= 0 \\
 2n - 2 &= 0
 \end{aligned}$$

De la deducción anterior, es claro que existen $2n - 2$ incógnitas sin resolver. La solución a este problema es realizar $2n - 2$ suposiciones en la definición del problema de estabilidad. A continuación se resumen las suposiciones más comunes:

- Localización de las fuerzas normales: Generalmente se suponen en la mitad de la base de cada dovela. Esta suposición reduce el número de incógnitas a $n - 2$
- Relación entre fuerzas normales y cortantes entre dovelas: Con esto se reduce $n - 1$ incógnitas.

En n dovelas se pueden presentar $n - 1$ contactos entre dovelas. De manera que el problema se reducirá a una incógnita. En consecuencia, los métodos disponibles para análisis de estabilidad de taludes que utilizan el concepto de

dovelas, se diferenciarán de las suposiciones que hacen para la simplificación del problema y su determinación estática, resumida en el Cuadro N°11.

Cuadro N°11: Resumen los Métodos y Suposiciones

Método	Suposición
Talud infinito	Extensión infinita con superficie de falla paralela a la cara del talud.
Espiral Logarítmico	La superficie de falla es espiral logarítmica
Sueco	Superficie de falla circular y el ángulo de fricción $\phi=0$
Fellenius	Superficie de falla circular y las fuerzas en los lados de las dovelas son despreciadas.
Bishop Simplificado	Superficie de falla circular. Fuerzas en los lados de las dovelas son horizontales. No hay fuerzas cortantes entre dovelas.
Spencer	Fuerzas entre dovelas son paralelas y tiene igual inclinación. La fuerza normal actúa en centro de la base de la dovela.
Morgenstern y Price	La fuerza normal actúa en el centro de la base de la dovela
Chen y Morgenstern	La fuerza normal actúa en el centro de la base de la dovela.
Sarma	La resistencia cortante depende de la resistencia cortante de los parámetros, presiones de poros y la componente horizontal de la fuerza entre dovela. La fuerza normal actúa en el centro de la base de la dovela.

(Fuente: Duncan y Wright, 2005)

3.5.1. Método General de Dovelas: Falla Circular

Los métodos que presentan falla circular consideran el equilibrio de momentos respecto al centro del círculo de falla, de acuerdo a lo mostrado en la Figura N°26.

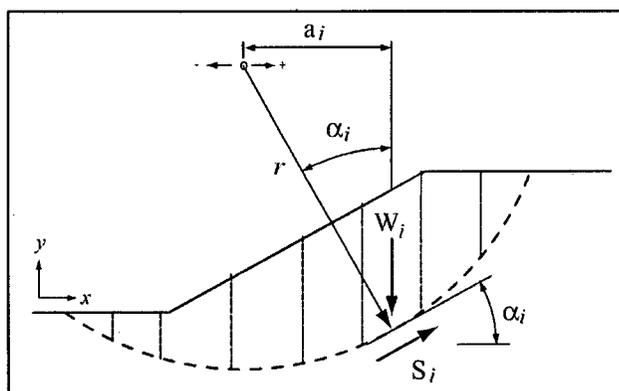


Figura N°26: Superficie de Falla Circular Dividida en Dovelas

(Fuente: Duncan y Wright, 2005)

Para iniciar los cálculos, el momento de volteo se expresa así:

$$M_d = \sum W_i a_i$$

Donde W_i es el Peso de la i -ésima dovela y a_i es el Brazo de momento.

El brazo de momento a_i es medido desde el centro del círculo hasta la mitad de la dovela. Teóricamente a_i se debe medir hasta el centro de gravedad de cada dovela pero la diferencia es insignificante.

$$a_i = r \sin \alpha_i$$

El momento de volteo será igual a:

$$M_d = r \sum W_i \sin \alpha_i \dots (23)$$

Los esfuerzos cortantes τ son los únicos que contribuyen al momento resistente, ya que los esfuerzos normales σ no producen momento por estar actuando en el centro de las novelas. El momento resistente se expresa así:

$$M_r = r \sum S_i \dots (24)$$

Donde S_i es la Fuerza cortante. Además se tiene que:

$$S_i = \tau_i \cdot \Delta l_{i,1} \dots (25)$$

Donde $\Delta l_{i,1}$ es el área de cada dovela de espesor unitario.

Según la Ecuación (25), el momento resistente se expresa así:

$$M_r = r \sum \tau_i \Delta l_i \dots (26)$$

El esfuerzo cortante se puede expresar en términos de la resistencia al corte y el factor de seguridad

$$M_r = r \sum \frac{S_i \Delta l_i}{\eta} \dots (27)$$

Igualando las Ecuaciones 23 y 27 se obtiene el factor de seguridad η :

$$\eta = \frac{\sum S_i \Delta l_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \dots (28)$$

Sustituyendo S_i por la ecuación de Mohr-Coulomb:

$$\eta = \frac{\sum (c + \sigma \tan \varphi) \Delta l}{\sum W \sin \alpha} \dots (29)$$

Nota: Los subíndices (*i*) se suprimieron ya que la sumatoria se debe hacer para cada una de las dovelas.

3.5.2. Método Simplificado de Bishop

El método simplificado de Bishop es uno de los métodos más utilizados actualmente para el cálculo de factores de seguridad de los taludes. Aunque el método sólo satisface el equilibrio de momentos, se considera que los resultados son muy precisos en comparación con el método ordinario.

Bishop (1955) presentó un método utilizando dovelas y teniendo en cuenta el efecto de las fuerzas entre las dovelas. Bishop asume que las fuerzas entre dovelas son horizontales; es decir, que no tiene en cuenta las fuerzas cortantes, tal como se aprecia en la Figura N°27.

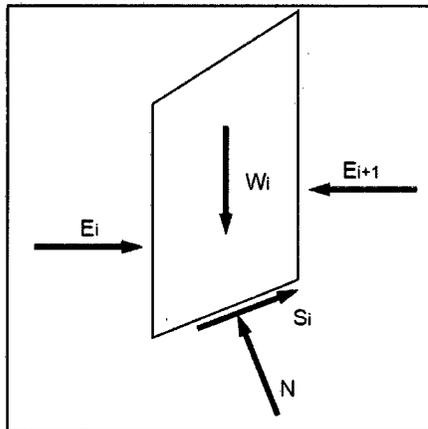


Figura N°27: Fuerzas Aplicadas sobre una Dovelita- Método Simplificado de Bishop
(Fuente: Duncan y Wright, 2005)

En consecuencia se obtiene la siguiente expresión de factor de seguridad para esfuerzos efectivos en el método simplificado de Bishop:

$$\eta = \frac{\left[\frac{c' \Delta l \cos \alpha + (W - u \Delta l \cos \alpha) \tan \varphi'}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \varphi'}{\eta}} \right]}{\sum W \sin \alpha} \dots (30)$$

Donde

- Δl : Longitud de arco de la base de la dovela
- W : Peso de cada dovela
- c', φ' : Parámetros de resistencia del suelo
- u : Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma W h$
- α : Ángulo del radio y la vertical en cada dovela

Como se puede observar en la ecuación, el factor de seguridad se encuentra tanto en la izquierda como en la derecha de la ecuación presentada, por lo que se requiere un proceso de iteración para calcular dicho factor de seguridad.

Aunque existen métodos de mayor precisión que el método de Bishop, las diferencias de los factores de seguridad calculados, no son grandes. La principal restricción del método de Bishop simplificado, es que solamente considera las superficies circulares.

3.5.3. Método del Cuerpo de Ingenieros (Sueco Modificado)

En el método del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de América (1970) la inclinación de las fuerzas entre dovelas es seleccionada por el analista y tiene el mismo valor para todas las dovelas.

El Cuerpo de Ingenieros recomienda que la inclinación debe ser igual al promedio de la pendiente del talud. Este método satisface equilibrio de fuerzas pero no satisface el equilibrio de momentos.

3.5.4. Método de Lowe y Karafiath

El método de Lowe y Karafiath (1960) es prácticamente idéntico al del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos de América, con la excepción que la dirección de las fuerzas entre partículas varía de borde a borde en cada dovela. Su resultado es menos preciso que los que satisfacen el equilibrio completo y al igual que el método del Cuerpo de Ingenieros, es muy sensible a la inclinación supuesta de las fuerzas entre partículas. Si se varía el ángulo de estas fuerzas, se varía substancialmente el factor de seguridad.

3.5.5. Método de Spencer

El método de Spencer es un método que satisface totalmente el equilibrio tanto de momentos como de esfuerzos. El método de Spencer (1967) se basa en la suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas las unas con las otras, es decir, que tienen el mismo ángulo de inclinación, como se puede apreciar en la Figura N°28.

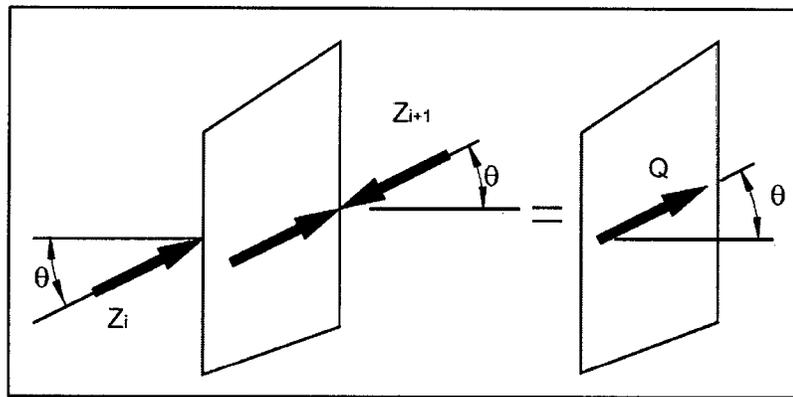


Figura N°28: Paralelismo de las Fuerzas entre Dovelas en el Método de Spencer

(Fuente: Spencer, 1967)

La inclinación específica de estas fuerzas entre partículas, es desconocida y se calcula como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio. Spencer inicialmente propuso su método para superficies circulares pero este procedimiento se puede extender fácilmente a superficies no circulares.

Spencer plantea dos ecuaciones una de equilibrio de fuerzas y otra de equilibrio de momentos, las cuales se resuelven para calcular los factores de seguridad F y los ángulos de inclinación de las fuerzas entre dovelas θ . Esta descripción puede apreciarse en la Figura N°29.

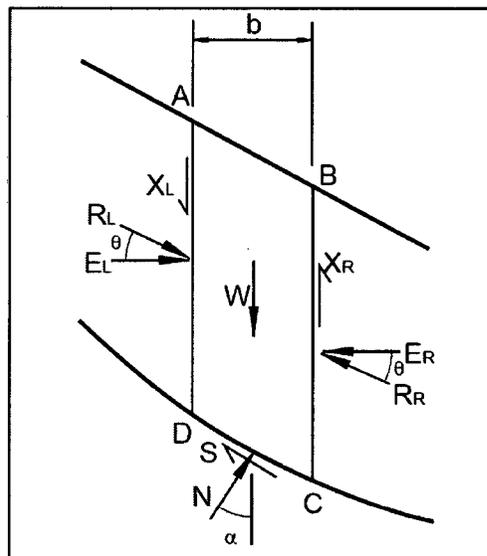


Figura N°29: Fuerzas que Actúan sobre las Dovelas en el Método de Spencer

(Fuente: Spencer, 1967)

Para resolver las ecuaciones F y θ , se utiliza un sistema de ensayo y error donde se asumen los valores de estos factores (en forma repetitiva) hasta que se alcanza un nivel aceptable de error.

Una vez se obtienen los valores de F y θ se calculan las demás fuerzas sobre las dovelas individuales. El método de Spencer se considera muy preciso y aplicable para casi todo tipo de geometría de talud y perfiles de suelo y es tal vez, el procedimiento de equilibrio más completo y más sencillo para el cálculo del factor de seguridad.

3.5.6. Método de Morgenstern y Price

El método de Morgenstern y Price (1965) asume que existe una función que relaciona las fuerzas de cortante y las fuerzas normales entre dovelas.

Esta función puede considerarse constante, como en el caso del método de Spencer, o en su defecto puede considerarse otro tipo de función. La posibilidad de suponer una determinada función para determinar los valores de las fuerzas entre dovelas, lo hace un método más riguroso que el de Spencer.

Sin embargo, esta suposición de funciones diferentes tiene muy poco efecto sobre el cálculo del factor de seguridad cuando se satisface el equilibrio estático y hay muy poca diferencia entre los resultados del método de Spencer y el de Morgenstern y Price. El método de Morgenstern y Price, al igual que el de Spencer, es un método muy preciso, prácticamente aplicable a todas las geometrías y perfiles de suelo.

3.5.7. Método de Chen y Morgenstern

El método de Chen y Morgenstern (1983) es un ajuste del método de Morgenstern y Price e intenta mejorar los estados de esfuerzos en las puntas de la superficie de falla. Chen y Morgenstern recomiendan que las fuerzas entre partículas deben ser paralelas al talud en los extremos de la superficie de falla.

3.5.8. Método de Sarma

El método de Sarma (1973) presenta diferencias notables frente a todos los métodos descritos anteriormente debido a que se considera que el Coeficiente Sísmico y el Factor de Seguridad son variables desconocidas. Por ende, se asume un Factor de Seguridad y se encuentra cuál es el Coeficiente Sísmico requerido para producir dicho efecto.

Generalmente, se asume que el factor de seguridad es 1.0 y se calcula el coeficiente sísmico requerido para que se obtenga este factor de seguridad. En

el método de Sarma, la fuerza cortante entre tajadas es una relación con la resistencia al cortante. El procedimiento de Sarma fue desarrollado para análisis sísmicos de estabilidad y tiene algunas ventajas sobre otros métodos.

3.5.9. Mecanismos Compuestos de Falla

Este método es utilizado cuando se presenta superficie de falla plana. Gudehus (1970) propone esta metodología basándose en la cinemática y estática del problema, donde la falla del talud estará determinada por un mecanismo formado por cuerpos deslizantes, cuya idealización se presenta en la Figura N°30.

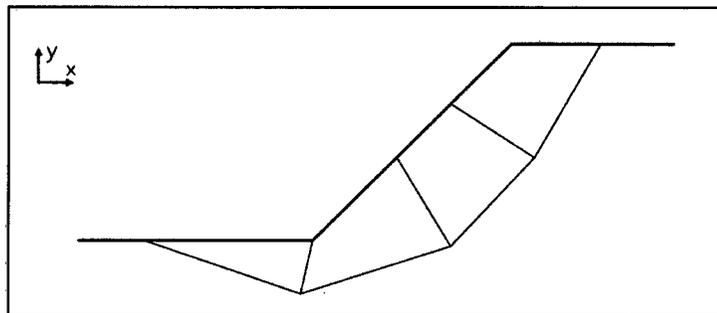


Figura N°30: Mecanismos Compuestos de Falla
(Fuente: Kolymbas - Dimitrios, 2007)

Para desarrollar este método se debe conocer la cinemática de la falla posible. En caso contrario se debe suponer a partir de la estratigrafía y la geometría de la superficie, tal como se muestra en la Figura N°31.

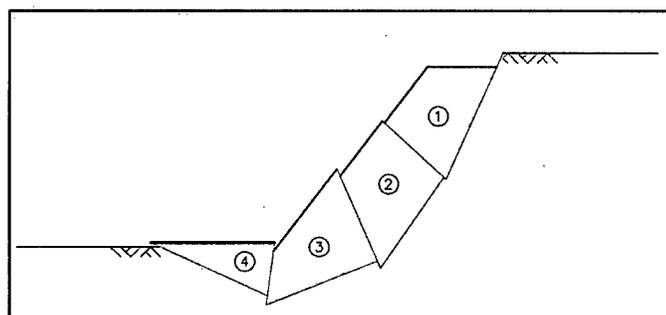


Figura N°31: Mecanismos Compuestos de Falla
(Fuente: Kolymbas - Dimitrios, 2007)

Por ende, se presenta un cuadro resumen mostrando los diferentes métodos utilizados para todos los análisis de estabilidad de taludes, contemplando también la superficie de falla que generan, además de las ecuaciones de equilibrio que satisfacen, además de las diferentes características para cada uno de los cálculos.

Cuadro N°12: Métodos de Análisis de Estabilidad de Taludes

Método	Superficie de Falla	Equilibrio	Características
'Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Fuerzas	No se contempla las fuerzas entre las dovelas. No satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas cortantes entre dovelas son cero, reduciendo el número de incógnitas. La solución es indeterminada debido a que no hay condiciones de equilibrio para una dovela.
Janbu Simplificado (Janbu 1968)	Cualquier forma de superficie de falla.	Fuerzas	Asume que no hay fuerza cortante entre dovelas. Solución indeterminada ya que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbu utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos.
Sueco Modificado y US Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma de superficie de falla.	Fuerzas	Asume que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma de superficie de falla.	Fuerzas	Asume que las fuerzas entre partículas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas.
Spencer (1967)	Cualquier forma de superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada franja. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre franjas tiene una inclinación constante pero desconocida.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma de superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. Similar al método Spencer, con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma de superficie de falla.	Momentos y fuerzas	Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático no involucra coeficiente sísmico.

(Fuente: Suárez Díaz, 1998)

3.5.10. Comparación de los diversos Métodos

La cantidad de métodos que se utilizan, dan resultados diferentes y en ocasiones hasta contradictorios, los cuales son muestra de la incertidumbre que caracteriza los análisis de estabilidad de taludes. Por lo general, los métodos más utilizados por los profesionales geotécnicos son el método simplificado de Bishop y los métodos precisos de Morgenstern y Price y Spencer. Cada método da valores diferentes en el factor de seguridad.

Aunque una comparación directa entre los diversos métodos no es siempre posible, técnicamente tienen diferente percepción del análisis de estabilidad, los métodos que satisfacen el equilibrio en forma más completa tienen mayor complejidad en su desarrollo y requieren de un mejor nivel de comprensión del sistema de análisis. En los métodos más complejos y precisos se presentan frecuentemente problemas numéricos que conducen a valores irreales del Factor de Seguridad, sea por exceso o defecto o inclusive una iteración sin resultado convergente.

No existe un método de equilibrio completo que sea significativamente más preciso que otro. El método de Spencer es más simple que el de Morgenstern y Price o el de Chen y Morgenstern. Los métodos de Morgenstern son más flexibles para tener en cuenta diversas situaciones de fuerzas entre dovelas; no obstante, se debe tener en cuenta que la dirección de las fuerzas entre partículas en estos métodos, no afecta en forma importante el resultado del factor de seguridad. El método de Sarma, tiene ciertas ventajas en relación con los demás métodos, para el análisis sísmico.

Por las razones anteriormente expuestas, se prefieren los métodos más sencillos y fáciles de manejar como es el método simplificado de Bishop, en líneas generales. Cabe resaltar que para el análisis de estabilidad de taludes sobre material granular en el análisis contemplado para los Acantilados de la Costa Verde se ha contemplado las fallas **no circulares** para la determinación de dicha falla.

De acuerdo a la publicación de Alva Hurtado (1994), se presentan las siguientes conclusiones al comparar los diversos métodos:

- Cualquier método que satisface el Equilibrio de Momentos obtiene el mismo factor de seguridad, todo esto en el análisis de estabilidad con $\phi = 0^\circ$ con superficies de falla circular.
- El Método Ordinario de Dovelas (Fellenius) presenta errores en el lado conservador para el caso de $\phi > 0^\circ$. Con presiones de poros pequeñas, para los análisis en función de esfuerzos totales y de esfuerzos efectivos, el error es menor del 10%. Pero para el caso de pendientes casi planas con presiones de poros altas, el error puede llegar a superar al 50% del valor calculado.

- Para el análisis de ϕ mayor o igual a 0° con presiones de poros bajas o altas, el método simplificado de Bishop es adecuado y estable para el análisis de falla circular.
- Numéricamente, sólo se presentan problemas de convergencia cuando los extremos de la superficie de falla son muy verticales.
- Si todas las condiciones de equilibrio son satisfechas, la magnitud del error en el Factor de Seguridad es muy pequeña, usualmente $\pm 5\%$ de la respuesta correcta.

3.6. DESCRIPCIÓN DE LAS NORMAS RELEVANTES PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO

El diseño, construcción y ensayo de los Elementos Activos de Sostenimiento requiere conocimientos amplios y experiencia para el Procedimiento Constructivo. Por este motivo, solo el personal de Ingeniería, enfatizando la especialidad de Ingeniería Geotécnica, está calificado para tomar responsabilidad en estos procedimientos.

Estas Normas están basadas en la experiencia de la **DIN** (Deutsches Institut für Normung e. V. o también conocida como la German Institute for Standardization), **FHWA** (Federal Highway Administration - a division of the United States Department of Transportation) y **EN** (European Standard).

Hay que tomar en cuenta además que las consideraciones de las normas presentadas deben acoplarse a la geología y geotecnia del lugar, en este caso haciendo referencia a los Acantilados de la Costa Verde.

3.6.1. Normas relevantes para el Diseño Geotécnico

Las normas tomadas en consideración para el diseño del soil nailing son las siguientes:

- DIN 4125, Ground Anchorages - Design, construction and testing
- DIN 4128, Small Diameter Injection Piles – Construction procedure, design and permissible loading
- Clouterre (1991), Recomendaciones francesas sobre Soil Nailing, traducidas al inglés por FHWA de Estados Unidos - Publicación Nro. FHWA-SA-93-026

- EN 14199 European Standard (2005) – Execution of special geotechnical works, Micropiles
- Michel Bustamante (1986), “Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados”, Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones N° 81-82

3.7. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO

- Las secciones analizadas fueron tomadas de los cinco bloques de análisis considerados. A continuación se describen las secciones:

Cuadro N°13: Bloques Analizados para la Estabilidad de Taludes

Bloque	Ejes comprendidos	Ejes analizados
Bloque 1	Eje 1 – Eje 9	Eje 5
	Eje 9 – Eje 11	Eje 9
Bloque 2	Eje 11' – Eje 14	Eje 12
Bloque 3 y 4	Eje 14' – Eje 24	Eje 24
	Eje 24' – Eje 34	

- Se considera que los anclajes y nails serán **elementos permanentes**, esto justifica su presencia durante toda la vida útil de la estructura.
- Los elementos de sostenimiento considerados son, para elementos activos, los anclajes de barra tipo DYWIDAG, mientras que para los elementos pasivos se tienen las barras autoperforantes (Soil Nailing) tipo DYWI Drill.
- Se consideró una sobrecarga mínima de 12kN/m² por nivel de estructura a la solicitación de carga. Estas cargas afectan a las plataformas que se encuentran entre los taludes, incluyendo los que se encuentran en la parte baja.
- No se tiene presencia de nivel freático que afecte directamente a alguno de los elementos de sostenimiento en el Acantilado de la Costa Verde.

3.8. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Estos valores han sido determinados en base a los Parámetros Geotécnicos obtenidos a través de diferentes estudios realizados en el material denominado como el Conglomerado de Lima. Dicha determinación de parámetros son presentados en el Cuadro N°14.

Cuadro N°14: Parámetros Geotécnicos Obtenidos en el Conglomerado de Lima

Ubicación	Parámetros			Fuente
	\bar{c} (kg/cm ²)	$\bar{\varphi}$ (°)	$\bar{\gamma}$ (ton/m ³)	
Conglomerado de Lima	0.40-0.50	35°-40°	-	UNI (1972)
Hospital del Empleado (Av. Arenales con Av. Domingo Cueto)	0.475	25°	2.2	Humala (1972)
Banco de Vivienda (Av. Emancipación con Av. Canadá)	0.425	40°	2.3	
Terreno de la Beneficencia Pública (Av. Abancay cuadra 14)	0.60	37°	2.1	
Campus de la UNMSM (Intercambio Vial Av. Universitaria con Av. Venezuela)	0.15	34°	-	Shuan (1997)
Costa Verde (Malecón de la Marina)	0.55	40°	-	Cañari (2001)
San Isidro (Av. República de Panamá entre las calles San Cristóbal y Miguel Seminario)	0.27	43.5°	-	Alva (2008)
Larcomar (Sobre el talud)	0.20	35°	-	Alva (2009)
Larcomar (Al pie del talud)	0.10	40°	-	

(Fuente: Autores diversos, Universidad Nacional de Ingeniería)

Según los estudios de suelos mencionados en los antecedentes, además del Cuadro presentado, se presenta el Cuadro N°15, el cual representa el perfil estratigráfico establecido para el análisis de Estabilidad de Taludes.

Cuadro N°15: Parámetros Geotécnicos del Material del Acantilado - Costa Verde

Descripción del Material Geotécnico	Parámetros de resistencia cortante		
	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Grava compacta (capa superior)	20	20	38°
Grava compacta (capa inferior)	21	25	40°
Grava muy compacta (capa superior)	22	30	42°
Grava muy compacta (capa inferior)	22	35	44°

3.9. ANÁLISIS SÍSMICO PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO

Los eventos sísmicos son capaces de inducir fuerzas de gran magnitud (de naturaleza cíclica) las cuales pueden producir la falla rápida de taludes y laderas. Además, la resistencia al corte de un suelo, puede reducirse a causa de las cargas oscilatorias que generan deformaciones cíclicas, o debido a la generación de presiones de poros altas.

La combinación de la acción de las cargas sísmicas y la disminución de la resistencia pueden producir una disminución general de la estabilidad. El caso más crítico es el de los materiales no plásticos de grano fino, como son los limos o las arenas finas.

En el análisis de estabilidad se requiere analizar los cinco factores que se indican a continuación:

- Magnitud de la fuerza sísmica
- Disminución de la resistencia a causa de las cargas oscilatorias
- Disminución de la resistencia por aumento de la presión de poros
- Fenómeno de resonancia
- Amplificación sísmica por la presencia de suelos blandos

Para los eventos sísmicos se han propuesto cuatro métodos de análisis para la evaluación de la estabilidad de los taludes y laderas. (Houston y otros, 1987):

- Método pseudoestático, en el cual las cargas del sismo son simuladas como cargas estáticas horizontales y verticales.
- Método del desplazamiento o de las deformaciones, propuesto por Newmark (1965), el cual se basa en el concepto de que las aceleraciones reales pueden superar la aceleración límite permitida, produciendo desplazamientos permanentes (Newmark, 1965).
- Método de la estabilidad después del sismo, propuesto por Castro (1985) la cual es calculada utilizando las resistencias no drenadas en muestras de suelo representativas que han sido sometidas previamente a fuerzas cíclicas comparables a las del sismo esperado.

El método pseudoestático es uno de los más utilizados en la práctica de la Ingeniería Geotécnica debido a su facilidad de implementación para cálculos en programas computacionales para el análisis de estabilidad de taludes.

3.7.1. Datos de entrada para el análisis pseudoestático

Para el análisis pseudoestático se toma en cuenta una fuerza lateral (K_h) de **0.20**, la cual equivale a una aceleración máxima de **0.40g**. Este valor es obtenido considerando un periodo de retorno de **475 años** y con un nivel de riesgo del **10%** para un periodo de vida útil de **50 años**. Este valor está contemplado de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

3.10. CONSIDERACIONES PARA ESTABLECER LOS FACTORES DE SEGURIDAD MÍNIMOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO

Los Factores de Seguridad mínimos requeridos para la mínima superficie de falla determinada por el Método de Equilibrio Límite y adoptados para el presente diseño geotécnico son los siguientes:

- Caso estático: **1.50**
- Caso pseudoestático: **1.10**

Sin embargo, se pueden adoptar otros coeficientes de seguridad mayores a los establecidos para contemplar una estructura con mayor demanda sísmica o condiciones geotécnicas en el entorno del talud.

Otra decisión que afronta el Ingeniero es la decisión sobre el factor de seguridad. Una idea general de las condiciones globales de funcionalidad para el talud permite recomendar los siguientes Factores de Seguridad mínimos:

Cuadro N°16: Factores de Seguridad para Diseño de Taludes

Caso del Factor de Seguridad	Factor de Seguridad
Si puede ocurrir la pérdida de vidas humanas al fallar el talud	1.7
Si la falla puede producir la pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas consideradas importantes	1.5
Si se pueden producir pérdidas económicas no muy importantes	1.3
Si la falla del talud no causa daños	1.2

(Fuente: Suárez Díaz, 1998)

3.11. CAMPOS DE APLICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO

Todo lo referido a los campos de aplicación para los Elementos de Sostenimiento, por lo general los anclajes resultan ser la respuesta más económica en comparación con otras soluciones como vigas de concreto armado o arriostramientos sostenidos con perfiles de acero. Los elementos de sostenimiento aseguran un acceso sin limitaciones al área de excavación y manipulación de maquinarias de trabajo sin inconvenientes. Existen situaciones que los Elementos de Sostenimiento diseñados pueden ser rescatados luego de concluidos los trabajos en dicha zona, de modo que no afecten a estructuras contiguas.

Debido a que los elementos de sostenimiento pueden trabajar tanto de manera activa como pasiva, se anticipan deformaciones en la zona contigua de la excavación, lo que representa tener las cargas controladas antes de realizar la excavación, por lo que asegurará las condiciones de construcción. En caso de excavaciones en las que las deformaciones de muros no sean de considerable magnitud, se hace la recomendación de utilizar sistemas pasivos tales como pilotes de tracción, micropilotes o el conocido soil nailing.

Diferentes trabajos de estabilización con estos Elementos han sido utilizados en material de Geología muy similar, si comparamos la Grava de Lima (Perú) con la Grava de Santiago (Chile). Proyectos como el Metro de Santiago de Chile y la Vía Parque Rímac de Lima han utilizado sin ningún inconveniente tanto los elementos de naturaleza activa, denominados como Anclajes de Barra (Figura N°32) como pasiva, denominados como Soil Nailing (Figura N°33).



Figura N°32: Anclajes de Barra utilizados en el Metro de Santiago
(Fuente: Catálogo de Productos Geotécnicos DSI)



Figura N°33: Soil Nailing utilizado en la Vía Parque Rímac
(Fuente: Catálogo de Productos Geotécnicos DSI)

3.9.1. Elementos activos: Anclajes de Barra Tipo DYWIDAG

Los anclajes de barra DYWIDAG son un sistema de anclajes al terreno activamente pretensados según las especificaciones de la DIN 4125 y la EN 1537. A través del tesado activo, se minimizan o eliminan las deformaciones esperadas del sistema y en el área de la obra civil. Se puede tratar de estructuras temporales o de sistemas de anclaje permanentes.

Por definición, un anclaje consiste en tres partes principales:

- Longitud de bulbo o adherente: el anclaje se fija en el taladro mediante lechada de cemento y puede transferir las cargas a través de la adherencia y la fricción por fuste a la capa de suelo portante.
- Longitud libre: la barra se aísla del taladro con una vaina lisa de forma que se puede estirar libremente en su longitud libre. Así, la fuerza de tesado se puede aplicar directamente a la zona de anclaje.
- Cabeza de anclaje: la cabeza de anclaje transfiere la carga de anclaje a la estructura de la base, y así también a la estructura que se debe anclar.

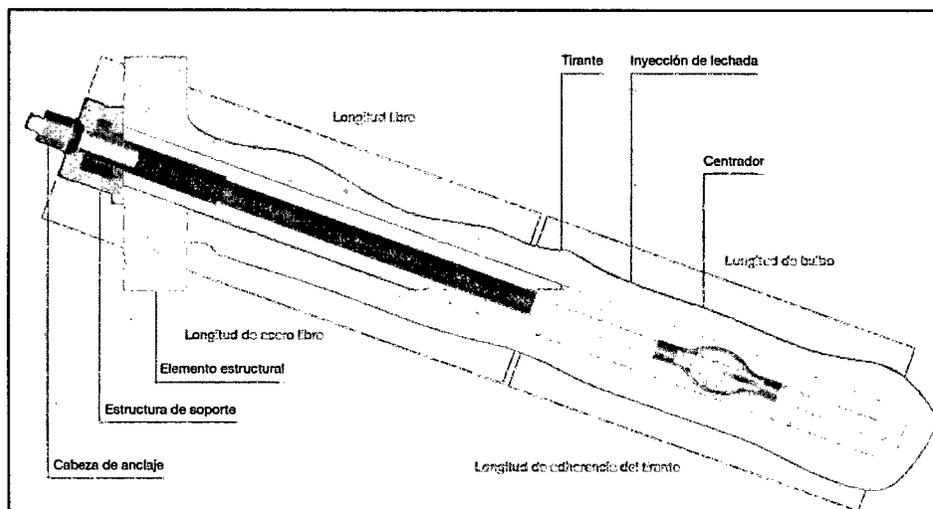


Figura N°34: Esquema de la Barra de Anclaje DYWIDAG
(Fuente: Catálogo de Productos Geotécnicos DSI)

Después que la lechada de cemento haya fraguado lo suficiente (condición establecida por el ejecutor), se verifica la capacidad de carga de cada anclaje. Si es necesario, los anclajes se pueden retensar o destensar.

Dado que son anclajes permanentes, el sistema duradero en este uso puede durar hasta más de 100 años. Utiliza una doble protección a la corrosión (DCP) homologada mediante una vaina corrugada inyectada con lechada de cemento

con ancho de fisura controlado. Estos elementos ingresan al terreno con perforación rotativa o por rotopercusión.

Aquí se presentan las características generales de los elementos de sostenimiento activos DYWIDAG Y1050H.

Cuadro N°17: Acero de Tensado DYWIDAG Y1050H

Diámetro nominal	Resistencia a tracción	Sección	Carga al límite elástico	Carga al límite de rotura	Peso	Peso de la doble protección contra la corrosión
Φ	$F_{p0.1k}/f_{pk}$	A	$F_{p0.1k}$	F_{pk}		
mm	N/mm ²	mm ²	kN	kN	kg/m	kg/m
26.5	950/1050	552	525	580	4.48	7.4
32	950/1050	804	760	845	6.53	9.8
36	950/1050	1018	960	1070	8.27	12.3
40	950/1050	1257	1190	1320	10.21	14.0
47	950/1050	1735	1650	1820	14.10	20.0

(Fuente: Catálogo de Productos Geotécnicos DSI)

Las diferentes características a considerar para los anclajes activos permanentes se pueden denominar como:

- Sistema duradero en uso permanente (más de 100 años)
- Protección anticorrosiva permanente homologada mediante una vaina corrugada inyectada con lechada de cemento con ancho de fisura controlado.
- Componentes de anclaje según ETA 05/0123 (Documento técnico europeo para la aprobación del sistema de tensado y destensado de barras de anclaje).
- El diseño de la cabeza del anclaje es homologado con sellado y juntas robustas en el caso de su uso permanente.
- Hay opciones de revestimientos de protección anticorrosiva para los componentes de las cabezas según diferentes usos y necesidades.

Entre los diferentes campos de aplicación para los anclajes activos permanentes se pueden tener en cuenta:

- Elemento anclado permanente en el terreno
- Estabilidad posicional en su aplicación
- Utilizado para construcción de represas
- Estabilización de taludes de roca y suelo

Las características de los elementos considerados para este proyecto del tipo DYWIDAG Y1050H de 47 mm de diámetro nominal se describen a continuación:

Cuadro N°18: Características de los Elementos Activos de Sostenimiento

Característica	Unidad	DYWIDAG Y1050H
Diámetro nominal	mm	47.0
Sección	mm ²	1735.0
Resistencia a la tracción	N/mm ²	950.0/1050.0
Carga al límite de la rotura	kN	1820.0
Carga al límite elástico	kN	1650.0
Peso	kg/m	14,10
Longitud comercial	m	11.80

(Fuente: Catálogo de Productos Geotécnicos DSI)

3.9.2. Elementos Pasivos: Sistema de Barras Auto perforantes tipo DYWI Drill

El sistema de barra auto perforante DYWI Drill combina la capacidad de carga geotécnica con la ejecución de la perforación por la propia barra. Gracias a la barra hueca auto perforante con barrido de lechada de cemento simultáneo, el proceso de instalación se puede simplificar y acortar los plazos de manera considerable.

La barra auto perforante DYWI Drill sirve como barra de perforación. Lleva una broca perdida de perforación en su punta que se adapta a las diferentes condiciones de suelo. Las barras suministradas tienen una longitud desde 2.00, 3.00, 4.00 y 6.00 m, y cada una se acopla a la anterior ya instalada mediante un manguito de unión. En la fase final de los trabajos de perforación, se inyecta lechada de cemento por el interior de la barra hueca a través de un adaptador de inyección fijado en el equipo de perforación. La lechada sale al exterior por unos orificios situados en la broca de perforación, sirviendo al tiempo como fluido de barrido y como elemento estabilizador de la perforación. Después de haber llegado a la profundidad de perforación requerida, la lechada de barrido se cambia por otra de inyección con mayor resistencia. En ese momento, la barra hueca se convierte en un tirante de acero y se puede usar como nail, bulón, perno de roca o como micropilote. Su vida útil prorrogable puede extenderse hasta 50 años, dependiendo de las condiciones precisadas por el ejecutor. Estos elementos ingresan al terreno con perforación rotativa o por rotopercusión.

Las ventajas de este tipo de elementos de sostenimiento son:

- Elementos autoperforantes: no requieren de entubados para cualquier tipo de terreno.
- Los pasos para su instalación: perforar, colocar la armadura e inyectar, todas estas etapas en simultáneo.
- Sistema de barrido e inyección continuos con lechada de cemento significa una mejora del terreno circundante, una mayor área de influencia del nail.
- Protección adecuada frente a la corrosión debido al acero de grano fino y sus roscas.
- Las barras, al estar roscadas en toda su longitud, pueden cortarse a la medida adecuada de acuerdo a las necesidades de la maquinaria y al proyecto en general.

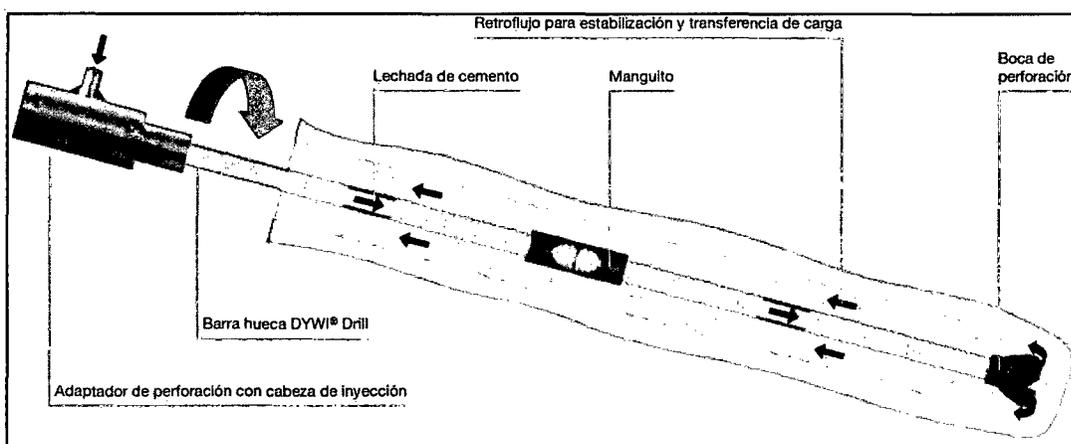


Figura N°35: Esquema del Elemento de Sostenimiento Autoperforante DYWI Drill
(Fuente: Catálogo de Productos Geotécnicos DSI)

Las características de los elementos considerados para este proyecto del tipo DYWI Drill – R51-800 (R51N) se describen a continuación:

Cuadro N°19: Características de los Elementos Pasivos de Sostenimiento

Característica	Unidad	DYWI Drill R51-800 (R51N)
Área efectiva	mm ²	1150.0
Carga al límite de la rotura	kN	800.0
Carga al límite elástico	kN	640.0
Peso	kg/m	9,0
Longitud comercial	m	2 m - 3 m - 4 m - 6 m

(Fuente: Catálogo de Productos Geotécnicos DSI)

Las diferentes ventajas de los Elementos pasivos permanentes son:

- El tirante sirve simultáneamente como barra autoperforante

- Instalación extremadamente rápida: no se requiere perforación previa debido a que la perforación e inyección se realizan en una única etapa
- Equipos compactos – no se necesita mucho espacio durante la instalación
- Brocas disponibles para todo tipo de terreno y roca
- Uso como bulón o pilote – se disponen de diversas variedades de cabezas.

Las diferentes características a considerar para los Elementos de Sostenimiento pasivos permanentes o semipermanentes se pueden denominar como:

- Vida útil hasta dos años en uso provisional, si su uso está programado como vida útil prorrogable hasta 50 años previo acuerdo de los expertos intervinientes
- Disponible en diseño galvanizado y con Doble Protección a la Corrosión (Duplex Coating Protection – DCP)
- Adaptables a diferentes superficies como elementos prefabricados de hormigón, mallas o pantallas de tablestacas
- Los centradores centran el bulón en el taladro y aseguran el recubrimiento requerido
- Se suministran diferentes alternativas para el ajuste de ángulos

Cuadro N°20: Sistema de Barra Autoperforante DYWI Drill

Tipo	Sección	Carga al límite elástico	Carga al límite de rotura	Peso
	A (mm^2)	F_{yk} (kN)	F_{tk} (kN)	(kg/m)
R32-210 (R32L)	340	160	210	2.65
R32-280 (R32N)	410	220	280	3.2
R32-360 (R32S)	510	280	360	4
R38-500 (R38N)	750	400	500	5.85
R51-550 (R51L)	890	450	550	6.95
R51-800 (R51N)	1,150	640	800	9

(Fuente: Catálogo de Productos Geotécnicos DSI)

3.12. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO ACTIVOS Y PASIVOS

Para realizar el diseño de los anclajes y soil nailing, se toma en cuenta la resistencia del elemento de acero y de su comportamiento en grupo considerando la colocación de una malla y el concreto lanzado o shotcrete en la cara del talud, ello permitirá funcionar de manera ideal al sistema estabilizando el talud.

Para un suelo determinado, la resistencia de un elemento de sostenimiento activo o pasivo depende de diversos factores:

- El modo de sellado o la técnica de colocación de la lechada.
- El número de pasadas de inyección y las cantidades finales de lechada inyectadas.
- Las presiones efectivas de inyección.
- Los caudales de inyección.
- La naturaleza de la lechada de cemento.

Al ser factores determinantes, se debe diferenciar en especial los sistemas que se prestan a la Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) o aquellos que se realizan en una pasada única, conocida como Inyección Global Unificada (IGU). De acuerdo a la Experiencia de Bustamante (1986), por regla general, el método de sellado IRS es el que confiere al anclaje o al nail la resistencia óptima.

El sellado de un anclaje o nail perteneciente al tipo IRS se realiza en varias fases. Durante una misma fase se fuerza en el terreno por pasadas una cantidad predeterminada de lechada, que solo constituye una fracción de la cantidad total prevista para sellar el elemento de sostenimiento.

Para los materiales aluviales, lo recomendable es proceder en una o dos etapas como máximo, es decir, proceder con la IGU. No es raro que en condiciones particulares obliguen a proceder hasta en tres o cuatro fases, pero un número de fases mayor al valor recomendado tiene siempre el inconveniente de alargar la duración de las operaciones así como reducir de manera considerable la posibilidad de introducir la cantidad de lechada diseñada.

Al hacer referencia a la Presión de Inyección, los elementos de sostenimiento aplicados con el método IGU originan menos inconvenientes, pues debido a la experiencia de Bustamante (1986) muestran que unas presiones efectivas menores a 0.5 MPa (5 kg/cm²) bastan en la mayoría de los casos para garantizar unas resistencias de sellado que aseguren las correctas condiciones de trabajo de los elementos de sostenimiento.

Si se menciona el Caudal de Inyección, Bustamante (1986) recomienda unos valores de Caudal, en función al tipo de suelo, para suelos cohesivos, de 0.3 a 0.6 m³/h, y para suelos con presencia de cohesión y fricción, de 0.8 a 1.2 m³/h.

Cabe resaltar que este análisis es meramente teórico, destacando que el cálculo para los elementos de sostenimiento puede estimar pero no acertar con el trabajo a realizar en campo.

Para determinar los valores de fricción lateral de los elementos de sostenimiento, se utilizó una de las tablas de Bustamante (1986) en base a un NSPT de 100 golpes, valor asumido por la alta resistencia que presenta el terreno además de la formación geológica que manifiesta, de acuerdo a la Figura N°36.

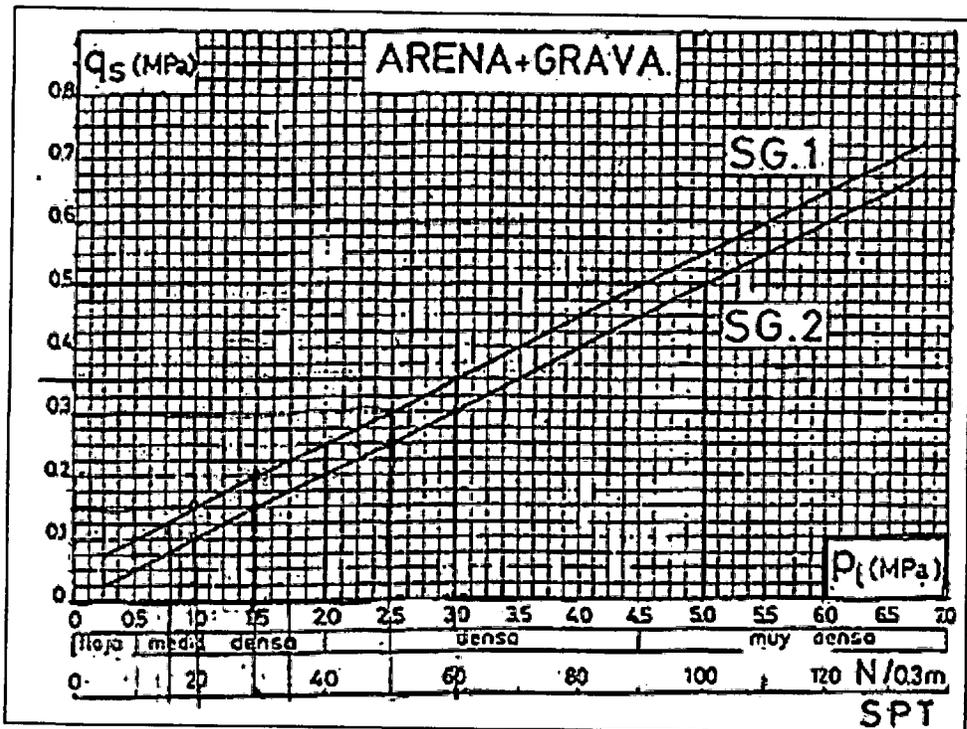


Figura N°36: Ábaco para el Cálculo de q_s para Arenas y Gravas
(Fuente: Bustamante, 1986)

Por tal motivo se obtiene un valor de fricción lateral de 450 a 500 kN/m², otorgando un valor de 450 kN/m² de fricción lateral a los primeros dos estratos del material evaluado, mientras que se le otorga un valor de 500 kN/m² de fricción lateral al material ubicado en la parte profunda.

En consecuencia, para realizar el diseño de los elementos de sostenimiento se han tomado en consideración las siguientes características:

Cuadro N°21: Características Geométricas Mecánicas para el Diseño Geotécnico

Características	Valor establecido
Tipo de suelo	Grava
Fricción lateral	450 – 500 kN/m ²
Diámetro de perforación para los Anclajes	113 mm
Diámetro de perforación para el Soil Nailing	90mm
Ángulo de inclinación de la perforación	15° con la horizontal
Separación horizontal de anclajes	3.0 a 4.0 m
Separación horizontal de nails	2.5 a 3.0m

La carga admisible y la fricción lateral varían dependiendo si el caso es estático o sísmico, esto se debe a los factores empleados y contemplados en la norma DIN 4125 (Elementos activos – Anclajes) y la DIN 4128 (Elementos pasivos – Micropilotes).

Cabe resaltar que el ángulo de inclinación de los taludes se basa en las estructuras contiguas, debido a que los requerimientos de la especialidad de Arquitectura así lo exigían. De alguna forma, el punto de partida del proyecto se basó en la distribución de arquitectura, con lo que la especialidad de Estructuras realizará sus cálculos y de forma paralela junto a la especialidad de Geotecnia planteando los cortes necesarios al talud. Una gran recomendación para futuros trabajos hace referencia al trabajo en conjunto que deben realizar estas tres partes, de modo que lleguen a una solución común entre los especialistas y tengan la conformidad que el proyecto en mención cumple los requisitos necesarios. Cabe resaltar que el perfilado del talud no es el primer diseño que se presentó para el proyecto, tuvo que pasar por diferentes revisiones y controles por parte de las diferentes especialidades, y de igual manera con las propuestas de arquitectura o de estructuras realizada. Finalmente se presenta la geometría de los taludes, la cual puede visualizarse en el Anexo VI.

3.13. RESULTADO DE LOS CÁLCULOS DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Los elementos de sostenimiento han sido calculados y diseñados para obtener los factores de seguridad mínimos requeridos en el talud con su nueva geometría para la construcción de la superestructura. Se utilizó el Programa **Slide** Versión 5.027, perteneciente al grupo de programas de **Rocscience**.

Se ha tomado en cuenta los análisis de los **métodos precisos**, Spencer y el de Morgenstern y Price. La búsqueda de la superficie de falla ha sido determinada en

base a una geometría no circular. Se han aplicado las cargas sobre cada banqueta, basándose en la cantidad de niveles que caen sobre cada uno de estos elementos, otorgando una carga de 12 kN/m² por nivel.

Luego de haber introducido todos los datos de entrada, cada una de las geometrías en los 4 bloques analizados, se presentan los resultados del análisis de estabilidad, cuyos factores de seguridad obtenidos son los siguientes:

Cuadro N°22: Factores de Seguridad Obtenidos en el Análisis de Estabilidad

Bloque analizado	Eje analizado	Factor de Seguridad	
		Caso Estático	Caso Pseudoestático
Bloque 1	Eje 5	1.701	1.575
	Eje 9	1.725	1.251
Bloque 2	Eje 12	1.698	1.447
Bloque 3 y 4	Eje 24	1.923	1.638

Como podemos observar en el análisis para todas las secciones con la metodología equilibrio límite, los factores de seguridad sobrepasan a los mínimos permisibles.

Las salidas del programa empleado se muestran en el Anexo VI – Análisis de Estabilidad de Taludes. A continuación se muestran las cargas que toman los pernos dependiendo el caso estático y pseudoestático.

Cuadro N°23: Cargas Admisibles de Trabajo de los Elementos de Sostenimiento

Bloque analizado	Eje analizado	Carga admisible del Nail (kN/m)	
		Caso Estático	Caso Pseudoestático
Bloque 1	Eje 5	266.67	346.7
	Eje 9	266.67	346.7
Bloque 2	Eje 12	266.67	346.7
Bloque 3 y 4	Eje 24	266.67	346.7

Hasta ahora se mantiene un adecuado control de estabilidad, sin embargo, en el siguiente capítulo se hará referencia a las condiciones reales en las que se encuentra el proyecto sobre los Acantilados de la Costa Verde.

CAPÍTULO IV: OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO GEOTÉCNICO

4.1. DESCRIPCIÓN DE LAS METODOLOGÍAS DE OPTIMIZACIÓN

El objetivo principal de las herramientas conocidas como Metodología de Optimización es minimizar la probabilidad de fracaso al implementar la técnica y encontrar uno de los posibles métodos que optimice la implementación de la misma en el tipo de industria en el cual se pretende dar soluciones por medio de la herramienta seleccionada. Se aplicarán, de acuerdo a las condiciones del proyecto, al trabajo de estabilización de taludes para el proyecto en mención.

4.1.1. Metodologías de optimización

- a) Justo a tiempo (JIT): Para hablar de la Metodología de Optimización del Diseño Geotécnico, hacemos referencia a la filosofía del “Justo a tiempo” (Just in time: JIT), la cual busca reducir o eliminar todo tipo de desperdicio. Se entiende por desperdicio a todo aquello que no hace parte de los recursos mínimos o necesarios de materia prima, mano de obra y maquinaria, para así transformar y darle valor agregado al producto final. Es por esto que se plantean los cuatro objetivos principales del JIT:
- Dar prioridad de solución a los problemas raíz.
 - Tratar de buscar las soluciones más simples y efectivas.
 - Eliminar o minimizar todo aquello que no agregue valor al producto.
 - Crear sistemas que faciliten la identificación de los problemas.
- b) Gemba Kaizen: Es una práctica que busca obtener información valiosa y necesaria directamente en el lugar donde tiene origen la acción, esto es para impulsar el mejoramiento continuo desde cada uno de los frentes de trabajo de cada proyecto, mediante la puesta a punto de cinco elementos fundamentales:
- Administración y control de la calidad total.
 - Sistema productivo justo a tiempo.
 - Mejoramiento productivo total (TPM).
 - Formalización de políticas de trabajo.
 - Sólido sistema de sugerencias e incentivos.

Debido a todo esto, el objetivo general del Kaizen apunta a tres puntos fundamentales, los cuales son la Calidad, el Costo y la Entrega. La calidad implica calidad en los productos, servicios y en los procesos relacionados. El costo hace referencia al costo total que abarca el diseño, la producción, venta y suministro de los productos y servicios. La entrega significa destinar a tiempo todos los requerimientos que el cliente ha solicitado; ergo el cliente estará plenamente satisfecho cuando se cumplen las condiciones de calidad, costo y entrega.

- c) Reingeniería: El concepto de Reingeniería se fundamenta en la reinvención. Como ejemplo, para poder reinventar empresas, los gerentes tienen que deshacer los conceptos antiguos que saben cómo organizar y manejar los negocios, es decir, deben abandonar los principios y procedimientos organizacionales y operacionales que actualmente utilizan para crear otros completamente nuevos. Esto creará que las nuevas organizaciones no sean parecidas a las actuales.

Estos son los cinco pasos generales con el objetivo de diseñar nuevos procesos operacionales:

- Establecer las prioridades y metas, desarrollando con visión los objetivos de los procesos de la empresa.
 - Identificar los procesos críticos o cuellos de botella.
 - Analizar, comprender y medir los procesos actuales.
 - Involucrar las personas que tienen que ver con los procesos.
 - Diseñar, elaborar y discutir un prototipo del proceso para implementarlo.
- d) Las cinco S (5'S): Proviene de la filosofía japonesa para separar cinco acciones, las cuales son Separar (*Seiri*), Ordenar (*Seiton*), Limpiar (*Seiso*), Estandarizar (*Seiketsu*) y Autodisciplina (*Shitsuke*). Cuando se implementan de manera integrada se consiguen grandes beneficios como la eliminación de todo aquello que no es útil ni aporta beneficio al espacio de trabajo, organización eficaz del área de trabajo, mejores niveles de ordenamiento de los elementos en el entorno de trabajo, prevención de los elementos no deseados en el área de trabajo, lo que origina, en consecuencia, el sentido de la limpieza y el orden.

Por otro lado, el implementar esta metodología de optimización optimiza las condiciones de trabajo, reducción de gastos excesivos de recursos, minimizar riesgos de accidentes y mejorar la calidad del producto y ámbito laboral.

- El primer paso, separar, consiste en identificar y descartar todos los elementos en el área de trabajo tanto necesarios como innecesarios. Para esta labor es importante jerarquizar cada uno de los elementos según su uso.
 - Para el segundo paso, ordenar, se busca establecer la mejor ubicación para cada uno de los elementos identificados como necesarios, de manera que sea fácil encontrarlos, utilizarlos y sustituirlos.
 - En el tercer paso, limpiar, ya después de realizadas las primeras dos labores, se ejecuta este paso, con la salvedad de identificar y eliminar los focos de materiales o recursos innecesarios, para que en los siguientes pasos no acarreen anomalías en la programación de tareas.
 - El cuarto paso, estandarizar, consiste en identificar las situaciones convencionales y típicas con las no convencionales, esto se realiza a través de normativas y coordinaciones en el área de trabajo. Esto refleja un compromiso en el trabajo por lo que significa el valor imprescindible de la creación de estándares.
 - Finalmente, la autodisciplina concatena a los cuatro elementos mencionados, enfocando el hecho de mantener rigurosamente estos elementos para que esta metodología no pierda su eficacia.
- e) Kanban: Se puede traducir como Tarjeta de Instrucciones. El Kanban es un sistema de producción altamente efectivo y eficiente. Hay que resaltar que la eficacia difiere de la eficiencia en el sentido que la eficiencia hace referencia en la mejor utilización de los recursos, en tanto que la eficacia hace referencia en la capacidad para alcanzar un objetivo, aunque en el proceso no se haya hecho el mejor uso de los recursos.

Al igual que las metodologías descritas anteriormente, el Kanban presenta ciertas reglas:

- No enviar información o recursos defectuosos o deficientes a la siguiente etapa del proceso.

- Las siguientes etapas de los procesos solo requerirán información necesaria.
- Producir solo la cantidad necesaria y requerida para los siguientes procesos.
- Balanceo de la producción, no generar ni más ni menos de los recursos requeridos.
- La metodología del Kanban exige información concisa, se evita las especulaciones.
- Cada uno de los procesos debe ser estabilizado y racionalizado.

Es importante resaltar que no todas las metodologías de mejoramiento de procesos aplican en su forma general en cualquier ambiente de trabajo, es por ello que después de identificar la metodología que más se acerca a dar solución a la necesidad de mejora, se deben identificar las variables relevantes y necesarias para que el modelo a implementar sea efectivo. Vale resaltar además que no necesariamente un problema complejo requiere de una solución compleja, por lo contrario, en muchos escenarios las soluciones más sencillas suelen ser las más efectivas.

4.2. PROCESO CONSTRUCTIVO SUGERIDO DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO

En base a la información obtenida en diferentes normas de instalación de elementos de sostenimiento, recomendación de diferentes marcas del rubro, recomendaciones de consultores especialistas y experiencias de diferentes profesionales, se hace un listado con la recomendación de los procesos constructivos para dichos elementos.

4.2.1. Proceso constructivo recomendado para Anclajes

- a) Montaje del tendón: Los elementos de anclajes, cables o barras serán habilitados de acuerdo a la longitud diseñada. Cabe resaltar que se añadirán dos metros más para el proceso de tensado de anclajes.
- b) Perforación del barreno: Este proceso se realiza teniendo en cuenta las características topográficas y las condiciones geológicas de la zona de trabajo. Para el Conglomerado de Lima, se recomienda el proceso

rotoperkusivo, con barras gruesas y con martillo de fondo, accionado por rotadores neumáticos. El diámetro de perforación para este caso es de 4.5" (113 mm).

- c) **Instalación del tendón:** La perforación concluye en un barreno que se encuentra estabilizado por una tubería de revestimiento metálico, la cual no debe presentar elementos extraños ni obstrucciones. Una vez el anclaje se encuentra en la broca de perforación, se debe introducir a velocidad constante, verificando la profundidad establecida de perforación en base al diseño geotécnico.
- d) **Inyección de la lechada de cemento:** Se realiza en dos etapas:
 - **Inyección de Relleno o Inyección a Gravedad:** Tiene como finalidad llenar con lechada de cemento el espacio anular entre la pared interior del barreno y el anclaje para lo que se denomina como formación de la vaina. Esta inyección se realiza con una presión y caudal moderado. Se realiza una limpieza del tubo central con agua limpia y se considera culminada cuando el agua vierta en la broca del tubo limpio y después de dos minutos.
 - **Inyección a Presión o Inyección de Formación de Bulbo:** La inyección para la formación del bulbo inicia con una inyección primaria que se ejecuta de forma ascendente a partir de la válvula ubicada en el fondo de la perforación. La lechada en el fondo de la perforación ingresa con una presión tal que migra hacia el interior del terreno formando el bulbo. La presión de inyección se mantiene en un rango de 0.5 MPa (5 kg/cm²). El proceso de inyección debe realizarse en cada una de las válvulas distribuidas a lo largo del bulbo del anclaje. Concluida la labor de inyección, se recomienda esperar de 6 a 8 días para la fragua de la lechada de cemento y proceder con el Tensado de los Anclajes.
- e) **Tensado de Anclajes:** El tensado se realiza empleando pistones hidráulicos anulares, con ranuras en el cilindro central tanto para las barras o cables que serán tensados. El pistón hidráulico es accionado por una bomba eléctrica y permitirá con su desplazamiento, la aplicación de carga y descarga al anclaje. El tensado deberá ser efectuado en un rango de 6 a 8 días desde la culminación de las inyecciones de lechada de cemento.

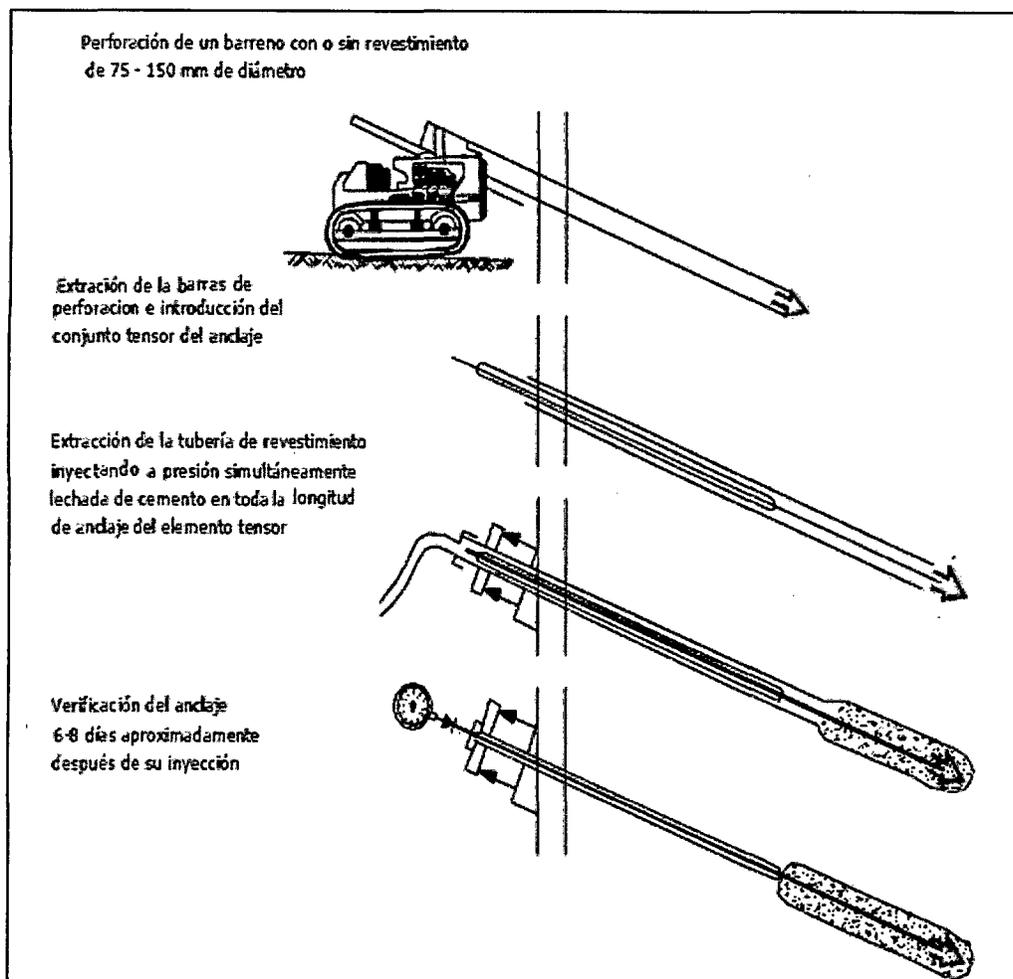


Figura N°37: Diagrama para la instalación de Anclajes
(Fuente: Ucar, 2002)

4.2.2. Proceso constructivo recomendado para Soil Nailing

Para el diseño del shotcrete se emplea el "Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nailing" (1998). Además se debe considerar las siguientes especificaciones para el diseño del shotcrete:

- Se empleará un espesor de shotcrete de 200mm.
- El concreto será de alta resistencia, 350 kg/m²
- Se empleará una malla doble electrosoldada, con diámetro (Ø) 8mm y dimensionamiento de la malla de 10x10 cm y cuya longitud de empalme es de 30 cm.
- El tamaño máximo del agregado es de ½"

El proceso constructivo que se aplicará para la ejecución del sistema de Soil Nailing presenta las siguientes recomendaciones:

- a) Excavación o perfilado para la ejecución de la primera línea de los nails, tomar en consideración las dimensiones de la plataforma dependiendo del equipo que se empleará.
- b) Colocación de la primera capa de pre-shotcrete, se recomienda un espesor de 30mm. Esta primera capa se debe colocar en toda la primera línea excavada para evitar los desmoronamientos o fallas localizadas.
- c) Realizar la perforación e instalación de la primera línea de nails.
- d) Colocación de la segunda capa de shotcrete, se recomienda un espesor de 50mm.
- e) Armado de la primera malla electrosoldada de refuerzo.
- f) Colocación de una tercera capa de shotcrete, se recomienda un espesor de 110mm.
- g) Colocación de la segunda malla electrosoldada de refuerzos, posteriormente colocar los últimos 40mm se shotcrete.
- h) Colocación de las placas y tuercas correspondientes a cada nail. Para ello la resistencia mínima del shotcrete debe alcanzar un valor de 210 kg/m^3 .
- i) Colocación del shotcrete para recubrimiento definitivo en las cabezas del nail. Este shotcrete necesariamente debe cubrir las placas y tuercas.
- j) Excavación o perfilado de la segunda línea de nails, luego de ello repetir el proceso constructivo descrito anteriormente hasta llegar al último nivel de nails.

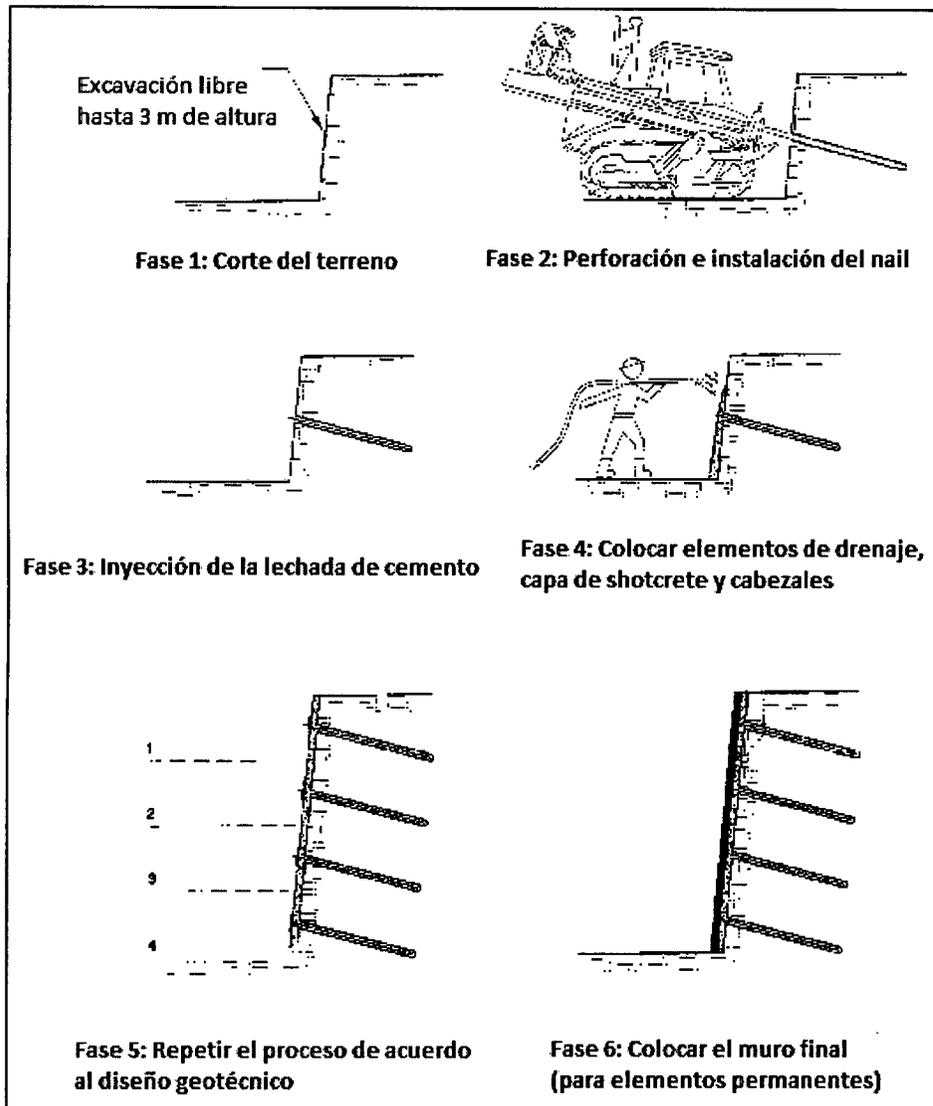


Figura N°38: Secuencia de Construcción de un Muro con Soil Nailing
(Fuente: Sayão, 2004)

4.2.3. Equipo de trabajo recomendado

Se presentan algunas de las maquinas convencionales del mercado peruano, las cuales cumplen las funciones para la instalación de los elementos de sostenimiento, además de tener el tamaño adecuado para trabajar sobre las banquetas del talud.

La primera alternativa, dedicada exclusivamente para Anclajes, es una perforadora Atlas Copco Mustang 5-P4D, tiene un rendimiento promedio de 90 m de perforación por día (en la grava de Lima), un avance promedio de 6.25 cm/min, una inclinación de trabajo de hasta 30°, el mástil de trabajo BMI de 4.20 m es

operado hidráulicamente, puede maniobrarse a través de un panel de control con brazo extensible, además de trabajar con un sistema de orugas adaptable a diferentes topografías. Sus dimensiones son de 8.00 m de largo por 2.40 m de ancho y 6.30 m de altura, además de tener un peso neto de 14000 kg. Este equipo puede apreciarse en la Figura N°39.

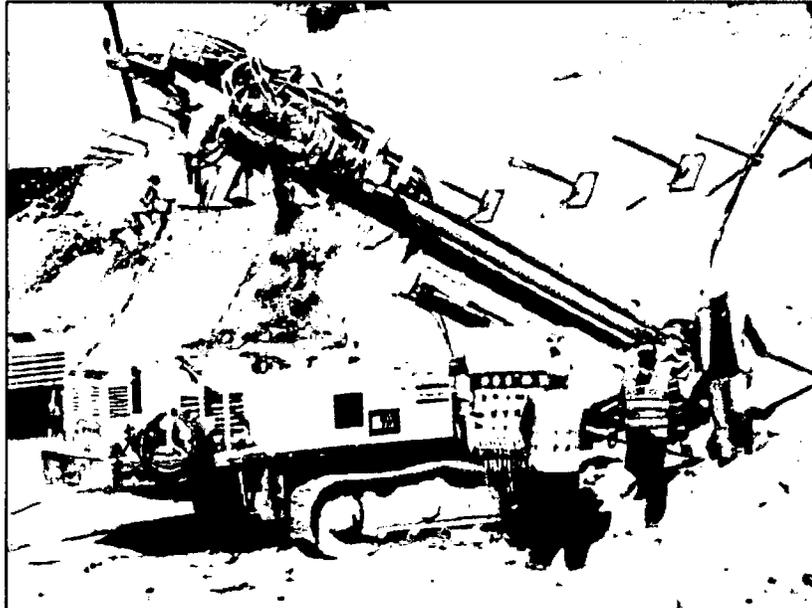


Figura N°39: Perforadora Atlas Copco Mustang 5-P4D – Anclajes

(Fuente: Catálogo Atlas Copco Perú, 2014)

La segunda alternativa, dedicada exclusivamente para Soil Nailing, es una perforadora Atlas Copco Mustang 4-F4D, tiene un rendimiento promedio de 60 m de perforación por día (en la grava de Lima), un avance promedio de 4.85 cm/min, una inclinación de trabajo de hasta 30°, el mástil de trabajo BMI de 6.25 m es operado hidráulicamente, puede maniobrarse a través de un panel de control con brazo extensible, además de trabajar con un sistema de orugas adaptable a diferentes topografías. Sus dimensiones son de 7.64 m de largo por 2.48 m de ancho y 3.47 m de altura, además de tener un peso neto de 14000 kg. Este equipo puede apreciarse en la Figura N°40.

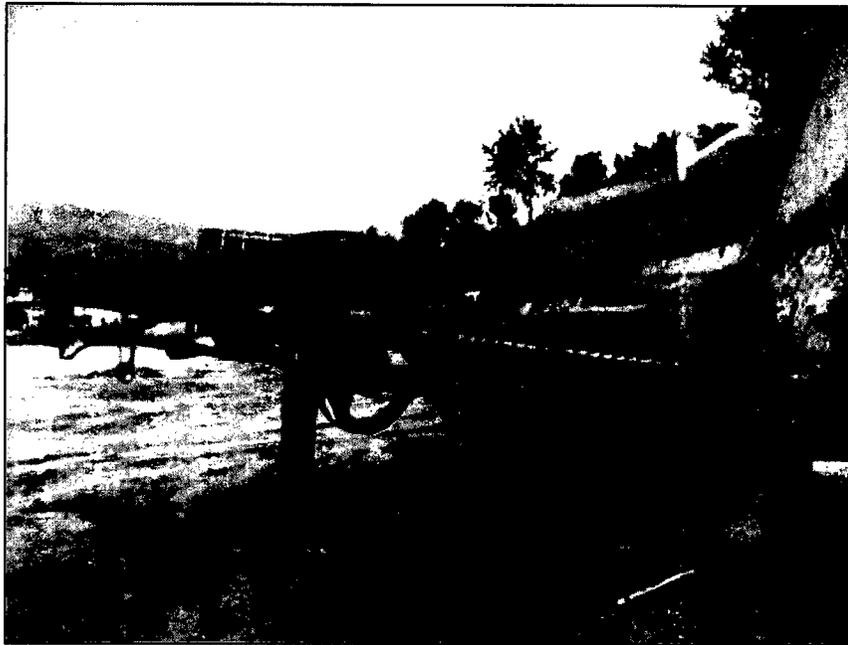


Figura N°40: Perforadora Atlas Copco Mustang 4-F4D – Soil Nailing

(Fuente: Catálogo Atlas Copco Perú, 2014)

4.2.4. Consideraciones en el Proceso Constructivo de los Elementos de Sostenimiento

- Se acepta un error de movimiento o desviación local de hasta 15% de la distancia horizontal o vertical en la posición del perno de anclaje. No obstante, se debe mantener la cantidad inicial de anclajes o nails en el diseño inicial.
- Para este caso, la inclinación de los anclajes y nails es de 15° con respecto a la horizontal. No es preciso cualquier control riguroso en cuanto a la tolerancia de inclinación, aceptándose, por lo menos, una variación en torno de un 5%.
- Las piezas del cabezal deben estar centradas y con recubrimiento totalmente asegurado.
- Se debe garantizar que no haya pérdidas de mezcla o resina, observándose minutos después de la inyección junto a la broca del perno de anclaje si no se produjo decantación.
- Todo perno de anclaje debe recibir, por lo menos, una fase de inyección, además del hueco de la perforación, independientemente si se aplica el método de inyección IGU o IRS.

- Esta técnica es la más segura, pues minimiza errores operacionales, además de permitir una adecuada compactación del suelo y, por lo tanto, mejor fijación de la barra al suelo. Las inyecciones, además de promover el mejor anclaje del perno, trata el macizo, compactándolo y rellenando fisuras o espacios.
- Como medias de protección para los elementos de sostenimiento con el paso del tiempo, debe tomarse en cuenta si son anclajes o nails permanentes o temporales. Para elementos permanentes o provisionales en medio agresivo, se debe utilizar una doble protección (DCP), es decir, pintura anticorrosiva, lechada de cemento y los recubrimientos adecuados. Para elementos permanentes o temporales en suelos no agresivos, es suficiente con un recubrimiento simple de lechada de cemento.
- Se recomienda realizar ensayos en los elementos de sostenimiento para obtenerse datos de monitoreo para el proyecto. Se sugiere la ejecución de ensayos en un mínimo de 10% de los anclajes o en una cantidad tal que permita tener representatividad del resultado.

4.3. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO SOBRE EL ACANTILADO DE LA COSTA VERDE

Luego de realizados los análisis de estabilidad de taludes sobre los cortes representativos del acantilado, obtenidos los factores de seguridad requeridos y determinados los elementos de sostenimiento necesarios para el proyecto, obtenemos una vista previa con todos los cortes requeridos para la distribución estructural del proyecto, tal como se puede apreciar en la Figura N°41.

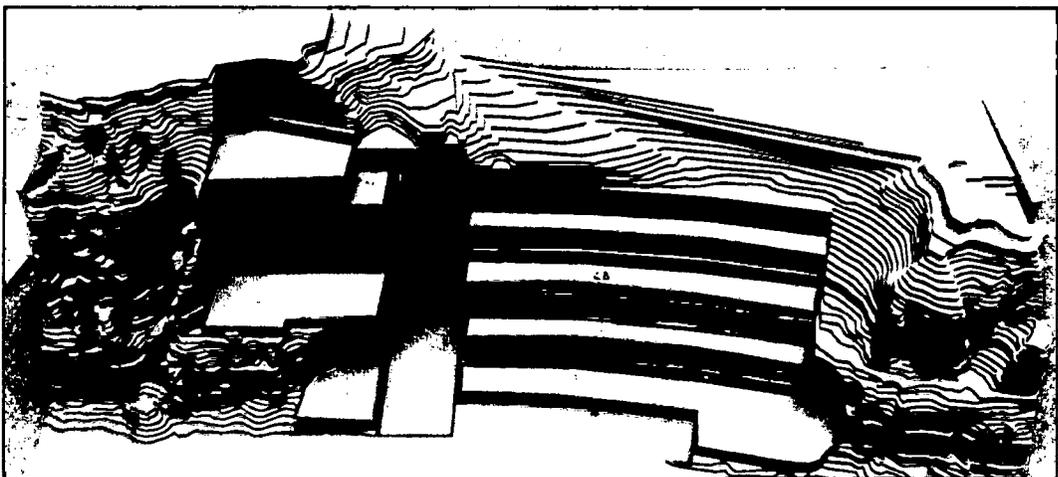


Figura N°41: Corte de Taludes para la Construcción del Proyecto

Una vez resuelta la estabilidad de taludes (calculada en dos dimensiones, debido al análisis de cada corte), se extiende cada uno de los elementos a lo largo del acantilado, presentándose diferentes geometrías para cada uno de los bloques analizados. Para una mejor interpretación, se presenta el siguiente cuadro, el cual contiene cada una de las denominaciones para cada uno de los bloques analizados.

Cuadro N°24: Denominación de los Bloques y Elementos de Sostenimiento

Bloque 1 - Tramo izquierdo	
Plano	Denominación
A	Grupo I-A
B	Grupo I-B
C	Grupo I-C
D	Grupo I-D
Bloque 1 - Tramo derecho	
Plano	Denominación
F	Grupo II-A
G	Grupo II-B
H	Grupo II-C
I	Grupo II-D
J	Grupo II-E
Bloque 2	
Plano	Denominación
L	Grupo III-A.1
M	Grupo III-A.2
N	Grupo III-B
O	Grupo III-C.1
P	Grupo III-C.2
Bloque 3 y 4	
Plano	Denominación
R	Grupo IV-A.1
S	Grupo IV-A.2
T	Grupo IV-B.1
U	Grupo IV-B.2
V	Grupo IV-C.1
W	Grupo IV-C.2
Bloque E	
Plano	Denominación
Y	Grupo V
Z	

Ha sido identificado cada plano en donde se insertarán los elementos de sostenimiento, además que ha sido denominado con un código para fines de cuantificación de información para cubicación de los elementos de sostenimiento.

El diagrama resultante de la cubicación de los elementos de sostenimiento para el Acantilado de la Costa Verde se presenta en el Plano Distribución de Elementos de Sostenimiento **ES-01**.

Se han tomado algunas consideraciones para la ubicación de los elementos de sostenimiento:

- Para la ubicación de los elementos de sostenimiento, se ha optado por no colocar los mismos sobre las esquinas de los cortes. En este caso, se toma en cuenta la distribución longitudinal de estos elementos, es decir, a qué distancia estarán separados, la cual denominamos una longitud **d**. En consecuencia, los elementos iniciarán su instalación desde una longitud **d/2** ubicados desde la cara lateral o esquina, y debe cumplirse esta recomendación de manera tal que se distribuyan los elementos a lo largo de todo el talud. Gráficamente se puede apreciar dicha distribución en la Figura N°42.

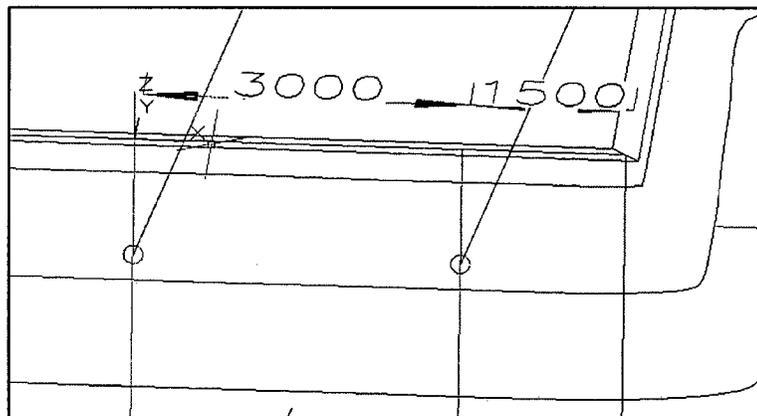


Figura N°42: Recomendación de Instalación de Anclajes o Nails en Esquinas

- La recomendación anterior también aplica cuando los elementos de sostenimiento se ubican en el eje vertical. Cabe resaltar que esta recomendación no es tan demandante como la anterior, ya que en casos que no se tenga el espacio suficiente para realizar esta distribución, se puede ser permisivo y reubicar estos elementos de modo que se distribuyan adecuadamente a lo largo del talud. Sin embargo, debe

respetarse la distancia que hay de la corona del talud hacia el primer elemento de sostenimiento (distancia recomendable de $h/2$, aunque puede ser de hasta 1 m en la parte superior y de 1.25 m en la parte inferior; en casos donde no se tenga suficiente espacio, y de manera similar en la parte baja del talud). Cabe resaltar que para hacer este conteo debe realizarse de abajo hacia arriba, respetando la distancia recomendada o de $d/2$, tal como se aprecia en la Figura N°43.

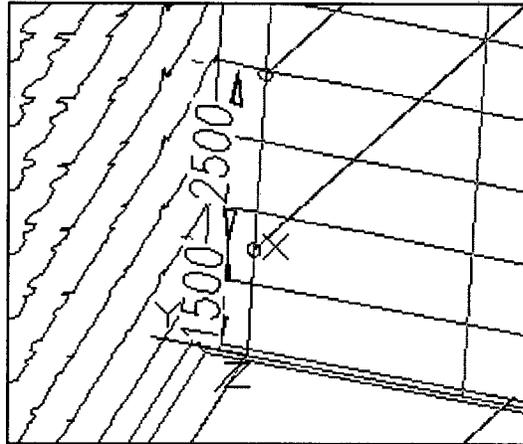


Figura N°43: Ubicación recomendada para la Instalación de Anclajes o Nails en Zonas Inferiores de los Taludes

- Realizar una inspección detallada en campo para ubicar, según sea el caso, daños o averías que puedan producirse como consecuencia de la ejecución de las perforaciones para construcciones subterráneas, instalaciones, tuberías de agua o desagüe, entre otras.

Entre otras recomendaciones necesarias para la ejecución de estos ensayos, se contempla lo siguiente:

- Establecer con el contratista la cantidad de cemento a utilizar para la lechada de cemento. Un valor recomendado para este caso es de alrededor de 30 a 40 kg de cemento por metro lineal de perforación.
- Considerar el suministro continuo de agua (consumo estimado de 600 a 800 litros por hora) y energía eléctrica (grupo electrógeno de 150kVA) para los trabajos de perforación e instalación.
- El proceso de plataformado del terreno con la instalación contemplarán plazos diferentes, con lo que no se tendrá un proceso continuo de trabajo, ya que el trabajo de excavación y perforación se realizará desde la parte alta hacia la parte baja del acantilado.

- Tomar en cuenta que las paredes laterales de varias zonas de excavación estarán cubiertas por muros estructurales, razón fundamental por la que no ha sido tomada en cuenta la estabilización de estos elementos. Se tomó esta decisión debido a que los elementos que inicialmente irían en las caras laterales se encontrarían con los nails de las caras frontales, además que su separación es de 2.50 m o hasta 3.0 m, con lo que se decidió utilizar unos muros de protección. Además, en el bloque 2, a pesar que se tiene un vacío entre los bloques 1 y 3, aquí se encontrará un cajón que servirá como soporte entre estos elementos espaciados. Esto se puede apreciar en la Figura N°44.



Figura N°44: Estructura de Contención del Bloque 2 - Ascensores
(Fuente: Arquitectura del Proyecto, 2014)

4.4. RESULTADOS DE LA CUBICACIÓN DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO ACTIVOS Y PASIVOS

Seguidas las recomendaciones establecidas anteriormente, se procedió a calcular la cantidad de material a utilizar en todo el proyecto de estabilización de taludes. La presentación de datos detallados del Metrado y Cubicación de los Elementos de Sostenimiento se muestra en el Anexo VII – Cubicación de Elementos de Sostenimiento. La tabla de resultados del metrado final de anclajes y Soil Nailing se aprecia en el Cuadro N°25.

Cuadro N°25: Metrado Final de los Elementos de Sostenimiento para el Proyecto

Elementos de Sostenimiento	Metrado	Metros lineales (ml)
Elementos de Sostenimiento Activos	Longitud Libre de Anclajes	398
	Longitud de Bulbo	280
Elementos de Sostenimiento Pasivos	Longitud de Soil Nailing	11686

4.5. TIEMPOS Y COSTOS DE IMPLEMENTACIÓN

Diferentes partidas participan del proyecto en mención, comenzando por Obras Preliminares, Servicios Generales, Movimiento de Tierras, Estabilización de Taludes, Estructuras, Arquitectura, Fachadas, Instalaciones Eléctricas, Instalaciones Sanitarias, Equipamiento y ciertos elementos adicionales. Esta tesis de investigación se ha enfocado netamente en la Estabilización de Taludes, aunque también este diseño influye en el Movimiento de Tierras y las Cimentaciones incluidas en Estructuras.

Cabe resaltar que los rendimientos establecidos anteriormente corresponden a condiciones estándar. Para la grava de Lima, se mantienen otros rendimientos. Por ejemplo, en el caso de soil nailing, elementos autoperforantes, el rendimiento puede llegar hasta 120 mL/día. En el caso de anclajes permanentes, el rendimiento para los anclajes de barra es de 50 mL/día y el de cable es de 40 mL/día.

4.5.1. Determinación del Costo a invertir para el proyecto

Para el primer caso, Anclajes activos permanentes, debido al poco espacio de maniobra, se recomienda el uso de una máquina perforadoras, máximo dos. En base a esta premisa, se pueden completar cada una de las hileras en un día completo de trabajo. Cabe resaltar que no se puede generar un trabajo continuo ya que una vez terminada la perforación e instalación de los anclajes, se debe proseguir con la excavación del material para llegar al siguiente nivel.

Para el segundo caso, Soil nail autoperforantes, se tiene una mejor producción. Esto se debe a que hay una gran diferencia entre la instalación de ambos elementos. El tiempo invertido en perforar e instalar los anclajes toma dos veces el tiempo en que se instalaría un nail autoperforante, ya que la etapa de perforación e instalación se realiza en una única fase. En base al rendimiento de

120 mL/día, en un trabajo continuo a turnos completos se puede realizar sin inconveniente alguno la instalación de hasta 6 nails completos por día, contemplando el transporte y los espacios disponibles para la perforación de dichos elementos.

Realizando un cálculo rápido, solamente tomando en cuenta la instalación de estos elementos, el costo a obtener sería el siguiente:

- 11686 mL de nails autopercorantes x US\$ 120.00= US\$ 1402320.00
- 678 mL de anclajes permanentes x US\$ 120.00= US\$ 81360.00

El costo total que tomaría el trabajo de instalación, sin tomar en cuenta los tiempos muertos (stand-by de cada maquinaria, costo aproximado de USD 200 por hora), sería de US\$ 1483680.00.

4.5.2. Determinación del Tiempo a invertir para el proyecto

Ahora lo relacionado con el factor tiempo, el cual está afectado por el número de maquinarias a usar, el cual también debe balancearse con la cantidad de horas que estarán en stand-by. Hay que recalcar que los trabajos se realizarán a jornada completa por cada hilera, pero que habrá un tiempo muerto en el cual se realizarán las excavaciones para llegar al siguiente nivel de trabajo.

- $11686 \text{ mL} / 120 \text{ mL/día} = 97$ días de trabajo
- $678 \text{ mL} / 50 \text{ mL/día} = 14$ días de trabajo

Obviamente este es el caso para una única máquina, verificando el caso en el que trabajen dos máquinas para cada uno de los casos:

- $11686 \text{ mL} / 240 \text{ mL/día} = 49$ días de trabajo
- $678 \text{ mL} / 100 \text{ mL/día} = 7$ días de trabajo

Obviamente el rendimiento favorece a la Producción, sin embargo, hay que tomar en cuenta que este proceso no es lineal a lo largo del tiempo, ya que el tiempo que se tome para excavar estos elementos será el mismo para cada uno de los casos. Al trabajar con una máquina, se tendrá que pagar por cada hora que dicha máquina se encuentre en stand-by. Si se trabajan con dos máquinas, se tendrá que pagar por cada máquina la hora que se encuentren en stand-by. Al final de cuentas, se terminará pagando el mismo precio en ambos casos. El factor

determinante para este caso será el tiempo invertido en realizar el movimiento de tierras.

Obviamente se está tomando en cuenta la no presencia de diferentes inconvenientes en los trabajos a realizar, este es un factor que será superado en base a la experiencia del ejecutor a realizar dicha labor.

4.6. CONSIDERACIONES DE MANTENIMIENTO PARA LOS CASOS DE FALLA EN LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO

Se debe justificar la cantidad de ensayos a realizarse en el proyecto, ya que se debe mantener un estándar de garantía del producto entregado. El principal objetivo de estos ensayos es determinar la resistencia a la fricción lateral que presentan dichos elementos. Debido a este hecho, se recomienda que durante los ensayos, el valor de fricción lateral sea determinado como función del desplazamiento relativo del anclaje o nail con respecto al suelo.

Técnicamente hablando, si una fuerza de tracción es aplicada en el cabezal del nail, este elemento se mueve con respecto al suelo y se mueve en función a la fricción lateral del suelo con la lechada de cemento, la cual balancea a la fuerza inicial a la que fue ensayado el elemento de sostenimiento.

Dependiendo de diversos factores en el proyecto, tales como etapa, presupuesto o programación, se recomienda realizar ensayos en las siguientes etapas.

- Ensayos **preliminares** en la etapa de planeamiento
- Ensayos de **conformidad** en la etapa de instalación
- Ensayos de **inspección** después de la construcción

Todos los ensayos son idénticos y tienen como finalidad determinar la fricción lateral que presenta el anclaje o soil nailing. Este ensayo se realiza al aplicar una carga estática en la cabeza del nail hasta que se produzca un desplazamiento por falta de fricción en el suelo.

4.6.1. Fallas previstas durante el ensayo de los elementos de sostenimiento

De acuerdo a experiencias de diferentes ejecutores y consultores familiarizados con el tema, se establece que la única falla que podrá presentarse durante los ensayos de arrancamiento se producirá en la región del contacto del bulbo con el

suelo alrededor (en caso de anclajes) y en toda la región de contacto del nail con el suelo (en caso de soil nailing).

En general, los elementos de sostenimiento pueden fallar en uno o más formas de acuerdo a esta descripción:

- Falla de la Adherencia Acero – Lechada de cemento
- Falla de la Adherencia Suelo – Lechada de cemento
- Falla al interior de la Masa de Suelo
- Falla de un grupo de Anclajes o Nails
- Falla de uno de los componentes de los elementos de sostenimiento

La falla más crítica que puede presentarse en los elementos de sostenimiento es la Falla que involucra a las barras de conexión con los cabezales. El origen de este tipo de fallas tiene una alta probabilidad de originarse por defectos constructivos en los anclajes, siendo el caso más típico el que registra un nivel de alineamiento de las barras con el bulbo o a lo largo de todo el nail. La longitud máxima recomendada para la excavación por parte de algunos consultores es de hasta 18.0 m, pero se han tenido trabajos satisfactorios con excavaciones mayores a dicha profundidad.

4.7. MONITOREO DE LOS ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO EN LOS ALREDEDORES DEL ACANTILADO DE LA COSTA VERDE

En primera instancia, se mencionan diferentes Metodologías para disminución y/o eliminación del riesgo. La prevención incluye el manejo de la vulnerabilidad, evitando la posibilidad de que se presenten riesgos o amenazas.

Cuadro N°26: Ventajas y Desventajas del Manejo del Riesgo de Desastres

Métodos	Ventajas	Desventajas
Planteamiento del uso del terreno	Solución ideal para zonas urbanas, fácil de implementar	No se puede aplicar cuando el riesgo existe en el lugar
Normas y Reglamentos	Presenta herramientas precisas para el control y prevención de amenazas	Se requiere de instituciones que hagan cumplir tales consideraciones
Sistema de Alarmas y avisos	Disminuye en forma considerable cuando el riesgo es inminente	Por lo general, son sistemas aplicados luego que el desastre ha ocurrido

(Fuente: Suárez Díaz, 1998)

Eludir la amenaza consiste en evitar que los elementos en riesgo sean expuestos a la amenaza de una falla del talud.

Cuadro N°27: Propuestas de Solución Frente a Diferentes Amenazas en Taludes

Método	Aplicaciones	Limitaciones
Variantes o relocalización del proyecto	Se recomienda cuando existe el riesgo de activar grandes deslizamientos difíciles de estabilizar o existen deslizamientos antiguos de gran magnitud. Puede ser el mejor de los métodos si es económico hacerlo	Puede resultar costoso si el nuevo lugar está también amenazado por deslizamientos.
Remoción total de deslizamientos	Es atractivo cuando se trata de volúmenes pequeños de excavación	La remoción de los deslizamientos puede producir nuevos movimientos.
Remoción parcial de materiales inestables	Se acostumbra el remover los estratos inestables cuando sus espesores no son muy grandes	Cuando el nivel freático se detecta en el proceso de excavación, se dificulta este proceso

(Fuente: Suárez Díaz, 1998)

Control o métodos dirigidos a controlar la amenaza activa antes de que se produzca el riesgo a personas o propiedades. Por lo general consiste en estructuras que retienen la masa actuante en movimiento. Este tipo de obras se construyen abajo del deslizamiento para detenerlo una vez que se ha activado.

Cuadro N°28: Métodos de Control para la Estabilización de Taludes

Métodos	Ventajas	Desventajas
Bermas	Generalmente son económicas y rápidas de construir	Se requiere de un espacio grande a mitad del talud
Estructuras de retención	Retienen las masas en movimiento	Se pueden requerir estructuras relativamente costosas
Cubiertas de protección	Son uno de los métodos más efectivos para disminuir el riesgo que puede afectar a carreteras	Muy costosas

(Fuente: Suárez Díaz, 1998)

4.7.1. Métodos Alternativos Recomendados para la Estabilización de Taludes en los Alrededores del Proyecto

Hablando netamente de la aplicación de métodos de estabilización de taludes aplicados en los linderos de los acantilados del Proyecto, hacemos referencia a métodos de Estabilización de Taludes alternativos.

En capítulos anteriores se hizo referencia a la Estabilización de Taludes mediante Elementos de Sostenimiento, los cuales ya no aplican de la misma manera al

momento de analizar los taludes en las zonas laterales del proyecto. Se presentarán alternativas para el Recubrimiento de la superficie sobre los taludes y Estructuras de contención para la parte baja del acantilado.

Para el Recubrimiento de la superficie, se trata de un método correctivo y preventivo de fallas por erosión, debido a que no existe recubrimiento alguno de estas zonas por la formación geológica de estos tramos.

Para este caso la mejor solución es la aplicación de mallas y mantas de recubrimiento, las cuales se utilizan para proteger la superficie del talud frente a la erosión y retener las capas superficiales del terreno. Las mantas se utilizan en taludes con mayor pendiente, pudiéndose superar los 45°, y con problemas erosivos fuertes. La instalación de las mallas y mantas incluye las siguientes operaciones:

- Anclaje de la malla o manta a la cabecera del talud mediante una zanja de 20x20 o 30x30 cm, la cual se fija con una hilera de grapas separadas 0.50 cm al fondo de la misma.
- Para desenrollar este manto se realizará de forma longitudinal a lo largo del talud, sin tensionarlo y procurando que esté en pleno contacto con el suelo, facilitando su adherencia sobre el talud.
- La fijación mediante grapas (anclajes) deben ser las adecuadas en función a la dureza o penetrabilidad del terreno.
- Los solapes de las tiras serán como mínimo de 10 cm, tanto lateralmente como a principio y final de la manta, debiendo en este caso montar la manta sobre la descendente y anclarlas mediante una hilera de grapas distantes no más de 50 cm.
- Anclar las tiras de manta adyacentes extremo sobre extremo a una distancia máxima de 2 metros y mínima de 1 metro.

En las Figura N°45 se presentan la distribución en planta para el anclaje de los elementos, en función a la pendiente del talud modificado.

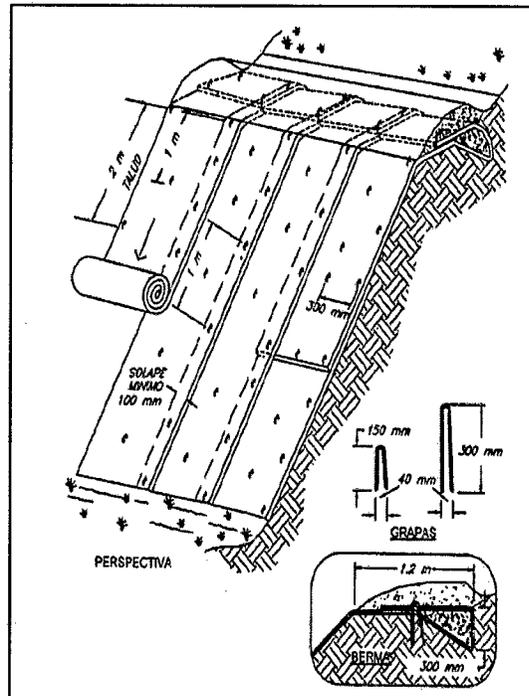


Figura N°45: Instalación de Mallas y Mantas con Detalle de las Grapas
(Fuente: Arquitectura del Proyecto, 2014)

Además existen empresas especializadas a la instalación de estos mantos, utilizando tecnologías diversas, tales como estabilizado UV (Longevidad de 10 años), gran flexibilidad, se acomodan muy bien a las diferentes condiciones de suelo, fácil instalación y no requieren de equipo pesado.

Para lo referido a Estructuras de contención, un método efectivo de minimizar la amenaza de caída de roca es permitir que ellas ocurran, pero con el control adecuado, utilizando sistemas de control en el pie del talud tales como trincheras, barreras y mallas. Un detalle común a todas estas estructuras es el de sus características de absorción de energía, bien sea deteniendo la caída de roca en una determinada distancia o desviándola de los elementos que están siendo protegidos.

Existe una gran variedad de barreras de protección, de las cuales sus características y dimensiones dependen de la energía de la caída de rocas. Las barreras pueden ser conformadas por roca, suelo, tierra armada, muros de concreto, pilotes, gaviones, bloques de concreto o cercas. La barrera generalmente, produce un espacio o trinchera en el pie del talud que impide el paso de los elementos que caen por el acantilado, tal como se aprecia en la Figura N°46.

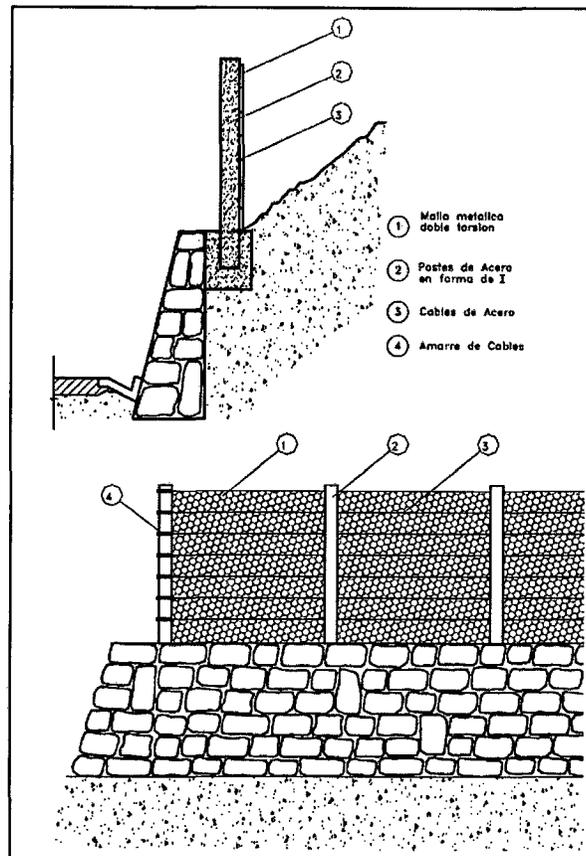


Figura N°46: Sistema de Barrera Metálica con Cables para Caída de Rocas
(Fuente: Arquitectura del Proyecto, 2014)

4.7.2. Métodos de monitoreo propuestos para la Estabilidad de Taludes

Como punto de partida en toda obra relacionada con taludes, se recomienda la instalación de inclinómetros para realizar mediciones del comportamiento de los taludes, en otras palabras, nivel de deformación lateral con el paso del tiempo. Debido a la presencia de estructuras y a la alta afluencia de gente en tales establecimientos, esta propuesta de monitoreo no es recomendada para el proyecto.

En consecuencia, se pueden realizar mediciones que no involucren un sistema de instalación complejo para fines de control y monitoreo. En esta situación, se recomienda la instalación de acelerógrafos en puntos que reflejen el comportamiento del talud, además del modo en que modifica la interacción del talud con la estructura presente; esto corresponde a ubicaciones específicas que contemplen una gran afluencia de gente. Realizando tales mediciones se puede determinar, basándose en un sistema de prevención a implementar, la magnitud en la que pueda afectar el comportamiento del talud natural y su interacción con

las estructuras, tomando como punto de partida los factores de seguridad obtenidos en el análisis de Estabilidad de Taludes. En la Figura N°47 se presentan los componentes de un acelerógrafo, los cuales pueden componer un sistema necesario para el control de taludes.

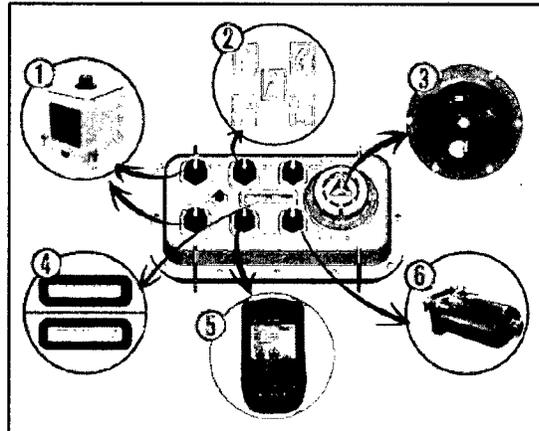


Figura N°47: Elementos y Componentes de un Acelerógrafo
(Fuente: Acelerógrafos REFTEK – A division of Trimble, 2015)

Otros sistemas de medición adecuados para el monitoreo constante de taludes dan paso a la instalación de tiltímetros sobre las estructuras, esto implica realizar el análisis en los cambios relacionados a la inclinación y rotación de una estructura. Estos elementos conllevan una simple instalación y permiten determinar, con un alto grado de precisión, el comportamiento de las estructuras existentes basadas en el nivel de afectación del talud y su comportamiento frente a estados naturales y sísmicos. En la Figura N°48 se presenta los elementos de un tiltímetro (equipo de medición) con el plato para la instalación.

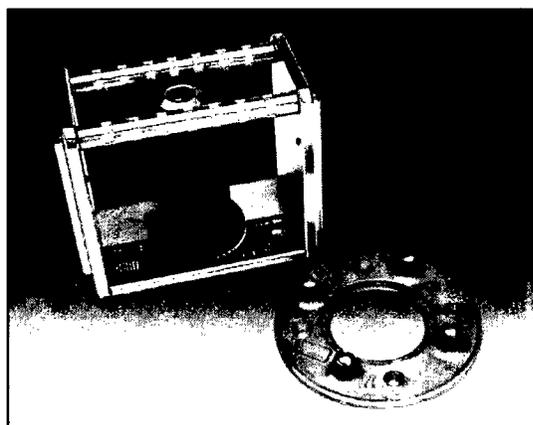


Figura N°48: Elementos y Componentes de un Tiltímetro
(Fuente: Durham Geo - Slope Indicator, 2014)

Otro sistema recomendado para determinar si se están produciendo desplazamientos entre dos puntos fijos puede obtenerse con la medición con la cinta extensométrica. En este caso, es necesario establecer puntos fijos, los cuales deberían permanecer fijos con el paso del tiempo, pero que deben de ser controlados cada cierto tiempo. La Figura N°49 presenta la cinta extensométrica.

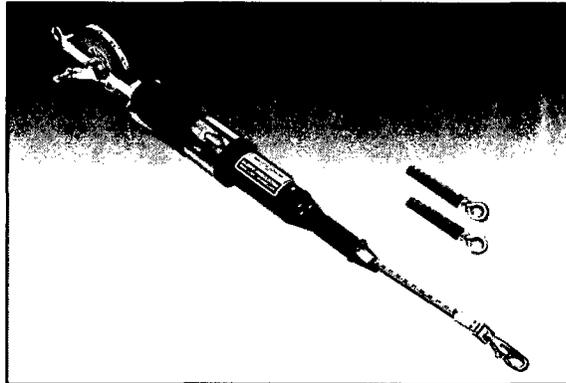


Figura N°49: Elementos y Componentes de un Extensómetro
(Fuente: Durham Geo - Slope Indicator, 2014)

4.8. PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO

Para esta Tesis de Investigación, haber presentado diferente información en cada uno de los capítulos anteriores ejemplifica el arduo trabajo que debe realizarse para un Proyecto relacionado a la Estabilización de Taludes. Comenzando por la búsqueda de información necesaria, historial de investigaciones, programación de trabajos a realizar en la zona del proyecto, el cual toma en cuenta diferentes factores para la realización de los mismos, y llegar a conclusiones claras para determinar la naturaleza del suelo. Diferentes tipos de investigación que han sido el cimiento para la Estabilidad de Taludes, tomando en cuenta el trabajo minucioso de diferentes autores a lo largo de los años, revisando los diferentes casos que brinda la naturaleza con lo que respecta a los taludes, además del efecto que causa las diferentes labores que realiza la actividad humana dentro de ella.

Tal ha sido la influencia humana que ha decidido participar en la mejora de la estabilidad utilizando elementos que mejoran la estabilidad de estos elementos, incitando al hombre a querer llevar las construcciones hacia niveles más altos. Este proyecto que innova bastante en diferentes metodologías de diseño para la Ingeniería Civil es una meta a la cual quiere llegarse e imponer nuevas tecnologías para las construcciones convencionales verticales que parecen quedarse en el tiempo.

Antes de realizar las menciones correspondientes a la Metodología de Optimización del Diseño Geotécnico, se tendrá en cuenta el proceso de participación tanto de los Elementos **activos** (anclajes) y Elementos **pasivos** (soil nailing) en la Estabilidad de Taludes.

Los elementos activos de sostenimiento tienen un mayor tiempo de durabilidad a similares solicitaciones (**100 años de vida útil** de anclajes comparados con **50 años de vida útil** del soil nailing). Sin embargo debe tomarse en cuenta que el mantenimiento que deben recibir los anclajes activos tienen una **mayor frecuencia** de verificación (por lo menos cada dos años en la que debe ser verificada la carga a la cual están sometidos los anclajes), ya que la tensión a la que están sometidas los cables o barras de los anclajes se reduce con el paso del tiempo. En comparación con el soil nailing, éstos **no requieren** de un control estricto periódico debido a que trabajan en función al nivel de deformación que se maneje sobre el talud. Estos elementos empiezan a actuar conforme el suelo empieza a ser sometido a esfuerzos con lo que se generen deformaciones, tal como sería el caso de suelo excavado por debajo del nivel de instalación. En ese sentido, los elementos pasivos funcionarán durante la instalación, perfilado del talud y recubrimiento del mismo para la etapa final de la estabilización.

La comparación de tiempos de instalación entre ambos elementos es una variable a considerar, para los anclajes, el tiempo de instalación total se considera hasta dos veces lo que puede tomar la instalación del soil nailing (elementos autoperforantes). Es decir, para la instalación de los anclajes, se toma en cuenta el tiempo tanto de la perforación inicial y luego el de la colocación del anclaje con la respectiva lechada de cemento, comparada con la instalación del soil nailing, la cual contempla una única etapa de perforación, instalación e inyección del elemento autoperforante.

Tomando en cuenta estas consideraciones, el elemento predominante para la instalación será el soil nailing, debido a las mayores ventajas que presentan estos elementos al momento de su instalación y con el paso del tiempo. Se ha considerado además el uso de anclajes en la zona alta del bloque 2 del proyecto, debido a la gran elevación del talud, la amplificación sísmica a desarrollar y las longitudes resultantes obtenidas. La justificación del uso de estos elementos contempla los bajos niveles de deformación que contemplan los taludes del bloque 1, 3 y 4. Para el bloque 2 se contempla otro nivel de deformaciones en la parte

alta del talud, además de la demanda sísmica, motivo suficiente para contemplar la instalación de anclajes activos en dicha zona.

Implícitamente han sido utilizadas cada una de las herramientas de optimización para cada uno de los procesos que han sido realizados para el producto final: Estabilización del Talud.

Cada uno de los pasos realizados para la elaboración de esta Tesis de Investigación ha ejemplificado la Optimización del Diseño Geotécnico desde diferentes puntos de vista, los cuales serán descritos a continuación:

- Recopilación de información de la zona del proyecto y compatibilizarla con la investigación reciente, esta consideración debe contemplar la profundidad a investigar en combinación con la geología local.
- Determinar un punto inicial para el trabajo de optimización del diseño geotécnico, esto es contemplar la geometría del talud, las cargas a las cuales serán sometidas las banquetas entre cada talud, solicitaciones de carga externa (Centro Comercial Larcomar) y eventos sísmicos, sectorización de cada bloque del proyecto, determinación del elemento de sostenimiento a plantear, características geométricas-mecánicas, distanciamiento entre elementos, consideraciones de instalación (longitudes comerciales), tipo de maquinaria y en un ítem aparte, la Estabilidad del Talud.
 - La geometría del talud debe contemplar la arquitectura del proyecto, la cual a su vez debe contemplar taludes con pendientes adecuadas para un trabajo de estabilización.
 - Las cargas a evaluar deben estar supeditadas a las solicitaciones de la estructura, al igual que la distribución de cargas de las estructuras vecinas.
 - El análisis pseudoestático considera un coeficiente horizontal de 0.20, contemplando una aceleración de 0.40g, de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.
 - La distribución e independización de los 4 bloques del proyecto requiere un análisis por cada sector.
 - Se debe contemplar la propuesta de diferentes proveedores para los elementos de sostenimiento, los cuales deben contemplar y cumplir con normativas internacionales.

- El distanciamiento entre elementos contempla, para los elementos activos, una longitud mayor si es que se comparan con elementos pasivos. Los elementos pasivos trabajan a un menor distanciamiento entre ellos debido al comportamiento monolítico, es decir, trabajo en conjunto de todos ellos, a diferencia de los elementos activos.
- Verificación de la Estabilidad de Taludes buscando fallas no circulares, debido a la naturaleza del tipo de suelo, se opta por esta medida para el cálculo de la estabilidad y determinar la superficie de falla. Realizado a través de continuas iteraciones en el cálculo de estabilidad. Este procedimiento es iterativo ya que se busca realizar la optimización del diseño en base a los datos de entrada tales como la sobrecarga en cada banqueta, el diámetro del elemento de sostenimiento, sollicitación sísmica, entre otros. Para el caso evaluado, se optó en primera instancia por elementos de sostenimiento activos, los cuales luego fueron todos modificados a elementos pasivos por cuestiones de instalación y costos. Finalmente, luego de la modificación del talud correspondiente al bloque 2, se consideró una participación de los elementos activos debido a la geometría y altos niveles de deformación a presentar en la parte alta.
- Establecer una falla superficial del talud debido a la naturaleza del suelo (Conglomerado de Lima). Definido por experiencia de consultores para este tipo de suelo y condiciones geométricas del talud.
- De acuerdo con el manejo de los programas de cálculo de estabilidad, el valor presentado por el programa no necesariamente es el resultado definitivo del cálculo de estabilidad. Por experiencia propia, se debe guiar al programa la superficie de falla a la cual está ligada el cálculo de estabilidad, en consecuencia, obtener ahí el Factor de Seguridad.
- Determinar los diferentes tipos de elementos de sostenimiento para asegurar la integridad del talud, tanto para las obras internas como para las estructuras externas a ésta. Se tienen diferentes productos en el mercado de Elementos de Sostenimiento, utilizándose uno de los productos más utilizados en el mercado, además de no presentar diferencias notables con productos de la competencia. Las variables a tomar en cuenta son el diámetro, resistencia a la tracción, longitudes comerciales, peso propio, entre otros.

- Realizar un cálculo iterativo hasta llegar a una solución óptima en la que converjan tanto las soluciones técnicas como la inversión monetaria. Este valor se puede considerar en la utilización de menores longitudes a un mayor distanciamiento entre elementos de sostenimiento, sin poner en riesgo la estabilidad del talud con factores poco conservadores.
- Realizar un trabajo en conjunto con las diferentes especialidades ligadas al proyecto de Estabilización, en este caso, Arquitectura y Estructuras, de modo que presenten un trabajo unificado donde las tres partes obtengan los resultados esperados para el proyecto. Es un condicional para futuros trabajos, ya que estas tres especialidades no pueden trabajar de manera independiente para la elaboración de proyectos.
- Establecer el costo para el trabajo a realizar además del tiempo a invertir, y determinar en base a dichos factores la ruta viable para el proyecto. Debido a que no es un trabajo en condiciones lineales y con muchas variables por definir en la etapa de excavación, no se puede definir un tiempo exacto de trabajo, a diferencia del costo de excavación y perforación, el cual está establecido por la longitud total a perforar y material a instalar.
- Establecer las soluciones alternativas para la Estabilización de Taludes frente a estructuras o taludes contiguos, debido a que por naturaleza propia del trabajo, quedarán zonas del talud que, de alguna forma, habrán sido modificadas y requerirán una modificación en su geometría para mantener su estabilidad natural.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- La Ingeniería Civil representa uno de los baluartes de mayor importancia en el mundo de la construcción, implementando día a día diferentes tecnologías para nuevos retos en el sector de la Construcción.
- La especialidad de la Geotecnia, antes conocida como la Mecánica de Suelos, tiene un papel importante en la elaboración de diferentes proyectos. Debido a la naturaleza anisotrópica del suelo, esta especialidad tiene que realizar un trabajo minucioso para determinar el comportamiento que tendrá el suelo con todas las modificaciones que presentará el talud frente a dichas solicitaciones.
- El ámbito geográfico conocido como la Costa Verde tiene el privilegio de mostrar el Conglomerado de Lima en su estado natural. Esta formación natural ha sido objeto de diferentes estudios relacionados con la Ingeniería, lo cual es un indicador claro que la Costa Verde tiene un futuro prometedor en conjunto con la Ingeniería.
- La naturaleza del proyecto, contemplando los taludes sobre los que serán cimentados estos elementos, constituyen un reto ingenieril nunca antes visto sobre este tipo de material, ni tampoco en alguna zona del Perú. La realización de este proyecto implica enfrentar nuevos desafíos sin siquiera tener algunos antecedentes o experiencias sobre este tipo de taludes.
- Se ha realizado una importante campaña de exploración geotécnica, tanto para los trabajos realizados en instancias previas como la campaña para determinar las características claves del terreno. La exploración directa por medio de calcatas y la exploración indirecta por medio de ensayos geofísicos han brindado información representativa para el Diseño Geotécnico para la Estabilización del Talud.

- Las diferentes metodologías para la Estabilidad de Taludes han ido evolucionando durante varios años, basándose en diferentes criterios para el equilibrio de fuerzas y momentos sobre las dovelas. Para el caso de la grava de Lima, métodos precisos como el de Spencer y el de Morgenstern-Price satisfacen la determinación del tipo de falla para el Diseño Geotécnico de la Estabilización.
- La determinación del tipo de falla no depende del programa utilizado, sino del criterio del Ingeniero para determinar cuál de todas las superficies de falla es la que debe tomarse en cuenta para determinar el Factor de Seguridad.
- Las recomendaciones de las diferentes normativas a nivel mundial son de vital importancia para el Diseño de los Elementos de Sostenimiento. Sin embargo, es necesario acotar que se deben adaptar ciertas consideraciones para el caso de los suelos en nuestro país.
- La ingeniería implica convertir problemas de gran dificultad en un modelamiento sencillo, esto implica adecuar diferentes comportamientos de diferentes elementos de la naturaleza y adecuarlos a modelos matemáticos simples. Esto se aprecia en el cálculo de Estabilidad de Taludes al tomar en cuenta ejes importantes a lo largo de todo el acantilado y determinar las condiciones de estabilidad necesarias.
- Los parámetros geotécnicos de la grava de Lima han sido calculados a través de diferentes ensayos de Corte Directo, los cuales nos acercan más a entender el comportamiento del denominado Conglomerado de Lima.
- En base a información existente, la determinación de los parámetros geotécnicos fue elaborada en diferentes estratos para el cálculo de Estabilidad del Talud. Cabe resaltar que esta determinación simplifica mucho el problema de modelamiento, sin embargo debe tenerse en cuenta la variación de los estratos en la etapa constructiva.

- Para el proceso iterativo de optimización del diseño geotécnico, se contemplará las siguientes fases:
 - La geometría del talud debe contemplar la arquitectura del proyecto, la cual a su vez debe contemplar taludes con pendientes adecuadas para un trabajo de estabilización.
 - Las cargas a evaluar deben estar supeditadas a las solicitaciones de la estructura, al igual que la distribución de cargas de las estructuras vecinas.
 - La distribución e independización de los 4 bloques del proyecto requiere un análisis por cada sector.
 - Se debe contemplar la propuesta de diferentes proveedores para los elementos de sostenimiento, los cuales deben contemplar y cumplir con normativas internacionales.
 - El distanciamiento entre elementos contempla, para los elementos activos, una longitud mayor si es que se comparan con elementos pasivos. Los elementos pasivos trabajan a un menor distanciamiento entre ellos debido al comportamiento monolítico, es decir, trabajo en conjunto de todos ellos, a diferencia de los elementos activos.

- La aceleración tomada en cuenta para el análisis pseudoestático corresponde a una fuerza lateral de 0.20, lo cual equivale a una aceleración máxima de 0.40g, correspondiente a la aceleración establecida por el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

- Se han tomado en cuenta los factores de seguridad mínimos de 1.50 para el caso estático y de 1.10 para el caso pseudoestático. Otros autores recomiendan hasta un factor de 1.70 (caso estático) en caso que vidas humanas se encuentren afectadas bajo la falla del talud en evaluación.

- Los elementos de sostenimiento a instalarse incluyen los Anclajes de barra y los nails autoperforantes, estos elementos son autoperforantes y permanentes para toda la vida útil del proyecto.

- Una vez realizado todo el cálculo de estabilidad en los ejes transversales, se realiza el replanteo de dichos elementos sobre todo el acantilado, tomando en cuenta que muchos de estos cortes son verticales o presentan esquinas las cuales no son contempladas hasta visualizar el problema en tres dimensiones.
- En base al metrado realizado para la cantidad de Anclajes y Nails a utilizar, se contempla el costo y tiempo a invertir para su ejecución. Debido a que no son procedimientos lineales, dependientes totalmente del movimiento de tierras, se ha establecido el costo único por la producción a realizar, un aproximado de US\$ 1483680.00.
- La conclusión que describe esta Tesis de Investigación se fundamenta en la adopción de diferentes circunstancias que debe afrontar la Ingeniería para resolver problemas de gran complejidad. El replanteo del problema con el aporte de diferentes especialidades trabajando en conjunto las especialidades de Geotecnia, Estructuras y Arquitectura, es fundamental para la resolución de estos problemas en una solución que satisfaga a todas las partes concernientes.

5.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda determinar los diferentes tipos de elementos de sostenimiento para asegurar la integridad del talud, tanto para las obras internas como para las estructuras externas a ésta. Se tienen diferentes productos en el mercado de Elementos de Sostenimiento, utilizándose uno de los productos más utilizados en el mercado, además de no presentar diferencias notables con productos de la competencia.
- Se recomienda realizar un trabajo en conjunto con las diferentes especialidades ligadas al proyecto de Estabilización, en este caso, Arquitectura y Estructuras, de modo que presenten un trabajo unificado donde las tres partes obtengan los resultados esperados para el proyecto. Es un condicional para futuros trabajos, ya que estas tres especialidades no pueden trabajar de manera independiente para la elaboración de proyectos.
- Se recomienda establecer las soluciones alternativas para la Estabilización de Taludes frente a estructuras o taludes contiguos, debido a que por naturaleza propia del trabajo, quedarán zonas del talud que, de alguna forma, habrán sido modificadas y requerirán una modificación en su geometría para mantener su estabilidad natural.
- Se recomienda implementar una normativa para la instalación, verificación y control de calidad para los diferentes elementos de sostenimiento en diferentes formaciones geológicas del Perú.
- Se recomienda realizar ensayos adicionales sobre la Grava de Lima para determinar parámetros geotécnicos que son estimados en la mayoría de casos, considerar un ensayo triaxial a gran escala.

BIBLIOGRAFÍA

- ALVA HURTADO JORGE ELÍAS DOMINGO, Apuntes de Clase del Curso “Mecánica de Suelos Avanzada”, Postgrado Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, Perú. (2009)
- ALVA HURTADO JORGE ELÍAS DOMINGO, Diseño de Cimentaciones. Instituto de la Construcción y Gerencia. (2012)
- ALVA HURTADO JORGE ELÍAS DOMINGO, Notas Sobre Análisis De Estabilidad De Taludes, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. (1994)
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation – Designation D5777-00. (2000)
- ARCE HELBERG JOSÉ, La Geofísica Aplicada a la Microzonificación – Métodos de Prospección Geofísica en Estudios de Ingeniería, CISMID-UNI. (1991)
- AUTORIDAD DEL PROYECTO COSTA VERDE, Plan Maestro de Desarrollo de la Costa Verde, Instituto Metropolitano de Planificación, Lima. (1995)
- BISHOP, A.W., The use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, 5, 99 7-17. (1955)
- BOWLES JOSEPH, Foundation Analysis and Design, Editorial John Wiley, Quinta Edición, New York, EE.UU. (1996)
- BUSTAMANTE MICHEL, Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados, Boletín de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones N° 81-82. (1986)
- CAÑARI SÁNCHEZ MARIELLA GEOVANNA, Análisis de la Estabilidad de Taludes de la Costa Verde, Tesis para optar el Grado de Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. (2001)
- CASTRO G. et al. A Re-examination of the Slide of the Lower San Fernando Dam, Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 111, No. 9, pp 1093-1107. (1985)
- CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES – UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA, Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica. (1992)

- CHENG Y. y LAU C., Slope Stability Analysis and Stabilization, New Methods and Insight. Edit. Routledge. (2008)
- CLOUTERRE, Recomendaciones francesas sobre Soil Nailing, traducidas al inglés por FHWA de Estados Unidos - Publicación Nro. FHWA-SA-93-026. (1991)
- CATÁLOGO DE PRODUCTOS ATLAS COPCO PERÚ, Atlas Copco Perú. (2014)
- CATÁLOGO DE PRODUCTOS DYWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL, DSI Perú S.A.C. (2014)
- CATÁLOGO DE PRODUCTOS REFTEK, RefTek, a division of Trimble, USA. (2015)
- CATÁLOGO DE PRODUCTOS SLOPE INDICATOR, Durham Geo Slope Indicator, USA. (2014)
- DIN 4125, Ground Anchorages - Design, construction and testing. (1990)
- DIN 4128, Small Diameter Injection Piles – Construction procedure, design and permissible loading. (1983)
- DUNCAN J. Y WRIGHT S., Soil strength and slope stability. Edit. John Wiley and Sons. (2005)
- EN 14199 EUROPEAN STANDARD, Execution of special geotechnical works, Micropiles. (2005)
- ERRÁZURIZ AMENÁBAR EDUARDO, Pantallas de contención métodos de diseño y aplicaciones, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Chile. (2009)
- FELLENIUS W., Calculations of the stability of Earth Dams; Transactions of the Second International Conference on Large Dams 4, Washington USA. (1936)
- GENEVOIS R. Y ROMEO R., Probability of failure occurrence and recurrence in rock slopes stability analysis. International Journal of Geomechanics. (2003)
- GEOSCAPE CANADA, Revista Natural Resources, Canadá. (2008)
- GRANADOS LÓPEZ ALAN, Estabilización del Talud de la Costa Verde en la zona del Distrito de Barranco. Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú. (2006)
- GUDEHUS G., Granular media as rate independent simple materials: constitutive relations, Powder Technology 3, 344. (1970)

- HOEK E. Y BRAY J., Rock slope engineering. Institution of mining and metallurgy, London, England. (1981)
- HOUSTON S.L. et al., Microcomputer aided evaluation of earthquake-induced permanent slope displacements. *Microcomputers in Civil Engineering* 2, 207–222. (1987)
- HUAMÁN OCHOA MARCELINO, Características Geotécnicas del Acantilado de Barranco, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. (2000)
- ISCHEBECK, Micropilotes de Inyección TITAN, Homologación oficial Z34.14-209, Catálogo Técnico, Alemania. (2012)
- JANBU N., Slope Stability Computations, Embankment Dam Engineering, Ed. By Hirshfeld and Poulos, John Wiley & Sons, New York. (1973)
- JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS EIRL, Análisis de Estabilidad de los Taludes del Centro Comercial Larcomar Sección Sur - Miraflores, Informe Técnico, Miraflores - Lima, Perú. (2009)
- JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS EIRL, Análisis de Estabilidad de los Taludes del Centro Comercial Larcomar Sección Norte - Miraflores, Informe Técnico, Miraflores - Lima, Perú. (2009)
- JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS EIRL, Ensayo de Corte Directo “In Situ” – Hotel Larcomar, Miraflores, Lima. (2009)
- JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS EIRL, Microzonificación Geotécnica- Sísmica Complejo Hotel – Centro Comercial Larcomar - Miraflores, Informe Técnico, Miraflores - Lima, Perú. (2009)
- JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS EIRL, Análisis de Estabilidad de Taludes Hotel Larcomar, Informe Técnico, Miraflores - Lima, Perú. (2010)
- JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS EIRL, Análisis de Estabilidad de Taludes Hotel Larcomar, Informe Técnico, Miraflores - Lima, Perú. (2011)
- KERGUELEN ARGUMEDO ALEJANDRO, Análisis Probabilístico de Estabilidad de Taludes, Tesis de Maestría, Universidad de los Andes, Colombia. (2009)
- KOLYMBAS – DIMITRIOS, Geotechnik-Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau. Edit. Springer. (2007)
- KRAMER STEVEN, Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, USA. (1996)

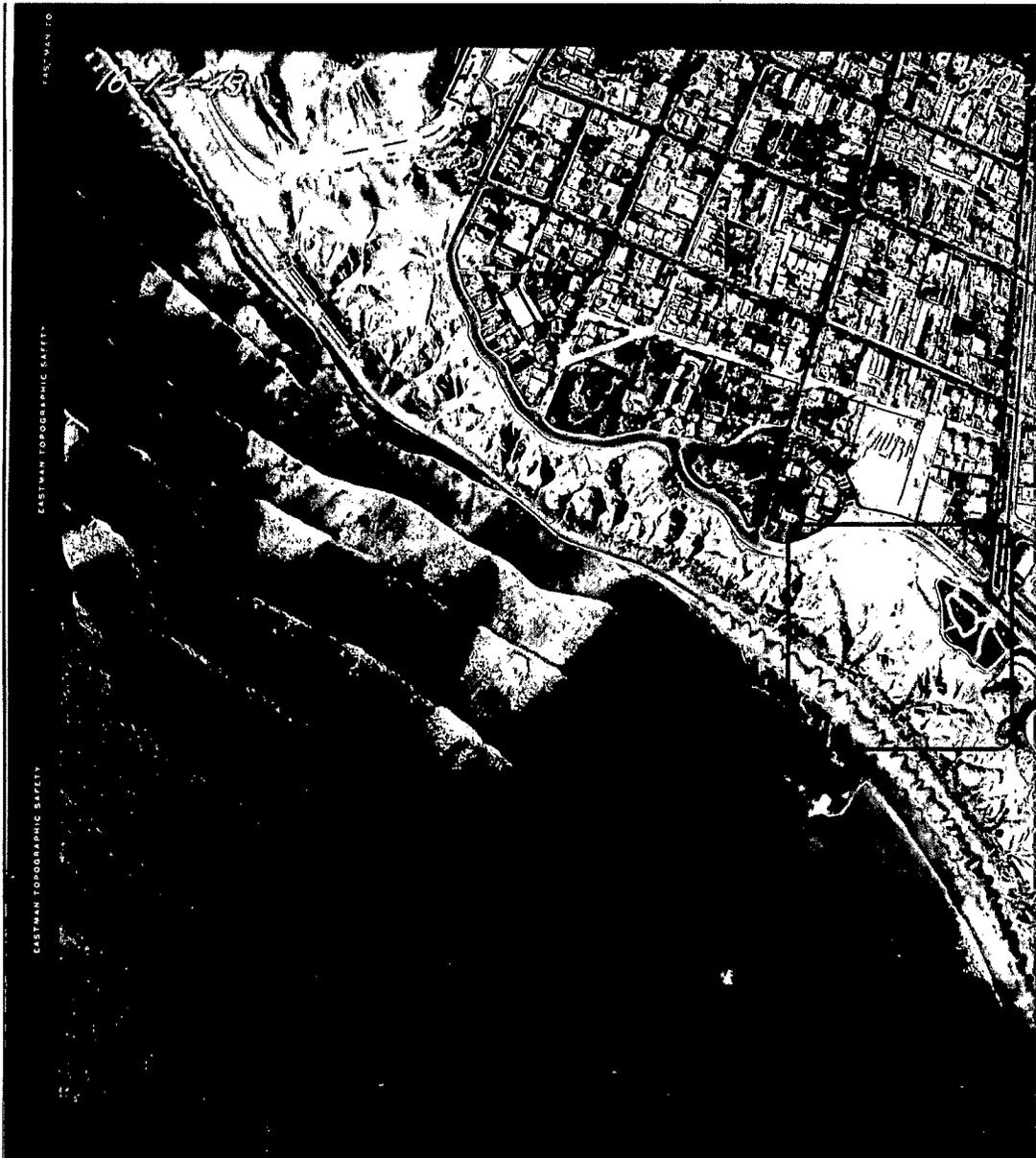
- LAMBE WILLIAM Y WHITMAN ROBERT, Soil Mechanics, John Wiley, New York, EE.UU. (1969)
- MACAZANA ENRIQUE RONALD, Análisis Dinámico de los acantilados de Lima, Tesis de postgrado, Facultad de Ingeniería Civil , Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. (2006)
- MARTÍNEZ VARGAS ALBERTO, Geotecnia para Ingenieros – Principios Básicos, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, Lima, Perú. (1990)
- MORGENSTERN NORBERT Y PRICE V., the Analysis of the Stability of General Slip Surfaces, Géotechnique, 15(1): 79–93, London, England. (1965)
- M&M, Estudio de suelos: Acondicionamiento de los barrancos bajo el parque Salazar- Miraflores, Estudio N° M432, Miraflores - Lima, Perú. (1993)
- M&M, Investigaciones geotécnicas: Quebrada rellena en el parque Salazar, Complejo turístico LARCOMAR - Miraflores, Estudio N° M817, Miraflores - Lima, Perú. (1996)
- M&M, Estudio de Mecánica de Suelos para fines de cimentación: Local Fashion Center, Complejo turístico LARCOMAR - Miraflores, Estudio N° M2410, Miraflores - Lima, Perú. (2006)
- M&M, Evaluación de la estabilidad del talud del acantilado de la Av. Costa Verde frente a las terrazas de la discoteca y las torres de enfriamiento del centro comercial LARCOMAR - Miraflores, Estudio N° M2643, Miraflores - Lima, Perú. (2007)
- M&M, Estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación Hotel – Complejo LARCOMAR - Miraflores, Estudio N° M2980A, Miraflores - Lima, Perú. (2008)
- NEWMARK, N.M., Effects of earthquakes on dams and embankments. Géotechnique 15, 139-159. (1965)
- ORDÓÑEZ HUAMÁN ABEL, Apuntes de Clases de Estabilidad de Taludes, Sección de Postgrado Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú. (2009)
- PACHECO ZAPATA ARTURO, Estabilización del talud de la Costa Verde en la zona del distrito de San Isidro. Facultad de Ciencias e Ingeniería, Pontificia Universidad Católica del Perú. (2006)
- PARK CHOON B., MILLER RICHARD Y JIANGHAI XIA, Multichannel Analysis of Surface Waves, Geophysics Vol. 64 N°3. EE.UU. (1999)

- PÉREZ MORE JAVIER, Análisis de Cortinas Acoradas, PUC Rio de Janeiro, Brasil. (2004)
- PUELLES BARTURÉN ANTONIO, Determinación de la Capacidad de Adherencia con fines de diseño optimizado en Anclajes en Suelo – Aplicación a Excavaciones Profundas en Lima Metropolitana, Tesis para optar el Grado de Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería Geotécnica, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería. (2011)
- RAYGADA ROJAS LUIS, Análisis de la estabilidad y deformaciones en el acantilado de la Costa Verde, Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. (2011)
- SARMA S.K., Stability analysis of embankment and slopes, *Geotechnique* 23(3) 423-433. (1973)
- SAUCEDO SULZER MARIANO, Uso de Soil Nailing para estabilización de obras de interés histórico, Pilotes Terratest Perú. (2013)
- SAYÃO ALBERTO, Estabilidade de Taludes em Solos e Rochas, Notas de Aula, Guayaquil, Ecuador. (2004)
- SKEMPTON A.W. y HUTCHINSON J., Stability of natural slopes and embankment foundations. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering Mexico. State-of-art. Vol. P, pp 291-340. (1969)
- SPENCER E., A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique* Vol. 17, Vol. 1, England.(1967)
- SUÁREZ DÍAZ JULIO, Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales, Editorial Ingeniería de Suelos Ltda., Bucaramanga, Colombia. (1998)
- TAYLOR D.W., *Fundamentals of Soil Mechanics*, J. Wiley, New York. (1948)
- TAYLOR D.W., Paper presented at the Annual Convention of the ASCE. January, New York. (1949)
- UCAR NAVARRO ROBERTO, Manual de Anclajes en Obras de Tierra, Facultad de Ingeniería, Mérida, Venezuela. (2002)
- US ARMY CORPS OF ENGINEERS, *Engineering and Design: Slope Stability*, USA. (2003)
- US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION – FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, *Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls*. Publication N° FHWA-SA-96-069R. (1998)

- WHITMAN ROBERT, Organizing and evaluating uncertainty in geotechnical engineering. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. (2000)
- WYLLIE D.C. y MAH C.W., Rock Slope Engineering, Taylor and Francis, New York p. 456. (2005)

ANEXOS

ANEXO I
Fotografías aéreas



Fotografía aérea – Fecha 16 de Diciembre de 1956 – Toma A – Sector Proyecto Larcomar



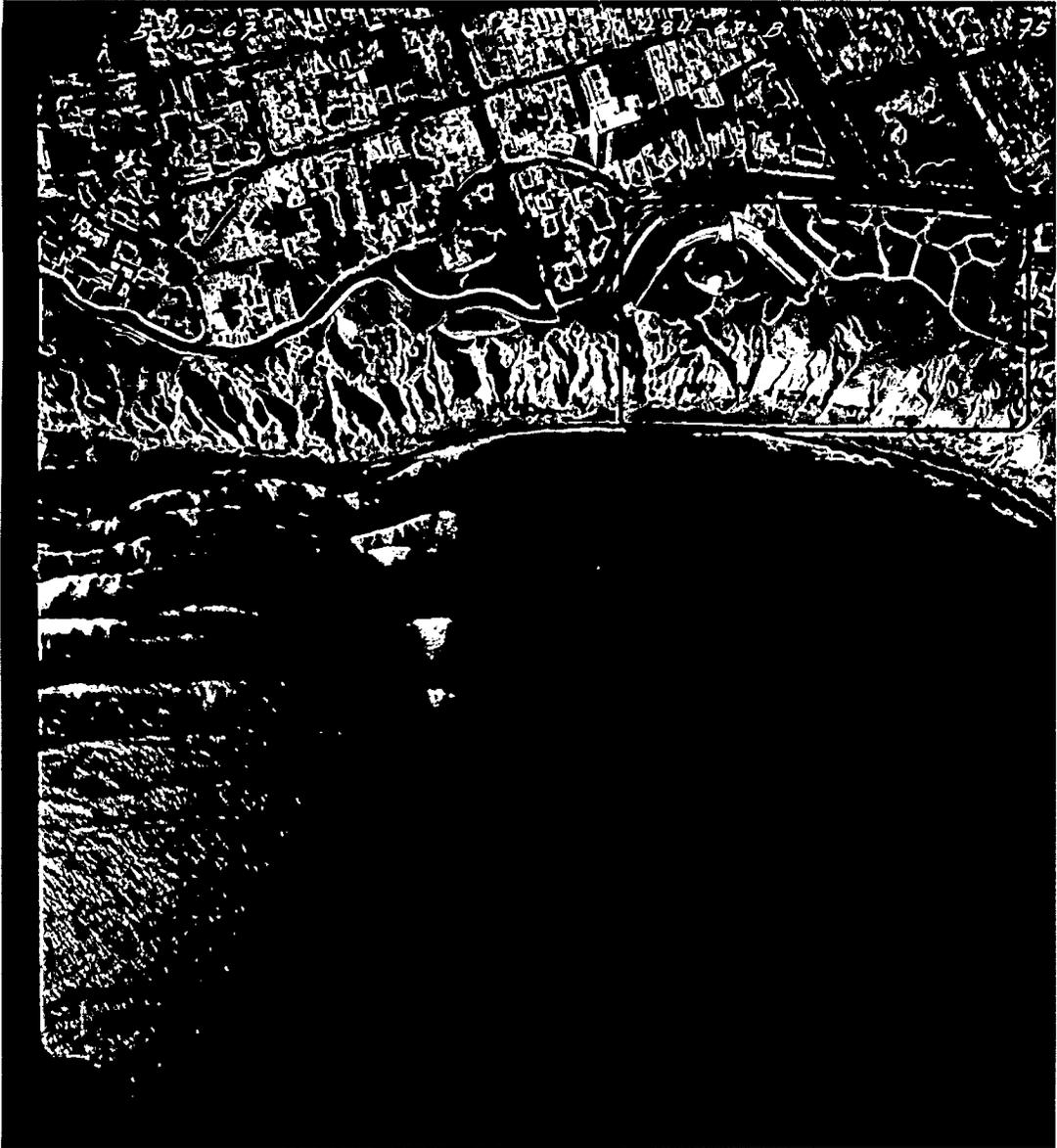
otografía aérea – Fecha: 16 de Diciembre de 1956 – Toma B – Sector: Proyecto L'arcomar



Fotografía aérea – Fecha 11 de Julio de 1956 – Toma A – Sector Proyecto Larcomar



Fotografía aérea – Fecha 11 de Julio de 1956 – Toma B – Sector Proyecto Larcomar



Fotografía aérea – Fecha 5 de Octubre de 1967 – Toma A – Sector Proyecto Larcomar

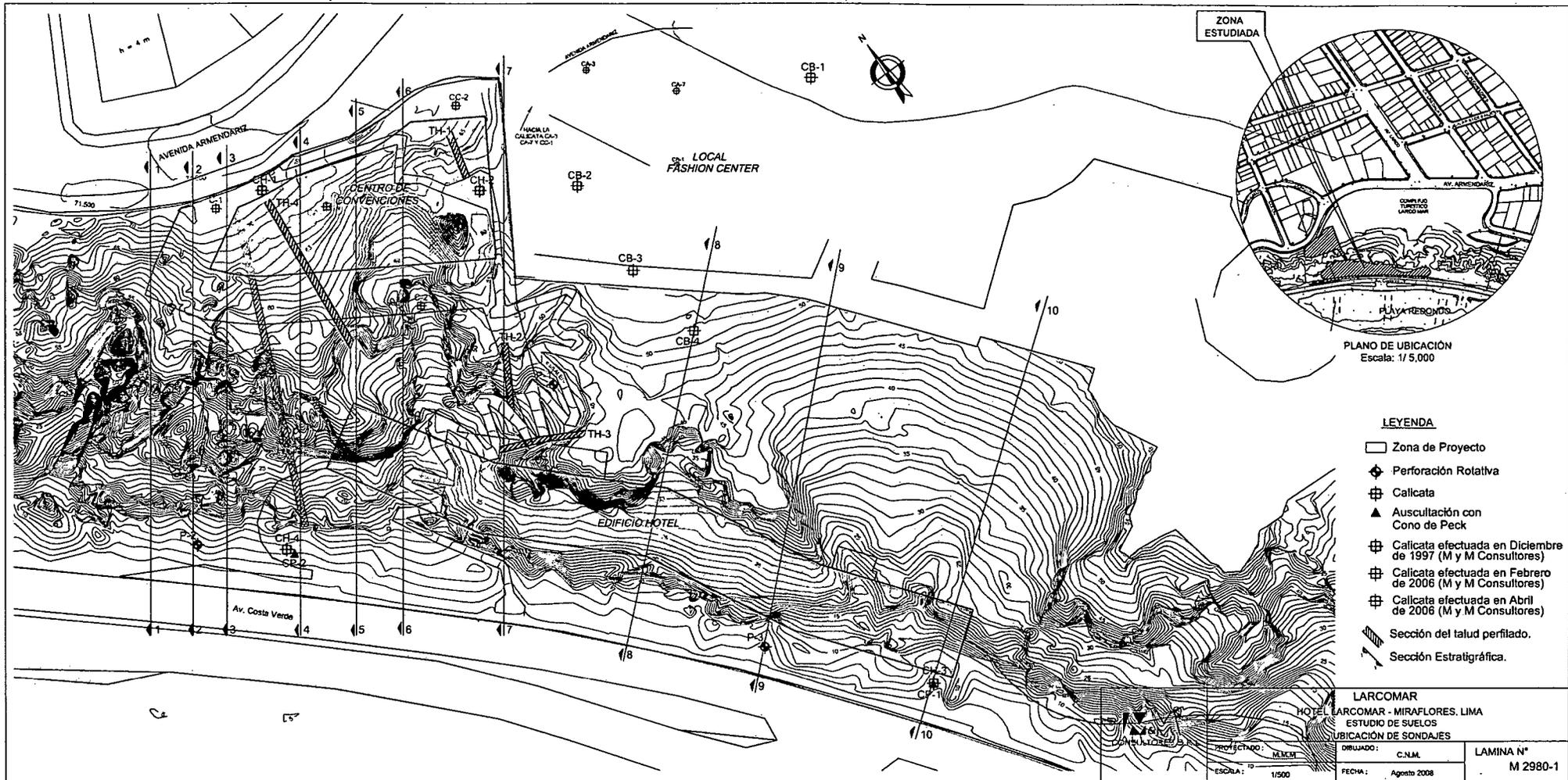


Fotografía aérea – Fecha 5 de Octubre de 1967 – Toma A – Sector Proyecto Larcomar

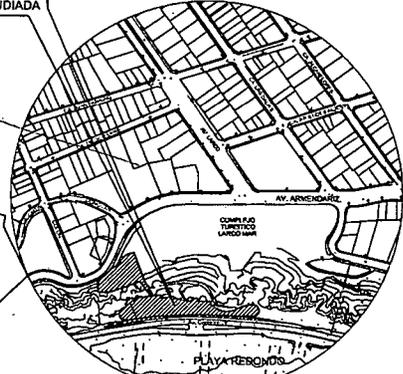


Fotografía aérea – Fecha 24 de Febrero de 1988 – Toma A – Sector Proyecto Larcomar

ANEXO II
Historial de Excavaciones y Perforaciones



ZONA ESTUDIADA



PLANO DE UBICACIÓN
Escala: 1/5,000

LEYENDA

- Zona de Proyecto
- ⊕ Perforación Rotativa
- ⊕ Calicata
- ▲ Auscultación con Cono de Peck
- ⊕ Calicata efectuada en Diciembre de 1997 (M y M Consultores)
- ⊕ Calicata efectuada en Febrero de 2006 (M y M Consultores)
- ⊕ Calicata efectuada en Abril de 2006 (M y M Consultores)
- ▬ Sección del talud perfilado.
- ▬ Sección Estratigráfica.

LARCOMAR
HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
ESTUDIO DE SUELOS
UBICACIÓN DE SONDAJES

PROYECTADO: M.M.M.
ESCALA: 1/1500

DIBUJADO: C.N.M.
FECHA: Agosto 2008

LAMINA N°
M 2980-1

Sondaje: P-1 Tipo: Perforación Rotativa Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
 Cota del Terreno: 41.00 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
 Cota del Agua Subterránea: --- Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno. Grava arenosa, arcillosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad media. Restos de desmonte y basura (pedazos de concreto y pepeles).
2.0			Relleno. Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo.
3.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
4.0			Arena fina, gravosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (SP)
5.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
6.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
7.0			
8.0			
9.0			
10.0			

Muestra Alterada
 Muestra Inalterada
 Muestra en Bloque
 Muestra de Agua

OBSERVACIONES:

Continúa en la Lámina N°M2980-2A

Sondaje: P-1 Tipo: Perforación Rotativa Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
 Cota del Terreno: 41.00 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
 Cota del Agua Subterránea: --- Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
12.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
13.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
14.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
15.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (GP)
16.0			
17.0			
18.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
19.0			
20.0			Arena fina, gravosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras sub redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. (SP)
21.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 7 pulg de tamaño máximo. (GP)
			Arena fina, mal graduada, densa, húmeda, marrón. (SP)

-  Muestra Alterada
-  Muestra Inalterada
-  Muestra en Bloque
-  Muestra de Agua

OBSERVACIONES:

PROYECTO
N°
M2980



PERFIL DE SUELOS

LAMINA N° M2980-2B

Sondaje: P-1 Tipo: Perforación Rotativa Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
 Cota del Terreno: 41.00 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
 Cota del Agua Subterránea: --- Fecha: Julio 2008

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
23.0			
24.0			
25.0			
26.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
27.0			
28.0			
29.0			
30.0			
31.0			
32.0			

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:

Calicata: C-2 Tipo: Calicata Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
 Cota del Terreno: 40.50 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
 Cota del Agua Subterránea: --- Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
1.0			Relleno. Arcilla limosa, arenosa, gravosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, seca, marrón; con piedras redondeadas de 6 pulg de tamaño máximo. Restos de desmonte (ladrillos, bloques de concreto).
2.0			Grava arenosa, mal graduada, suelta a medianamente densa, ligeramente húmeda, plomo; con piedras y bolones redondeados de 8 pulg de tamaño máximo. (GP)
3.0			
4.0			
5.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 11 pulg de tamaño máximo. (GP)
6.0			
7.0			
8.0			Grava mal graduada, suelta a medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón. (GP)
9.0			Grava arenosa, mal graduada, cementada, muy densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones sub redondeados de 12 pulg de tamaño máximo. (GP)
9.0			Grava arenosa, arcillosa, limosa, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras y bolones redondeados de 10 pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja. (GC-GM)
10.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. (GP)

- Muestra Alterada
- Muestra Inalterada
- Muestra en Bloque
- Muestra de Agua

OBSERVACIONES:

Calicata: C-2 Tipo: Calicata Proyecto: HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES, LIMA
 Cota del Terreno: 40.50 m Registrado: J.E.Z. Revisado: M.M.M.
 Cota del Agua Subterránea: --- Fecha: Abril 2006

Profund. (m)	Muestra	Símbolo	Descripción
12.0			Grava arenosa, mal graduada, medianamente densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 14 pulg de tamaño máximo. (GP)
13.0			
14.0			Grava arenosa, mal graduada, densa, ligeramente húmeda, marrón plumizo; con piedras, bolones y fragmentos de roca redondeados de 16 pulg de tamaño máximo. (GP)
15.0			
16.0			
17.0			
18.0			
19.0			
20.0			
21.0			

-  Muestra Alterada
-  Muestra Inalterada
-  Muestra en Bloque
-  Muestra de Agua

OBSERVACIONES:

ANEXO III
Registros de Calicatas

REGISTRO DE CALICATAS

RESULTADOS DE LABORATORIO GEOTÉCNICO

LABORATORIO GEOTÉCNICO

**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)**

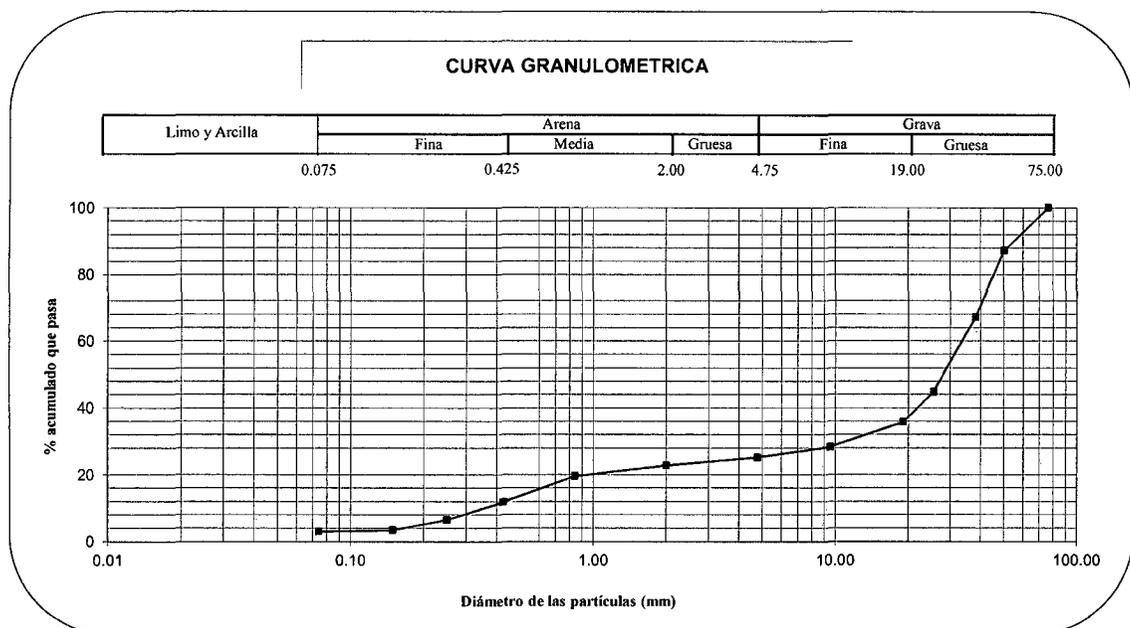
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-1	
Muestra		M-1	
Profundidad (m)		2.20-3.00	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200	100.00
	2"	50.300	87.19
	1 1/2"	38.100	67.09
	1"	25.400	44.80
	3/4"	19.050	35.72
	3/8"	9.525	28.40
	N° 004	4.760	25.23
	N° 010	2.000	22.80
	N° 020	0.840	19.49
	N° 040	0.426	11.86
	N° 060	0.250	6.50
	N° 100	0.149	3.41
N° 200	0.074	3.03	

Clasificación (S.U.C.S.)	GP
Descripción :	Grava pobremente gradada con arena
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	3.02
Límite Líquido (LL) (%)	NP
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	---
Índice Plástico (IP) (%)	---

D ₁₀ (mm)	0.35
D ₃₀ (mm)	11.08
D ₆₀ (mm)	33.49
Cu	94.60
Cc	10.36

% GRAVA	74.77	Gruesa	64.28
		Fina	10.49
% ARENA	22.20	Gruesa	2.43
		Media	10.94
		Fina	8.84
% FINOS	3.03		3.03



LABORATORIO GEOTÉCNICO

**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)**

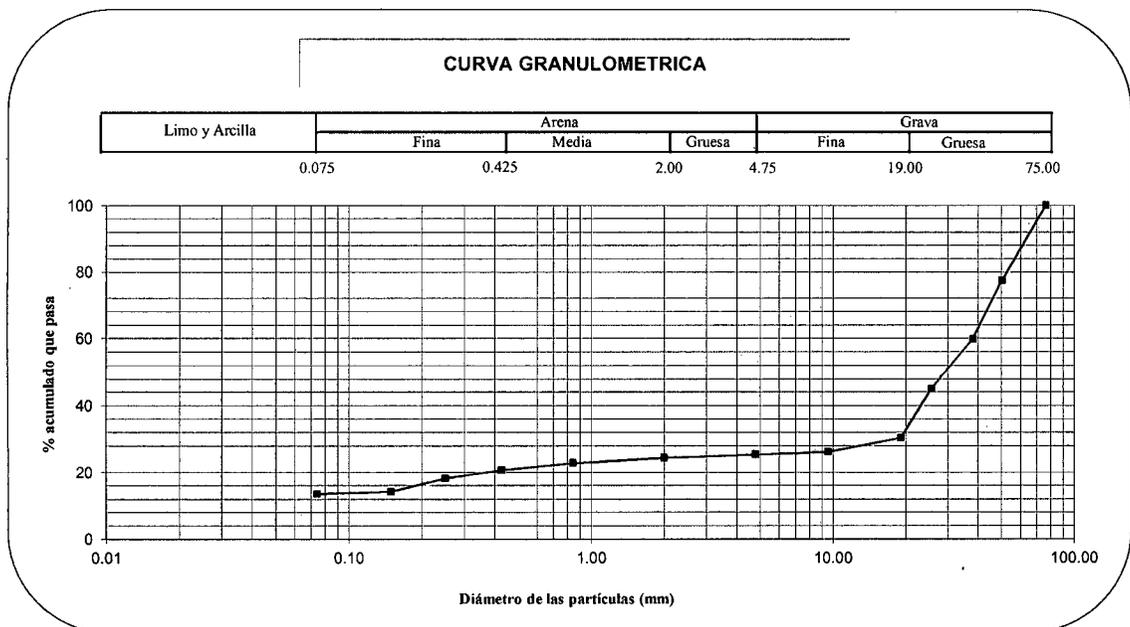
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecon de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-1	
Muestra		M-2	
Profundidad (m)		1.50-2.20	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200
		2"	50.300
		1 1/2"	38.100
		1"	25.400
		3/4"	19.050
		3/8"	9.525
		N° 004	4.760
		N° 010	2.000
		N° 020	0.840
		N° 040	0.426
		N° 060	0.250
		N° 100	0.149
N° 200	0.074		

Clasificación (S.U.C.S.)	GC-GM
Descripción :	Grava arcillosa limosa
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	5.05
Límite Líquido (LL) (%)	30.00
Límite Plástico (LP) (%)	23.95
Límite Contracción (LC) (%)	----
Índice Plástico (IP) (%)	----

D ₁₀ (mm)	0.00
D ₃₀ (mm)	17.96
D ₆₀ (mm)	38.18
Cu	0.00
Cc	0.00

% GRAVA	74.66	Gruesa	69.65
		Fina	5.01
% ARENA	11.79	Gruesa	0.91
		Media	3.73
		Fina	7.15
% FINOS	13.54		13.54



LABORATORIO GEOTÉCNICO

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)

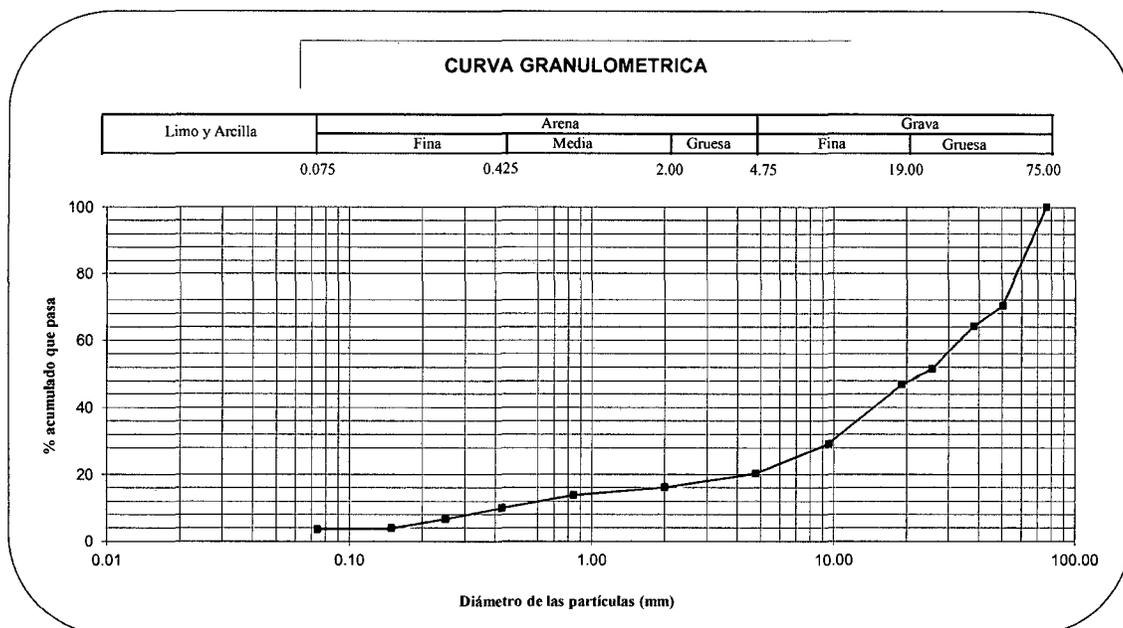
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecon de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-2	
Muestra		M-1	
Profundidad (m)		3.60-4.00	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200
		2"	50.300
		1 1/2"	38.100
		1"	25.400
		3/4"	19.050
		3/8"	9.525
		Nº 004	4.760
		Nº 010	2.000
		Nº 020	0.840
		Nº 040	0.426
		Nº 060	0.250
		Nº 100	0.149
Nº 200	0.074		

Clasificación (S.U.C.S.)	GP
Descripción :	Grava pobremente gradada con arena
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	5.20
Límite Líquido (LL) (%)	NP
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	---
Índice Plástico (IP) (%)	---

D ₁₀ (mm)	0.43
D ₃₀ (mm)	9.82
D ₆₀ (mm)	33.31
Cu	77.46
Cc	6.73

% GRAVA	79.70	Gruesa	53.19
		Fina	26.51
% ARENA	16.75	Gruesa	4.11
		Media	6.24
		Fina	6.40
% FINOS	3.55		3.55



LABORATORIO GEOTÉCNICO

**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)**

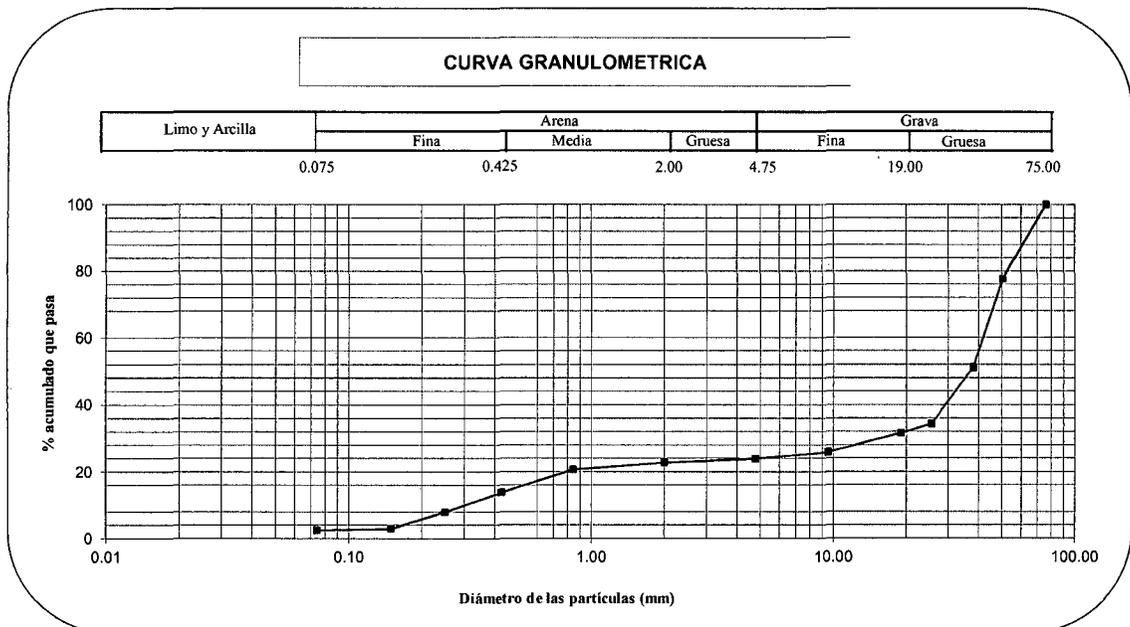
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecon de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-2	
Muestra		M-2	
Profundidad (m)		2.70-3.60	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	3" -	76.200	100.00
	2"	50.300	77.46
	1 1/2"	38.100	51.18
	1"	25.400	34.36
	3/4"	19.050	31.67
	3/8"	9.525	25.94
	N° 004	4.760	23.94
	N° 010	2.000	22.81
	N° 020	0.840	20.66
	N° 040	0.426	13.87
	N° 060	0.250	8.00
	N° 100	0.149	3.01
N° 200	0.074	2.54	

Clasificación (S.U.C.S.)	GP
Descripción :	Grava pobremente gradada con arena
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	2.76
Límite Líquido (LL) (%)	NP
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	----
Índice Plástico (IP) (%)	----

D ₁₀ (mm)	0.30
D ₃₀ (mm)	15.56
D ₆₀ (mm)	41.82
Cu	139.49
Cc	19.31

% GRAVA	76.06	Gruesa	68.33
		Fina	7.73
% ARENA	21.40	Gruesa	1.13
		Media	8.95
		Fina	11.33
% FINOS	2.54		2.54



LABORATORIO GEOTÉCNICO

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)

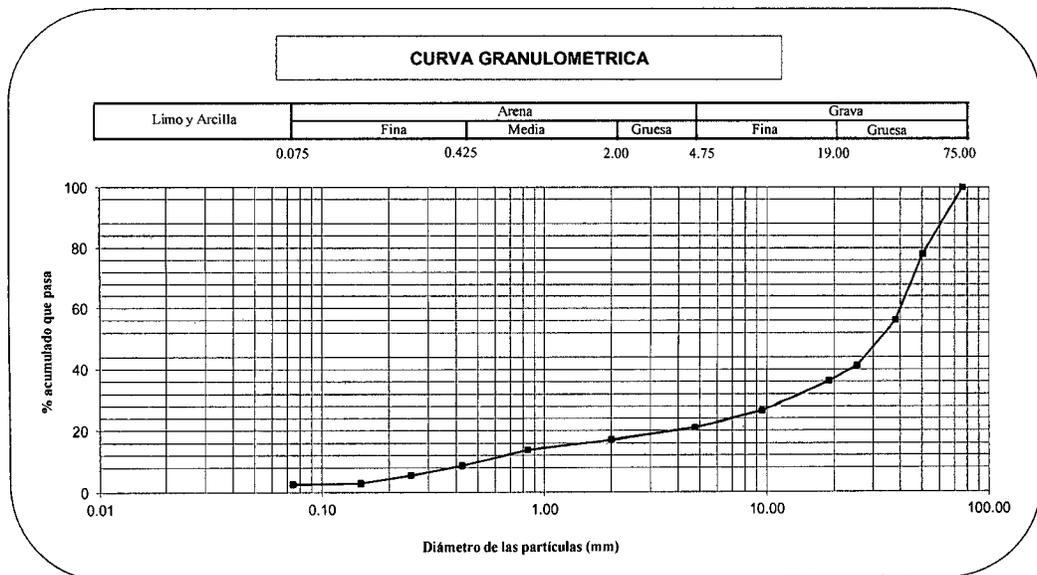
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-2	
Muestra		M-3	
Profundidad (m)		1.70-2.70	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	3"	76.200	100.00
	2"	50.300	77.96
	1 1/2"	38.100	56.30
	1"	25.400	41.37
	3/4"	19.050	36.25
	3/8"	9.525	26.61
	N° 004	4.760	21.04
	N° 010	2.000	17.17
	N° 020	0.840	13.79
	N° 040	0.426	8.70
	N° 060	0.250	5.51
	N° 100	0.149	2.88
N° 200	0.074	2.58	

Clasificación (S.U.C.S.)	GP
Descripción :	Grava pobremente gradada con arena
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	3.16
Límite Líquido (LL) (%)	NP
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	----
Índice Plástico (IP) (%)	----

D ₁₀ (mm)	0.51
D ₃₀ (mm)	12.15
D ₆₀ (mm)	39.95
Cu	78.88
Cc	7.30

% GRAVA	78.96	Gruesa	63.75
		Fina	15.21
% ARENA	18.46	Gruesa	3.87
		Media	8.47
		Fina	6.13
% FINOS	2.58		2.58



LABORATORIO GEOTÉCNICO

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)

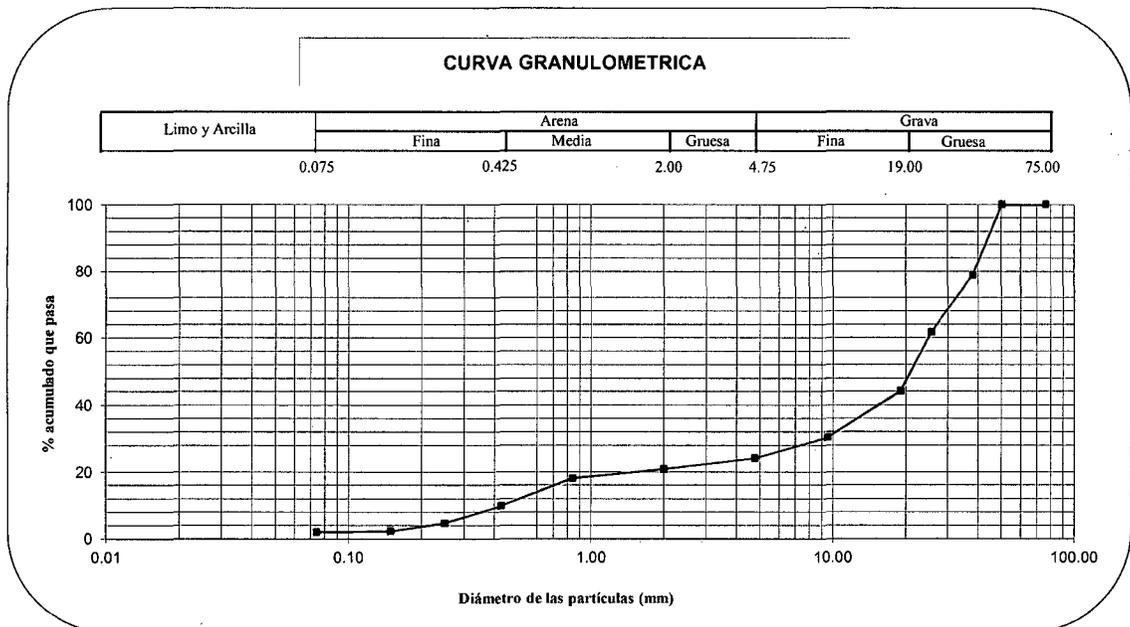
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-2	
Muestra		M-4	
Profundidad (m)		1.00-1.70	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200
		2"	50.300
		1 1/2"	38.100
		1"	25.400
		3/4"	19.050
		3/8"	9.525
		N° 004	4.760
		N° 010	2.000
		N° 020	0.840
		N° 040	0.426
		N° 060	0.250
		N° 100	0.149
	N° 200	0.074	

Clasificación (S.U.C.S.)	GP
Descripción :	Grava pobremente gradada con arena
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	2.38
Límite Líquido (LL) (%)	NP
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	---
Índice Plástico (IP) (%)	---

D ₁₀ (mm)	0.43
D ₃₀ (mm)	9.16
D ₆₀ (mm)	24.72
Cu	57.19
Cc	7.86

% GRAVA	75.92	Gruesa	55.80
		Fina	20.11
% ARENA	22.05	Gruesa	3.22
		Media	11.04
		Fina	7.79
% FINOS	2.03		2.03



LABORATORIO GEOTÉCNICO

**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)**

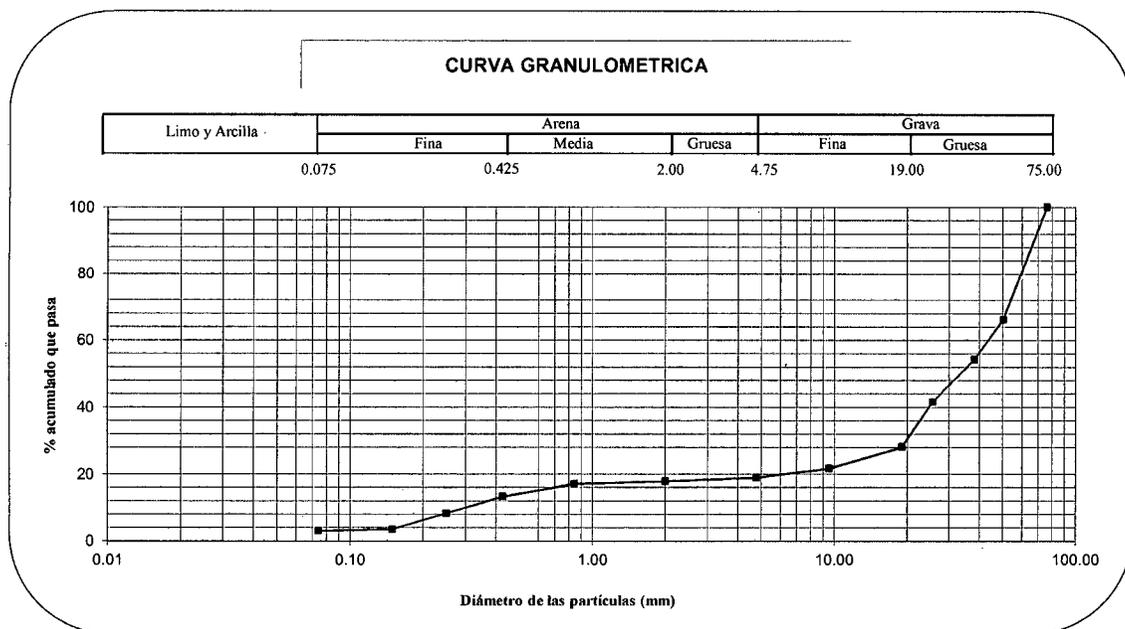
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-3	
Muestra		M-1	
Profundidad (m)		3.60-4.00	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200	100.00
	2"	50.300	66.22
	1 1/2"	38.100	54.29
	1"	25.400	41.45
	3/4"	19.050	28.14
	3/8"	9.525	21.71
	N° 004	4.760	18.96
	N° 010	2.000	17.85
	N° 020	0.840	17.10
	N° 040	0.426	13.25
	N° 060	0.250	8.27
	N° 100	0.149	3.49
N° 200	0.074	3.01	

Clasificación (S.U.C.S.)	GP
Descripción :	Grava pobremente gradada con arena
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	3.20
Límite Líquido (LL) (%)	NP
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	---
Índice Plástico (IP) (%)	---

D ₁₀ (mm)	0.30
D ₃₀ (mm)	19.83
D ₆₀ (mm)	43.52
Cu	144.69
Cc	30.05

% GRAVA	81.04	Gruesa	71.86
		Fina	9.18
% ARENA	15.95	Gruesa	1.11
		Media	4.60
		Fina	10.24
% FINOS	3.01		3.01



LABORATORIO GEOTÉCNICO

**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)**

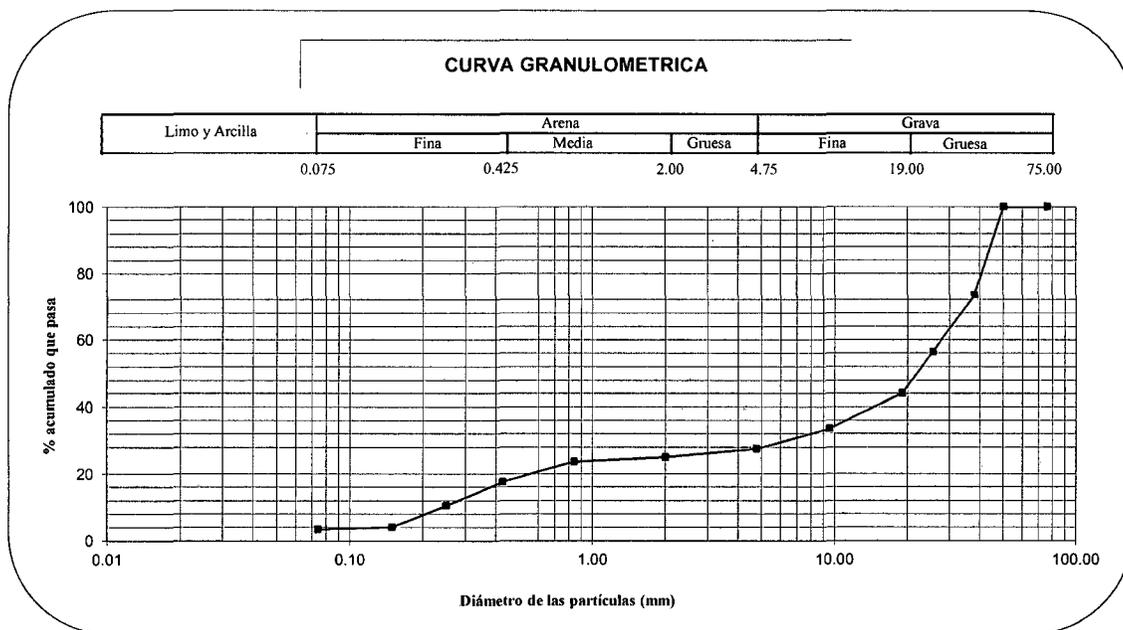
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-3	
Muestra		M-2	
Profundidad (m)		1.80-3.60	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200
		2"	50.300
		1 1/2"	38.100
		1"	25.400
		3/4"	19.050
		3/8"	9.525
		N° 004	4.760
		N° 010	2.000
		N° 020	0.840
		N° 040	0.426
		N° 060	0.250
		N° 100	0.149
N° 200	0.074		

Clasificación (S.U.C.S.)	GP
Descripción :	Grava pobremente gradada con arena
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	2.96
Límite Líquido (LL) (%)	NP
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	---
Índice Plástico (IP) (%)	---

D ₁₀ (mm)	0.24
D ₃₀ (mm)	6.32
D ₆₀ (mm)	27.66
Cu	115.11
Cc	6.02

% GRAVA	72.42	Gruesa	55.85
		Fina	16.58
% ARENA	24.10	Gruesa	2.53
		Media	7.46
		Fina	14.11
% FINOS	3.48		3.48



LABORATORIO GEOTÉCNICO

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)

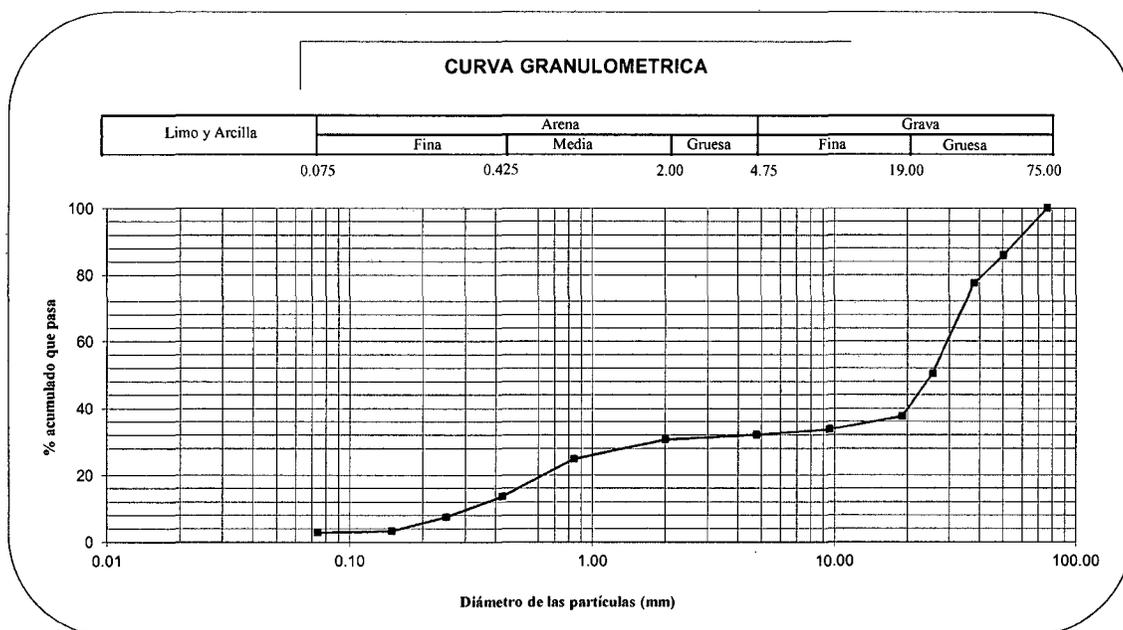
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-4	
Muestra		M-1	
Profundidad (m)		3.20-4.00	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200	100.00
	2"	50.300	85.86
	1 1/2"	38.100	77.45
	1"	25.400	50.49
	3/4"	19.050	37.54
	3/8"	9.525	33.73
	N° 004	4.760	32.09
	N° 010	2.000	30.73
	N° 020	0.840	24.87
	N° 040	0.426	13.64
	N° 060	0.250	7.46
	N° 100	0.149	3.23
N° 200	0.074	2.80	

Clasificación (S.U.C.S.)	GP
Descripción :	Grava pobremente gradada con arena
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	2.51
Límite Líquido (LL) (%)	NP
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	----
Índice Plástico (IP) (%)	----

D ₁₀ (mm)	0.31
D ₃₀ (mm)	1.80
D ₆₀ (mm)	29.30
Cu	94.17
Cc	0.35

% GRAVA	67.91	Gruesa	62.46
		Fina	5.45
% ARENA	29.29	Gruesa	1.36
		Media	17.09
		Fina	10.84
% FINOS	2.80		2.80



LABORATORIO GEOTÉCNICO

**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)**

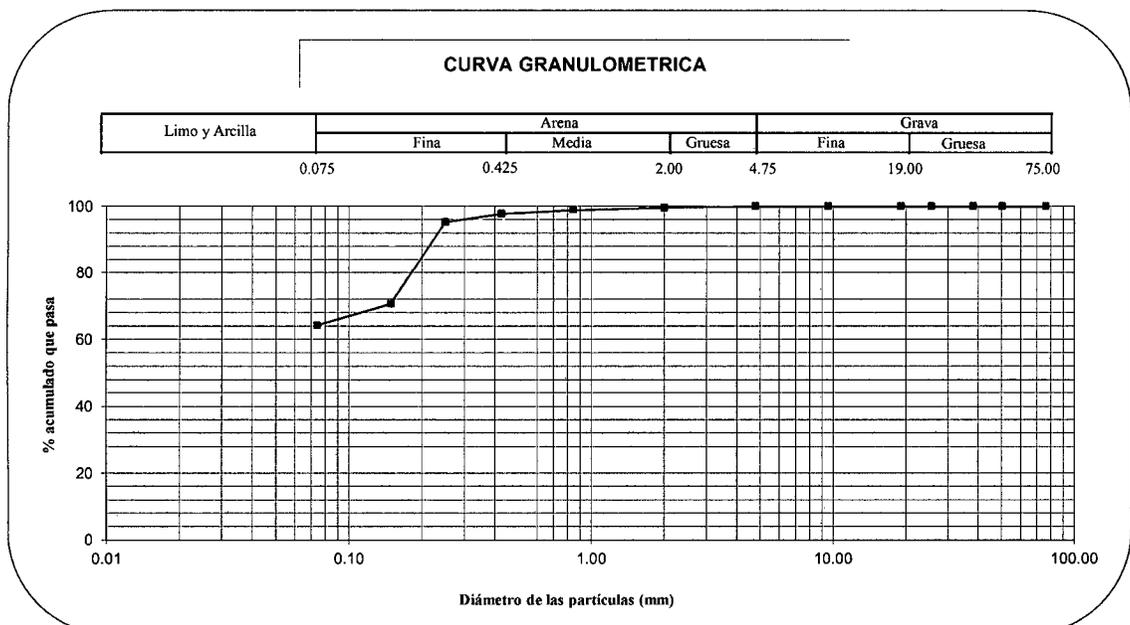
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-4	
Muestra		M-2	
Profundidad (m)		2.40-3.20	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200	100.00
	2"	50.300	100.00
	1 1/2"	38.100	100.00
	1"	25.400	100.00
	3/4"	19.050	100.00
	3/8"	9.525	100.00
	N° 004	4.760	100.00
	N° 010	2.000	99.60
	N° 020	0.840	98.92
	N° 040	0.426	97.73
	N° 060	0.250	95.26
	N° 100	0.149	70.59
N° 200	0.074	64.18	

Clasificación (S.U.C.S.)		ML
Descripción :		Limo arenoso
Clasificación (AASHTO)		A-4
Descripción (AASHTO)		Regular-Malo
Contenido de Humedad	(%)	15.22
Límite Líquido (LL)	(%)	27.38
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Límite Contracción (LC)	(%)	----
Indice Plástico (IP)	(%)	----

D ₁₀ (mm)	0.00
D ₃₀ (mm)	0.00
D ₆₀ (mm)	0.00
Cu	0.00
Cc	0.00

% GRAVA	0.00	Gruesa	0.00
		Fina	0.00
% ARENA	35.82	Gruesa	0.40
		Media	1.86
		Fina	33.56
% FINOS	64.18		64.18



LABORATORIO GEOTÉCNICO

**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)**

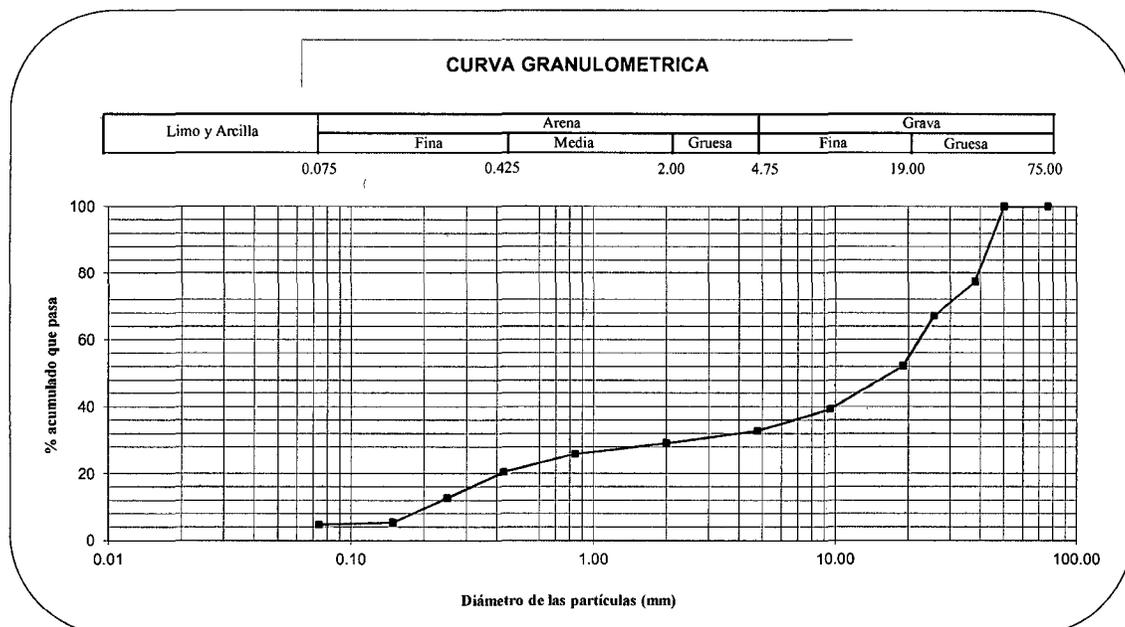
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-4	
Muestra		M-3	
Profundidad (m)		1.10-2.40	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	3"	76.200	100.00
	2"	50.300	100.00
	1 1/2"	38.100	77.35
	1"	25.400	67.05
	3/4"	19.050	52.16
	3/8"	9.525	39.30
	N° 004	4.760	32.76
	N° 010	2.000	29.09
	N° 020	0.840	25.87
	N° 040	0.426	20.40
	N° 060	0.250	12.65
	N° 100	0.149	5.34
N° 200	0.074	4.69	

Clasificación (S.U.C.S.)		GW
Descripción :		Grava bien gradada con arena
Clasificación (AASHTO)		A-1-a
Descripción (AASHTO)		Bueno
Contenido de Humedad	(%)	2.81
Límite Líquido (LL)	(%)	NP
Límite Plástico (LP)	(%)	NP
Límite Contracción (LC)	(%)	----
Indice Plástico (IP)	(%)	----

D ₁₀ (mm)	0.21
D ₃₀ (mm)	2.48
D ₆₀ (mm)	22.17
Cu	106.97
Cc	1.34

% GRAVA	67.24	Gruesa	47.84
		Fina	19.40
% ARENA	28.07	Gruesa	3.67
		Fina	15.71
% FINOS	4.69		4.69



LABORATORIO GEOTÉCNICO

**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)**

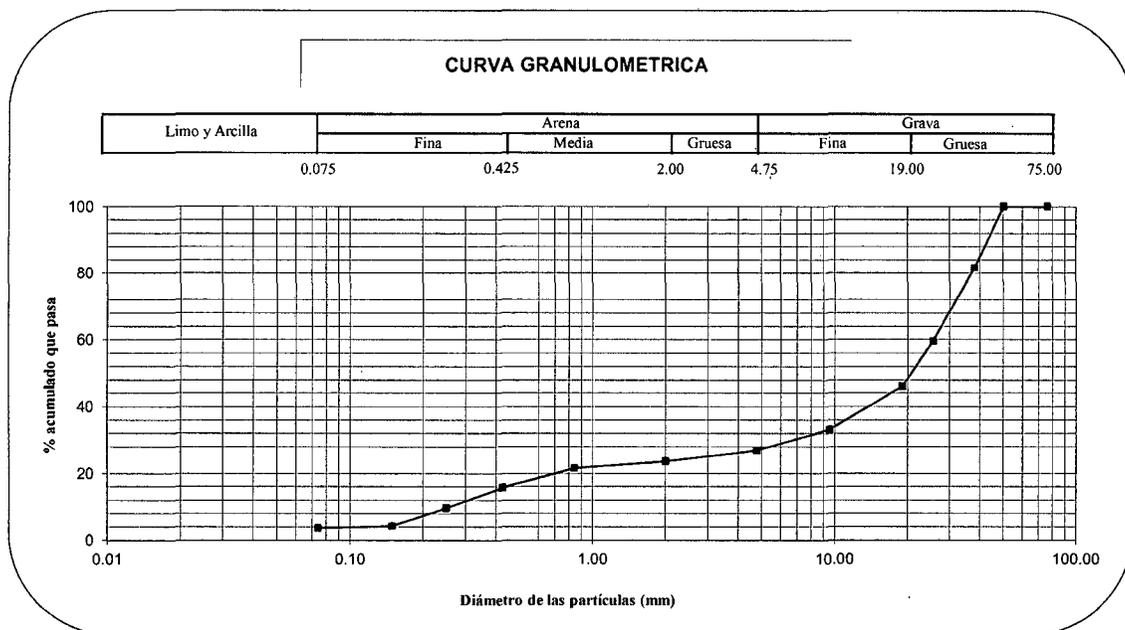
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-4	
Muestra		M-4	
Profundidad (m)		0.00-1.10	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200
		2"	50.300
		1 1/2"	38.100
		1"	25.400
		3/4"	19.050
		3/8"	9.525
		N° 004	4.760
		N° 010	2.000
		N° 020	0.840
		N° 040	0.426
		N° 060	0.250
		N° 100	0.149
	N° 200	0.074	

Clasificación (S.U.C.S.)	GP
Descripción :	Grava pobremente gradada con arena
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	1.10
Límite Líquido (LL) (%)	NP
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	----
Indice Plástico (IP) (%)	----

D ₁₀ (mm)	0.26
D ₃₀ (mm)	6.71
D ₆₀ (mm)	25.60
Cu	99.18
Cc	6.81

% GRAVA	73.05	Gruesa	53.94
		Fina	19.11
% ARENA	23.31	Gruesa	3.28
		Fina	7.98
% FINOS	3.64		3.64



LABORATORIO GEOTÉCNICO

**ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)**

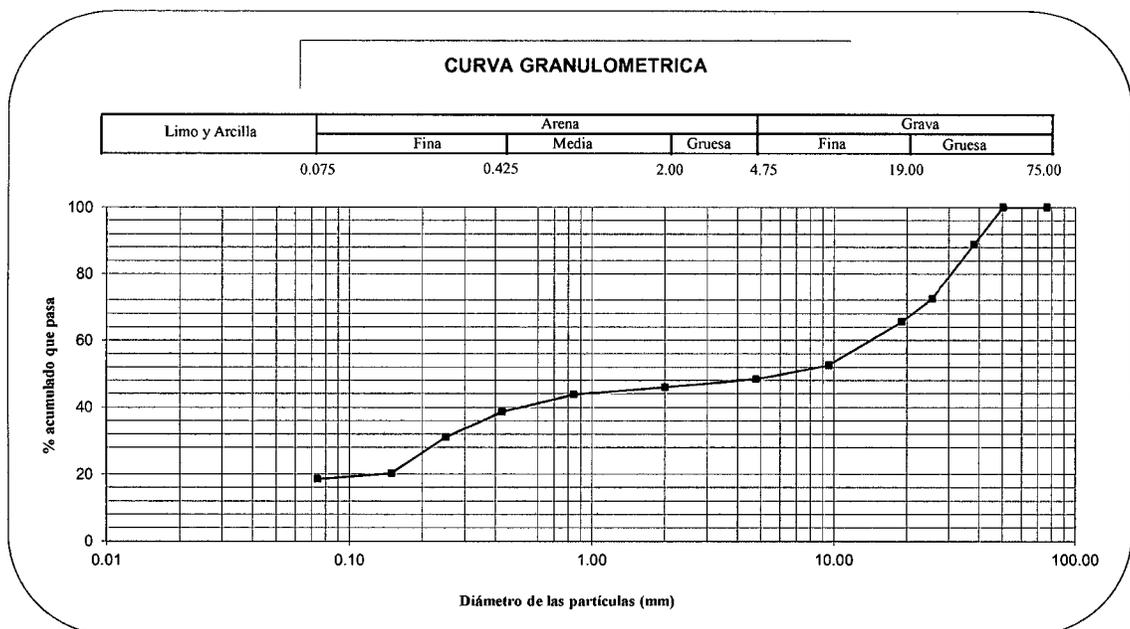
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-8	
Muestra		M-1	
Profundidad (m)		1.00-2.20	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	3"	76.200	100.00
	2"	50.300	100.00
	1 1/2"	38.100	88.83
	1"	25.400	72.39
	3/4"	19.050	65.56
	3/8"	9.525	52.66
	N° 004	4.760	48.50
	N° 010	2.000	46.06
	N° 020	0.840	43.85
	N° 040	0.426	38.67
	N° 060	0.250	31.06
N° 100	0.149	20.27	
N° 200	0.074	18.49	

Clasificación (S.U.C.S.)	GM
Descripción :	Grava limosa con arena
Clasificación (AASHTO)	A-1-b
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	6.56
Límite Líquido (LL) (%)	17.88
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	---
Índice Plástico (IP) (%)	---

D ₁₀ (mm)	0.00
D ₃₀ (mm)	0.24
D ₆₀ (mm)	14.13
Cu	0.00
Cc	0.00

% GRAVA	51.50	Gruesa	34.44
		Fina	17.06
% ARENA	30.01	Gruesa	2.44
		Media	7.39
		Fina	20.18
% FINOS	18.49		18.49



LABORATORIO GEOTÉCNICO

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION (ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)

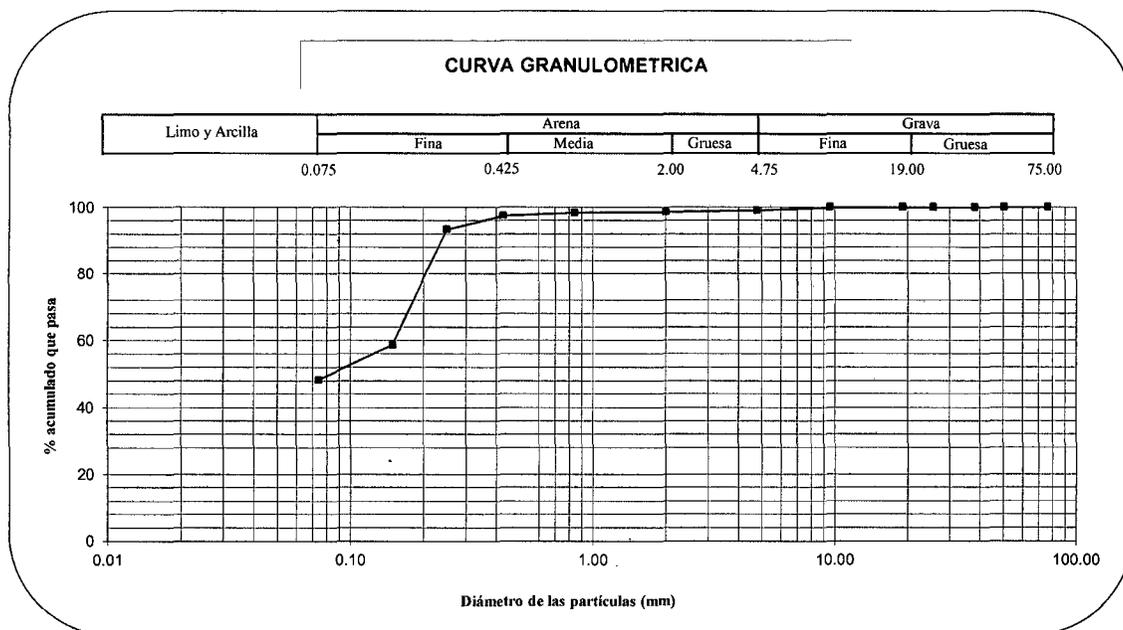
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-8	
Muestra		M-2	
Profundidad (m)		0.60-1.00	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200
		2"	50.300
		1 1/2"	38.100
		1"	25.400
		3/4"	19.050
		3/8"	9.525
		Nº 004	4.760
		Nº 010	2.000
		Nº 020	0.840
		Nº 040	0.426
		Nº 060	0.250
Nº 100	0.149		
Nº 200	0.074		

Clasificación (S.U.C.S.)	SM
Descripción :	Arena limosa
Clasificación (AASHTO)	A-4
Descripción (AASHTO)	Regular-Malo
Contenido de Humedad (%)	19.98
Límite Líquido (LL) (%)	20.96
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	---
Índice Plástico (IP) (%)	---

D ₁₀ (mm)	0.00
D ₃₀ (mm)	0.00
D ₆₀ (mm)	0.15
Cu	0.00
Cc	0.00

% GRAVA	0.98	Gruesa	0.00
		Fina	0.98
% ARENA	50.71	Gruesa	0.39
		Media	1.17
		Fina	49.15
% FINOS	48.31		48.31



LABORATORIO GEOTÉCNICO

ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION
(ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D3282 - D2487)

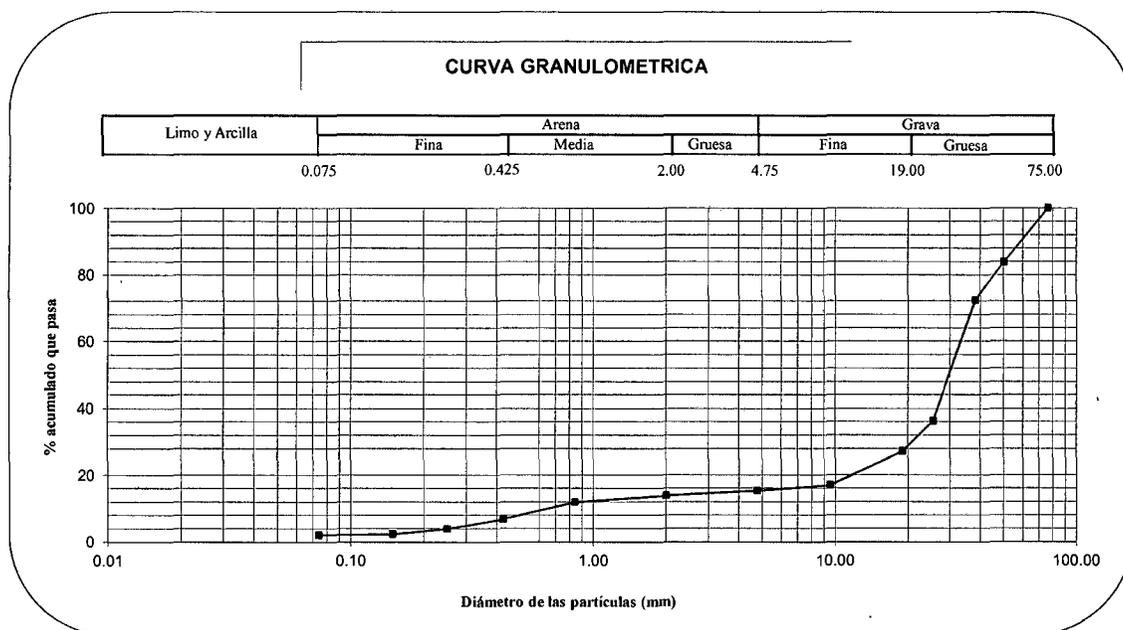
INFORME : LG12 - 006
SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO - INGENIEROS
PROYECTO : ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACION DE Y ESTABILIZACION DE TALUDES PROYECTO HOTEL LARCOMAR
UBICACION : Av. Malecón de la Reserva N° 610.
FECHA : abr-2012

Sondaje		Calicata C-9	
Muestra		M-1	
Profundidad (m)		2.30-2.90	
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	3"	76.200
		2"	50.300
		1 1/2"	38.100
		1"	25.400
		3/4"	19.050
		3/8"	9.525
		N° 004	4.760
		N° 010	2.000
		N° 020	0.840
		N° 040	0.426
		N° 060	0.250
		N° 100	0.149
N° 200	0.074		

Clasificación (S.U.C.S.)	GP
Descripción :	Grava pobremente gradada con arena
Clasificación (AASHTO)	A-1-a
Descripción (AASHTO)	Bueno
Contenido de Humedad (%)	2.60
Límite Líquido (LL) (%)	NP
Límite Plástico (LP) (%)	NP
Límite Contracción (LC) (%)	----
Índice Plástico (IP) (%)	----

D ₁₀ (mm)	0.65
D ₃₀ (mm)	20.86
D ₆₀ (mm)	33.20
Cu	51.08
Cc	20.15

% GRAVA	84.64	Gruesa	72.85
		Fina	11.79
% ARENA	13.24	Gruesa	1.46
		Media	7.06
		Fina	4.72
% FINOS	2.13		2.13



RESULTADOS DEL ANÁLISIS QUÍMICO



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS DRH
LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO



Av. La Molina s/n. Telefax: 6147800 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe

Nº 017741

ANALISIS DE SUELO SALES

SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS E.I.R.L.
PROYECTO : Hotel Larcomar
UBICACIÓN : Malecón de la Reserva N° 610 - Miraflores
FECHA : La Molina, 04 de Mayo del 2012

N° Lab.	N° Campo	S.S.T. (ppm)	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ ⁻² (ppm)	pH
17741	C - 01 Prof. 1.50 - 2.20 mt.	251.70	26.87	20.46	8.16

Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.162 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA,
SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO

ING. ANTONIO ENCISO GUTIERREZ
JEFE DE LABORATORIO





UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS DRH
LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO



Av. La Molina s/n. Telefax: 6147800 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe

Nº 017746

ANALISIS DE SUELO SALES

SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS E.I.R.L.
PROYECTO : Hotel Larcomar
UBICACIÓN : Malecón de la Reserva N° 610 - Miraflores
FECHA : La Molina, 04 de Mayo del 2012

N° Lab.	N° Campo	S.S.T. (ppm)	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ ⁻² (ppm)	pH
17746	C - 02 Prof. 3.00 - 4.00 mt.	444.60	33.07	44.16	9.06

Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

**LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA,
 SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO**


 ING. ANTONIO ENCISO GUTIERREZ
 JEFE DE LABORATORIO





UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS DRH
LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO



Av. La Molina s/n. Telefax: 6147800 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe

Nº 017745

ANALISIS DE SUELO SALES

SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS E.I.R.L.
PROYECTO : Hotel Larcomar
UBICACIÓN : Malecón de la Reserva N° 610 - Miraflores
FECHA : La Molina, 04 de Mayo del 2012

N° Lab.	N° Campo	S.S.T. (ppm)	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ ⁻ (ppm)	pH
17745	C - 03 Prof. 3.60 - 4.00 mt.	410.40	39.27	102.22	8.15

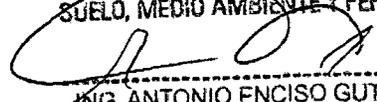
Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA,
SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO

ING. ANTONIO ENCISO GUTIERREZ
JEFE DE LABORATORIO





UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS DRH
LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO



Av. La Molina s/n. Telefax: 6147800 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe

Nº 017743

ANALISIS DE SUELO SALES

SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS E.I.R.L.
PROYECTO : Hotel Larcomar
UBICACIÓN : Malecón de la Reserva N° 610 - Miraflores
FECHA : La Molina, 04 de Mayo del 2012

N° Lab.	N° Campo	S.S.T. (ppm)	Cl (ppm)	SO ₄ ⁻ (ppm)	pH
17743	C - 04 Prof. 3.20 - 4.00 mt.	174.30	24.80	4.09	8.46

Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA,
SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO


ING. ANTONIO ENCISO GUTIERREZ
JEFE DE LABORATORIO





UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS DRH
LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO



Av. La Molina s/n. Telefax: 6147800 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe

Nº 017742

ANALISIS DE SUELO SALES

SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS E.I.R.L.
PROYECTO : Hotel Larcomar
UBICACIÓN : Malecón de la Reserva N° 610 - Miraflores
FECHA : La Molina, 04 de Mayo del 2012

N° Lab.	N° Campo	S.S.T. (ppm)	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ ⁻ (ppm)	pH
17742	C - 08 Prof. 1.00 - 2.20 mt.	3,216.00	55.81	967.48	8.12

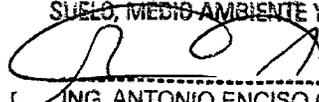
Métodos

Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA,
 SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO

 ING. ANTONIO ENCISO GUTIERREZ
 JEFE DE LABORATORIO





UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
DEPARTAMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS DRH
LABORATORIO DE AGUA, SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO



Av. La Molina s/n. Telefax: 6147800 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe

Nº 017744

ANALISIS DE SUELO SALES

SOLICITANTE : JORGE E. ALVA HURTADO INGENIEROS E.I.R.L.
PROYECTO : Hotel Larcomar
UBICACIÓN : Malecón de la Reserva N° 610 - Miraflores
FECHA : La Molina, 04 de Mayo del 2012

N° Lab.	N° Campo	S.S.T. (ppm)	Cl (ppm)	SO ₄ (ppm)	pH
17744	C - 09 Prof. 2.30 - 2.90 mt.	2,886.00	150.89	407.92	8.29

Métodos

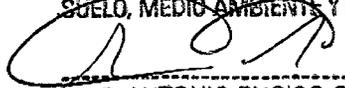
Sales Solubles Totales: Determ. de Sales Solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.152 - 2002

Cloruro Soluble: Determ. de cloruros solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.117 - 2002

Sulfato Soluble: Determ. de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea - NTP339.178 - 2002

pH: Método Potenciométrico

LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA,
SUELO, MEDIO AMBIENTE Y FERTIRRIEGO


ING. ANTONIO ENCISO GUTIERREZ
JEFE DE LABORATORIO



ANEXO IV
Ensayos Geofísicos de Refracción Sísmica

**REGISTRO DE ONDAS SISMICAS
REFRACCION SISMICA**

ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

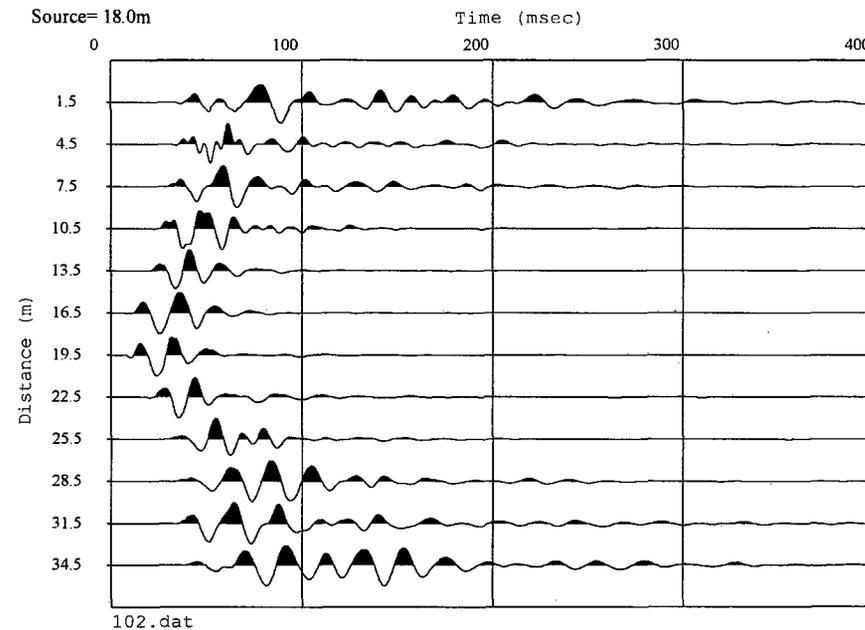
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-01

Registro: 102

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

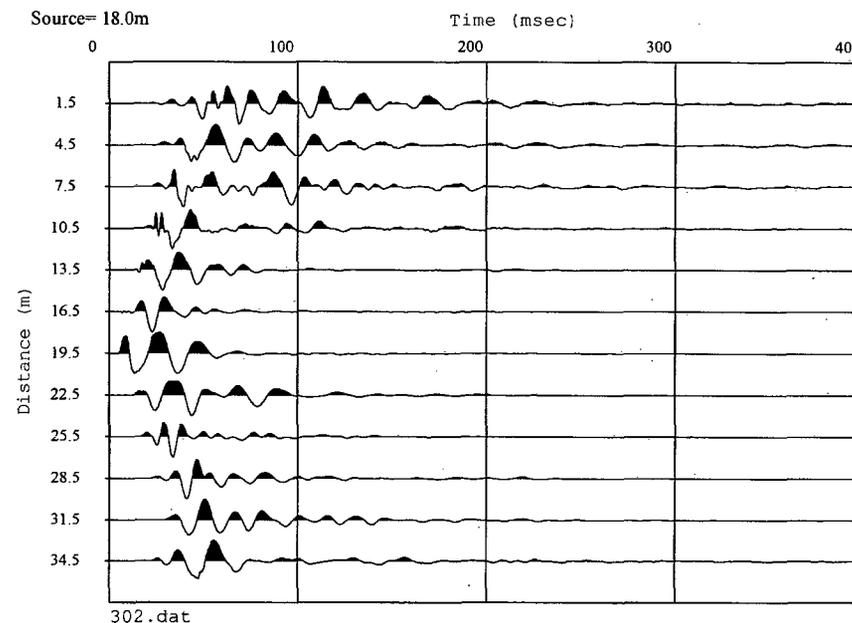
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-02

Registro: 302

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

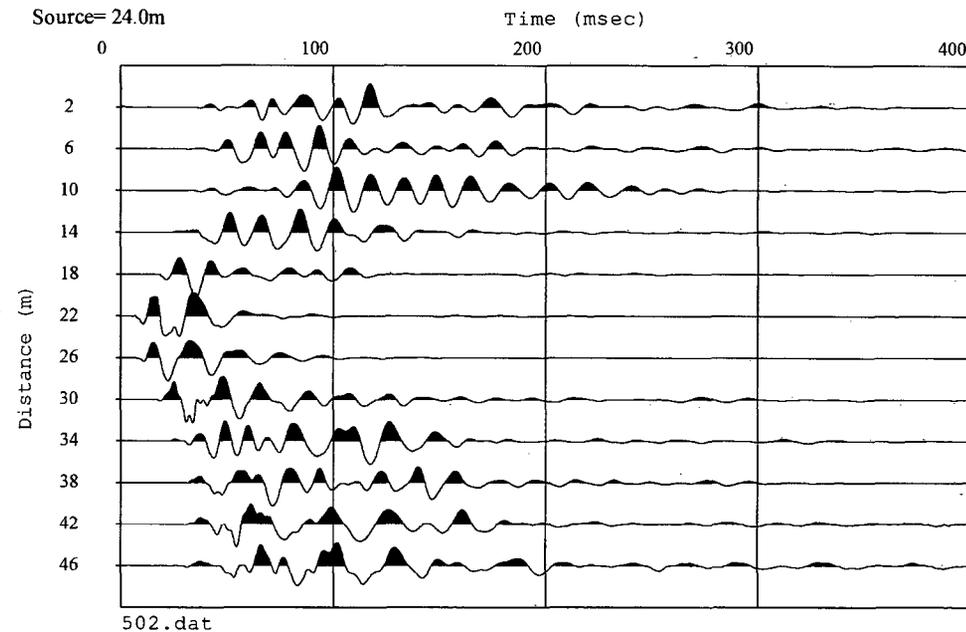
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-03

Registro: 502

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

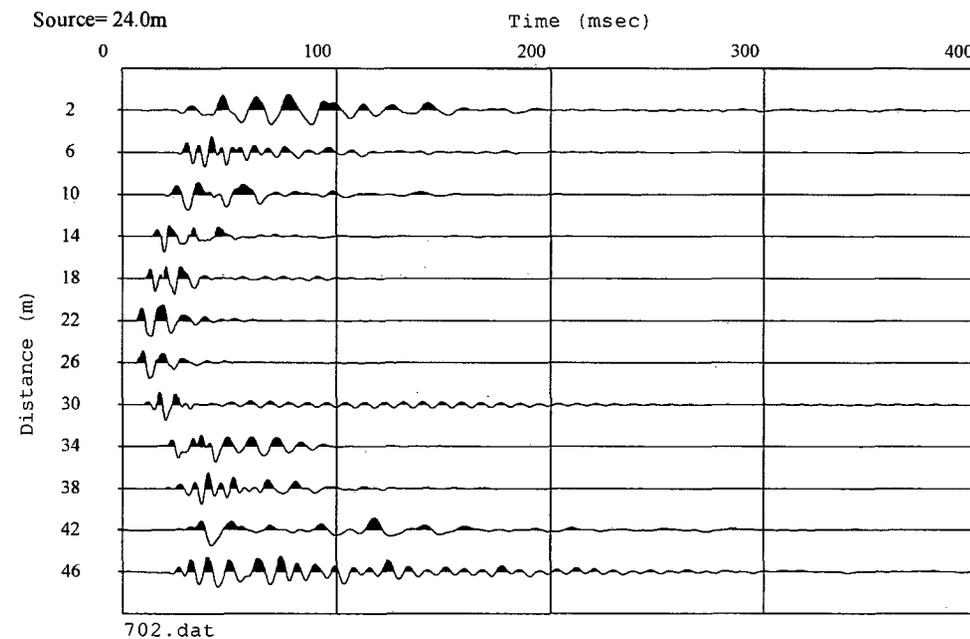
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-04

Registro: 702

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

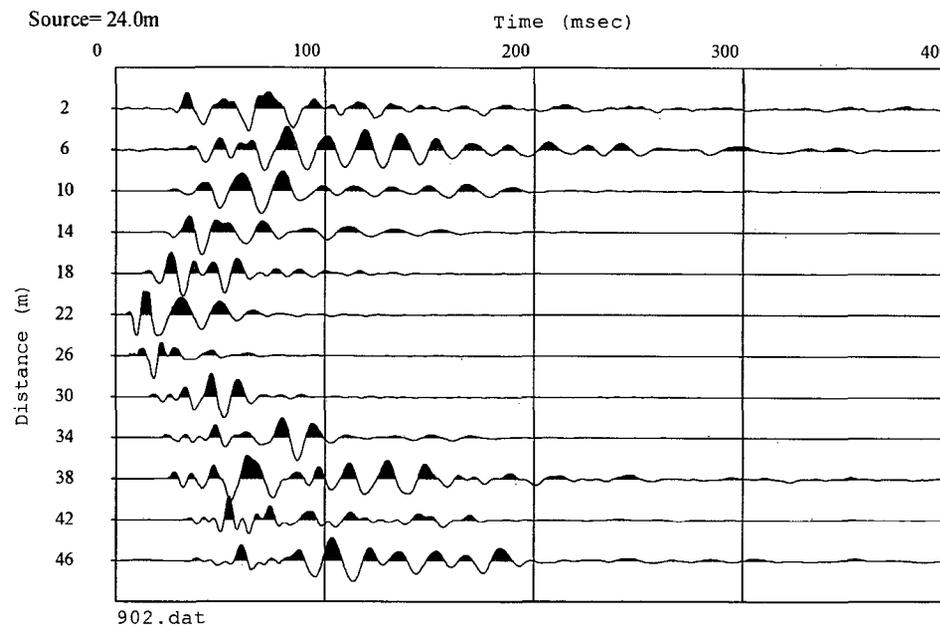
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-05

Registro: 902

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

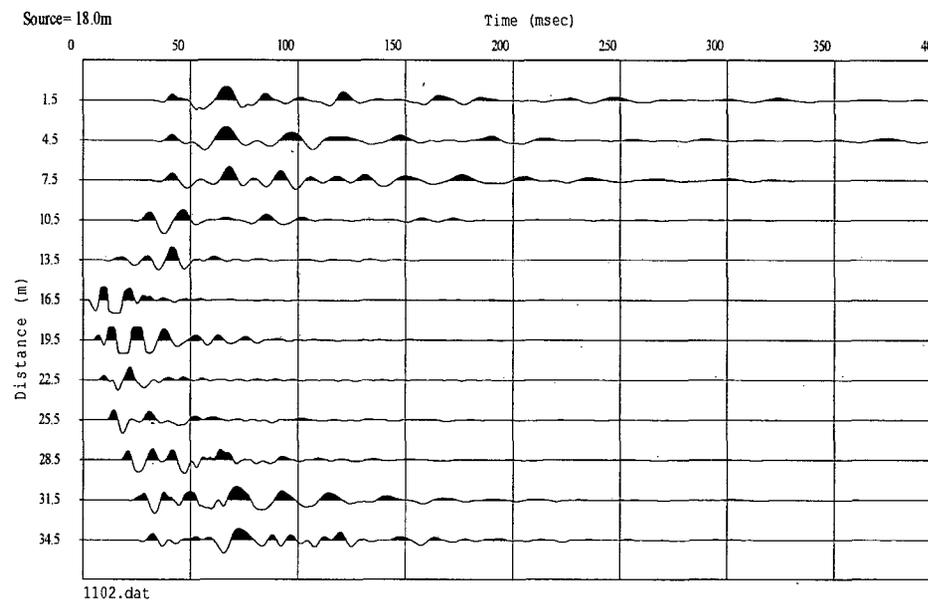
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-06

Registro: 1102

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

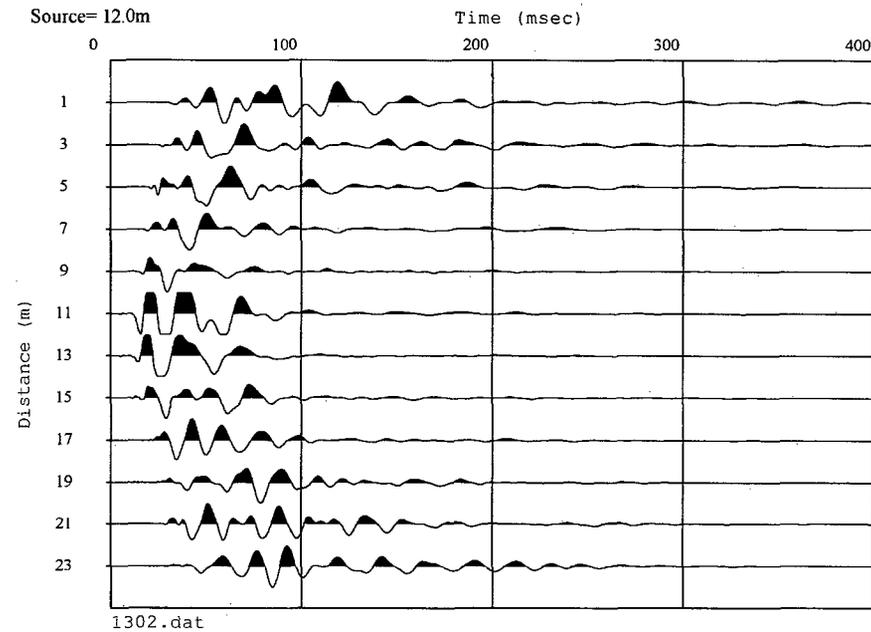
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-07

Registro: 1302

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

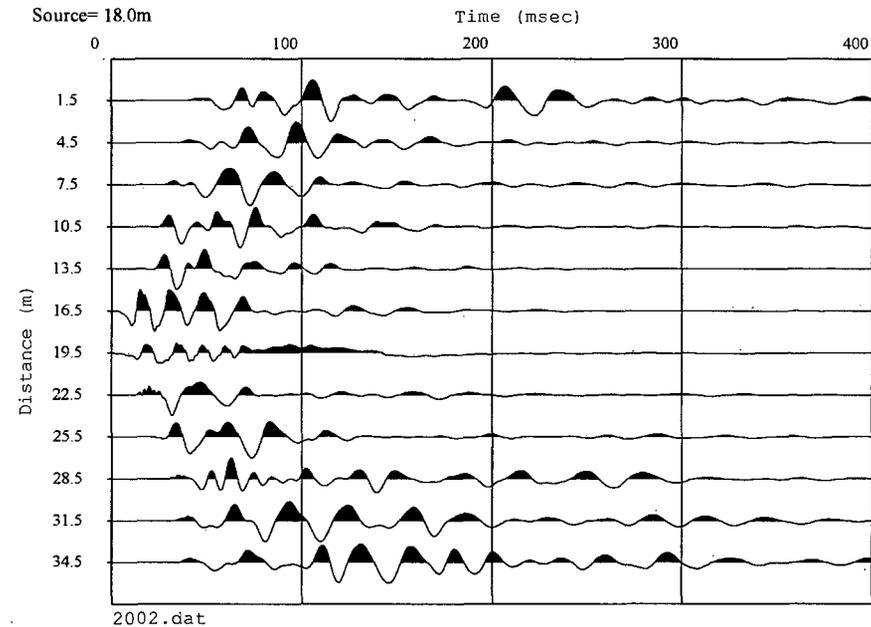
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-08

Registro: 2002

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

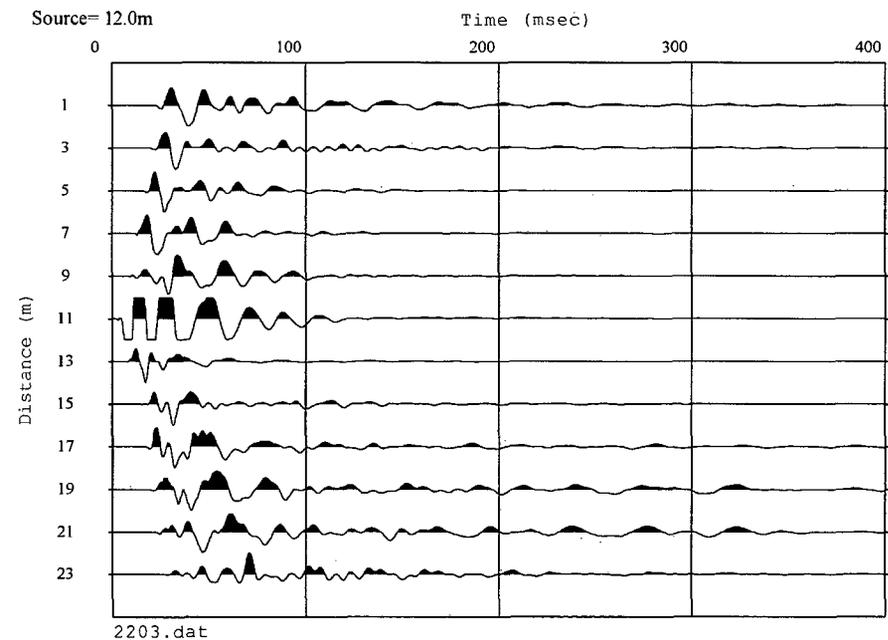
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-09

Registro: 2203

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

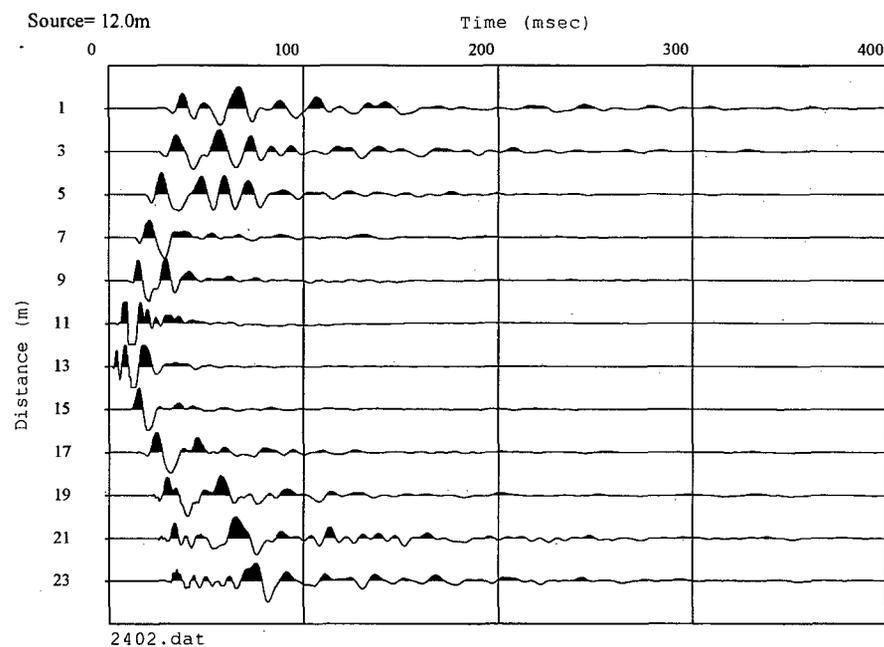
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-10

Registro: 2402

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

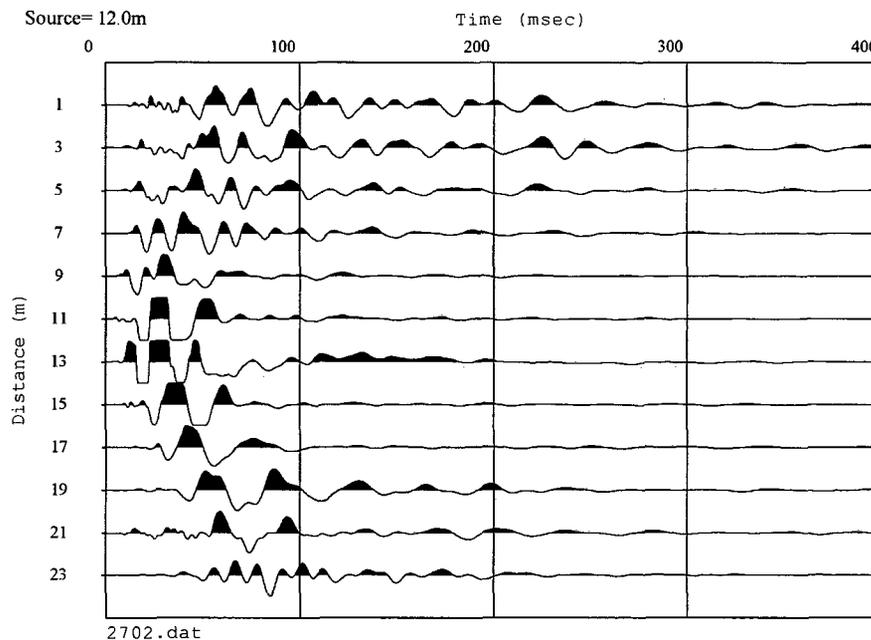
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-11

Registro: 2702

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



**DROMOCRÓNICAS
REFRACCIÓN SÍSMICA**

ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

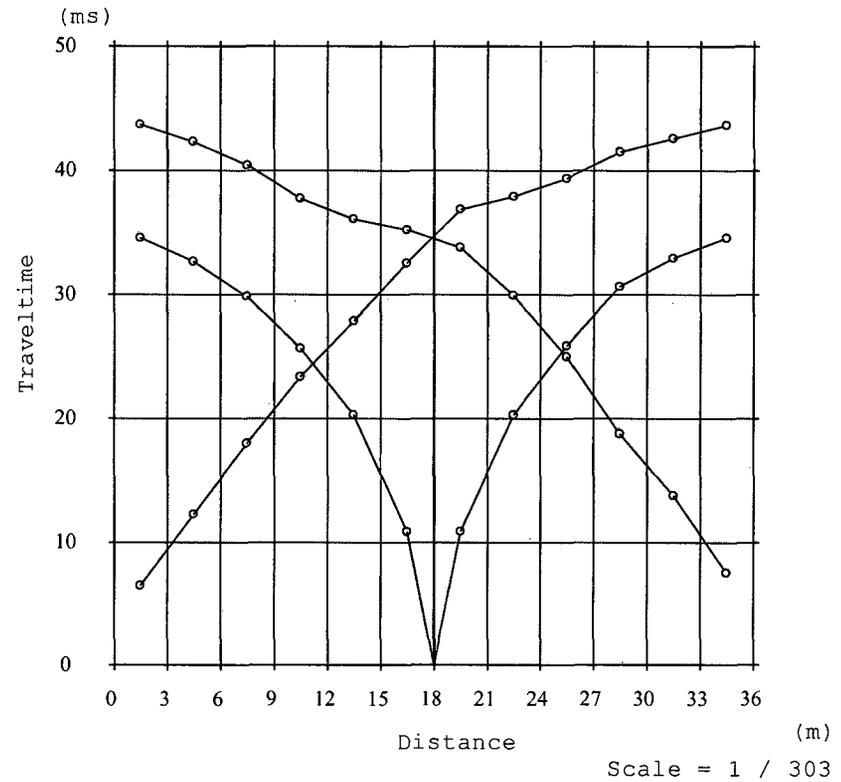
DROMOCRÓNICAS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-01

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

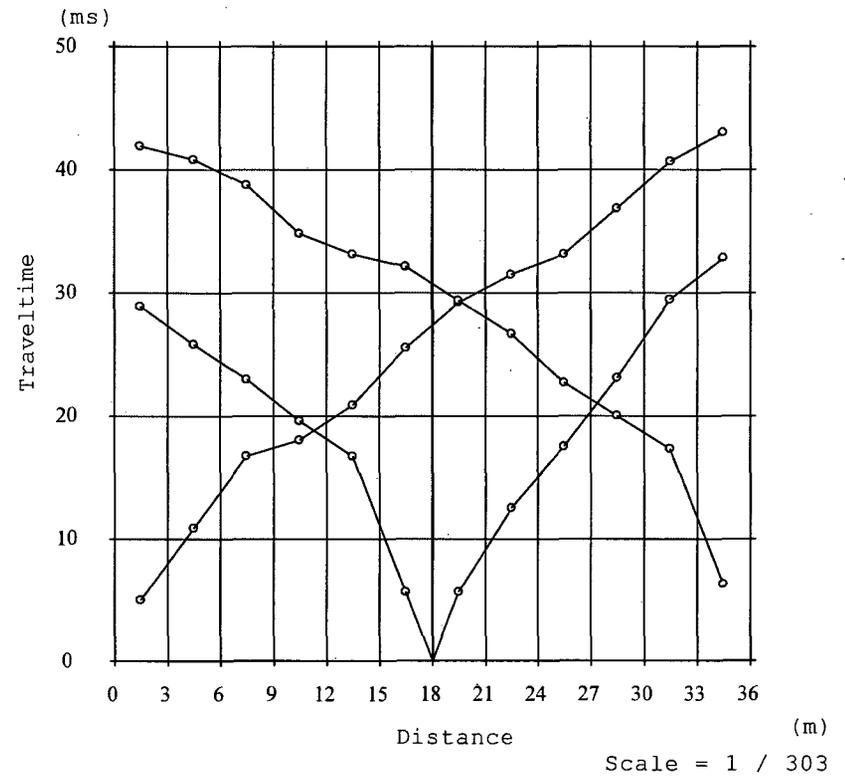
DROMOCRÓNICAS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

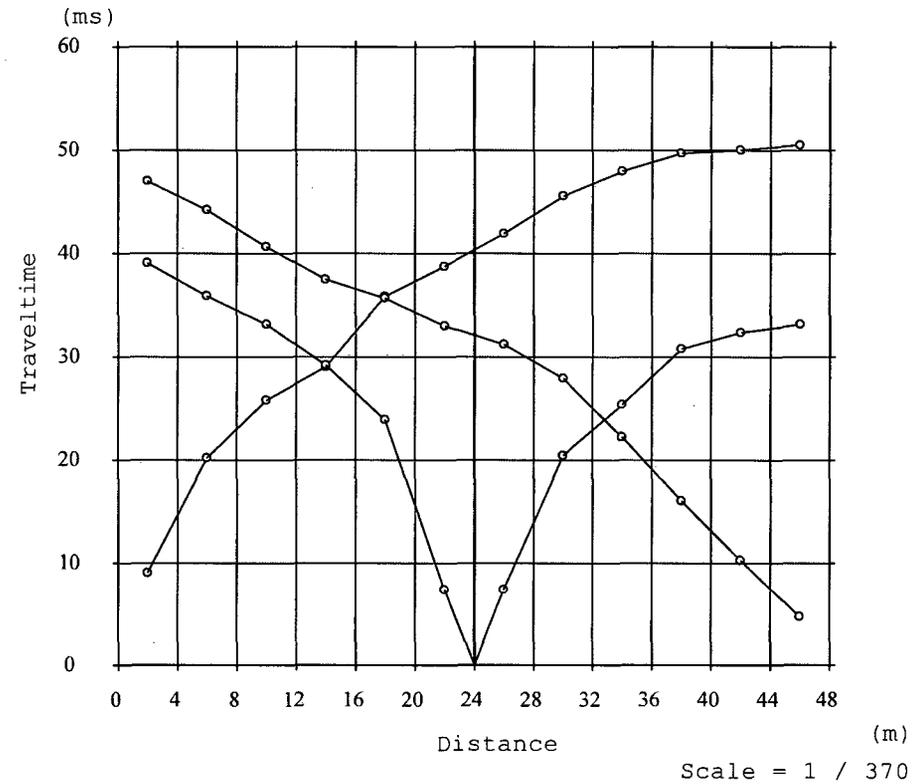
DROMOCRÓNICAS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-03

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

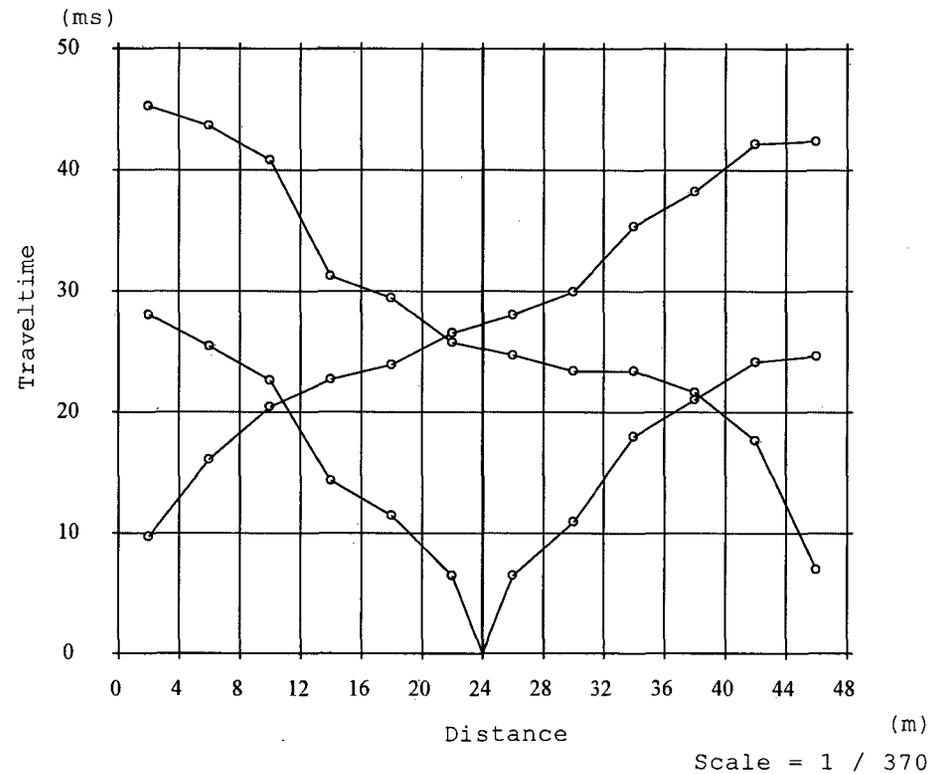
DROMOCRÓNICAS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-04

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

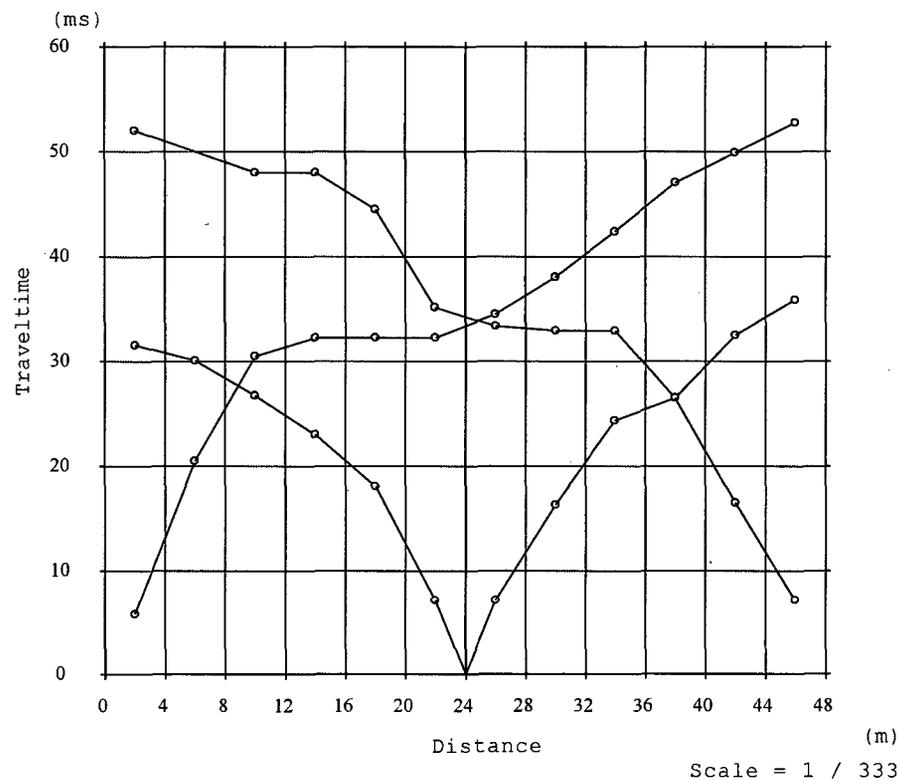
DROMOCRÓNICAS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-05

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

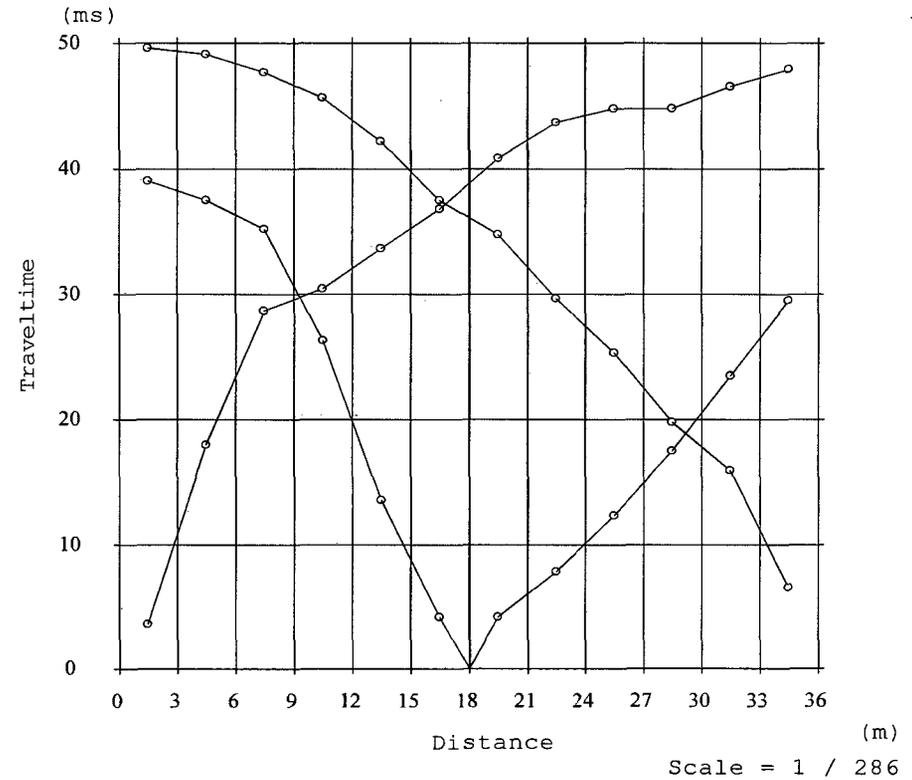
DROMOCRÓNICAS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-06

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

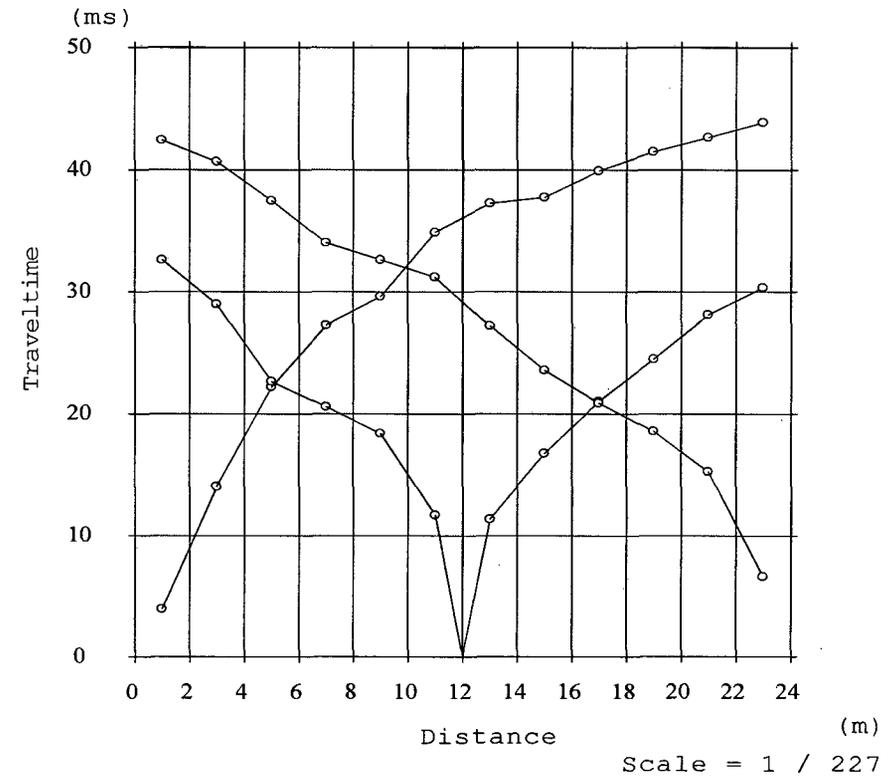
DROMOCRÓNICAS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-07

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

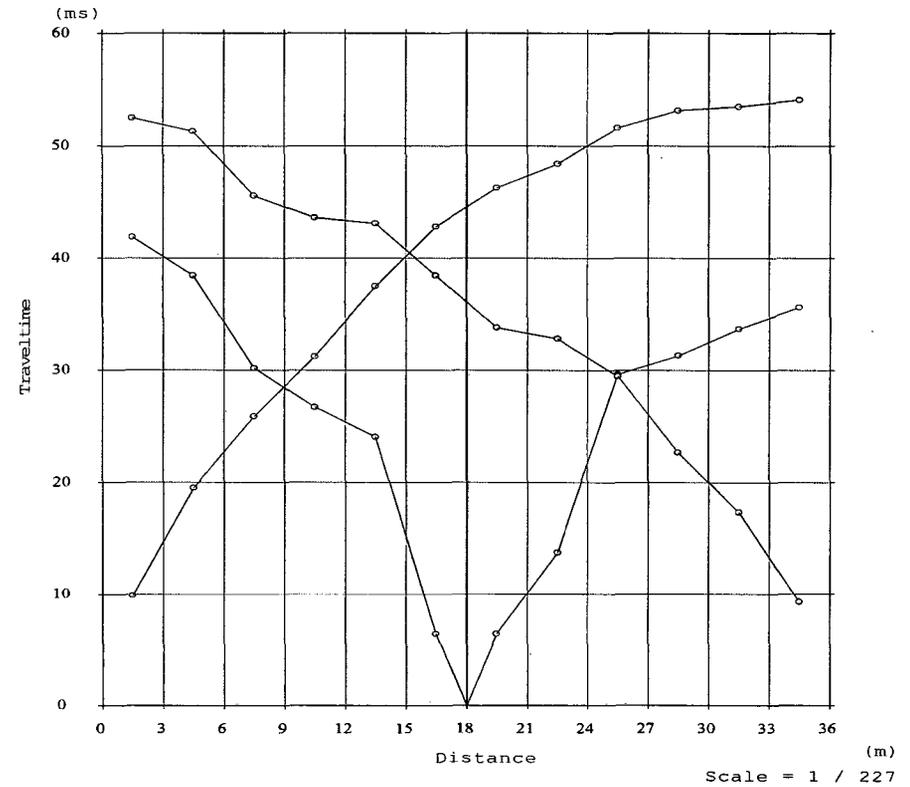
DROMOCRÓNICAS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-08

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

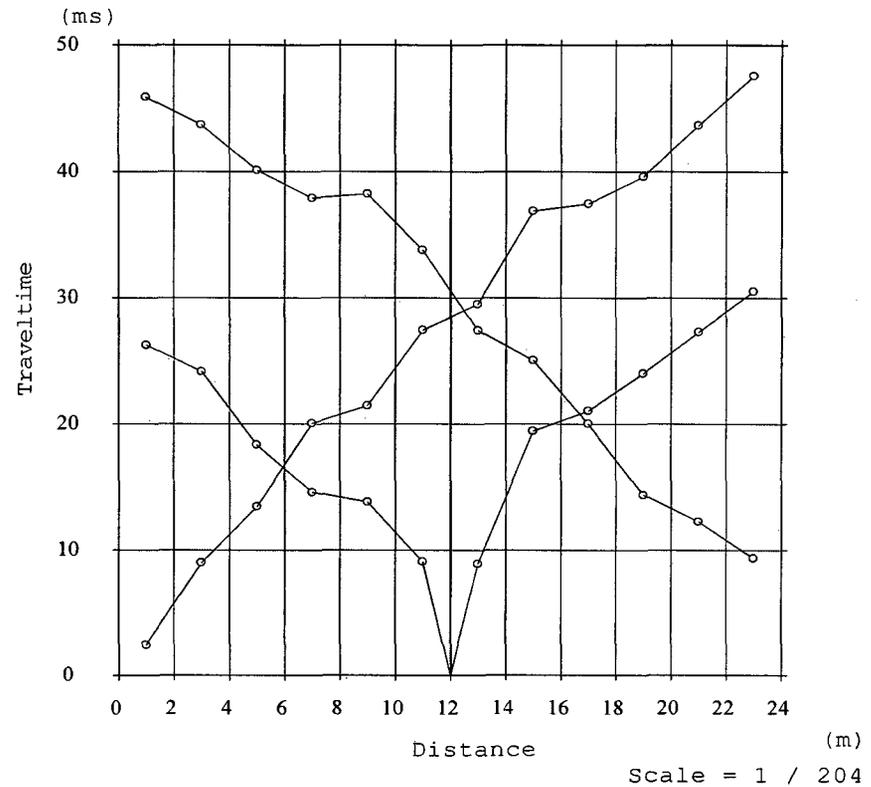
DROMOCRÓNICAS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-09

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

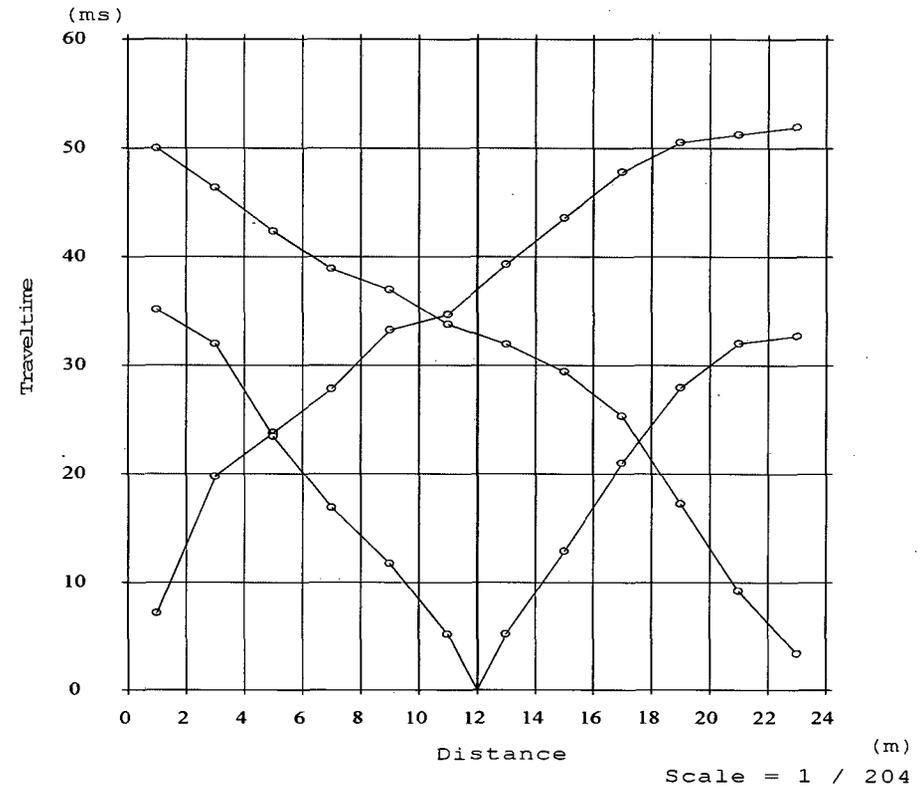
DROMOCRÓNICAS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LS-10

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA

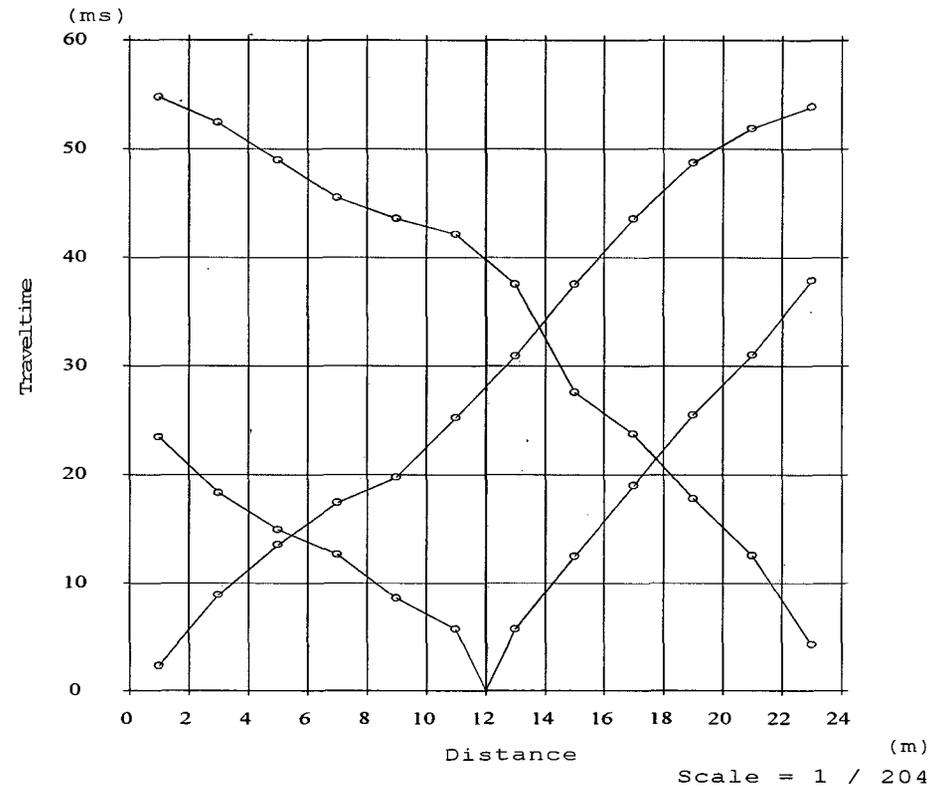
DROMOCRÓNICAS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

Lugar: Miraflores – Lima

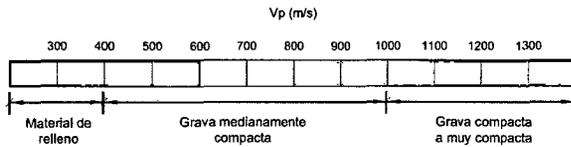
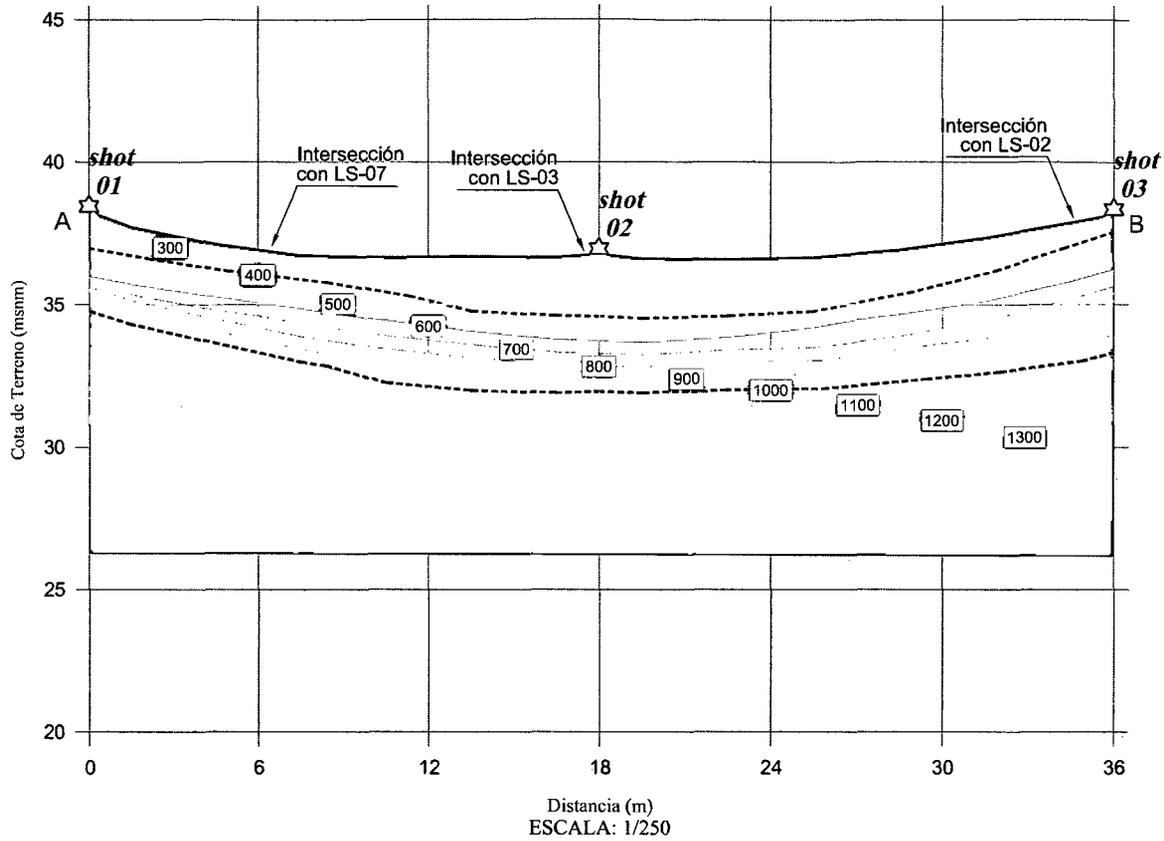
Línea: LS-11

Fecha: Junio, 2012



**PERFILES TOMOGRÁFICOS
REFRACCION SÍSMICA**

PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-01



LEYENDA	
	Superficie del terreno
	Estrato
	Punto de Impacto

REV. Nº	FECHA	DESCRIPCIÓN	DISEÑO	DESERO	REVISIÓN	APROBACIÓN
A	JUN/12	EMITIDO PARA REVISIÓN	K.G.V.M	Ing. Jorge Lopez V.	Ing. Ramiro Flores	Dr. Ing. Zoran Apud

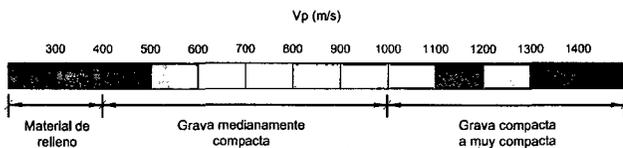
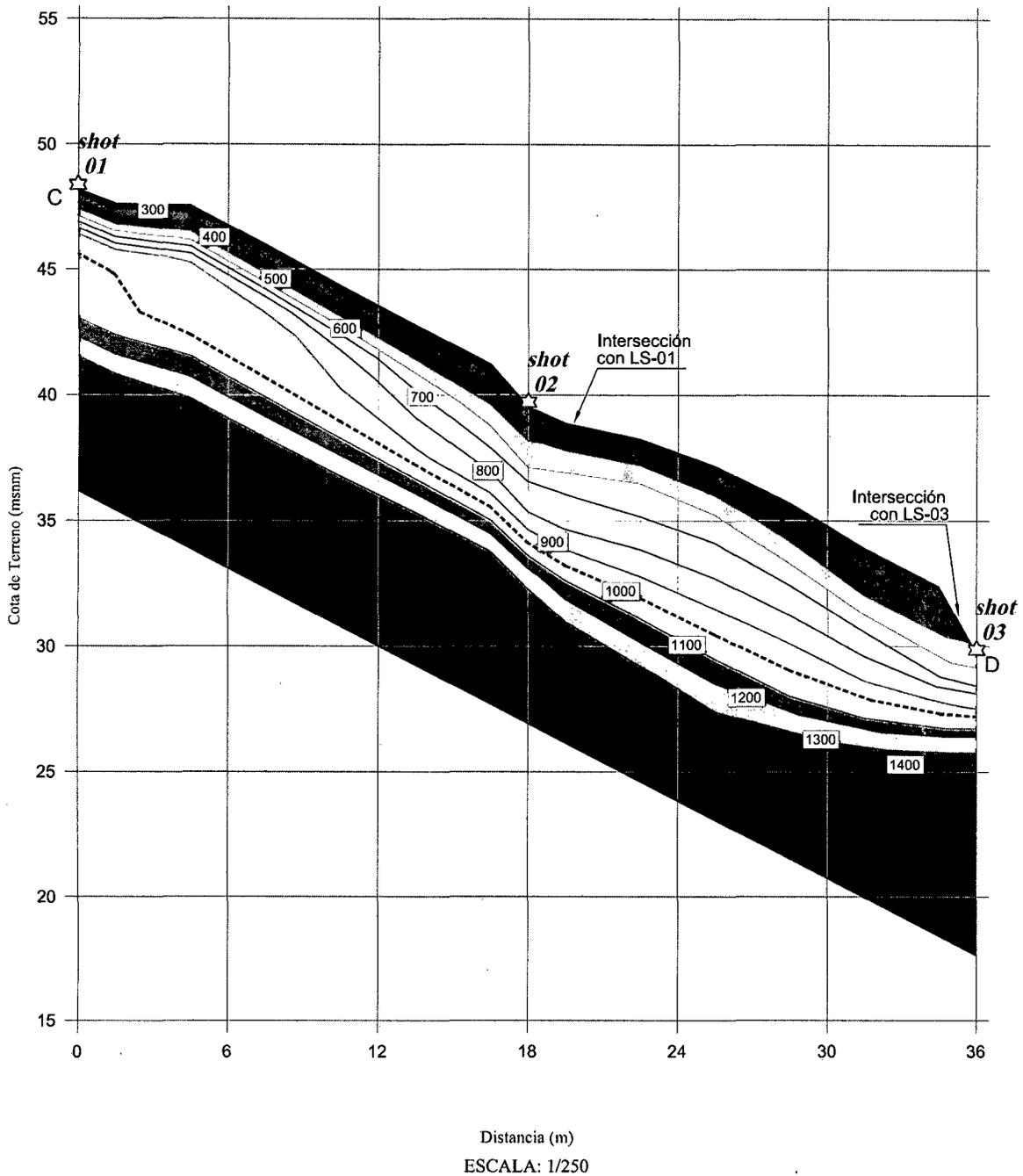
JORGE E. ALVA INGENIEROS E.I.R.L.
CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA

CLIENTE:
PROMOTORA LARCOMAR

PROYECTO: ESTUDIO GEOFÍSICO
PAIS: PERU
DEPARTAMENTO: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: MIRAFLORES

TITULO DEL PROYECTO: **PROYECTO HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES - ESTUDIO GEOFÍSICO POR LOS MÉTODOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA Y MASW**
TITULO DEL PLANO: **PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-01**
ESCALA: **Indicada** CODIGO TRABAJO: **P020-061 ALVA** LÁMINA: **L-01**

PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-02



LEYENDA	
	Superficie del terreno
	Estrato
	Punto de Impacto

REV. N°	FECHA	CONTRATACION	ELABORADO	REVISADO	APROBADO
A	2013	ENTRADA EN SERVICIO	E. ALVA	ING. Jorge Linares T.	DR. Daniel Aguirre

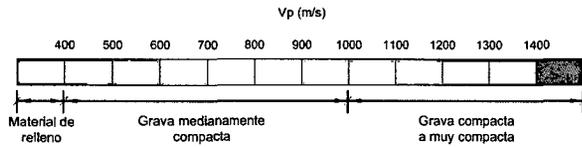
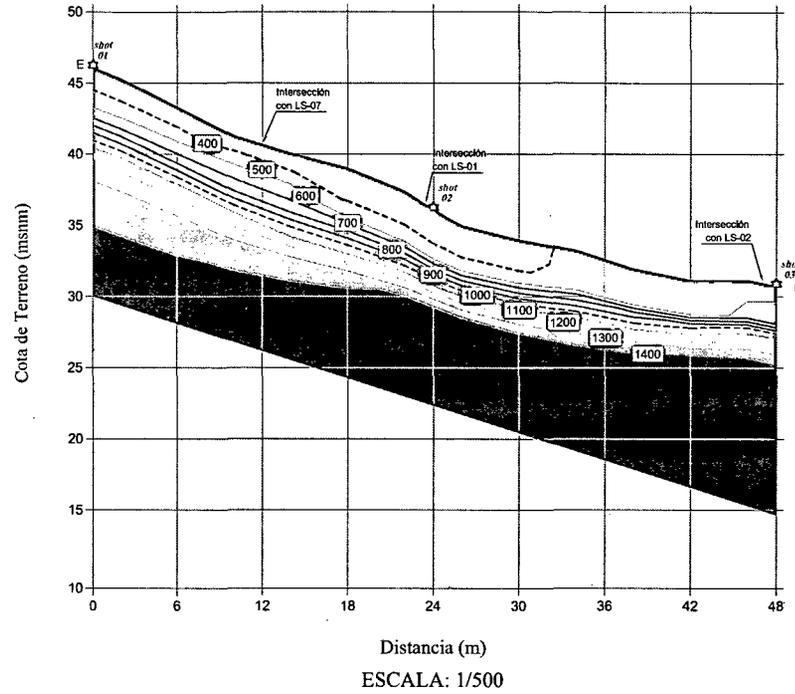
JORGE E. ALVA INGENIEROS E.I.R.L.
CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA

CLIENTE:
PROMOTORA LARCOMAR

PROYECTO	ESTUDIO GEOTECNICO
PARCELA 1	PERFIL
DEPARTAMENTO	LINEA
PROVINCIA	LINEA
CANTON	LINEA

TITULO DEL PROYECTO	
PROYECTO HOTEL LARCOMAR - REPARACIONES - ESTUDIO GEOTECNICO POR LOS METODOS DE REFRACCION SISMICA Y MASW	
LINEA DEL PLANO	
PERFIL SISMICO LINEA LS-02	
Escala	
COTAS EN METROS	
Fecha de	Elaborado
2013-05-15	2013-05-15
Plan	L-02

PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-03



LEYENDA	
	Superficie del terreno
	Estrato
	Punto de Impacto

REV. N°	FECHA	DESCRIPCIÓN	DESEÑO	REVISIÓN	APROBACIÓN
A	JUN 12	EMITIDO PARA REVISIÓN	N.G.V.M.	Ing. Jorge Lopez V.	Dr. Ing. Zorzo Aguilar

JORGE E. ALVA INGENIEROS E.I.R.L.
CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA

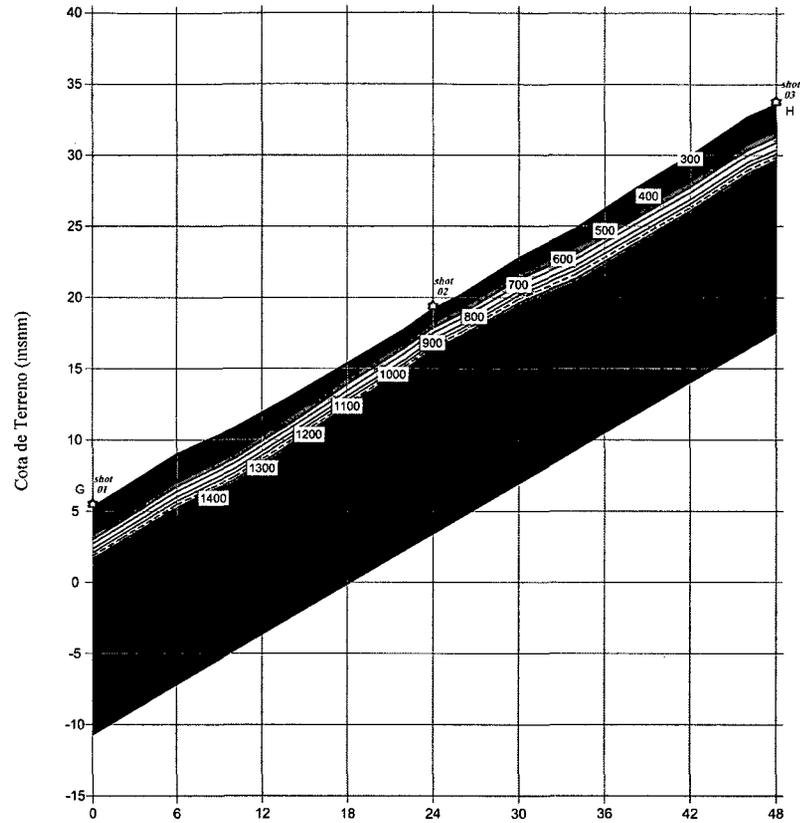
CLIENTE:

PROMOTORA LARCOMAR

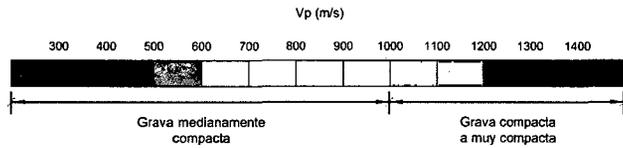
PROYECTO: ESTUDIO GEOFÍSICO
PAIS: PERU
DEPARTAMENTO: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: MIRAFLORES

TÍTULO DEL PROYECTO:			
PROYECTO HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES - ESTUDIO GEOFÍSICO POR LOS MÉTODOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA Y MASW			
TÍTULO DEL PLANO:			
PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-03			
ESCALA:	CODIGO TRAZADO	LÁMINA:	
Indicada	P020-061 ALVA	L-03	

PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-04



Distancia (m)
ESCALA: 1/500

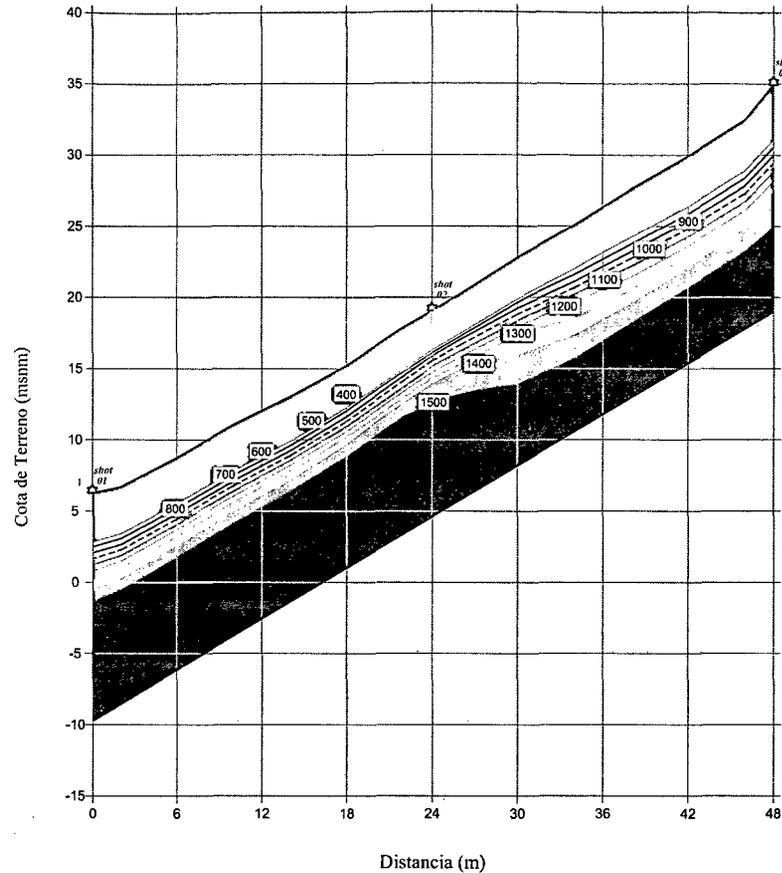


LEYENDA	
	Superficie del terreno
	Estrato
	Punto de Impacto

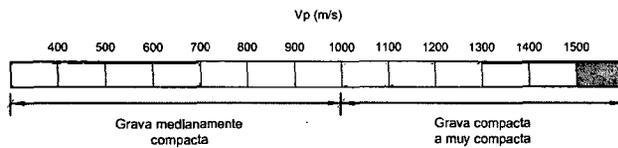
Este documento es propiedad de J.E. Alva Ingenieros E.I.R.L. y no debe ser distribuido ni reproducido sin el consentimiento escrito de la empresa. Toda infracción será perseguida legalmente.

REV. N°	FECHA	DESCRIPCIÓN	DESEÑO	DISEÑO	REVISIÓN	APROBACIÓN	CLIENTE:	PROYECTO:	TÍTULO DEL PROYECTO:
A	JUN12	EMITIDO PARA REVISIÓN	K.G.V.B	Ing. Jorge López V.	Ing. Ramiro Páez	Dr. Ing. Zano Aguiar			
JORGE E. ALVA INGENIEROS E.I.R.L. CONSULTOR EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA								PAIS:	
								DEPARTAMENTO:	PERÚ
								PROVINCIA:	LIMA
								DISTRITO:	MIRAFLORES
								TÍTULO DEL PLANO:	
								ESCALA:	Indicada
								CODIGO FRABLO:	P020-061 ALVA
								LÁMINA:	L-04

PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-05



ESCALA: 1/500



LEYENDA	
	Superficie del terreno
	Estrato
	Punto de Impacto

REV. Nº	FECHA	DESCRIPCIÓN	DIBUJADO	CLIENTE	REVISIÓN	APROBACIÓN
A	JUN/12	EMITIDO PARA REVISIÓN	K.G.V.H.	Ing. Jorge Lopez V.	Ing. Romeo Pizarro	Dr. Ing. Cesar Aguilar

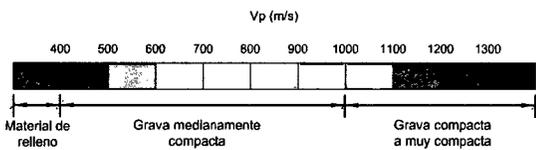
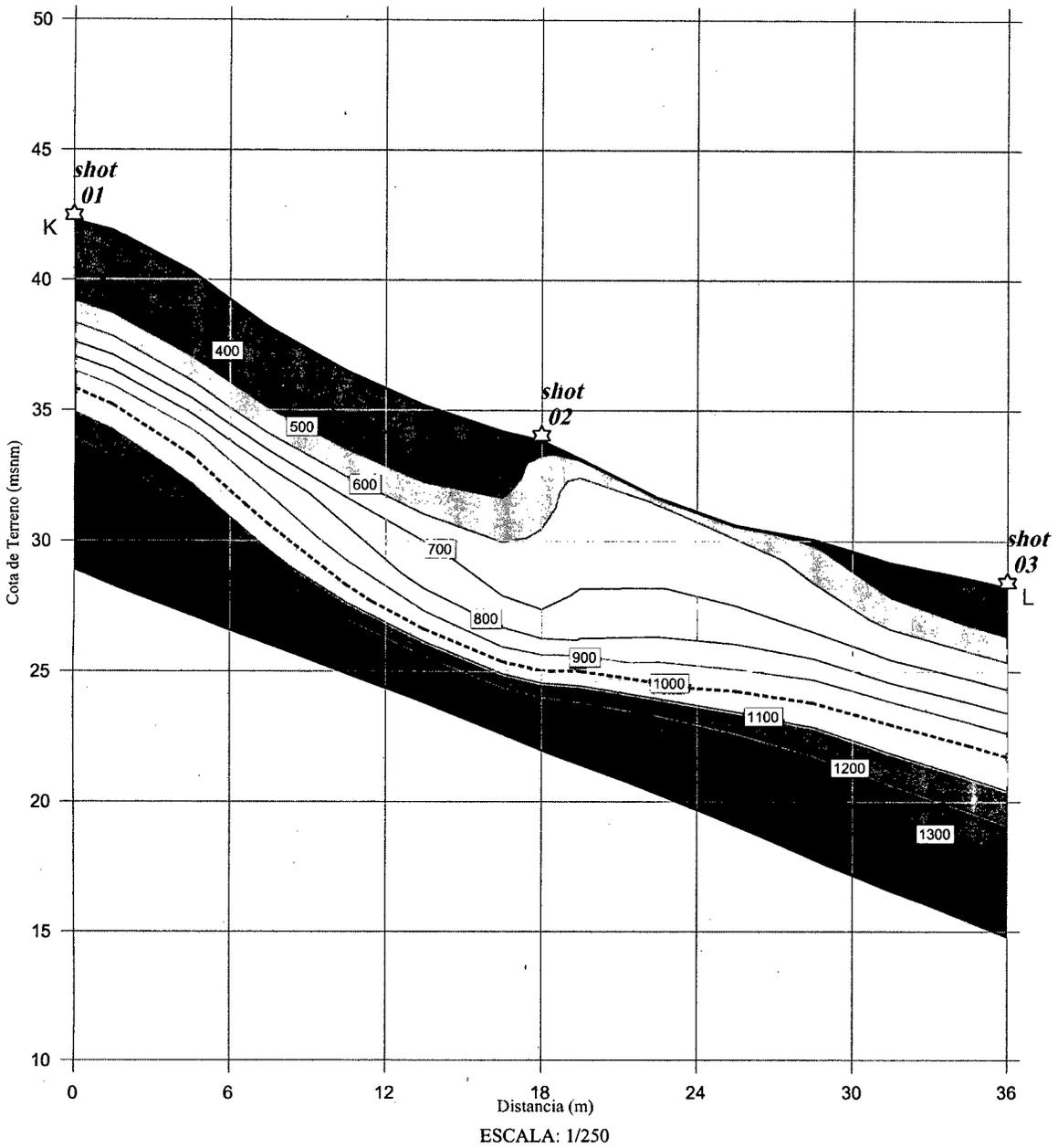
JORGE E. ALVA INGENIEROS E.I.R.L.
CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA

CLIENTE:
PROMOTORA LARCOMAR

PROYECTO: ESTUDIO GEOFISICO
PAIS: PERU
DEPARTAMENTO: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: MIRAFLORES

TITULO DEL PROYECTO: PROYECTO HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES - ESTUDIO GEOFISICO POR LOS METODOS DE REFRACCION SISMICA Y MASW			
TITULO DEL PLANO: PERFIL SISMICO LINEA LS-05			
ESCALA: Indicada	CODIGO TRABAJO: P020-061 ALVA	LAMINA: L-05	

PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-06



LEYENDA	
	Superficie del terreno
	Estrato
	Punto de Impacto

NO. DE	FECHA	DESCRIPCION	DEBIDO	CAUSAS	FECHA DE	APROBACION
1	APRIL	REVISIÓN DEL DISEÑO	1.01.18	Por ajustes de detalle	19.04.18	Dr. Jorge Alva

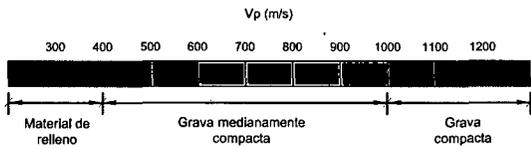
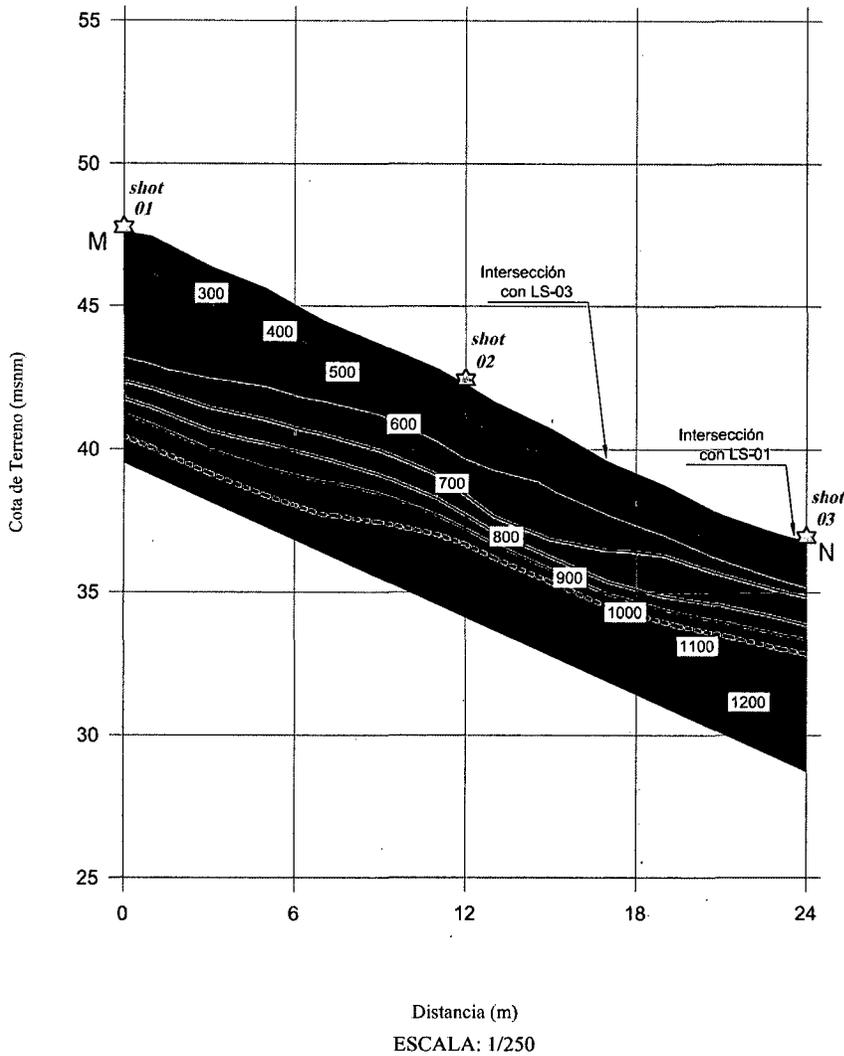
JORGE E. ALVA INGENIEROS E.I.R.L.
CONSULTOR EN INGENIERIA GEO-TECNICA

CLIENTE:
PROMOTORA LARCOMAR

PROYECTO	ESTUDIO GEOFISICO
PAIS	PERU
DEPARTAMENTO	LIMA
PROVINCIA	LIMA
DISTRITO	MIRAFLORES

TITULO DEL PROYECTO		PROYECTO HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES - ESTUDIO GEOFISICO POR LOS METODOS DE REFRACCION SISMICA Y MASW	
ESTUDIO DEL PLANO		PERFIL SISMICO LINEA LS-06	
ESCALA	COORDINADAS	PLANO	
Indicada	P020-061 ALVA		L-06

PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-07



LEYENDA	
	Superficie del terreno
	Estrato
	Punto de Impacto

REV. Nº	FECHA	DESCRIPCIÓN	ELABORADO	REVISADO	APROBADO
1	19/02/2010	ESTUDIO SÍSMICO	J. E. ALVA	ING. J. E. ALVA	ING. J. E. ALVA

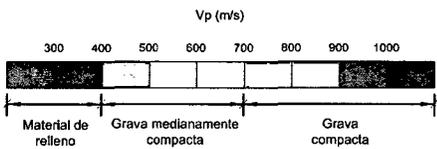
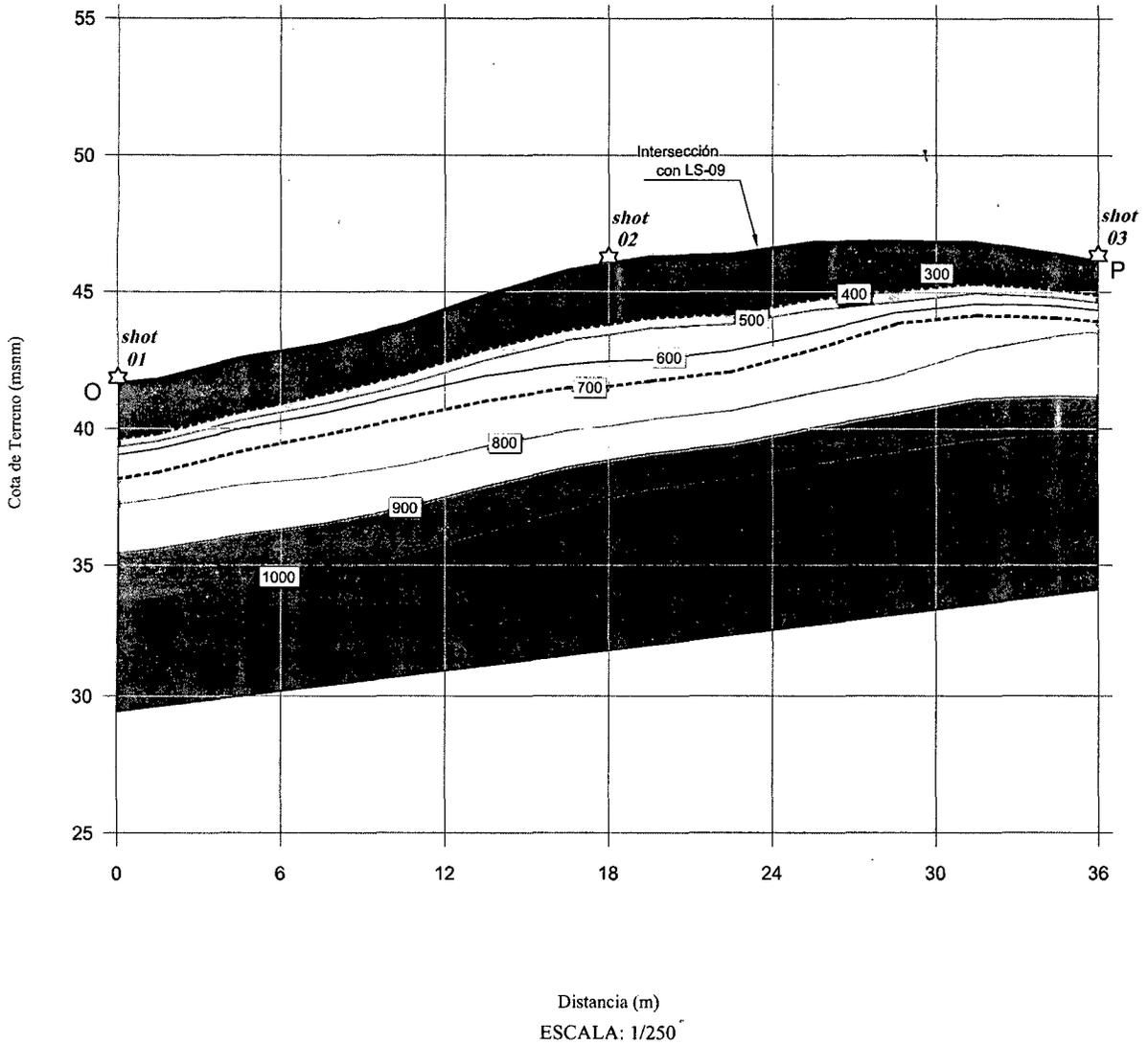
JORGE E. ALVA INGENIEROS E.I.R.L.
CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA

CLIENTE:
PROMOTORA LARCOMAR

PROYECTO: ESTUDIO SÍSMICO
PAÍS: PERÚ
DEPARTAMENTO: LIMA
MUNICIPIO: LIMA
DISTRITO: SAN JERÓNIMO

TÍTULO DEL PROYECTO: PROYECTO HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES - ESTUDIO GEOFÍSICO POR LOS MÉTODOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA Y MASIV
TÍTULO DEL PLANO: PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-07
ESCALA: INDICADA
INDICADA: P028-061 ALVA
PLANO: L-07

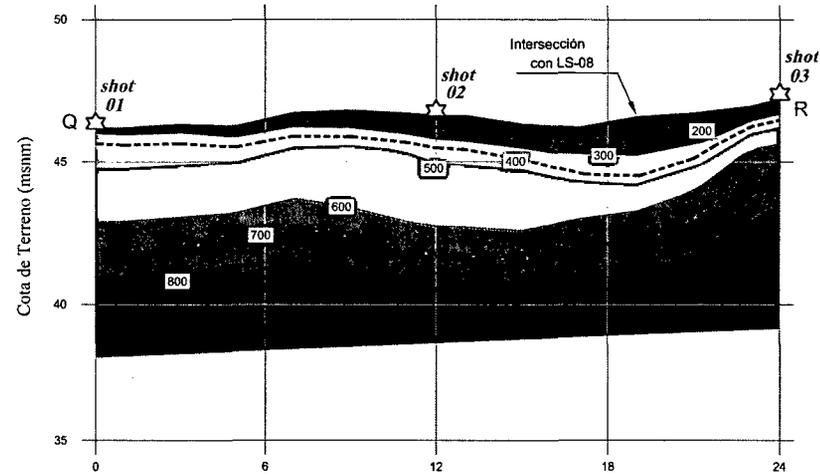
PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-08



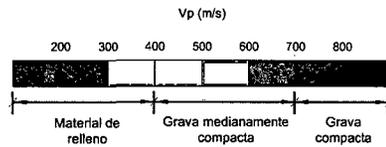
LEYENDA	
	Superficie del terreno
	Estrato
	Punto de Impacto

<table border="1"> <tr> <th>FECHA</th> <th>REVISIÓN</th> <th>ELABORADO</th> <th>PROYECTADO</th> </tr> <tr> <td>12/01/12</td> <td>1</td> <td>J. E. ALVA</td> <td>D. ZANUZZI</td> </tr> </table>	FECHA	REVISIÓN	ELABORADO	PROYECTADO	12/01/12	1	J. E. ALVA	D. ZANUZZI	JORGE E. ALVA INGENIEROS E.I.R.L. CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA	CLIENTE: PROMOTORA LARCOMAR	PROYECTO: ESTUDIO GEOFÍSICO	TÍTULO DEL PROYECTO: PROYECTO HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES - ESTUDIO GEOFÍSICO POR LOS MÉTODOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA Y MASW
FECHA	REVISIÓN	ELABORADO	PROYECTADO									
12/01/12	1	J. E. ALVA	D. ZANUZZI									
		DEPARTAMENTO: Lima		PLANOS: PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-08								
		PROYECTO: Lima		FECHA: 12/01/12								
		MATERIAL: SISMOMETROS		CÓDIGO PROYECTO: PEAS-061 ALVA								
				PLANO: 1-08								

PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-09



Distancia (m)
ESCALA: 1/250



LEYENDA	
—	Superficie del terreno
- - -	Estrato
☆	Punto de Impacto

REV. N°	FECHA	DESCRIPCIÓN	DIBUJO	DISEÑO	REVISIÓN	APROBACIÓN
A	JUN 12	EMITIDO PARA REVISIÓN	R.G.V.H	Ing. Jorge Lopez V.	Ing. Ramiro Picoto	Dr. Ing. Gerardo Aguirre

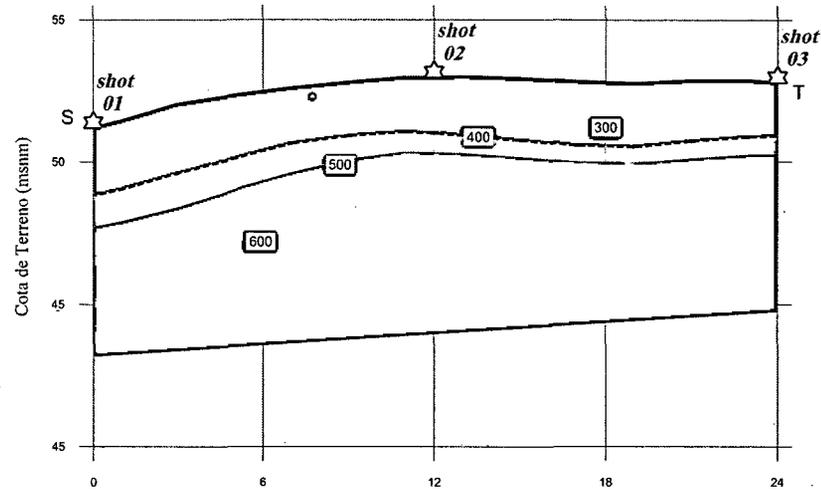
JORGE E. ALVA INGENIEROS E.I.R.L.
CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA

CLIENTE:
PROMOTORA LARCOMAR

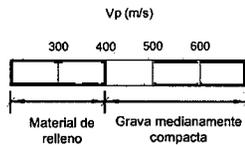
PROYECTO: ESTUDIO GEOFISICO
PAIS: PERU
DEPARTAMENTO: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: MIRAFLORES

TITULO DEL PROYECTO:			
PROYECTO HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES - ESTUDIO GEOFISICO POR LOS METODOS DE REFRACCION SIMICA Y MASW			
TITULO DEL PLANO:			
PERFIL SIMICO LINEA LS-09			
ESCALA:	CODIGO TRABAJO:	LAMINA:	
Indicada	P020-061 ALVA	L-09	

PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-10



Distancia (m)
ESCALA: 1/250



LEYENDA	
—	Superficie del terreno
- - -	Estrato
☆	Punto de Impacto

REV. N°	FECHA	DESCRIPCION	DESBUJO	DISERIO	REVISION	APROBACION
A	JUN/12	ENTRADO PARA REVISION	K.G.V.H	Ing. Jorge Lopez V.	Ing. Ramiro Pizaro	Dr. Ing. Cesar Aguilar

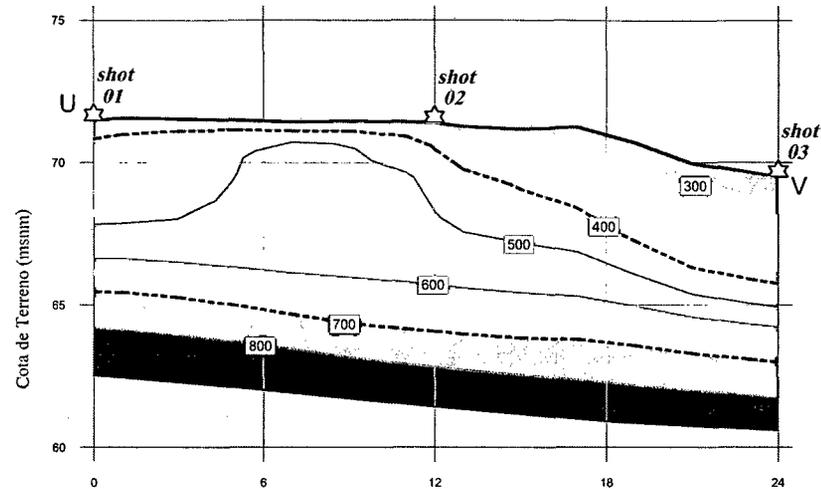
JORGE E. ALVA INGENIEROS E.I.R.L.
CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA

CLIENTE:
PROMOTORA LARCOMAR

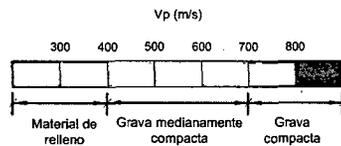
PROYECTO: ESTUDIO GEOFISICO
PAIS: PERU
DEPARTAMENTO: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: MIRAFLORES

TITULO DEL PROYECTO: PROYECTO HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES - ESTUDIO GEOFISICO POR LOS METODOS DE REFRACCION SISMICA Y MASW			
TITULO DEL PLANO: PERFIL SISMICO LINEA LS-10			
ESCALA:	COORDINADO PRIBALD:	LAMINA:	
Indicada	P020-061 ALVA	L-10	

PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-11



Distancia (m)
ESCALA: 1/250



LEYENDA	
	Superficie del terreno
	Estrato
	Punto de Impacto

REV. N°	FECHA	DESCRIPTIVO	DISEÑO	DISEÑO	REVISIÓN	APROBACIÓN
A	JUN12	EMITIDO PARA REVISIÓN	K.G.V.M	Ing. Jorge Lopez V.	Ing. Ramiro Pleguez	Dr. Ing. Zorob. Aguilar

JORGE E. ALVA INGENIEROS E.I.R.L.
CONSULTOR EN INGENIERIA GEOTECNICA

CLIENTE:
PROMOTORA LARCOMAR

PROYECTO: ESTUDIO GEOFÍSICO
PAIS: PERU
DEPARTAMENTO: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: MIRAFLORES

TITULO DEL PROYECTO:			
PROYECTO HOTEL LARCOMAR - MIRAFLORES - ESTUDIO GEOFÍSICO POR LOS MÉTODOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA Y MASW			
TITULO DEL PLANO:			
PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS-11			
ESCALA:	CODIGO FIRMAJO:	LÁMINA:	
Indicada	P020-061 ALVA	L-11	

ANEXO V
Ensayos Geofísicos de Medición de Velocidad
De Ondas de Corte

**REGISTRO DE ONDAS SÍSMICAS
SONDAJE MASW**

ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

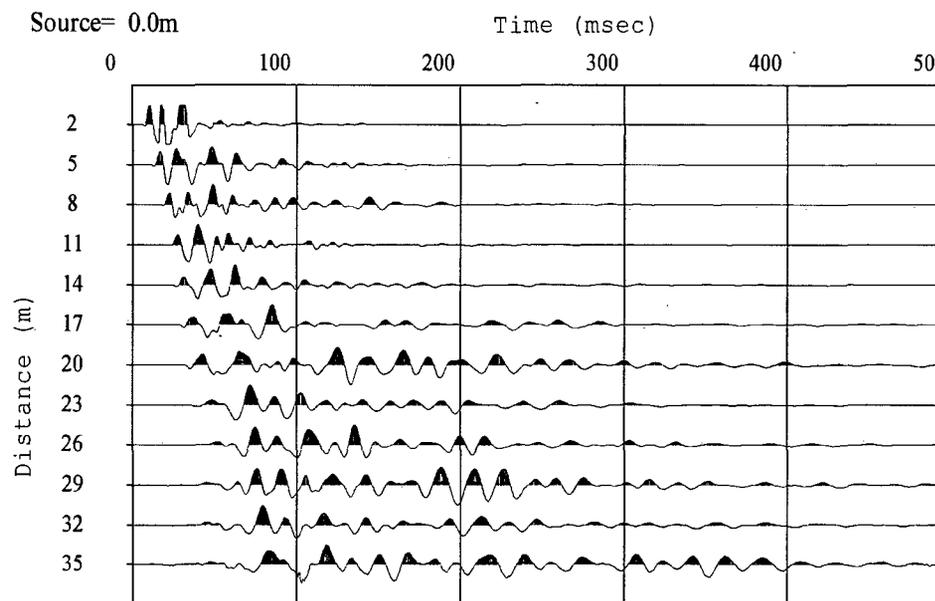
Lugar: Miraflores – Lima .

Línea: LW-01

Registro: 202

Shot: 01

Fecha: Junio, 2012



202.dat

ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

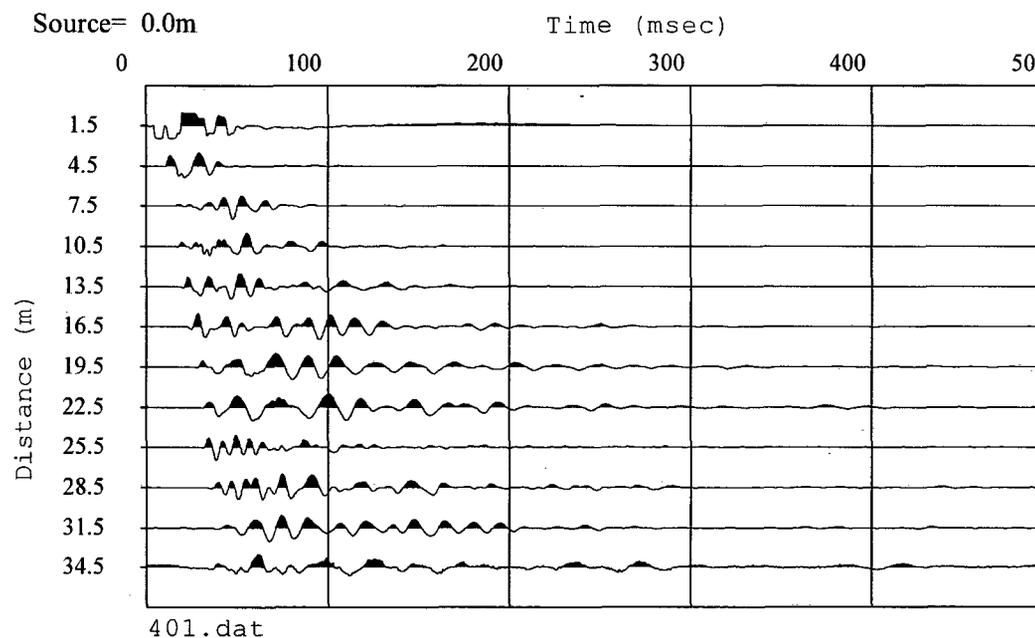
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-02

Registro: 401

Shot: 01

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

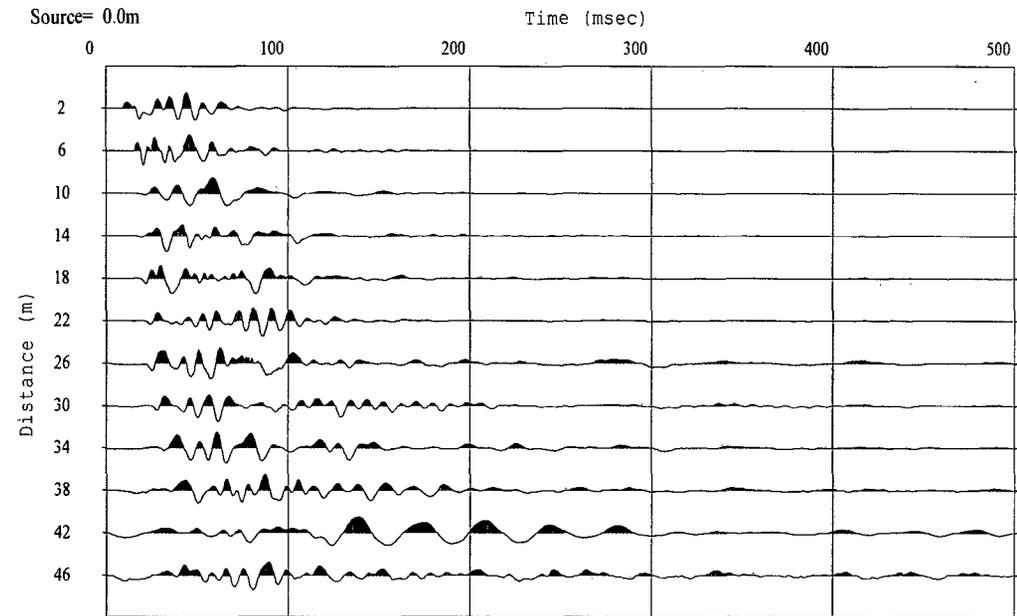
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-04

Registro: 801

Shot: 01

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

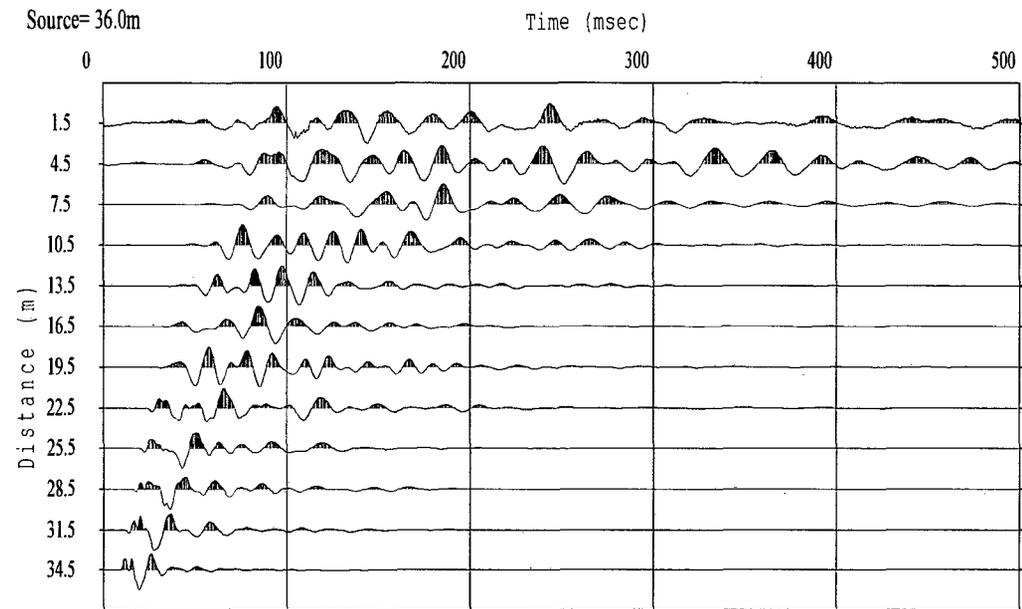
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-06

Registro: 1201

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



1201.dat

ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

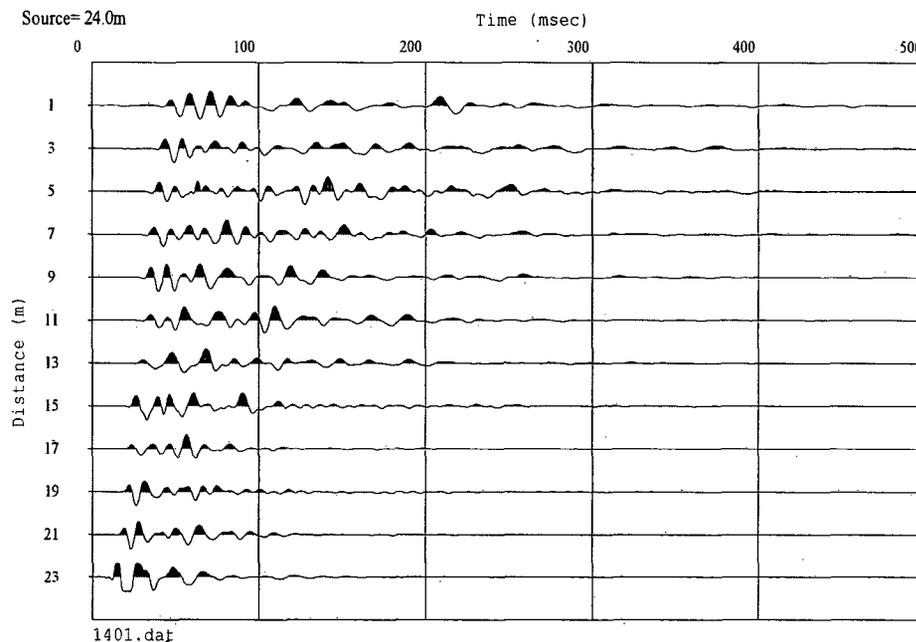
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-07

Registro: 1401

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

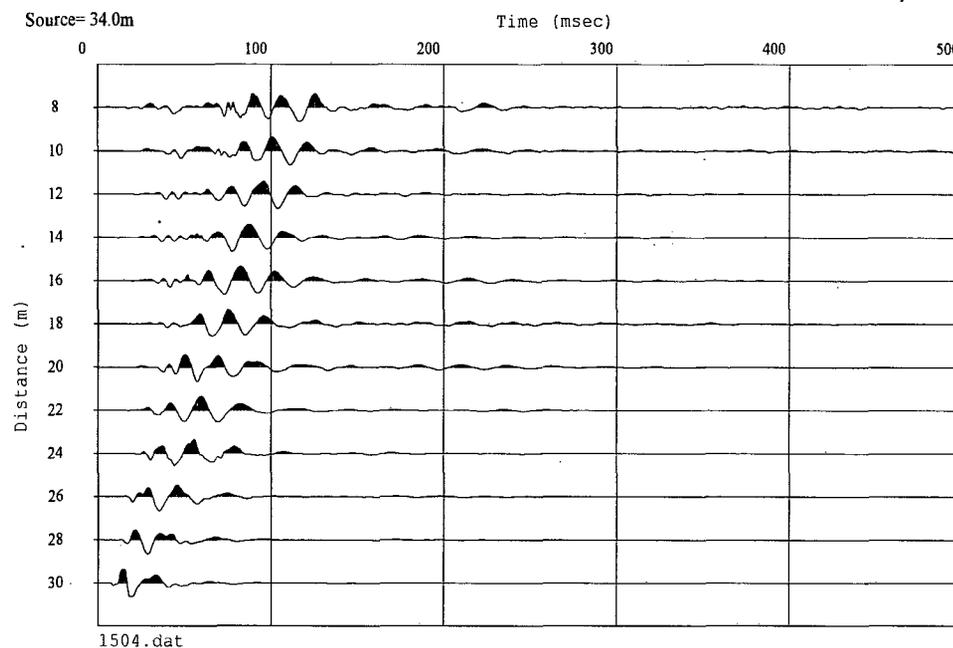
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-08

Registro: 1504

Shot: 03

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

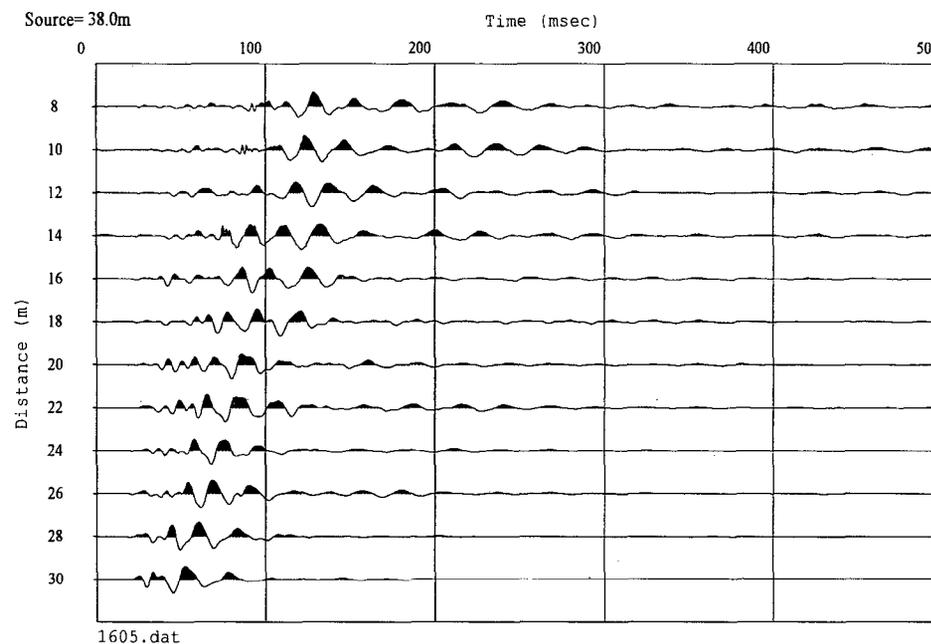
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-09

Registro: 1605

Shot: 04

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

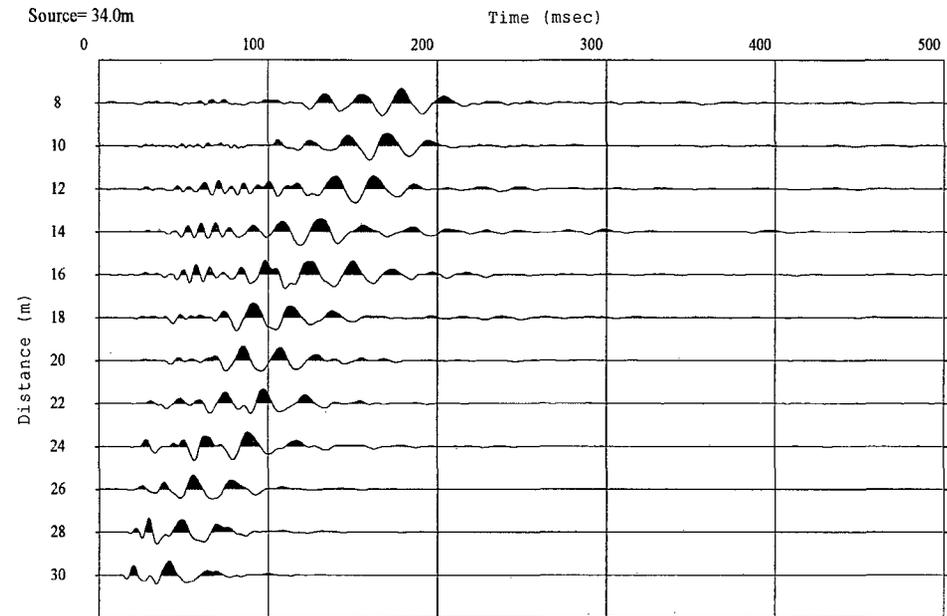
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-10

Registro: 1703

Shot: 03

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

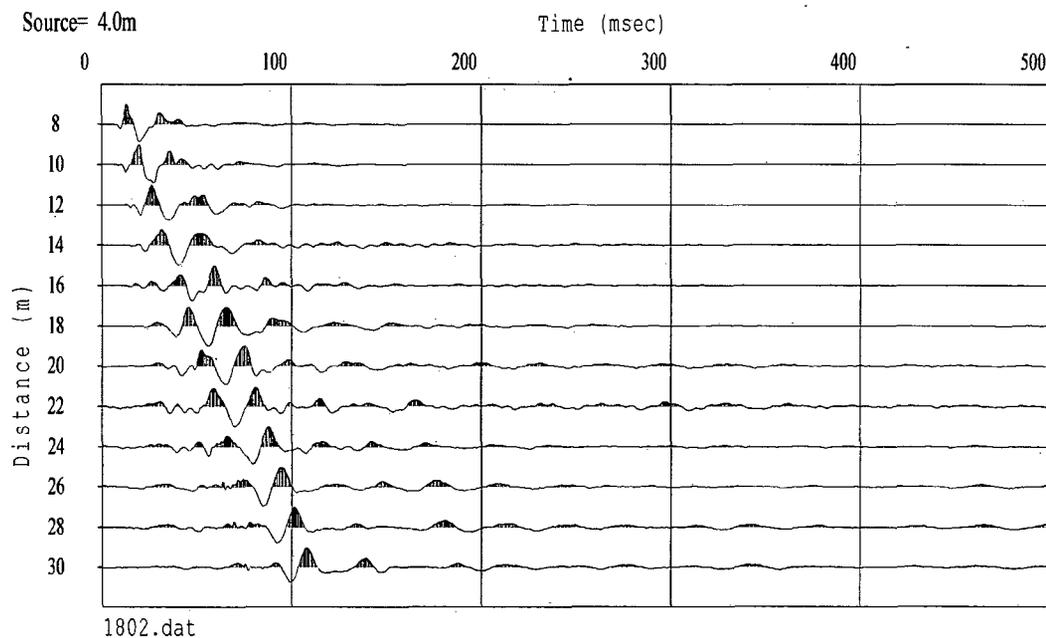
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-11.

Registro: 1802

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

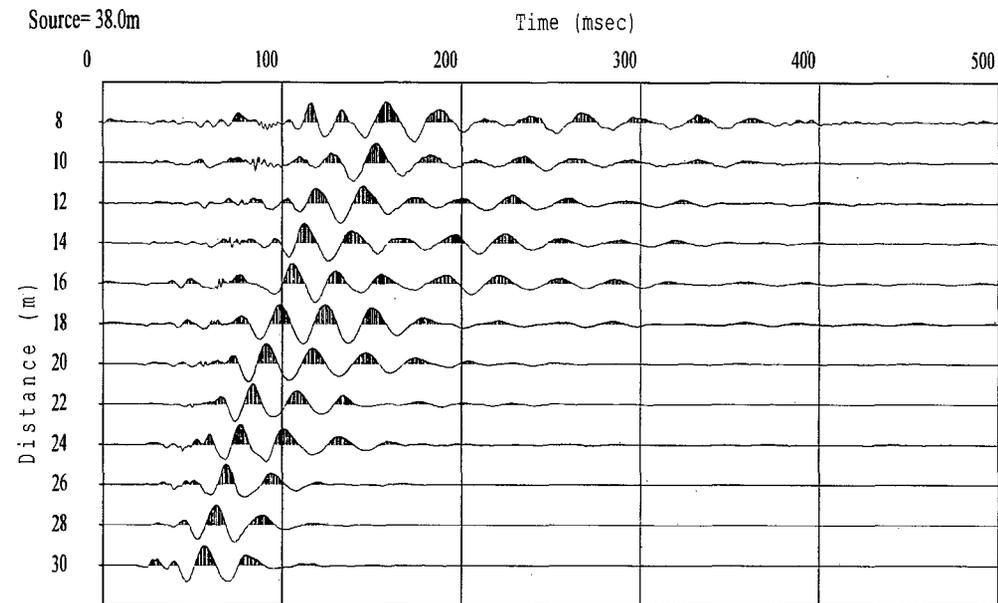
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-12

Registro: 1901

Shot: 04

Fecha: Junio, 2012



1901.dat

ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

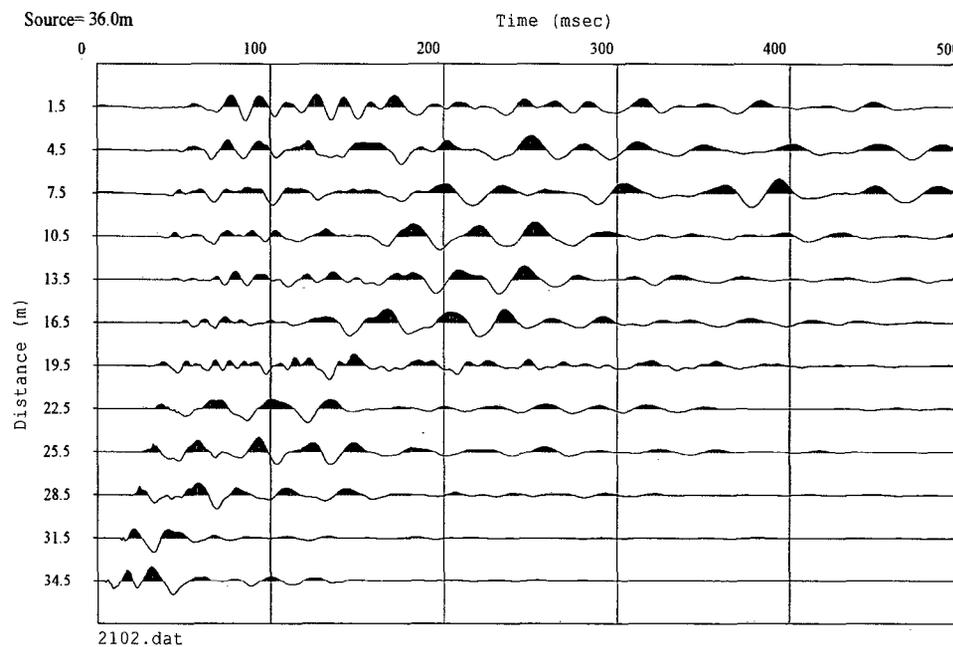
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-13

Registro: 2102

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

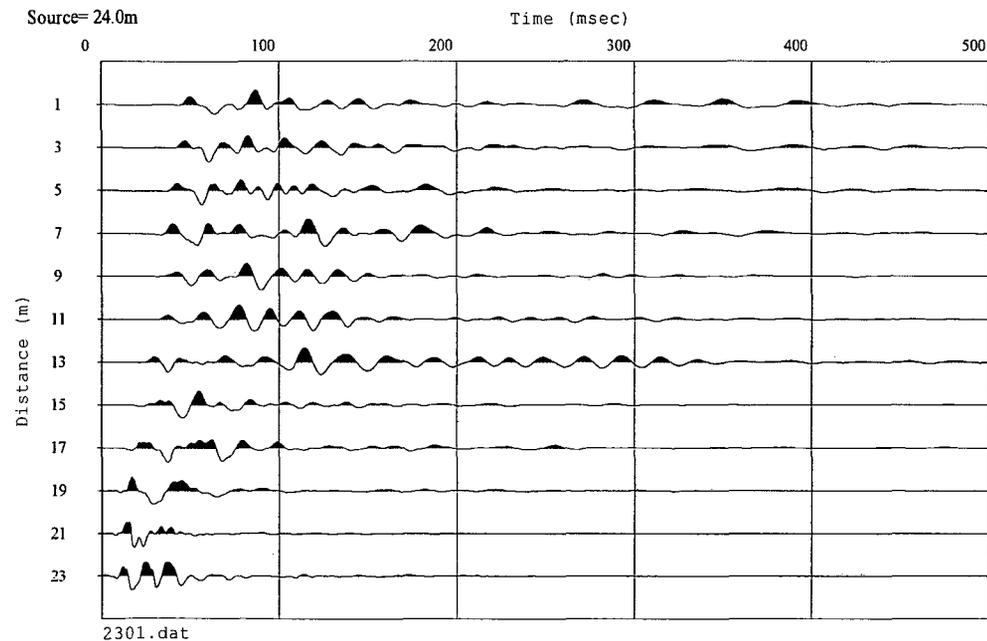
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-14

Registro: 2301

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

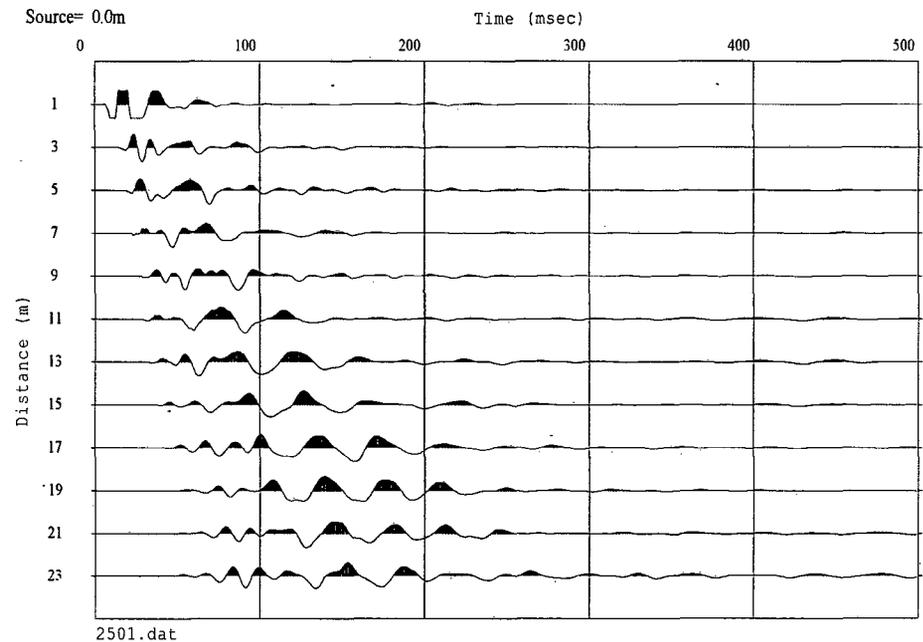
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-15

Registro: 2501

Shot: 01

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

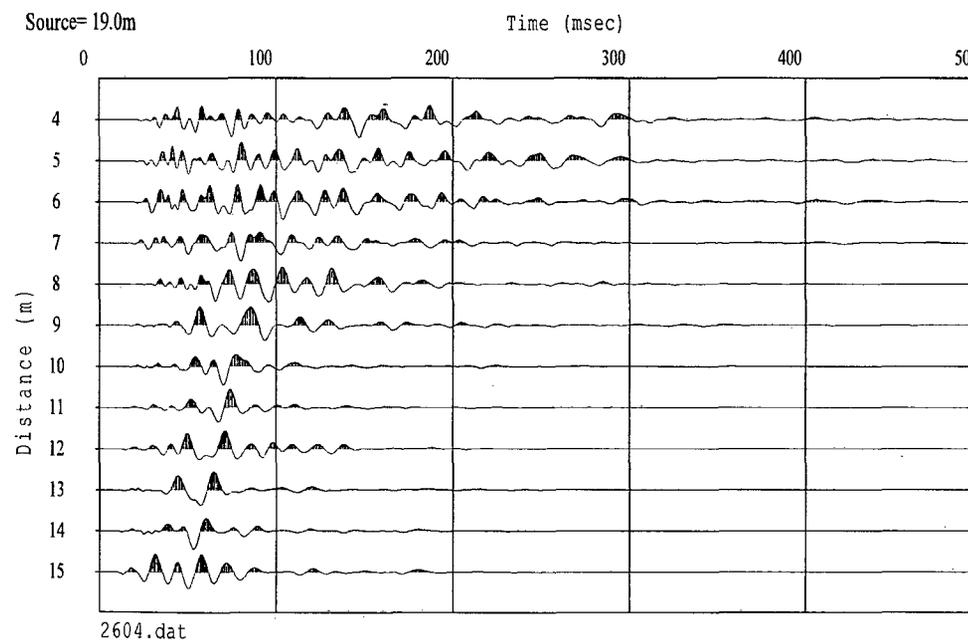
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-16

Registro: 2604

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

REGISTROS SÍSMICOS

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

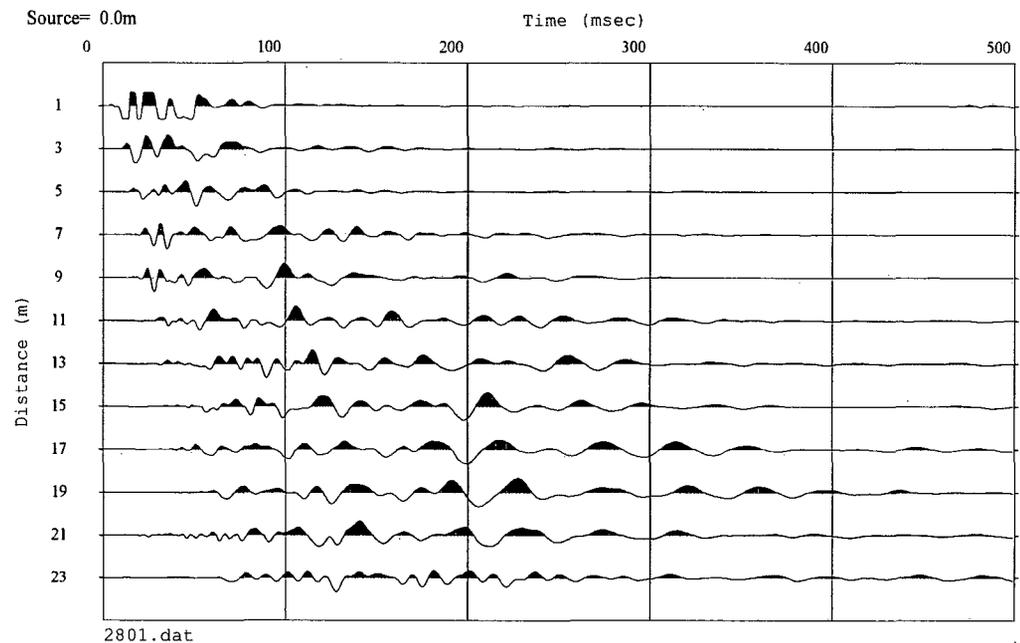
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-17

Registro: 2801

Shot: 01

Fecha: Junio, 2012



**CURVAS DE DISPERSION
MASW**

ENSAYO MASW
CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

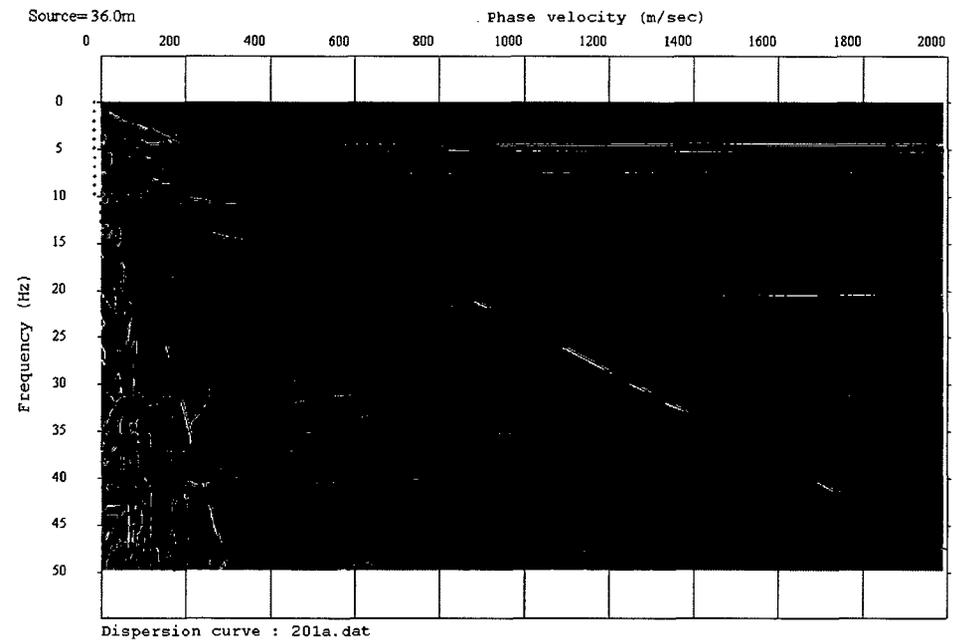
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-01

Registro: 201a

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

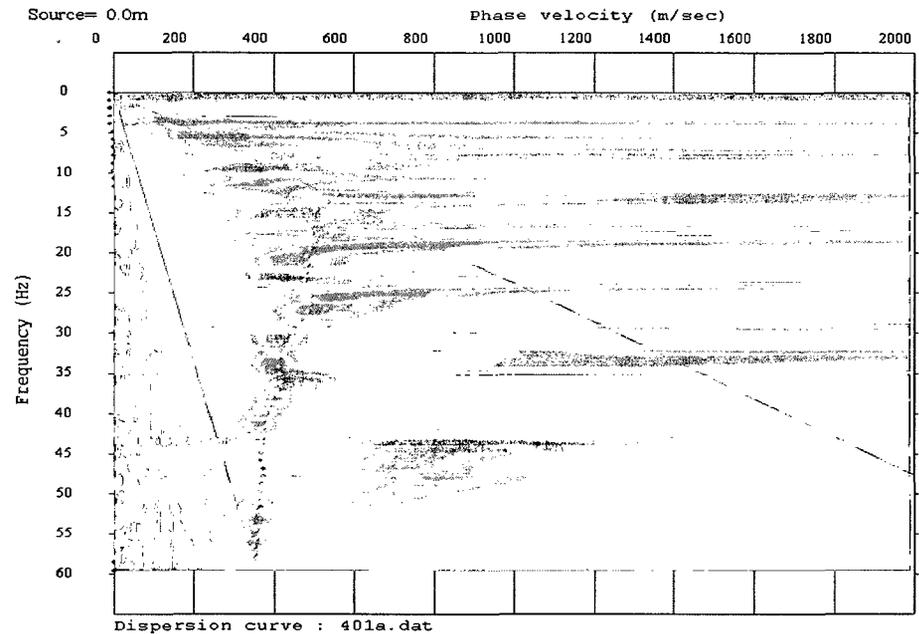
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-02

Registro: 401a

Shot: 01

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

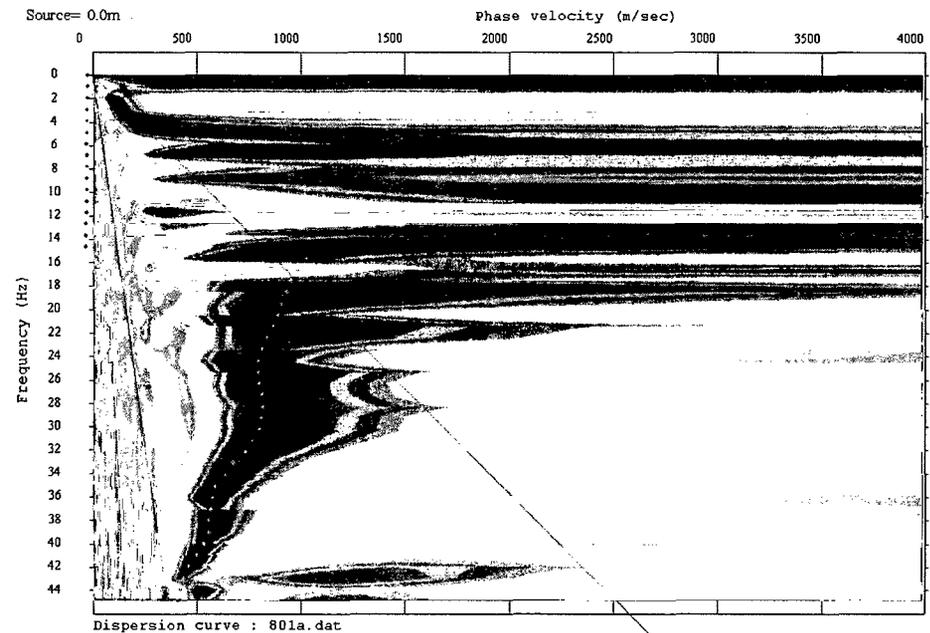
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-04

Registro: 801a

Shot: 01

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

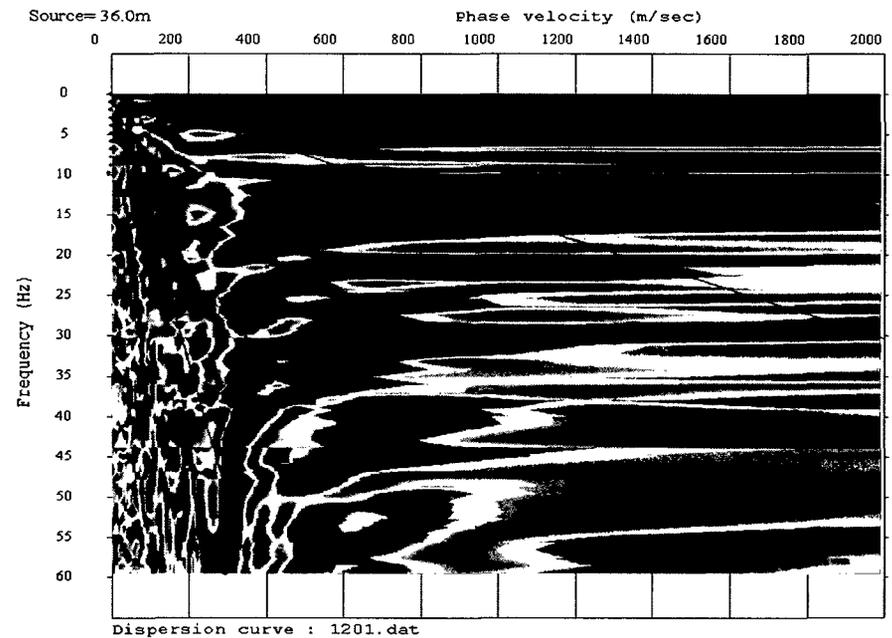
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-06

Registro: 1201

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

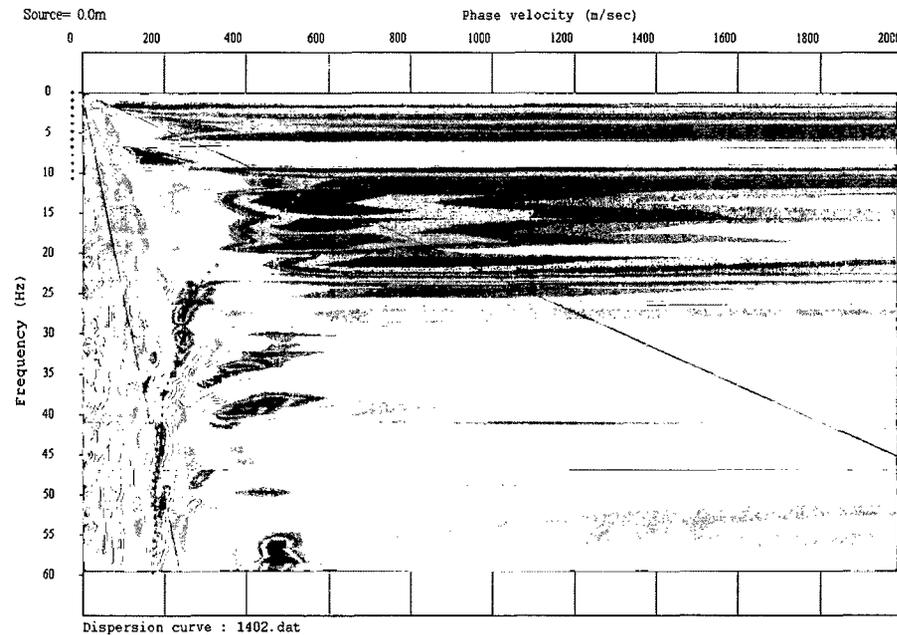
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-07

Registro: 1402

Shot: 01

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

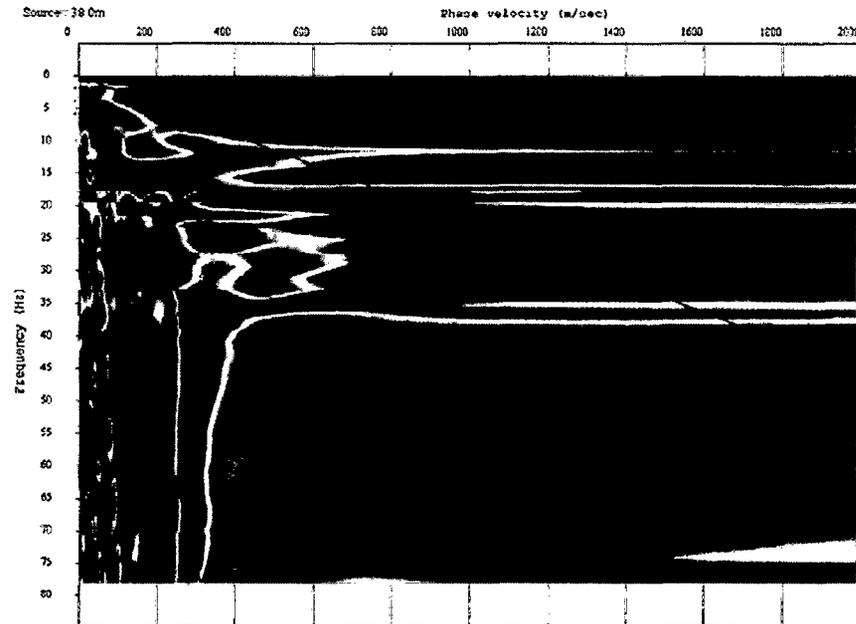
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-08

Registro: 1501

Shot: 04

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

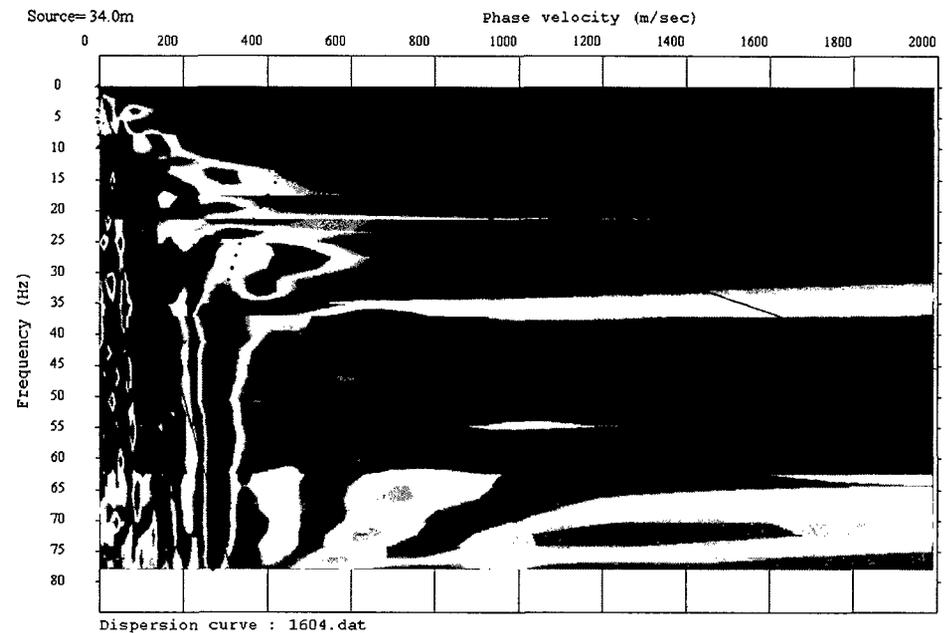
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-09

Registro: 1604

Shot: 03

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

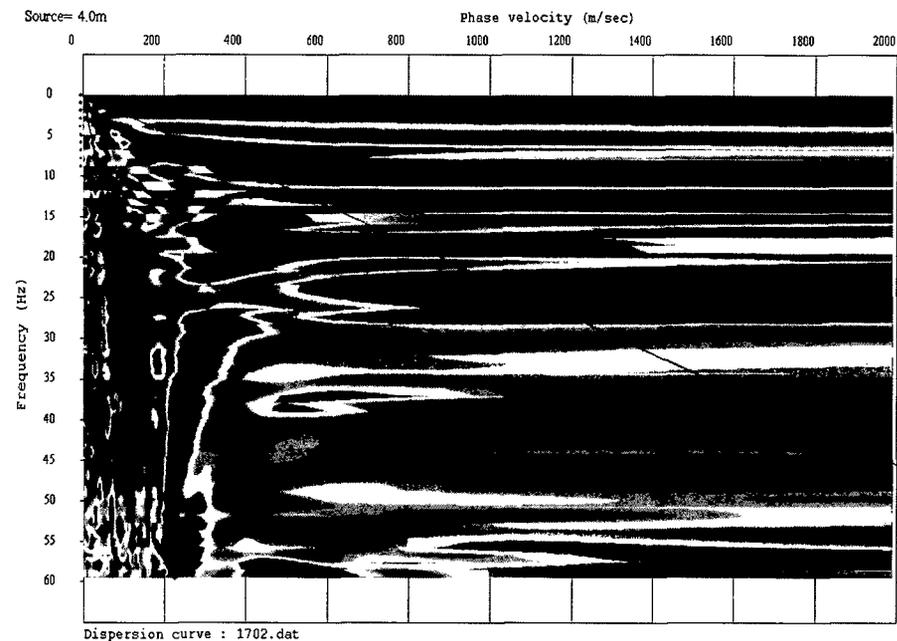
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-10

Registro: 1702

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW
CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

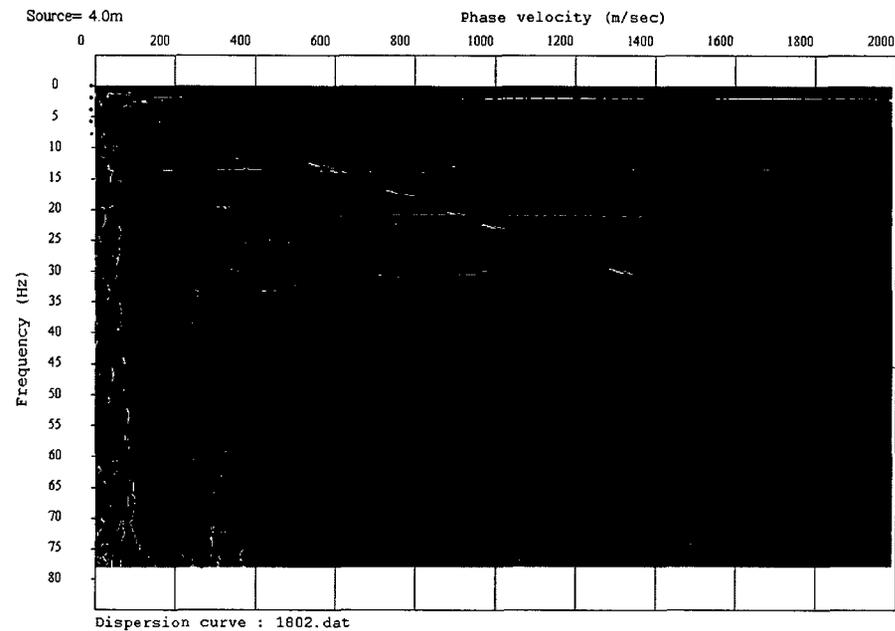
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-11

Registro: 1802

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

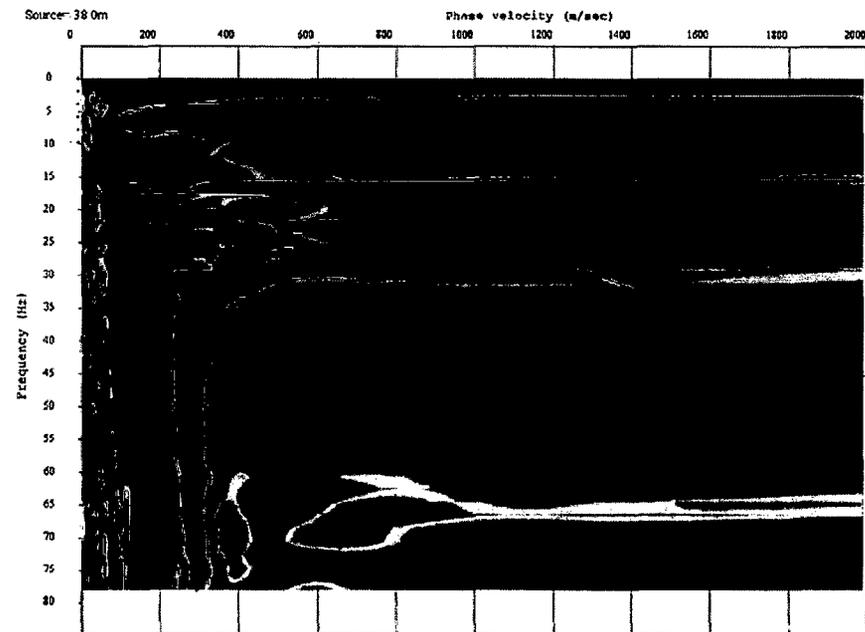
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-12

Registro: 1901

Shot: 04

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

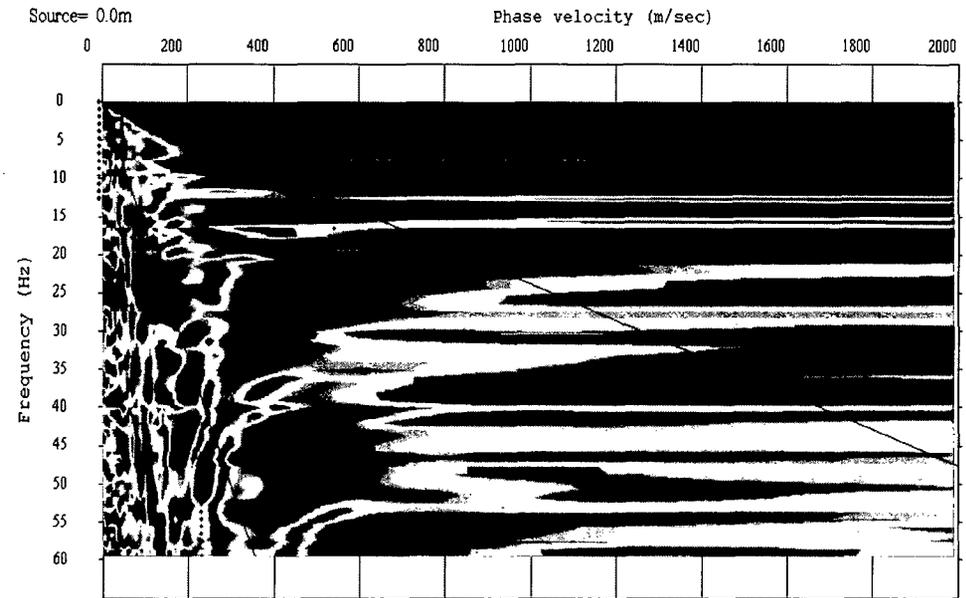
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-13

Registro: 2101

Shot: 01

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

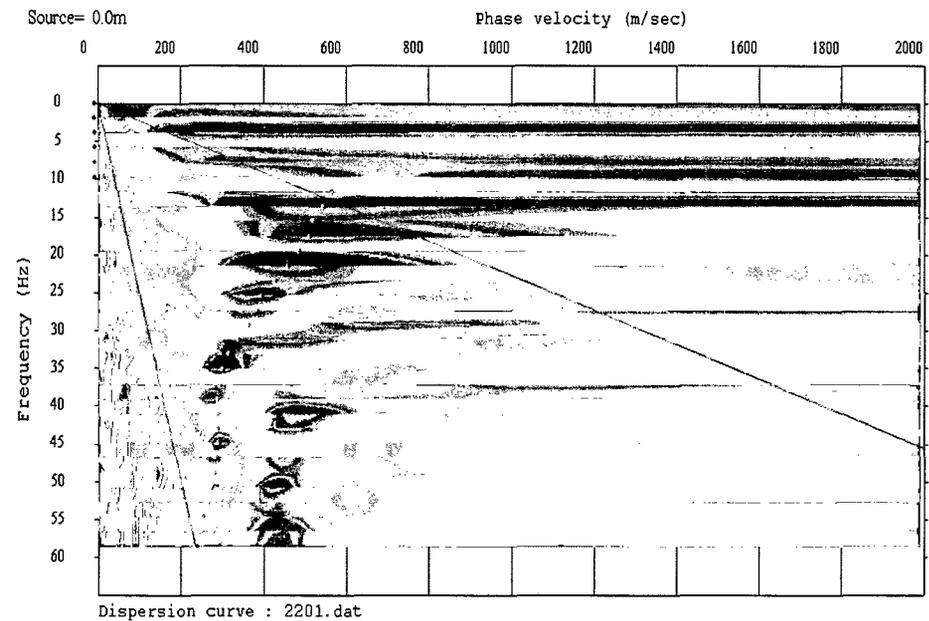
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-14

Registro: 2201

Shot: 01

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

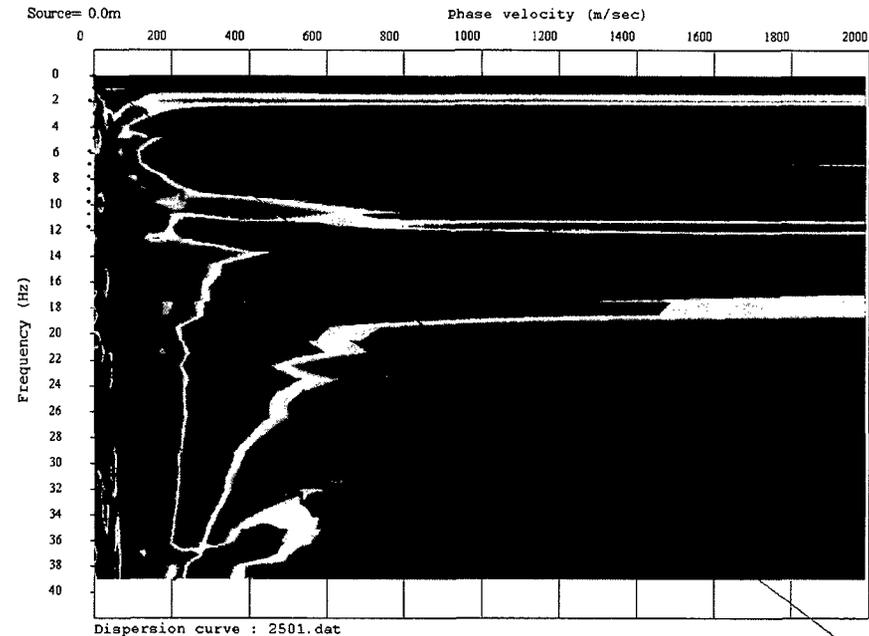
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-15

Registro: 2501

Shot: 01

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

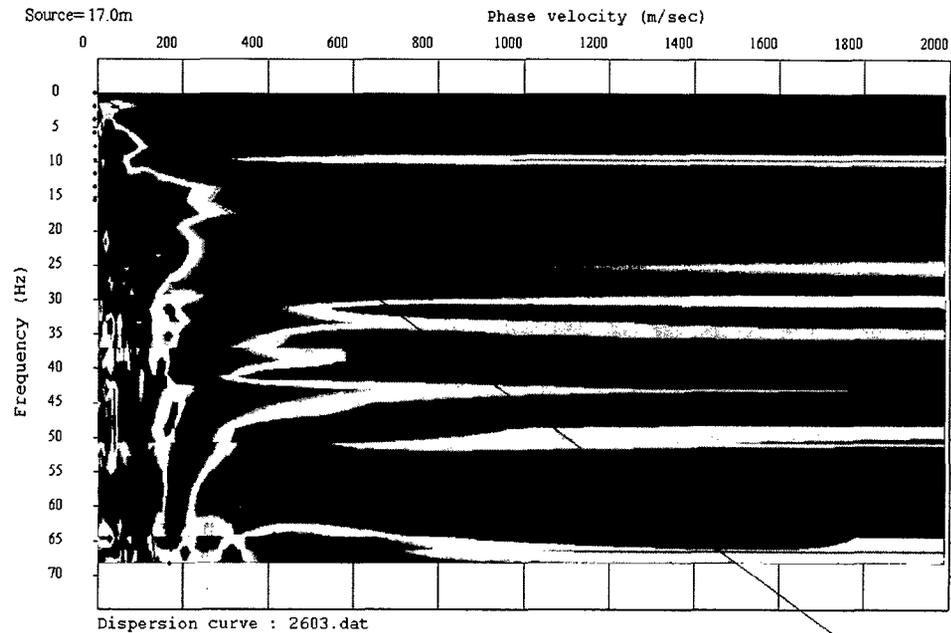
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-16

Registro: 2603

Shot: 02

Fecha: Junio, 2012



ENSAYO MASW

CURVA DE DISPERSIÓN

Proyecto: Proyecto Hotel Larcomar – Miraflores –
Estudio Geofísico por los Métodos de
Refracción Sísmica y MASW.

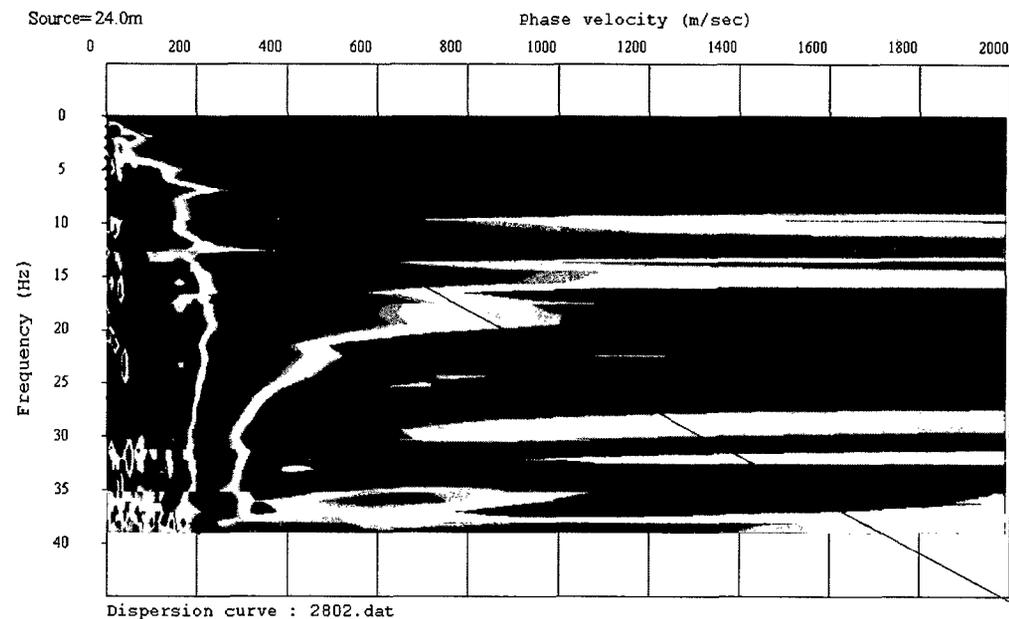
Lugar: Miraflores – Lima

Línea: LW-17

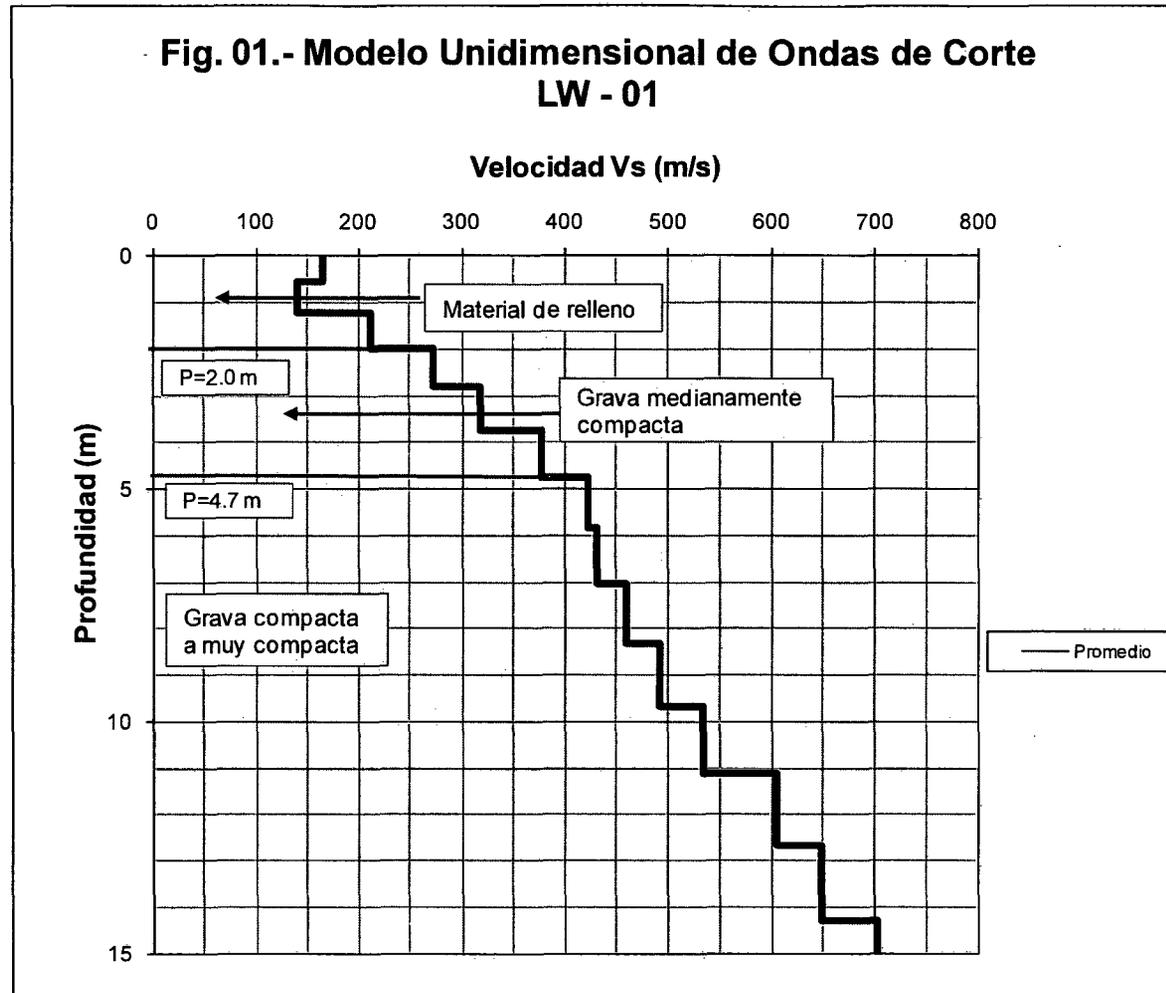
Registro: 2802

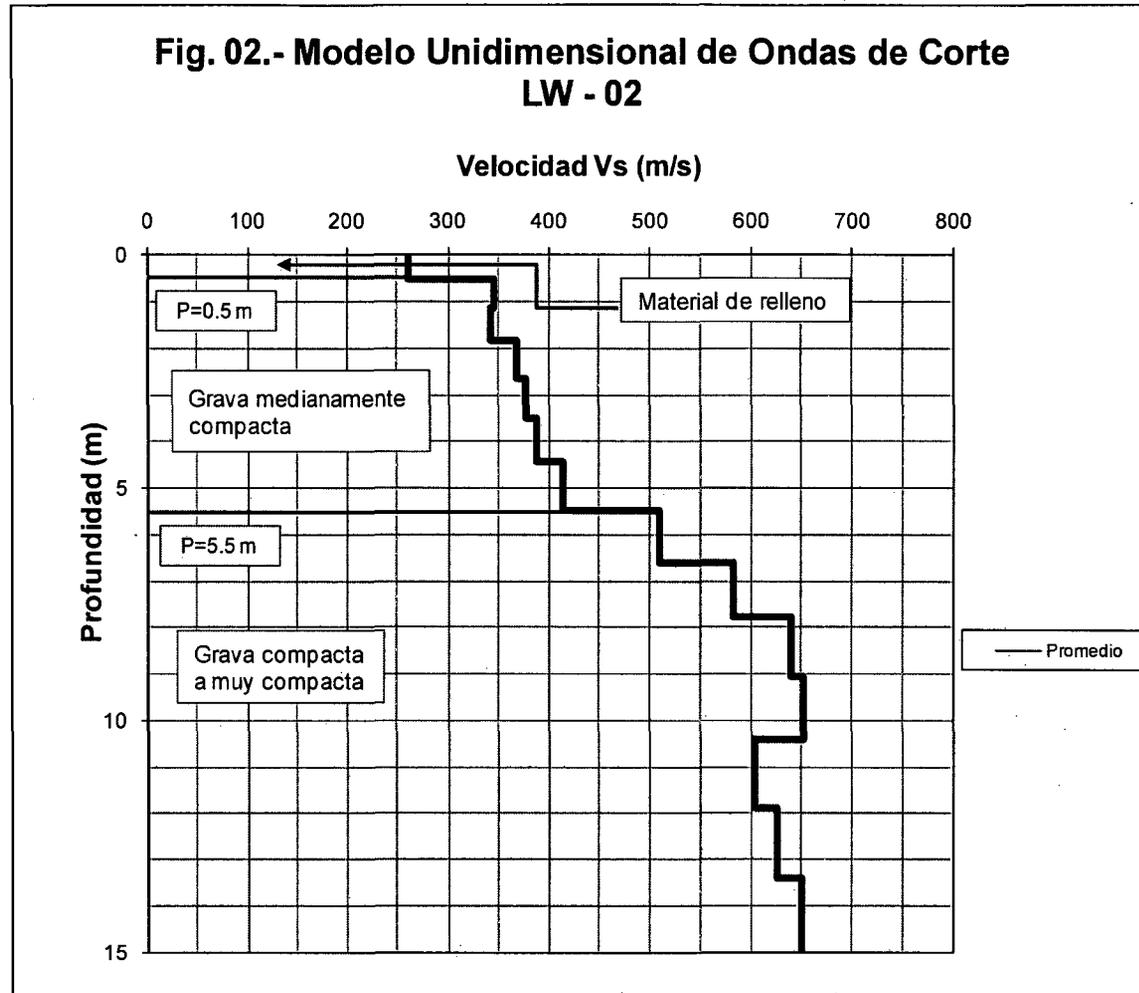
Shot: 02

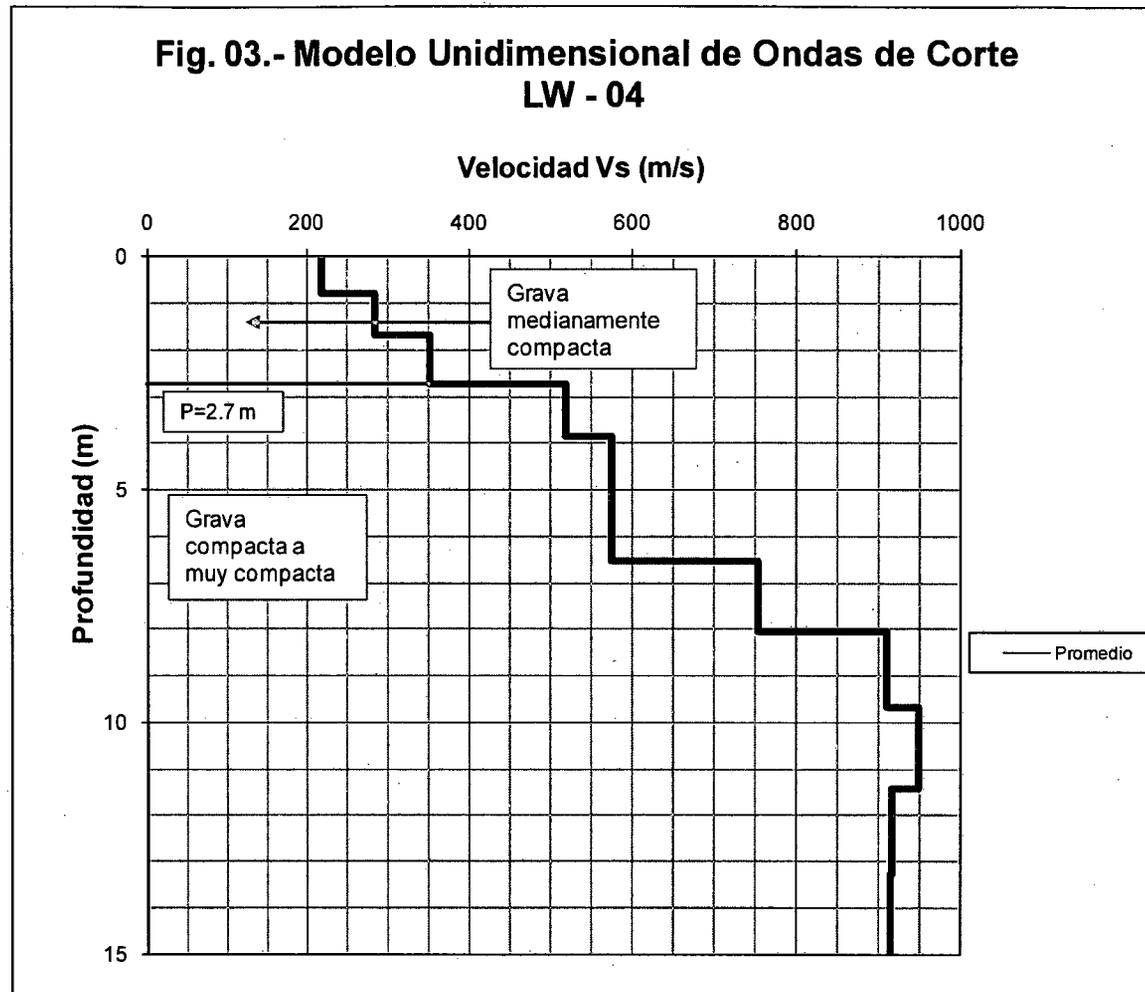
Fecha: Junio, 2012

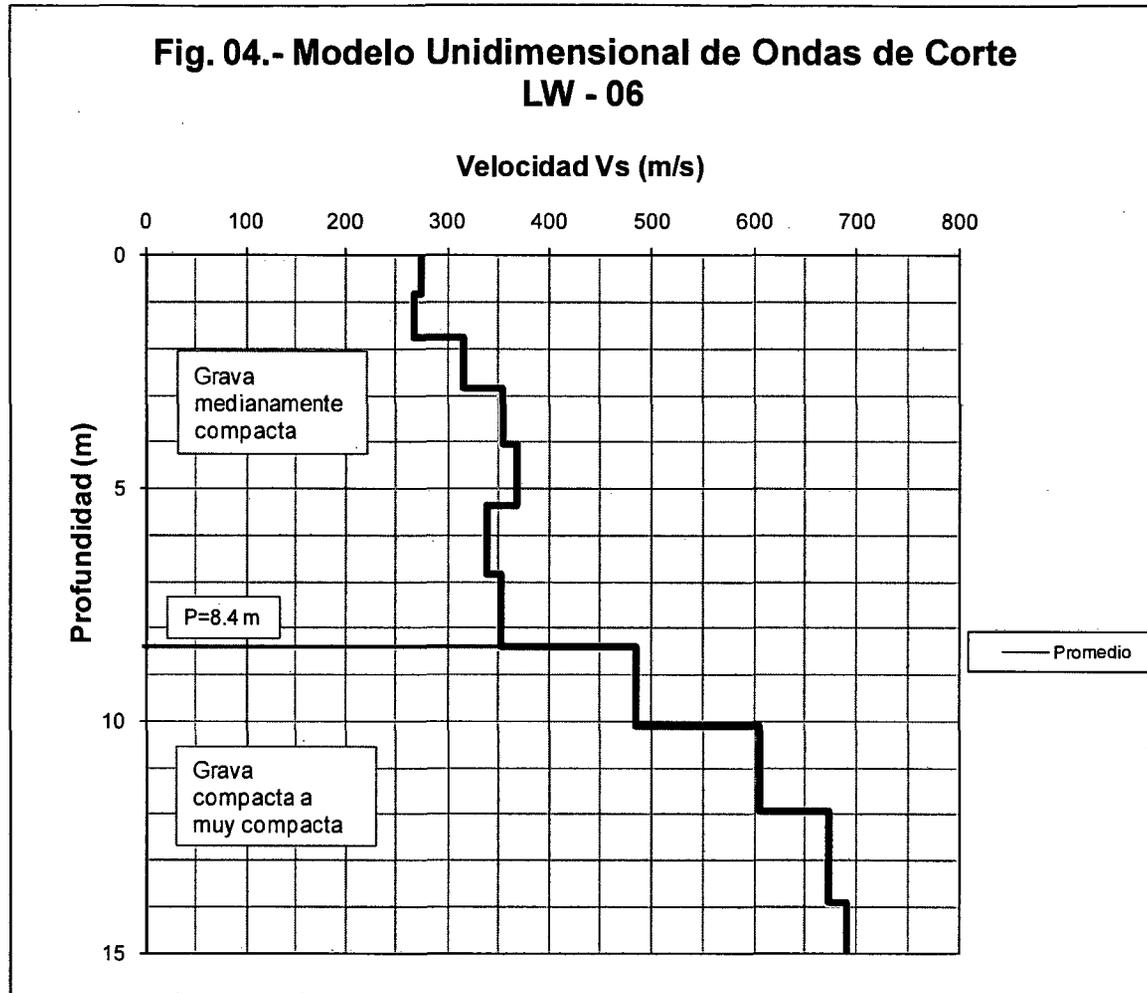


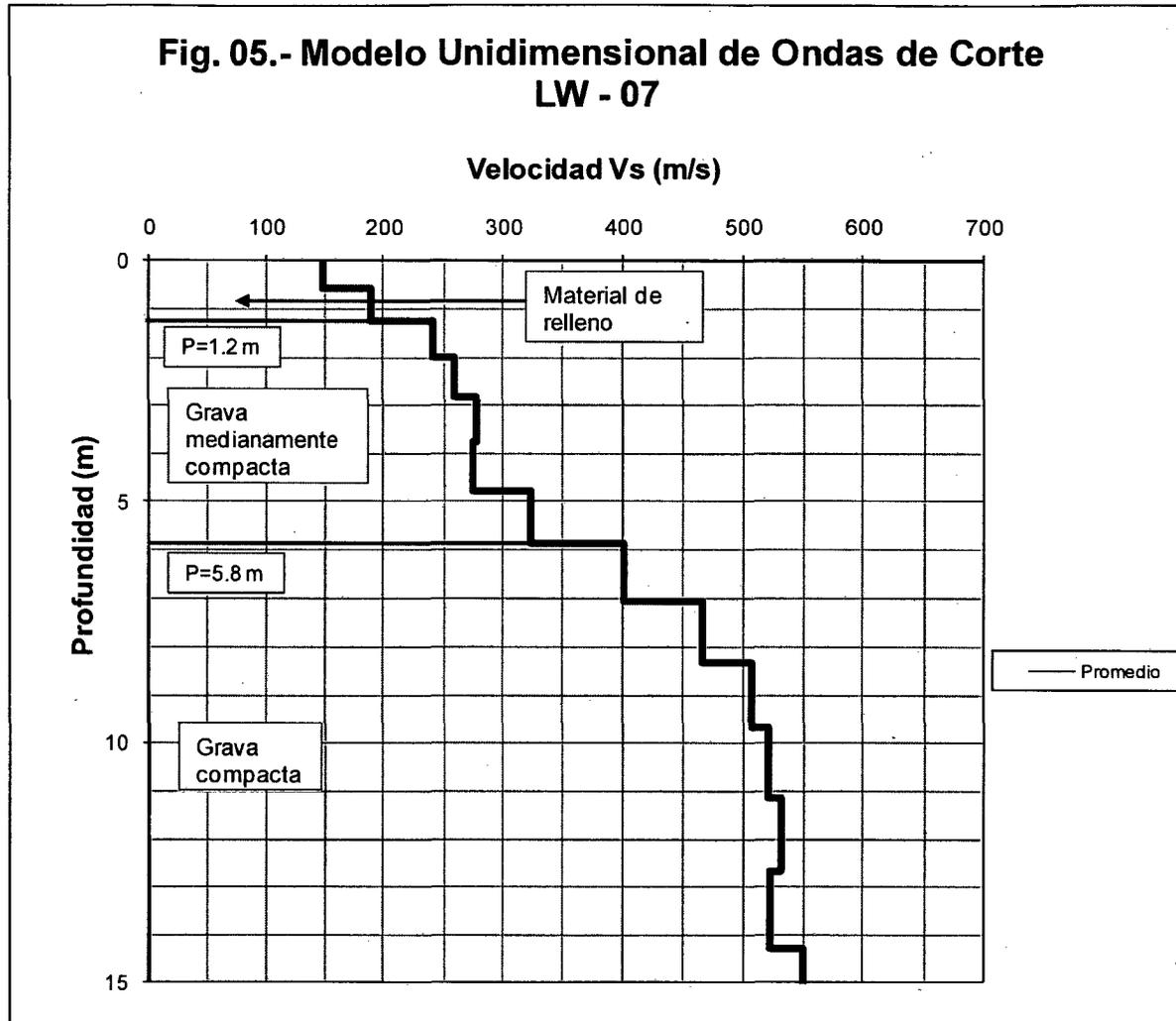
**MODELO UNIDIMENSIONAL DE ONDAS
DE CORTE-MASW**

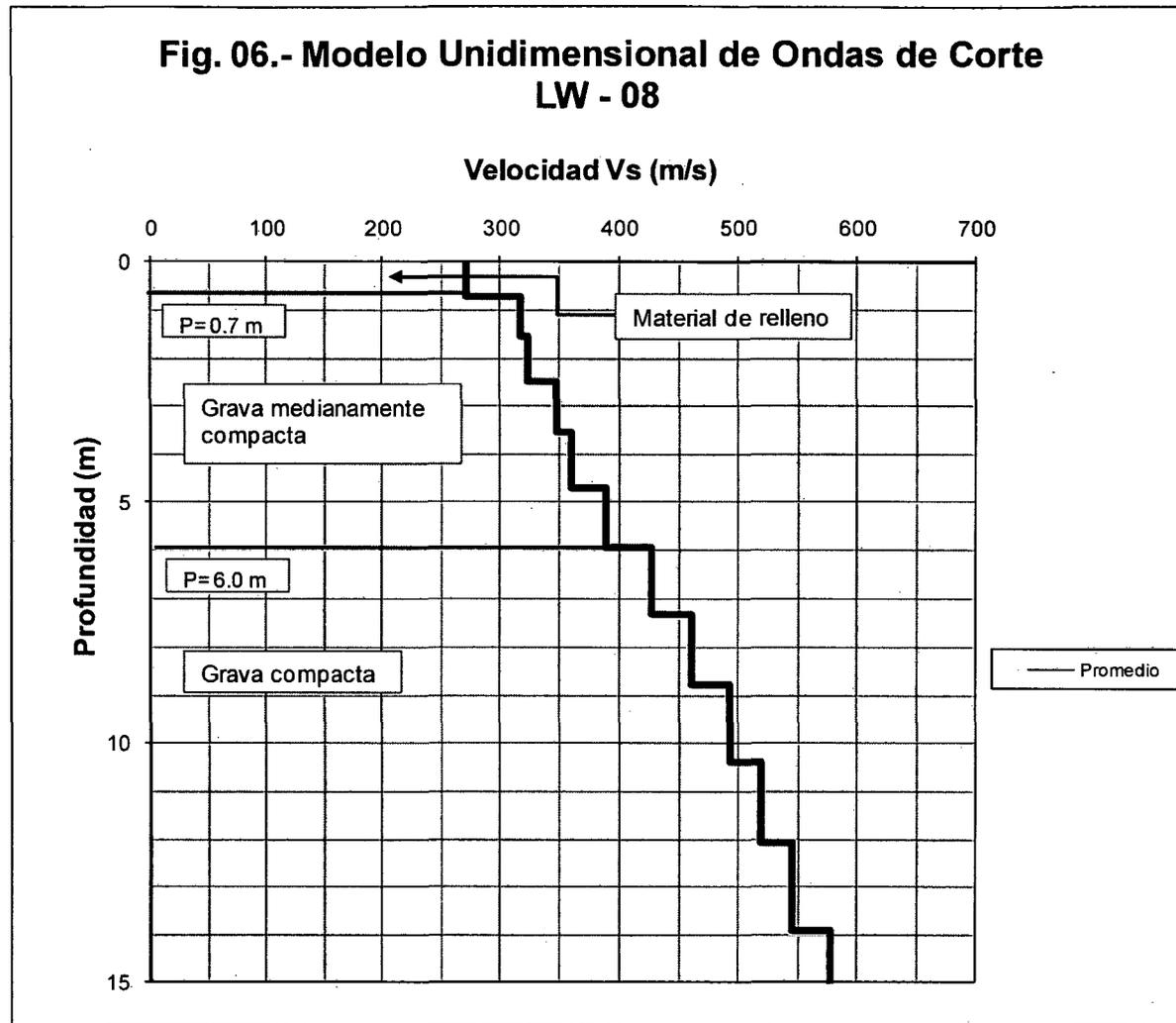


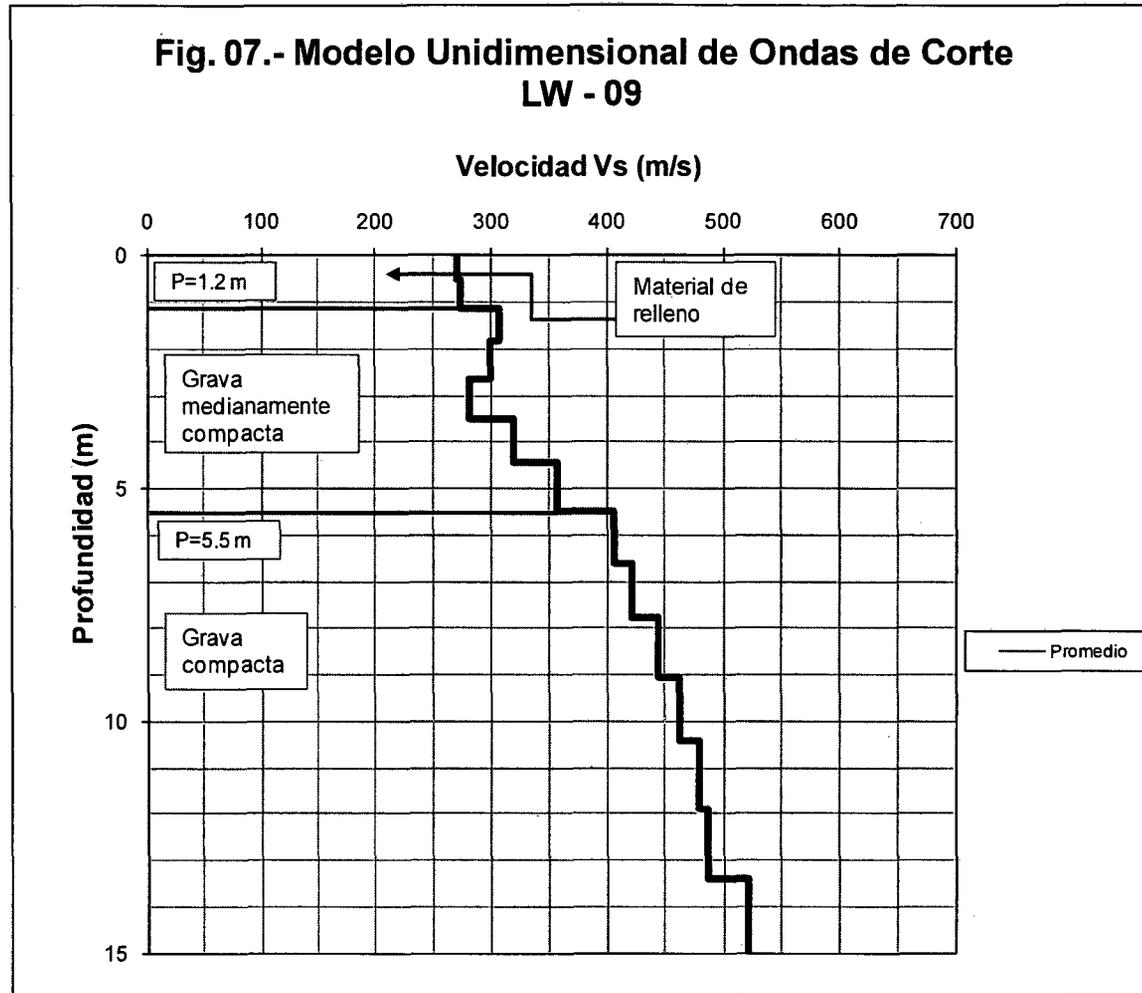


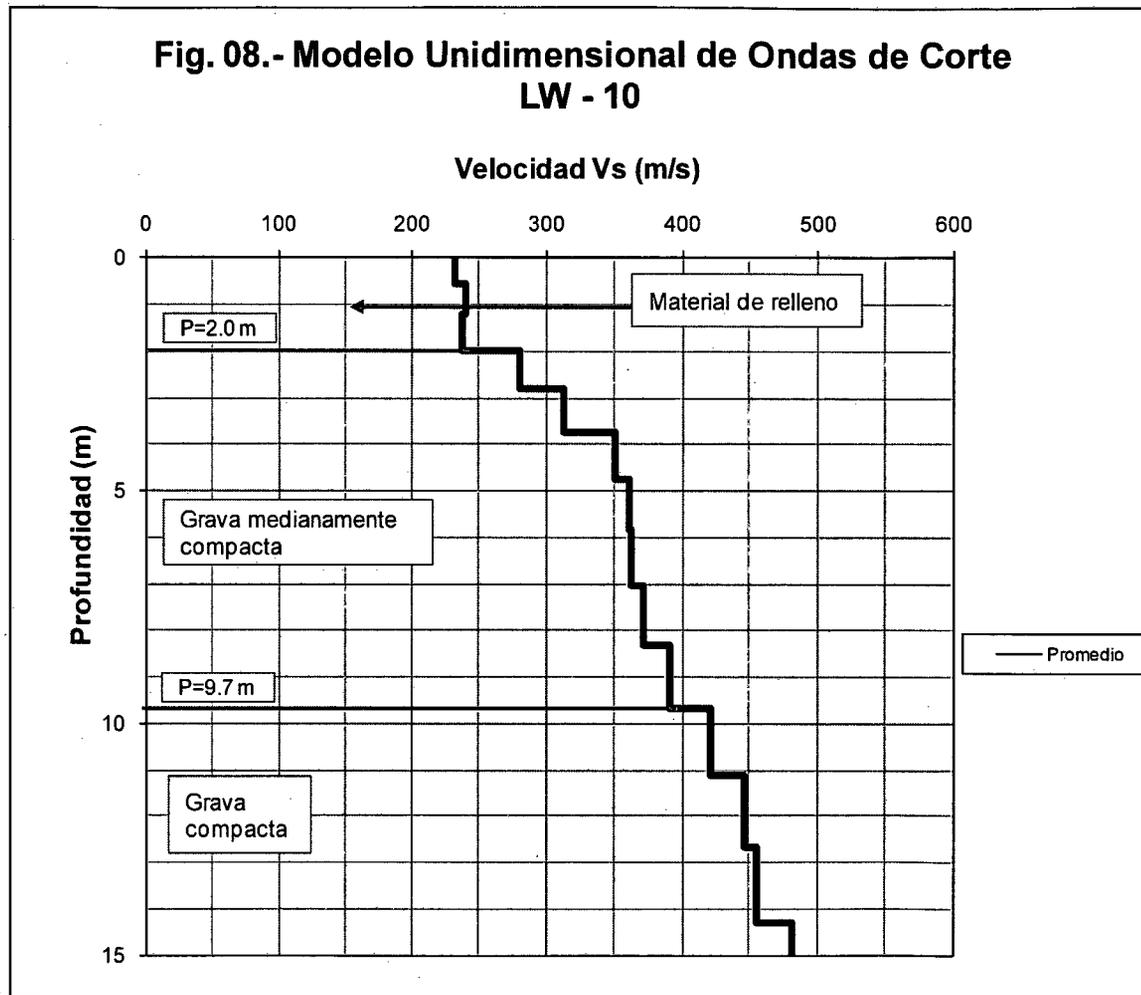


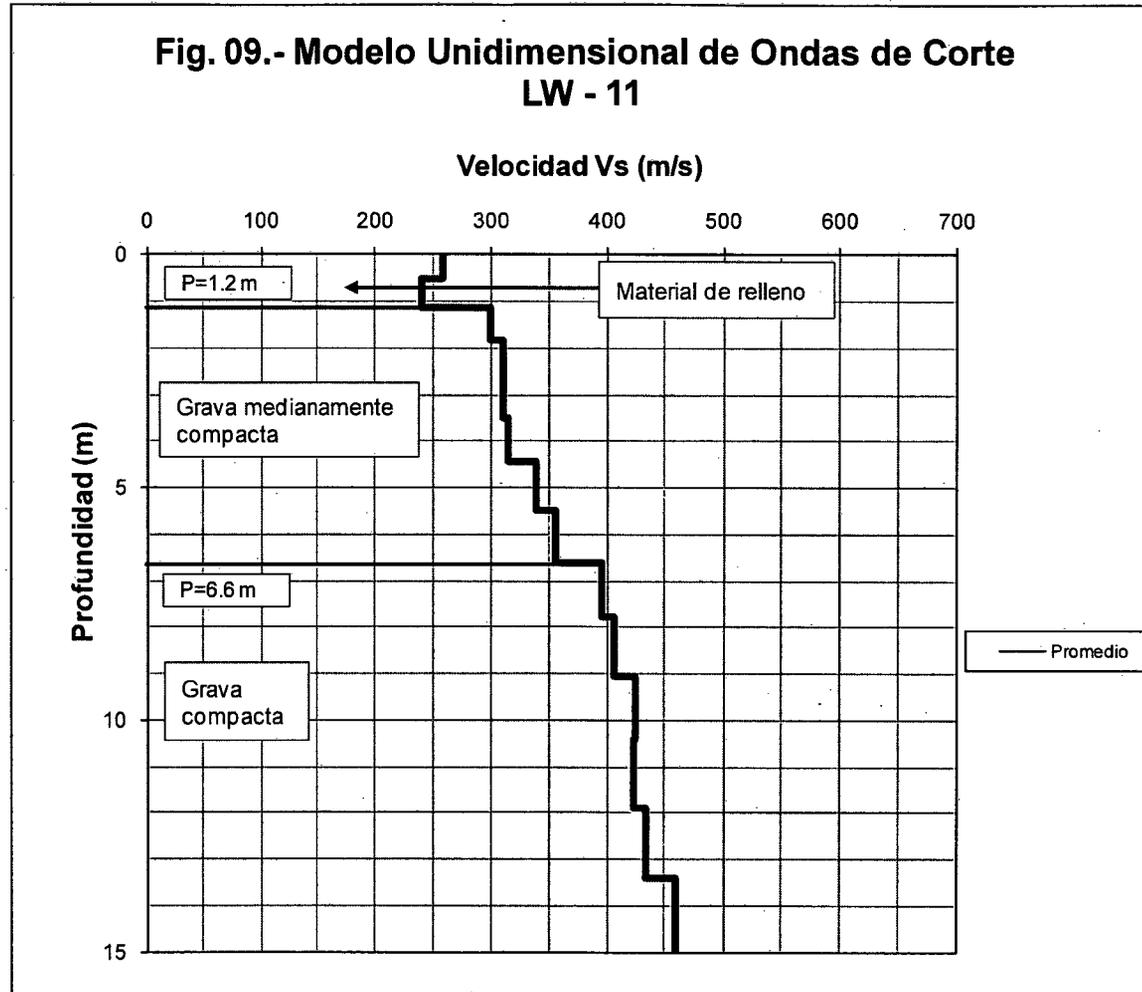


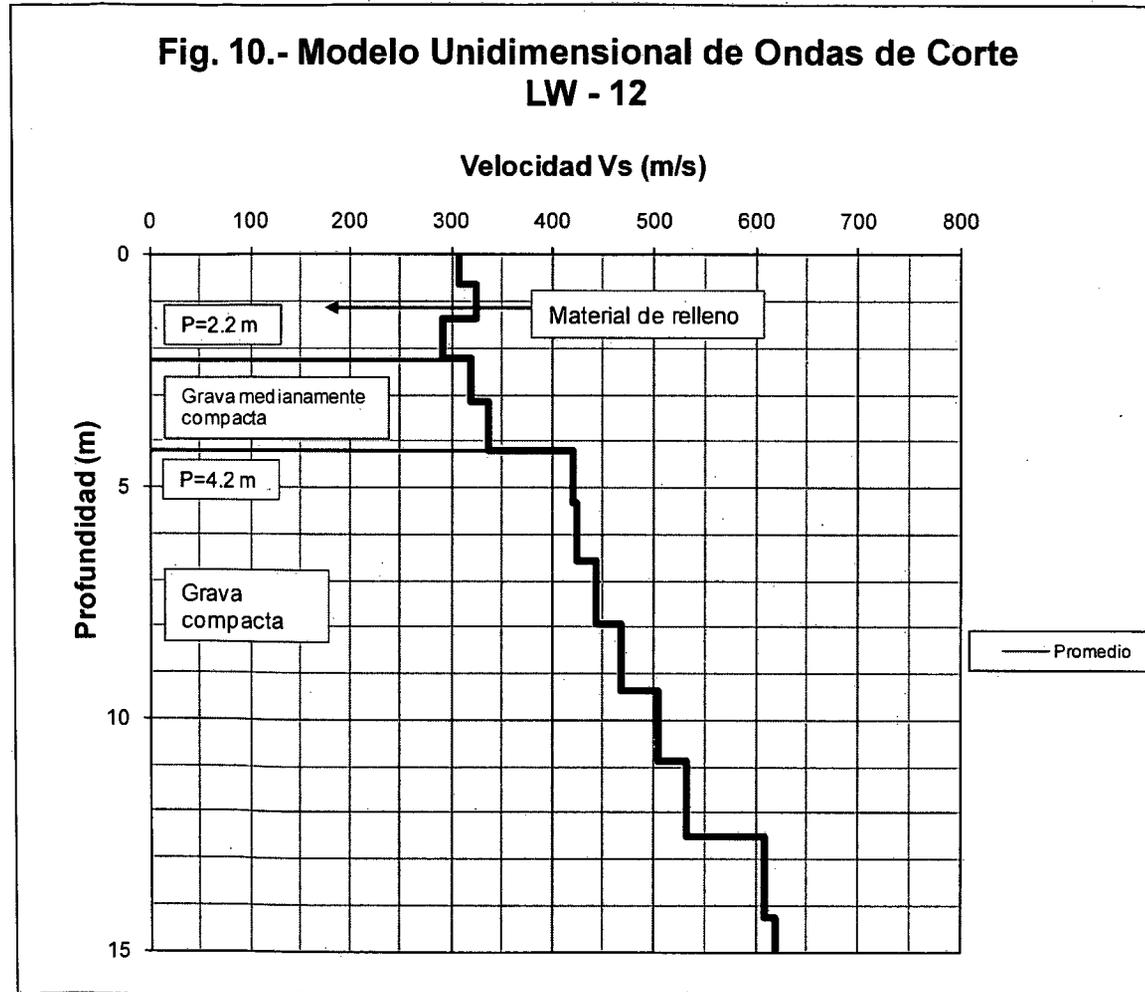


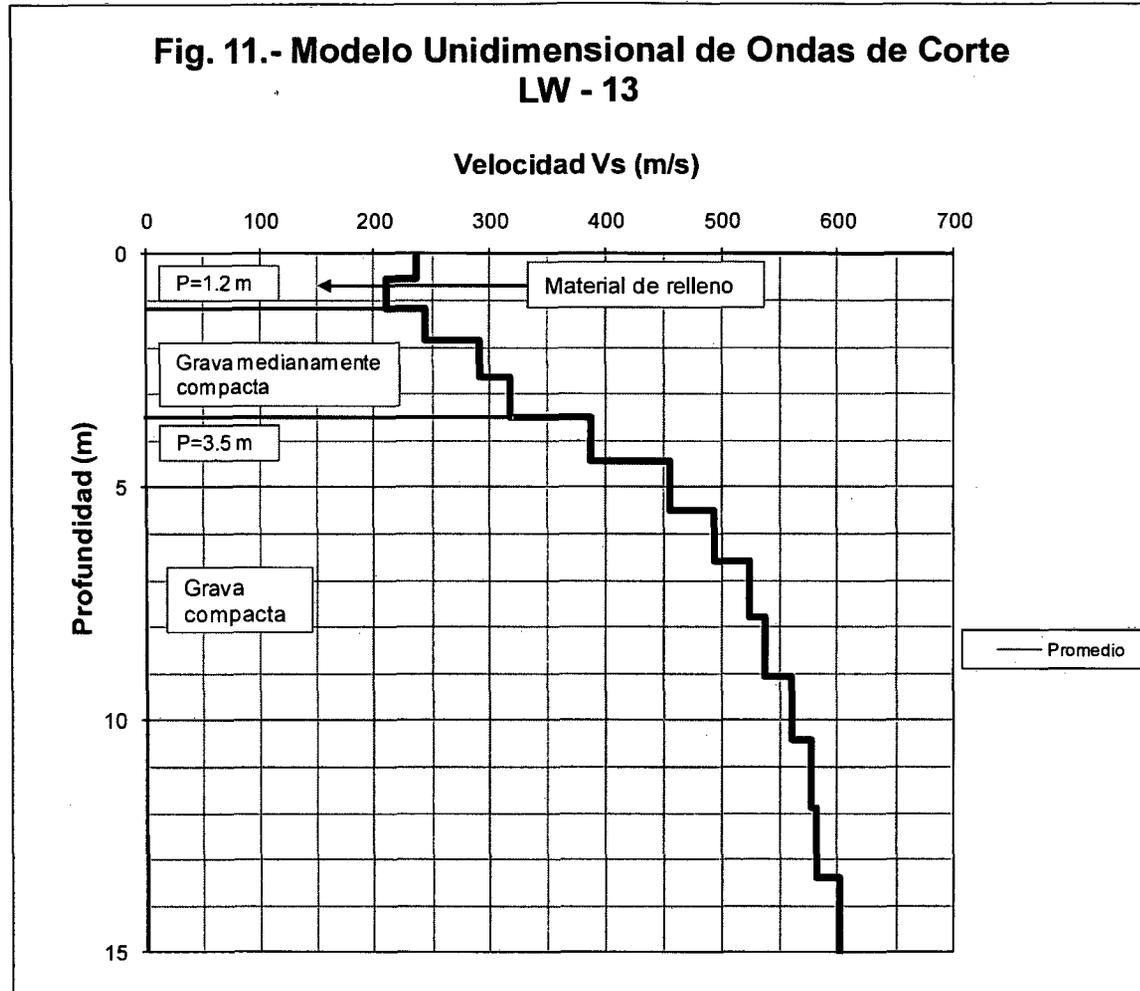


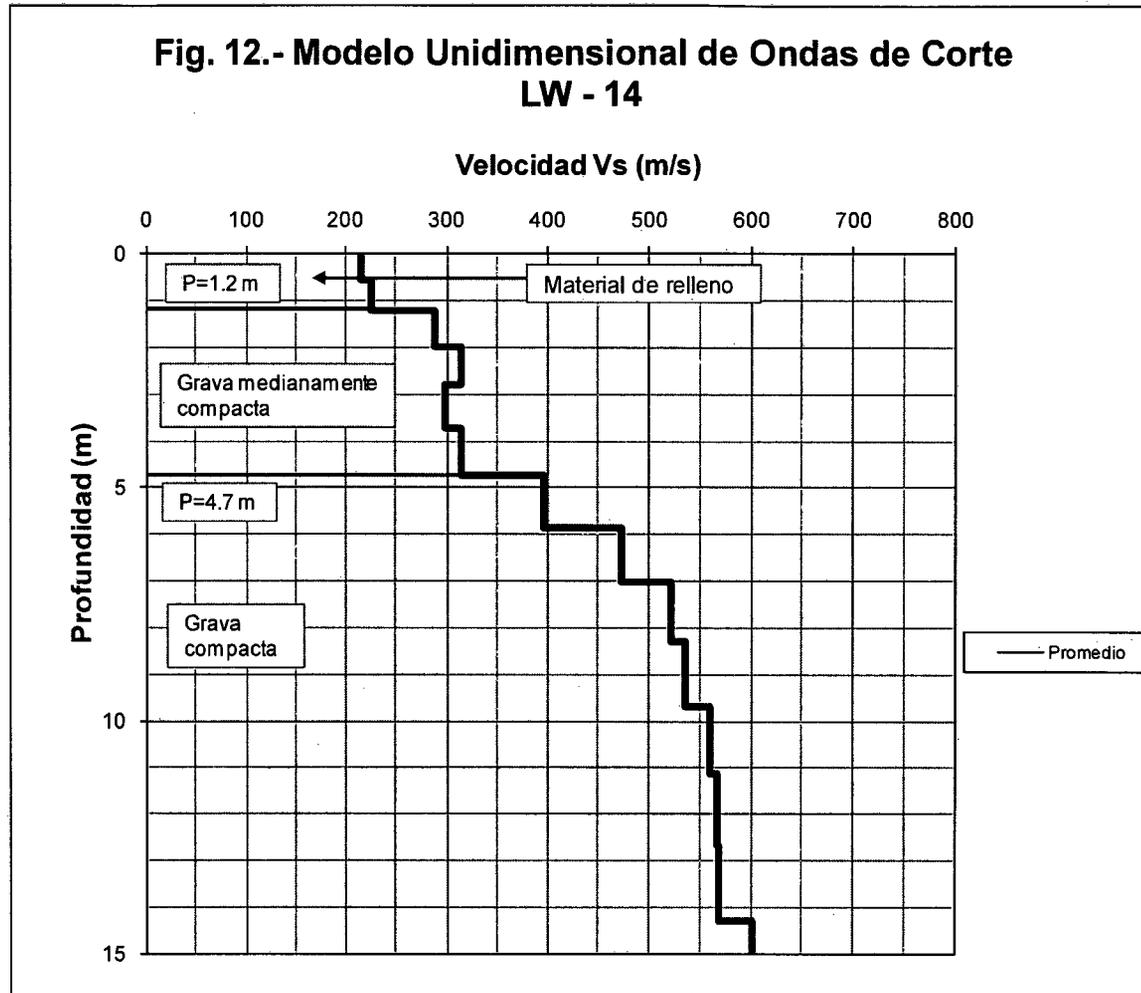


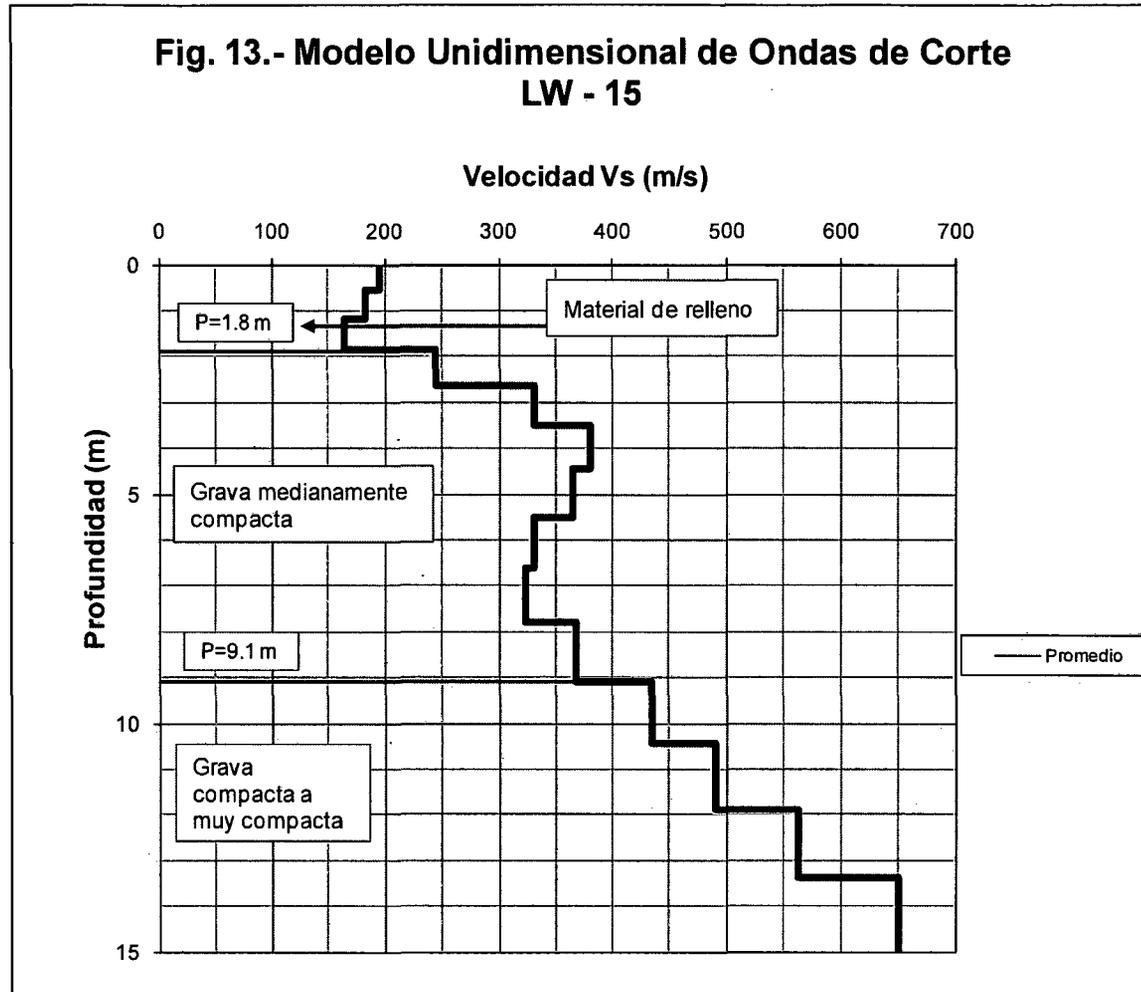


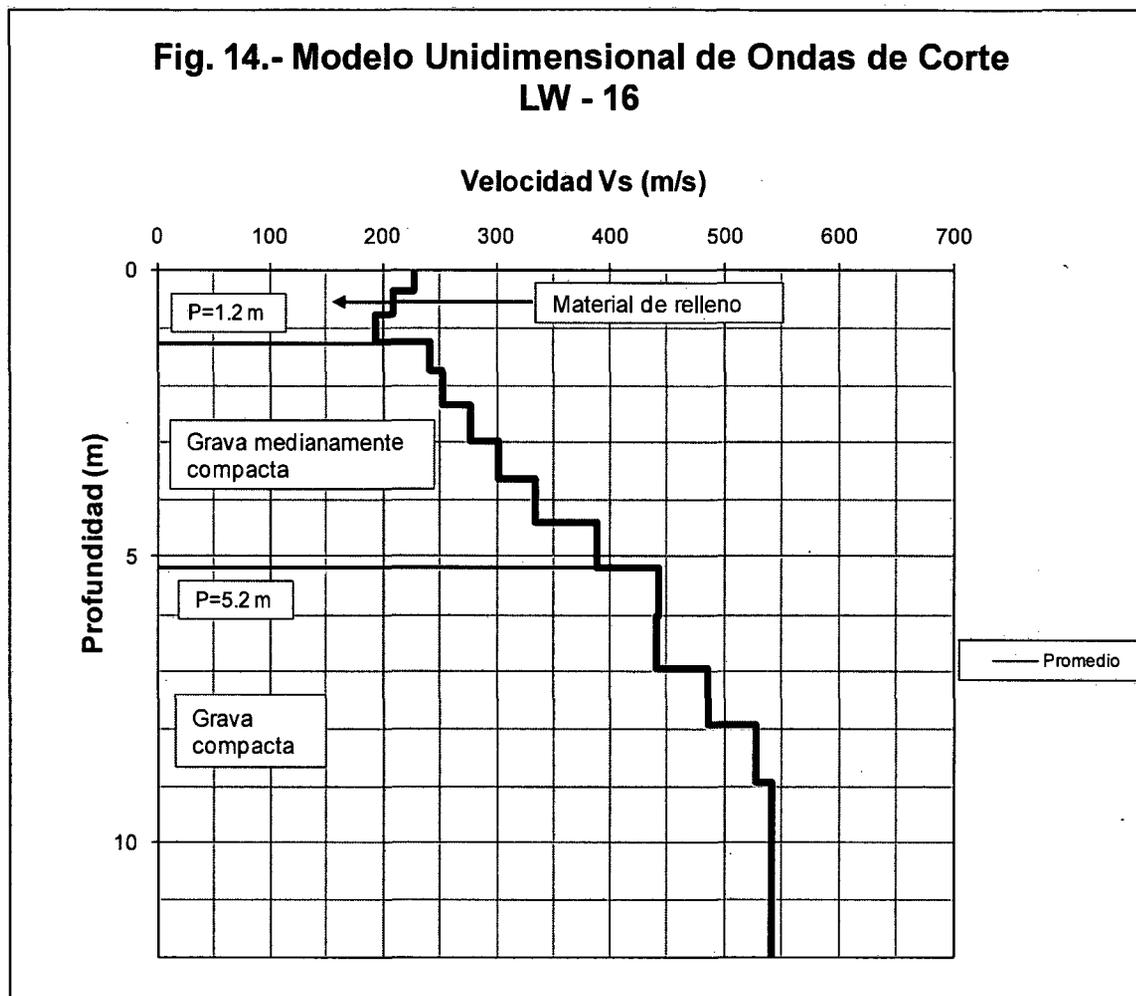


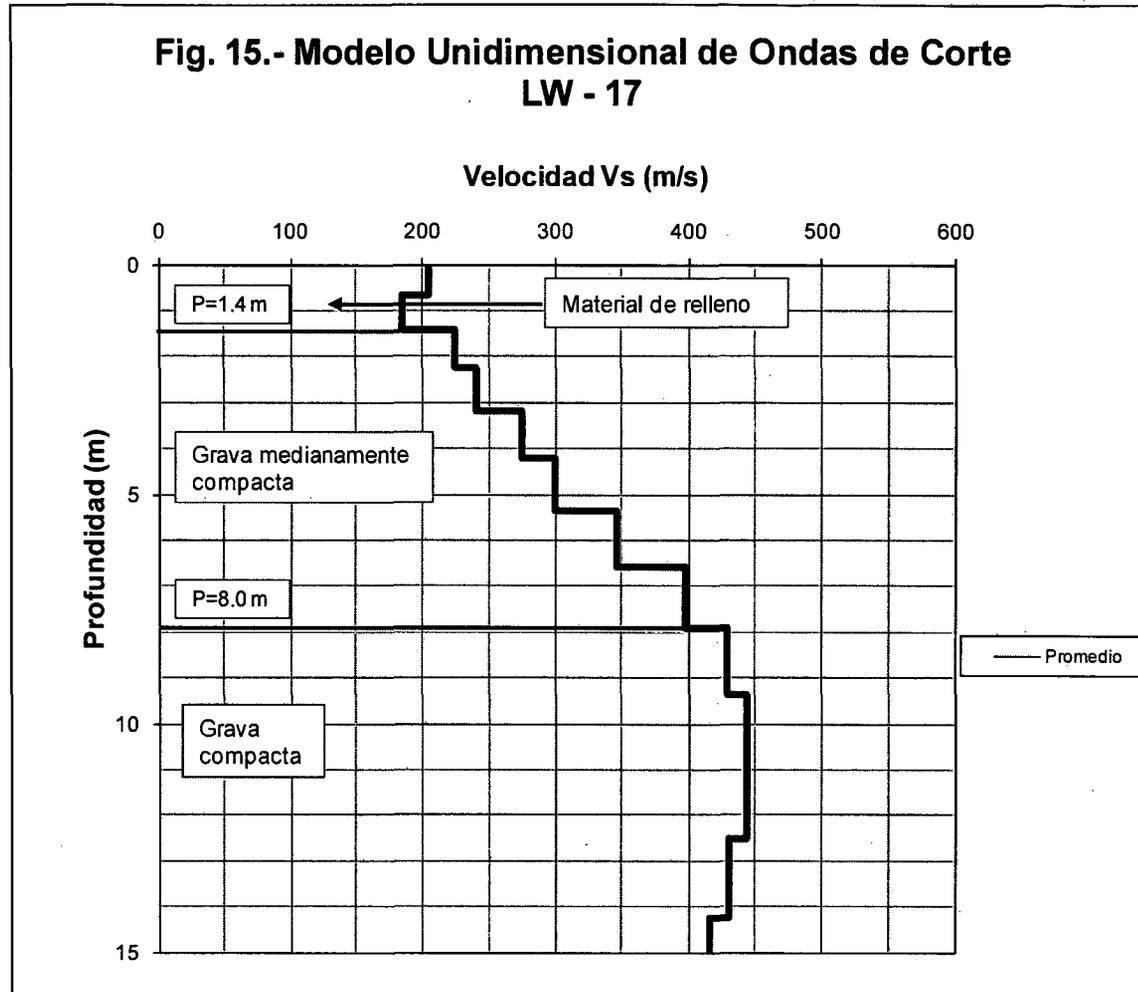










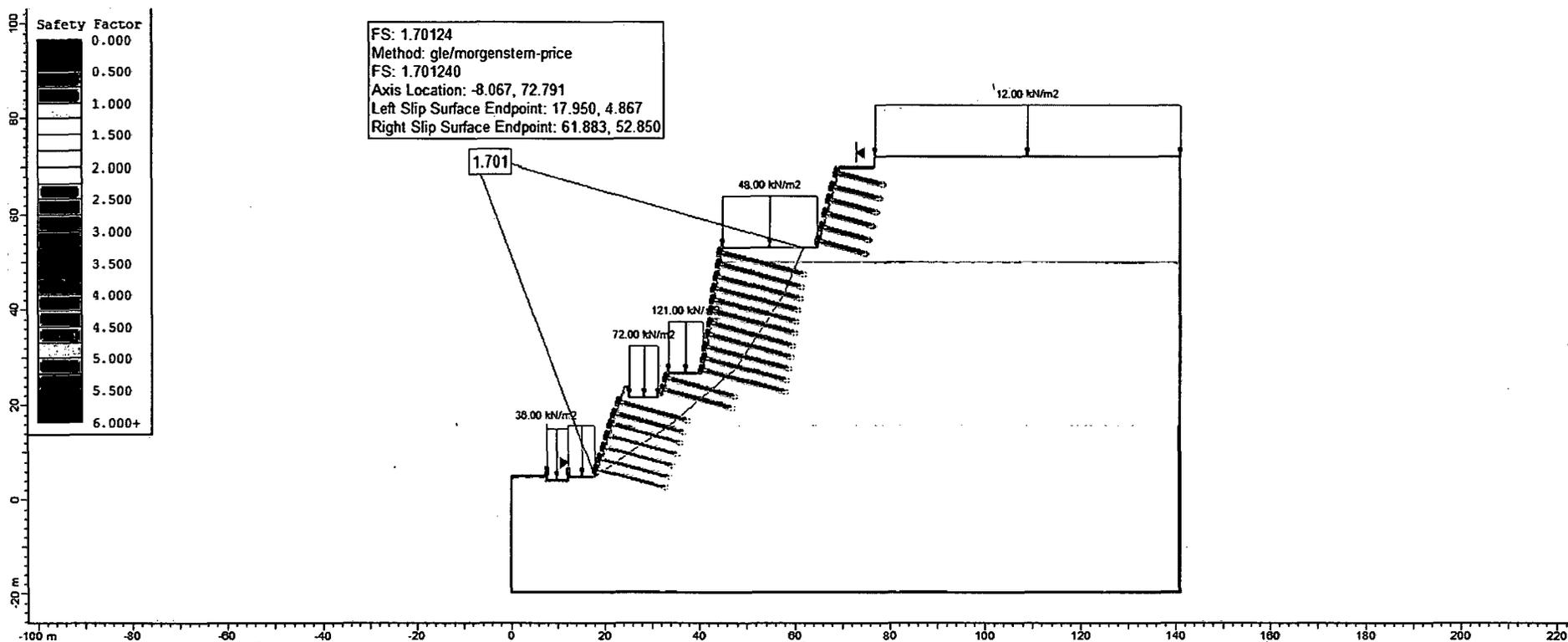


ANEXO VI
Análisis de Estabilidad de Taludes

ANÁLISIS ESTÁTICO

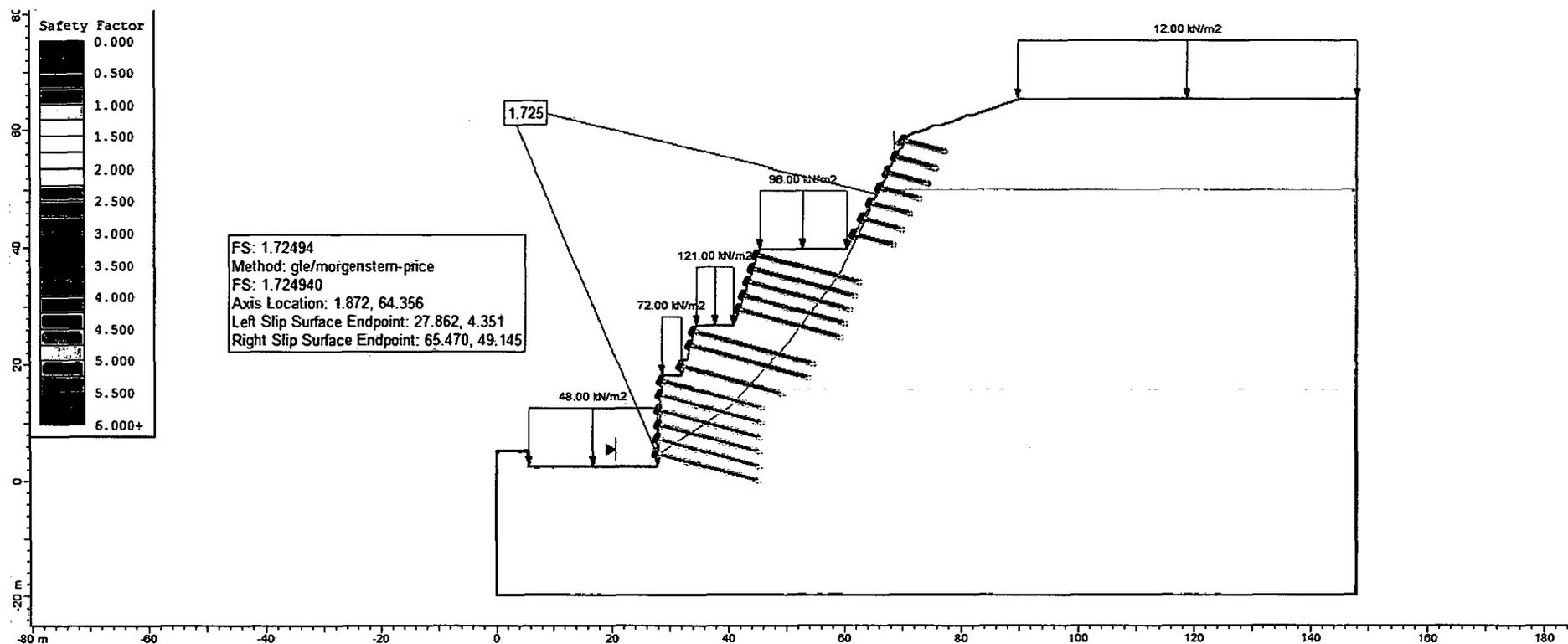
Análisis Estático del Bloque 1 – Ejes 1 al 8

FS= 1.701 - Método de Morgenstern-Price



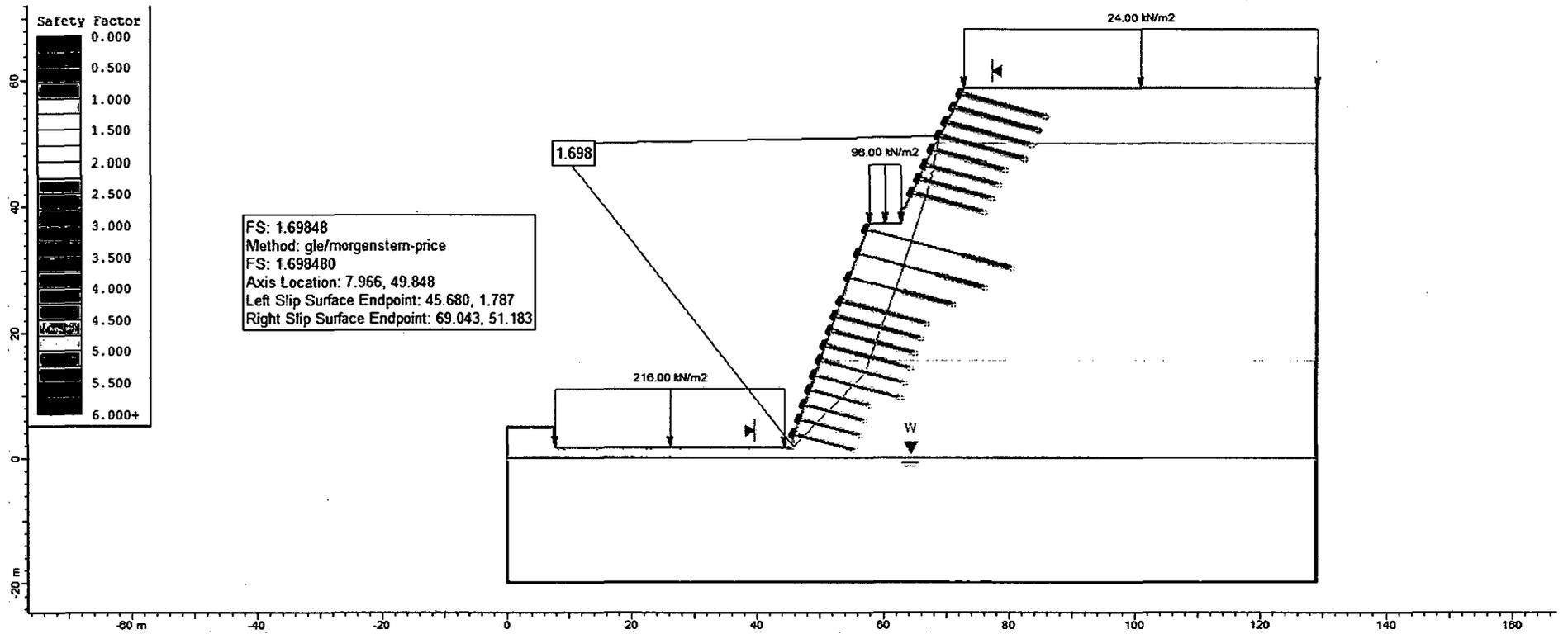
Análisis Estático del Bloque 1 – Ejes 9 al 11

FS= 1.725 - Método de Morgenstern-Price



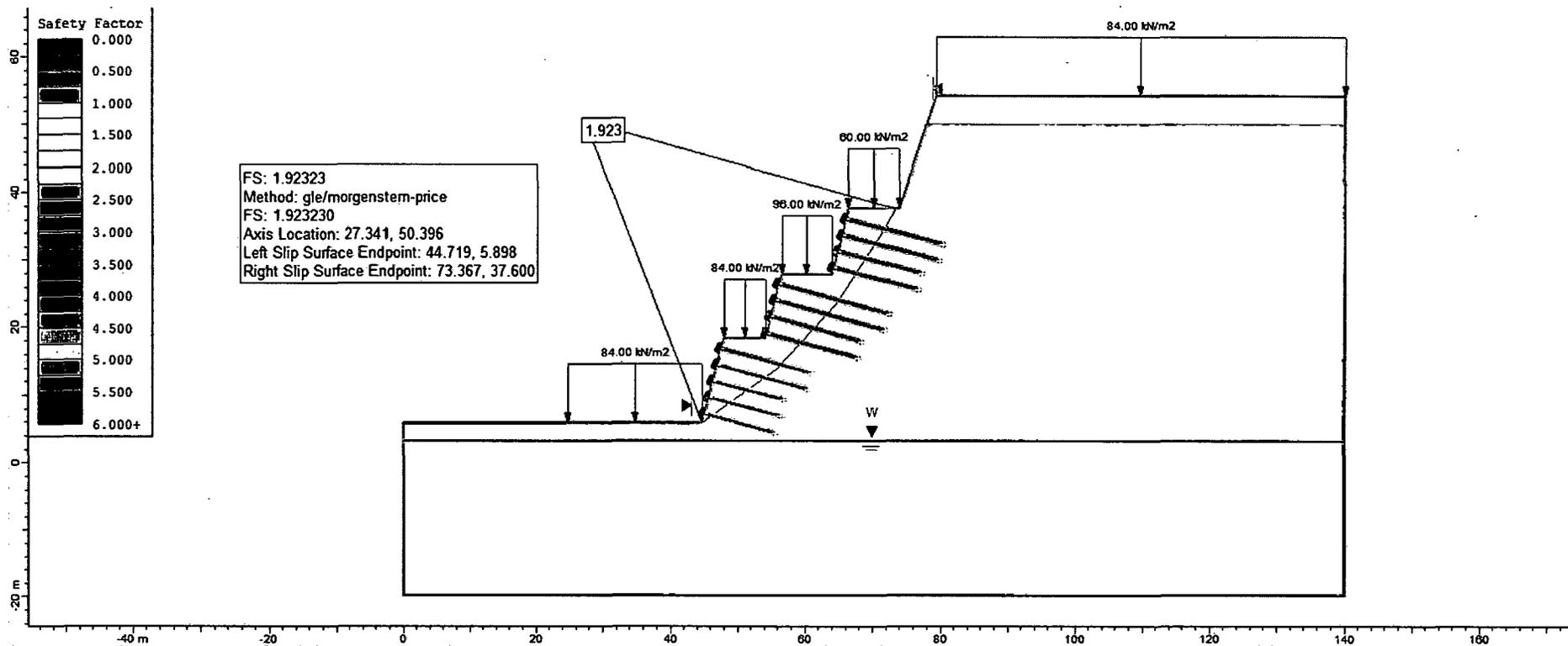
Análisis Estático del Bloque 2 – Ejes 11 al 14

FS= 1.698 - Método de Morgenstern-Price



Análisis Estático del Bloque 3 y 4

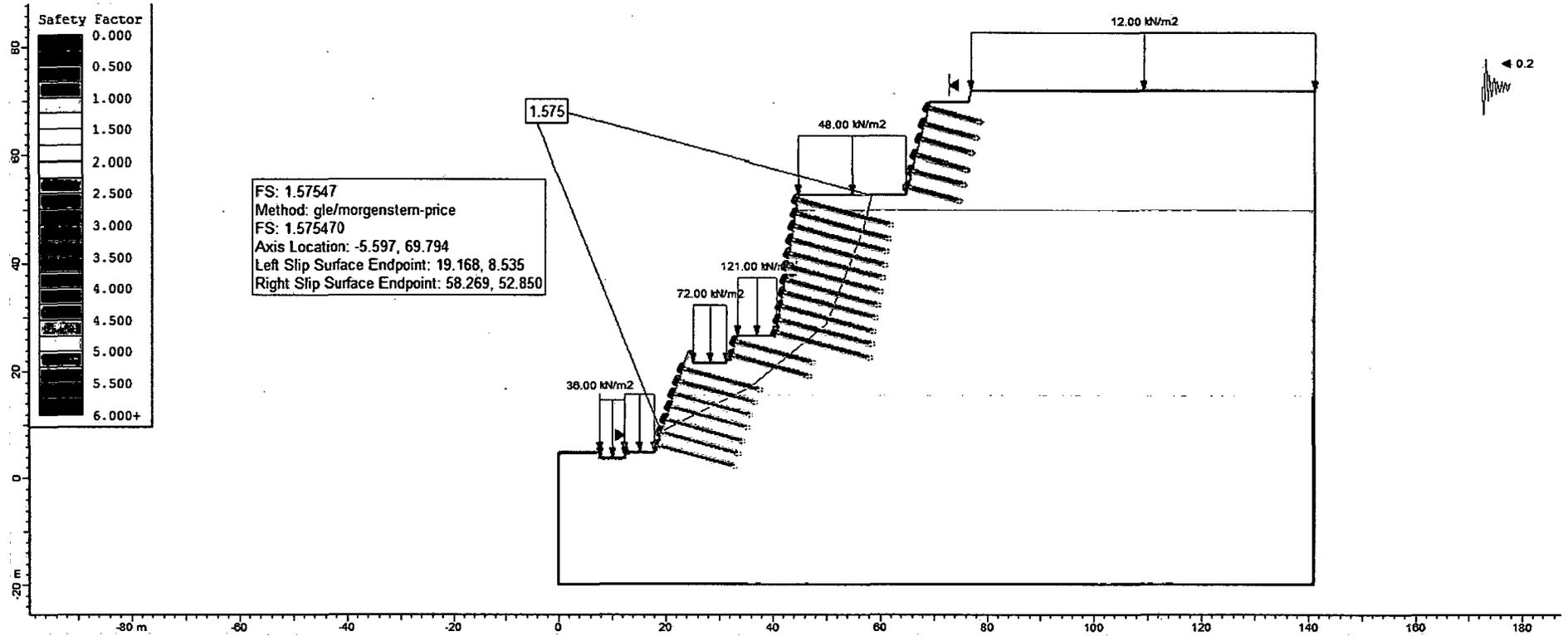
FS= 1.923 - Método de Morgenstern-Price



ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO

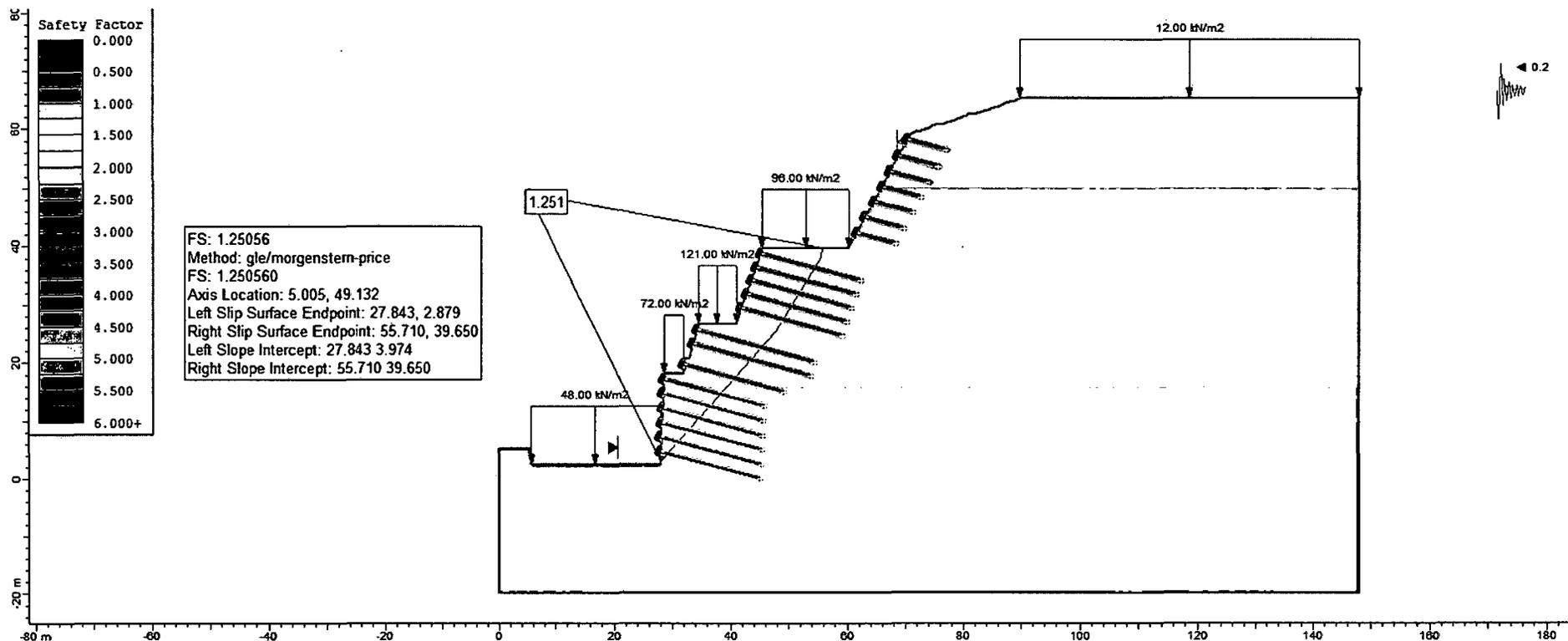
Análisis pseudoestático del Bloque 1 – Ejes 1 al 8

FS= 1.575- Método de Morgenstern-Price



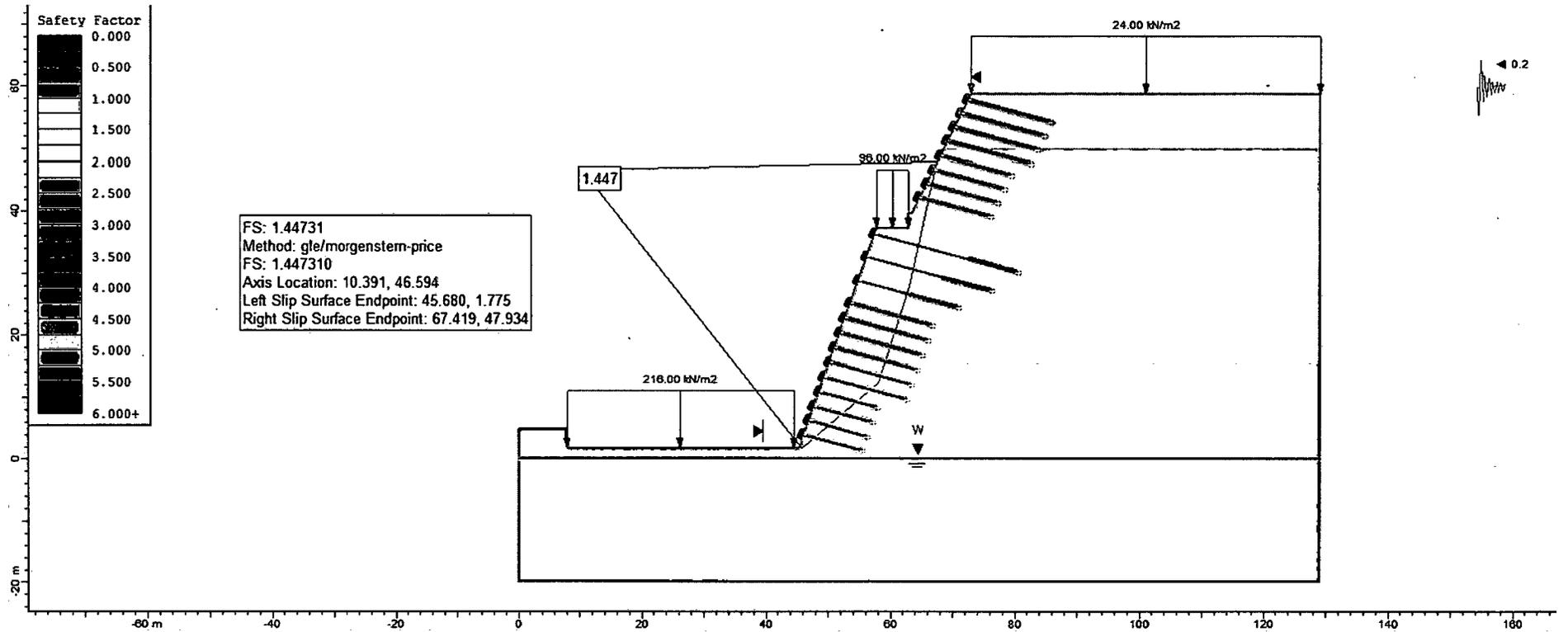
Análisis pseudoestático del Bloque 1 – Ejes 9 al 11

FS= 1.251 - Método de Morgenstern-Price



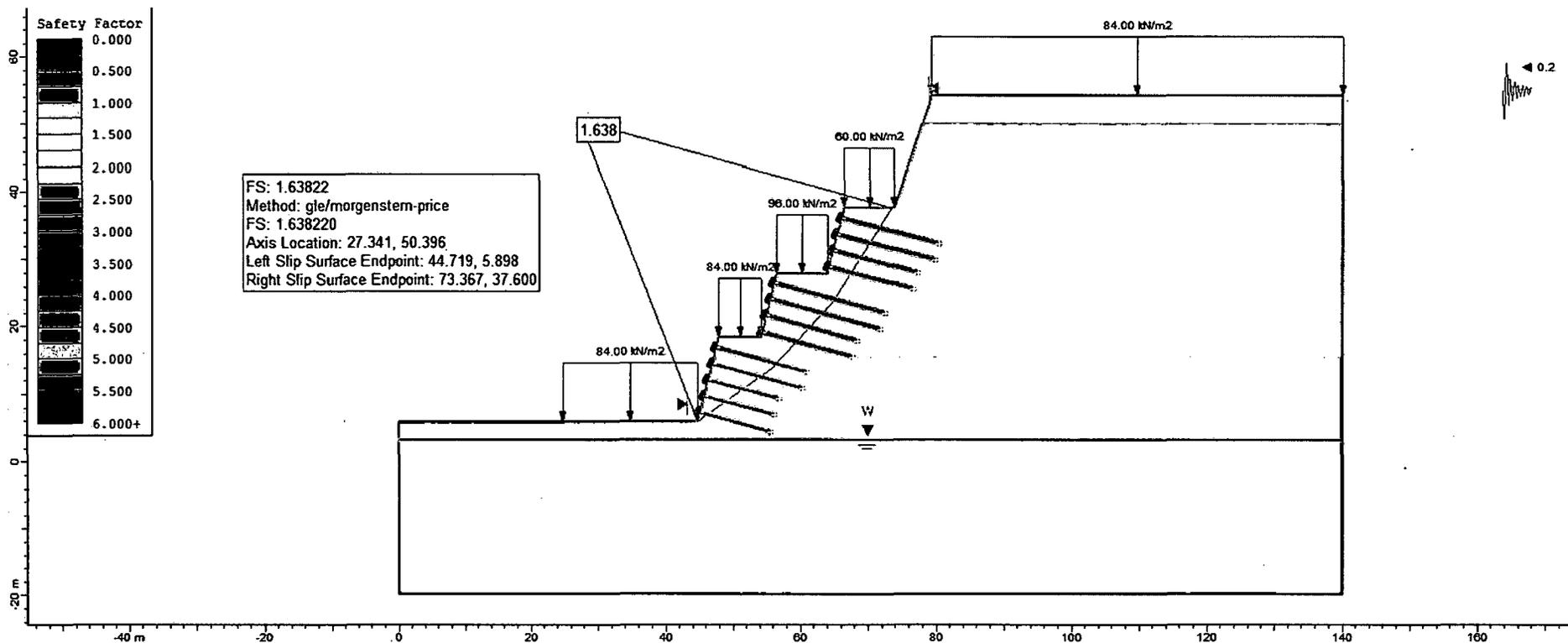
Análisis pseudoestático del Bloque 2 – Ejes 11 al 14

FS= 1.447 - Método de Morgenstern-Price



Análisis pseudoestático del Bloque 3 y 4

FS= 1.638 - Método de Morgenstern-Price



ANEXO VII
Cubicación de Elementos de Sostenimiento

ANEXO VII
Cubicación de Elementos de Sostenimiento

METRADOS DE ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO – CUBICACIÓN DE ANCLAJES Y NAILS

Bloque 1 - Tramo izquierdo	Metrado de Soil Nailing	4433 mL
----------------------------	-------------------------	---------

Plano	Denominación	Cubicación	Ejes 1-8	Elemento	Sistema	Filas	Longitud Libre (m)	Longitud Bulbo (m)	Longitud Total (m)
A	Grupo I-A	836 mL 6 filas de 11 nails	Fila 1	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	10	10
			Fila 2	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	10	10
			Fila 3	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	10	10
			Fila 4	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	10	10
			Fila 5	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	18	18
			Fila 6	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	18	18
B	Grupo I-B	2112 mL 11 filas de 11 nails	Fila 7	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	18	18
			Fila 8	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	18	18
			Fila 9	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	18	18
			Fila 10	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	18	18
			Fila 11	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	18	18
			Fila 12	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	18	18
			Fila 13	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	18	18
			Fila 14	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	18	18
			Fila 15	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	18	18
			Fila 16	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	15	15
			Fila 17	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	15	15
C	Grupo I-C	330 mL 2 filas de 11 nails	Fila 18	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	15	15
			Fila 19	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	15	15
D	Grupo i-D	1155 mL 7 filas de 11 nails	Fila 20	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	15	15
			Fila 21	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	15	15
			Fila 22	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	15	15
			Fila 23	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	15	15
			Fila 24	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	15	15
			Fila 25	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	15	15
			Fila 26	Anclajes Pasivos	R51-800	11	-	15	15

METRADOS DE ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO – CUBICACIÓN DE ANCLAJES Y NAILS

Bloque 1 - Tramo derecho	Metrado de Soil Nailing	921 mL
--------------------------	-------------------------	--------

Plano	Denominación	Cubicación	Ejes 9-11	Elemento	Sistema	Filas	Longitud Libre (m)	Longitud Bulbo (m)	Longitud Total (m)
F	Grupo II-A	147 mL 7 filas de 3 nails	Fila 1	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	7	7
			Fila 2	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	7	7
			Fila 3	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	7	7
			Fila 4	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	7	7
			Fila 5	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	7	7
			Fila 6	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	7	7
			Fila 7	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	7	7
G	Grupo II-B	270 mL 5 filas de 3 nails	Fila 8	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18
			Fila 9	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18
			Fila 10	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18
			Fila 11	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18
			Fila 12	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18
H	Grupo II-C	126 mL 2 filas de 3 nails	Fila 13	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	21	21
			Fila 14	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	21	21
I	Grupo II-D	54 mL 1 fila de 3 nails	Fila 15	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18
J	Grupo II-E	324 mL 6 filas de 3 nails	Fila 16	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18
			Fila 17	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18
			Fila 18	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18
			Fila 19	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18
			Fila 20	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18
			Fila 21	Anclajes Pasivos	R51-800	3	-	18	18

METRADOS DE ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO – CUBICACIÓN DE ANCLAJES Y NAILS

Bloque 2	Metrado de Longitud libre	152 mL
	Metrado de Longitud de Bulbo	96 mL
	Metrado de Soil Nailing	1320 mL

Plano	Denominación	Cubicación	Ejes 11-14	Elemento	Sistema	Filas	Longitud Libre (m)	Longitud Bulbo (m)	Longitud Total (m)
L	Grupo III-A.1	336 mL 4 filas de 6 nails	Fila 1	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	14	14
			Fila 2	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	14	14
			Fila 3	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	14	14
			Fila 4	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	14	14
M	Grupo III-A.2	240 mL 4 filas de 6 nails	Fila 5	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	10	10
			Fila 6	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	10	10
			Fila 7	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	10	10
			Fila 8	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	10	10
N	Grupo III-B	152 mL de long libre 96 mL de longitud de bulbo 3 filas de 4 anclajes	Fila 9	Anclajes Activos	DYWIDAG 47	4	16	8	24
			Fila 10	Anclajes Activos	DYWIDAG 47	4	13	8	21
			Fila 11	Anclajes Activos	DYWIDAG 47	4	9	8	17
O	Grupo III-C.1	504 mL 6 filas de 6 nails	Fila 12	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	14	14
			Fila 13	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	14	14
			Fila 14	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	14	14
			Fila 15	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	14	14
			Fila 16	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	14	14
			Fila 17	Anclajes Pasivos	R51-800	6	-	14	14
P	Grupo III-C.2	240 mL 4 filas de 6 nails	Fila 18	Anclajes Pasivos	R51-801	6	-	10	10
			Fila 19	Anclajes Pasivos	R51-802	6	-	10	10
			Fila 20	Anclajes Pasivos	R51-803	6	-	10	10
			Fila 21	Anclajes Pasivos	R51-804	6	-	10	10

METRADOS DE ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO – CUBICACIÓN DE ANCLAJES Y NAILS

Bloque 3 y 4	Metrado de Soil Nailing	5012 mL
--------------	-------------------------	---------

Plano	Denominación	Cubicación	Ejes 14'-34'	Elemento	Sistema	Filas	Longitud Libre (m)	Longitud Bulbo (m)	Longitud Total (m)
R	Grupo IV-A.1	840 mL 2 filas de 28 nails	Fila 1	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	15	15
			Fila 2	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	15	15
			Fila 3	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	13	13
S	Grupo IV-A.2	728 mL 2 filas de 28 nails	Fila 4	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	13	13
			Fila 5	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	17	17
T	Grupo IV-B.1	952 mL 2 filas de 28 nails	Fila 6	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	17	17
			Fila 7	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	14	14
U	Grupo IV-B.2	784 mL 2 filas de 28 nails	Fila 8	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	14	14
			Fila 9	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	14	14
V	Grupo IV-C.1	784 mL 2 filas de 28 nails	Fila 10	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	14	14
			Fila 11	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	11	11
W	Grupo IV-C.2	924 mL 3 filas de 28 nails	Fila 12	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	11	11
			Fila 13	Anclajes Pasivos	R51-800	28	-	11	11

METRADOS DE ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO – CUBICACIÓN DE ANCLAJES Y NAILS

Bloque E	Metrado de Longitud libre:	246 mL
	Metrado de Longitud de Bulbo	184 mL

Plano	Denominación	Cubicación	Cara Lateral de Estacionamientos	Elemento	Sistema	Filas	Longitud Libre (m)	Longitud Bulbo (m)	Longitud Total (m)
Y	Grupo V	96 mL de long libre 64 mL de longitud de bulbo 3 filas de 4 anclajes	Fila 1	Anclajes Activos	DYWIDAG 47	4	12	8	20
			Fila 2	Anclajes Activos	DYWIDAG 47	4	12	8	20
Z		150 mL de long libre 120 mL de longitud de bulbo 3 filas de 4 anclajes	Fila 3	Anclajes Activos	DYWIDAG 47	5	10	8	18
			Fila 4	Anclajes Activos	DYWIDAG 47	5	10	8	18
			Fila 5	Anclajes Activos	DYWIDAG 47	5	10	8	18

METRADOS DE ELEMENTOS DE SOSTENIMIENTO – CUBICACIÓN DE ANCLAJES Y NAILS

RESUMEN DE METRADO DE ANCLAJES Y NAILS

Metrado de Soil Nailing	11686	mL
Metrado de Longitud Libre	398	mL
Metrado de Anclajes	280	mL

ANEXO VIII
Panel Fotográfico

GEOFÍSICA – REFRACCIÓN SÍSMICA

ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACIÓN Y ESTABILIZACION DE TALUDES EN EL PROYECTO
LARCOMAR
ESTUDIO GEOFÍSICO POR LOS MÉTODOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA Y MASW
GEOFÍSICA - REFRACCIÓN SÍSMICA



Fotografía 01: Zona de trabajo de la Línea LS-01. Se puede apreciar el marcado donde se colocarán los sensores de adquisición a lo largo del tendido sísmico.



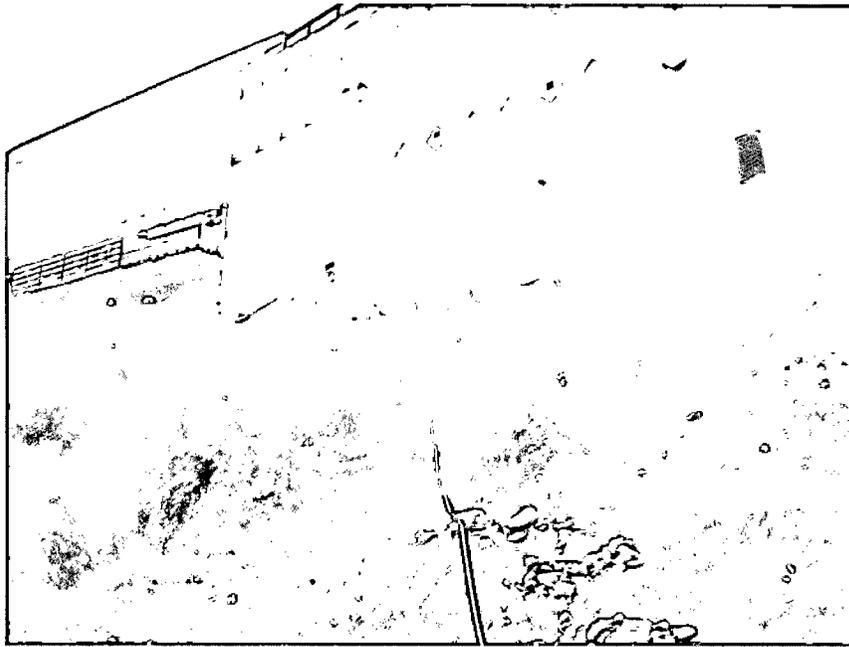
Fotografía 02: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 01 de la línea LS-01 empleado para la generación de las ondas sísmicas.



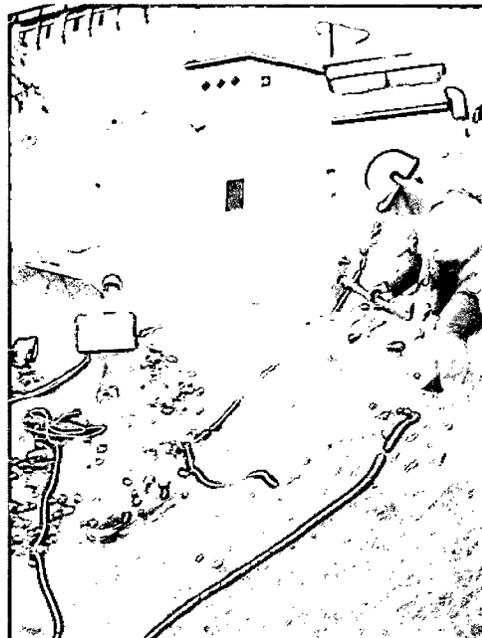
Fotografía 03: Zona de trabajo de la Línea LS-02. Se puede apreciar el tendido sísmico.



Fotografía 04: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 01 de la línea LS-02 empleado para la generación de las ondas sísmicas.



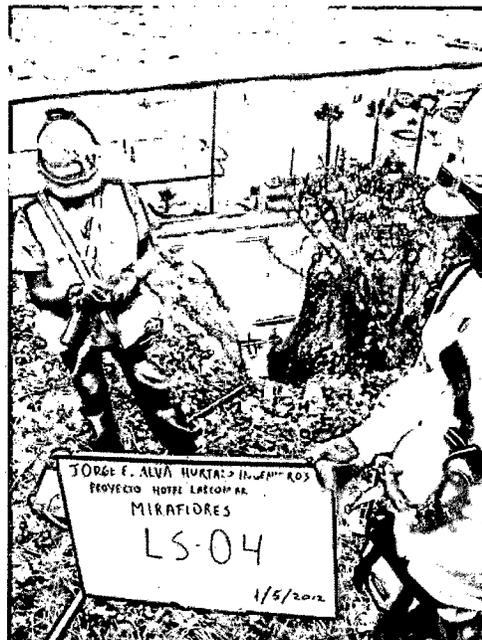
Fotografía 05: Zona de trabajo de la Línea LS-03. Se puede apreciar el tendido sísmico.



Fotografía 06: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 03 de la línea LS-03 empleado para la generación de las ondas sísmicas.



Fotografía 07: Zona de trabajo de la Línea LS-04. Se aprecia el tendido de la línea sísmica y la ubicación de los sensores a lo largo del talud.



Fotografía 08: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 03 de la línea LS-04 empleado para la generación de las ondas sísmicas.



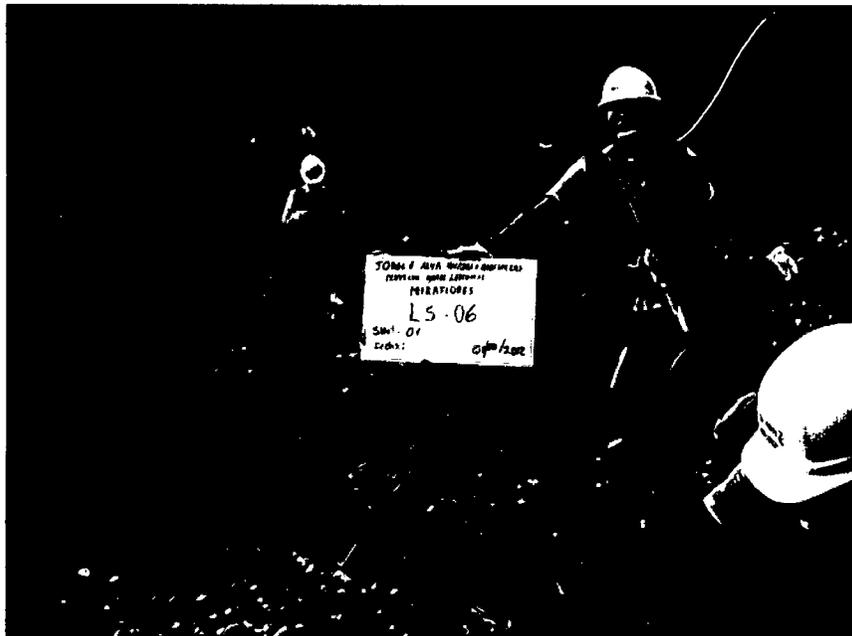
Fotografía 09: Zona de trabajo de la Línea LS-05. Se puede apreciar el descenso del personal para la colocación de los sensores y el tendido de cables de refracción sísmica.



Fotografía 10: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 03 de la línea LS-05 empleado para la generación de las ondas sísmicas.



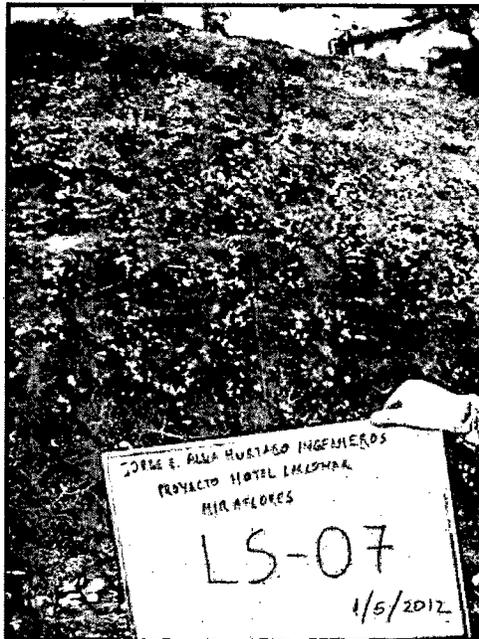
Fotografía 11: Área de trabajo de la línea LS-06, se aprecia la limpieza del terreno para la colocación de sensores y los cables de refracción



Fotografía 12: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 01 de la línea LS-06 empleado para la generación de las ondas sísmicas.



Fotografía 13: Zona de trabajo de la línea LS-07, se aprecia el tendido de la línea sísmica y la colocación de los sensores.



Fotografía 14: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 01 de la línea LS-07 empleado para la generación de las ondas sísmicas.



Fotografía 15: Se puede apreciar el tendido de la línea sísmica LS-08, así como también la ubicación del Shot 01.



Fotografía 16: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 01 de la línea LS-08 empleado para la generación de las ondas sísmicas.



Fotografía 17: Se puede apreciar el tendido de la línea sísmica LS-09, así también el descenso del personal especializado para la colocación de los sensores y el tendido de línea sísmica.



Fotografía 18: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 01 de la línea LS-09 empleado para la generación de las ondas sísmicas.



Fotografía 19: Se puede apreciar el tendido de la línea sísmica LS-10, así como también el equipo de adquisición que registrara las señales sísmicas.



Fotografía 20: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 01 de la línea LS-10 empleado para la generación de las ondas sísmicas.



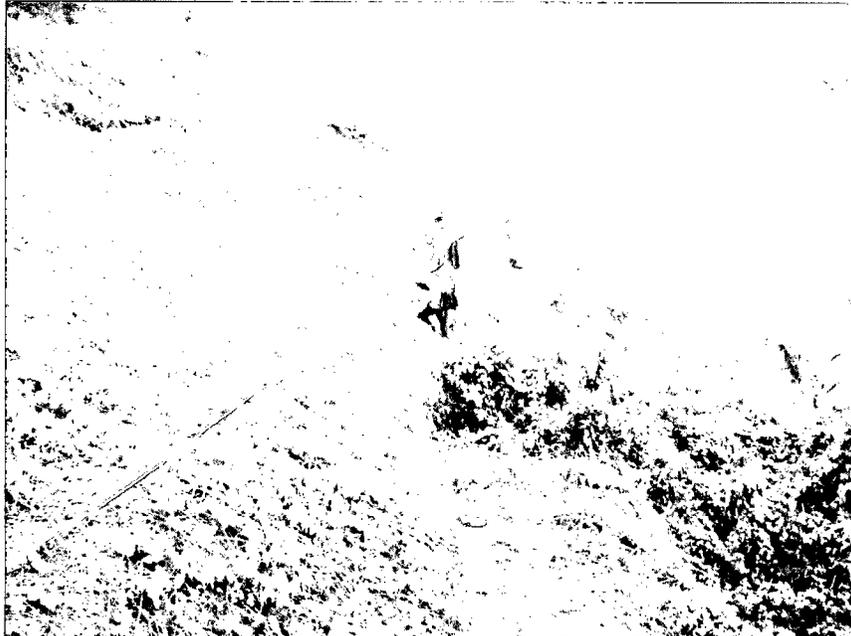
Fotografía 21: Se puede apreciar el tendido de la línea sísmica LS-11, así como también la instalación del equipo de refracción sísmica.



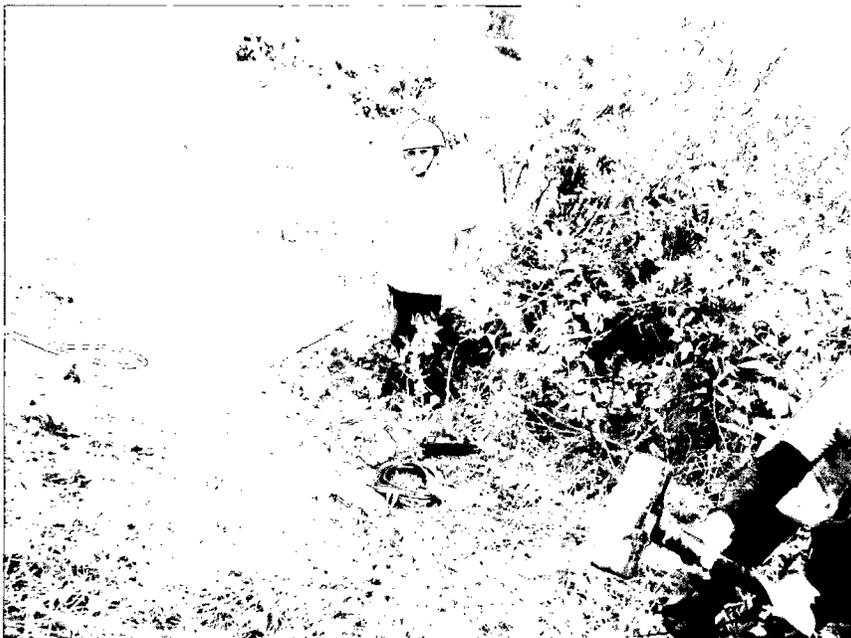
Fotografía 22: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 01 de la línea LS-11 empleado para la generación de las ondas sísmicas.

GEOFÍSICA MASW

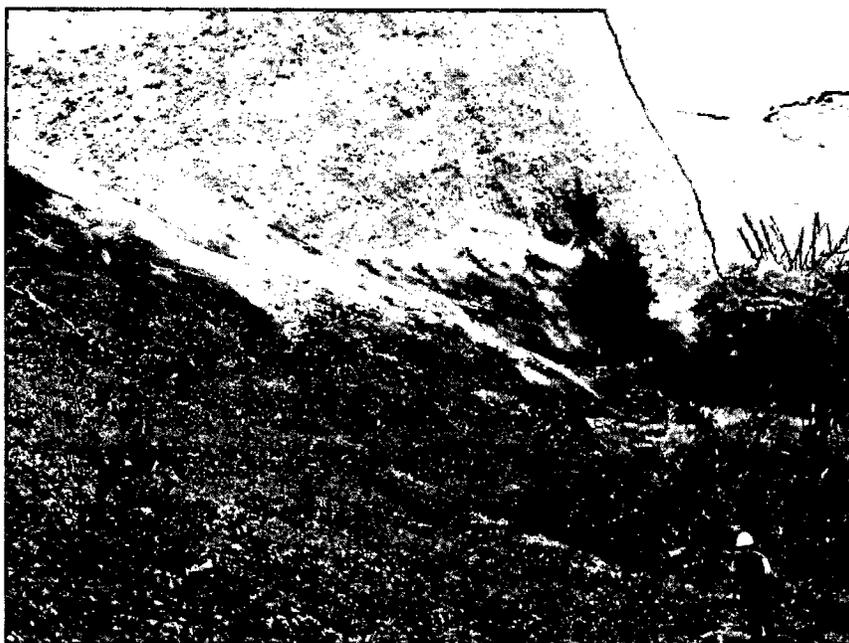
ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACIÓN Y ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN EL PROYECTO
LARCOMAR
ESTUDIO GEOFÍSICO POR LOS MÉTODOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA Y MASW
GEOFÍSICA - MASW



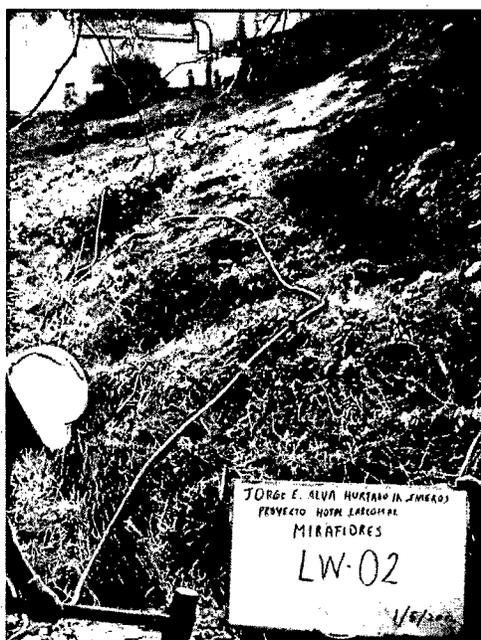
Fotografía 01: Área de trabajo del sondaje sísmico LW-01. Se observa el tendido de la línea sísmica.



Fotografía 02: Momentos del impacto correspondiente al Shot 01, empleado para la generación de ondas sísmicas del sondaje sísmico LW-01.



Fotografía 03: Zona de trabajo del ensayo realizado en el sondaje sísmico LW-02. Se aprecia el marcado de la línea sísmica.



Fotografía 04: Sondaje sísmico LW-02. Se puede apreciar el instante del impacto con la comba sobre el plato metálico correspondiente al Shot 04.



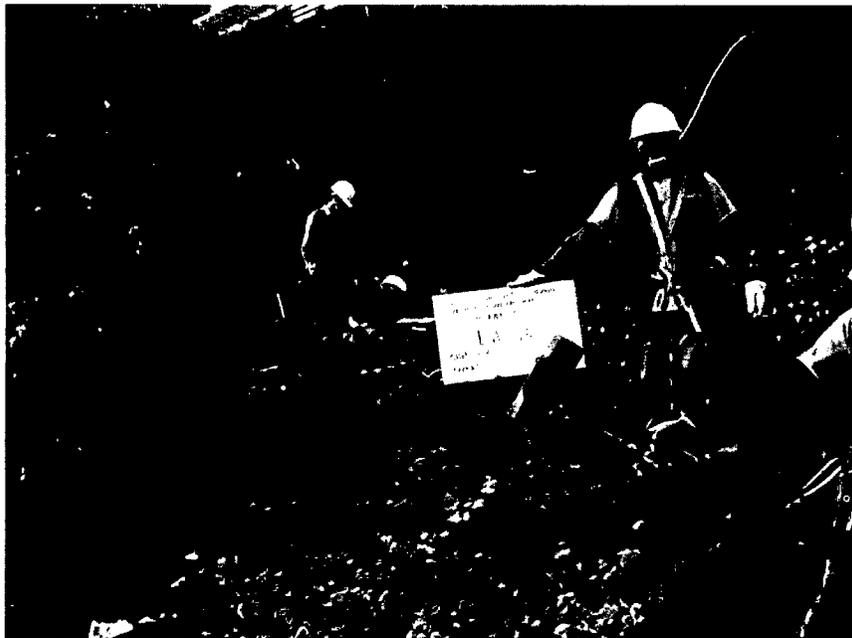
Fotografía 05: Sondaje sísmico LW-04. Se aprecia la zona de trabajo en los momentos del descenso del personal que realizara la colocación de los geófonos y el posterior tendido.



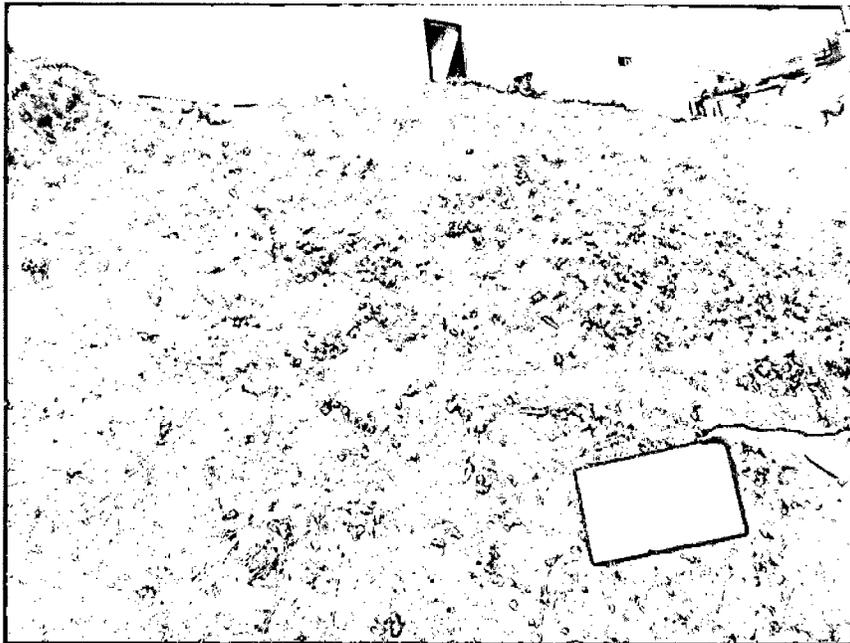
Fotografía 06: Instantes del impacto correspondiente al Shot 04, empleado para la generación de ondas sísmicas del sondaje sísmico LW-04.



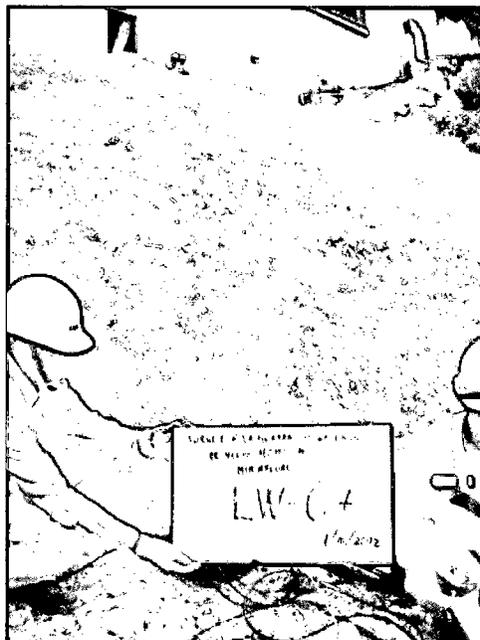
Fotografía 07: Zona de trabajo de la línea sísmica LW-06. Se puede apreciar la coordinación entre los ingenieros por donde se realizarían las líneas geofísicas.



Fotografía 08: Momentos previos al impacto del Shot 04 del sondaje sísmico LW-06 empleado como generación de las ondas sísmicas.



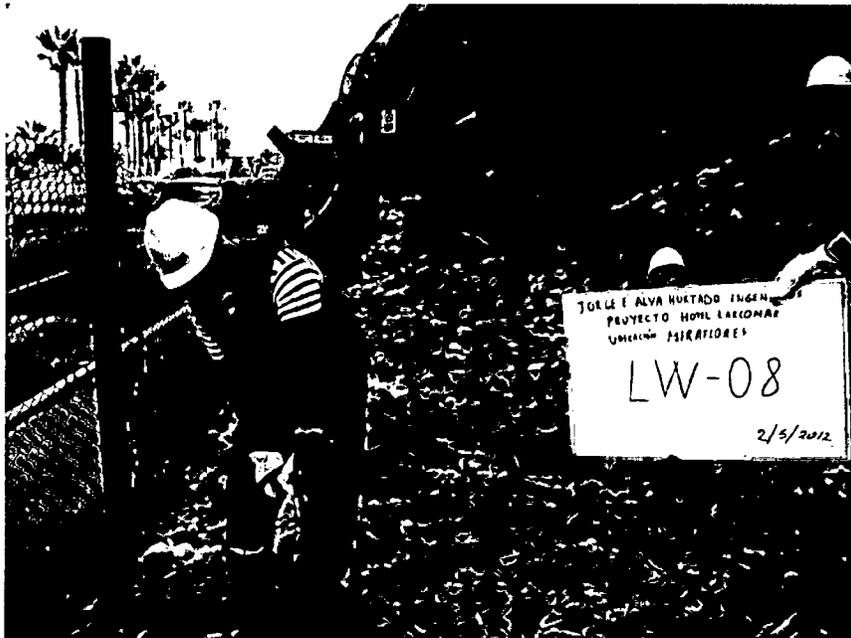
Fotografía 09: Área de trabajo de la línea sísmica LW-07. Se aprecia la disposición del tendido sísmico a lo largo de la línea así como también el Shot 01



Fotografía 10: Se observa la adquisición de los registros sísmicos realizados en el sondaje de la línea sísmica LW-07.



Fotografía 11: Área de trabajo de la línea sísmica LW-08. Se aprecia la disposición del tendido sísmico, así como también el equipo de adquisición de las señales sísmicas.



Fotografía 12: Momentos previos al impacto en el Shot 04 de la línea sísmica LW-08, empleado para la generación de ondas sísmicas.



Fotografía 13: Área de trabajo del sondaje sísmico LW-09. Se observa el marcado de la línea sísmica.



Fotografía 14: Momentos previos al impacto correspondiente al Shot 01, empleado para la generación de ondas sísmicas del sondaje sísmico LW-09.



Fotografía 15: Zona de trabajo del ensayo realizado en el sondaje sísmico LW-10. Se aprecia el tendido de los cables así como también el equipo de adquisición de datos a largo de la línea.



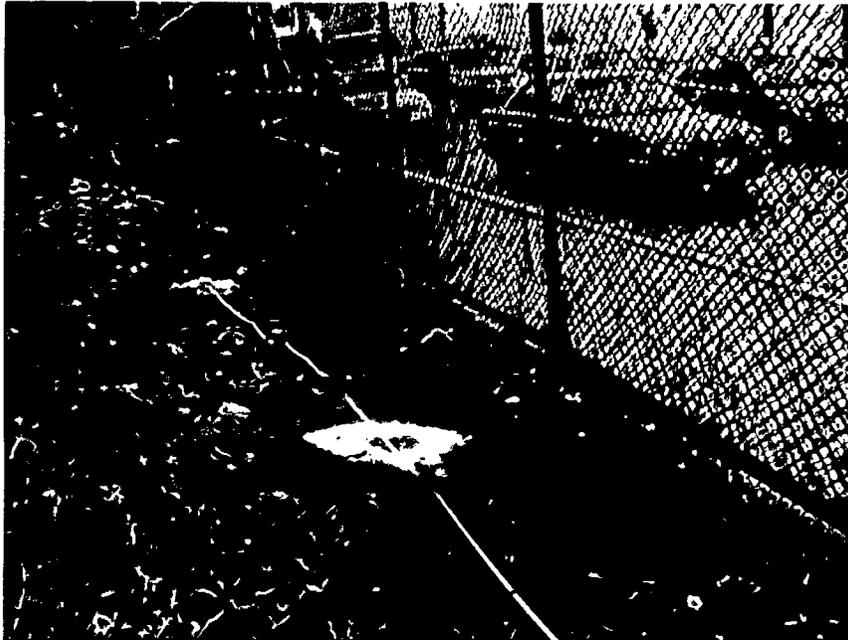
Fotografía 16: Sondaje sísmico LW-10. Se puede apreciar el instante del impacto con la comba sobre el plato metálico correspondiente al Shot 04.



Fotografía 17: Área de trabajo del sondaje sísmico LW-11. Se observa el tendido de la línea sísmica así como el marcado de la línea donde se colocaran los sensores de adquisición sobre el terreno.



Fotografía 18: Momentos del impacto correspondiente al Shot 04, empleado para la generación de ondas sísmicas del sondaje sísmico LW-11.



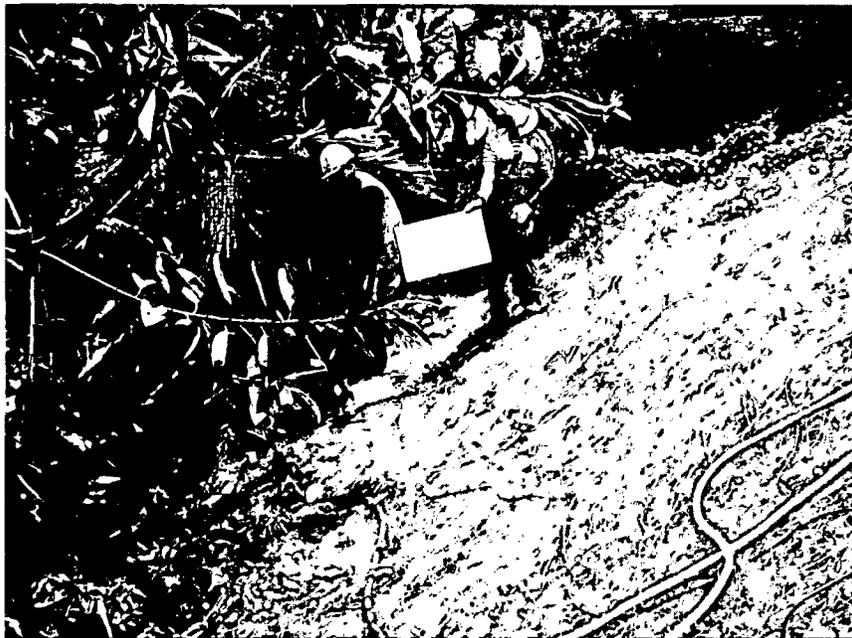
Fotografía 19: Zona de trabajo donde se aprecia los puntos donde se realizaría uno de los impactos correspondientes al sondaje sísmico LW-12.



Fotografía 20: Sondaje sísmico LW-12. Se puede apreciar el instante del impacto con la comba sobre el plato metálico correspondiente al Shot 01.



Fotografía 21: Zona de trabajo del ensayo realizado en el sondaje sísmico LW-13. Se aprecian los sensores y el cable de refracción sísmica que conforma el tendido sísmico.



Fotografía 22: Momentos del impacto del Shot 01 empleado para la generación de las ondas sísmicas. Sondaje LW-13.



Fotografía 23: Sondaje sísmico LW-14. Se aprecia la zona de trabajo en los momentos previos a los impactos.



Fotografía 24: Instantes del impacto correspondiente al Shot 01 de la línea sísmica LW-14, para la generación de las señales sísmicas.



Fotografía 25: Zona de trabajo de la línea sísmica LW-15. Se puede apreciar la coordinación de los ingenieros, para definir los detalles del sondaje sísmico.



Fotografía 26: Momentos previos al impacto del Shot 04 de la línea sísmica LW-15 empleado como generación de las ondas sísmicas.



Fotografía 27: Área de trabajo de la línea sísmica LW-16. Se aprecia la disposición del tendido sísmico a lo largo del terreno.



Fotografía 28: Momentos para la preparación del impacto de la línea sísmica LW-16, empleado para la generación de ondas sísmicas.



Fotografía 29: Área de trabajo de la línea sísmica LW-17.



Fotografía 30: Momentos previos al impacto en el Shot 01 de la línea sísmica LW-17, empleado para la generación de ondas sísmicas.

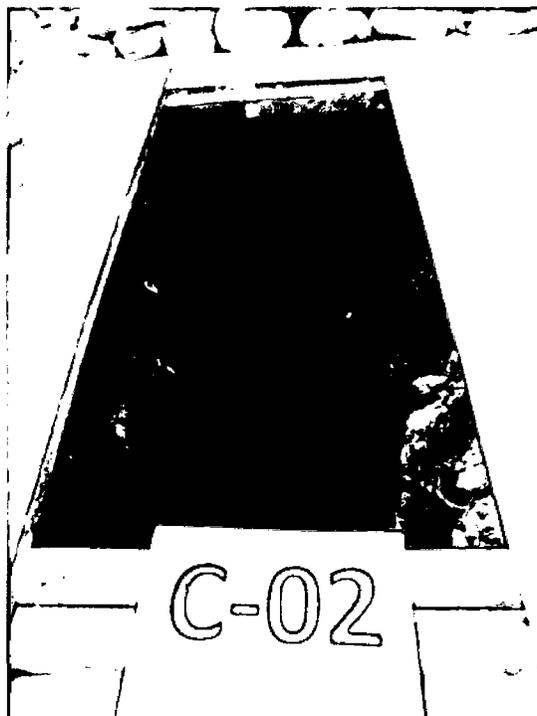
GEOTECNIA CALICATAS

**ESTUDIO COMPLEMENTARIO CON FINES DE CIMENTACIÓN Y ESTABILIZACION DE TALUDES
EN EL PROYECTO HOTEL LARCOMAR
ESTUDIO GEOTECNICO: GEOTECNIA – CALICATAS**

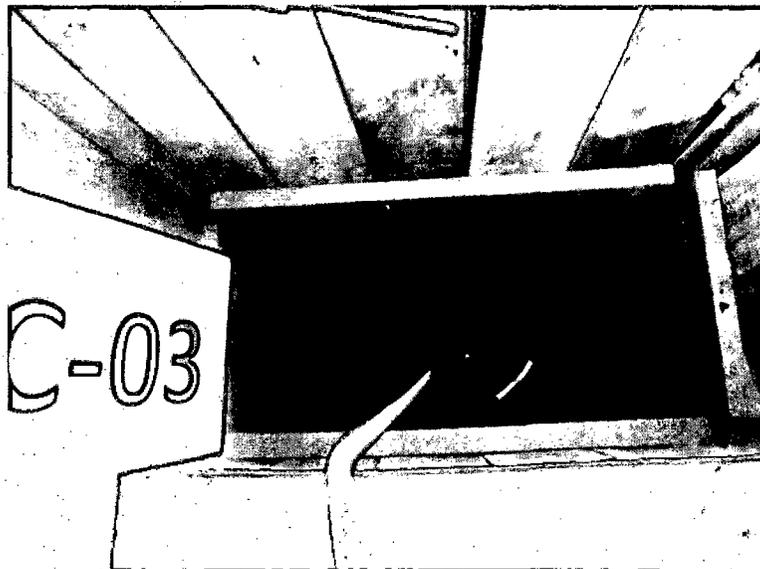
Fotografía N°1 y N°2: Vista del exterior de la calicata C – 01



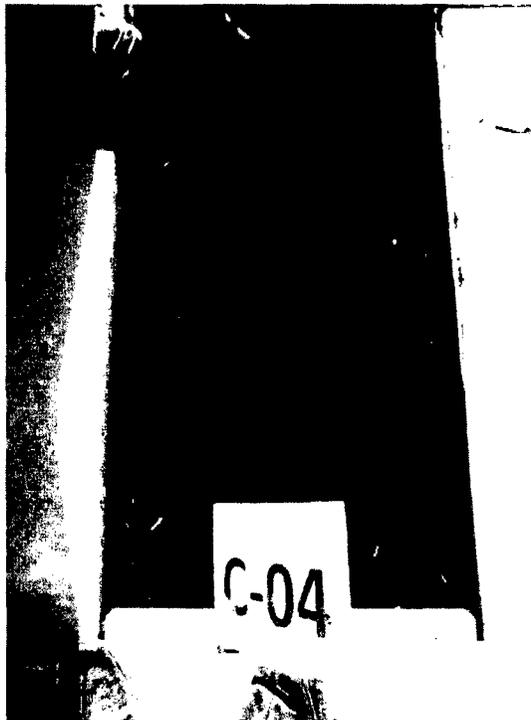
Fotografía N°3 y N°4: Vista del exterior de la calicata C – 02



Fotografía N°5 y N°6: Vista del exterior e interior de la calicata C-03



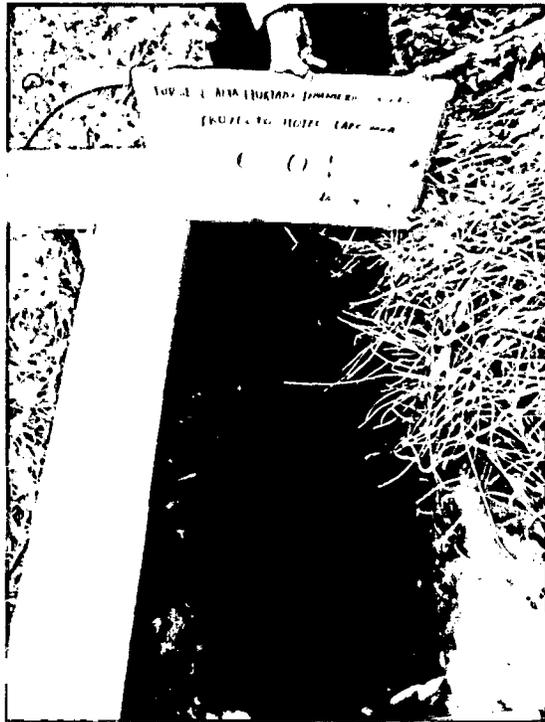
Fotografía N°7 y N°8: Vista del exterior e interior de la calicata C – 04



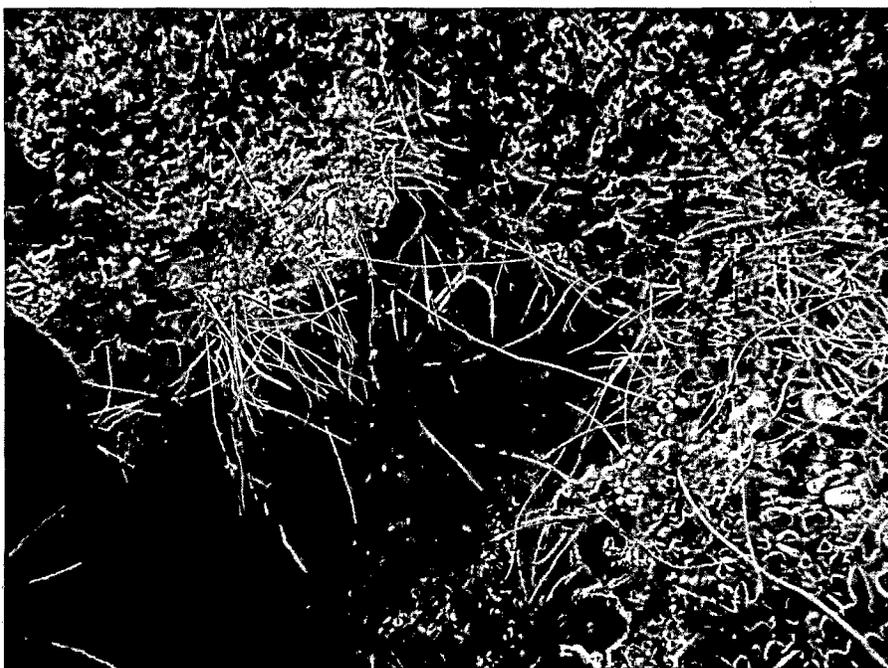
Fotografía N°9 y N°10: Vista del exterior e interior de la calicata C – 05



Fotografía N°11 y N°12: Vista del exterior e interior de la calicata C – 09



Fotografía N°13 y N°14: Vista del exterior e interior de la calicata C – 10



PLANOS