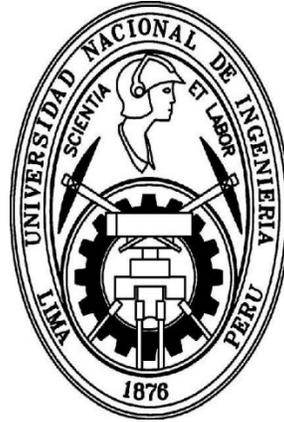


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

“ESTABILIZACIÓN DE SUELOS ARENOSOS CON POTENCIAL DE LICUACIÓN
UTILIZANDO COLUMNAS DE GRAVA: APLICACIÓN A LAS OBRAS DEL MUELLE
NORTE CALLAO”

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

JESÚS ENRIQUE TORRES TORRES

ASESOR

Ing. GERMÁN WALTER TELLO PALACIOS

LIMA – PERÚ

2017

ÍNDICE

RESUMEN.....	4
ABSTRACT.....	6
PRÓLOGO.	8
LISTA DE CUADROS	9
LISTA DE FIGURAS	10
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS.....	12
INTRODUCCIÓN.....	13
CAPÍTULO I: INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS.....	14
1.1 CONDICIONES GENERALES DEL SITIO.....	14
1.1.1 Antecedentes.....	14
1.1.2 Ubicación.....	14
1.1.3 Clima y Temperatura.	15
1.1.4 Topografía y Geología.	15
1.2 INVESTIGACIÓN DE CAMPO.....	17
1.2.1 Sondeos del terreno.....	17
1.2.2 Perforación y Muestreo.	18
1.2.3 Ensayos de Penetración.	19
1.2.4 Obtención de muestras inalteradas.....	24
1.3 ENSAYOS DE LABORATORIO.....	25
1.3.1 Análisis Granulométrico por tamizado.....	25
1.3.2 Límites de Atterberg y clasificación de suelos por el método SUCS.	27
1.4 PERFIL ESTATIGRÁFICO.....	28
CAPÍTULO II: EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.....	32
2.1 FENÓMENO DE LICUACIÓN DE SUELOS.....	32
2.2 COMPORTAMIENTO DEL SUELO DURANTE LA LICUACIÓN.....	33
2.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DESARROLLO DE LICUACIÓN.....	34

2.3.1 Factores Geológicos y Geotécnicos.....	34
2.3.2 Factores Sísmicos.	38
2.4 ANÁLISIS DE LICUACIÓN.	39
2.4.1 Métodos basados en el ensayo de penetración estándar.....	39
CAPÍTULO III: ESTABILIZACIÓN DE SUELOS MEDIANTE EL MÉTODO DE COLUMNAS DE GRAVA.	47
3.1 MEJORAMIENTO DE SUELOS.....	47
3.2 PRINCIPALES METODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS.....	51
3.2.1 Compactación Superficial.	51
3.2.2 Precarga.	53
3.2.4 Compactación Dinámica.	56
3.2.5 Inyecciones.....	59
3.3 MEJORAMIENTO DE SUELOS MEDIANTE LA TÉCNICA DE COLUMNAS DE GRAVA.....	65
3.3.1 Método de Vibrosustitución.....	66
3.3.2 Método de Vibrodesplazamiento.....	69
3.3.3 Vibroflotadores especiales y métodos alternativos.....	70
3.3.4 Principales campos de aplicación.	72
CAPÍTULO IV: DISEÑO DE COLUMNAS DE GRAVA PARA LA MITIGACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.	75
4.1 INTRODUCCIÓN.....	75
4.2 DISEÑO DE COLUMNAS DE GRAVA EMPLEANDO EL MODELO DE SEED & BOOKER (1977).	75
4.2.1 Número de ciclos equivalente (N_{eq}).....	77
4.2.2 Tiempo de duración del sismo de diseño (t_d).	78
4.2.3 Coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v):.....	79
4.2.4 Relación de presión de poros (r_g):.....	80
4.2.5 Factor de tiempo (T_{ad}) y espaciamiento efectivo ($2b$):.....	81
4.2.6 Espaciamiento entre columnas de grava:	83

4.3 COMPLEMENTACIÓN AL DISEÑO CON EL MÉTODO G.D. BOUCKOVALAS (2009).	85
4.4 ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE MEJORA PARA ASENTAMIENTOS APLICANDO EL METODO DE PRIEBE (1995).	86
CAPÍTULO V: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA INSTALACIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA.	89
5.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES.	89
5.1.1 Replanteo de Puntos Topográficos.	89
5.1.2 Preperforación de estratos superiores.	90
5.2 VIBROSUSTITUCIÓN POR VÍA SECA – BOTTOM FEED.	91
5.2.1 Posicionamiento e hincado del vibrador.	92
5.2.2 Vertido de la grava.	93
5.2.3 Vibración y Compactación.	95
5.2.4 Reporte de producción.	96
5.3 CONTROL DE CALIDAD.	98
5.4 MEDIDAS DE SEGURIDAD, SALUD OCUPACIONAL Y PROTECCIÓN AL MEDIO AMBIENTE.	100
5.4.1 Seguridad y Salud Ocupacional.	100
5.4.2 Medio Ambiente.	101
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	103
6.1 CONCLUSIONES.	103
6.2 RECOMENDACIONES.	104
BIBLIOGRAFÍA.	105
ANEXOS.	107

RESUMEN.

El presente estudio contempla la evaluación, diseño y ejecución del mejoramiento de terreno de la cimentación del Muelle Norte Callao, mediante el método de columnas de grava.

Como primera actividad se realizó la investigación geotécnica, en la cual se analizaron 5 puntos de sondaje mediante ensayos de perforación, penetración estándar y penetración en cono; se obtuvieron muestras inalteradas las cuales fueron ensayadas en los laboratorios, como resultado a estos ensayos y a las auscultaciones en campo se determinó la existencia de un primer estrato compuesto por relleno y grava de 6.0 m. de espesor y un segundo estrato de arena limosa de aproximadamente 5m de espesor, por debajo de este estrato yace el conocido "Conglomerado de Lima".

Ante la presencia de arena limosa se advierte un posible riesgo al fenómeno de licuación del terreno, por ende, la segunda actividad fue realizar la evaluación del potencial de licuación. Para este análisis se optó por usar el método simplificado N.C.E.E.R. 2001 (National Center for Earthquake Engineering Research) por ser uno de los más aceptados y empleados mundialmente, este método se basa en los ensayos de penetración estándar. Para realizar el análisis se requieren los parámetros del sismo de diseño, perfil estratigráfico, contenido de finos y densidades del suelo. Los resultados dieron al 99% del estrato como potencialmente licuable comprobando así lo especulado en las investigaciones geotécnicas.

Ya conocido el riesgo al potencial de licuación el siguiente paso es determinar un método de mejoramiento que sea capaz de mitigar la licuación y disminuir los probables asentamientos, en el capítulo 3 se presentan los métodos de mejoramiento más usados a nivel mundial, muchos de ellos nos proporcionan mejoras en asentamientos, resistencia y permeabilidad, sin embargo uno de los métodos que nos reduce el potencial de licuación y minimiza asentamientos es el llamado "Método de Columnas de Grava", que además de las mejoras en el terreno posee una metodología constructiva eficaz y económica. Las columnas de grava pueden ejecutarse mediante 2 sistemas constructivos: Vibrodesplazamiento y Vibrosustitución, la elección de uno de ellos depende de la estabilidad del terreno y de la presencia de finos. Debido a que el terreno en estudio posee un alto

contenido de finos e inestabilidad se ha optado por utilizar el método de "Vibrosustitución por vía seca".

Habiendo elegido el método de mejoramiento se realizó el diseño de las columnas de grava empleando el modelo de Seed & Booker (1976), que considera los parámetros del sismo de diseño. Este método permite obtener el diámetro de la columna y el espaciamiento entre ellas, según el tipo de malla a emplear. Adicionalmente se realizó un complemento al diseño utilizando los nuevos alcances propuestos por G. Bouckvalas en el año 2009 y se verificó la disminución de los asentamientos utilizando el método de Priebe (1995).

El principal aporte de las columnas de grava, es la rápida disipación del exceso de presión de poros debido a la reducción de la trayectoria de drenaje entre columnas, manteniendo el desarrollo del exceso de presión de poros por debajo del 100% durante el evento sísmico. La inclusión de grava al terreno incrementa la resistencia del conjunto suelo columna, mejorando la capacidad portante y disminuyendo los asentamientos.

ABSTRACT.

The following study provides the evaluation, design and execution of the ground improvement of North Callao Muelle foundation, using the gravel columns method. As a first activity the geotechnical investigation was carried out, in which 5 probing points were analyzed by drilling, standard penetration, and cone penetration tests; Unchanged samples were obtained, which were tested in laboratories, as a result of these tests and the auscultations in the field, was determined the existence of a first stratum composed of filling and gravel of 6.0 m. of thickness and a second layer of silty sand of approximately 5m of thickness, below this layer lies the well-known "Conglomerate of Lima". Due to the presence of silty sand, it is observed a potential risk for the liquefaction of the land; therefore, the second activity was to evaluate the liquefaction potential. For this analysis we chose to use the simplified method N.C.E.E.R. 2001 (National Center for Earthquake Engineering Research) being one of the most accepted and used around the world, this method is based on the standard penetration tests. To perform the analysis, the parameters of the design earthquake, stratigraphic profile, fines content and soil densities are required. The results gave 99% of the stratum as potentially liquefiable, thus verifying the speculation in the geotechnical investigations.

Once the risk to the liquefaction potential is known, the next step is to determine a method of improvement that is capable of mitigating the liquefaction and decreasing the probable settlements. Chapter 3 presents the most widely used improvement methods, many of them Provide improvements in settlements, resistance and permeability, however one of the method that reduces the potential for liquefaction and minimizes settlements is the so-called "Gravel Column Method", which in addition to the improvements in the field has an effective constructive methodology and Economic development. The gravel columns can be executed by 2 construction systems: Vibrodesplazamiento and Vibrosustitución, the choice of one of them depends on the stability of the terrain and the presence of fines. Due to the fact that the land under study has a high content of fines and instability, it has been decided to use the "Vibrosubstitution by dry" method. Having chosen the method of improvement, the design of the gravel columns was done using the model of Seed & Booker (1976), which considers the parameters of the design earthquake. This method allows to obtain the diameter of the column

and the spacing between them, according to the type of mesh to be used. In addition, a complement to the design was made using the new approaches proposed by G. Bouckvalas in 2009 and the decrease of the settlements was verified using the method of Priebe (1995). The main contribution of gravel columns is the rapid dissipation of excess pore pressure due to the reduction of the drainage path between columns, maintaining the development of excess pore pressure below 100% during the seismic event. The inclusion of gravel to the soil increases the resistance of the soil column, improving the bearing capacity and decreasing the settlements.

PRÓLOGO.

El presente informe de competencia profesional, elaborado por el Bachiller Jesús Enrique Torres Torres para la obtención del título profesional como Ingeniero Civil, muestra las diferentes etapas realizadas para lograr la estabilización de un suelo arenoso potencialmente licuable, sobre el cual se debía cimentar un talud de 3,000m². Este Talud es parte del Proyecto Muelle Norte Callao, el mismo que ha sido considerado como uno de los Puertos más importantes de Sudamérica.

En el capítulo I se redactan las consideraciones generales del terreno; asimismo se describe el proceso de sondaje, ensayos insitu y de laboratorio. Estos ensayos mostraron la presencia de suelos con alto potencial de licuación.

En el capítulo II el autor realiza la evaluación del Potencial de Licuación mediante métodos actuales, asimismo se realiza una descripción del Fenómeno de Licuación; con esta evaluación se comprueba que el terreno es altamente propenso a la Licuación.

En el capítulo III se busca un método de estabilización para estos suelos, se muestran diferentes métodos; sin embargo, debido a la altura a estabilizar y a las ventajas constructivas y económicas, el autor opta por el método de columnas de grava; se realiza una descripción del método y se explica que se trata de una red o malla de columnas conformadas por gravas vibro compactadas.

En el capítulo IV el autor explica el diseño de las columnas de grava basado en el método de Seed & Booker, el método determina el diámetro, el espaciamiento y el tipo de red de las columnas.

En el capítulo V se describe el proceso constructivo, los recursos necesarios, las cantidades de material a emplear, los ensayos de los materiales y el control de calidad y seguridad realizado.

Finalmente, en el capítulo VI el autor indica las conclusiones y recomendaciones.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N°1.1:	Cuadro de coordenadas de los puntos de delimitación.....	15
Cuadro N°1.2:	Coordenadas de los puntos de sondaje.....	17
Cuadro N°1.3:	Obtención del Valor de Diseño N_{60} para el punto SGR5-01....	21
Cuadro N°1.4:	Obtención del Valor de Diseño N_{60} para el punto SGR5-03....	21
Cuadro N°1.5:	Obtención del Valor de Diseño N_{60} para el punto SGR5-04 ..	22
Cuadro N°1.6:	Obtención del Valor de Diseño N_{60} para el punto SGR5-05....	23
Cuadro N°1.7:	Obtención del Valor de Diseño N_{60} para el punto SG-06	23
Cuadro N°1.8:	Resultados del Tamizado en el punto de sondaje SGR5-01... ..	25
Cuadro N°1.9:	Resultados del Análisis granulométrico para el sondaje SGR5-01. ..	26
Cuadro N°1.10:	Clasificación SUCS de las muestras obtenidas.	27
Cuadro N°2.1:	Parámetros de sondeo del Punto SGR5-01.....	42
Cuadro N°2.2:	Análisis de licuación del Punto SGR5-01.....	42
Cuadro N°2.3:	Parámetros de sondeo del Punto SGR5-03.....	43
Cuadro N°2.4:	Análisis de licuación del Punto SGR5-03.....	43
Cuadro N°2.5:	Parámetros de sondeo del Punto SGR5-04.....	44
Cuadro N°2.6:	Análisis de licuación del Punto SGR5-04.....	44
Cuadro N°2.7:	Parámetros de sondeo del Punto SGR5-05.....	44
Cuadro N°2.8:	Análisis de licuación del Punto SGR5-05.....	45
Cuadro N°2.9:	Parámetros de sondeo del Punto SG-06	45
Cuadro N°2.10:	Análisis de licuación del Punto SGR5-06.....	45
Cuadro N°3.1:	Campo de Aplicación de las principales técnicas de estabilización de suelos.....	49
Cuadro N°3.2:	Aplicabilidad de técnicas de estabilización de suelos para diferentes estructuras y suelos	50
Cuadro N°3.3:	Equipos de compactación convencionales.	52
Cuadro N°3.4:	Límites de impregnación del suelo con diferentes mezclas de inyección.	59
Cuadro N°3.5:	Métodos de inyección.....	61
Cuadro N°3.6:	Diámetros y contenidos de cemento de columnas.....	63
Cuadro N°3.7:	Husos granulométricos de la grava a emplear.....	68

LISTA DE FIGURAS

Figura N°1.1:	Plano en planta de la zona a mejorar mediante el método de columnas de grava	14
Figura N°1.2:	Mapa Geológico de Lima.	16
Figura N°1.3:	Ubicación de los puntos de sondaje	17
Figura N°1.4:	Extracción de muestras Wire line.....	18
Figura N°1.5:	Muestras obtenidas en los sondajes SGR5-01 y SGR5-03.....	24
Figura N°1.6:	Muestras obtenidas en los sondajes SGR5-04 y SG-06	25
Figura N°1.7:	Ubicación y profundidad de sondeo	28
Figura N°1.8:	Perfil Estratigráfico.....	29
Figura N°2.1:	Límites de las curvas granulométricas que separan suelos licuables y no licuables	35
Figura N°2.2:	Criterio de susceptibilidad a la licuación según el límite líquido y el índice de plasticidad.....	36
Figura N°3.1:	Comparación de tres tipos diferentes de compactación superficial	51
Figura N°3.2:	Concepto de uso de sobrecarga temporal (Faraco, 1980).....	514
Figura N°3.3:	Zonificación de aplicabilidad del método de mejoramiento por vibración.	55
Figura N°3.4:	Diseño del mejoramiento de suelo mediante vibroflotación, separación de 2.40m.	56
Figura N°3.5:	Valores de “n” recomendables para distintos tipos de suelo.....	58
Figura N°3.6:	Valores orientativos de la energía aplicada.....	58
Figura N°3.7:	Proceso de ejecución de una columna Jet Grouting.	62
Figura N°3.8:	Aplicación de los distintos métodos de inyección en función de la granulometría.	63
Figura N°3.9:	Fases del proceso de Vibrosustitucion.....	66
Figura N°3.10:	Fases del proceso de Vibrodesplazamiento.....	69
Figura N°3.11:	Equipo especial para alimentación de grava en fondo.	71
Figura N°3.12:	Aplicación de columnas de grava en terraplén.....	72
Figura N°3.13:	Aplicación de columnas de grava en Tanques y Almacenes.....	72
Figura N°3.14:	Aplicación de columnas de grava en Estabilización de Taludes	73
Figura N°3.15:	Distribución de columnas de grava en la cimentación de una nave industrial.	73

Figura N°3.17: Aplicación de columnas de grava en la cimentación de un relleno portuario.	74
Figura N°3.18: Aplicación de columnas de grava en la cimentación de un Muelle Cajón	74
Figura N°4.1: Geometría de columnas de grava.....	77
Figura N°4.2: Número de ciclos equivalente Vs Magnitud de sismo.	78
Figura N°4.3: Espectro de aceleración del sismo 1966.....	78
Figura N°4.4: Correlaciones para Es en función del N _{SPT}	79
Figura N°4.5: Valores del módulo de poisson para distintos suelos.	80
Figura N°4.6: Variación de la relación de presión de poros en función al número de ciclos N.	81
Figura N°4.7: Diagrama para el diseño de columnas de Grava..	82
Figura N°4.8: Tercer ábaco para el diseño de columnas de Grava.....	83
Figura N°4.9: Distribución de malla triangular equilátera.	84
Figura N°4.10: Área circular equivalente.	84
Figura N°4.11: Cartas de diseño de columnas de grava presentadas por G.D. Bouckovalas..	85
Figura N°4.12: Abaco de diseño para obtener el factor de mejoramiento básico.	88
Figura N°5.1: Puntos topográficos de las columnas, se aprecia que forman triángulos equiláteros de 1.30m de lado	89
Figura N°5.2: Proceso de perforación mediante hélice continua.....	90
Figura N°5.3: Equipo de vibración y compactación para las columnas de grava.	91
Figura N°5.4: Detalles del vibrador	92
Figura N°5.5: Posicionamiento e hinca del vibrador sobre los puntos de las columnas de grava	93
Figura N°5.6: Acarreo del material de grava hacia la tolva	94
Figura N°5.7: Vertido de la grava sobre la tolva.....	94
Figura N°5.8: Vertido de grava de la tolva al tubo alimentador	94
Figura N°5.9: Esquema básico del proceso de ejecución de columnas de grava por vibrosustitución.....	95
Figura N°5.10: Ejemplo del reporte de producción de la instalación de columnas de grava	97

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

- N_{SPT}**: Números de golpe reales con equipo SPT.
- N₆₀**: Valor de N_{spt} corregido.
- E_r**: Corrección por la eficiencia del martillo.
- E_c**: Corrección debido al peso de la cabeza de golpeo.
- E_i**: Corrección por reflexión de la onda de compresión en las barras.
- E_d**: Corrección por diámetro de la perforación.
- E_s**: Corrección por diámetro interno del sacamuestra.
- S**: Esfuerzo de corte.
- μ**: Presión de poros.
- σ**: Esfuerzo total.
- σ'**: Esfuerzo efectivo.
- Φ**: Ángulo de fricción interna.
- CSR**: Demanda sísmica en el estrato de suelos.
- CRR**: Capacidad del suelo para resistir la licuación.
- g**: Aceleración de la gravedad.
- a_{max}**: Aceleración horizontal pico originada por el sismo.
- r_d**: Factor de reducción de esfuerzo por profundidad.
- d**: Profundidad del terreno.
- FL**: Factor de seguridad de licuación.
- k_h**: Permeabilidad en dirección radial.
- k_v**: Permeabilidad en dirección vertical.
- γ_w**: Peso unitario del agua.
- m_v**: Cociente de compresibilidad volumétrica.
- μ_g**: Exceso de presión de poros generado por el sismo.
- N_{eq}**: Número de ciclos equivalente.
- t_d**: Tiempo de duración del sismo de diseño.
- r_g**: Relación de presión de poros.
- T_{ad}**: Factor de tiempo.
- b**: Espaciamiento efectivo.
- E**: Espaciamiento entre columnas de grava.
- k_{ac}**: Coeficiente de empuje activo de Rankine.
- a_s**: Relación de sustitución.

INTRODUCCIÓN.

Uno de los principales problemas en la Ingeniería Geotécnica es el “Fenómeno de Licuación” que se presenta en los suelos granulares de baja compacidad y con presencia de nivel freático elevado. El fenómeno ocurre debido a la acción de cargas cíclicas generadas por un evento sísmico o por una gran explosión como la erupción de un volcán, al ocurrir el fenómeno se dice que el suelo tiende a comportarse como un líquido viscoso y pierde su capacidad de soporte por ende todas las estructuras construidas sobre éste se hundirán tan rápido como la duración de la carga cíclica.

La licuación de suelos ha ocurrido desde siempre, sin embargo, los primeros estudios se realizaron durante los años 60. Los casos más conocidos a nivel mundial se dieron en el terremoto de Nigata en Japón (06 de junio de 1964) y en el terremoto de Alaska en EE.UU. (27 de marzo de 1964).

En el Perú los estudios se iniciaron a consecuencia del sismo ocurrido el 31 de mayo de 1970 en la ciudad de Chimbote en el cual un gran número de estructuras colapsaron y otras quedaron afectadas por el asentamiento diferencial generado por la licuación de suelos.

El presente trabajo detalla un método eficaz de mejoramiento de suelos con alto potencial de licuación denominado “Método de columnas de grava”. El método está basado en la alta capacidad de las columnas para disipar el rápido incremento de presión de poros, a su vez tiene doble efecto ya que también incrementa la resistencia del suelo al reemplazar el material vulnerable por grava.

El proceso constructivo consiste en la ejecución de columnas de grava, distribuidas en una red o malla uniforme. Es un método práctico y económico que la tesis aplica. Se describe el Método de columnas de grava y su aplicación a las obras del Muelle Norte Callao.

CAPÍTULO I: INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS.

1.1 CONDICIONES GENERALES DEL SITIO.

1.1.1 Antecedentes.

El proyecto Muelle Norte Callao, requiere realizar la cimentación del Talud Norte cuya área en planta es de 3,300m². Se han realizado las investigaciones geotécnicas del terreno con el objetivo de elegir el método de estabilización del suelo de mayor eficacia y beneficio para la funcionalidad del Puerto, considerando su proximidad al mar. Esta zona ha sido utilizada como un área de relleno y eliminación de escombros.

1.1.2 Ubicación.

El área de trabajo está ubicado en el distrito de Callao – Callao, en el Terminal Portuario Muelle Norte. Limita por el norte con el terminal pesquero, por el oeste con el Océano Pacífico, por el sur con el patio de contenedores y por el este con la zona de apilamiento general.

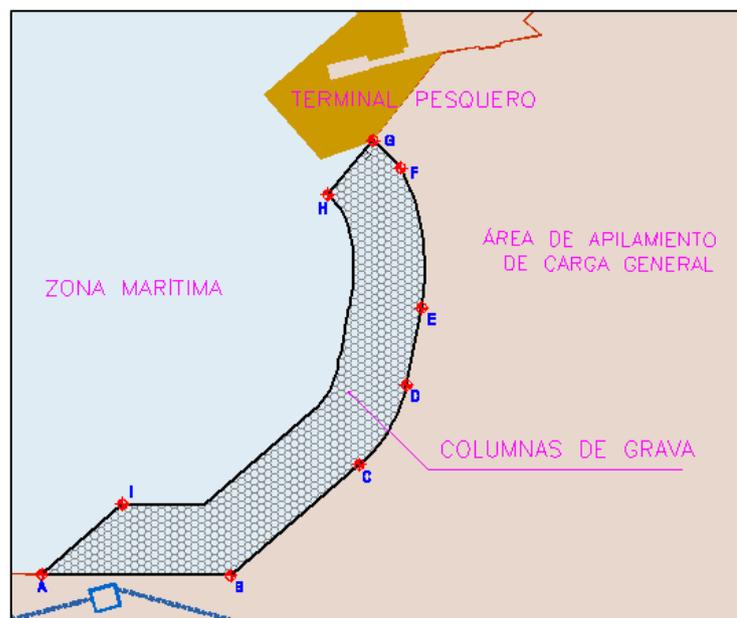


Figura N°1.1: Plano en planta de la zona a mejorar mediante el método de columnas de grava.

1.1.3 Clima y Temperatura.

El clima es templado con escasas precipitaciones, el promedio anual de humedad relativa es de 82%; la temperatura promedio entre enero y marzo es de 21°C, entre abril y junio 18°C, entre julio y septiembre 16.5°C y entre octubre y diciembre 17°C, estas características son típicas de la costa central y su formación se debe a la presencia de la corriente fría de Humboldt.

1.1.4 Topografía y Geología.

El terreno tiene una extensión de 3,300 m² y está delimitado por 9 puntos de control A, B, C, D, E, F, G, H e I (ver figura 1.1).

Cuadro N°1.1: Cuadro de coordenadas de los puntos de delimitación.

<u>CUADRO DE COORDENADAS UTM</u>			
VÉRTICE	ESTE (m)	NORTE (m)	NIVEL (m.s.n.m.)
A	266831.566	8667343.067	3.010
B	266884.685	8667342.687	3.000
C	266920.902	8667374.097	2.990
D	266934.221	8667396.673	2.980
E	266938.481	8667410.500	3.000
F	266932.496	8667458.225	3.000
G	266924.773	8667466.010	3.010
H	266912.051	8667450.563	2.990
I	266854.314	8667362.905	3.000

Área = 3.300 m²

El callao se encuentra dentro del “Cono deyectivo cuaternario del río Rimac”. Este cono está constituido de material aluvial de estructura lentiforme donde se superponen depósitos de canto rodados, arenas, arcillas y limos.

De acuerdo a esta estructura, la zona de estudio está ubicada dentro de un terreno constituido por suelos arcillosos, limosos, arenosos y en muchos casos con contenido de materia orgánica, estos se ubican en los primeros 10.0m de

profundidad, por debajo subyace un material más resistente denominado el “Conglomerado de Lima” y se extiende hasta profundidades de 30.0m.

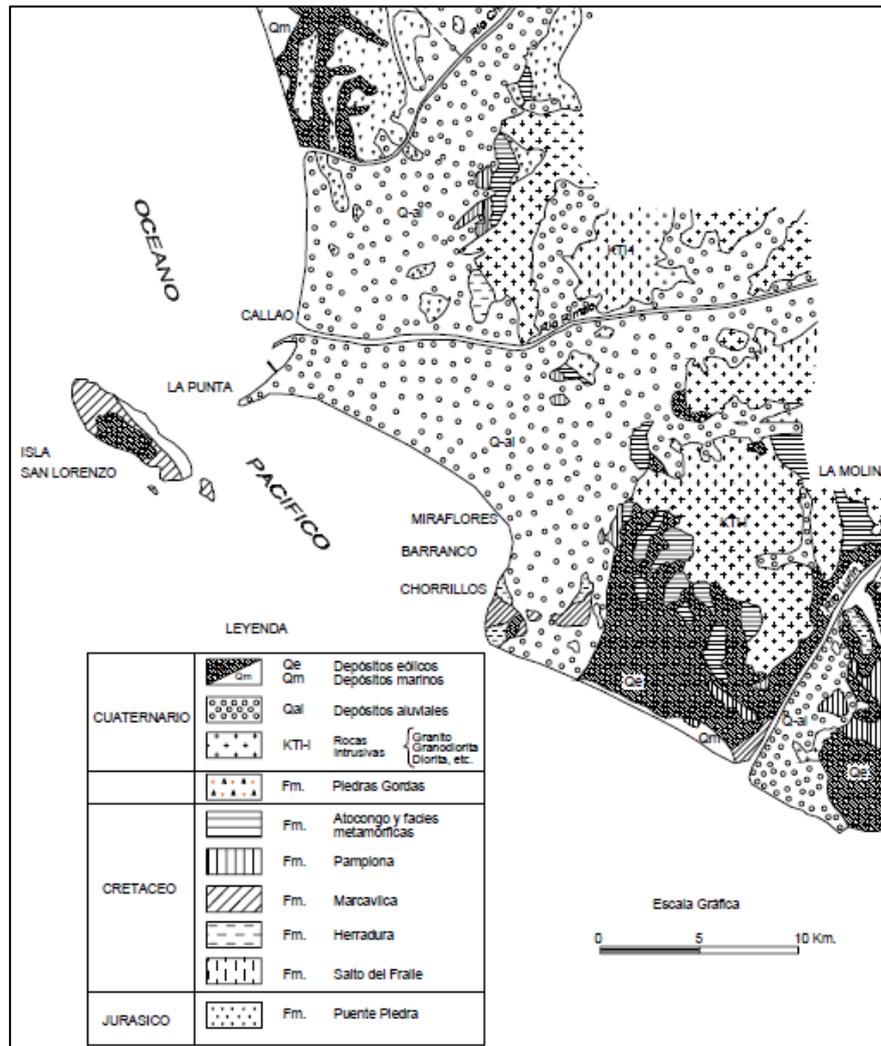


Figura N°1.2: Mapa Geológico de Lima (Martinez y Porturas, 1975).

1.2 INVESTIGACIÓN DE CAMPO.

1.2.1 Sondeos del terreno.

El trabajo de investigación de campo consistió en la ejecución de 5 puntos de sondeo a una profundidad máxima de 15.0m.

En cada sondeo se realizaron perforaciones, ensayos de penetración estándar en los estratos no gravosos, ensayos de penetración de punta cónica en los estratos gravosos y obtención de muestras inalteradas.

Cuadro N°1.2: Coordenadas de los puntos de sondaje.

PUNTO	NORTE (m)	ESTE (m)	COTA (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD DE SONDEO (m)	NIVEL FREÁTICO (m.s.n.m.)					
SGR5-01	266868.02	8667310.62	2.720	15.00	1.52					
SGR5-03	266880.02	8667342.10	2.750	15.00	1.15					
SGR5-04	2666904.80	8667355.39	2.790	15.00	1.69					
SGR5-05	266920.57	8667371.23	2.820	15.00 </tr <tr> <td>SG-06</td> <td>266928.72</td> <td>8667419.54</td> <td>2.790</td> <td>15.00</td> <td>1.44</td> </tr>	SG-06	266928.72	8667419.54	2.790	15.00	1.44
SG-06	266928.72	8667419.54	2.790	15.00	1.44					

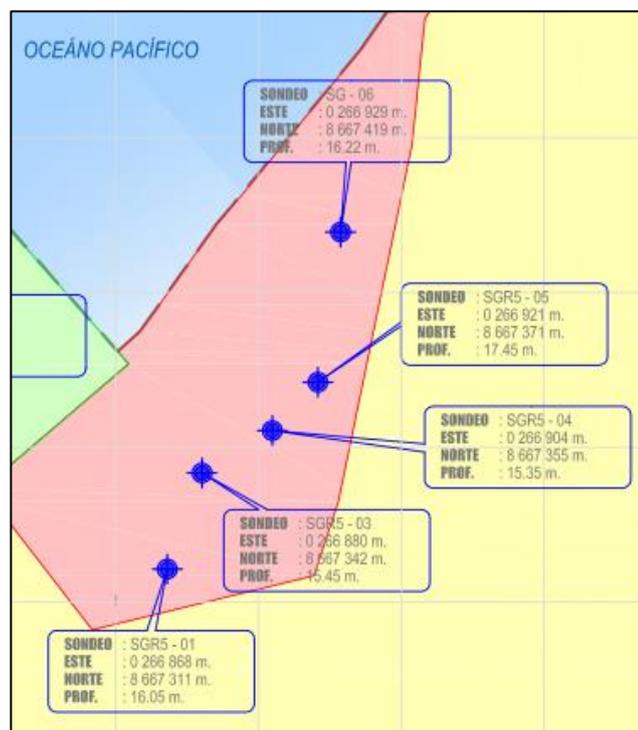


Figura N°1.3: Ubicación de los puntos de sondaje (Fuente: Proyecto Muelle Norte).

1.2.2 Perforación y Muestreo.

Las perforaciones se realizaron mediante el sistema “Wire Line” el cual consiste en perforar el terreno, extraer el testigo y depositarlo en la caja portatestigo, seguidamente el testigo es elevado a través del barrel interno y depositado en los tubos pescantes, finalmente mediante un sistema de cableado rápido el testigo es elevado a la superficie.

La ventaja sobre los sistemas de perforación convencionales está en la reducción de tiempos, ya que para recuperar el testigo sólo es necesario extraer el tubo interior, quedando la corona y el barrel exterior en el sondeo.

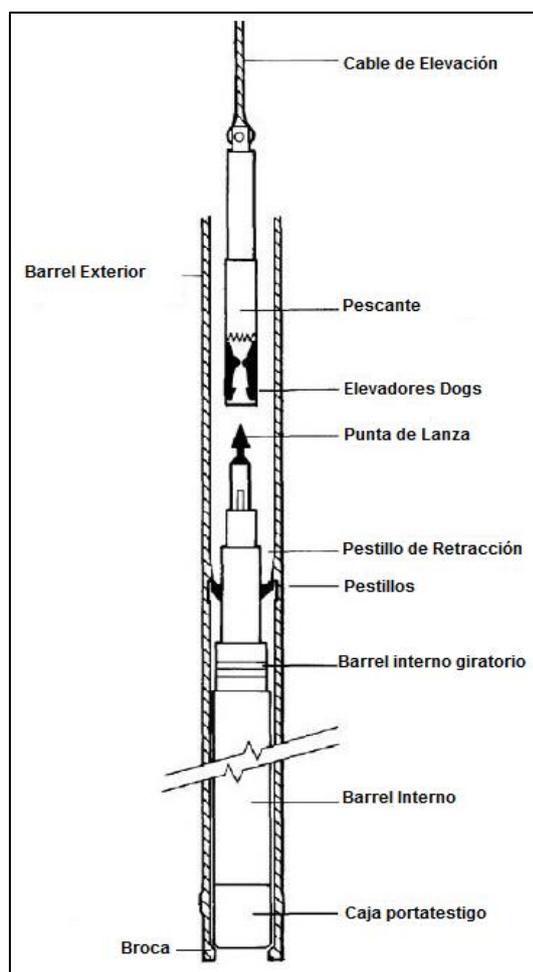


Figura N°1.4: Extracción de muestras Wire line (Fuente: Massenza drilling rigs).

El barrel exterior es del tipo HQ, posee un diámetro igual al de la línea de perforación y gira en conjunto con la broca; el barrel interior es del tipo NQ, se mantiene fijo y es quien recibe el testigo conforme avanza la perforación. Los diámetros de los barrel's son 76.5mm y 43.5mm respectivamente.

Se ha utilizado una tubería de revestimiento del tipo HW casing con diámetro exterior de 114.5mm., cuya función es estabilizar las paredes en caso de posibles derrumbes, estos cuentan con su propia corona de diamante denominada "Zapata con diamante".

El sistema trabaja con inyecciones de agua para limpiar y enfriar la broca, en este trabajo se utilizó agua de mar por la facilidad del recurso.

Las muestras obtenidas son colocadas en cajas para su posterior inspección visual de características y propiedades, la información obtenida es registrada en los reportes diarios y finalmente las cajas son selladas, rotuladas y protegidas para el posterior ensayo de laboratorio.

1.2.3 Ensayos de Penetración.

Se efectuaron ensayos de penetración estándar (SPT) en los estratos de arenas y ensayos de Penetración de Cono en los estratos de grava.

a) Ensayo de penetración estándar (SPT):

Se realizó el ensayo SPT en concordancia a los procedimientos descritos en la norma ASTM D1586, el objetivo es medir la resistencia del suelo ante la penetración de la barra, extraer muestras inalteradas para su inspección visual y realizar los ensayos de propiedades físico mecánicas en los laboratorios.

Los números de golpes (N_{SPT}) fueron registrados por cada 15 cm de penetración de las barras, las muestras obtenidas fueron almacenadas en bolsas de polietileno debidamente rotuladas. En total se realizaron 39 ensayos SPT.

Los valores de "N" fueron corregido, mediante la siguiente expresión:

$$N_{60} = \frac{N * C_n * E_r * E_c * E_i * E_d * E_s}{0.60}$$

Dónde:

- ✓ $C_n: \frac{1}{\sqrt{\sigma'}}$; σ' : Presión efectiva, $C_n \leq 1.7$

$$\sigma' = \gamma_{prom} * H - \gamma_w * H_w$$

- ✓ γ_{prom} : Peso específico promedio del suelo.
- ✓ H: Profundidad del suelo.
- ✓ γ_w : Peso específico del agua.
- ✓ H_w : Altura del volumen de agua.
- ✓ E_r : Corrección por la eficiencia del martillo.
- ✓ E_c : Corrección debido al peso de la cabeza de golpeo.
- ✓ E_i : Corrección por reflexión de la onda de compresión en las barras.
- ✓ E_d : Corrección por diámetro de la perforación.
- ✓ E_s : Corrección por diámetro interno del sacamuestra.
- ✓ N: Número de golpes registrado en campo.
- ✓ N_{60} : Valor de diseño corregido.

b) Ensayo de penetración de cono (CPT):

El ensayo de penetración de cono Peck es un método de exploración desarrollado por R.B. Peck en Chicago, el procedimiento es similar al aplicado en el ensayo SPT, la diferencia es que en este ensayo no se podrá recuperar las muestras ya que el equipo no cuenta con una zapata abierta sino con una punta cónica cerrada. Este ensayo generalmente es aplicado a los suelos granulares, sin embargo, también se aplica a suelos cohesivos; cabe indicar que este ensayo aún no está normalizado. En total se realizaron 36 ensayos de cono dinámico. Los valores obtenidos mediante el ensayo cono peck pueden ser correlacionados con los valores obtenidos del ensayo SPT, una de las correlaciones más usadas es la de Michelena y Repetto (1973):

- ✓ Suelos Granulares: $N = 0.50 * C_n$.
- ✓ Suelos Cohesivos: $N = C_n$.

N: Número de golpes por cada 300mm de penetración del SPT.

Cn: Número de golpes por cada 300 mm de penetración del Cono Peck.

c) Resultados Obtenidos:

Cuadro N°1.3: Obtención del Valor de Diseño N_{60} para el punto SGR5-01.

Ensayo	Profundidad (m)	N Campo	γ (ton/m ³)	σ' (ton/m ²)	Factores de Corrección						N_{60}
					Cn	E_{r60}	E_c	E_i	E_d	E_s	
SPT 1	2.00	2	1.70	2.92	1.70	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	2
SPT 2	3.00	2	1.70	3.62	1.66	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	2
SPT 3	4.00	2	1.70	4.32	1.52	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	2
SPT 4	5.00	1	1.70	5.02	1.41	1.15	0.71	0.80	1.00	1.00	1
SPT 5	6.00	5	1.70	5.72	1.32	1.15	0.71	0.80	1.00	1.00	4
SPT 6	7.00	9	2.00	6.72	1.22	1.15	0.71	0.85	1.00	1.00	8
SPT 7	8.00	15	2.00	7.72	1.14	1.15	0.71	0.85	1.00	1.00	12
SPT 8	9.00	18	2.00	8.72	1.07	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	15
SPT 9	10.00	6	2.00	9.72	1.01	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	5
SPT 10	12.00	2	1.70	11.12	0.95	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	1
Cono 1	11.00	39	2.10	10.02	1.00	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	32
Cono 2	13.00	50	2.10	12.22	0.90	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	37
Cono 3	14.00	50	2.10	13.32	0.87	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	35
Cono 4	15.00	50	2.10	14.42	0.83	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	34
Cono 5	16.00	50	2.10	15.52	0.80	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	33

- Valor Promedio de N_{60} en SPT = 5 y Profundidad de desplante = 12.00m.
- Valor Promedio de N_{60} en Cono = 34 y Profundidad de desplante = 16.00m.

Cuadro N°1.4: Obtención del Valor de Diseño N_{60} para el punto SGR5-03.

Ensayo	Profundidad (m)	N Campo	γ (ton/m ³)	σ' (ton/m ²)	Factores de Corrección						N_{60}
					Cn	E_{r60}	E_c	E_i	E_d	E_s	
Cono 1	2.00	4	2.10	3.35	1.70	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	5
SPT 1	3.00	10	2.00	4.35	1.52	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	9
Cono 2	4.00	50	2.10	5.45	1.35	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	53
Cono 3	5.00	50	2.10	6.55	1.24	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	48
SPT 2	6.00	14	1.80	7.35	1.17	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	10
SPT 3	7.00	13	1.80	8.15	1.11	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	9
SPT 4	8.00	11	1.80	8.95	1.06	1.15	0.71	0.80	1.00	1.00	8
SPT 5	9.00	8	1.80	9.75	1.01	1.15	0.71	0.80	1.00	1.00	5
SPT 6	10.00	16	1.80	10.55	0.97	1.15	0.71	0.85	1.00	1.00	11

Estabilización de suelos arenosos con potencial de licuación utilizando Columnas de Grava:
Aplicación a las obras de Muelle Norte Callao

Ensayo	Profundidad (m)	N Campo	γ (ton/m ³)	σ' (ton/m ²)	Factores de Corrección						N ₆₀
					Cn	Er ₆₀	Ec	Ei	Ed	Es	
Cono 4	11.00	23	2.10	11.65	0.93	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	17
Cono 5	12.00	16	2.10	12.75	0.89	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	12
SPT 7	13.00	50	2.10	13.85	0.85	1.15	0.71	0.85	1.00	1.00	30
Cono 6	14.00	50	2.10	14.95	0.82	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	33
Cono 7	15.00	30	2.10	16.05	0.79	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	19

- Valor Promedio de N₆₀ en SPT = 12 y Profundidad de desplante = 13.00m.
- Valor Promedio de N₆₀ en Cono = 27 y Profundidad de desplante = 15.00m.

Cuadro N°1.5: Obtención del Valor de Diseño N60 para el punto SGR5-04.

Ensayo	Profundidad (m)	N Campo	γ (ton/m ³)	σ' (ton/m ²)	Factores de Corrección						N ₆₀
					Cn	Er ₆₀	Ec	Ei	Ed	Es	
Cono 1	2.00	6	2.10	3.89	1.60	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	7
Cono 2	3.00	23	2.10	4.99	1.42	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	25
SPT 1	4.00	12	2.10	6.09	1.28	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	9
SPT 2	5.00	10	2.00	7.09	1.19	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	7
SPT 3	6.00	23	2.00	8.09	1.11	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	16
SPT 4	7.00	20	2.00	9.09	1.05	1.15	0.71	0.80	1.00	1.00	14
SPT 5	8.00	22	2.00	10.09	1.00	1.15	0.71	0.80	1.00	1.00	14
SPT 6	9.00	17	2.00	11.09	0.95	1.15	0.71	0.85	1.00	1.00	11
SPT 7	10.00	42	2.00	12.09	0.91	1.15	0.71	0.85	1.00	1.00	27
Cono 3	11.00	11	2.10	13.19	0.87	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	7
Cono 4	12.00	50	2.10	14.29	0.84	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	34
Cono 5	13.00	50	2.10	15.39	0.81	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	33
Cono 6	14.00	50	2.10	16.49	0.78	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	32
Cono 7	15.00	50	2.10	17.59	0.75	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	31

- Valor Promedio de N₆₀ en SPT = 14 y Profundidad de desplante = 10.00m.
- Valor Promedio de N₆₀ en Cono = 24 y Profundidad de desplante = 15.00m.

Cuadro N°1.6: Obtención del Valor de Diseño N_{60} para el punto SGR5-05.

Ensayo	Profundidad (m)	N Campo	γ (ton/m ³)	σ' (ton/m ²)	Factores de Corrección						N_{60}
					C_n	E_{r60}	E_c	E_i	E_d	E_s	
SPT 1	1.00	30	2.40	2.72	1.70	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	31
Cono 1	2.00	50	2.40	4.12	1.56	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	60
SPT 2	4.45	12	1.70	5.84	1.31	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	10
SPT 3	5.00	26	2.00	6.39	1.25	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	20
SPT 4	6.00	17	2.00	7.39	1.16	1.15	0.71	0.80	1.00	1.00	13
SPT 5	7.00	18	2.00	8.39	1.09	1.15	0.71	0.80	1.00	1.00	13
SPT 6	8.00	24	2.00	9.39	1.03	1.15	0.71	0.85	1.00	1.00	17
Cono 2	9.00	31	2.00	10.39	0.98	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	24
Cono 3	10.00	11	2.10	11.49	0.93	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	8
Cono 4	11.00	25	2.10	12.59	0.89	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	18
Cono 5	12.00	28	2.10	13.69	0.85	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	20
SPT 7	13.00	4	2.00	14.69	0.83	1.15	0.71	0.85	1.00	1.00	2
SPT 8	14.00	50	2.10	15.79	0.80	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	31
Cono 6	15.00	29	2.10	16.89	0.77	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	18
Cono 7	16.00	50	2.10	17.99	0.75	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	30
Cono 8	17.00	32	2.10	19.09	0.72	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	19

- Valor Promedio de N_{60} en SPT = 17 y Profundidad de desplante = 14.00m.
- Valor Promedio de N_{60} en Cono = 25 y Profundidad de desplante = 17.00m.

Cuadro N°1.7: Obtención del Valor de Diseño N_{60} para el punto SG-06.

Ensayo	Profundidad (m)	N Campo	γ (ton/m ³)	σ' (ton/m ²)	Factores de Corrección						N_{60}
					C_n	E_{r60}	E_c	E_i	E_d	E_s	
Cono 1	1.00	50	2.10	2.54	1.70	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	66
Cono 2	2.00	50	2.10	3.64	1.66	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	64
Cono 3	3.00	31	2.10	4.74	1.45	1.15	0.71	0.95	1.00	1.00	35
SPT 1	4.00	50	2.10	5.84	1.31	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	40
Cono 4	5.00	11	2.10	6.94	1.20	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	11
Cono 5	6.00	25	2.10	8.04	1.12	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	23
SPT 2	7.00	12	2.00	9.04	1.05	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	8
SPT 3	8.00	26	2.00	10.04	1.00	1.15	0.71	0.75	1.00	1.00	16
SPT 4	9.00	17	2.00	11.04	0.95	1.15	0.71	0.80	1.00	1.00	11
SPT 5	10.00	18	2.00	12.04	0.91	1.15	0.71	0.80	1.00	1.00	11
SPT 6	11.00	24	2.00	13.04	0.88	1.15	0.71	0.85	1.00	1.00	15
SPT 7	12.00	4	2.00	14.04	0.84	1.15	0.71	0.85	1.00	1.00	2
Cono 6	13.00	28	2.10	15.14	0.81	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	19

Estabilización de suelos arenosos con potencial de licuación utilizando Columnas de Grava:
Aplicación a las obras de Muelle Norte Callao

Ensayo	Profundidad (m)	N Campo	γ (ton/m ³)	σ' (ton/m ²)	Factores de Corrección					N ₆₀	
					Cn	Er ₆₀	Ec	Ei	Ed		Es
Cono 7	14.00	29	2.10	16.24	0.78	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	19
Cono 8	15.00	50	2.10	17.34	0.76	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	31
Cono 9	16.00	32	2.10	18.44	0.74	1.15	0.71	1.00	1.00	1.00	19

- Valor Promedio de N₆₀ en SPT = 15 y Profundidad de desplante = 12.00m.
- Valor Promedio de N₆₀ en Cono = 32 y Profundidad de desplante = 16.00m.

1.2.4 Obtención de muestras inalteradas.

Las muestras obtenidas en los ensayos SPT por medio de la herramienta “Caña Partida”, fueron debidamente rotuladas y almacenadas en doble bolsa de polietileno, luego fueron enviadas al laboratorio de la empresa consultora MRA Asociados y a la Universidad Católica, este último se eligió por su proximidad al proyecto.



Figura N°1.5: Muestras obtenidas en los sondajes SGR5-01 y SGR5-03 (Fuente: Proyecto Muelle Norte).



Figura N°1.6: Muestras obtenidas en los sondajes SGR5-04 y SG-06 (Fuente: Proyecto Muelle Norte).

1.3 ENSAYOS DE LABORATORIO.

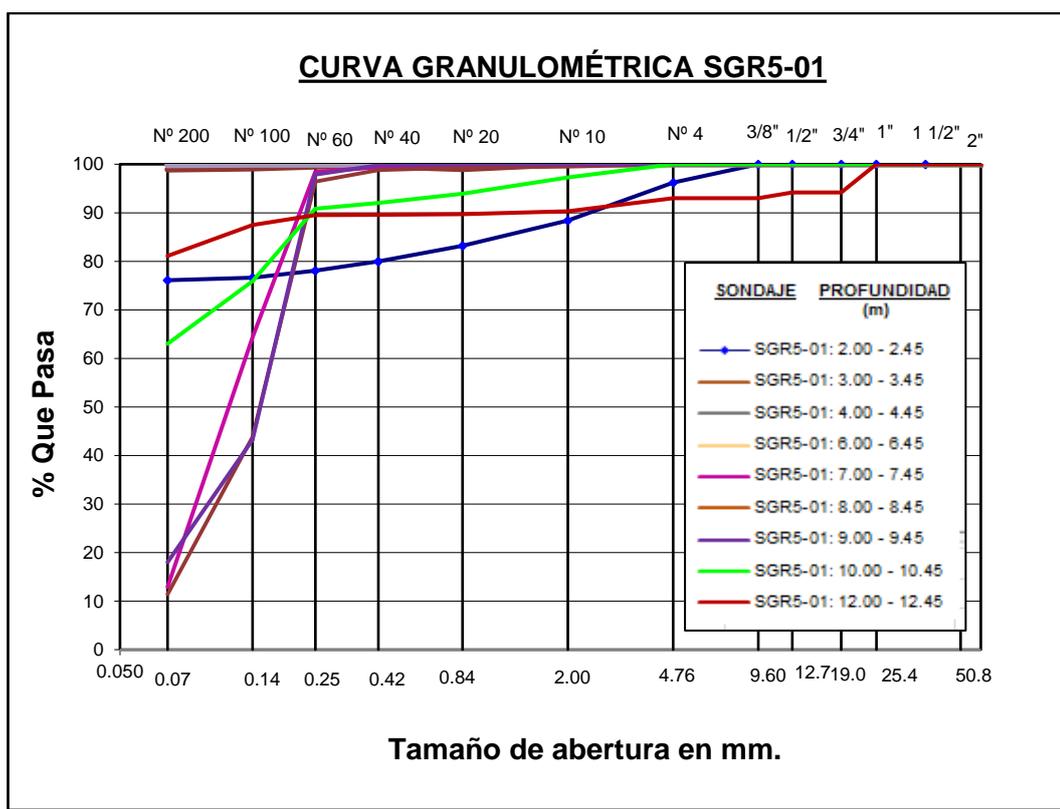
1.3.1 Análisis Granulométrico por tamizado.

El análisis granulométrico se realizó en conformidad a la norma ASTM D422 a cada una de las muestras obtenidas. A continuación, se presentan los resultados obtenidos para el punto de Sondaje SGR5-01.

Cuadro N°1.8: Resultados del Tamizado en el punto de sondaje SGR5-01.

Tamiz	% Que Pasa									
	Prof.: 2.0m	Prof.: 3.0m	Prof.: 4.0m	Prof.: 6.0m	Prof.: 7.0m	Prof.: 8.0m	Prof.: 9.0m	Prof.: 10.0m	Prof.: 12.0m	
1"										100.00
3/4"										94.20
1/2"										94.20
3/8"	100.00									93.00
N°4	96.20				100.00	100.00	100.00	100.00		93.00
N°10	88.40	100.00		100.00	99.80	99.50	100.00	97.30		90.30
N°20	83.20	99.00		100.00	99.60	99.30	100.00	93.90		89.70
N°40	80.00	99.60		99.90	99.40	98.80	99.80	92.00		89.60
N°60	78.10	99.50		99.90	98.40	96.40	97.90	90.80		89.50
N°140	76.60	99.10	100.00	99.90	64.30	43.80	43.20	75.90		87.50
N°200	76.10	98.90	99.90	99.80	12.90	11.40	18.00	63.00		81.10

Grafico N°1.1: Curva Granulométrica para el Sondaje SGR5-01.



Cuadro N°1.9: Resultados del Análisis granulométrico para el sondaje SGR5-01.

% Suelo	Prof.: 2.0m	Prof.: 3.0m	Prof.: 4.0m	Prof.: 6.0m	Prof.: 7.0m	Prof.: 8.0m	Prof.: 9.0m	Prof.: 10.0m	Prof.: 12.0m
% Gravas	3.80	0.40	0.00	0.10	0.60	1.20	0.20	8.00	10.40
% Arenas	20.10	0.70	0.10	0.10	86.50	87.40	81.80	63.00	8.50
% Finos	76.10	98.90	99.90	99.80	12.90	11.40	18.00	29.00	81.10
Total	100.00								

En el cuadro N°1.9 se observa que en los primeros 6.0m. de profundidad predominan los materiales finos, por la textura de las muestras estas son semejantes a los Limos, no obstante, el tipo de suelo debe ser definido en el ensayo de clasificación de suelos.

Entre los 6.0 y 10.0m de profundidad predominan las arenas con un porcentaje significativo de material fino; si estos finos son limos entonces estaríamos hablando de Arenas Limosas las cuales son altamente propensas a los fenómenos de licuación.

1.3.2 Límites de Atterberg y clasificación de suelos por el método SUCS.

El ensayo “Límites de Atterberg” se realizó en conformidad a la norma ASTM D4318 y la clasificación de acuerdo al “Sistema Unificado de Clasificación de Suelos” (SUCS), y en base a los ensayos de análisis granulométrico y límites de atterberg. En el cuadro 1.10 se muestran los resultados.

Cuadro N°1.10: Clasificación SUCS de las muestras obtenidas.

PUNTO	PROFUNDIDAD (m)	SUCS	LÍMITES DE ATTERBERG		
			LL	LP	IP
SGR5-01	2.00 - 2.45	ML	45	28	17
	3.00 - 3.45	MH	84	44	40
	4.00 - 4.45	MH	70	42	28
	6.00 - 6.45	MH	70	40	30
	7.00 - 7.45	SM	NP	NP	--
	8.00 - 8.45	SP - SM	NP	NP	--
	9.00 - 9.45	SM	NP	NP	--
	10.00 - 10.45	ML	NP	NP	--
	12.00 - 12.45	ML	68	45	23
SGR5-03	6.00 - 6.45	SP	NP	NP	--
	7.00 - 7.45	SP - SM	NP	NP	--
	8.00 - 8.45	SM	NP	NP	--
SGR5-04	5.00 - 5.45	SM	NP	NP	--
	6.00 - 6.45	SM	NP	NP	--
	7.00 - 7.45	SP - SM	NP	NP	--
	8.00 - 8.45	SP - SM	NP	NP	--
	9.00 - 9.45	SM	NP	NP	--
SGR5-05	1.00 - 1.60	SM	NP	NP	--
	4.00 - 4.45	ML	45	28	17
	4.45 - 4.60	SM	NP	NP	--
	5.00 - 5.45	SP - SM	NP	NP	--
	7.00 - 7.45	SP - SM	NP	NP	--
	8.00 - 8.45	SM	NP	NP	--
SG-06	4.00 - 4.45	SM	NP	NP	--
	7.00 - 7.45	SM	NP	NP	--
	8.00 - 8.45	SM	NP	NP	--
	9.00 - 9.45	SM	NP	NP	--
	10.00 - 10.45	SM	NP	NP	--
	11.00 - 11.45	CL	35	23	12
	12.00 - 12.45	ML	NP	NP	--

Los resultados obtenidos muestran la presencia de limos de alta y baja plasticidad entre los primeros 6m y de arenas limosas pobremente gradadas entre los 6m y 12m de profundidad, con estos resultados se confirma el alto riesgo a la licuación del suelo.

Además, de los límites de Atterberg se puede inferir que los materiales finos presentan un límite líquido comprendido entre 35 y 84%, un límite plástico comprendido entre 23 y 45% y un índice de plasticidad entre 12 y 40%. Con lo que se puede decir que la presencia de finos está acompañada de un moderado índice de plasticidad en la mayoría de casos.

1.4 PERFIL ESTATIGRÁFICO.

Luego del análisis del suelo en los 5 sondajes se procedió a elaborar el perfil estratigráfico de la zona en estudio. En la figura N°7 podremos apreciar los 5 puntos de sondeos con las profundidades evaluadas y el corte geotécnico A-A.



Figura N°1.7: Ubicación y profundidad de sondeo (Fuente: Proyecto Muelle Norte).

A continuación, se muestra el perfil estratigráfico obtenido para el corte A-A.

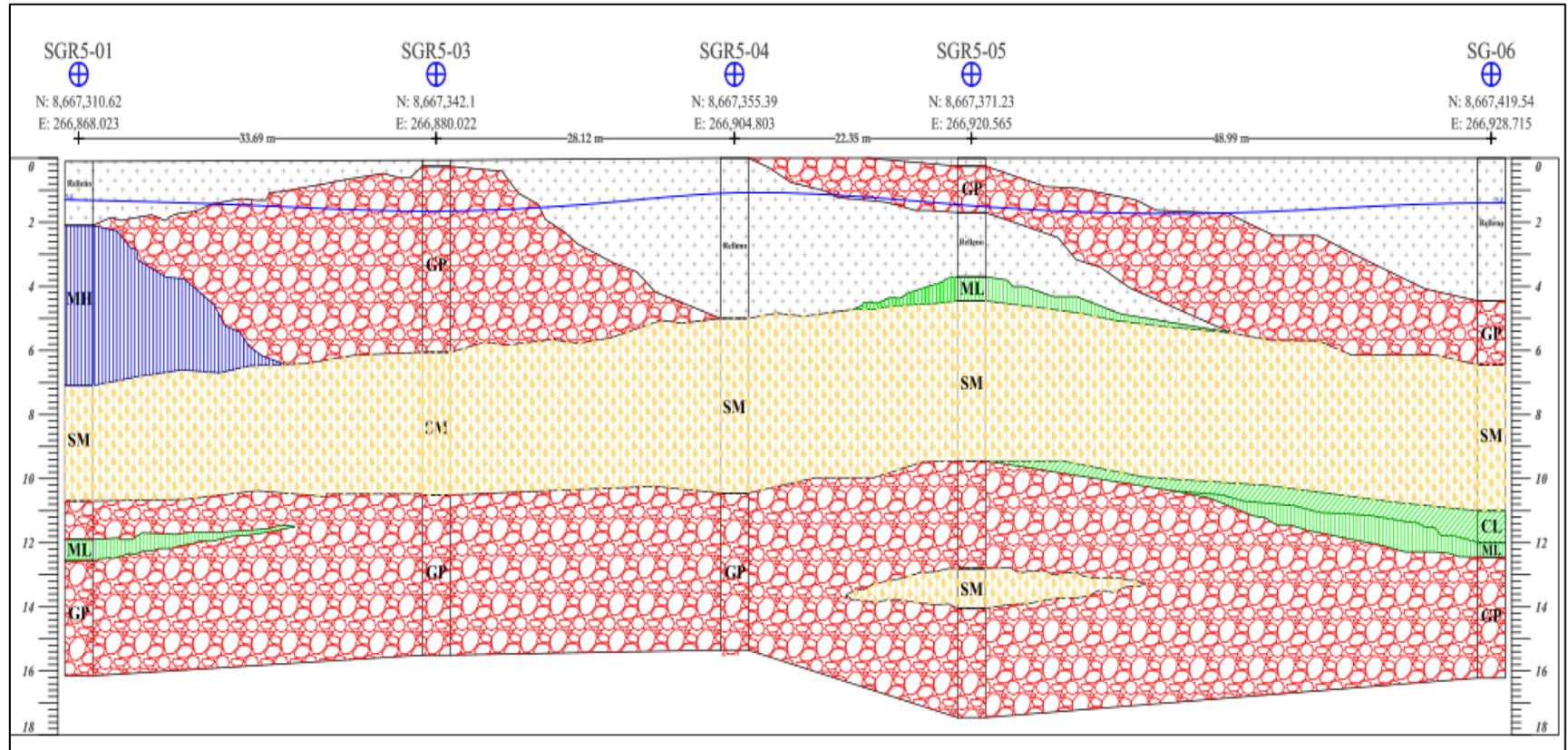


Figura N°1.8: Perfil Estratigráfico (Fuente: Proyecto Muelle Norte).

Los principales tipos de suelos encontrados fueron:

- ✓ MH: Limo Inorgánico de alta plasticidad
- ✓ CL: Arcilla inorgánica de baja plasticidad
- ✓ ML: Limo Inorgánico de baja plasticidad
- ✓ SM: Arena Limosa
- ✓ GP: Grava pobremente gradada
- ✓ GP-GC: Grava arcillosa
- ✓ SP: Arena pobremente gradada
- ✓ Relleno

a) Primer Estrato:

El perfil nos muestra un primer estrato de material de relleno que se extiende a las siguientes profundidades:

- ✓ SGR5-01: 2.00 m.
- ✓ SGR5-03: 0.10 m.
- ✓ SGR5-04: 5.00 m.
- ✓ SGR5-05: 4.50 m.
- ✓ SG06: 4.50 m.

Por debajo del relleno se encuentra:

- ✓ Limo inorgánico de alta plasticidad (MH), de consistencia blanda, húmeda y con textura gris,
- ✓ Material de Grava (GP) mal gradada con piedras sub redondeadas de TM = 2", húmeda de color gris, además de presencia de bolonería.
- ✓ Limo Inorgánico de baja Plasticidad (ML), de consistencia blanda, húmeda y con textura gris.

b) Segundo Estrato:

Se encuentra un segundo estrato de arena limosa (SM), mal gradado, medianamente denso, húmedo de textura gris, la cual se extiende desde los 6.50m hasta los 11.50m de profundidad aproximadamente. Lo cual representa un alto riesgo de licuación de suelos.

c) Tercer Estrato:

Finalmente se encuentra el tercer estrato constituido por el conglomerado de Lima, el cual se extiende desde los 11.50 m. hasta los 17.50 m. de profundidad, las piedras son de forma sub redondeada de $TM = 2.5''$, húmedas y de textura gris. La compacidad es de medianamente densa a densa alcanzando rechazos de $N > 50$, tal como lo indican los ensayos de penetración de cono.

CAPÍTULO II: EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.

El estudio de mecánica de suelos ha previsto la presencia de arena limosa SM, la cual se extiende aproximadamente desde los 6.50m. hasta los 11.50m.

El principal riesgo de este tipo de suelos frente a un evento sísmico es el fenómeno de licuación, debido a ello es necesario realizar la evaluación del Potencial de Licuación y determinar los métodos de mitigación.

2.1 FENÓMENO DE LICUACIÓN DE SUELOS.

La licuación de suelos es un fenómeno cuyo comportamiento se ha venido investigando desde los últimos 50 años, en el Perú el primer caso estudiado fue el ocurrido en el sismo del 31 de mayo de 1970 en la ciudad de Chimbote y el caso más reciente se dio en el sismo del año 2007 en la costa sur del Perú.

Existen diversas definiciones sobre el fenómeno de licuación, 3 de ellas con mayor precisión son las siguientes:

“La licuación es un fenómeno en donde la masa de suelo pierde un gran porcentaje de su resistencia al corte, al ser solicitado por cargas monotónicas, cíclicas o de impacto y fluye de una manera semejante al de un líquido hasta que los esfuerzos de corte actuantes sobre la masa son lo suficientemente bajos como la resistencia al corte reducida”. (Sladen et al. 1985).

“Transformación de un material granular de un estado sólido a un estado licuado como consecuencia del incremento de presión de poros y la reducción del esfuerzo efectivo”. (Youd et al. 2001).

“Pérdida significativa de la resistencia y rigidez debido a la generación cíclica de la presión de poros, en contrario a la sensibilidad de la pérdida de resistencia debido a un esfuerzo cortante monotónico y/o reacomodo como resultado de un gran desplazamiento unidireccional monotónico cortante”. (R.B. Seed et al. 2003).

2.2 COMPORTAMIENTO DEL SUELO DURANTE LA LICUACIÓN.

Cuando un suelo saturado es sometido a una carga cíclica rápida este tiende a comportarse como en una condición no drenada ya que la rapidez de la carga impide el drenaje del agua, a medida que continúe la acción de la carga la presión de poros se irá incrementando generando que las partículas de suelo se separen unas de otras (los suelos en estado suelto son más propensos a esta separación). La presión de poros seguirá incrementándose hasta igualar al esfuerzo total del suelo, en este estado el esfuerzo efectivo es "0" por ende el suelo pierde toda resistencia, las partículas de suelo son inmersas y pasan a una suspensión y su comportamiento es similar al de un líquido viscoso, este es el llamado estado de "licuación".

El esfuerzo de corte en una arena se representa por:

$$S = (\sigma - \mu) \cdot \tan(\Phi) = \sigma' \cdot \tan(\Phi)$$

Dónde: S = esfuerzo de corte
 μ = presión de poros
 σ = esfuerzo total
 σ' = esfuerzo efectivo
 Φ = ángulo de fricción interna

De lo explicado, al ocurrir la carga sísmica la presión de poros tiende a crecer hasta igualar al esfuerzo total.

$$\sigma = \mu \quad \Rightarrow \quad S = 0$$

Durante la eventualidad del fenómeno de licuación el suelo pierde toda resistencia, lo que generara grandes asentamientos de las estructuras que yacen sobre este.

2.3 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DESARROLLO DE LICUACIÓN.

Las evaluaciones realizadas a los eventos de licuación ocurridos en el pasado han evidenciado que el comportamiento del suelo frente al fenómeno está influenciado principalmente por las características geológicas y geotécnicas y por las condiciones sísmicas.

2.3.1 Factores Geológicos y Geotécnicos.

Los estudios realizados a los casos históricos de licuación conllevan a definir que los depósitos de suelos con distribución granulométrica uniforme y cuyas partículas se encuentran en estado suelto son más propensos al fenómeno. Así mismo estas características son encontradas en depósitos fluviales, coluviales y eólicos.

Otro factor es el tiempo de formación del depósito de suelo, los depósitos más recientes son más susceptibles que los depósitos antiguos.

a) Granulometría:

Los suelos cuya granulometría es uniforme o pobremente gradada son más propensos al fenómeno, ya que ante un evento sísmico los granos se removerán unos sobre otros dando lugar a grandes deformaciones del suelo, así entonces bajo este concepto se puede indicar que las arenas finas son más susceptibles que las arenas gruesas.

Un indicador de estos suelos sería el Coeficiente de Uniformidad "Cu", diversos ensayos de laboratorio indican que para un Cu mayor o igual a 2 el potencial de licuación es mayor.

En el gráfico 2.1 se puede apreciar los límites de las curvas granulométricas para los suelos potencialmente licuables

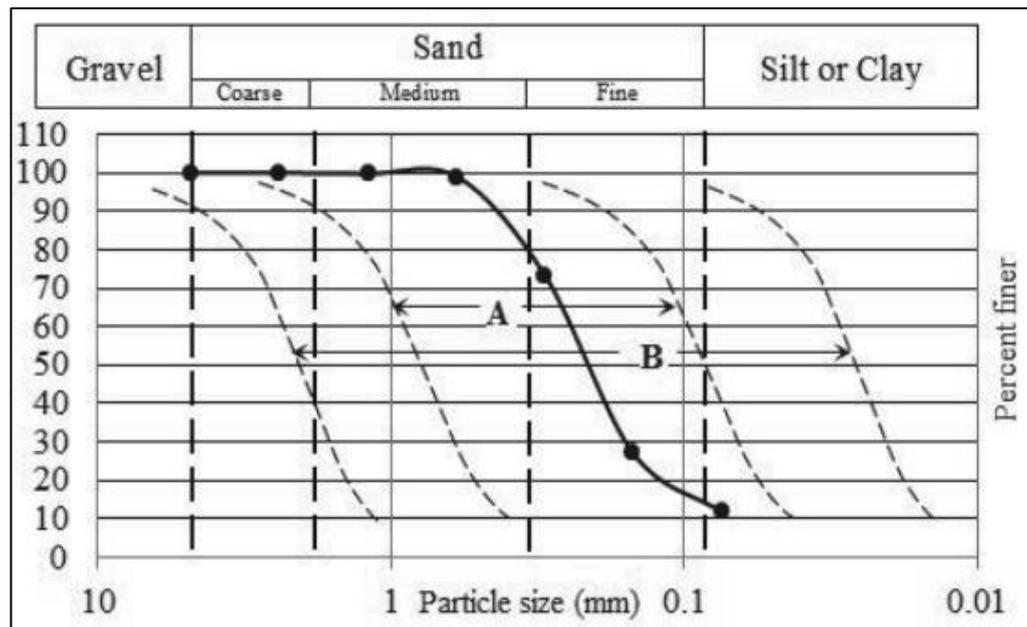


Figura N°2.1: Límites de las curvas granulométricas que separan suelos licuables y no licuables (Tsuchida, 1970).

A: Límites para la mayoría de suelos licuables.

B: Límites para los suelos potencialmente licuables.

b) Plasticidad y Naturaleza de los Finos:

Existen diversos criterios para definir la susceptibilidad a la licuación en función al contenido de finos y al límite líquido, como los presentados por Wang et al. (1979) y Andrews y Martin et al. (2000). Sin embargo, en el estudio presentado R.B. Seed et al. (2003) se demuestra que el fenómeno depende más de la naturaleza de los componentes finos y su plasticidad en comparación a la cantidad de finos y el límite líquido.

A continuación, se muestra el criterio de susceptibilidad presentado por R.B. Seed et al. (2003).

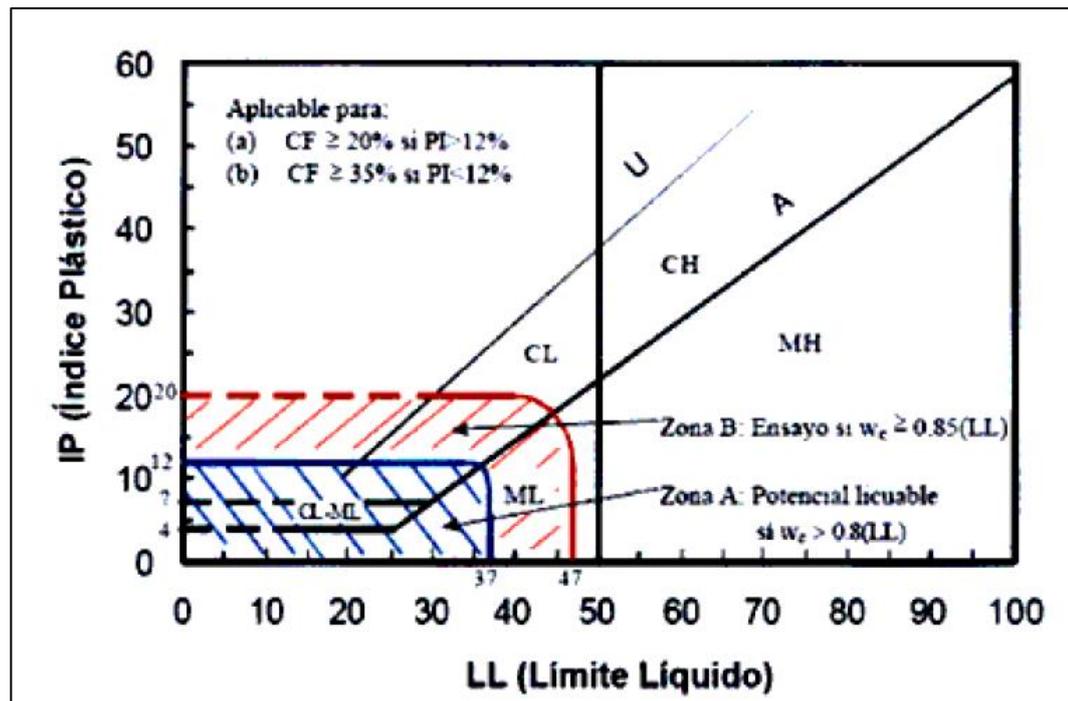


Figura N°2.2: Criterio de susceptibilidad a la licuación según el límite líquido y el índice de plasticidad. (R.B. Seed et al., 2003).

Zona A: En esta zona se ubican los suelos considerados potencialmente susceptibles a la licuación cíclica clásica inducida.

Zona B: En esta zona se ubican los suelos que podrían ser susceptibles.

Fuera de la Zona A y B: Generalmente no son susceptibles, no obstante, deben ser revisados a fin de evaluar el nivel de potencial.

La naturaleza del contenido de finos en un suelo es un factor importante en su susceptibilidad ya que estos tienen la capacidad de provocar la separación de las partículas granulares y controlar el comportamiento del suelo.

Durante el control de las partículas finas, la cantidad de minerales arcillosos jugará un rol importante ya que si su plasticidad se incrementa el comportamiento cíclico será más dúctil.

Los suelos finos que poseen una baja plasticidad son más susceptibles a la licuación. De acuerdo al gráfico 2.2 estos suelos poseen $IP \leq 12\%$ y $LL \leq 37\%$.

Se podría decir que los limos y las arenas limosas de baja plasticidad o plasticidad nula pueden calificarse como los suelos licuables más peligrosos.

c) Estado del Suelo:

El estado inicial de un suelo está definido por su densidad relativa y esfuerzo efectivo. La densidad relativa puede medirse en función a la relación de vacíos, peso específico o en función a la resistencia a la penetración (N_{spt}).

Las investigaciones realizadas a casos históricos han encontrado que suelos con densidad relativa entre 30 y 60% (N_{spt} 0 a 25) pueden desarrollar relaciones de presiones de poro de 100% y generar grandes deformaciones por corte, con lo cual son más susceptibles a la licuación.

Por otro lado, un suelo con mayor esfuerzo de confinamiento inicial posee mayor resistencia a la licuación.

Según ayala alarco 2010, otro factor que influye en el equilibrio inicial entre los esfuerzos cortantes en el suelo es su geometría, en el caso que se encuentre en un talud provocaría una mayor tendencia a licuarse ya que presenta mayores esfuerzos cortantes estáticos iniciales que la perturbación generada por el sismo en un terreno plano.

d) Profundidad del Nivel Freático:

Una condición necesaria para que ocurra el fenómeno es la presencia de agua en los vacíos del suelo, es decir que el suelo este saturado, de manera que la presión de poros o presión intersticial que el agua ejerce en toda dirección pueda ir incrementándose por la acción de la carga cíclica.

El esfuerzo efectivo del suelo depende de la profundidad del nivel freático, cuanto más profundo sea el nivel mayor será el valor del esfuerzo efectivo por ende la susceptibilidad será menor.

Muchos investigadores (Seed, Tokimatsu, Iwasaki) han trabajado en base al comportamiento del suelo durante los eventos sísmicos pasados y han concluido que el potencial de licuación es menor para niveles freáticos más profundos.

2.3.2 Factores Sísmicos.

a) Magnitud del Movimiento Sísmico:

La magnitud del movimiento sísmico está relacionada con la magnitud de los esfuerzos y deformaciones inducidos en el terreno. Según denys parra 1991, dependiendo de la distancia hipocentral, la magnitud del movimiento producirá cierto valor de aceleración máxima en la roca basal, la cual sufrirá ya sea amplificación o disminución, dependiendo de las condiciones locales del suelo, hasta llegar a la superficie, de esta manera la propagación de las ondas de corte durante un sismo a través del esqueleto del suelo, producirá un complicado registro de esfuerzos de corte en función del tiempo, causando así diversos esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo cuya magnitud dependerá, por lo tanto, de la magnitud del terremoto.

b) Duración del movimiento sísmico:

Según ayala alarco 2010, los eventos sísmicos capaces de causar licuación de suelos son muy fuertes, pero a la vez de una duración muy corta, con algunas excepciones como el sismo ocurrido en Pisco, el que debido a su duración fue excepcional en comparación a la naturaleza de los sismos ocurridos en el Perú. La condición de corta duración del sismo no permitirá la disipación de la presión de poros en el suelo granular, provocando una condición prácticamente no drenada en el mismo, pero a su vez el movimiento deberá ser lo suficientemente duradero para que este exceso de presión de poros supere el esfuerzo total, generando por lo tanto una condición de esfuerzo efectivo nulo, lo cual ocasiona la licuación de suelos.

2.4 ANÁLISIS DE LICUACIÓN.

Existen básicamente dos (02) formas de realizar la evaluación del potencial de licuación: determinística y probabilística; la primera realiza una comparación entre la resistencia a la licuación del terreno y la sollicitación sísmica, obteniendo un factor de seguridad; la segunda usa una gran cantidad de datos lo cual significa una mayor inversión en investigación.

No obstante, debido a la mayoría de depósitos de arena poco uniformes y su dificultad de obtener muestras inalteradas para ensayos en laboratorio, se han desarrollado los métodos empíricos o simplificados, basados en el ensayo de penetración estándar y otros en ensayos in-situ.

2.4.1 Métodos basados en el ensayo de penetración estándar.

En la presente investigación se hará uso de los métodos simplificados basados en el ensayo de penetración estándar. Los métodos más usados son los siguientes:

- ✓ Metodo simplificado de Seed & Idriss (1975).
- ✓ Metodo de Iwasaki & Tatsuoka (1978).
- ✓ Método de Tokimatsu & Yoshimi (1989).
- ✓ Metodo Simplificado del NCEER (2001).

2.4.1.1 Método del NCEER:

Durante los años 1996 y 1998 se realizaron talleres mundiales de evaluación de potencial de licuación de suelos, a estos talleres asistieron expertos de todo el mundo, los resultados de estos estudios fueron recopilados en un resumen realizado por Youd et al (2001), en dicha compilación se presenta el método simplificado NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research).

Actualmente este método es el más aceptado mundialmente (hasta la fecha de realización de la presente investigación).

El método es del tipo determinístico por lo tanto requiere de los parámetros de sollicitación sísmica y de resistencia a la licuación del suelo, estos parámetros son denominados:

- CSR: La demanda sísmica en el estrato de suelos
- CRR: La capacidad del suelo para resistir la licuación

Evaluación del CSR:

Se aplica la ecuación presentada por Seed & Idriss (1971)

$$CSR = 0.65 * \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) * \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) * r_d$$

Dónde:

- ✓ σ'_{v0} : Esfuerzo efectivo vertical.
- ✓ σ_{v0} : Esfuerzo total vertical.
- ✓ g : Aceleración de la gravedad.
- ✓ a_{\max} : Aceleración horizontal pico en la superficie del terreno originada por el sismo.
- ✓ r_d : Factor de reducción de esfuerzo por profundidad.

Los esfuerzos podemos obtenerlos con las densidades y profundidades al nivel analizado, la aceleración a través del análisis de peligro sísmico o análisis unidimensional de amplificación de ondas superficiales mediante el software "Shake". Mientras que para el cálculo del r_d el taller recomendó la siguiente relación:

$$r_d = \frac{(1.0000 - 0.4113 * d^{0.5} + 0.04052 * d + 0.001753 * d^{1.5})}{(1 - 0.4177 * d^{0.5} + 0.05729 * d - 0.006205 * d^{1.5} + 0.001210 * d^2)}$$

Dónde: d = Profundidad del terreno en metros.

Evaluación del CRR:

A.F. Rauch (1998) de la universidad de Texas realizó un estudio empleando un mayor número de casos, con lo cual obtuvo una mayor aproximación de las curvas básicas para arenas limpias propuestas por Seed & Idriss en 1982. La ecuación es la siguiente:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{30 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10 * (N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Dónde:

$(N_1)_{60cs}$: Es el número de golpes normalizado del SPT para una precisión de sobrecarga aproximada de 100 kPa y una relación de energía de martillo o eficiencia del martillo del SPT del 60% y corregido por el porcentaje de finos.

$CRR_{7.5}$: Resistencia a la licuación para un sismo de 7.5 de magnitud, escala magnitud momento.

El valor $(N_1)_{60cs}$ se obtiene a partir del N corregido del SPT, al cual adicionalmente se le aplicará la corrección por porcentaje de finos (CF).

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta * N_{1.60}$$

Donde α y β son determinados bajo los siguientes criterios:

$\alpha = 0$ y $\beta = 1.0$	para $CF \leq 5\%$
$\alpha = \exp(1.76 - (190/CF^2))$ y $\beta = (0.99 + CF^{1.5}/1000)$;	para $5\% < CF < 35\%$
$\alpha = 5.0$ y $\beta = 1.2$;	para $35\% \leq CF$

El Factor de Seguridad contra la ocurrencia del fenómeno de licuación se puede definir como:

$$FL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR}$$

Por lo tanto: $FL > 1$, no se producirá licuación.

$FL \leq 1$, se producirá licuación.

2.4.1.2 Aplicación a los estratos del muelle norte:

El análisis de licuación de suelos se realizó en base a los sondajes realizados y explicados en capítulo I y al sismo de diseño basado en el estudio de amplificación sísmica del Terminal Norte.

La zona a evaluar es el estrato de arena del perfil estratigráfico mostrado en el acápite 1.4, este estrato se ubica entre los 6 y 12m de profundidad.

Sismo de Diseño: Mediante el estudio de amplificación sísmica se pudo determinar que para un sismo de magnitud 8.2 y periodo de retorno de 475 años la aceleración máxima es de 0.52g.

a) Análisis de licuación en el Punto SGR5-01:

- ✓ Magnitud sísmica: 8.2
- ✓ Aceleración Máxima: 0.52G
- ✓ Nivel Freático: 1.52 m.

Cuadro N°2.1: Parámetros de sondeo del Punto SGR5-01.

Ensayo	Profundidad (m)	γ (ton/m ³)	Cont. de Finos (%)	N ₆₀	Esfuerzo Total σ (ton/m ²)	Esfuerzo Efectivo σ' (ton/m ²)
SPT 1	2.00	1.70	76.10	2	3.40	2.92
SPT 2	3.00	1.70	98.90	2	5.10	3.62
SPT 3	4.00	1.70	99.90	2	6.80	4.32
SPT 4	5.00	1.70	99.90	1	8.50	5.02
SPT 5	6.00	1.70	99.80	4	10.20	5.72
SPT 6	7.00	2.00	12.90	8	12.20	6.72
SPT 7	8.00	2.00	11.40	12	14.20	7.72
SPT 8	9.00	2.00	18.00	15	16.20	8.72
SPT 9	10.00	2.00	29.00	5	18.20	9.72
SPT 10	12.00	1.70	81.10	1	21.60	11.12

Cuadro N°2.2: Análisis de licuación del Punto SGR5-01.

Ensayo	Profundidad (m)	r _d	(N ₁) _{60cs}	C.S.R.	C.R.R. _{7.5}	F.S.	Licuable
SPT 1	2.00	0.9818	7.5007	0.3864	0.0985	0.25	Sí
SPT 2	3.00	0.9653	7.4448	0.4596	0.0980	0.21	Sí
SPT 3	4.00	0.9436	7.2380	0.5020	0.0962	0.19	Sí

Estabilización de suelos arenosos con potencial de licuación utilizando Columnas de Grava:
Aplicación a las obras de Muelle Norte Callao

Ensayo	Profundidad (m)	r_d	$(N_1)_{60cs}$	C.S.R.	C.R.R. _{7.5}	F.S.	Licuable
SPT 4	5.00	0.9154	6.1073	0.5239	0.0865	0.17	Sí
SPT 5	6.00	0.8790	10.1865	0.5298	0.1232	0.23	Sí
SPT 6	7.00	0.8327	9.7590	0.5110	0.1192	0.23	Sí
SPT 7	8.00	0.7750	13.5437	0.4818	0.1576	0.33	Sí
SPT 8	9.00	0.7049	19.1915	0.4426	0.2306	0.52	Sí
SPT 9	10.00	0.6227	10.0524	0.3941	0.1220	0.31	Sí
SPT 10	12.00	0.4306	6.7669	0.2827	0.0921	0.33	Sí

b) Análisis de licuación en el Punto SGR5-03:

- ✓ Magnitud sísmica: 8.2
- ✓ Aceleración Máxima: 0.52G
- ✓ Nivel Freático: 1.15 m.

Cuadro N°2.3: Parámetros de sondeo del Punto SGR5-03.

Ensayo	Profundidad (m)	γ (ton/m ³)	Cont. de Finos (%)	N_{60}	Esfuerzo Total σ (ton/m ²)	Esfuerzo Efectivo σ' (ton/m ²)
SPT 2	6.00	1.80	3.30	10	11.40	6.55
SPT 3	7.00	1.80	5.60	9	13.20	7.35
SPT 4	8.00	1.80	19.40	8	15.00	8.15
SPT 5	9.00	1.80	29.50	5	16.80	8.95
SPT 6	10.00	1.80	38.60	11	18.60	9.75

Cuadro N°2.4: Análisis de licuación del Punto SGR5-03.

Ensayo	Profundidad (m)	r_d	$(N_1)_{60cs}$	C.S.R.	C.R.R. _{7.5}	F.S.	Licuable
SPT 2	6.00	0.8790	10.0087	0.5171	0.1215	0.24	Sí
SPT 3	7.00	0.8327	8.8682	0.5055	0.1108	0.22	Sí
SPT 4	8.00	0.7750	11.6835	0.4821	0.1380	0.29	Sí
SPT 5	9.00	0.7049	10.1215	0.4472	0.1226	0.27	Sí
SPT 6	10.00	0.6227	17.1184	0.4015	0.2005	0.50	Sí

c) Análisis de licuación en el Punto SGR5-04:

- ✓ Magnitud sísmica: 8.2
- ✓ Aceleración Máxima: 0.52G
- ✓ Nivel Freático: 1.69 m.

Cuadro N°2.5: Parámetros de sondeo del Punto SGR5-04.

Ensayo	Profundidad (m)	γ (ton/m ³)	Cont. de Finos (%)	N ₆₀	Esfuerzo Total σ (ton/m ²)	Esfuerzo Efectivo σ' (ton/m ²)
SPT 2	5.00	2.00	14.00	7	10.40	7.09
SPT 3	6.00	2.00	27.30	16	12.40	8.09
SPT 4	7.00	2.00	8.30	14	14.40	9.09
SPT 5	8.00	2.00	10.90	14	16.40	10.09
SPT 6	9.00	2.00	17.80	11	18.40	11.09

Cuadro N°2.6: Análisis de licuación del Punto SGR5-04.

Ensayo	Profundidad (m)	rd	(N ₁) _{60cs}	C.S.R.	C.R.R. _{7.5}	F.S.	Licuable
SPT 2	5.00	0.9154	9.7923	0.4539	0.1195	0.26	Sí
SPT 3	6.00	0.8790	22.2562	0.4554	0.2897	0.64	Sí
SPT 4	7.00	0.8327	14.2736	0.4459	0.1657	0.37	Sí
SPT 5	8.00	0.7750	15.8652	0.4258	0.1845	0.43	Sí
SPT 6	9.00	0.7049	15.1343	0.3953	0.1757	0.44	Sí

d) Análisis de licuación en el Punto SGR5-05:

- ✓ Magnitud sísmica: 8.2
- ✓ Aceleración Máxima: 0.52G
- ✓ Nivel Freático: 1.32 m.

Cuadro N°2.7: Parámetros de sondeo del Punto SGR5-05.

Ensayo	Profundidad (m)	γ (ton/m ³)	Cont. de Finos (%)	N ₆₀	Esfuerzo Total σ (ton/m ²)	Esfuerzo Efectivo σ' (ton/m ²)
SPT 1	1.00	2.40	32.30	31	2.40	2.72
SPT 2	4.45	1.70	18.40	10	8.27	5.135
SPT 3	5.00	2.00	5.70	20	9.37	5.685

Ensayo	Profundidad (m)	γ (ton/m ³)	Cont. de Finos (%)	N ₆₀	Esfuerzo Total σ (ton/m ²)	Esfuerzo Efectivo σ' (ton/m ²)
SPT 5	7.00	2.00	8.50	13	13.37	7.685
SPT 6	8.00	2.00	12.80	17	15.37	8.685

Cuadro N°2.8: Análisis de licuación del Punto SGR5-05.

Ensayo	Profundidad (m)	rd	(N ₁) _{60cs}	C.S.R.	C.R.R. _{7.5}	F.S.	Licuable
SPT 1	1.00	0.9943	41.5285	0.2965	0.2161	0.73	No
SPT 2	4.45	0.9318	13.6082	0.5069	0.1583	0.31	Sí
SPT 3	5.00	0.9154	20.0316	0.5097	0.2445	0.48	Sí
SPT 5	7.00	0.8327	13.4602	0.4895	0.1567	0.32	Sí
SPT 6	8.00	0.7750	19.6473	0.4634	0.2380	0.51	Sí

e) Análisis de licuación en el Punto SG-06:

- ✓ Magnitud sísmica: 8.2
- ✓ Aceleración Máxima: 0.52G
- ✓ Nivel Freático: 1.44 m.

Cuadro N°2.9: Parámetros de sondeo del Punto SG-06.

Ensayo	Profundidad (m)	γ (ton/m ³)	Cont. de Finos (%)	N ₆₀	Esfuerzo Total σ (ton/m ²)	Esfuerzo Efectivo σ' (ton/m ²)
SPT 1	4.00	2.10	13.40	40	8.40	5.84
SPT 2	7.00	2.00	13.60	8	14.40	8.84
SPT 3	8.00	2.00	15.35	16	16.40	9.84
SPT 4	9.00	2.00	17.10	11	18.40	10.84
SPT 5	10.00	2.00	19.50	11	20.40	11.84
SPT 6	11.00	2.00	38.00	15	22.40	12.84
SPT 7	12.00	2.00	56.50	2	24.40	13.84

Cuadro N°2.10: Análisis de licuación del Punto SGR5-06.

Ensayo	Profundidad (m)	rd	(N ₁) _{60cs}	C.S.R.	C.R.R. _{7.5}	F.S.	Licuable
SPT 1	4.00	0.9436	43.6848	0.4588	0.2457	0.54	Sí
SPT 2	7.00	0.8327	10.1270	0.4585	0.1227	0.27	Sí
SPT 3	8.00	0.7750	19.2963	0.4366	0.2322	0.53	Sí

Estabilización de suelos arenosos con potencial de licuación utilizando Columnas de Grava:
Aplicación a las obras de Muelle Norte Callao

Ensayo	Profundidad (m)	rd	(N ₁) _{60cs}	C.S.R.	C.R.R.-7.5	F.S.	Licuable
SPT 4	9.00	0.7049	14.2549	0.4044	0.1655	0.41	Sí
SPT 5	10.00	0.6227	15.0675	0.3627	0.1749	0.48	Sí
SPT 6	11.00	0.5302	22.5189	0.3126	0.2962	0.95	Sí
SPT 7	12.00	0.4306	7.8139	0.2566	0.1013	0.39	Sí

Como resultado al análisis de licuación de suelos se ha determinado que en todos los puntos de sondaje ocurre el fenómeno de licuación, por lo que el mejoramiento se debe realizar hasta la profundidad de 12m.

CAPÍTULO III: ESTABILIZACIÓN DE SUELOS MEDIANTE EL MÉTODO DE COLUMNAS DE GRAVA.

3.1 MEJORAMIENTO DE SUELOS.

El mejoramiento de suelos surge de la necesidad de realizar construcciones sobre un terreno de características blandas y/o deformable, actualmente existen diversas técnicas de estabilización, la elección de una u otra depende de aspectos como: tipo de terreno, propiedades geotécnicas, profundidad a la que se requiere estabilizar y Estructura a cimentar, otros aspectos a considerar son los costos y tiempos requeridos en los proyectos.

Los tipos de suelos más comunes que requieren un método de estabilización pueden clasificarse como:

- ✓ Suelos granulares deformables y/o licuables.
- ✓ Suelos cohesivos blandos y/o deformables.
- ✓ Rellenos antrópicos.
- ✓ Suelos potencialmente expansivos.
- ✓ Suelos potencialmente colapsables.
- ✓ Suelos residuales (Lateritas, haloisitas y arcillas alófanas).
- ✓ Suelos altamente compresibles (turba).
- ✓ Suelos duros degradables (arcillas duras).
- ✓ Suelos Cársticos (calizas, yesos, terrenos salinos).
- ✓ Arcillas Suceptibles (quick clays).

Las técnicas de estabilización normalmente permiten conseguir un incremento en la resistencia, disminución de deformabilidad, modificación de permeabilidad en algunos elevar (aceleración de consolidación o mitigación de licuación) y en otros disminuir (uso del jet-grouting).

A continuación, se presenta los principales métodos de estabilización del terreno:

- ✓ Sustitución del Terreno

- ✓ Compactación superficial
- ✓ Precarga
- ✓ Vibración profunda
- ✓ Compactación dinámica
- ✓ Inyecciones
- ✓ Jet Grouting
- ✓ Columnas de grava

La elección del método de estabilización más adecuado va a depender de distintos factores, entre los principales a considerar se tiene:

- Objetivo de la estabilización del suelo: Se debe establecer el nivel de mejora de las propiedades del suelo como resistencia, rigidez, compresibilidad y permeabilidad.
- Magnitud del mejoramiento: Se debe conocer la superficie y la profundidad del suelo a mejorar.
- Propiedades del suelo: Se debe conocer el tipo de suelo a tratar y sus propiedades iniciales.
- Materiales disponibles: Se debe identificar los materiales disponibles como: arena, grava, agua y adiciones, realizar un mapeo de canteras cercanas a la zona de trabajo.
- Equipos disponibles.
- Factores medioambientales: Eliminación de residuos, erosión, y contaminación del agua. Efecto sobre estructuras adyacentes e instalaciones.
- Experiencia local.
- Costo
- Tiempo disponible.

En el cuadro N°3.1 se observa la aplicación de cada una de las técnicas en función al tipo de suelo, tipo de mejoramiento del suelo (mejora de resistencia, deformabilidad y/o permeabilidad) y la altura de mejoramiento.

Cuadro N°3.1: Campo de Aplicación de las principales técnicas de estabilización de suelos (Guía de cimentaciones, España 2002).

TÉCNICA O TRATAMIENTO	SUELO		MEJORA DE SUELO EN:			MÁXIMA PROFUNDIDAD EFICAZ
	Granular	Cohesivo	Resistencia	Deformabilidad	Permeabilidad	
Sustitución del Terreno	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	3.00m
Compactación superficial	Sí	Sí	Sí	Sí	No	1.00m
Precargas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Más de 50m
Vibración Profunda: Vibroflotación	Sí	No	Sí	Sí	No	15.00m
Vibración Profunda: Vibrosustitución	No	Sí	Sí	Sí	No	15.00m
Compactación Dinámica	Sí	Sí	Sí	Sí	No	15.00m
Inyecciones: Impregnación	Sí	No	Bajo	Bajo	Sí	100.00m
Inyecciones: Hidrofracturación	Sí	Sí	Bajo	Sí	Sí	100.00m
Inyecciones: Desplazamiento	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	100.00m
Jet Grouting	Sí	Sí	Sí	Sí	No	20.00m
Columnas de Grava	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	20.00m

- Para alturas de mejoramiento pequeñas es suficiente emplear las técnicas de sustitución del terreno (máx. 3m) o compactación superficial (máx. 1m).
- Para alturas de hasta 15m lo recomendable es emplear vibración o compactación dinámica.
- Para alturas de hasta 20m lo recomendable es Jet Grouting o **Columnas de Grava**.
- Para alturas mayores a los 20m se debe elegir precargas o inyecciones.

Otro factor importante en la elección de la técnica de estabilización es el tipo de estructura a cimentar, por ello en el cuadro N°3.2 se observa la probabilidad de uso favorable de las técnicas de estabilización para diferentes estructuras con diferentes niveles de carga y terrenos de fundación.

Cuadro N°3.2: Aplicabilidad de técnicas de estabilización de suelos para diferentes estructuras y suelos (Mitchell, 1981)

CATEGORÍA DE ESTRUCTURA	ESTRUCTURA	PROBABILIDAD DE USO FAVORABLE		
		Suelos no cohesivos sueltos	Depósitos aluviales Blandos	Rellenos antiguos Inorgánicos
Edificaciones	Más de 6 pisos	Alta	Improbable	Baja
	3 - 6 pisos	Alta	Baja	Regular
	1 - 3 pisos	Alta	Regular	Alta
Industrial	Con maquinaria pesada, plantas de proceso, plantas de energía.	Alta	Improbable	Baja
	Almacenes y fabricas	Alta	Regular	Alta
	Depósitos cubiertos, sistemas de almacenamiento tipo rack, zonas de producción.	Alta	Regular	Alta
Especiales	Plantas de Tratamiento de agua.	Alta	Alta	Alta
	Tanques de almacenamiento	Alta	Alta	Alta
	Áreas cubiertas de almacenamiento	Alta	Alta	Alta
	Rellenos y estribos	Alta	Alta	Alta

3.2 PRINCIPALES METODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS.

3.2.1 Compactación Superficial.

Es el método más simple y de menor costo para el mejoramiento de suelos. Mediante esta técnica se aplican fuerzas estáticas o dinámicas generando un reacomodo de las partículas por la reducción de poros y obteniéndose así un incremento en el peso específico del suelo.

La compactación superficial se aplica a todos los tipos de terreno que no estén saturados, la profundidad de eficacia por lo general es menor a 1.00 m.

El suelo se compacta mediante la aplicación de energía en tres formas: presión estática, impacto dinámico y vibración.

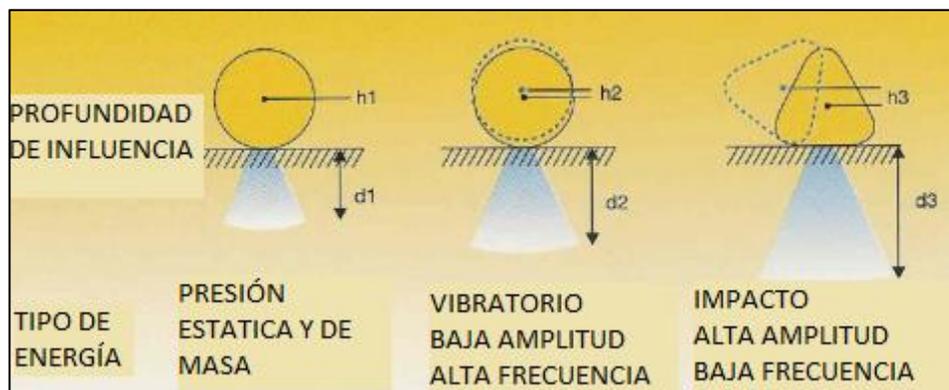


Figura N°3.1: Tipos de compactación superficial (Mengé, 2007)

Los equipos de compactación convencionales trabajan bajo estos 3 principios o por una combinación de ellos. En el cuadro N°3.3 se presentan los equipos más empleados y su campo de aplicación.

Cuadro N°3.3: Equipos de compactación convencionales (Kramer y Morilla, 1997).

PRINCIPIO DE COMPACTACIÓN	MAQUINAS USUALES	CAMPO DE APLICACIÓN
Presión Estática	Rodillos lisos (Tándem, triciclo, triajes)	Actualmente su uso se restringe a construcción de firmes y planchado de capas ya compactadas.
	Rodillos de patas de cabra.	Uso en fondos de desmonte o cimientos de terraplén en suelos cohesivo.
	Rodillos de reja	Uso actual muy reducido
	Compactadores neumático	Eficaces en suelos cohesivos (arena con finos) y en suelos de grano fino de plasticidad moderada.
Impacto dinámico	Pisones automáticos	Compactación de áreas reducidas o de acceso difícil (zanjas, rellenos próximos a muros, estribos, etc.)
	Pisones de caída libre	Capacidad de fragmentación y compactación de materiales rocosos en pedraplenes, actualmente su uso es reducido.
	Rodillos de impactos (Tamper)	Cada vez más empleado en obras de carretera.
Vibración	Rodillos Vibratorios	Rodillos lisos remolcados, son actualmente los compactadores más usados.
	Placas Vibrantes	Pueden ser ligeras (100 kg), medias (500 kg) y pesadas (1.5 a 3t)
Métodos Mixtos	Rodillos Vibratorios de pata de cabra	Especialmente indicados para suelos cohesivos.
	Rodillos lisos vibratorios	Actúan por vibro-compresión.

Actualmente se han desarrollado técnicas que permiten alcanzar una profundidad de influencia mayor. Estas técnicas son llamadas:

- Compactación por Impacto de alta energía (HEIC: High energy impact compactation).
- Compactación Dinámica Rápida (RIC, rapid impact compaction).
- Método del tambor poligonal (Polygonal drum method).

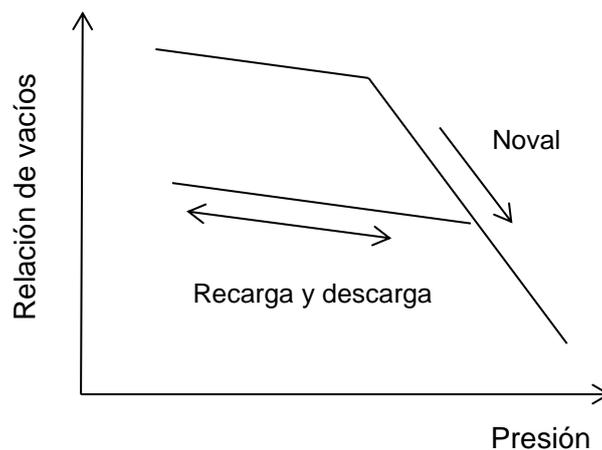
3.2.2 Precarga.

Se define como precarga al acto de comprimir un terreno mediante una presión aplicada en superficie, antes de colocar la carga estructural, con el objetivo de disminuir los vacíos y reducir los asentamientos post constructivos.

La precarga puede aplicarse a tipos de suelo como: arcillas blandas, arenas sueltas, limos orgánicos e inorgánicos, turbas y rellenos artificiales.

El proceso que experimenta el suelo mediante esta técnica se conoce como carga noval / descarga / recarga, en el gráfico 3.1 se aprecia la variación de la relación de vacíos y la presión durante el proceso.

Gráfico N°3.2: Variación de la relación de vacíos y presión durante el proceso de carga noval en recarga y descarga.



En las técnicas actuales se acostumbra aplicar la carga permanente (P_f) más un exceso de carga (P_s) con el objetivo de obtener un asentamiento mayor al que se hubiera producido si solo trabajara P_f . Otra aplicación convencional es aplicar ambas cargas durante un tiempo T_{sr} de manera que en ese lapso se obtenga el asentamiento H_f que produciría P_f por consolidación primaria, de esta manera se consigue minimizar los asientos de consolidación primaria bajo carga permanente.

Mediante la aplicación de sobrecarga también es posible minimizar parte de los asentamientos por consolidación secundaria bajo carga permanente.

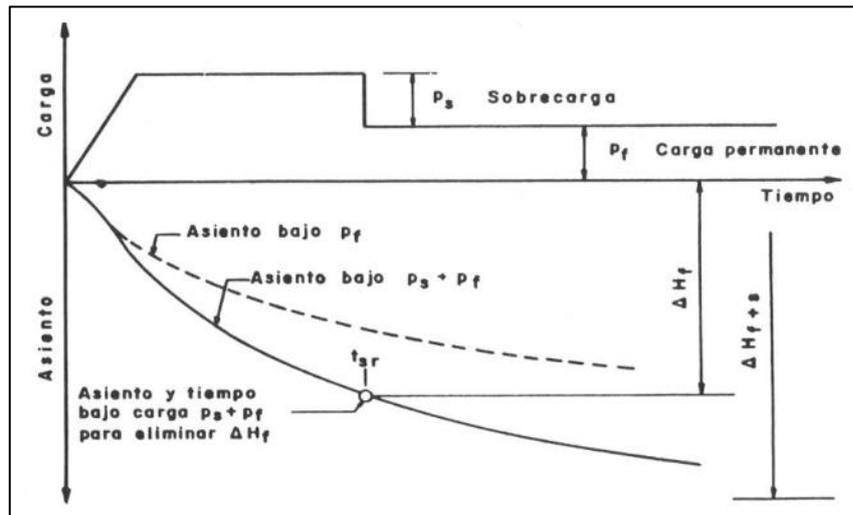


Figura N°3.2: Concepto de uso de sobrecarga temporal (Faraco, 1980).

Entre los métodos más usuales de aplicación de precarga se tiene:

- Construcción de Terraplenes.
- Bloques de hormigón o mercancía pesada.
- Duna Móvil.
- Precarga con agua.
- Rebajamiento del nivel freático.
- Precarga mediante vacío.
- Precarga combinada de relleno y vacío.
- Gatos y anclajes en zonas localizadas.

3.2.3 Vibración Profunda.

La vibración profunda se puede dar por medio de dos (02) técnicas la vibroflotación o la vibrosustitución.

La vibroflotación es una técnica de mejoramiento de origen alemán que tuvo su origen en la década de los años 30 a través de la compañía Johan Keller. Esta técnica consiste en la compactación profunda o densificación de suelos granulares sueltos mediante vibración mecánica, cuando el suelo está saturado las vibraciones mecánicas consiguen que las partículas de arena y grava se

reordenen a un estado más denso. La vibrosustitución corresponde al método de columnas de grava, la cual será extensamente descrita en el acápite 3.3.

Para emplear este método se requiere que el suelo tenga una composición tal que se pueda comportar de forma drenada, es decir disipar las presiones intersticiales de forma casi instantánea, esta característica se puede encontrar en los suelos granulares limpios. En la figura N°3.3, se relaciona la aplicación de la vibración profunda con los rangos granulométricos de los suelos.

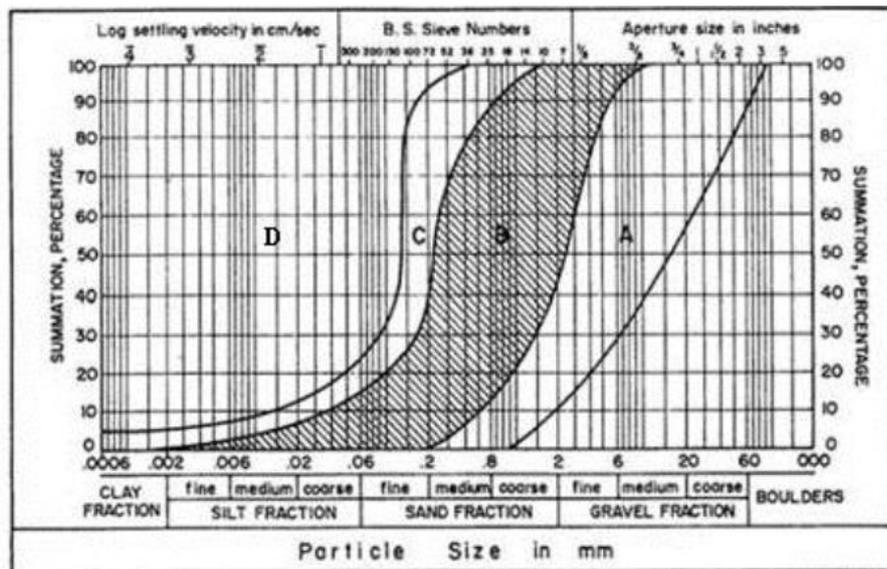


Figura N°3.3: Zonificación de aplicabilidad del método de mejoramiento por vibración (Sagasetta, 2006).

- La zona A es adecuada para la vibroflotación ya que está constituida básicamente por grava lo que facilita la densificación.
- La zona B es la ideal para la vibroflotación, ya que está constituida por arenas limpias.
- La zona C presenta contenido de finos superior al 15% por lo que el vibrador puede crear un hueco cilíndrico que impide la transmisión de la vibración. En este caso se puede introducir un material granular de aporte y compactar la zona externa, esto comúnmente se conoce como vibrosustitución y constituye un tránsito a las **Columnas de Grava**.
- La zona D presenta una gran cantidad de finos esto impide el proceso de densificación por vibración, en este caso se aplica totalmente la técnica de

Columnas de Grava, no existiendo densificación significativa entre columnas.

Los puntos de vibración siguen la distribución de una malla cuadrada o triangular equilátera, la densificación disminuye a mayor distancia entre puntos, por lo que se debe considerar el punto más alejado a los puntos de vibración para la especificación de densificación, esto nos permite un margen de seguridad adicional.

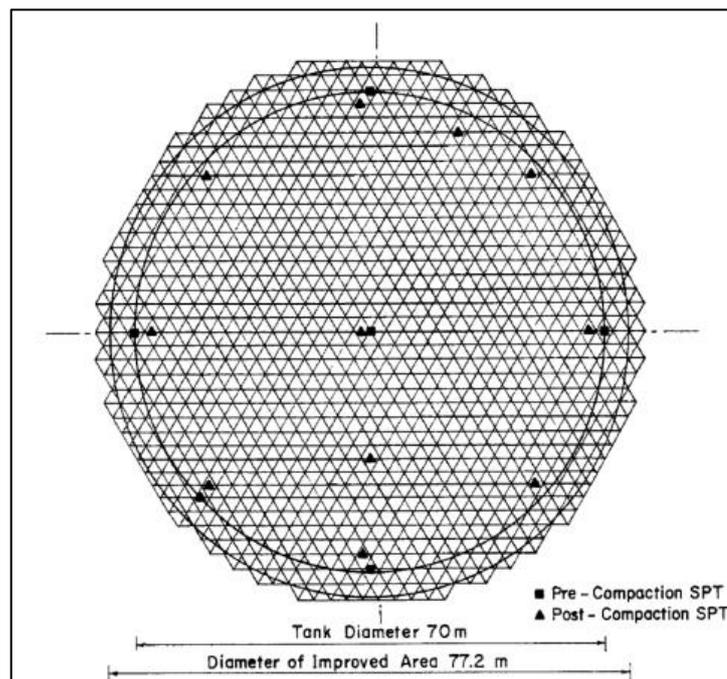


Figura N°3.4: Diseño del mejoramiento de suelo mediante vibroflotación, separación de 2.40m (Bergado et al, 1996).

El radio de acción de la vibración depende de la potencia del equipo y del tipo de suelo, usualmente se aplica una columna de vibrado por cada 3m^2 .

3.2.4 Compactación Dinámica.

La compactación dinámica permite densificar los suelos granulares sueltos con o sin presencia del nivel freático. El objetivo es incrementar la capacidad portante, reducir la deformabilidad y el potencial de licuación.

Esta técnica es aplicable a suelos cohesivos, simulando una consolidación dinámica con resultados inferiores.

El proceso de la técnica consiste en dejar caer una masa pesada desde cierta altura provocando un impacto en el terreno, estos impactos se realizan en diferentes puntos ubicados en una malla, en cada punto los impactos se repiten por un determinado número de veces.

Generalmente las masas son de 5 – 20t, no obstante, en algunos proyectos se han empleado masas de 100t, la altura de caída está en el rango de 10 – 40m, esta técnica es recomendable para superficies mayores a 5,000m² y se pueden alcanzar alturas de mejoramiento de hasta 15.00m. En la figura N°3.5 se clasifican los suelos idóneos en función a la permeabilidad y al índice de plasticidad.

Consideraciones para el diseño:

Los principales aspectos a tomar en cuenta son:

1. Elección de la masa y altura de caída según la profundidad de mejoramiento.
2. Determinación de la energía requerida para el mejoramiento.
3. Selección del área a densificar.
4. Espaciamiento de la malla y número de golpes.
5. Determinación de capa de estabilización superficial.

La profundidad de mejoramiento (D) está relacionada con la masa (W) y la altura de caída (H) mediante la siguiente fórmula:

$$D = n \cdot (W \cdot H)^{1/2}$$

Donde “n” es un coeficiente empírico y su valor se puede obtener de la figura N°3.6.

TIPO DE SUELO	GRADO DE SATURACIÓN	VALOR DE "n" RECOMENDADO
DEPOSITOS PERMEABLES	ALTO	0.5
GRANULARES	BAJO	0.5-0.6
DEPOSITOS SEMI PERMEABLES	ALTO	0.35-0.4
ARCILLA CON ÍNDICE DE PLASTICIDAD < 8	BAJO	0.40-0.50
DEPOSITOS IMPERMEABLES	ALTO	NO RECOMENDADO

TIPO DE SUELO	GRADO DE SATURACIÓN	VALOR DE "n" RECOMENDADO
ARCILLA CON ÍNDICE DE PLASTICIDAD > 8	BAJO	0.35-0.40

Figura N°3.5: Valores de "n" recomendables para distintos tipos de suelo (Lukas, 1995).

La energía (E) requerida se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$E = \frac{N \cdot W \cdot H \cdot P}{S^2}$$

Dónde:

- ✓ N = Número de golpes.
- ✓ W = Peso de la masa.
- ✓ H = Altura de caída.
- ✓ P = Número de pasadas.
- ✓ S = Espaciamiento de la malla.

En general y para proyectos típicos la energía requerida oscila entre 1 – 3 MJ/m², no obstante, la energía se define de acuerdo a los criterios:

- Clasificación del depósito a densificar.
- Densidad relativa inicial del depósito.
- Espesor del depósito.
- Grado de mejora requerido.

TIPO DE DEPOSITOS	ENERGÍA APLICADA (kJ/m ³)	PORCENTAJE DE PROCTOR ESTANDAR (%)
SUELOS PERMEABLES DE GRANO GRUESO	200-250	33-41
SUELOS SEMI PERMEABLES DE GRANO FINO	250-350	41-60
RELLENO DE TIERRA	60-1100	100-180

Figura N°3.6: Valores orientativos de la energía aplicada (Lukas, 1995).

3.2.5 Inyecciones.

Este método tiene por objetivo un incremento en la resistencia, una disminución de la deformabilidad y principalmente una disminución de la permeabilidad.

Las inyecciones se pueden ejecutar con desplazamiento o sin desplazamiento del terreno por lo cual, se cuenta con tres tipos:

3.2.5.1 Inyecciones de Impregnación:

Consiste en la introducción de una mezcla entre las juntas o fracturas de una roca o entre los poros del suelo, la presión de inyección empleada es relativamente baja por lo que no genera desplazamiento del terreno.

Se aplica generalmente en terrenos permeables con nivel freático.

Las inyecciones se realizan desde taladros ubicados en forma de malla, luego se aplican taladros intermedios, el proceso se ejecuta desde las fronteras hacia la parte interior de la superficie a mejorar. Los espaciamientos están por lo general entre 1 – 3m y se pueden conseguir permeabilidades de 10^{-5} cm/s.

Los materiales a emplear dependen de la granulometría y permeabilidad del terreno, a la aptitud del terreno para recibir mezclas de inyección se puede evaluar mediante el “**Factor de Inyectabilidad**”.

Cuadro N°3.4: Límites de impregnación del suelo con diferentes mezclas de inyección (Caron, 1982).

Tipo de Suelo	Arena gruesa y grava	Arena media y fina	Arena limosa o arcillosa
Características	$D_{10} > 0.5 \text{ mm}$	$0.5 > D_{10} > 0.02 \text{ mm}$	$D_{10} < 0.02 \text{ mm}$
Superficie específica	$S < 100 \text{ cm}^{-1}$	$100 < S < 1000 \text{ cm}^{-1}$	$S > 1000 \text{ cm}^{-1}$
Permeabilidad	$K > 10^{-1} \text{ cm/seg}$	$10^{-1} > K > 10^{-3} \text{ cm/seg}$	$K < 10^{-3} \text{ cm/seg}$
Tipo de mezcla	Suspensión grosera	Disoluciones Coloidales	Disoluciones verdaderas
Composición de mezcla	Mortero Cemento / Bentonita	Bentonita / Silicatos	Resinas

3.2.5.2 Inyecciones de hidrofracturación:

Consiste en aplicar a través de tubos-manguito una lechada de cemento a una presión superior a la suma de la resistencia de tracción del suelo y su presión de confinamiento. En consecuencia, se desplaza el terreno y se propagan nuevas

fracturas horizontales en el interior, la lechada penetra en estas fracturas y se forma la laja de inyección endurecida.

Esta técnica es aplicable para cualquier tipo de suelo, desde granulares hasta arcillas de alta plasticidad, y en rocas blandas desde ígneas descompuestas hasta margas arcillosas.

En forma general este método puede aplicarse a:

- ✓ Desplazamiento de bloques en terrenos circundantes.
- ✓ Creación de barreras impermeable.
- ✓ Protección de asentamientos de edificios afectados por la excavación de túneles o grandes sótanos.
- ✓ Estabilización de deslizamientos.
- ✓ Refuerzos de trasdós en estructuras de contención.

Se puede realizar una estimación de la mejora del terreno mediante métodos analíticos basados en la teoría de estado crítico o mediante la relación entre la presión de inyección y los parámetros de resistencia al corte. La estimación del mejoramiento de la deformabilidad normalmente se obtiene mediante ensayos estáticos (presiómetro o dilatómetro) o ensayos dinámicos (Cross-Hole o propagación de ondas).

3.2.5.3 Inyecciones de compactación:

Este método consiste en introducir una mezcla de inyección cuyo ángulo de rozamiento es elevado, el método permite un desplazamiento de terreno, pero no genera fracturas. Las mezclas son materiales muy viscosos que producen compresión del terreno flojo, como el mortero de cemento, la presión de inyección está en el rango de 40 – 60bares.

El proceso consiste en penetrar el terreno, con el taladro, hasta alcanzar la profundidad de mejoramiento, luego se inyecta la mezcla desde el fondo en tramos de 0.30 a 0.60m generando bulbos de mortero seco hasta el nivel requerido.

Las inyecciones de compactación son generalmente usadas en suelos no cohesivos de baja compacidad.

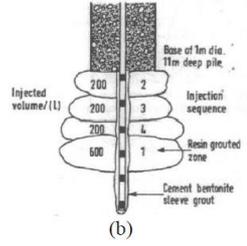
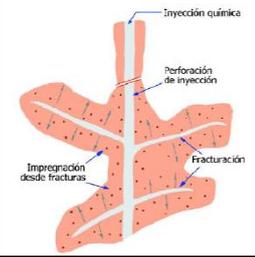
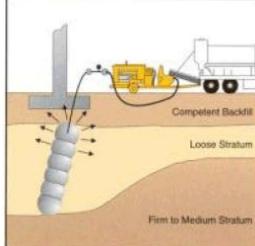
En arcillas saturadas la compactación produce un incremento de la presión de poros que se disipa rápidamente, lo cual requiere un tiempo de espera en los procesos.

Esta técnica es recomendable para:

- Corrección de asentamientos diferenciales.
- Incremento de capacidad portante bajo estructuras.
- Alternativa a la cimentación con pilotes o a las columnas de grava.
- Pre tratamiento para ejecutar Jet-Grouting o Inyecciones de fracturación.
- Reducción del potencial de licuación.
- Rellenos de cavidades en terrenos Kársticos.

3.2.5.4 Resumen de los métodos de inyección:

Cuadro N°3.5: Métodos de inyección (Armijo, 2004).

Sin Desplazamiento	Inyecciones de Impregnación	La lechada o mezcla química rellena los huecos o fisuras sin alterar el terreno, reduce la permeabilidad y en general aumenta la resistencia y la densidad del medio inyectado.	
Con Desplazamiento	Inyecciones de Hidrofracturación	La lechada abre y rellena fisuras desplazando el terreno. Por las nuevas fracturas se propaga la lechada quedando el terreno reforzado por lajas de inyección.	
	Inyecciones de Compactación	Un mortero "Seco" forma un bulbo inyectado que desplaza al terreno circundante. La consistencia del mortero es tal que forma una masa homogénea y no produce ninguna impregnación ni fracturación hidráulica del terreno.	

3.2.6 Jet Grouting.

El Jet Grouting consiste en la sustitución parcial o mezcla del terreno mediante la inyección de una lechada de cemento a altas velocidades, en este caso se utiliza varillaje de perforación en un movimiento ascendente y rotativo a través de toberas laterales, este proceso obtiene como resultado columnas de suelo cemento, en algunos casos estas columnas son reforzadas por armaduras de acero ubicadas en el eje.

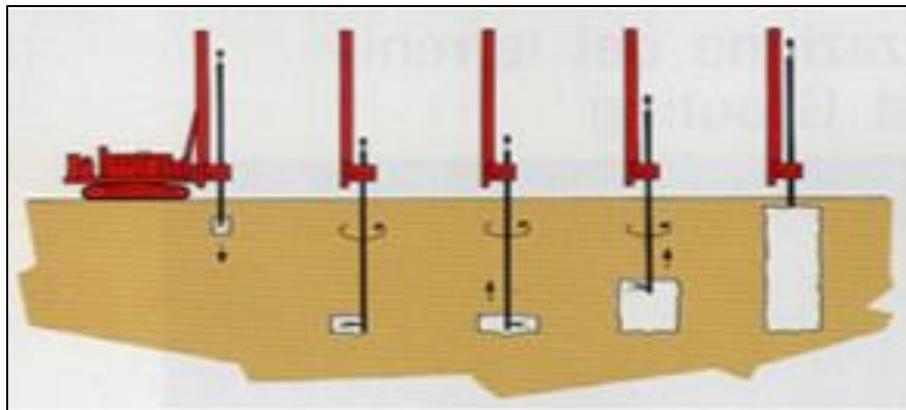


Figura N°3.7: Proceso de ejecución de una columna Jet Grouting (Zetas Zemin teknolojisi A.S., 2001).

La aplicación de Jet Grouting se puede dar a través de tres (03) métodos:

- a) Método 1: Simple o mono Jet, en el cual la inyección de lechada genera el desplazamiento del suelo y la mezcla con el mismo.
- b) Método 2: Jet de doble fluido, estas a su vez se dividen en 2 métodos:
 - Método 2.1: Mezcla de agua y lechada, se realiza el tratamiento a través de 2 toberas, en las toberas superiores se realiza el desplazamiento de terreno empleando agua a altas presiones, en las toberas inferiores se realiza la inyección de la lechada a menores presiones.
 - Método 2.2: Mezcla de aire y lechada, la inyección es concéntrica, la potencia del aire permite la rotura del terreno y la mezcla de la lechada, además permite la evacuación del detritus.

c) Método 3: Triple fluido o Trijet, se aplica un complemento al método 2.1, se genera una envolvente de aire en el chorro de agua que ingresa a altas presiones por las toberas superiores.

La ventaja del Jet grouting sobre otros métodos convencionales es el mayor alcance a distintos tipos de suelos desde arcillas a gravas, en la figura N°3.9 se aprecia la diferencia en alcance de los distintos métodos de inyección.

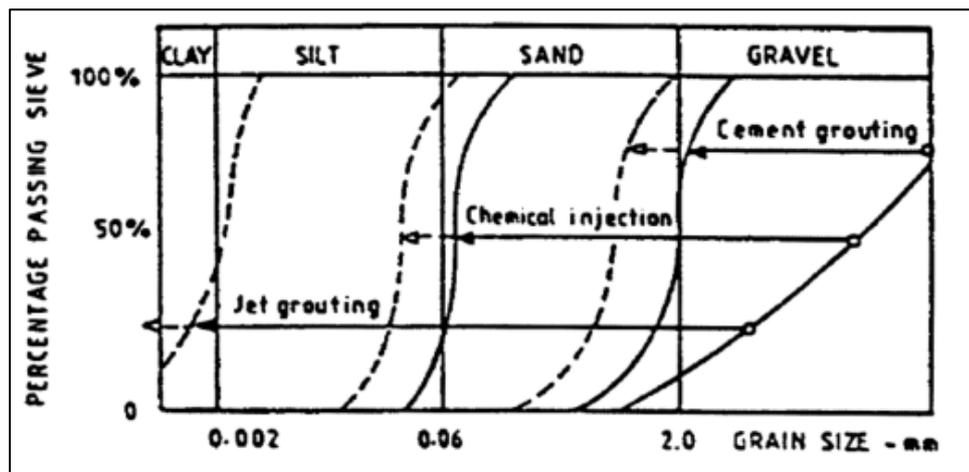


Figura N°3.8: Aplicación de los distintos métodos de inyección en función de la granulometría (Celma, 2004).

Para obtener el diámetro de la columna se debe analizar el tipo de terreno y los parámetros de ejecución como velocidad, presión y caudal. En el cuadro N°3.6 se aprecia el rango de diámetros y la cantidad de cemento por ml de columna, según el método de “Jet Grouting” a usar.

Cuadro N°3.6: Diámetros y contenidos de cemento de columnas. (Alonso,2007)

Jet Grouting	Diámetro (m)	Cemento (kg/ml)
Jet Tipo 1	0.45 - 0.80	250 - 400
Jet Tipo 2	0.60 - 2.00	500 - 1400
Jet Tipo 3	1.00 - 2.50	800 - 1500

Los diámetros más bajos corresponden, generalmente, a los suelos cohesivos o duros y los altos a los suelos granulares.

Las aplicaciones del Jet grouting se dan tanto en obras nuevas como en obras de reforzamiento, a continuación, se presenta una lista de los casos más usuales:

- ✓ Reforzamiento de cimentaciones para corrección de patologías o absorción de incrementos de carga, las columnas se pueden ejecutar bajo el elemento o en el perímetro como confinamiento periférico.
- ✓ Cimentaciones en estructuras de difícil acceso.
- ✓ Prolongación de pantallas o cimentaciones profundas.
- ✓ Protección de estructuras frente a excavaciones próximas, ejecutadas en terrenos de baja compacidad.
- ✓ Protección en excavación de túneles en terrenos inestables.
- ✓ Pantalla de estanqueidad en barreras de impermeabilización en núcleos de presas.
- ✓ Estabilización de deslizamientos.
- ✓ Reducción del potencial de licuación.

Las comprobaciones del diseño están basadas en el cálculo de esfuerzos de compresión, flexión y/o cortante. Para mayor detalle de los cálculos de diseño y ejemplos de aplicación pueden revisarse las siguientes referencias: Celma et al. (1996), Rodriguez Ortiz (1997,2002), Bustamante (2002), AETESS, Celma (2004), Alonso (2007).

3.3 MEJORAMIENTO DE SUELOS MEDIANTE LA TÉCNICA DE COLUMNAS DE GRAVA.

El método de columnas de grava es una técnica de mejoramiento desarrollada en los años 50 debido a la necesidad de estabilizar terrenos sueltos blandos con gran porcentaje de finos y que no pueden ser estabilizados con las técnicas tradicionales de “Vibración Profunda” descritas en el acápite 3.2.3.

La técnica más usual en vibración profunda es la vibroflotación la cual se aplicó exitosamente en suelos granulares sueltos no cohesivos, sin embargo en suelos con un mayor contenido de partículas finas (limos y arcillas) la técnica presentaba deficiencias en la vibración mediante lanzas de agua, estas no surgían efecto debido a que los finos no podían ser inducidos por la vibración y los volúmenes de agua no podían drenar con facilidad, en estos casos solo se obtenía un mejoramiento en los puntos de tratamiento.

Frente a este hecho los especialistas decidieron incluir el vertido de un material granular, que permita el drenaje de las aguas y la facilidad de la vibración, es así que se forman las denominadas columnas de grava, ahora el sistema se transformaría a una combinación de suelo y columna con buenos resultados en incremento de rigidez y resistencia, por otro lado la grava permite que las columnas tengan la funcionalidad de trabajar como drenes verticales sustanciales para la consolidación de suelos cohesivos y para la mitigación del efecto de licuefacción.

Así surgió una nueva técnica y su aplicación sería al campo de los suelos finos, de acuerdo a la experiencia se ha podido determinar que la aplicación es recomendable para suelos con %finos superiores a 15 o 18%.

Las mejoras que se pueden conseguir mediante esta técnica son las siguientes:

- Aumento de la capacidad portante.
- Reducción de asentamientos.
- Aceleración de la consolidación.
- Reducción del riesgo de licuación.

El siguiente paso a seguir es la determinación del proceso de ejecución, esto dependerá del tipo específico del suelo y de las condiciones de las aguas subterráneas a emplear, es así que surgen 2 técnicas principales: Vibrosustitución y Vibrodesplazamiento.

3.3.1 Método de Vibrosustitución.

Su aplicabilidad se rige a los suelos blandos cohesivos en los cuales las paredes del terreno no son autoestables al introducir un vibrador, también se aplica en los casos de nivel freático elevado. Para que este tipo de tratamiento sea aplicable se recomienda que la resistencia al corte no drenado del terreno oscile entre 20 y 50kpa.

El método está compuesto por tres procesos:

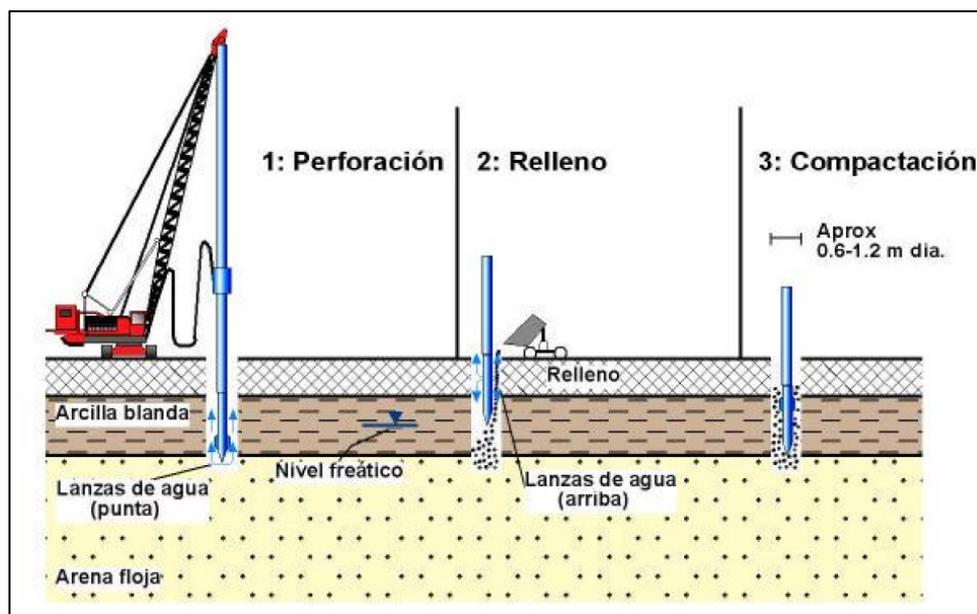


Figura N°3.9: Fases del proceso de Vibrosustitución. (Greenwood & Thomson, 1984).

3.3.1.1 Perforación:

Consiste en introducir el vibrador por efecto de su propio peso, conjuntamente con unas lanzas de agua ubicadas en la punta y en la parte superior del sistema. El flujo de agua nos permite mantener la estabilidad de las paredes y la remoción y evacuación del detritus generado, de ahí el nombre de Vibrosustitución. La

incorporación de agua permite también mantener los motores a una temperatura baja y evitar el recalentamiento. El proceso se realiza hasta alcanzar la profundidad deseada, luego de ello se continúa a subir y bajar el vibrador hasta eliminar todo el detritus.

3.3.1.2 Relleno:

Luego de la limpieza de las columnas se procede al relleno, desde la superficie, se vierte la grava en tramos de 30 a 120cm. Para ello se deben cerrar las lanzas de agua del vibrador y solo se deben dejar en funcionamiento las laterales.

La vibración de la grava tiene un efecto de penetración en las paredes de la columna y en conjunto con el flujo de agua se llega a remover los finos permitiendo la incrustación de la grava hasta llegar al equilibrio.

3.3.1.3 Compactación:

La compactación del material se realiza a través de la vibración en cada tramo, esto permite densificar e imbricar la grava; el fin de cada tramo de relleno se determina a través de la resistencia obtenida, la cual se mide a través del consumo de energía. Es frecuente emplear una mayor cantidad de tiempo y energía de vibrado en la base de las columnas ya que de acuerdo a la experiencia esto genera un mejor resultado integral.

Debido al efecto de incrustación de la grava en las paredes se va a obtener un mayor diámetro de relleno con respecto al del agujero siendo mayor el diámetro en las zonas más blandas, esta variabilidad hace necesario un control adecuado en la ejecución por lo que será necesario estimar el diámetro de las columnas a través del consumo de grava y de alguna estimación razonable de la densificación alcanzada.

Las características del material a emplear son principalmente una grava de granulometría uniforme y de tamaño entre 25 – 50mm, algunas bibliografías recomiendan los husos granulométricos siguientes:

Cuadro N°3.7: Husos granulométricos de la grava a emplear (FHA,1983).

Apertura tamiz (pulg)	Apertura tamiz (mm)	Alternativa 1 (% que pasa)	Alternativa 2 (% que pasa)	Alternativa 3 (% que pasa)	Alternativa 4 (% que pasa)
4	101.6			90-100	
3.5	88.9				
3	76.2	90-100		25-100	100
2.5	63.5				65-100
2	50.8	40-90	100		
1.5	38.1			0-60	
1	25.4		2		20-100
0.75	19.05	0-10		0-10	10-55
0.5	12.7	0-5		0-5	0-5

En el documento de la FHA se indica que las alternativas 1 y 2 son las más usuales, la alternativa 3 es recomendable para suelos orgánicos blandos y la alternativa 4 en los casos en que no sea posible la disposición de grava con tamaños suficientemente gruesos.

La disposición en planta de las columnas se realiza formando triángulos equiláteros, cuadrados o hexágonos regulares, el diámetro de las columnas y el espaciamiento entre ellas dependen de la estructura a cimentar y los asientos admisibles. En la mayoría de casos los espaciamientos suelen oscilar entre 1.50 y 3.00m.

En los casos en los que el suelo blando es superficial y el nivel freático es muy elevado se recomienda preparar una plataforma de trabajo extendiendo una capa de material granular de espesor 60 a 100cm, esta capa permite facilitar las operaciones y la traficabilidad, reforzar lateralmente las columnas en la parte superior la cual normalmente es la de menor confinamiento y además puede cumplir con la función de manto drenante superior. En algunos casos esta plataforma se suele construir a posteriori para los fines mencionados.

Se debe indicar que en el método de vibrosustitución se emplea un gran volumen de agua, la cual luego de ser empleada transporta una gran cantidad de suelo en suspensión por lo que es necesario realizar el vertido en función a las regulaciones medioambientales.

3.3.2 Método de Vibrodesplazamiento.

En los terrenos estables cuya sensibilidad a la vibración es baja y en donde el nivel freático es lo suficientemente bajo se recomienda emplear el método de “Vibrodesplazamiento” también llamado “Vía seca”, la principal ventaja de este método en comparación con el anterior es que las lanzas de agua para ayudar a la penetración y estabilización ya no serán necesarias.

Lógicamente el terreno debe ser autoestable, para ello su resistencia al corte debe oscilar entre 30 y 60 kpa.

El método se puede aplicar en todos los terrenos que cumplan con lo descrito en las líneas superiores siendo las zonas urbanas las más beneficiadas ya que en ellas la evacuación de grandes cantidades de agua con suelo en suspensión se hace más complicada. En la figura N°3.11 se muestran los pasos a seguir en la aplicación del método.

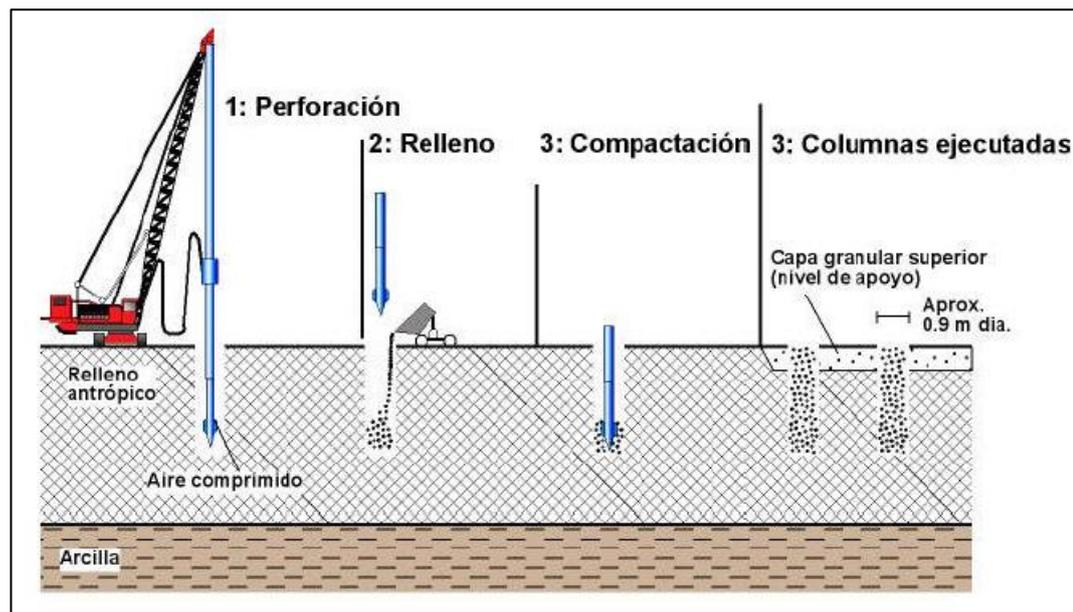


Figura N°3.10: Fases del proceso de Vibrodesplazamiento (Greenwood & Thomson, 1984).

3.3.2.1 Perforación:

Se introduce el vibrador en el terreno por medio de la vibración y del peso propio, durante la penetración se va a producir succión del terreno por lo cual es recomendable inyectar aire comprimido en la punta del vibrador para mantener estable las paredes de la columna, la inyección no debe ser excesiva ya que puede

vulnerar el estrato de arcilla normalmente consolidado. La vibración continúa hasta alcanzar la profundidad deseada

3.3.2.2 Relleno y Compactación:

Luego de haber llegado a la profundidad deseada se procede a verter un primer relleno de aproximadamente 0.50m, se introduce nuevamente el vibrador y se procede a compactar la grava, este proceso genera un desplazamiento del material hacia abajo y hacia las paredes laterales del terreno. Durante el movimiento ascendente del vibrador se va a producir succión la cual produce inestabilidad del terreno, en ese momento se debe inyectar el aire comprimido lo cual mitiga el efecto de la succión y ayuda al izado del vibrador.

El material a emplear debe ser grava bien gradada angular cuyo tamaño puede estar entre 10 y 100 mm. La grava puede ser piedra natural o piedra partida, el objetivo es que el material pueda tener un íntimo contacto con el terreno natural. Tamaños de grava menores a 10 mm., dificultan la penetración y el contacto grava-suelo.

3.3.2.3 Columnas Ejecutadas:

Si se emplea el mismo vibrador el diámetro de las columnas resultantes es menor por vía seca que por vía húmeda, normalmente se ejecutan columnas de 0.60m. La distribución de las columnas y la construcción de una plataforma temporal son análogas a los comentados en el método anterior.

3.3.3 Vibroflotadores especiales y métodos alternativos.

Estos tipos de vibradores han sido desarrollados con el fin de mitigar el problema del uso de grandes cantidades de agua, mediante estos sistemas se pueden generar columnas de grava por vía seca o con muy poca adición de agua en terrenos no estables o en zonas con nivel freático elevado.

La característica de este vibrador es que se puede verter la grava desde la punta, a través de un hueco central o a través de un tubo lateral adosado al vibrador. A continuación se muestra un esquema de este sistema:

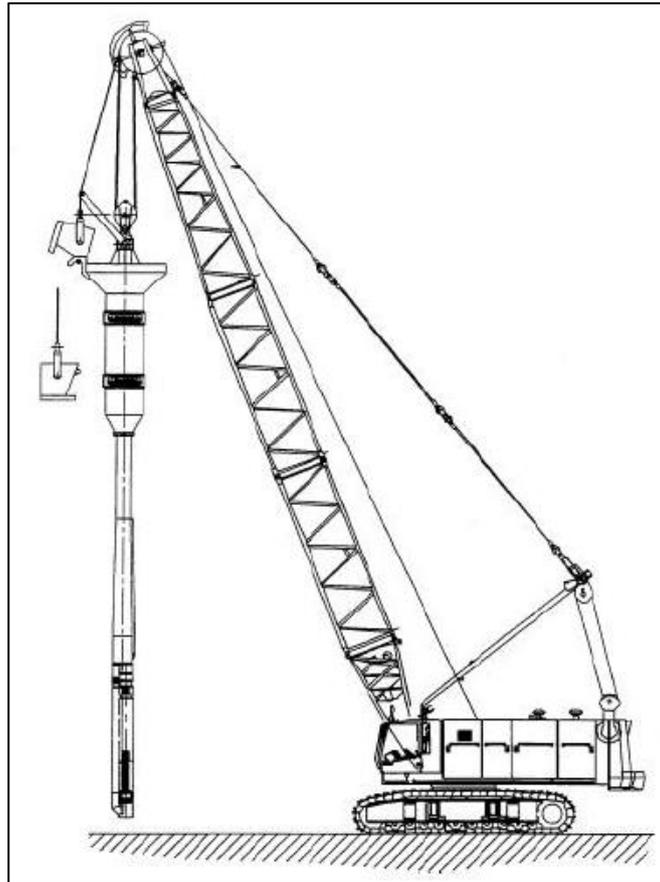


Figura N°3.11: Equipo especial para alimentación de grava en fondo. (Fuente: Vibro System inc.).

El procedimiento es análogo al de vibrodesplazamiento. El vibrador penetra el terreno por vibración y por peso propio apoyándose en las lanzas de aire comprimido situadas en la punta, el mismo vibrador sirve de revestimiento al terreno con lo cual se logra la estabilidad de las paredes laterales.

Existen otros métodos convencionales para construir columnas de grava o de arena en los cuales no se usa precisamente los vibradores convencionales. Cabe mencionar que en el Japón se ha desarrollado un sistema basado en la hincada de una tubería mediante un vibrador pesado en la cabeza, en este sistema el relleno a verter es arena y se imbrica mediante el movimiento oscilatorio de la tubería, la cual a su vez funciona como revestimiento.

3.3.4 Principales campos de aplicación.

3.3.4.1 Terraplenes:

Se emplean habitualmente en la construcción de rellenos para estructuras lineales, cuando existen problemas de estabilidad, o en ampliación de calzadas de rellenos ya existentes.

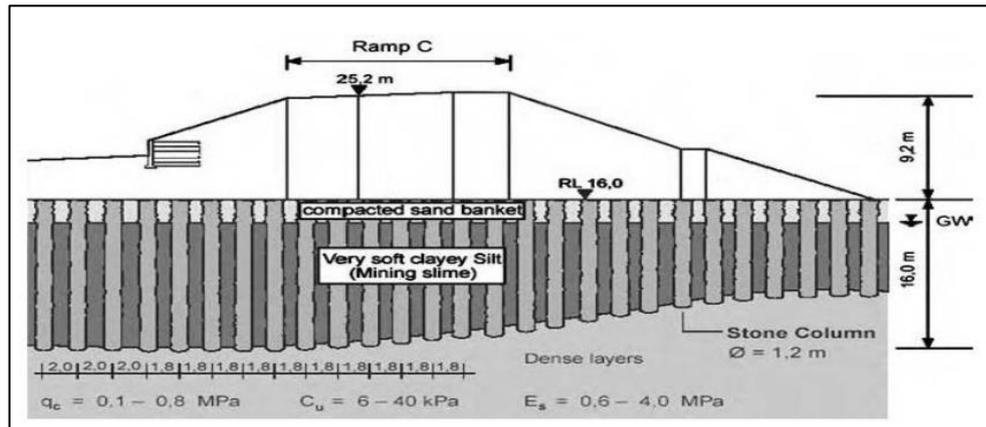


Figura N°3.12: Aplicación de columnas de grava en terraplén (Raju y Sonderman, 2005).

3.3.4.2 Tanques y depósitos de almacenamiento:

Este tipo de estructuras tiene generalmente una gran extensión por lo que recurrir al pilotaje puede resultar muy costoso, una alternativa de solución usual es el de columnas de grava lo cual permitirá una reducción de asentos totales y diferenciales.

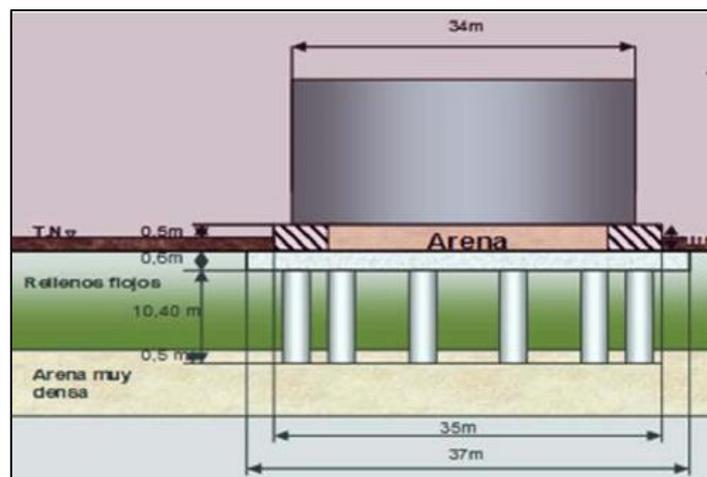


Figura N°3.13: Aplicación de columnas de grava en Tanques y Almacenes (Raju y Sonderman, 2005).

3.3.4.3 Estabilización de taludes:

El método de columnas de grava también puede aplicarse a deslizamientos en taludes naturales.

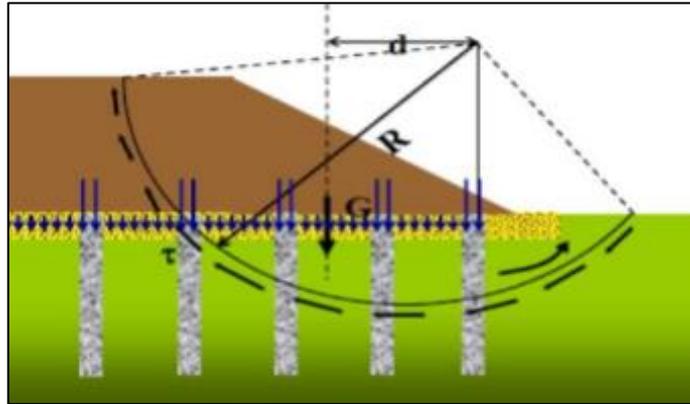


Figura N°3.14: Aplicación de columnas de grava en Estabilización de Taludes.

3.3.4.4 Edificaciones ligeras y extensas:

Se puede aplicar en edificaciones, siempre que las cargas sean moderadas y se puede emplear los equipos de instalación. En la figura N°3.16 se puede apreciar la distribución de las columnas de grava en la cimentación de una nave industrial.

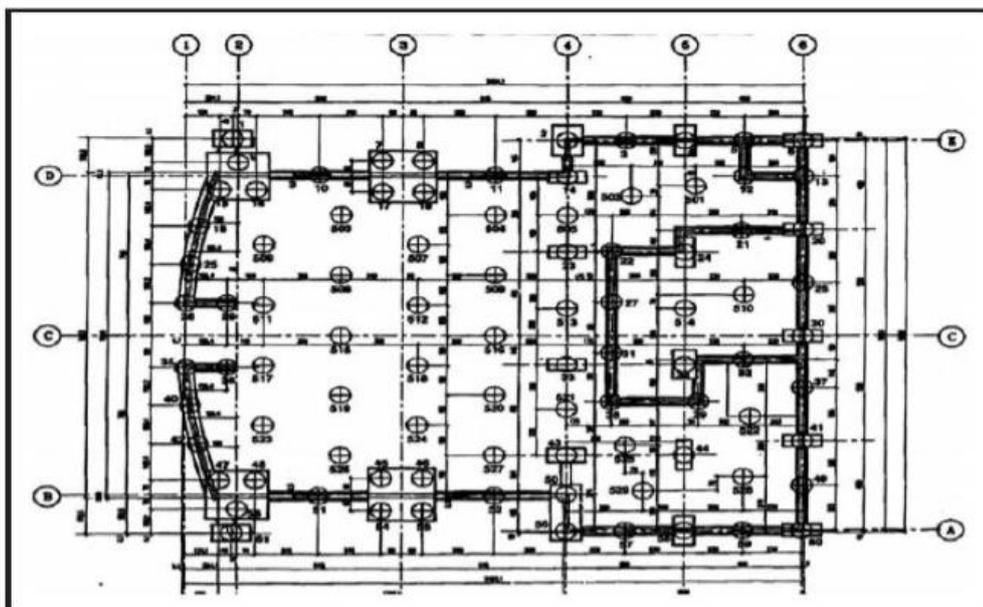


Figura N°3.15: Distribución de columnas de grava en la cimentación de una nave industrial (De Santiago, 2006).

3.3.4.5 Medio marítimo:

En los medios marítimos se aplican como mejoramiento de rellenos portuarios, diques, túneles submarinos y otros. Esta técnica puede resultar más económica en comparación al método clásico de dragado y colocación de banquetas.

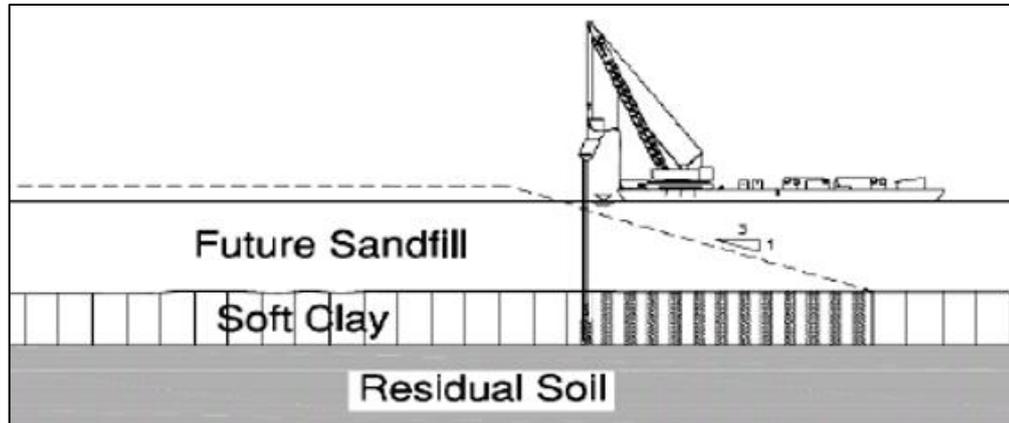


Figura N°3.16: Aplicación de columnas de grava en la cimentación de un relleno portuario (Chu et al., 2009).

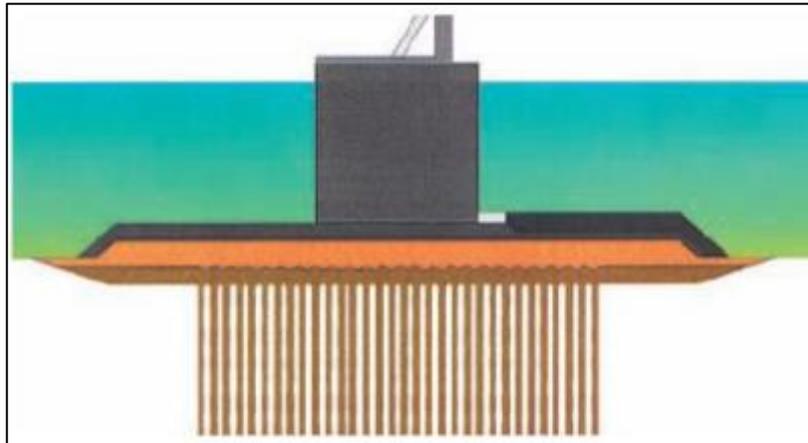


Figura N°3.17: Aplicación de columnas de grava en la cimentación de un Muelle Cajón (Viñas, 2006).

CAPÍTULO IV: DISEÑO DE COLUMNAS DE GRAVA PARA LA MITIGACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.

4.1 INTRODUCCIÓN.

Como se mencionó en el acápite anterior las columnas de grava se emplean para prevenir la licuación de terrenos granulares (arenas) ubicados en zonas sísmicas, de este modo las columnas resultan ser un medio excelente para el mejoramiento de suelos ya que además de densificar y reforzar los suelos granulares facilitan la rápida disipación de las presiones intersticiales generadas durante la acción de un sismo, esto último confiere una gran ventaja frente a otros métodos que solo proporcionan densificación, drenaje o refuerzo.

Cabe mencionar que a medida que el porcentaje de finos se incrementa el método disminuirá su eficacia ya que se dificultará la densificación y la capacidad de drenaje del terreno. Sin embargo es probable que la presencia de grandes cantidades de finos inhiba el proceso de licuación.

El método de "Columnas de grava" para mitigación de Potencial de Licuación está basado en la teoría de Seed & Booker (1977), adicionalmente existe la verificación del diseño realizada por G.D. Bouckovalas et al. 2009

4.2 DISEÑO DE COLUMNAS DE GRAVA EMPLEANDO EL MODELO DE SEED & BOOKER (1977).

Este modelo fue presentado por SEED & BOOKER en el Paper "***Stabilization of potentially li-quefiable sand deposits using gravel drains***" en el año 1977.

El modelo evalúa los efectos de drenaje radial sobre las presiones de poro excesivas inducidas por una carga cíclica, para el caso de suelos uniformes y cilindros de drenaje de permeabilidad infinitamente grande. El método se aplica fácilmente a través de gráficos de diseño que tienen en cuenta consistentemente las propiedades del suelo y las características del movimiento sísmico.

El diseño supone que una columna de radio “a” recolecta agua de un volumen cilíndrico de radio “b”, asimismo el conjunto de columnas de radio “a” necesitan drenar el agua inducida en un estrato de suelo; por lo cual es necesario conocer el número de columnas y el diámetro necesario para un drenado al 100%.

A través de las ecuaciones de flujo de drenaje de agua Seed & Bocker desarrollaron la ecuación Gobernante Básica, en la cual se considera un flujo radial puro, y coeficientes de permeabilidad y compresión volumétrica constantes.

La ecuación Gobernante Básica se define de la siguiente forma:

$$\frac{k_h}{\gamma_w m_v} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_v}{\gamma_w m_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t}$$

Dónde:

- ✓ k_h : Permeabilidad en dirección radial.
- ✓ k_v : Permeabilidad en dirección vertical.
- ✓ γ_w : Peso unitario del agua.
- ✓ m_v : Cociente de compresibilidad volumétrica constante.
- ✓ μ : Exceso de presión de poros.
- ✓ μ_g : Exceso de presión de poros generado por el sismo.

Considerando entonces una red de columnas de diámetro “2a” y espaciamiento “2b”:

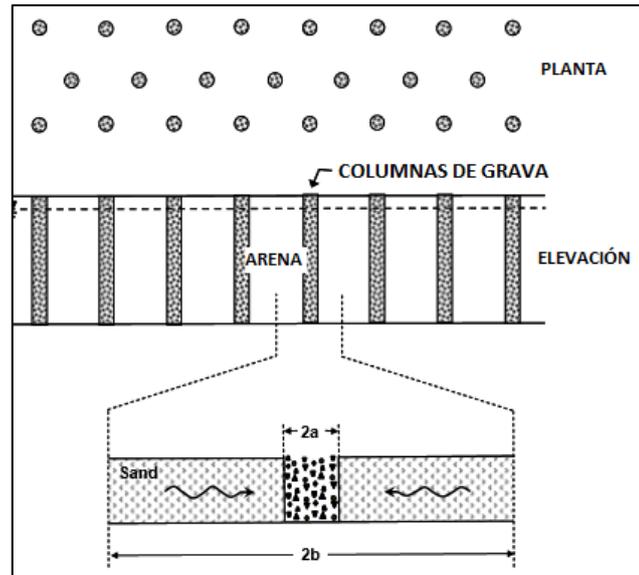


Figura N°4.1: Geometría de columnas de grava (Seed & Booker, 1977).

El esfuerzo efectivo inicial es σ'_0 , se considera que la arena licuará luego de N ciclos de esfuerzos uniformes, asimismo se considera un evento sísmico con N_{eq} ciclos de esfuerzo uniforme que actúan durante un tiempo t_d .

Suponiendo un drenaje puramente radial, la relación de presión de poros será $r_g = \mu / \sigma'_0$ a lo largo de todo el estrato de arena.

Con las consideraciones descritas, el sistema de drenaje dependerá principalmente de:

- ✓ Relación geométrica de los drenes = a/b .
- ✓ Relación que caracteriza la gravedad del evento sísmico en relación al comportamiento licuable de la arena = N_{eq}/N_I .
- ✓ El factor de tiempo $T_{ad} = (k \cdot t_d) / (m_v \cdot V_w \cdot a^2)$.

4.2.1 Número de ciclos equivalente (N_{eq}).

El número de ciclos equivalentes " N_{eq} ", es el número de ciclos uniformes con intensidad de esfuerzo " t_{cy} " ($0.65 t_{max}$), el cual, si se aplica al suelo en el sitio o en el laboratorio, tendría el mismo resultado que si los esfuerzos reales (irregulares) fueran aplicados. Para obtener el N_{eq} utilizamos la relación propuesta por Seed & Idriss (1982) e Idriss (1999).

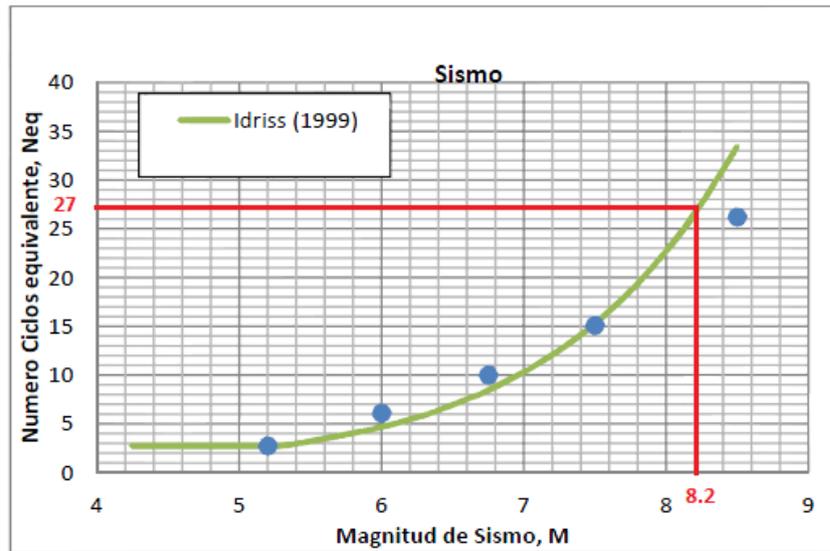


Figura N°4.2: Número de ciclos equivalente vs Magnitud de sismo (Seed & Idriss, 1982).

Para una magnitud de sismo de 8.2Mw obtenemos un $Neq = 27$

4.2.2 Tiempo de duración del sismo de diseño (t_d).

De los registros tiempo historia de la ciudad de Lima se tiene que uno de los sismos más extensos es el ocurrido el 17 de octubre de 1966, en el cual la duración fue de 40 segundos, a este tiempo lo afectaremos por un Factor de Seguridad de 1.5, con lo cual nuestro parámetro " t_d " será 60 segundos.

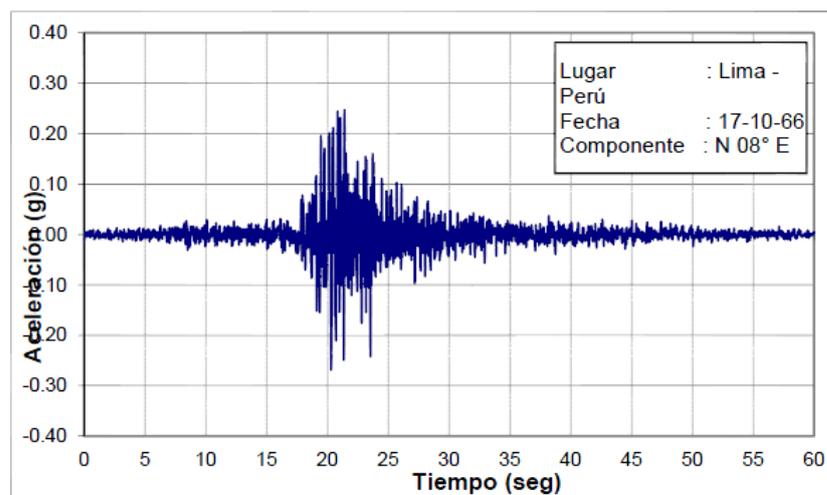


Figura N°4.3: Espectro de aceleración del sismo 1966 (Fuente: Cismid Uni).

4.2.3 Coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v):

El coeficiente de compresibilidad volumétrica se puede calcular a partir del módulo de elasticidad (E_s) y la relación de Poisson (μ), el primer parámetro lo obtenemos de las correlaciones de Bowles (1988), en donde el E_s varía en función al valor de N del SPT.

SUELO	SPT	CPT
ARENA (NORMALMENTE CONSOLIDADA)	$E_s = 500(N + 15)$ $= 7000\sqrt{N}$ $= 6000N$ ----- $\ddagger E_s = (15\,000 \text{ to } 22\,000) \cdot \ln N$	$E_s = (2 \text{ to } 4)q_u$ $= 8000\sqrt{q_c}$ ----- $E_s = 1.2(3D_p^2 + 2)q_c$ $*E_s = (1 + D_p^2)q_c$
ARENA (SATURADA)	$E_s = 250(N + 15)$	$E_s = Fq_c$ $e = 1.0 \quad F = 3.5$ $e = 0.6 \quad F = 7.0$
ARENA (SOBRECONSOLIDADA)	$\dagger E_s = 40\,000 + 1050N$ $E_{s(OCR)} \approx E_{s,nc} \sqrt{OCR}$	$E_s = (6 \text{ to } 30)q_c$
ARENA GRAVOSA	$E_s = 1200(N + 6)$ $= 600(N + 6) \quad N \leq 15$ $= 600(N + 6) + 2000 \quad N > 15$	
ARENA ARCILLOSA	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = (3 \text{ to } 6)q_c$
LIMOS, LIMOS ARENOSOS O LIMOS ARCILLOSOS	$E_s = 300(N + 6)$ If $q_c < 2500$ kPa use $\S E'_s = 2.5q_c$ 2500 < q_c < 5000 use $E'_s = 4q_c + 5000$ where $E'_s = \text{constrained modulus} = \frac{E_s(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} = \frac{1}{m_v}$	$E_s = (1 \text{ to } 2)q_c$
ARCILLAS BLANDAS		$E_s = (3 \text{ to } 8)q_c$

Figura N° 4.4: Correlaciones para E_s en función del N_{SPT} (Bowles, 1988).

El valor promedio de N se obtiene de los ensayos de penetración estándar descritos en el acápite 1.2.3, este valor es igual a 12.

De la figura N° 4.4: Para $N \leq 15$ $\Rightarrow E = 600 \cdot (12 + 6) = 10,800 \text{ kPa}$

En la siguiente tabla se aprecia los valores del módulo de Poisson " μ " para diferentes tipos de suelo. Se observa que para las arenas limosas el módulo varía entre 0.20 y 0.40 y para las arenas y gravas entre 0.15 y 0.35. Para el presente estudio consideraremos un valor de $\mu = 0.30$.

TIPO DE SUELO	RELACIÓN DE POISSON, U
Arena suelta	0.20-0.40
Arena densa media	0.25-0.40
Arena densa	0.30-0.45
Arena limosa	0.20-0.40
Arena y grava	0.15-0.35
Arcilla suave	
Arcilla media	0.20-0.50
Arcilla firme	

Figura N°4.5: Valores del módulo de poisson para distintos suelos (Braja M. Das, 1999).

De la ecuación:

$$m_v = \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{E_s(1-\mu)} \implies m_v = 6.88 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{KN}$$

4.2.4 Relación de presión de poros (r_g):

La relación de presión de poro se define como la razón entre el incremento de la presión de poros y la presión efectiva inicial. Para definir el valor de r_g se recomienda usar el estudio de Finn (1981) que relaciona el número de ciclos con la variación de presión de poros. Ver figura N°4.6.

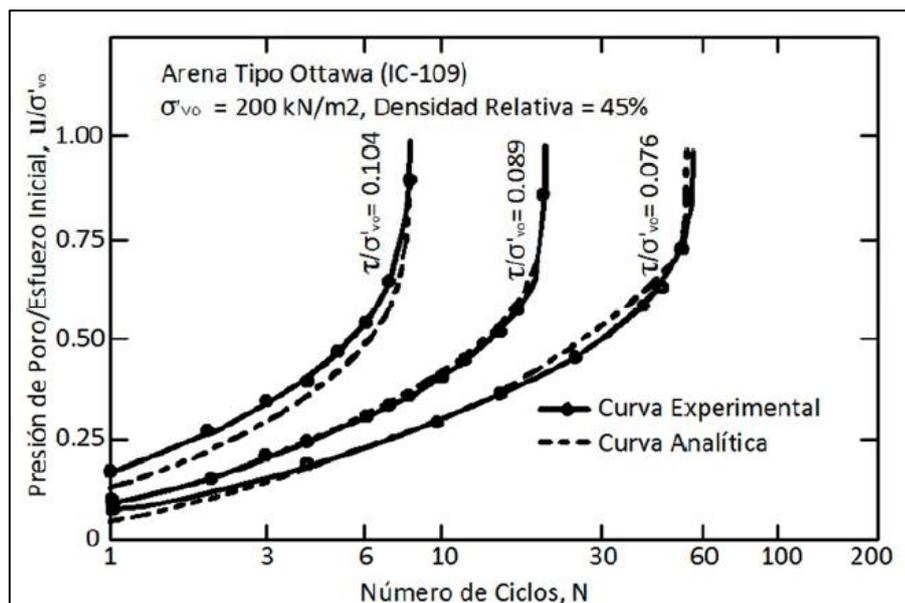


Figura N°4.6: Variación de la relación de presión de poros en función al número de ciclos N. (Finn, 1981).

Cuando la relación de presión de poros es menor a 1 se puede interpretar la mitigación satisfactoria del potencial de licuación. Sin embargo, los especialistas recomiendan mantener bajo este valor.

Consideraremos el valor de $N = N_{eq}/3 = 27/3 = 9 \Rightarrow r_g = 0.26$

Adalier et al, 2004, indica que las principales ventajas de mantener bajo el valor de “ r_g ” son:

- Mantiene una fracción de la resistencia y rigidez del suelo, lo cual permite proveer del soporte vertical y lateral necesario para soportar las estructuras subyacentes. Preservando la resistencia puede disminuir sustancialmente la deformación lateral del terreno debido a excitaciones dinámicas.
- Previene importantes asentamientos, los cuales son asociados con valores de r_g mayores a 0.5.
- Reduce mayores gradientes hidráulicos que pueden causar migración de las partículas finas a la columna de grava, la cual genera una disminución en su capacidad drenante.

4.2.5 Factor de tiempo (T_{ad}) y espaciamiento efectivo (2b):

$$T_{ad} = \frac{(k \cdot t_d)}{(m_v \cdot \gamma_w \cdot a^2)}$$

De los cálculos anteriores: $t_d = 60s$ y $m_v = 6.88 \cdot 10^{-5} m^2/Kn$.

- ✓ γ_w : Peso específico del agua = 9.8 KN/m³
- ✓ k : Permeabilidad horizontal de la arena = $1 \cdot 10^{-5}$ m/s.
- ✓ a : Radio de la columna de grava, se realiza el análisis para un radio = 0.40m.

Reemplazando los valores: $T_{ad} = 5.56$.

Para el cálculo del espaciamiento efectivo se hará uso de los ábacos presentados por Seed & Booker, 1977. Ver figura N°4.7

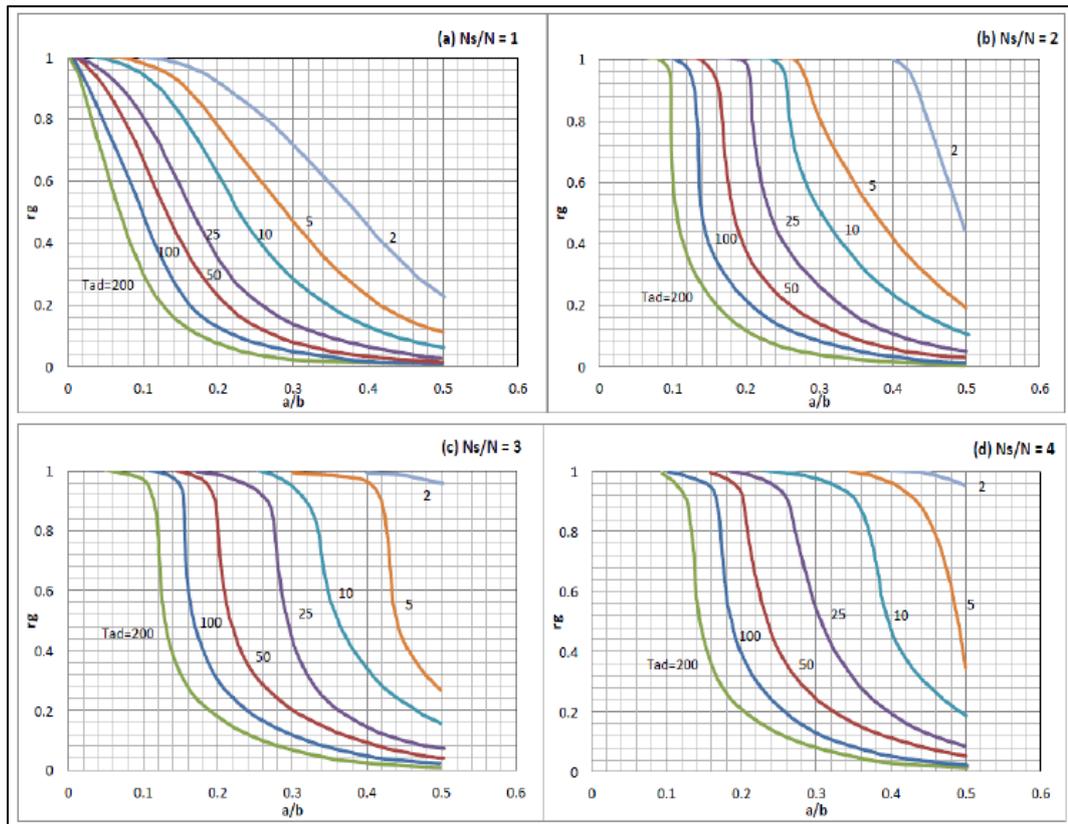


Figura N°4.7: Diagrama para el diseño de columnas de Grava. (Seed & Booker, 1977).

La relación “ N_{eq}/N_l ”, caracteriza la “gravedad” del evento sísmico en relación al comportamiento licuable de la arena. En donde N_{eq} es el número de ciclos equivalentes para un esfuerzo de corte “ t_{cy} ” igual al 65% de t_{max} y “ N ” es el número de ciclos con el cual el estrato de arena podría licuar.

Debido a que el Perú se encuentra en una zona activamente sísmica para nuestra evaluación usaremos el tercer ábaco en donde $N_{eq}/N = 3$.

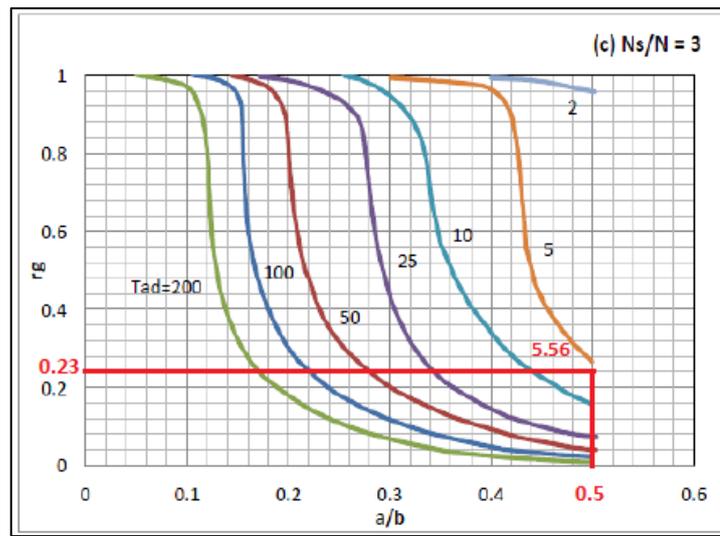


Figura N°4.8: Tercer ábaco para el diseño de columnas de Grava. (Seed & Booker, 1977).

De los cálculos anteriores $r_g = 0.26$ y $T_{ad} = 5.56$, por lo tanto, usando el ábaco obtenemos $a/b = 0.50$.

El diámetro de la columna depende del tipo de suelo, resistencia al corte no drenado, tamaño de la grava y método de vibración; su valor suele oscilar entre 0.80 m. y 1.20 m. Para el presente estudio se ha definido un diámetro de 0.80 m. debido a las características del suelo y a la técnica de vibrado a emplear, por lo cual $a = 0.40$ m.

$$\text{Para } a=0.40\text{m.} \quad \Rightarrow \quad b = 0.80\text{m.}$$

4.2.6 Espaciamiento entre columnas de grava:

Las columnas se pueden distribuir en mallas de forma triangular, rectangular o hexagonal, la elección de alguna de ellas dependerá de la estructura a cimentar, no obstante la de mayor uniformidad y cuya distancia al punto más desfavorable o lejano (centro geométrico) es menor es la malla triangular. En la figura N°4.9 se puede apreciar una malla con distribución triangular equilátera y es la empleada en el presente estudio.

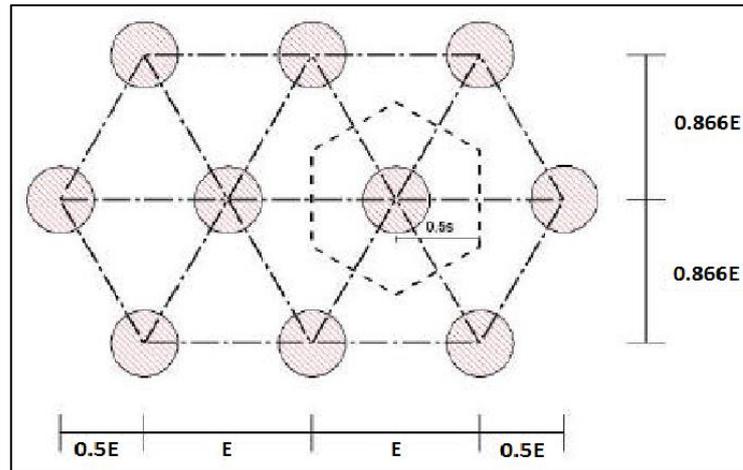


Figura N°4.9: Distribución de malla triangular equilátera. (Balaam & Booker, 1981).

El área hexagonal puede ser representada por un círculo de radio “2b”, siendo este el diámetro del cilindro que debe ser drenado por cada columna de grava.

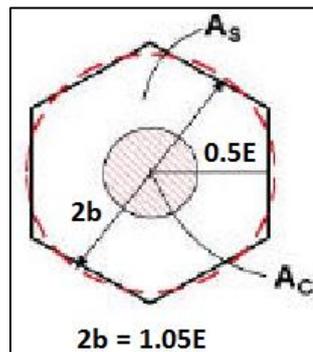


Figura N°4.10: Área circular equivalente (Balaam & Booker, 1981).

De la figura se puede apreciar que la relación entre el espaciamiento efectivo “2b” y el espaciamiento entre columnas “E” es:

$$\text{Malla triangular equilátera: } 2b = 1.05 \cdot E$$

En otras distribuciones esta relación será:

$$\text{Malla cuadrada: } 2b = 1.13 \cdot E$$

$$\text{Malla hexagonal equilátera: } 2b = 1.29 \cdot E$$

$$\text{Por lo tanto: Para } b = 0.80\text{m.} \quad \Rightarrow \quad E = 1.52\text{m.}$$

4.3 COMPLEMENTACIÓN AL DISEÑO CON EL MÉTODO G.D.

BOUCKOVALAS (2009).

En el año 2009 George Bouckovalas presenta una revisión al método de Seed & Boucker 1977, en donde demuestra que en las ecuaciones matemáticas pasan por alto el efecto del movimiento vertical de la carga cíclica aplicada, ello conlleva a una sobreestimación de la efectividad de la columna de grava. Debido a ello implementa una nueva ecuación para la velocidad con la que se genera el exceso de presión de poros no drenado e incluye una visión del mecanismo de deformación del suelo, proporcionando así una estimación más realista sobre la efectividad de la columna de grava.

La revisión se presenta en el paper "Gravel drains for the remediation of liquefiable sites: the Seed & Booker (1977) approach revisited", Keynote Lecture, IS-Tokyo 2009. En la figura N°4.11, se presenta los nuevos diagramas para el diseño de columnas de grava propuesto por George Bouckovalas.

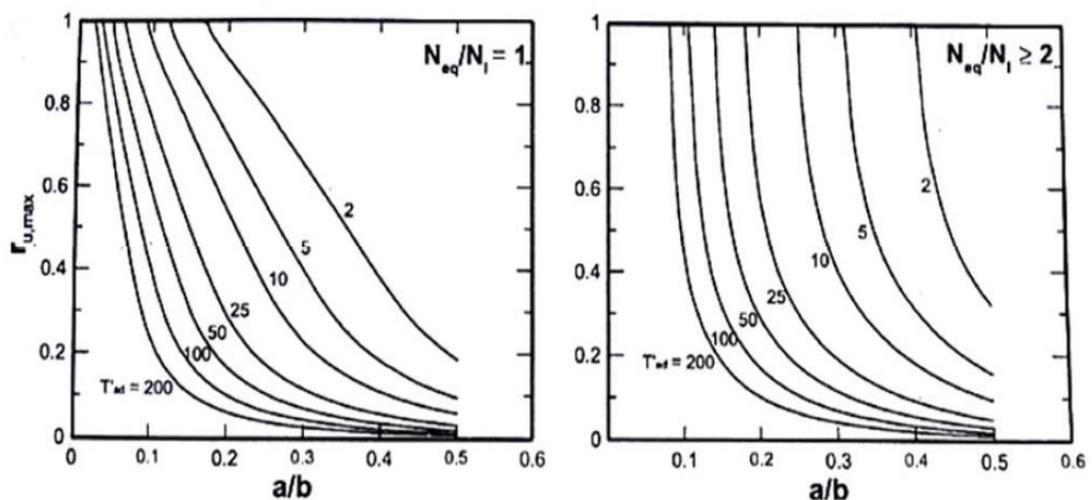


Figura N°4.11: Cartas de diseño de columnas de grava presentadas por G.D. Bouckovalas. (G.D. Bouckalavas, 2009).

Las nuevas cartas consideran 2 ábacos, el primero para la relación $N_{eq}/N_l = 1$ y el segundo para $N_{eq}/N_l \geq 2$; el procedimiento revisado contempla también un ajuste del factor de tiempo, el cual se define como:

$$T_{ad} = C \cdot (k \cdot t_d) / (m_v \cdot \gamma_w \cdot a^2)$$

Donde:

$$C=1 \text{ para } \frac{N_{eq}}{N} = 1 \text{ y } C=2/\left(\frac{N_{eq}}{N}\right) \text{ para } \frac{N_{eq}}{N} \geq 2.$$

En base a estas nuevas consideraciones se tiene que para $\frac{N_{eq}}{N} \geq 2$ el nuevo valor de T_{ad} será igual a $(2/3) \cdot 5.56 = 3.71$.

Por lo tanto, utilizando los nuevos ábacos se obtiene la nueva relación $a/b = 0.58$.

Con lo cual: $a=0.40\text{m} \Rightarrow b=0.68\text{m} \Rightarrow E=1.30\text{m}$.

Se concluye que las columnas de grava deben ser ejecutadas en una distribución triangular equilátera, con un diámetro de 0.80m y con un espaciamiento de 1.30m.

4.4 ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE MEJORA PARA ASENTAMIENTOS APLICANDO EL METODO DE PRIEBE (1995).

Este método de cálculo es uno de los más empleados en la estimación de asentamientos de columnas de grava, el método fue presentado por Priebe en el año 1976 y mejorado por él mismo en el año 1995. Se basa en el concepto de unidad de celda y la deformación de la columna se estima a través del método de "expansión de la cavidad cilíndrica de Gibson y Anderson" (1961).

El procedimiento considera las hipótesis siguientes:

- Las columnas son rígidas perfectamente plásticas.
- El suelo circundante es elástico.
- Los incrementos de presión en el terreno obedecen a una presión hidrostática.
- La deformación de las columnas puede suponerse que se extiende en la longitud total de las columnas.

A partir de estas hipótesis es posible deducir

El factor de mejora básico “n” entre los asentamientos esperados sin y con columnas:

$$n = \frac{\text{Asentamiento sin columnas}}{\text{Asentamiento con columnas}} = 1 + a_s * \left(\frac{1/2 + f(\mu, a_s)}{k_{ac} * f(\mu, a_s)} \right)$$

- ✓ k_{ac} = Coeficiente de empuje activo de Rankine para el material que constituye las columnas de grava.

$$k_{ac} = \frac{1 - \text{sen}(\Phi'c)}{1 + \text{sen}(\Phi'c)}$$

- ✓ $f(\mu, a_s)$: es una función del coeficiente de poisson del suelo original “ μ ” y de la relación de sustitución.

$$f(\mu, a_s) = \frac{(1 - \mu^2) * (1 - 2 * \mu) * (1 - a_s)}{(1 - \mu - 2 * \mu^2) * (1 - 2 * \mu + a_s)}$$

- ✓ a_s : Es la relación de sustitución, se obtiene dividiendo el área de la columna y el área de la unidad de celda.

$$a_s = \frac{\text{Área de la columna}}{\text{Área de influencia}} = \frac{\pi * 0.40^2}{\pi * 0.68^2} = 0.346; \text{ ar} = 1/a_s = 2.89$$

- ✓ Si consideramos un coeficiente de poisson $\mu=1/3$, la ecuación del factor de mejora queda simplificada a:

$$n = 1 + ar * \left(\frac{5 - ar}{4 * k_{ac} * (1 - ar)} - 1 \right)$$

Priebe representa la ecuación como una familia de curvas, dando origen al ábaco más usado en el diseño de columnas de grava.

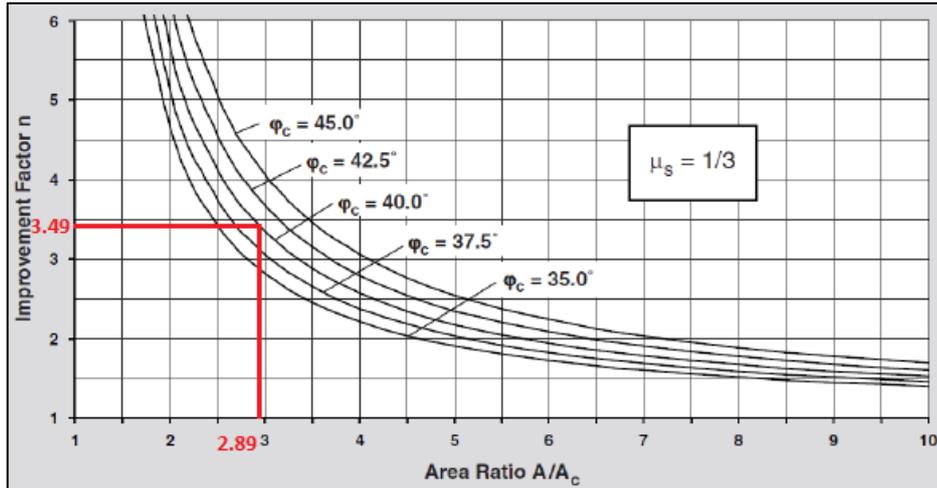


Figura N°4.12: Abaco de diseño para obtener el factor de mejoramiento básico (Priebe, 1995).

Para: $A_r = 2.89$ y $\phi_c = 40^\circ$ tenemos un valor de $n = 3.49 \Rightarrow 1/n = 0.29$

Lo cual significa que por cada 1 cm. de asentamiento las columnas reducirán hasta 0.29 cm el asiento.

CAPÍTULO V: PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA INSTALACIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA.

5.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES.

5.1.1 Replanteo de Puntos Topográficos.

La primera actividad consiste en realizar el replanteo de los puntos topográficos correspondiente a cada columna de la malla. Haciendo uso de 1 estación total se procedió con esta actividad teniendo en cuenta el diseño de malla triangular equilátera con 1.30 m. de espaciamiento, los recursos empleados fueron los siguientes:

- ✓ 1 Estación Total.
- ✓ 1 Operario Topógrafo.
- ✓ 1 Ayudante de Topografía.
- ✓ 1 Ingeniero Supervisor.
- ✓ Estacas Rotuladas



Figura N°5.1: Puntos topográficos de las columnas, se aprecia que forman triángulos equiláteros de 1.30m de lado.

5.1.2 Preperforación de estratos superiores.

Los estratos de suelos por encima de las arenas están compuestos por relleno y grava lo cual dificultará el ingreso del vibrador, por ello se ha planificado realizar preperforaciones en cada punto de la malla.

Estas perforaciones se realizarán con un sistema de hélice continua (CFA), montado en una perforadora hidráulica BAUER BG24H #817.

La perforadora se ubicará en cada punto topográfico de la malla, a continuación, se centrará y verticalizará adecuadamente de forma que se mantenga la correcta inclinación de la perforación. Luego se procederá con la pre perforación hasta pasar los rellenos y llegar a las arenas, la profundidad será definida en base al perfil estratigráfico obtenido en el estudio de mecánica de suelos, la profundidad ponderada es aproximadamente 6.50 m., en el caso de encontrar interferencias como bolonería o residuos de gran volumen estos deberán ser retirados.

Al término de cada preperforacion se eliminará el material excedente y se realizará la limpieza de la zona dejando un libre tránsito para los equipos de vibración.

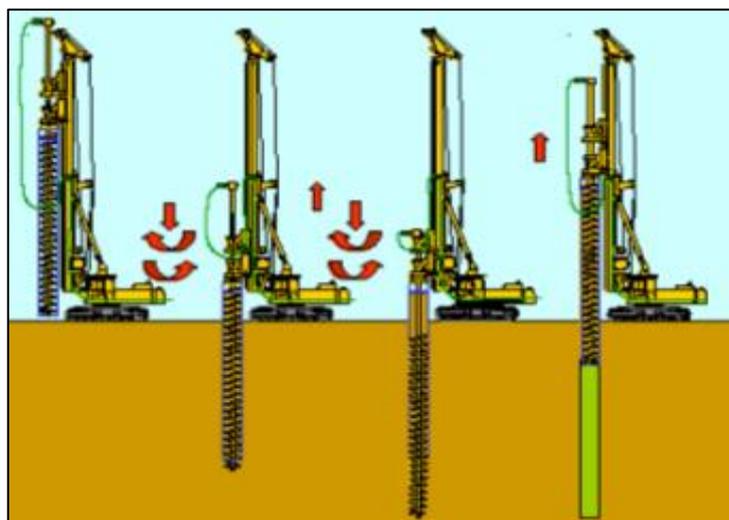


Figura N°5.2: Proceso de perforación mediante hélice continua. (Fuente: Pilotes Terratest).

5.2 VIBROSUSTITUCIÓN POR VÍA SECA – BOTTOM FEED.

El método utilizado fue el de vibrosustitución por vía seca y alimentación por la parte inferior. La técnica de vía seca se diferencia de la vía húmeda en el sistema de aportación de grava y en la utilización de aire en lugar de agua.

A continuación, se muestran los equipos empleados:

- ✓ Grúa de elevación hidráulica LIEBHERR HS 853D.
- ✓ Vibrador BETTERGROUND BC2.
- ✓ Generador ATLAS COPCO QAS 325 DE 350KVA, 60HZ y 440V.
- ✓ Compresor COMPRESOR DE 8 BAR Y 450CFM.



Figura N°5.3: Equipo de vibración y compactación para las columnas de grava.

Se describe del vibrador a emplear:

- ✓ Tipo Excéntrico: Permitirá la vibración en todos los sentidos.
- ✓ Motor eléctrico: El vibrador es alimentado por un motor eléctrico lo cual conlleva a una mayor transmisión de energía a diferencia de los sistemas hidráulicos.

- ✓ Junta antivibratoria: Es fundamental considerar este elemento en el vibrador ya que absorbe las vibraciones producidas y evita que se transmitan al resto del equipo.
- ✓ Sistema de Descarga: Está compuesto por la cámara de descarga, tubo alimentador y orificio de salida, permiten la toma de la grava en la parte superior y una alimentación continua hasta el orificio de salida. Es muy importante que la granulometría de la grava sea la adecuada y que esté limpia de finos para evitar que se obture el tubo alimentador.

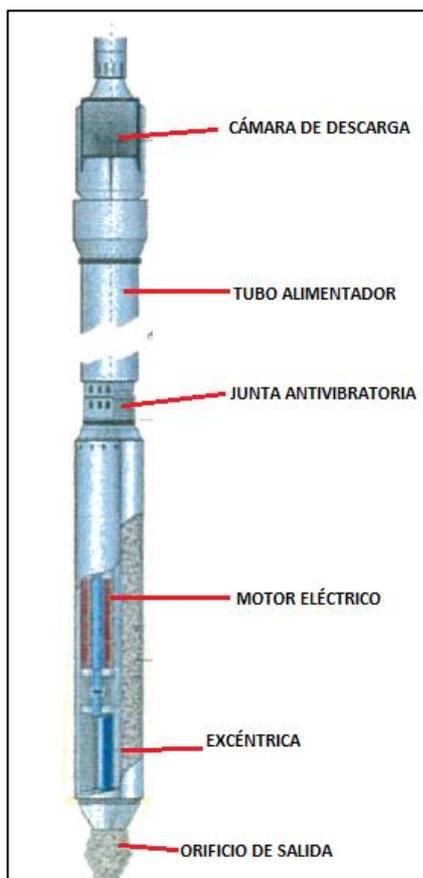


Figura N°5.4: Detalles del vibrador (Fuente: Pilotes Terratest).

5.2.1 Posicionamiento e hincado del vibrador.

Antes de iniciar la vibración se realizará el montaje de la grúa hidráulica, según el procedimiento descrito en el Anexo N°5.

Luego del montaje se posicionará el vibrador sobre cada punto de la malla, este penetrará en el terreno por el efecto de 3 condiciones:

- ✓ Aire generado por el compresor.
- ✓ Peso propio.
- ✓ Vibración en la punta alimentada de un motor eléctrico.

La hincada se realizará hasta obtener la profundidad de diseño o llegar al rechazo.



Figura N°5.5: Posicionamiento e hincada del vibrador sobre los puntos de las columnas de grava.

5.2.2 Vertido de la grava.

El material de grava a colocar debe cumplir con las especificaciones siguientes:

- Piedra chancada cuyo diámetro debe estar en el rango de 8 a 32mm.
- Método estándar de ensayo para la resistencia a degradación por Abrasión e impacto en la máquina de Los Angeles <35%.

La grava será acopiada en los puntos con menor distancia de acarreo, y será transportada al punto de hincado por una retroexcavadora la cual verterá el material dentro de una tolva cuyo volumen es de 2.0m³.



Figura N°5.6: Acarreo del material de grava hacia la tolva.



Figura N°5.7: Vertido de la grava sobre la tolva.

La tolva se elevará a través de correas hasta alcanzar la trampilla superior del vibrador. La grava se descargará a través del tubo alimentador interior que llega hasta la punta inferior del vibrador en donde se ubica el orificio de salida.



Figura N°5.8: Vertido de grava de la tolva al tubo alimentador.

5.2.3 Vibración y Compactación.

Desde la profundidad de hinca el vibrador se eleva ligeramente mientras la grava vertida va ocupando el espacio libre. El vibrador realiza movimientos de ascenso y descenso compactando la grava por medio de la presión y vibración. El ciclo se repite cada 1.0m de vertido.

A continuación se presenta el esquema básico del proceso de ejecución de las columnas de grava por el método de vibrosustitución.

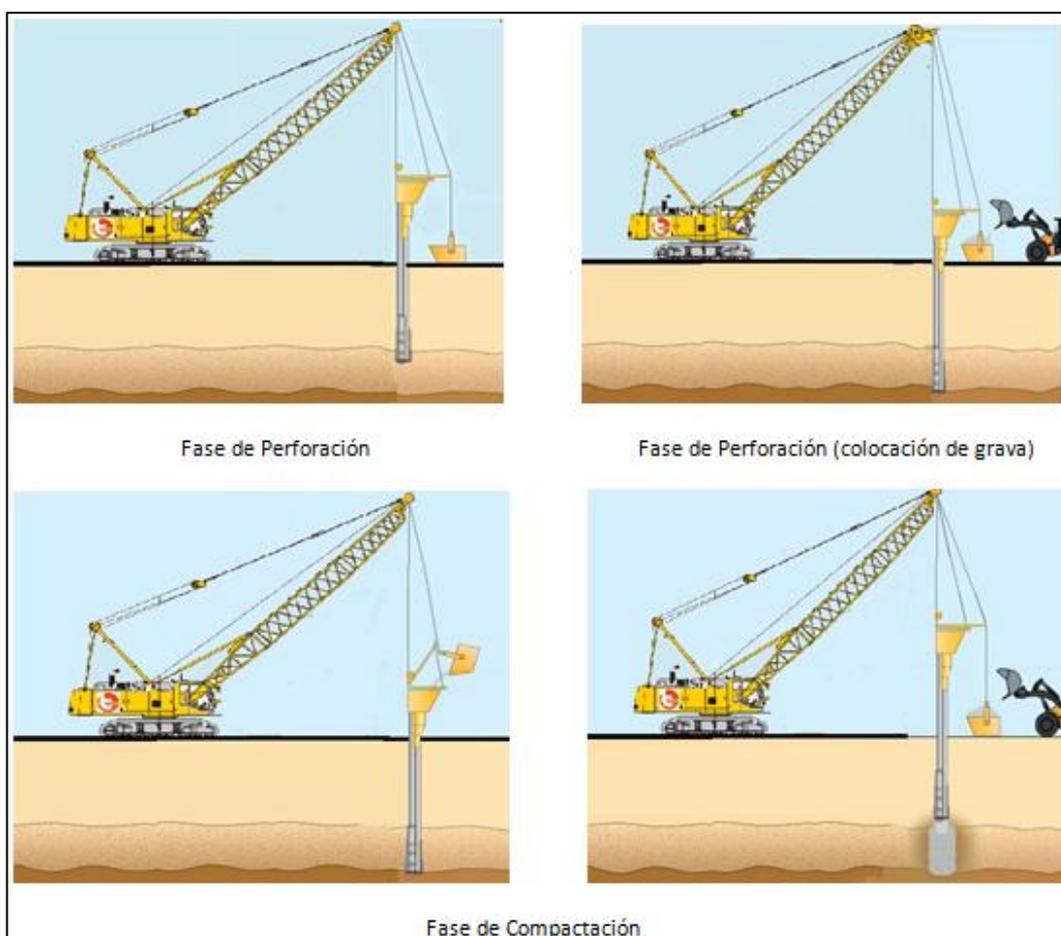


Figura N°5.9: Esquema básico del proceso de ejecución de columnas de grava por vibrosustitución (Fuente: Pilotes Terratest).

El volumen de grava instalado se estima a partir de la cantidad de tolvas usadas. Cada tolva lleva consigo 2.0m³ de grava.

La profundidad de hincado es registrada de forma automatizada por la cabina de control del vibrador, cada vez que se llegue a un terreno de alta resistencia la vibración se suspenderá automáticamente y se registrará el nivel de profundidad.

Con el volumen de grava y la altura de relleno se puede estimar el diámetro promedio de la columna, la experiencia nos indica que para arenas cuyo valor de N_{spt} es menor a 15 el diámetro será próximo a 0.80m.

5.2.4 Reporte de producción.

Al término de la instalación de cada columna el equipo emitirá una hoja reporte con el registro de la profundidad de hincado, el volumen empleado y el diámetro promedio estimado. En la figura N°5.10 se muestra un ejemplo del reporte emitido por la cabina de control para cada columna instalada.

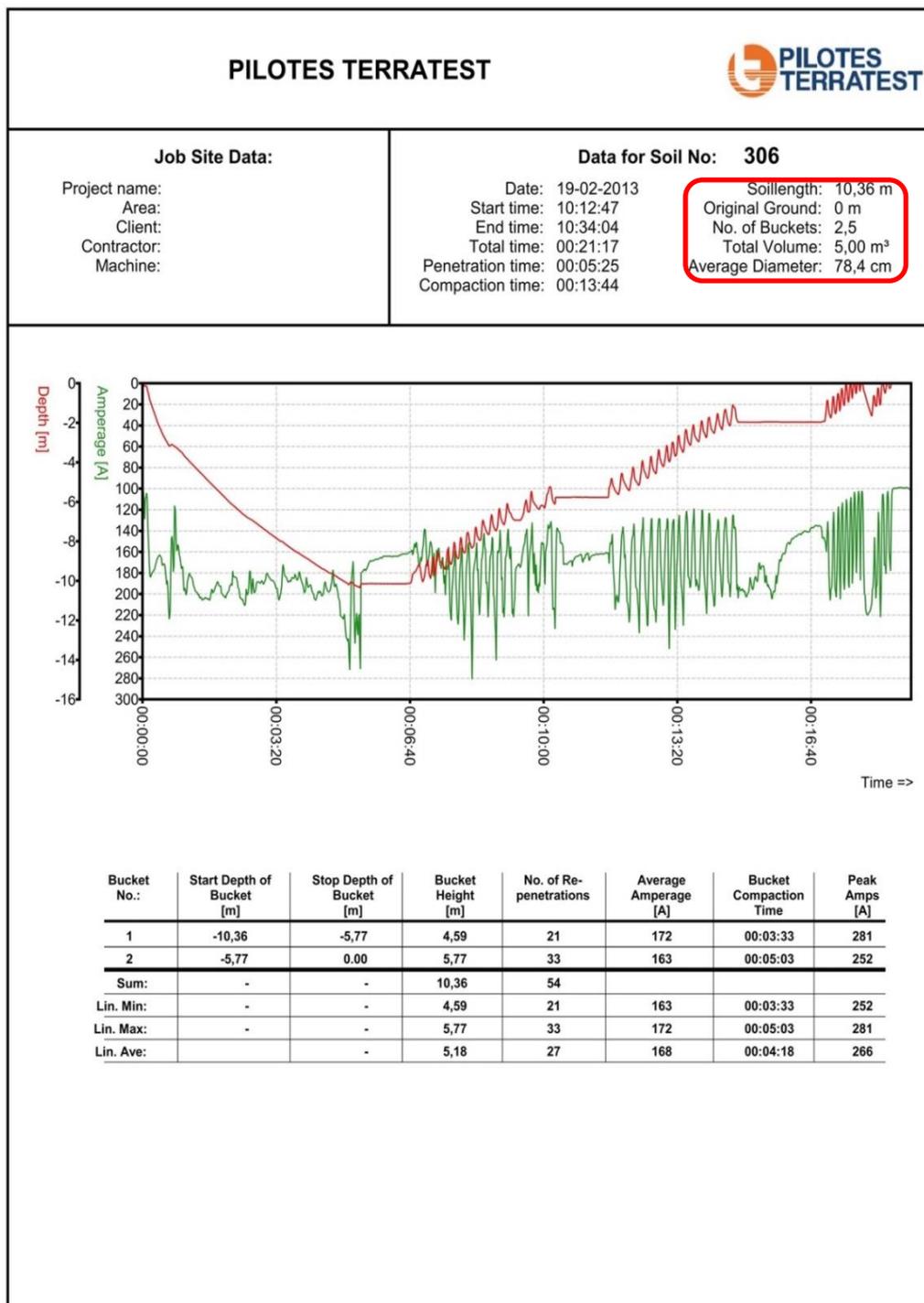


Figura N°5.10: Ejemplo del reporte de producción de la instalación de columnas de grava (Fuente: Pilotes Terratest).

En el extremo superior derecho del reporte se observan los siguientes datos:

- ✓ Profundidad de hincado: 10.36 m.
- ✓ N° de Tolvas: 2.50 m.
- ✓ Volumen: $2.5 * 2.0 = 5.0 \text{ m}^3$.
- ✓ Diámetro: $\sqrt{\frac{4 * 5}{\pi * 10.36}} = 0.784 \text{ m}$.

En la parte central se muestra la gráfica de la profundidad y el amperaje empleado por el equipo en función al tiempo de vibración.

El máximo valor del amperaje fue de 281A a la profundidad de 10.36 m. lo cual indica que a ese nivel se encuentra un terreno de mayor resistencia que no permite la vibración del equipo.

5.3 CONTROL DE CALIDAD.

El control de calidad tendrá como punto de inicio la realización de pruebas de campo, en las cuales se ejecutarán 6 columnas utilizando los mismos procedimientos, equipos y materiales descritos en este capítulo, se realizará un ensayo SPT en el centro del área de prueba para determinar los factores de mejoras alcanzados. La instalación de columnas de grava no se podrá ejecutar hasta que la supervisión no haya aprobado estos ensayos.

La grava empleada debe cumplir con las especificaciones técnicas determinadas en el presente proyecto. A continuación, se realiza una breve descripción de estos ensayos, no obstante, en el Anexo N°4 se puede encontrar un mayor detalle de los resultados obtenidos.

a) Análisis granulométrico por tamizado:

De acuerdo a las especificaciones técnicas el tamaño de la grava debe estar entre 8 y 32mm con el objetivo de obtener un alto ángulo de fricción en las columnas. Los resultados arrojaron los valores siguientes.

Tamiz	% Que pasa
1"	100.00%
3/4"	55.40%
1/2"	22.80%
3/8"	4.50%
4mm	1.50%
10mm	0.00%

Se observa que el 100% de partículas tiene un tamaño menor a 25.4mm y que el 98.5% tiene un tamaño superior a los 4mm con lo cual la grava a utilizar fue aprobada por la supervisión.

b) Gravedad específica y absorción de los agregados:

Los resultados fueron los siguientes:

- ✓ Peso específico (base seca) = 2.676 ton/m³
- ✓ Peso específico (base saturada) = 2.694 ton/m³
- ✓ Peso aparente (base seca) = 2.730 ton/m³
- ✓ % Absorción = 0.68%

c) Durabilidad:

El ensayo se realizó utilizando sulfato de magnesio en concordancia con la norma ASTM C 88-05 "Standard test method for soundness of aggregate by use of sodium sulfate or magnesium sulfate".

El porcentaje de pérdida obtenido fue de 1.02%.

d) Abrasión - Máquina de los Ángeles:

De acuerdo a las especificaciones técnicas la abrasión del material debe ser menor a 35%. El ensayo se realizó en concordancia a la norma ASTM C 131-03 "Stándar test method for resistance to abrasión and impact the angeles machine".

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

- ✓ Peso Total = 5,005gr.

- ✓ Peso después del ensayo = 4,193gr.
- ✓ Pérdida después del ensayo = 812gr.
- ✓ Porcentaje de pérdida Obtenido = 16.20%

5.4 MEDIDAS DE SEGURIDAD, SALUD OCUPACIONAL Y PROTECCIÓN AL MEDIO AMBIENTE.

5.4.1 Seguridad y Salud Ocupacional.

Los trabajos realizados han sido controlados bajo criterios de seguridad y protección al medio ambiente, así mismo en lo que concierne a seguridad se ha realizado la identificación de peligros y evaluación de riesgos a través de la matriz IPER, la cual se presenta en el Anexo N°07, en ella se determinaron los riesgos altos siguientes:

- a) Caída de cargas.
- b) Caída de accesorios durante la perforación.
- c) Exposición al ruido.
- d) Accidente de personas durante el suministro de material.

Para mitigar estos riesgos se han propuesto las medidas de control siguientes

- a) Caída de cargas:
 - Todas las grúas deben contar con certificación, así mismo el operador y el Rigger deben estar calificados, certificados y con licencia apta.
 - Antes de iniciar una operación de elevación se debe delimitar toda la zona de influencia con conos de tráfico o cordón de señalización.
 - Verificar que todos los ganchos de grúa cuenten con el pestillo de seguridad.
 - Realizar el levantamiento de maniobra de acuerdo con la capacidad de carga de la grúa respetando el factor de seguridad y el uso de la tabla para calcular la carga de la grúa.

- Señalizar la zona de influencia de la maniobra utilizando malla naranja y signos de tipo preventivo (peligro de carga suspendida) y prohibitivos (pase prohibido bajo carga).
- Acordonar el área considerando el radio de giro de la grúa.
- El personal de guardia apoyará, mediante uso de silbato, a dirigir el tráfico vehicular o tránsito de personas fuera de la zona de elevación durante la maniobra.

b) Caída de accesorios durante la perforación:

- Antes del inicio de las operaciones de perforación se debe marcar el área de trabajo fuera de la gama de operaciones.
- Asignar personal de guardia si es necesario, para evitar el tránsito de personal no autorizado al área de trabajo.

c) Exposición al ruido:

- Es obligatorio el uso de protectores auditivos tipo tapón o una taza.
- Todo el personal debe contar con el examen médico ocupacional revisado por el médico de la obra.

d) Accidente de personas durante el suministro de material:

- Inspeccionar las unidades de señalización para evitar el tránsito de peatones en los caminos de equipos y unidades.
- Mantener una distancia mínima de 3m. entre peatones y vehículos.
- Se debe contar con vigías ubicados en las zonas críticas.
- Aplicación de la conducción defensiva en todo momento, los conductores y los operadores deben cumplir con los límites de sus velocidades máximas para el proyecto.

5.4.2 Medio Ambiente.

Los impactos al medio ambiente están relacionados con el suministro, acarreo y acopio del material de cantera. Realizada la identificación y evaluación de aspectos e impactos ambientales, se ha determinado que los principales aspectos son los siguientes:

- Generación de material desintegrado (polvo).
- Consumo de recursos naturales (material de cantera).
- Consumo de agua para mitigación de polvo.
- Generación de residuos.

Los vehículos deberán transitar por zonas previamente humedecidas para evitar la generación de polvo para lo cual también se deberá llevar un control de riego y el material deberá llegar cubierto con malla de protección, el tránsito interno debe hacerse a una velocidad que minimice en lo posible toda emisión de polvo.

El material de grava deberá ser de buena calidad libre de contaminación y de cumplimiento de los estándares de calidad apropiados para el proyecto. De igual modo deberá cumplir con los estándares de calidad ambiental para protección del aire y el manejo de residuos sólidos y líquidos.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1 CONCLUSIONES.

- En 31 de los 32 casos analizados ocurre el fenómeno de licuación, la profundidad promedio es de 12 m. En consecuencia, es necesario optar por un método de mejoramiento con el objetivo de mitigar el potencial de licuación ante un evento sísmico.
- Un método de estabilización del depósito de arena potencialmente licuable, es la instalación de columnas de grava, la cual disipa la presión de poros generada por una carga cíclica tan rápido como ésta se genera.
- El diámetro de las columnas suele oscilar entre 0.80 y 1.20 m., ello depende del tipo de suelo, resistencia al corte no drenado y técnica de vibración, para este proyecto el diseño recomienda emplear diámetros de 0.80 m., no obstante el diámetro real ejecutado se debe medir a partir del consumo de grava y la profundidad de hincado.
- El diseño de columnas de grava debe garantizar el drenaje completo de toda el área potencialmente licuable. Esto se obtiene al considerar que cada columna logra drenar un cilindro cuyo radio es igual al espaciamiento efectivo $b = 0.525 * E$ en casos de malla triangular.
- Adicionalmente a la mitigación del potencial de licuación, las columnas de grava permiten incrementar la resistencia de la estructura del suelo, calculado por métodos empíricos que cuantifican los valores de resistencia del conjunto suelo – columna y controlan los asentamientos; como el “Método de Priebe” (1995).
- La aplicación de las técnicas de vibrosustitución y vibrodesplazamiento son más eficaces en los suelos cuyo porcentaje de finos son superiores a 15%, ya que los finos reaccionan muy poco ante las vibraciones en comparación a las gravas, en este sentido la mejora del suelo se obtiene a partir del volumen reemplazado.

6.2 RECOMENDACIONES.

- La granulometría, plasticidad, naturaleza de finos, compacidad y nivel freático, son los factores geotécnicos más importantes para generar licuación, por ello se recomienda supervisar adecuadamente el análisis de estas características durante la investigación geotécnica.
- Se recomienda realizar un *Á*lisis de Licuación en todos los estratos de arenas con nivel freático elevado.
- Los métodos simplificados son una herramienta muy usual en el análisis de licuación, la más actual de ellas es el método N.C.E.E.R. (National Center for Earthquake Engineering Research), no obstante, se recomienda usar los métodos precedentes para comprobación de los resultados.
- El método Seed & Booker (1977) está basado en la alta capacidad de la grava para drenar el flujo de agua, por ello se recomienda usar un material cuya permeabilidad sea por lo menos 200 veces mayor a la permeabilidad de la arena, así mismo se recomienda una grava con granulometría uniforme y cuyo tamaño se encuentre entre 8 y 32mm para asegurar un ángulo de fricción interna de aproximadamente 40°.
- Se recomienda trabajar con malla triangular equilátera, ya que la distancia al punto más desfavorable o lejano (centro geométrico) es menor, así mismo son los más favorables para el control de productividad.
- El método de Seed & Booker (1977) fue revisado y actualizado por G.D. Bouckovalas en el año 2009, por ello se recomienda realizar el diseño con ambos métodos y evaluar los resultados.

BIBLIOGRAFÍA.

- Alva J. (1998), "Soil liquefaction in Perú, CISMID, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Alva J. (2002), "Dinámica de suelos", Post Grado Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Armijo, G. (2004), "Inyecciones de baja movilidad en terrenos kársticos", Jornadas Técnicas 4ª Sesión: Mejora del terreno mediante inyecciones y Jet Grouting, Madrid, España.
- Ayala Alarco (2010), "Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos de la Ciudad de Tambo de Mora", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Balaam, J.R. Booker, "Analysis of rigid rafts supported by granular piles", School of Civil Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia.
- Bergado D.T., Anderson L.R., Miura N. (1996), "Soft Ground Improvement in Lowland and other Enviroments", ASCE Press.
- Bouckovalas G.D., Papadimitriou A.G., Niarchos D. (2009), "Gravel Drains for the Remediation of Liquefiable Sites: The Seed & Booker (1977) Approach Revisited", Taylor & Francis Group, London, U.K.
- Braja M. Das (1999), "Fundamentos de Ingeniería Geotecnica", California State University, California, U.S.
- Celma, J.J. (2004). "Análisis de los factores que intervienen en la técnica del Jet Grouting", Jornadas Técnicas 4ª sesión: Mejora del terreno mediante inyecciones y Jet Grouting, Madrid, España.
- Chu, C.L., low, B.K. (2009). "Reliability analysis of laterally loaded piles involving nonlinear soil and pile behaviour", Journal of Geotchnical and Geoenvironmental Engineering.
- Faracao, C. (1980). "Mejora del terreno de cimentación", Geotecnia y Cimientos III, Madrid, España.
- Greenwood & Thomson, G.H. (1984), "Ground stabilization Deep compaction and grouting". ICE Works Construction Guides, London, Inglaterra.
- Guía de Cimentaciones (2002), "Guía de cimentaciones en obras de carretera", Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Madrid, España.

- Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida y Yasuda S. (1978), "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Bases on Case Studies at Various Sites in Japan", 5th Japan Symposium on Earthquake Engineering, November, Tokyo, Japón.
- Kramer S.L. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice-Hall, University of Washington, New Jersey, U.S.
- Lukas, R.G. (1995), "Dynamic Compaction", Geotechnical Engineering Circular N°1, Federal Highway Administration.
- Mengé, P. (2007), "Surface compaction of hydraulic fills of limited thickness", Workshop Ground Improvement, Madrid, España.
- Parra Denys (1991), "Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos de la Ciudad de Chimbote", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Priebe, H. J. (1995), "The design of vibro replacement". Ground Engineering.
- Sagaseta, C. (2006). "Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno", Jornadas técnicas 6ta edición, Madrid, España.
- Seed H.B., Idriss I. M., Makdisi F., y Banerjee N. (1975), "Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses", Earthquake Engineering Research Centre, U.C. Berkeley, California, U.S.
- Seed H.B. y Booker J.R. (1977), "Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains", ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Vol 103 GT7, California, U.S.
- Seed R.B. et al (2003), "Recent advances in soil liquefaction Engineering: A Unified and consistent framework", University of California, Berkeley, California, U.S.
- Sladen J.A., D'Hollander R.D. y Krahn J. (1985), "The liquefaction of sands, a collapse surface approach", Canadian Geotechnical Journal, 22, Canadá.
- Youd T. L. et al (2001), "Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE; U.S.

ANEXOS.

- Anexo N°01: Análisis Granulométrico de las muestras obtenidas en los sondajes.
- Anexo N°02: Perfil estratigráfico por cada punto de sondaje.
- Anexo N°03: Mapa de licuación de suelos en el Perú.
- Anexo N°04: Ensayos realizados al material de grava.
- Anexo N°05: Modelo de Reportes de Producción.
- Anexo N°06: Identificación de Peligros y Evaluación de Riesgos (Matriz IPER).
- Anexo N°07: Identificación y evaluación de aspectos ambientales.
- Anexo N°08: Propiedades y ensamblaje de la Grúa Hidráulica LIEBHERR SA 853 HD.
- Anexo N°09: Propiedades de la Perforadora hidráulica BAUER BG 24H #817.
- Anexo N°10: Propiedades del Vibrador BETTERGROUND BC2.
- Anexo N°11: Panel Fotográfico de los trabajos ejecutados.

**Anexo N°01: Análisis Granulométrico de las muestras obtenidas en los
sondajes.**



**RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO
ANALISIS GRANULOMETRICO - ASTM D-422 / D-2487**

HOJA: I																																		
DE: I																																		
FECHA: 11-06-13																																		
CUADRO: 1310-06																																		
PROYECTO: CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA - FASE I UBICACIÓN: CALLAO N°: 01310																																		
CLIENTE: CONSORCIO FCC-JJC OPERADOR: E. Y. H. REVISADO: V.B.Z.																																		
SONDAJE	Prof. (m)	Porcentaje Acumulado que Pasa la Malla											LL %	LP %	IP %	w %	SUCS	OBSERV.	Gs (grava)	Gs (finos)														
		3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	#4	#10	#20	#40									#60	#140	#200	Y (gr/cc) Hum.	Seca									
SGRS - 01	2.00 - 2.45						100.0	96.2	88.4	83.2	80.0	78.1	76.6	76.1			45	28	17		ML	/												
SGRS - 01	3.00 - 3.45								100.0	99.8	99.6	99.5	99.1	98.9			84	44	40		MH	/												
SGRS - 01	4.00 - 4.45												100.0	99.9			70	42	28		MH	/												
SGRS - 01	6.00 - 6.45								100.0	100.0	99.9	99.9	99.9	99.8			70	40	30		MH	/												
SGRS - 01	7.00 - 7.45								100.0	99.8	99.6	99.4	98.4	98.4	12.9		NP	NP	NP		SM	/												
SGRS - 01	8.00 - 8.45								100.0	99.5	99.3	98.8	96.4	43.8	11.4		NP	NP	NP		SP-SM	/												
SGRS - 01	9.00 - 9.45								100.0	100.0	100.0	99.8	97.9	43.2	18.0		NP	NP	NP		SM	/												
SGRS - 01	10.00 - 10.45								100.0	97.3	93.9	92.0	90.8	75.9	63.0		NP	NP	NP		ML	/												
SGRS - 01	12.00 - 12.45						100.0	94.2	94.2	93.0	89.7	89.6	87.5	81.1			68	45	23		ML	/												

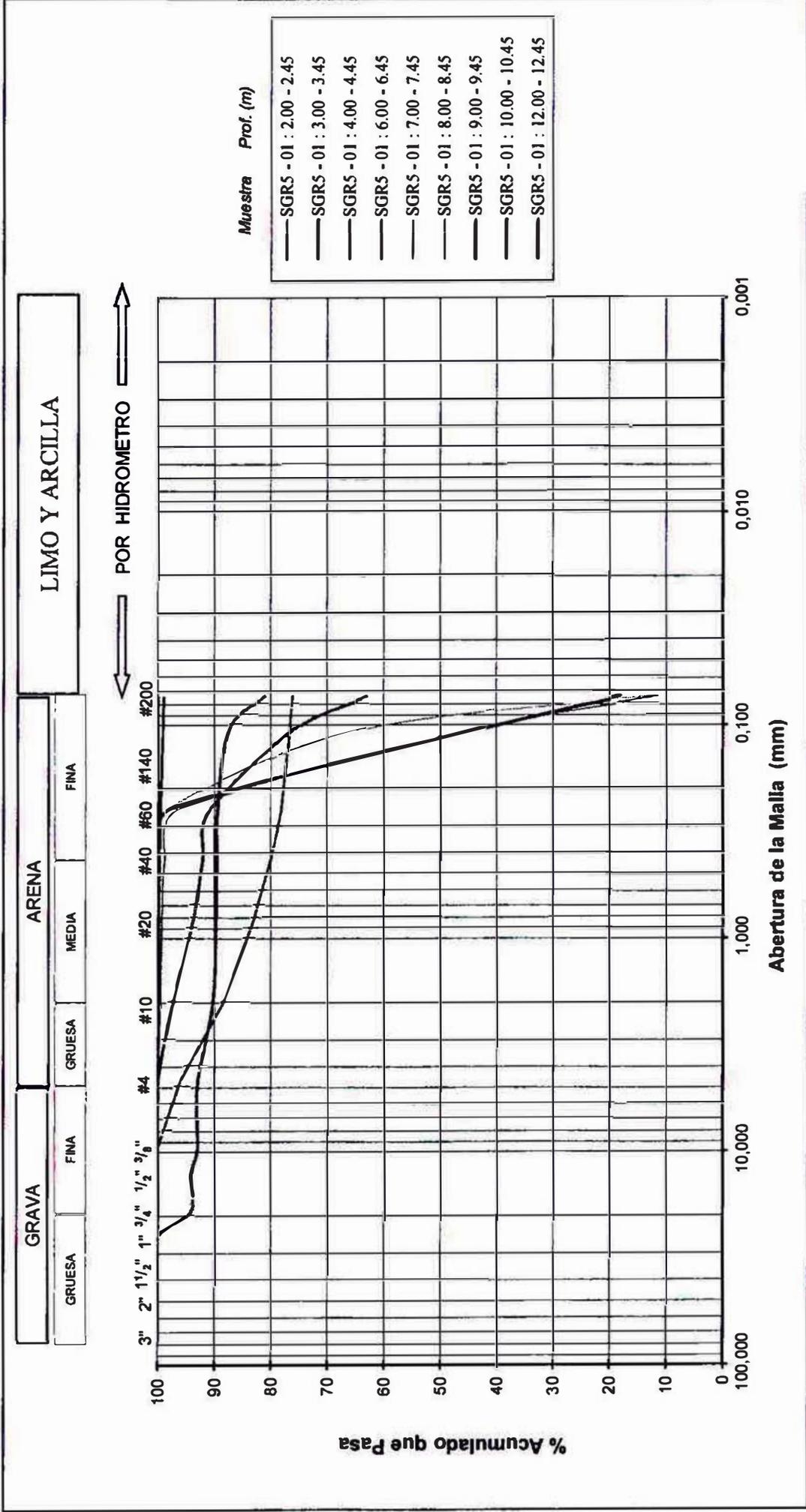
Análisis Granulométrico por Tamizado

PROYECTO : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA - FASE I

Nº : 01310

CLIENTE : CONSORCIO FCC-JIC

UBICACIÓN : CALLAO



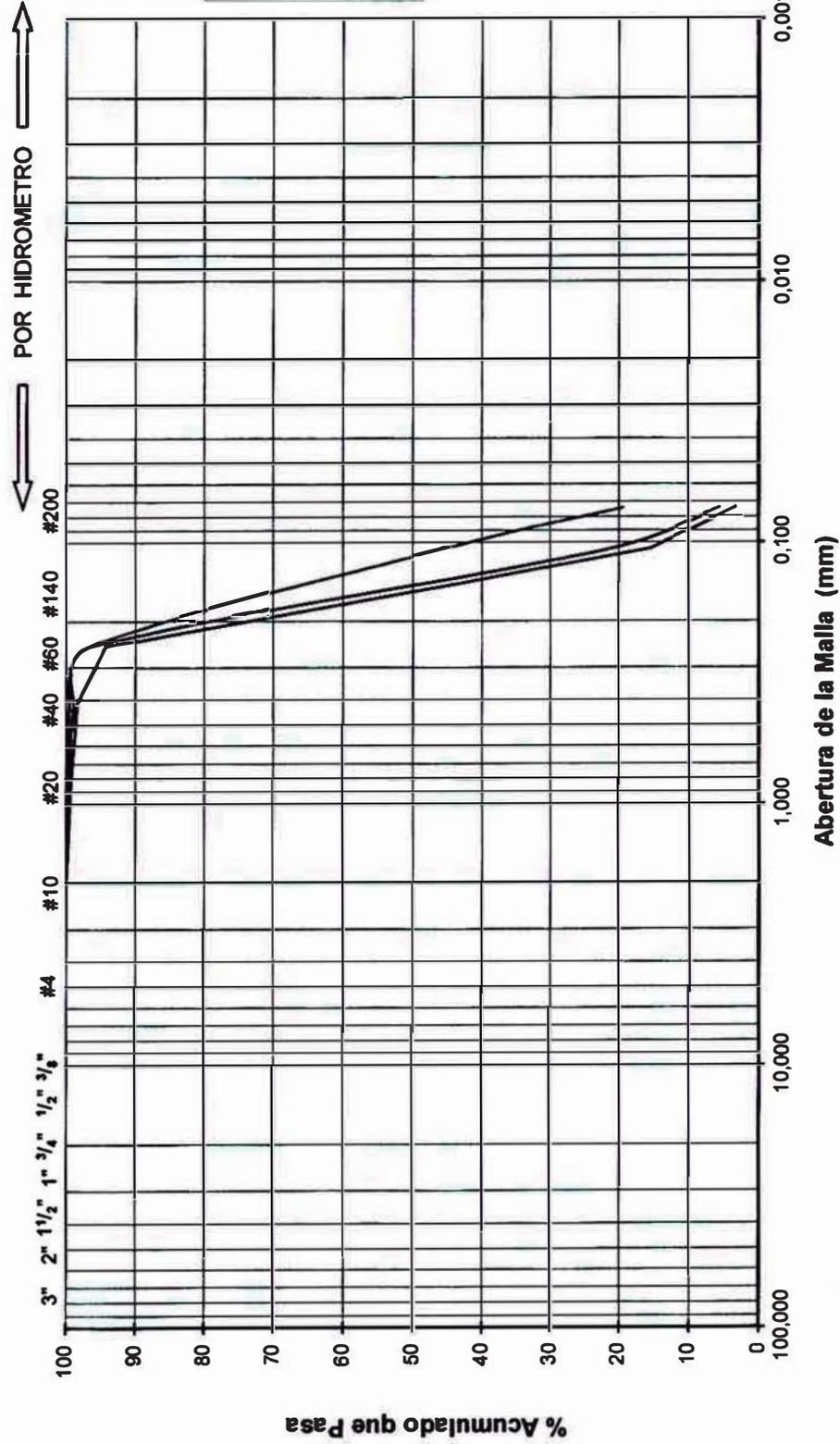
Análisis Granulométrico por Tamizado

PROYECTO : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA - FASE I

CLIENTE : CONSORCIO FCC-JJC

N° : 01310

UBICACIÓN : CALLAO



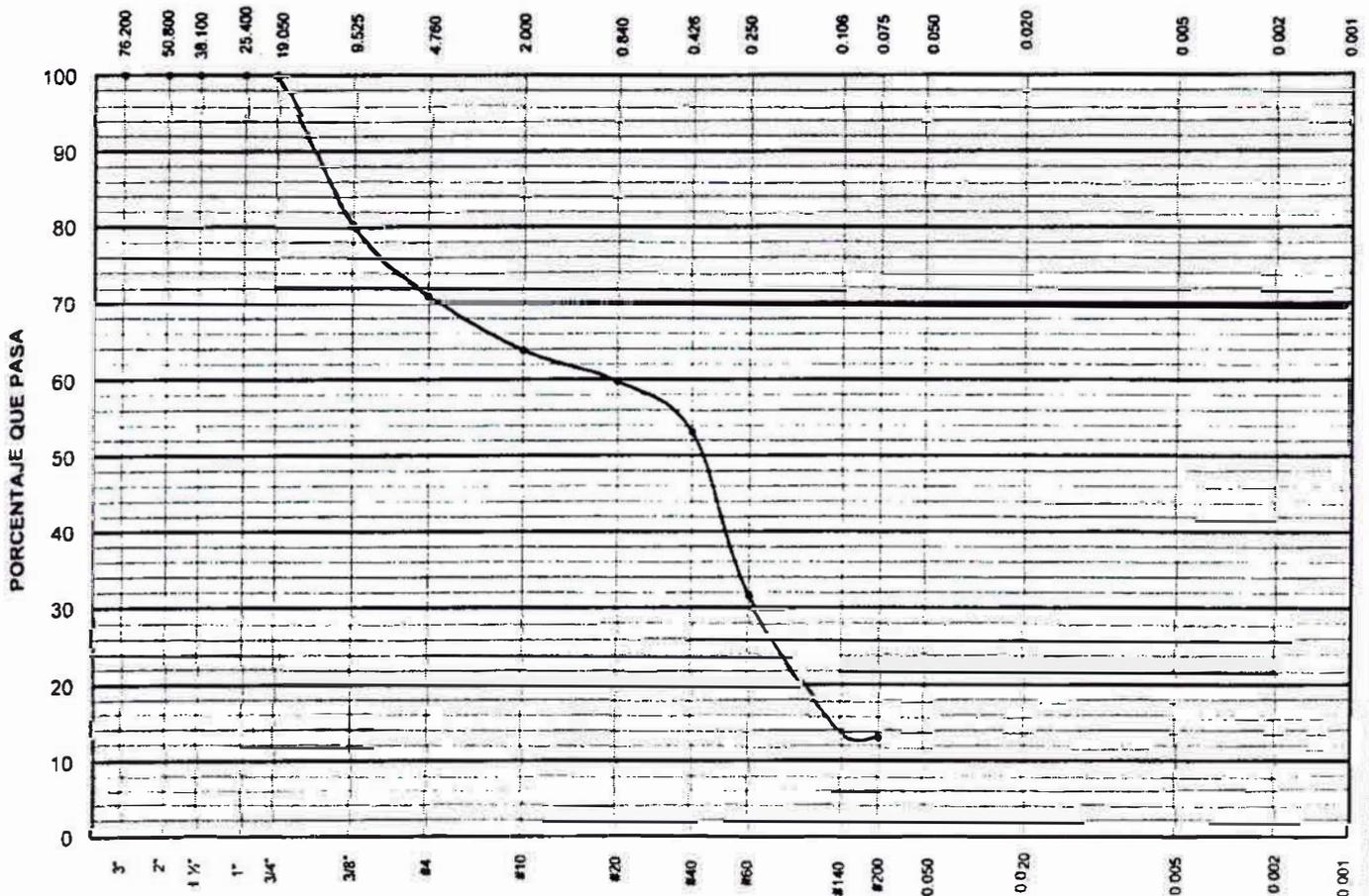
Muestra Prof. (m)

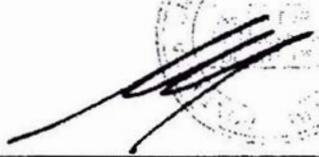
- SGR5 - 03 : 6.00 - 6.45
- SGR5 - 03 : 7.00 - 7.45
- SGR5 - 03 : 8.00 - 8.45



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	Fecha : 05-Jul-2013
Muestra : SG-06	Profundidad: 4.00-4.45 m

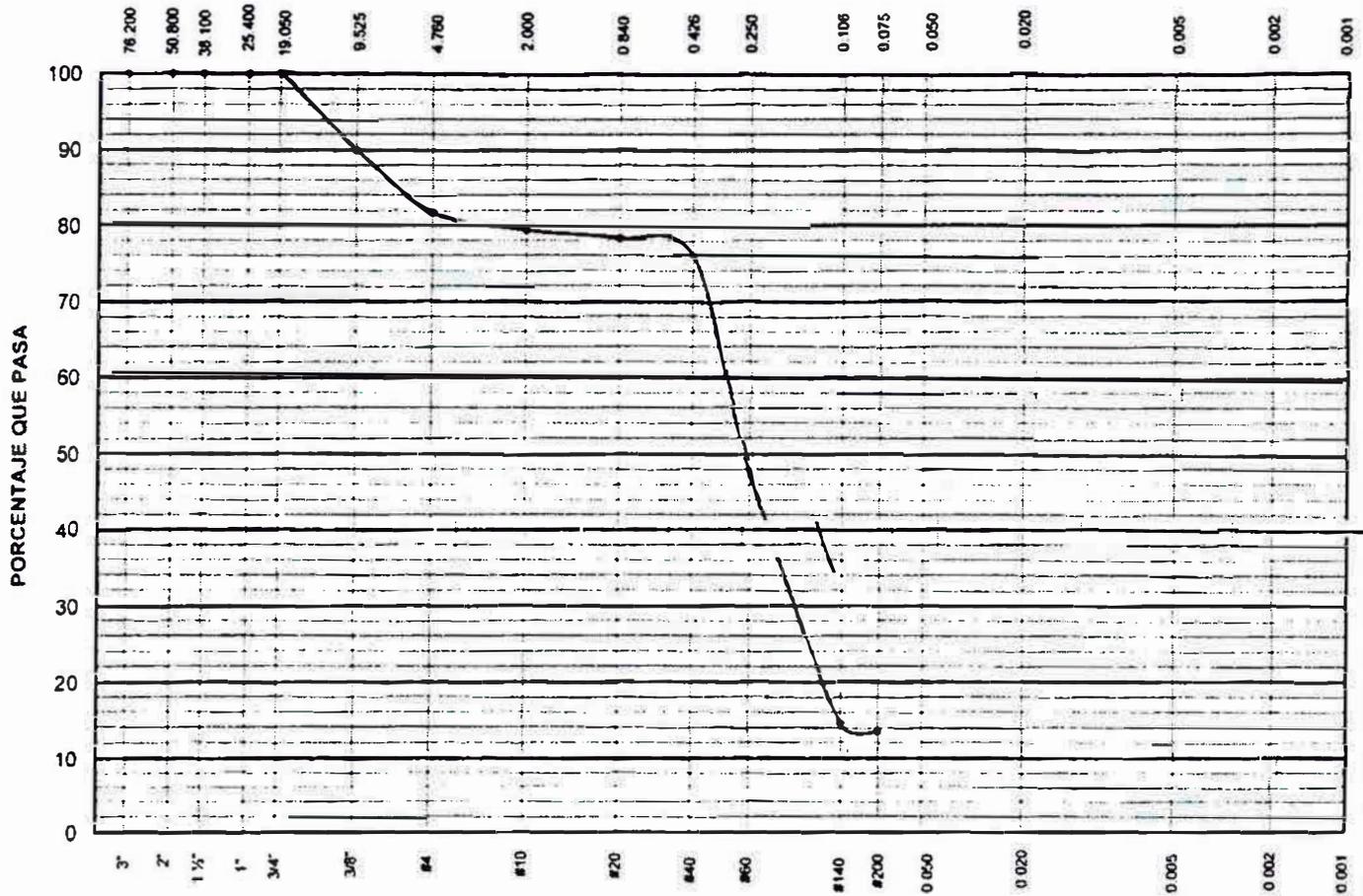


Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP = ---	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	SUCS	SM
2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	AASHTO	A-2-4
1 1/2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	 MANUEL A. OLCESE FRANZERO Ingeniero Civil CIP 12969 Jefe del Laboratorio	
1"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/4"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/8"	80.3	-----	-----	-----	-----	-----		
#4	71.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#10	63.8	-----	-----	-----	-----	-----		
#20	59.7	-----	-----	-----	-----	-----		
#40	53.2	-----	-----	-----	-----	-----		
#60	31.5	-----	-----	-----	-----	-----		
#140	14.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#200	13.4	-----	-----	-----	-----	-----		



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	Fecha : 05-Jul-2013
Muestra : SG-06	Profundidad: 7.00-7.45 m



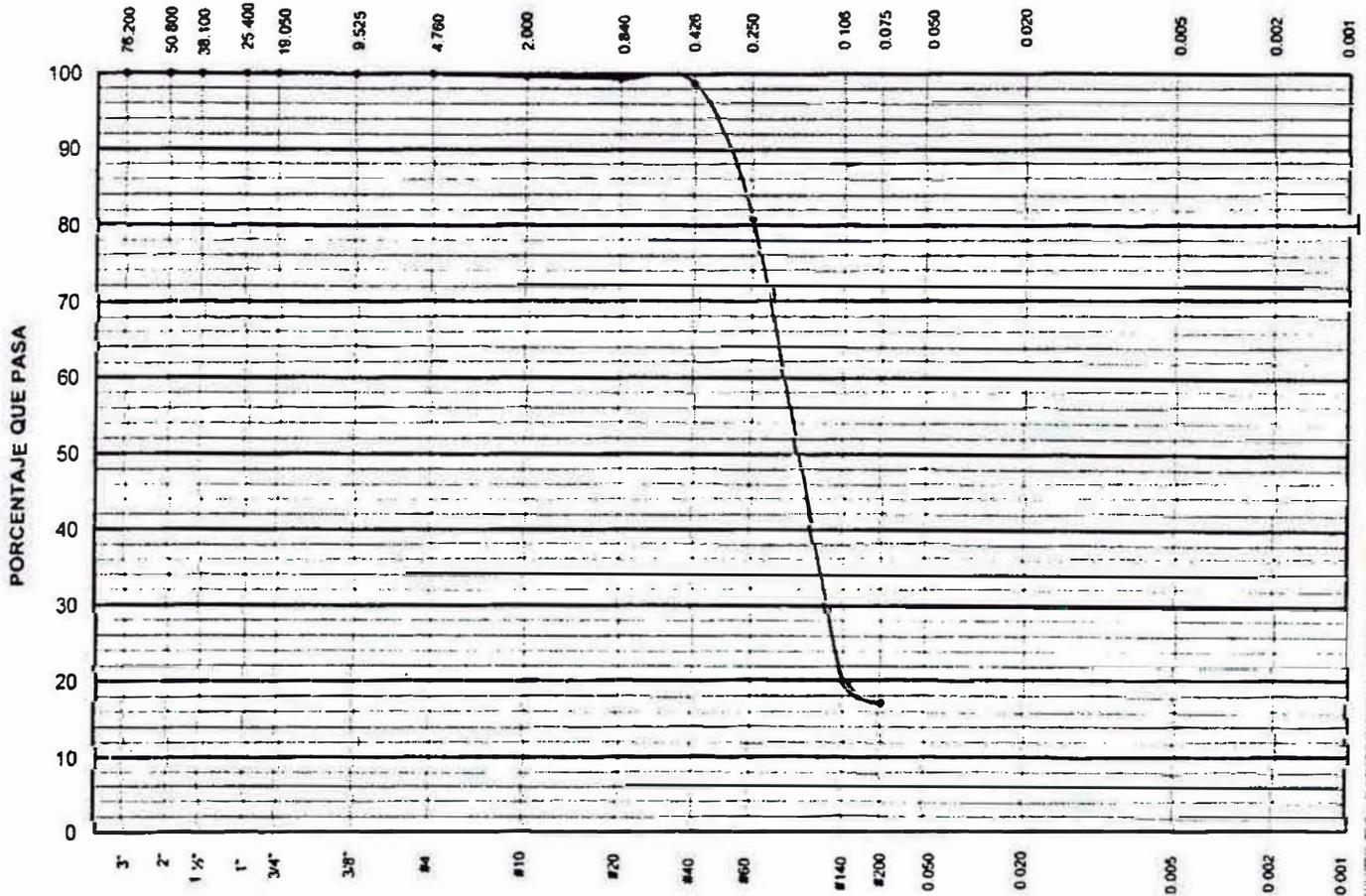
Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP = ---	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	SUCS	SM
2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	AASHTO	A-2-4
1 1/2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
1"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/4"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/8"	90.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#4	81.8	-----	-----	-----	-----	-----		
#10	79.3	-----	-----	-----	-----	-----		
#20	78.3	-----	-----	-----	-----	-----		
#40	76.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#60	47.6	-----	-----	-----	-----	-----		
#140	14.6	-----	-----	-----	-----	-----		
#200	13.6	-----	-----	-----	-----	-----		

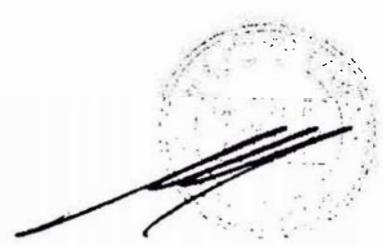


MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	Fecha : 05-Jul-2013
Muestra : SG-06	Profundidad: 9.00-9.45 m

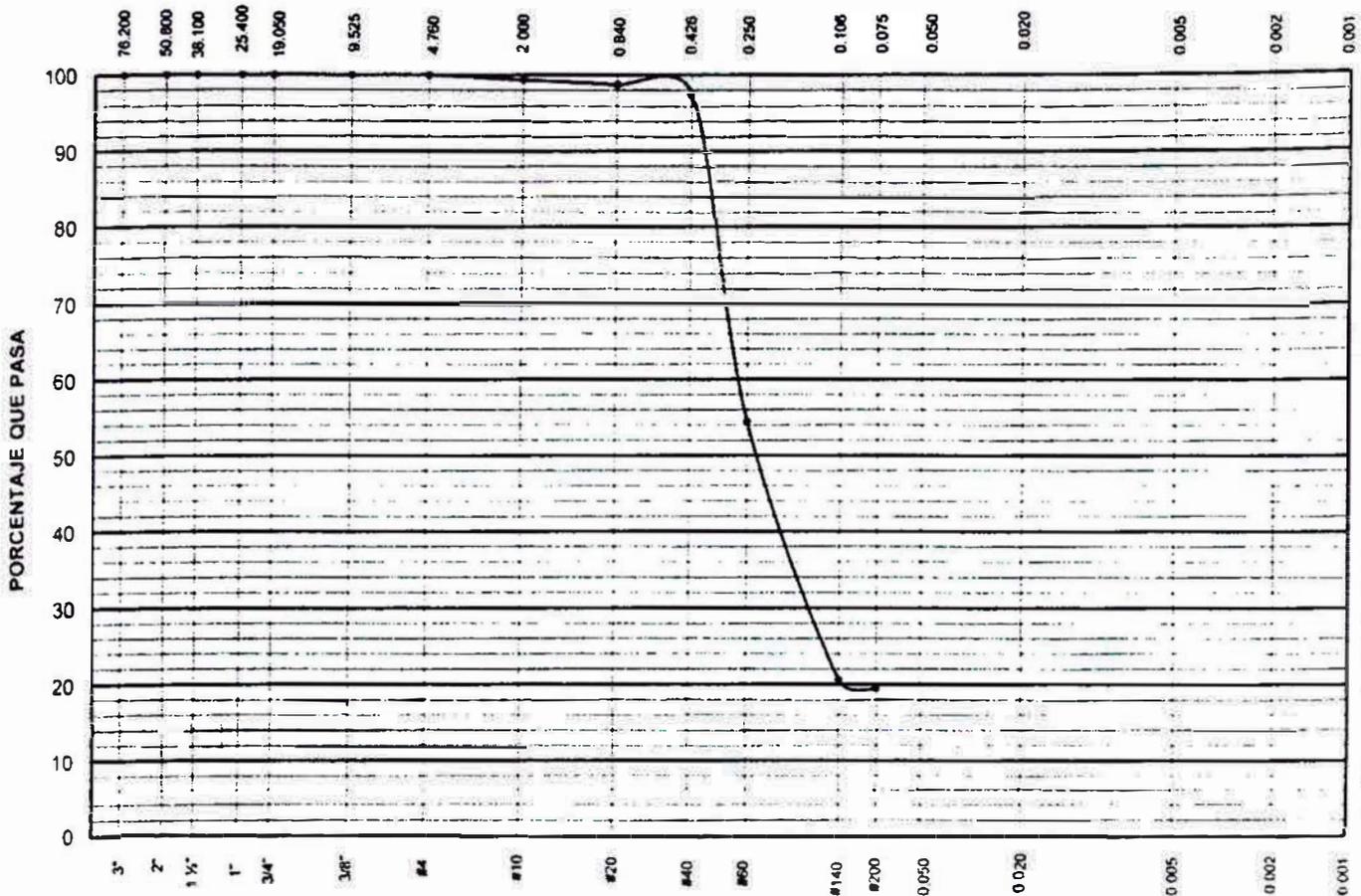


Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP = ...	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	SUCS	SM
2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	AASHTO	A-2-4
1 1/2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	 MANUEL A. OLCESE FRANZERO Ingeniero Civil CIP 12969 Jefe del Laboratorio	
1"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/4"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/8"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#4	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#10	99.7	-----	-----	-----	-----	-----		
#20	99.4	-----	-----	-----	-----	-----		
#40	98.7	-----	-----	-----	-----	-----		
#60	80.8	-----	-----	-----	-----	-----		
#140	20.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#200	17.1	-----	-----	-----	-----	-----		

13-221/3/GM/1 de 1

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	
Muestra : SG-06 Profundidad: 10.00-10.45 m	Fecha : 05-Jul-2013



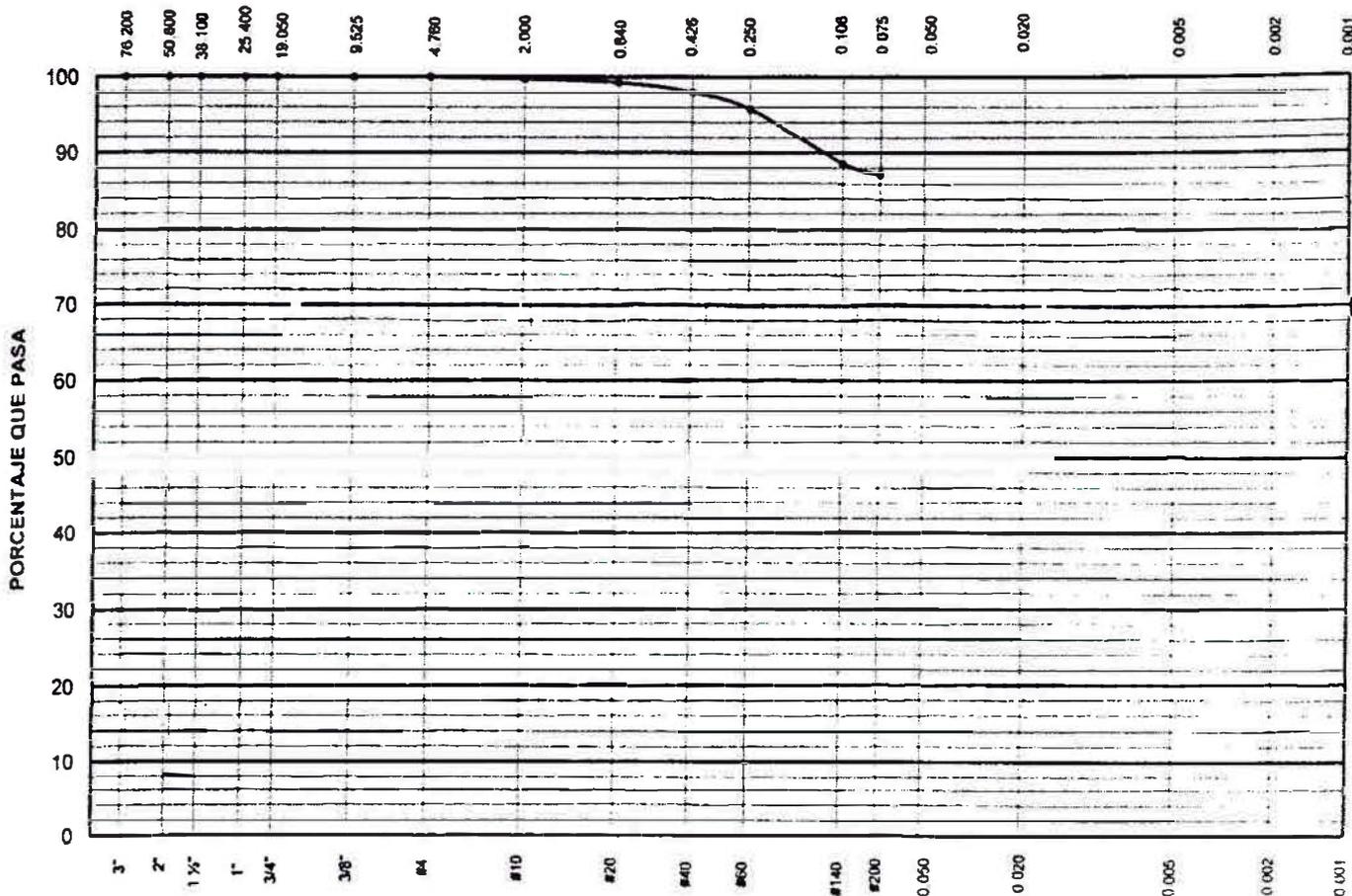
Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP = ---	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	SUCS	SM
2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	AASHTO	A-2-4
1 1/2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
1"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/4"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/8"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#4	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#10	99.3	-----	-----	-----	-----	-----		
#20	98.7	-----	-----	-----	-----	-----		
#40	97.5	-----	-----	-----	-----	-----		
#60	54.5	-----	-----	-----	-----	-----		
#140	20.6	-----	-----	-----	-----	-----		
#200	19.5	-----	-----	-----	-----	-----		

MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio

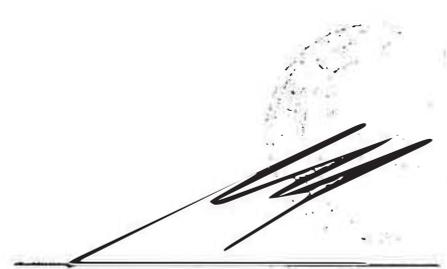


ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	
Muestra : SG-06 Profundidad: 11.00-11.45 m	Fecha : 05-Jul-2013



Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = 35	LP = 23	IP = 12	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	SUCS	CL
2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	AASHTO	A-6(9)
1 1/2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
1"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/4"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/8"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#4	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#10	99.7	-----	-----	-----	-----	-----		
#20	99.3	-----	-----	-----	-----	-----		
#40	98.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#60	95.8	-----	-----	-----	-----	-----		
#140	88.5	-----	-----	-----	-----	-----		
#200	87.2	-----	-----	-----	-----	-----		



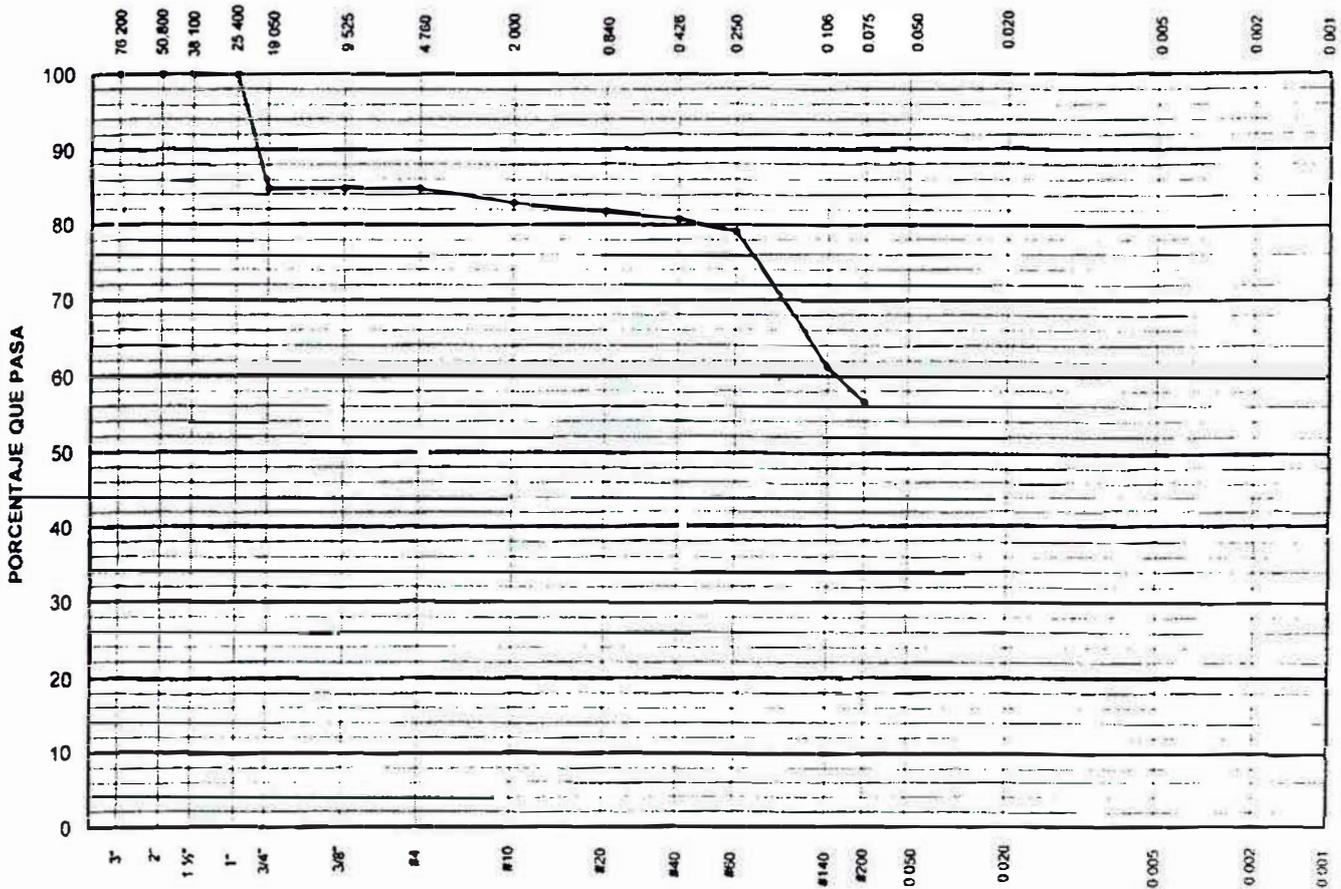
MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio

13-221/5/GM/1 de 1



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	
Muestra : SG-06	Profundidad: 12.00-12.45 m Fecha : 05-Jul-2013



Tamiz	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP = ---	CLASIFICACIÓN	
ASTM				-----	-----	-----	SUCS	ML
3"	100.0	-----	-----				AASHTO	A-4(4)
2"	100.0	-----	-----					
1 1/2"	100.0	-----	-----					
1"	100.0	-----	-----					
3/4"	84.8	-----	-----					
3/8"	84.8	-----	-----					
#4	84.8	-----	-----					
#10	82.8	-----	-----					
#20	81.7	-----	-----					
#40	80.8	-----	-----					
#60	79.1	-----	-----					
#140	61.2	-----	-----					
#200	56.5	-----	-----					

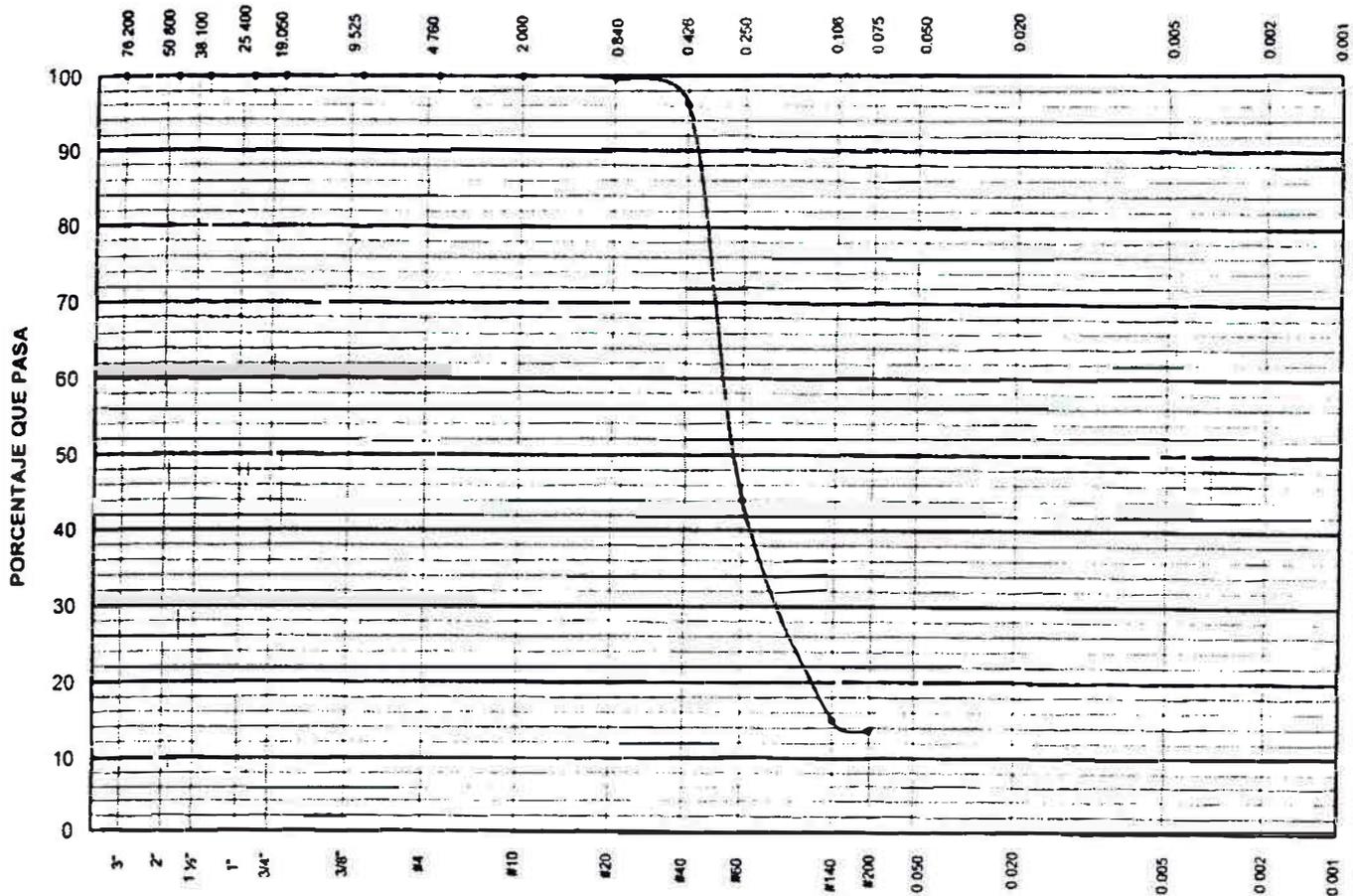


MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	Fecha : 05-Jul-2013
Muestra : SG-06	Profundidad: 8.00-8.45 m

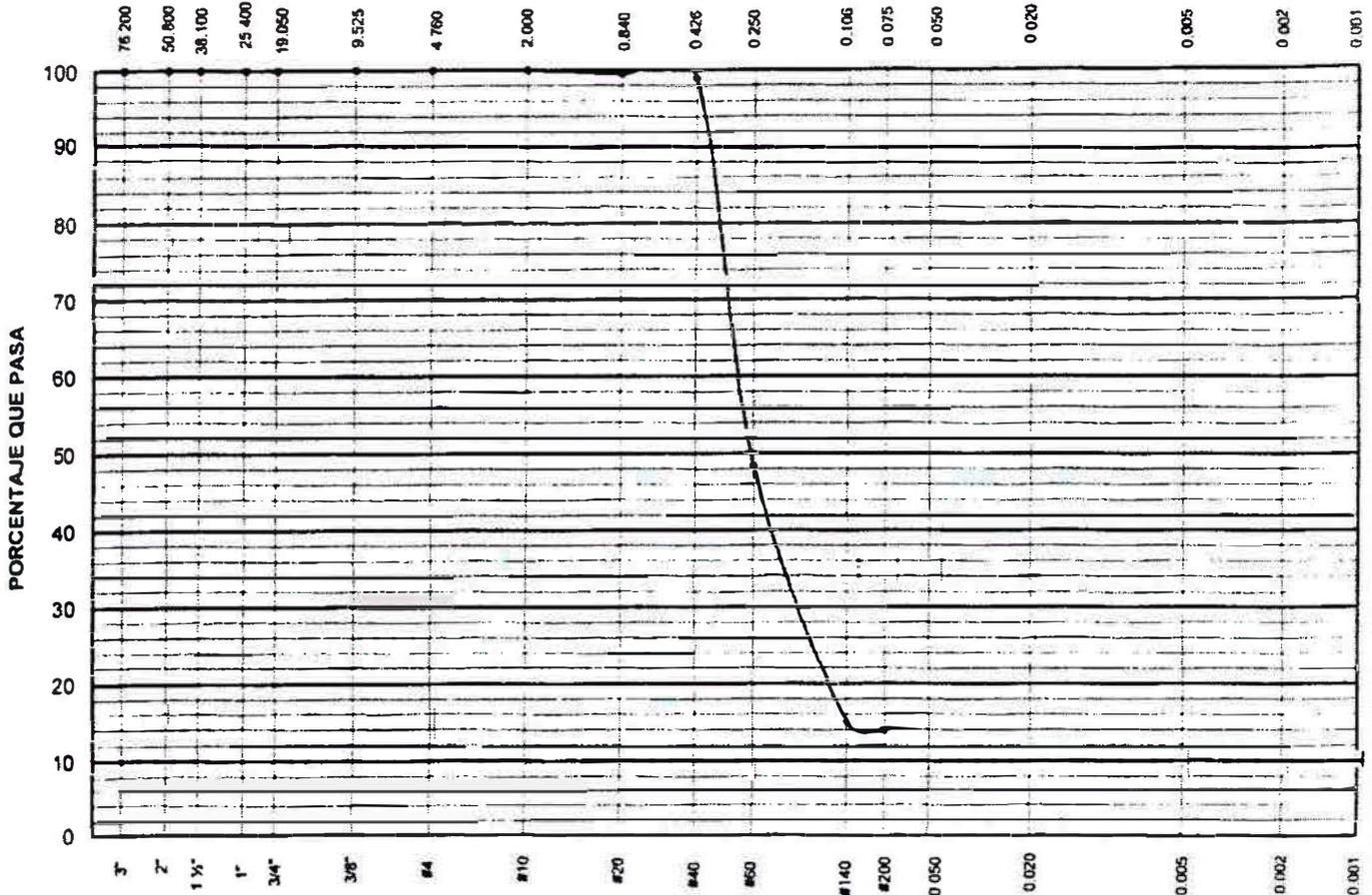


Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP = ...	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	SUCS	SM
2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	AASHTO	A-2-4
1 1/2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	<p>MANUEL A. OLCESE FRANZERO Ingeniero Civil CIP 12969 Jefe del Laboratorio</p>	
1"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/4"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/8"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#4	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#10	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#20	99.6	-----	-----	-----	-----	-----		
#40	96.2	-----	-----	-----	-----	-----		
#60	44.1	-----	-----	-----	-----	-----		
#140	14.9	-----	-----	-----	-----	-----		
#200	13.6	-----	-----	-----	-----	-----		



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

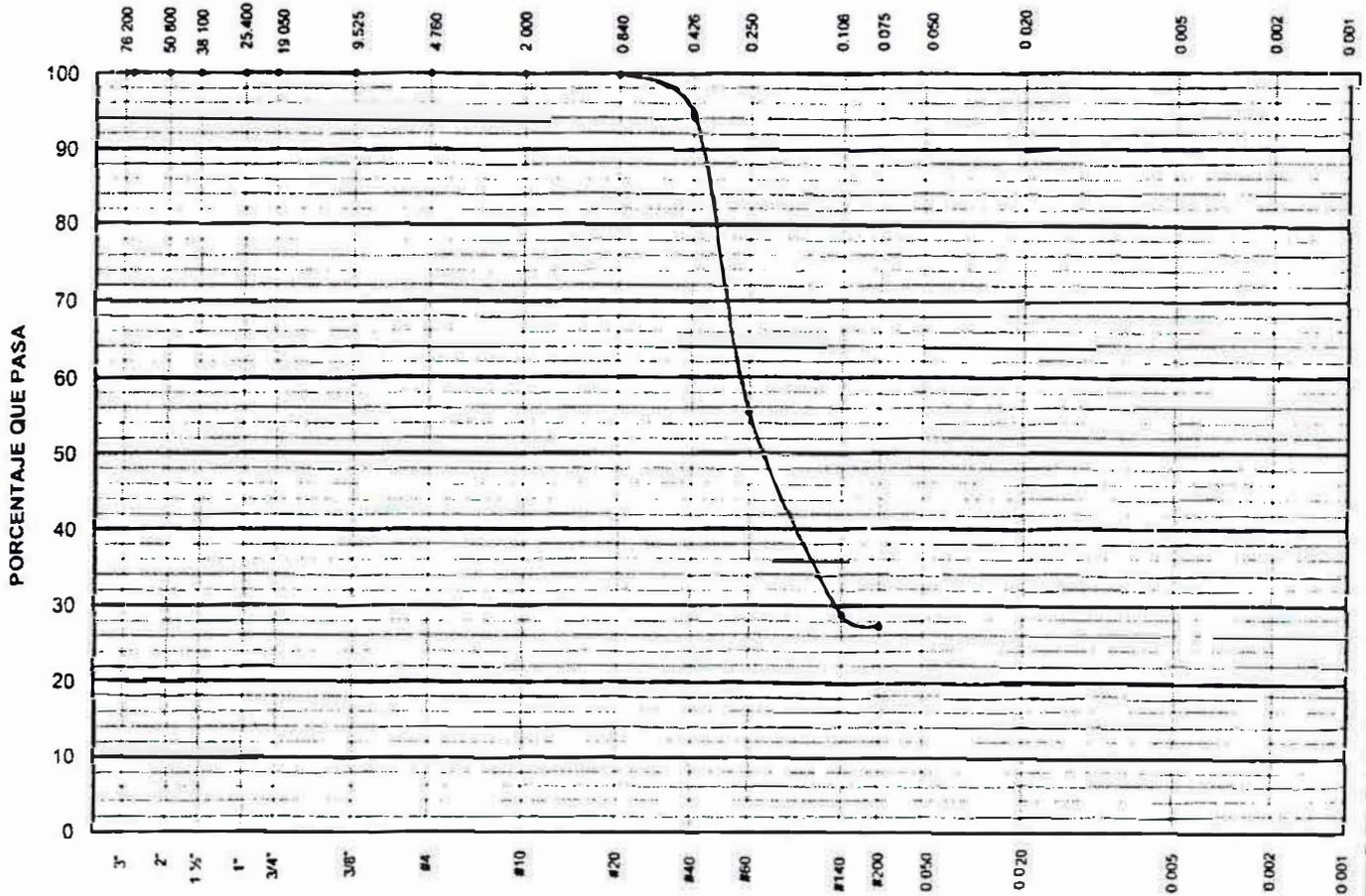
Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	
Muestra : SGR5-04	Profundidad: 5.00-5.45 m
	Fecha : 05-Jul-2013



Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP = --	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	SUCS	SM
2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	AASHTO	A-2-4
1 1/2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	 MANUEL A. OLCESE FRANZERO Ingeniero Civil CIP 12969 Jefe del Laboratorio	
1"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/4"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/8"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#4	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#10	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#20	99.5	-----	-----	-----	-----	-----		
#40	99.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#60	48.5	-----	-----	-----	-----	-----		
#140	15.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#200	14.0	-----	-----	-----	-----	-----		

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	
Muestra : SGR5-04 Profundidad: 6.00-6.45 m	Fecha : 05-Jul-2013

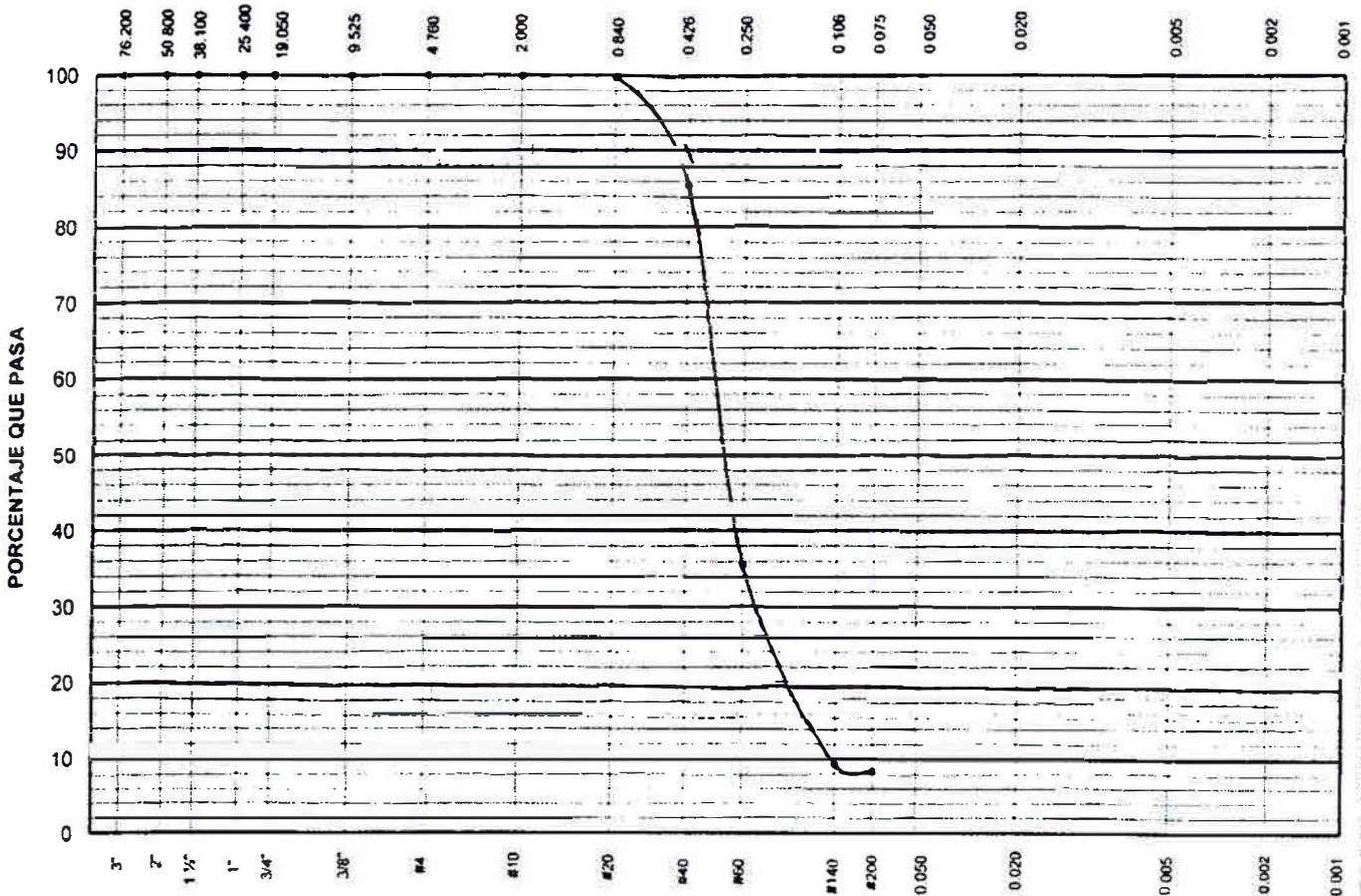


Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP = ---	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	SUCS	SM
2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	AASHTO	A-2-4
1 1/2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
1"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/4"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/8"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#4	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#10	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#20	99.9	-----	-----	-----	-----	-----		
#40	94.6	-----	-----	-----	-----	-----		
#60	55.5	-----	-----	-----	-----	-----		
#140	28.9	-----	-----	-----	-----	-----		
#200	27.3	-----	-----	-----	-----	-----		

MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	Fecha : 05-Jul-2013
Muestra : SGR5-04	Profundidad: 7.00-7.45 m

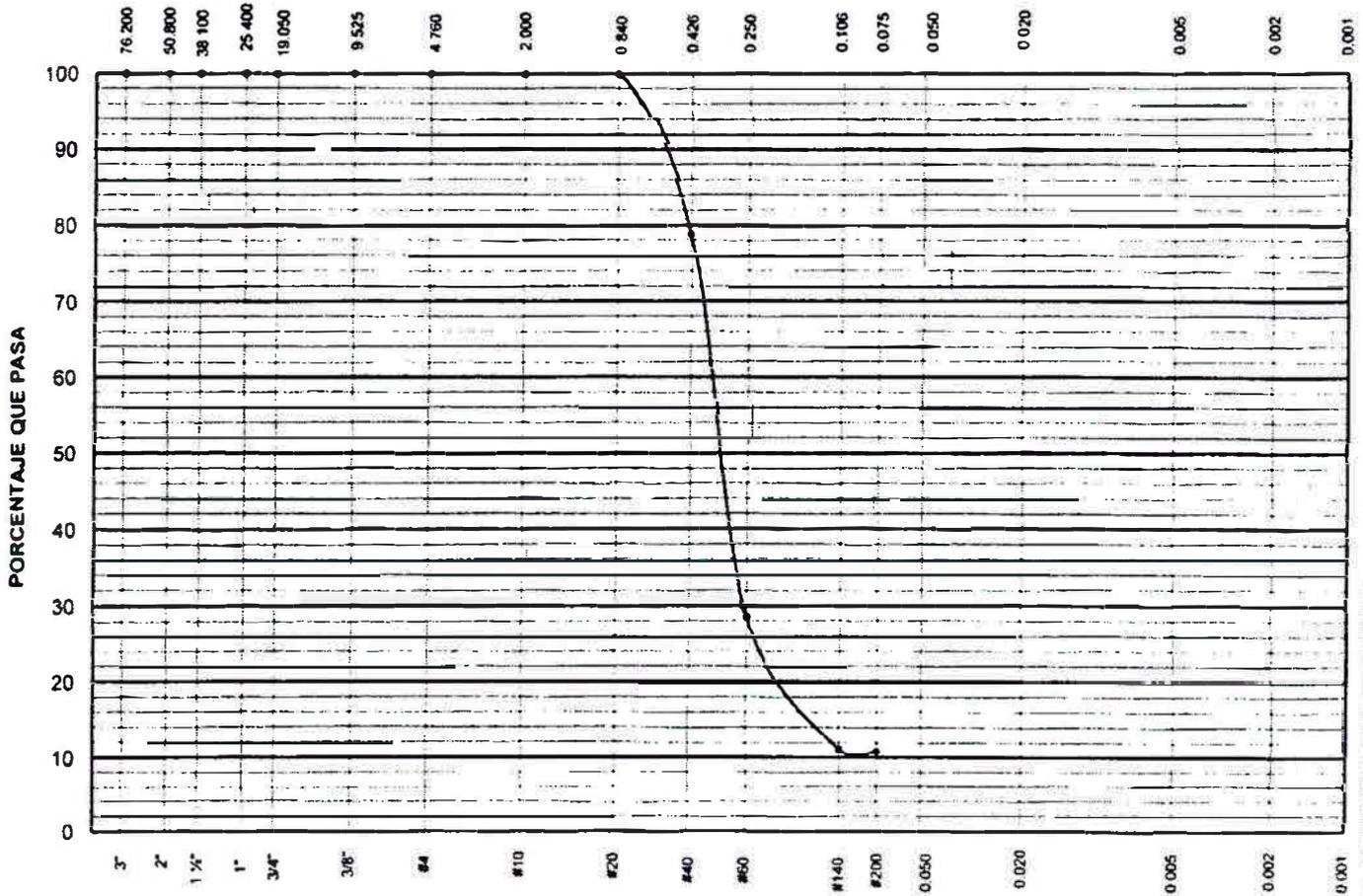


Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP = ---	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	SUCS	SP-SM
2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	AASHTO	A-2-4
1 1/2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	 MANUEL A. OLCESE FRANZERO Ingeniero Civil CIP 12969 Jefe del Laboratorio	
1"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/4"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/8"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#4	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#10	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#20	99.8	-----	-----	-----	-----	-----		
#40	85.4	-----	-----	-----	-----	-----		
#60	35.6	-----	-----	-----	-----	-----		
#140	9.2	-----	-----	-----	-----	-----		
#200	8.3	-----	-----	-----	-----	-----		

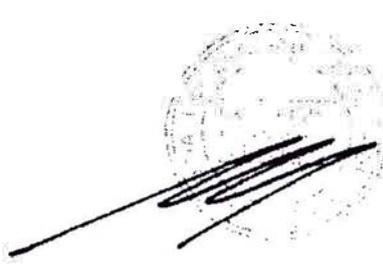


ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	
Muestra : SGR5-04	Profundidad: 8.00-8.45 m
	Fecha : 05-Jul-2013



Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP = --	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	SUCS	SP-SM
2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	AASHTO	A-2-4
1 1/2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
1"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/4"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/8"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#4	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#10	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#20	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#40	78.8	-----	-----	-----	-----	-----		
#60	28.5	-----	-----	-----	-----	-----		
#140	11.2	-----	-----	-----	-----	-----		
#200	10.9	-----	-----	-----	-----	-----		



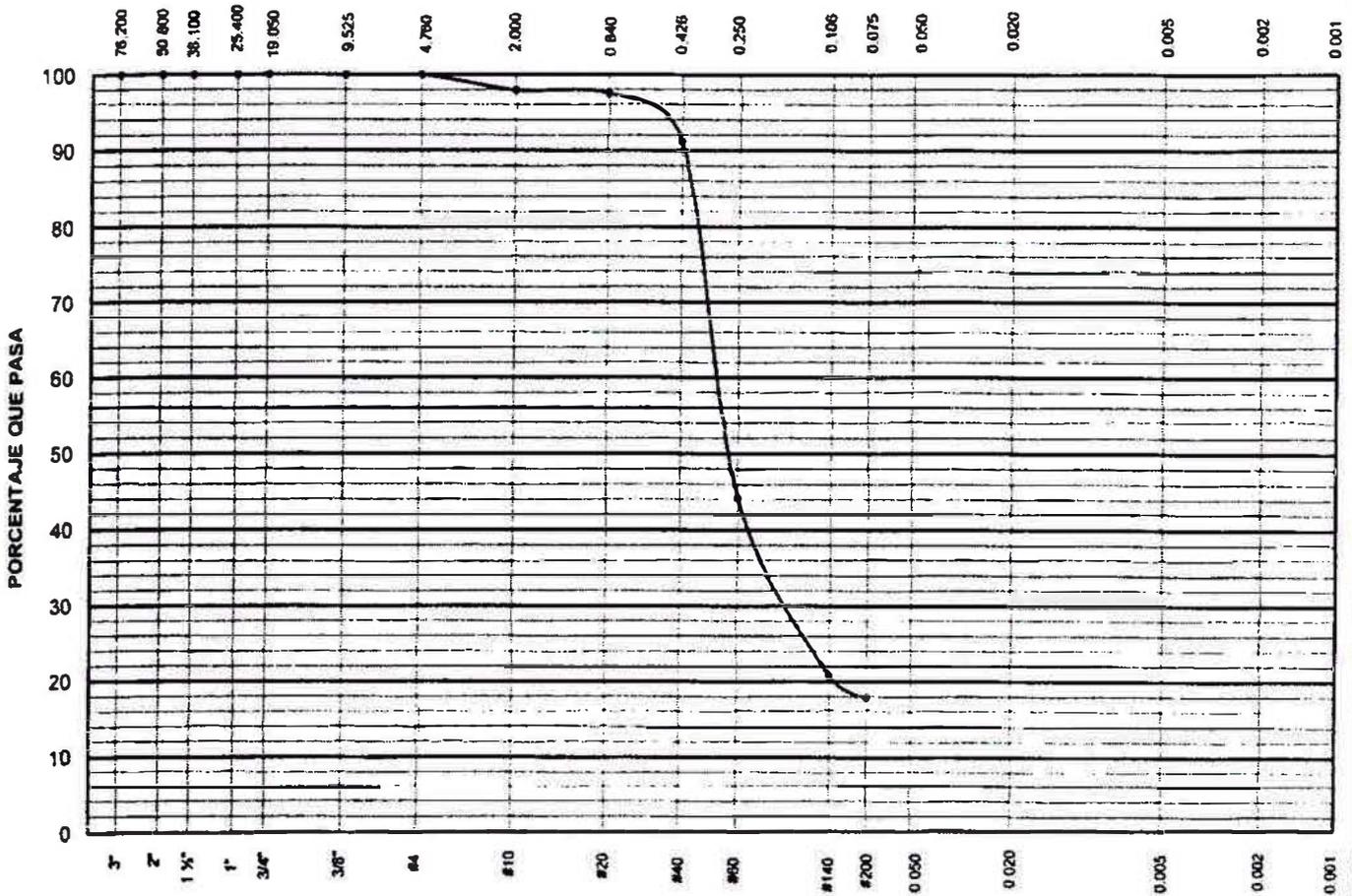
MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio

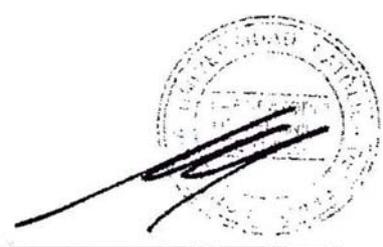
13-221/11/GM/I de 1



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante : MR & ASOCIADOS S.A.C.	Expediente 13-221
Proyecto : CAMPAÑA GEOTÉCNICA COMPLEMENTARIA FASE I APM TERMINALS	Fecha : 05-Jul-2013
Muestra : SGR5-04	Profundidad: 9.00-9.45 m



Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP = --	CLASIFICACIÓN	
3"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	SUCS	SM
2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	AASHTO	A-2-4
1 1/2"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----	 MANUEL A. OLCESE FRANZERO Ingeniero Civil CIP 12969 Jefe del Laboratorio	
1"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/4"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
3/8"	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#4	100.0	-----	-----	-----	-----	-----		
#10	97.9	-----	-----	-----	-----	-----		
#20	97.5	-----	-----	-----	-----	-----		
#40	91.2	-----	-----	-----	-----	-----		
#60	44.3	-----	-----	-----	-----	-----		
#140	20.8	-----	-----	-----	-----	-----		
#200	17.8	-----	-----	-----	-----	-----		

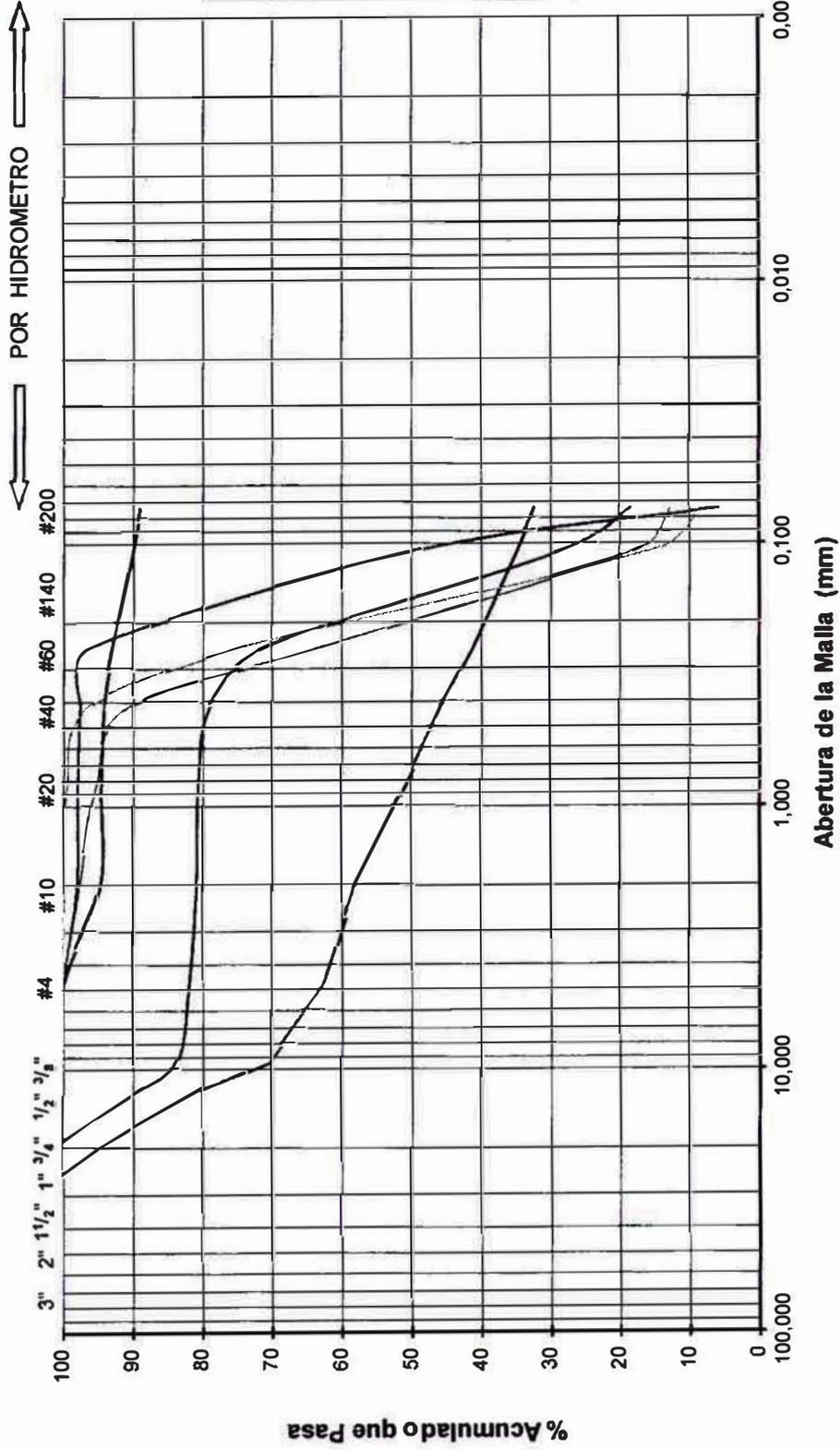
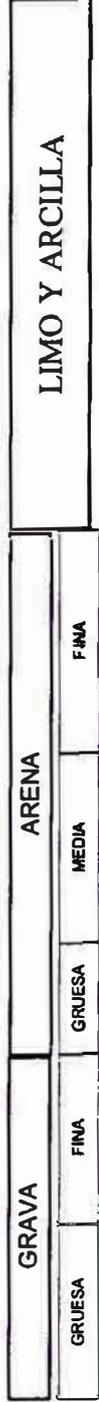
Análisis Granulométrico por Tamizado

PROYECTO : CAMPAÑA GEOTÉCICA COMPLEMENTARIA - FASE I

N° : 01310

CLIENTE : CONSORCIO FCC-JJC

UBICACIÓN : CALLAO



Anexo N°02: Perfil estratigráfico por cada punto de sondaje.



PROYECTO: **Campaña Geotécnica Complementaria FASE I**

CLIENTE: **CONSORCIO FCC JJC**

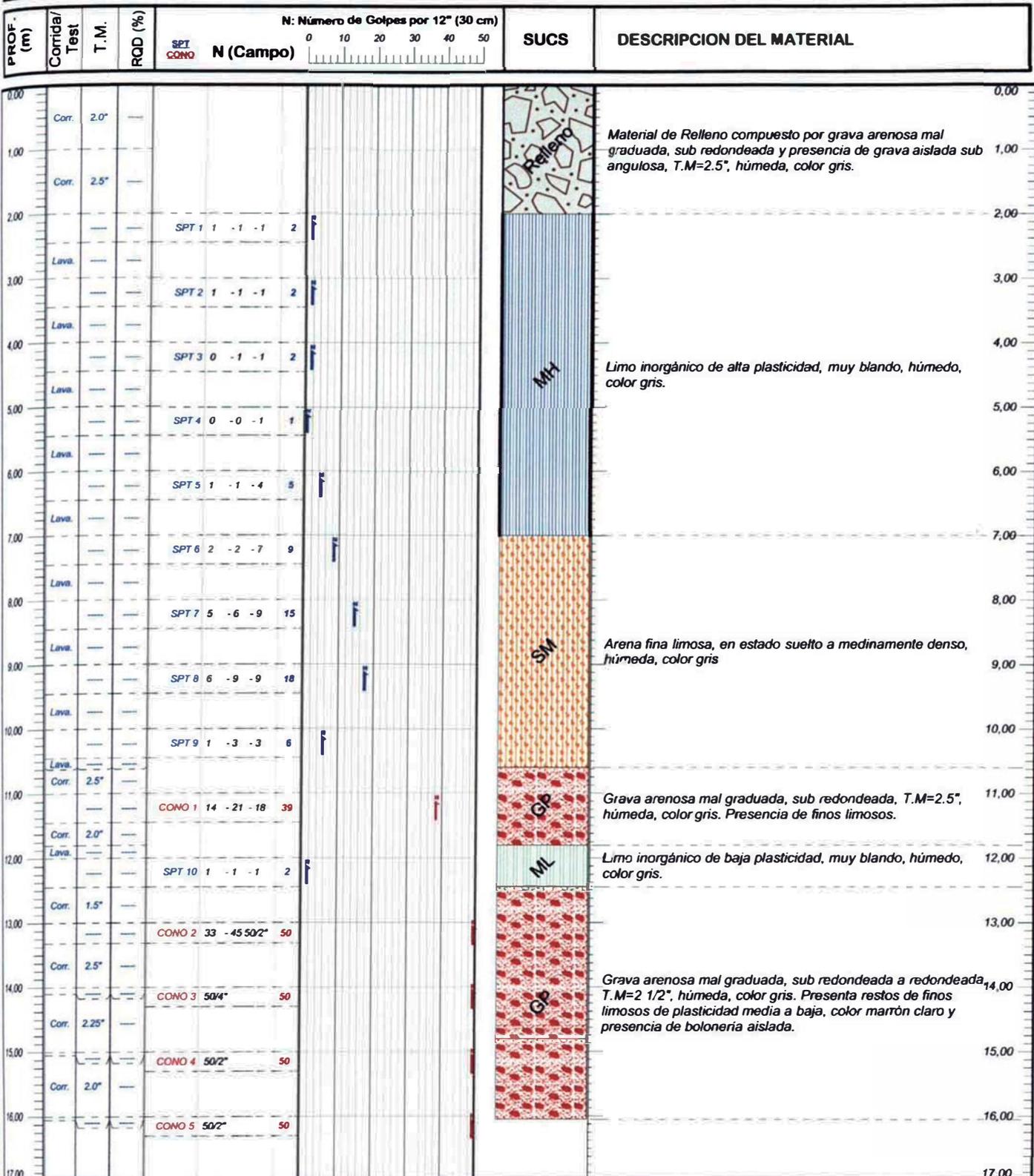
UBICACION: **APM TERMINALS CALLAO**

SONDEO :

SGR5-01

Hoja : **1 de 1**

Periodo de Perforación:	06/22/2013 - 09/24/2013	Método de Perforación:	ROTATIVO WIRELINE	Profundidad Investigada:	15,3 m
Perforado por:	D.S.G.	Registrado por:	C.A.S.	Revisado por:	J.G.O.
Coordenadas:	E: 266868,023 N: 8667310,617	Nivel Freático:	1,52 m.s.n.m.	Cota de Punto de Perforación:	2,72 m
Máquina Perforadora:	JOY-II	Líneas de Perforación:	HQ, HW	Inclinación c/ Horizontal:	- 90°
Complemento / Ensayos del sondeo:	SPT/CONOS			Lámina:	1310-07



SPT : Standard Penetration Test RQD : Rock Quality Designation
 Cono : Ensayo de Cono Estandar Corr : Corrida
 (*) : ENSAYO DE CONO CONTINUO, N GOLPES POR CADA 6" (15 cm)



PROYECTO: Campaña Geotécnica Complementaria FASE I

CLIENTE: CONSORCIO FCC JJC

UBICACION: APM TERMINALS CALLAO

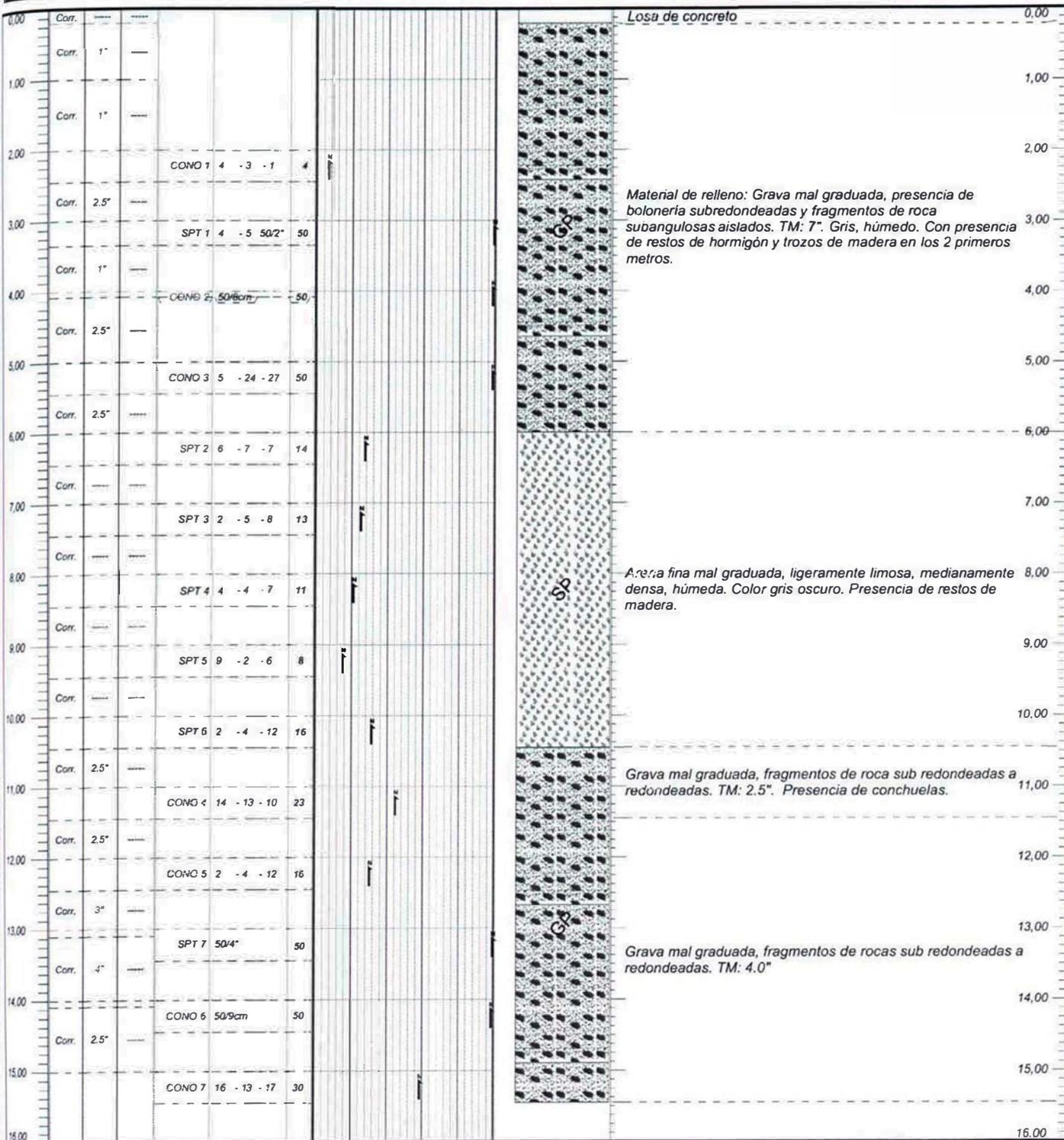
SONDEO :

SGR5-03

Hoja : 1 de 1

Periodo de Perforación:	6/10/2013 - 6/12/2013	Método de Perforación:	ROTATIVO WIRELINE	Profundidad Investigada:	15,45 m
Perforado por:	D.S.G.	Registrado por:	C.A.S.	Revisado por:	J.G.O.
Coordenadas:	E: 266880,022 N: 8667342,1	Nivel Freático:	1,15 m.s.n.m.	Cota de Punto de Perforación:	2,746 m
Máquina Perforadora:	JOY-II	Líneas de Perforación:	HQ, HW	Inclinación c/ Horizontal:	- 90°
Complemento / Ensayos del sondeo:	SPT/CONOS			Lámina:	1310-08

PROF. (m)	Corrida/ Test	T.M.	RQD (%)	N: Número de Golpes por 12" (30 cm)		SUCS	DESCRIPCION DEL MATERIAL
				SPT CONO	N (Campo)		



SPT : Standard Penetration Test RQD : Rock Quality Designation
 Cono : Ensayo de Cono Estandar Corr : Corrida
 (*) : ENSAYO DE CONO CONTINUO, N GOLPES POR CADA 6" (15 cm)



PROYECTO: Campaña Geotécnica Complementaria FASE I

CLIENTE: CONSORCIO FCC JJC

UBICACION: APM TERMINALS CALLAO

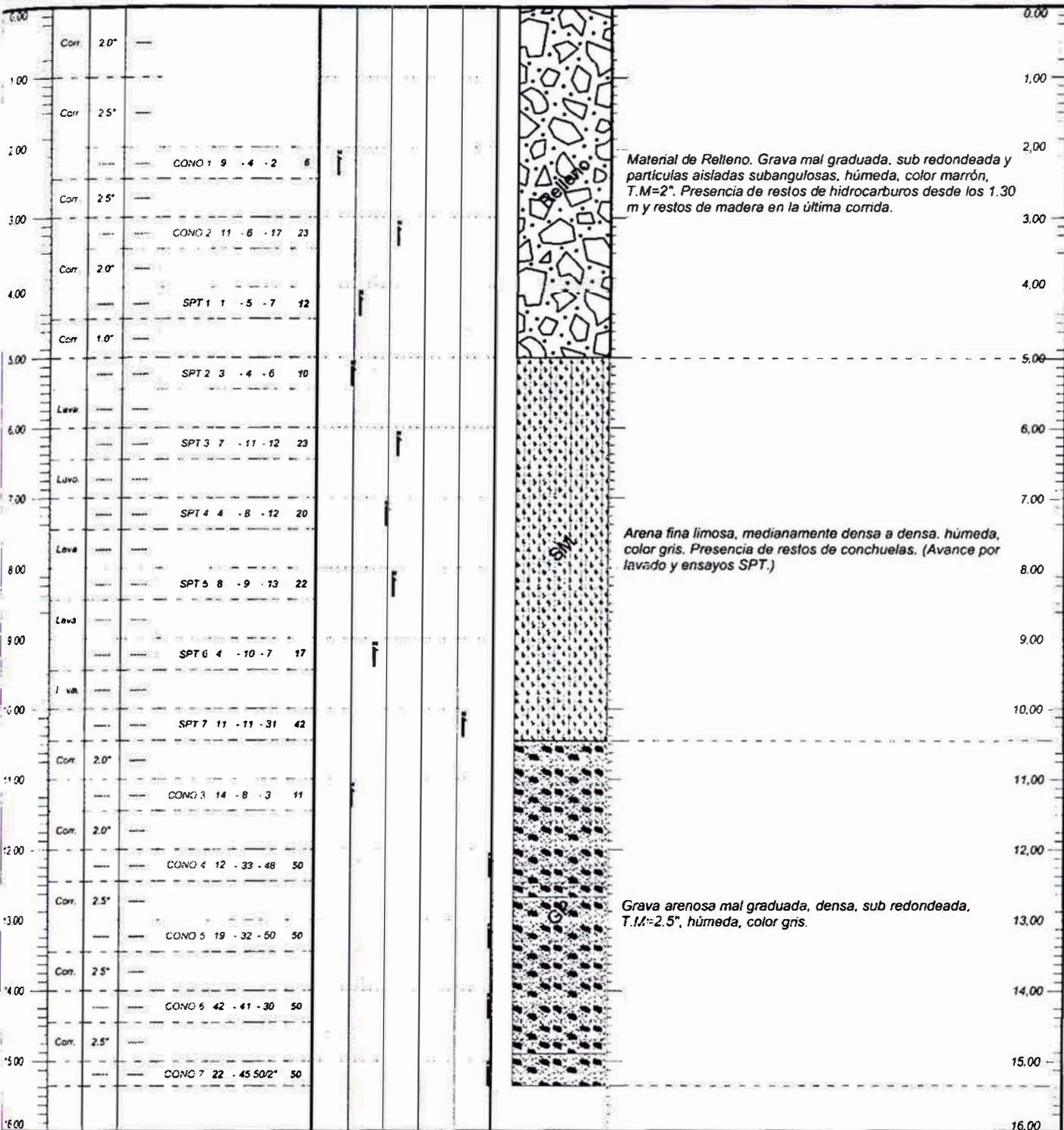
SONDEO :

SGR5-04

Hoja : 1 de 1

Periodo de Perforación:	06/18/2013 - 09/20/2013	Método de Perforación:	ROTATIVO WIRELINE	Profundidad Investigada:	15,35 m
Perforado por:	D.S.G.	Registrado por:	C.A.S.	Revisado por:	J.G.O.
Coordenadas:	E: 266904,803 N: 8667355,389	Nivel Freático:	1,69 m.s.n.m.	Cota de Punto de Perforación:	2,789 m
Máquina Perforadora:	JOY-II	Líneas de Perforación:	HQ, HW	Inclinación c/ Horizontal:	- 90°
Complemento / Ensayos del sondeo:	SPT/CONOS			Lámina:	1310-09

PROF. (m)	Corrida/ Test	T.M.	RQD (%)	N: Número de Golpes por 12" (30 cm)					SUCS	DESCRIPCION DEL MATERIAL
				SPT CONO	N (Campo)					



SPT : Standard Penetration Test RQD : Rock Quality Designation
 Cono : Ensayo de Cono Estandar Corr : Corrida
 (*) : ENSAYO DE CONO CONTINUO, N GOLPES POR CADA 6" (15 cm)



PROYECTO: **Campaña Geotécnica Complementaria FASE I**

CLIENTE: **CONSORCIO FCC JJC**

UBICACION: **APM TERMINALS CALLAO**

SONDEO :

SGR5-05

Hoja : **1 de 1**

Periodo de Perforación:	6/6/2013 - 6/9/2013	Método de Perforación:	ROTATIVO WIRELINE	Profundidad Investigada:	17,45 m
Perforado por:	D.S.G.	Registrado por:	C.A.S.	Revisado por:	J.G.O.
Coordenadas:	E: 266920,565 N: 8667371,231	Nivel Freático:	1,32 m.s.n.m.	Cota de Punto de Perforación:	2,818 m
Máquina Perforadora:	JOY-II	Líneas de Perforación:	HQ, HW	Inclinación c/ Horizontal:	- 90°
Complemento / Ensayos del sondeo:	SPT/CONOS			Lámina:	1310-10

PROF. (m)	Corrida/ Test	T.M.	RQD (%)	N: Número de Golpes por 12" (30 cm)		SUCS	DESCRIPCION DEL MATERIAL
				SPT CONO	N (Campo)		

PROF. (m)	Corrida/ Test	T.M.	RQD (%)	SPT CONO	N (Campo)	SUCS	DESCRIPCION DEL MATERIAL
0,00	Corr.						Losa de concreto.
0,00	Corr. 1.5"						Grava arenosa, ligeramente arcillosa (retorno de agua con presencia de finos arcillosos), mal graduada, sub redondeada, húmeda, color gris, T.M=1.5"
1,00				SPT 1	3 - 24 - 35 50		Arena fina ligeramente arcillosa, mal graduada, densa, húmeda, color marrón oscuro. Presencia de material orgánico.
1,00							Grava arenosa mal graduada con contenido de finos, húmeda, color gris, T.M=1.5"
2,00	Corr. 1.5"			CONO 1	20 - 11 - 50/3c 50		Losa de concreto.
2,00							Material de relleno finos
3,00	Corr. 4.5"						Presencia de relleno y bloques de hormigón T.M=4.5". Presencia de restos metálicos
3,00	Corr. 8"						
4,00				SPT 2	1 - 1 - 11 12		Lir: inorgánico de baja plasticidad, muy blando, húmedo, color gris oscuro.
5,00	Lava			SPT 3	6 - 12 - 14 26		
6,00	Lava			SPT 4	7 - 9 - 8 17		
7,00	Lava			SPT 5	5 - 7 - 11 18		Arena fina, mal graduada, ligeramente limosa, medianamente densa, húmeda, color gris (Nota: En los ensayos de penetración dinámica se consideraron cuatro tramos por indicación de la supervisión).
8,00	Lava			SPT 6	8 - 10 - 14 24		
9,00	Lava			CONO 2	18 - 15 - 16 31		
10,00	Corr. 2.5"			CONO 3	9 - 5 - 6 11		
11,00	corr. 2"			CONO 4	10 - 11 - 14 25		Grava arenosa mal graduada, sub redondeada a redondeada, húmeda, color gris, T.M=3.0". (Nota: Presencia de restos de madera podrida y jebe).
12,00	Corr. 2"			CONO 5	38 - 16 - 12 28		
13,00	Corr. 3.5"			SPT 7	2 - 1 - 3 4		Arena fina limosa, mal graduada, densa, húmeda, color marrón. Presencia de grava aislada T.M=1".
14,00	Corr. 1"			SPT 8	50/2* 50		
15,00	Corr. 4"			CONO 6	7 - 10 - 19 29		Grava arenosa, mal graduada, sub redondeada a redondeada, húmeda, color gris, T.M=4"
16,00	Corr. 2"			CONO 7	18 - 40 - 60 50		Grava arcillosa, mal graduada, sub redondeada a redondeada, húmeda, color marrón, T.M=2".
17,00	Corr. 2.5"			CONO 8	18 - 19 - 13 32		Grava arenosa, mal graduada, sub redondeada a redondeada, húmeda, color gris, T.M=2.5".
18,00							

SPT : Standard Penetration Test RQD : Rock Quality Designation
 Cono : Ensayo de Cono Estandar Corr : Corrida
 (*) : ENSAYO DE CONO CONTINUO, N GOLPES POR CADA 6" (15 cm)



PROYECTO: **Campaña Geotécnica Complementaria FASE I**

CLIENTE: **CONSORCIO FCC JJC**

UBICACION: **APM TERMINALS CALLAO**

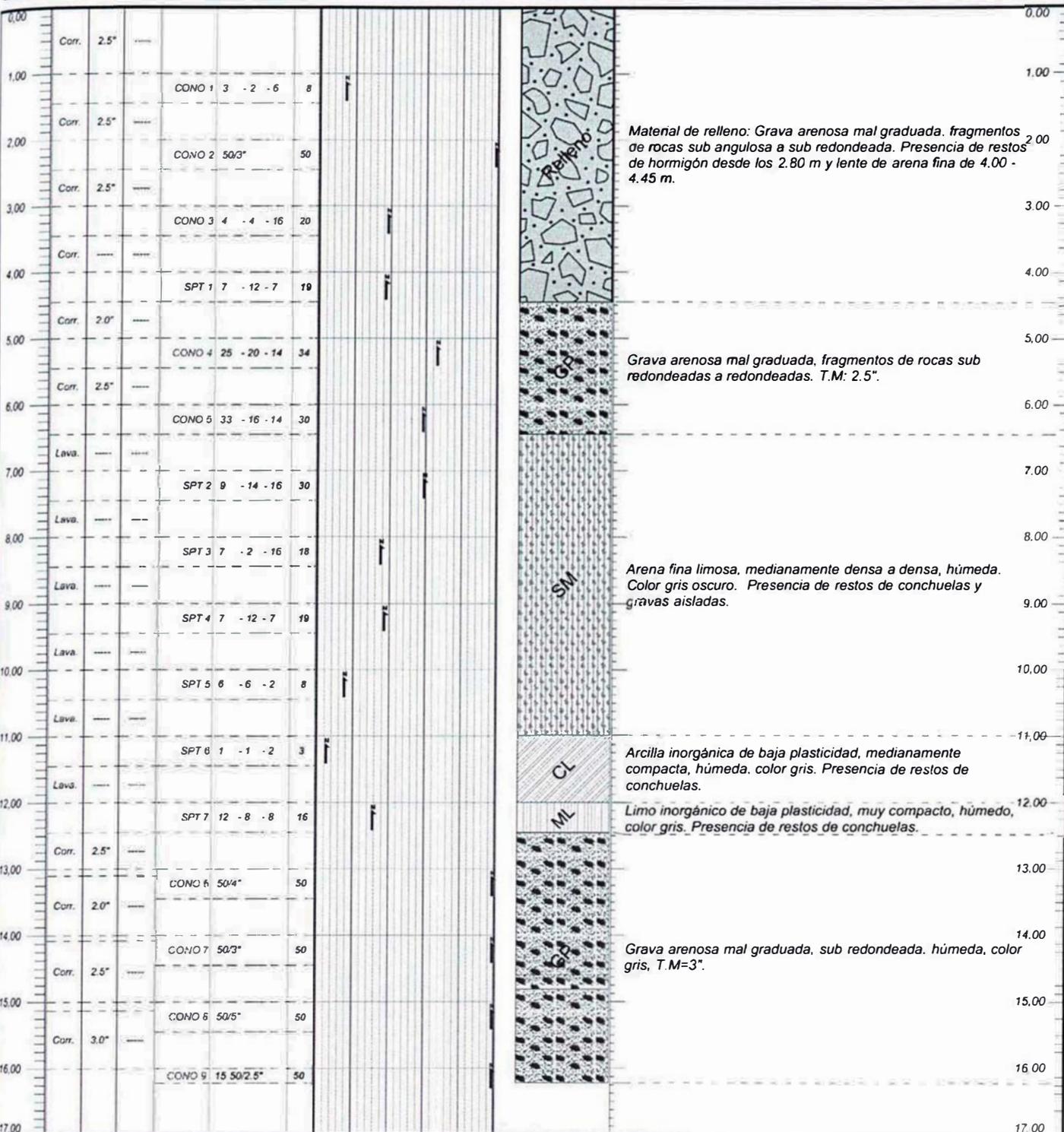
SONDEO :

SG-06

Hoja : **1 de 1**

Período de Perforación:	06/13/2013 - 09/17/2013	Método de Perforación:	ROTATIVO WIRELINE	Profundidad Investigada:	16,22 m
Perforado por:	D.S.G.	Registrado por:	C.A.S.	Revisado por:	J.G.O.
Coordenadas:	E: 266928,715 N: 8667419,539	Nivel Freático:	1,44 m.s.n.m.	Cota de Punto de Perforación:	2,785 m
Máquina Perforadora:	JOY-II	Líneas de Perforación:	HQ, HW	Inclinación c/ Horizontal:	- 90°
Complemento / Ensayos del sondeo:	SPT/CONOS			Lámina:	1310-11

PROF. (m)	Corrida/ Test	T.M.	RQD (%)	N: Número de Golpes por 12" (30 cm)		SUCS	DESCRIPCION DEL MATERIAL
				SPT CONO	N (Campo)		



SPT : Standard Penetration Test RQD : Rock Quality Designation
 Cono : Ensayo de Cono Estandar Corr : Corrida
 (*) : ENSAYO DE CONO CONTINUO, N GOLPES POR CADA 6" (15 cm)

Anexo N°03: Mapa de licuación de suelos en el Perú.

*Estabilización de suelos arenosos con potencial de licuación utilizando Columnas de Grava:
Aplicación a las obras de Muelle Norte Callao*

Torres Torres Jesús Enrique

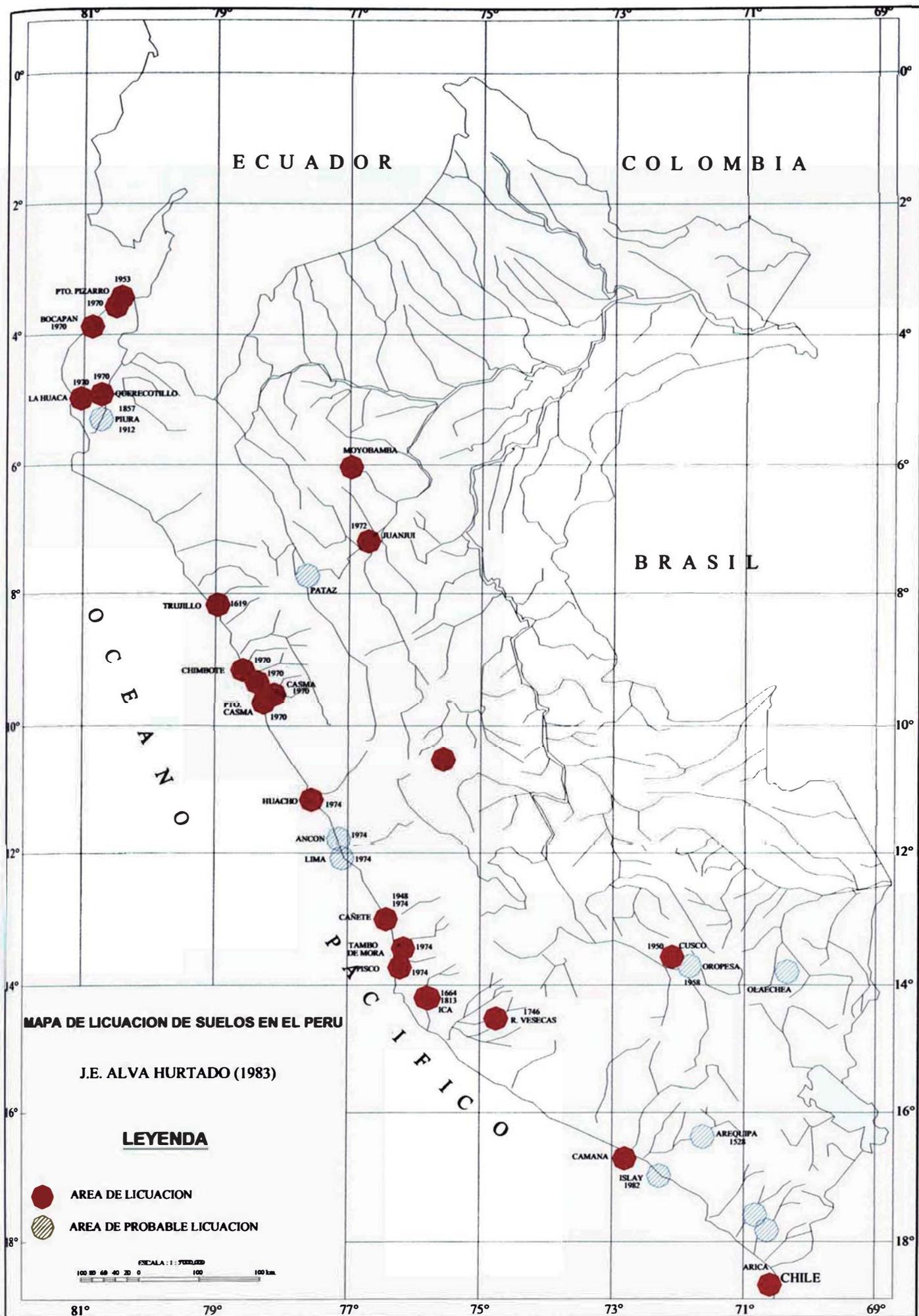


Figura N° 2 Areas de Licuación de Suelos en el Perú

Anexo N°04: Ensayos realizados al material de grava.

*Estabilización de suelos arenosos con potencial de licuación utilizando Columnas de Grava:
Aplicación a las obras de Muelle Norte Callao*

Torres Torres Jesús Enrique

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
 (NORMA AASHTO T-27, ASTM D422)

LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS

OBRA : "Modernization of the Callao Multi-Purpose North Terminal"
 TRAMO : Muelle Norte - Callao
 MATERIAL : Columna de Grava

JEFE LAB. : C.O.B.
 TÉCNICO : L.T.S.
 FECHA : 07/05/14
 Registro N° : CG-003-0514

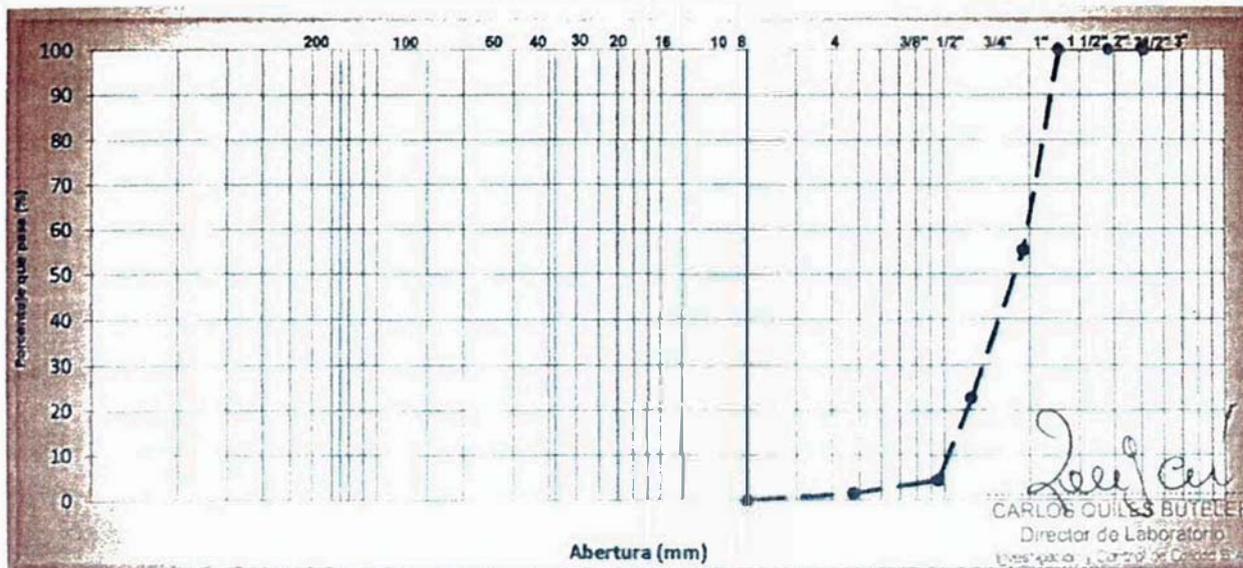
DATOS DE LA MUESTRA

PROCEDENCIA : Cantera Firth
 PTO. MUESTREO : Acopio Cantera
 MUESTRA : M-278

Peso Inicial seco : 13124 gr
 Peso Arena Fracción

TAMIZ	AASHTO T-27 (mm)	PESO RETENIDO	PORCENTAJE RETENIDO	RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE QUE PASA	RESUMEN DE LA MUESTRA
5	125.000					
3 1/2"	90.000					
3"	76.200					
2 1/2"	63.500					
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400				100.0	
3/4"	19.000	5852.0	44.6	44.6	55.4	
1/2"	12.500	4312.0	32.9	77.4	22.6	
3/8"	9.500	2360.0	18.0	95.4	4.6	
N° 4	4.750	398.0	3.0	98.5	1.5	
N° 10	2.000	199.0	1.5	100.0	0.0	
N° 30	0.800					
N° 200	0.075					
N° 230	0.063					

CURVA GRANULOMÉTRICA



GRAVEDAD ESPECIFICA Y ABSORCION DE LOS AGREGADOS
 (NORMA MTC E - 205)

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

OBRA : "Modernization of the Callao Multi-Purpose North Terminal"
 TRAMO : Muelle Norte - Callao
 MATERIAL : Columna de Grava

JEFE LAB. : C.Q.B.
 TECNICO : L.T.S.
 FECHA : 07/05/14

DATOS DE LA MUESTRA

PROCEDENCIA : Cantera Firth
 PTO. MUESTREO : Acopio Cantera
 MUESTRA : M-276

AGREGADO FINO MTC E 205

A	Peso Mat. Sat. Sup. Seco (en Aire) (gr)				
B	Peso Frasco + agua				
C	Peso Frasco + agua + A (gr)				
D	Peso del Mat. + agua en el frasco (gr)				
E	Vol de masa + vol de vacio = C-D (gr)				
F	Pe. De Mat. Seco en estufa (105°C) (gr)				
G	Vol de masa = E - (A - F) (gr)				PROMEDIO
	Pe bulk (Base seca) = F/E				
	Pe bulk (Base saturada) = A/E				
	Pe aparente (Base Seca) = F/G				
	% de absorción = ((A - F)/F)*100				

AGREGADO GRUESO MTC E 205

A	Peso Mat. Sat. Sup. Seca (En Aire) (gr)	1691.4	1393.1		
B	Peso Mat. Sat. Sup. Seca (En Agua) (gr)	1064.3	875.4		
C	Vol. de masa + vol de vacios = A-B (gr)	627.1	517.7		
D	Peso material seco en estufa (105°C)(gr)	1679.5	1384.2		
E	Vol. de masa = C - (A - D) (gr)	615.2	508.8		PROMEDIO
	Pe bulk (Base seca) = D/C	2.678	2.674		2.676
	Pe bulk (Base saturada) = A/C	2.697	2.691		2.694
	Pe Aparente (Base Seca) = D/E	2.730	2.721		2.725
	% de absorción = ((A - D) / D * 100)	0.709	0.643		0.68

Observaciones:

Carlos Quijes
 CARLOS QUIJES BUTELIN
 Director de Laboratorio

ENSAYO DE DURABILIDAD
 (NORMA MTC E - 209, ASTM C - 88)

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

OBRA : "Modernization of the Callao Multi-Purpose North Terminal"
 TRAMO : Muelle Norte - Callao
 MATERIAL : Columna de Grava

JEFE LAB : COB
 TECNICO : LTS
 FECHA : 14/05/14
 Registro N° : CG-003-0514

DATOS DE LA MUESTRA

PROCEDENCIA : Cantera Firth
 PTO. MUESTREO : Acopio Cantera
 MUESTRA : M-276

AGREGADO GRUESO

TAMAÑO		PESO REQUERIDO (gr)	RECIPIENTE N°	PESO INICIAL (gr)	PESO FINAL (gr)	PERDIDA		ESCALONADO ORIGINAL	PERDIDA CORREGIDA
Pasa	Retiene					PESO	%		
2 1/2"	1 1/2"	5000+/-50							
1 1/2"	1"	1000+/-50							
1"	3/4"	500+/-30		506.5	500.2	6.30	1.24	45.3	0.563
3/4"	1/2"	670 +/-10		671.7	668.9	2.80	0.42	33.4	0.139
1/2"	3/8"	338 +/-10		336.3	331.4	4.90	1.48	18.3	0.266
3/8"	N° 4	300 +/-5		302.1	296.8	5.30	1.75	3.1	0.054
	> N°4								

SUB-TOTAL 1.02%

AGREGADO FINO

TAMAÑO		PESO REQUERIDO	RECIPIENTE	PESO INICIAL	PESO FINAL	PERDIDA	ESCALONADO	PERDIDA CORREGIDA
3/8"	N° 04	100						
N° 04	N° 08	100						
N° 08	N° 16	100						
N° 16	N° 30	100						
N° 30	N° 50	100						
	> N°50							

Carlos Quiles Butelén
 CARLOS QUILES BUTELÉN
 Director de Laboratorio
 Investigación y Control de Calidad S.A.
 Incosa Servicios del Perú

SUB TOTAL

TOTAL

OBSERVACIONES : Ensayo ejecutado con Sulfato de magnesio
 ASTM C 88-05 Standard test method for soundness of aggregates by use of sodium sulfate or magnesium sulfate

ENSAYO DE ABRASION (MAQUINA DE LOS ANGELES)
 (NORMA MTC E - 207 - ASTM C-131-03)

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

OBRA	: Modernization of the Callao Multi Purpose North Terminal	JEFE LAB	: CQB
TRAMO	: Muelle Norte - Callao	TECNICO	: LTS
MATERIAL	: Columna de Grava	FECHA	: 14/05/14
		Registro N°	: CG-003-0514

DATOS DE LA MUESTRA

PROCEDENCIA : Cantera Firth
 PTO. MUESTREO : Acopio Cantera
 MUESTRA : M-276

TAMIZ	GRADACIONES			
	A	B	C	D
1 1/2"				
1"				
3/4"	1251			
1/2"	1253			
3/8"	1250			
1/4"				
Nº 4	1251			
PESO TOTAL	5005			
PERDIDA DESPUES DEL ENSAYO	812			
PESO OBTENIDO	4193			
Nº DE ESFERAS	12			
PESO DE LAS ESFERAS	4839			
PORCENTAJE OBTENIDO	16.2			

OBSERVACIONES : ASTM C 131-03 Standard test method for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasión and impact the Los Angeles Machine

Leija
 DIRECTOR GENERAL
 INCOSA S.A.
 INVESTIGACIÓN Y CONTROL DE CALIDAD S.A.

Anexo N°05: Modelo de Reportes de Producción.

*Estabilización de suelos arenosos con potencial de licuación utilizando Columnas de Grava:
Aplicación a las obras de Muelle Norte Callao*

Torres Torres Jesús Enrique

PILOTES TERRATEST S.A.C
Av. Manuel Olguin 373 Of. 505
Santiago de Surco

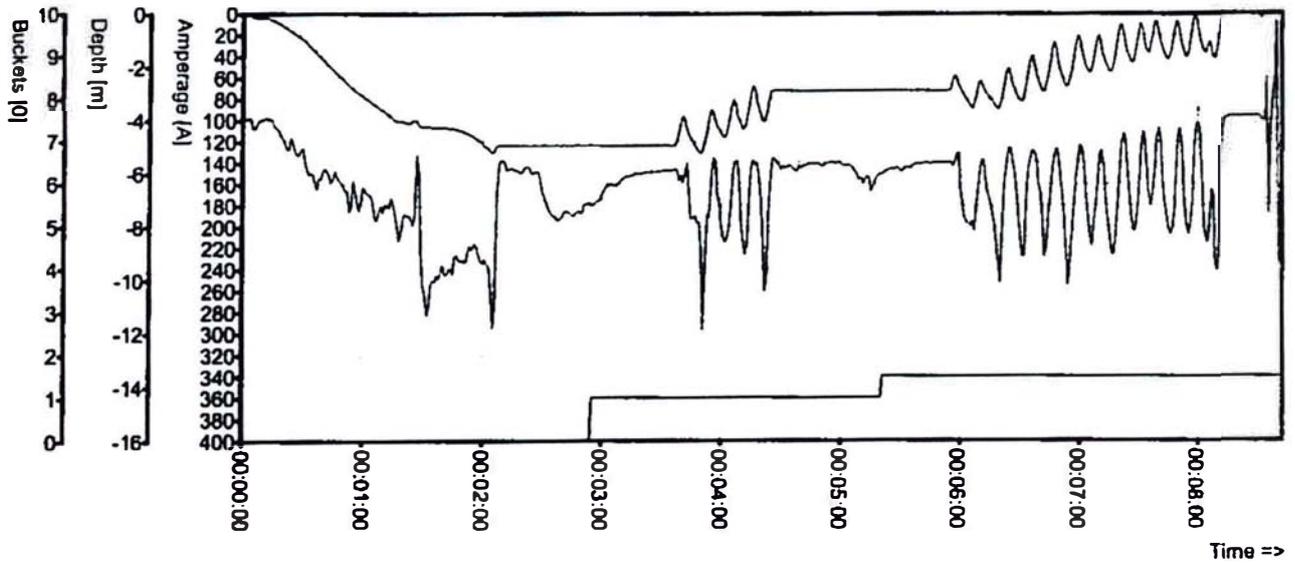


Job Site Data:

Project name: MUELLE NORTE
 Area: MUELLE 5
 Client: PILOTES TERRATEST
 Contractor: FCC-JJC
 Machine: VIBRO BC2

Data for Soil No: F98

Date: 22/08/2014
 Start time: 09:23:48 p.m.
 End time: 09:32:32 p.m.
 Total time: 00:08:44
 Penetration time: 00:03:50
 Compaction time: 00:04:53
 Soil length: 5.27 m
 Original Ground: 0 m
 No. of Buckets: 1.5
 Total Volume: 3.00 m³
 Average Diameter: 85.1 cm



Bucket No.:	Start Depth of Bucket [m]	Stop Depth of Bucket [m]	Bucket Height [m]	No. of Re-penetrations	Diameter [cm]	Bucket Compaction Time	Peak Amps [A]
1	-5.27	-3.60	1.67	3	87.0	00:00:35	297
2	-3.60	0.00	3.60	13	42.0	00:02:28	255
Sum:	-	-	5.27	16			
Lin. Min:	-	-	1.67	3	42.0	00:00:35	255
Lin. Max:	-	-	3.60	13	87.0	00:02:28	297
Lin. Ave:	-	-	2.83	8	64.5	00:01:32	278

PILOTES TERRATEST PERU S.A.C

 CESAR CACERES C
 Ingeniero de Perforación

PILOTES TERRATEST PERU S.A.C

CONSORCIO FCC-JJC

PILOTES TERRATEST S.A.C
Av. Manuel Olguin 373 Of. 505
Santiago de Surco

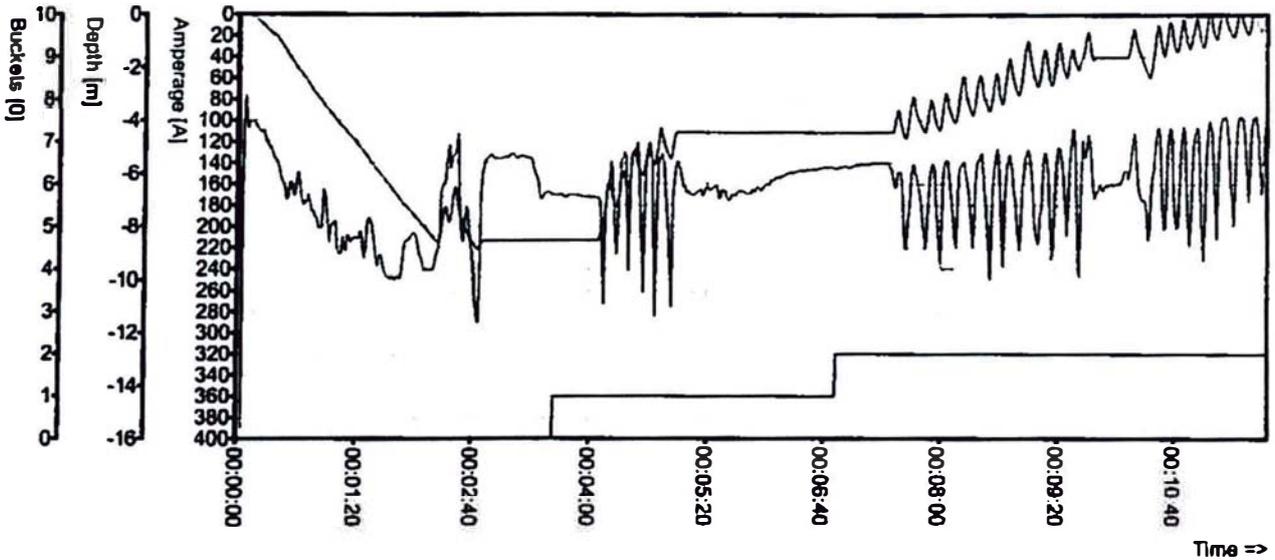


Job Site Data:

Project name: MUELLE NORTE
 Area: MUELLE 5
 Client: PILOTES TERRATEST
 Contractor: FCC-JJC
 Machine: VIBRO BC2

Data for Soil No: G95

Date: 22/08/2014
 Start time: 09:09:47 p.m.
 End time: 09:22:49 p.m.
 Total time: 00:13:02
 Penetration time: 00:02:44
 Compaction time: 00:08:59
 Soil length: 8.89 m
 Original Ground: 0 m
 No. of Buckets: 2
 Total Volume: 4.00 m³
 Average Diameter: 75.7 cm



Bucket No.:	Start Depth of Bucket [m]	Stop Depth of Bucket [m]	Bucket Height [m]	No. of Re-penetrations	Diameter [cm]	Bucket Compaction Time	Peak Amps [A]
1	-8.89	-4.67	4.22	5	55.0	00:00:58	285
2	-4.67	0.00	4.67	21	52.0	00:03:47	250
Sum:	-	-	8.89	26	-	-	-
Lin. Min:	-	-	4.22	5	52.0	00:00:58	250
Lin. Max:	-	-	4.67	21	55.0	00:03:47	285
Lin. Ave:	-	-	4.44	13	53.5	00:02:22	268

PILOTES TERRATEST PERU

 CESAR CACERES C.
 Ingeniero de Producción

PILOTES TERRATEST PERU S.A.C

CONSORCIO FCC-JJC

PILOTES TERRATEST S.A.C
Av. Manuel Olguin 373 Of. 505
Santiago de Surco



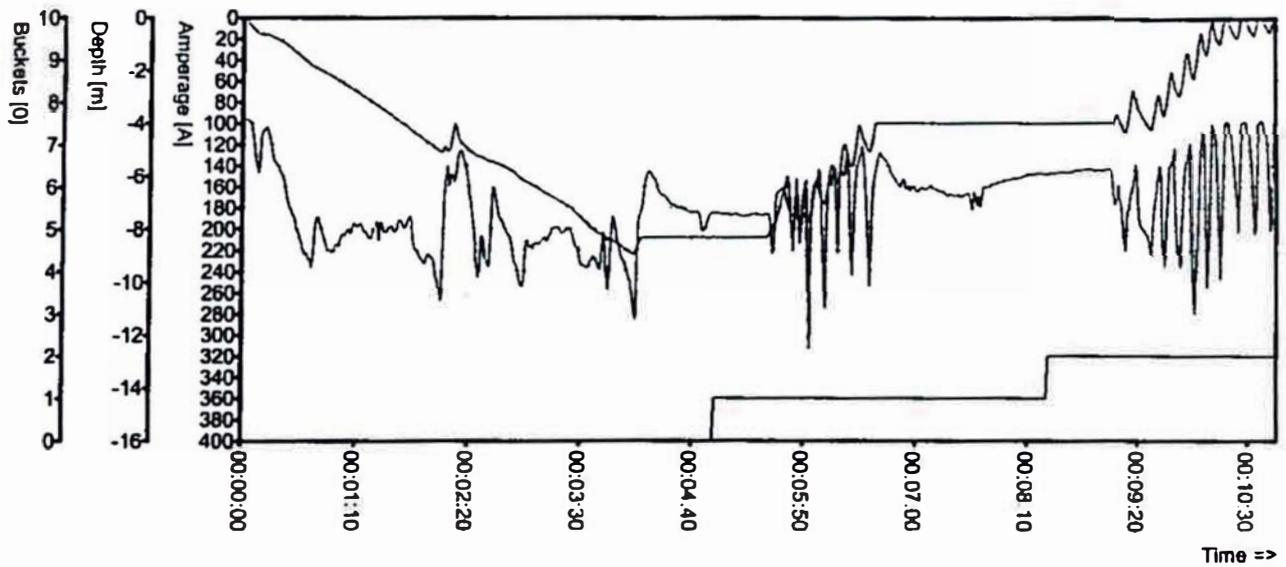
Job Site Data:

Project name: MUELLE NORTE
 Area: MUELLE 5
 Client: PILOTES TERRATEST
 Contractor: FCC-JJC
 Machine: VIBRO BC2

Data for Soil No: G88

Date: 23/08/2014
 Start time: 12:17:12 a.m.
 End time: 12:28:00 a.m.
 Total time: 00:10:48
 Penetration time: 00:04:04
 Compaction time: 00:06:42

Soil length: 8.95 m
 Original Ground: 0 m
 No. of Buckets: 2
 Total Volume: 4.00 m³
 Average Diameter: 75.4 cm



Bucket No.:	Start Depth of Bucket [m]	Stop Depth of Bucket [m]	Bucket Height [m]	No. of Re-penetrations	Diameter [cm]	Bucket Compaction Time	Peak Amps [A]
1	-8.95	-4.27	4.68	7	52.0	00:01:10	313
2	-4.27	0.00	4.27	9	55.0	00:01:33	279
Sum:	-	-	8.95	16	-	-	-
Ln. Min:	-	-	4.27	7	52.0	00:01:10	279
Ln. Max:	-	-	4.68	9	55.0	00:01:33	313
Ln. Ave:	-	-	4.47	8	53.5	00:01:22	296

PILOTES TERRATEST PERU S.A.C

 CESAR CACERES C.
 Ingeniero de Producción

PILOTES TERRATEST PERU S.A.C

CONSORCIO FCC-JJC

**Anexo N°06: Identificación de Peligros y Evaluación de Riesgos (Matriz
IPER).**

*Estabilización de suelos arenosos con potencial de licuación utilizando Columnas de Grava:
Aplicación a las obras de Muelle Norte Callao*

Torres Torres Jesús Enrique

Anexo N°07: Identificación y evaluación de aspectos ambientales.

*Estabilización de suelos arenosos con potencial de licuación utilizando Columnas de Grava:
Aplicación a las obras de Muelle Norte Callao*

Torres Torres Jesús Enrique



TYPE: MATRIX

CODE: F/E-06-01

IDENTIFICATION OF ASPECTS AND ENVIRONMENTAL IMPACT ASSESSMENT

VERSION 01

DATE: 09/18/13

WORK / AREA : STONE COLUMN

DATE : 18/09/2013

MADE BY : Luis Gabriel Vichaz

ITEM	ACTIVITY	ENVIRONMENTAL ASPECT	ENVIRONMENTAL IMPACT	Environmental Aspect Qualification				Environmental Impact Class		SIGNIFICANCE ASSESSMENT CRITERIA				ADDITIONAL CONTROLS FOR SIGNIFICANT ENVIRONMENTAL IMPACTS	SIGNIFICANCE ASSESSMENT CRITERIA										
				Operational Situation		Generation		Legal Requirement	ADVERSE	GENERIC	ENVIRONMENTAL SEVERITY	FREQUENCY	INTERESTED PARTY (INTERNAL OR EXTERNAL)		LEGAL REQUIREMENT	TOTAL	ENVIRONMENTAL SEVERITY	FREQUENCY	INTERESTED PARTY (INTERNAL OR EXTERNAL)	LEGAL REQUIREMENT	TOTAL				
				NORMAL	ABNORMAL	EMERGENCY SITUATION	OWN	THIRD PARTY														ASOCIATED LEGAL REQUIREMENT			
1	Relocation of piling equipment	Generating powder by material transport	Contamination and alteration of air quality	X		X		X			X		1	6	1	4	1	4	1	4	1	4	10	NO	Not applicable
2	Positioning vibrator on piling point	Oil spill, fuel, generation of contaminated rags with HC	Seawater Contamination, by accidental spills		X			X			X		1	6	1	4	1	4	1	4	1	4	14	NO	Not applicable
3	Penetration of the vibrator pipe to depth of the project	Alteration of seabed by insertion of equipment	Soil Contamination by improper disposal of contaminated waste		X			X			X		1	4	6	4	6	4	1	4	1	4	15	NO	Not applicable
4	Haulage of material contributor, dumping gravel from hopper to discharge chamber	Dust generation by gravel material haulage	Alteration of existing of marine flora and fauna		X			X			X		1	4	6	4	6	4	1	4	1	4	15	NO	Not applicable
5	Ejection of transport fluid (water)	Oil spill, fuel, generation of contaminated rags with HC	Seawater contamination from accidental spills		X			X			X		1	6	1	4	1	4	1	4	1	4	14	NO	Not applicable
6	Transport of gravel to the tip of the vibrator (air)	Oil spill, fuel, generation of contaminated rags with HC	Seawater contamination from accidental spills		X			X			X		1	6	1	4	1	4	1	4	1	4	14	NO	Not applicable

**Anexo N°08: Propiedades y Ensamblaje de la Grúa Hidráulica
LIEBHERR SA 853 HD.**



GRUA HS 853HD

Grúa hidráulica sobre orugas de pluma reticulada marca Liebherr de origen Austríaco, modelo HS853 HD. Permite trabajar con cucharas de pantallas con espesores de hasta 1.000 mm.

Grúa Liebherr Modelo	HS853HD
No. Serie Máquina	184.458
Año de Fabricación	2002
Especificaciones Técnicas del equipo	
Largo de pluma total	23.00 mts
Pie de pluma	5.50 mts
Tramos intermedios	1 x 6.00 mts. + 2 x 3.00 mts.
Punta de pluma	5.50 mts
Capacidad máxima de la grúa	70 ton
Motor diesel 8 cilindros	LIEBHERR D 9408 TI – E A3 #2000.12.0872
Potencia motor	536 HP
Velocidad nominal del motor	1900 rpm
Tiro directo del winche principal	
Diámetro cable principal	Cascabel 34 mm
Longitud máxima del cable	148 mts.
Velocidad del winche principal	0 – 72 m/min
Caída libre	Si
Tiro directo winche auxiliar	
Diámetro cable auxiliar	Cascabel 34 mm
Longitud cable auxiliar	148 mts.
Velocidad del winche auxiliar	0 – 72 m/min
Caída libre	Si
Diámetro cable de pluma	18 mm
Longitud cable de pluma	79 mts.
Contrapeso	1 x 22 tons + 1 x 2 tons
Sistema especial Krüger LMB	Sensor de ángulo y carga.
Base extensible (reducción de ancho)	
	Si





PILOTES TERRATEST

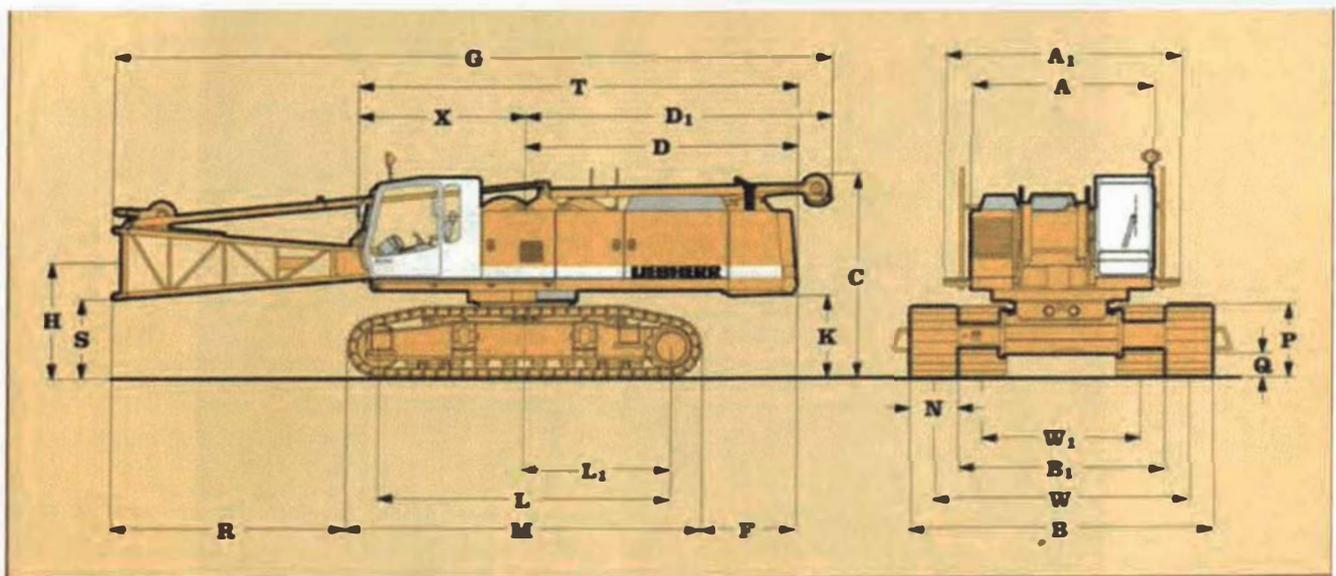
Alonso de Córdova 5151, Of. 1401
Las Condes Santiago – CHILE.
Teléfono: (56-2) 437 2900,
Fax: (56-2) 212 72 35
Web: www.terratest.cl



Datos para el Transporte:

Maquina Base

Largo (G)	11.860
Ancho (B1)	3.400
Altura (C)	3.450
Peso sin contrapeso	48.4 tons.
Peso Contrapeso Ppal.	22 tons.
Peso Contrapeso Aux.	2 tons.



PILOTES TERRATEST – FUNDACIONES ESPECIALES

LIEBHERR HS 853HD

F-SGC-8-05.02 REV/1



PILOTES TERRATEST

Alonso de Córdova 5151, Of. 1401
Las Condes Santiago – CHILE.
Teléfono: (56-2) 437 2900,
Fax: (56-2) 212 72 35
Web: www.terratest.cl



PILOTES TERRATEST – FUNDACIONES ESPECIALES

LIEBHERR HS 853HD

F-SGC-8-05.02 REV/1

**Anexo N°09: Propiedades de la Perforadora hidráulica BAUER BG 24H
#817.**



BAUER BG 24H #817

adora hidráulica marca Bauer de origen Alemán, modelo BG 24H montada sobre carro de s. Permite perforar hasta un diámetro 1700 mm sin encamisar y un diámetro máximo ado de 1400 mm. (montando adaptador especial llega a 1.500 mm)

Máquina Base	Sennebogen BS 70 C
No. Serie Máquina Base	BS70.6.823
Año de Fabricación	2005
Especificaciones Técnicas del equipo	
Altura del mástil	21.84 m
Peso operativo aproximado	77.5 Ton
Profundidad máxima de perforación	57.8 m
Motor máquina base	CAT C9 # CLJ 07766
Potencia motor	350 HP (261 kW) @ 1.850 RPM
Cabeza de rotación	
Torque máximo teórico	KDK 232S # 474
Velocidad máxima del KDK	229 kNm
Capacidad del winche principal	27 rpm / 59 rpm
Diámetro cable principal	200 kN
Longitud máxima cable principal	Izaflex 28 mm con ojo de 60 mm
Velocidad máxima del winche ppal.	76 m
Caída libre controlada	80 m/min
Capacidad winche auxiliar	Si
Diámetro cable auxiliar	80 kN
Longitud cable auxiliar	Izaflex 20 mm con ojo de 40 mm
Velocidad máxima del winche auxiliar	50 m
Caída libre	70 m/min
Sistema de empuje:	No
Capacidad del sistema de empuje	Winche
Carrera del sistema de empuje	270 kN push / 280 kN pull
Cables de winche pull down	9,20 m (kelly) / 15,46 m (CFA)
Máximo diámetro perforación sin encamisar	2 Angula 6x36: 24 mm x 62 mts. (superior) & 24mm x 61 mts. (inferior)
Máximo diámetro perforación encamisada	1700 mm
Conexión mecánica e hidráulica para osciladora	1400 mm *
Conexión para CFA (B-Tronic)	Si
Kelly	Si
Base extensible (reducción de ancho)	BK25/394/4/40
	Si

(*) Con adaptador especial puede encamisar 1.500 mm.





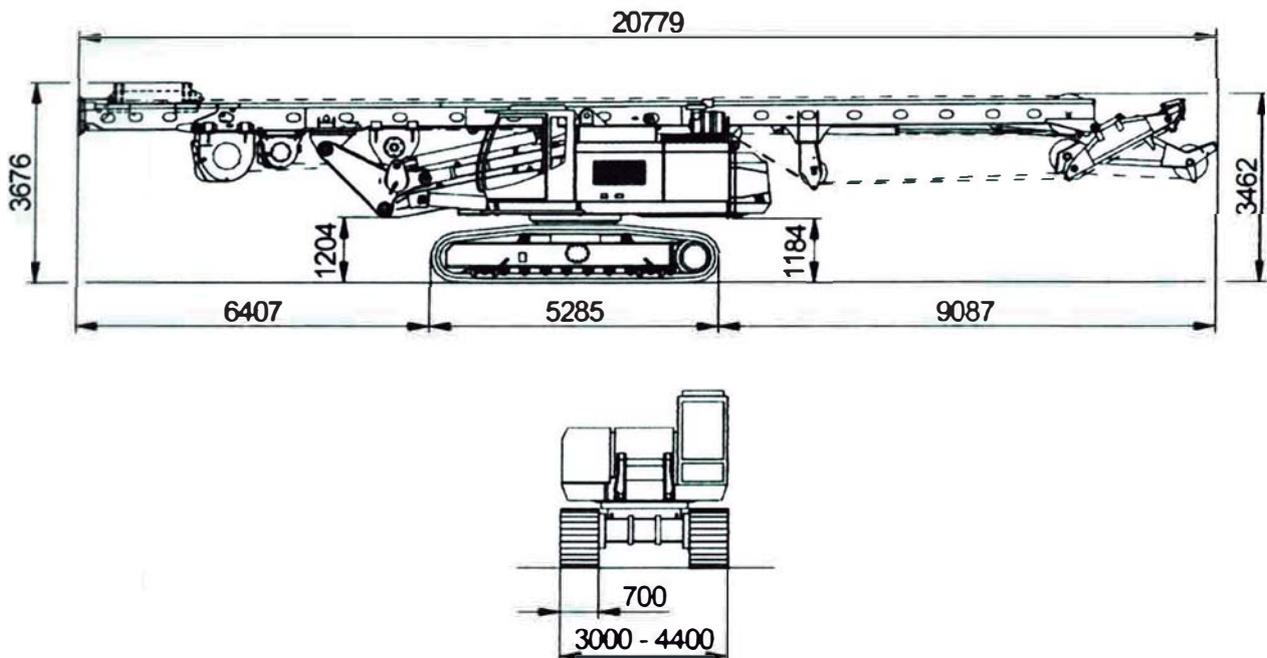
PILOTES TERRATEST

Av. Manuel Olguín 373 of. 505
Santiago de Surco – Perú.
Teléfono: (511) 619-3535,
Web: www.terratest.com.pe

Datos para el Transporte:

Largo	20.78 mts.
Ancho	3.00 mts.
Altura	3.68 mts.
Peso standard	67,5 Ton

Dimensiones en [mm]



PILOTES TERRATEST – FUNDACIONES ESPECIALES

BAUER BG24H #817

F-SGC-8-05.02 REV/1

Anexo N°10: Propiedades del Vibrador BETTERGROUND BC2.

*Estabilización de suelos arenosos con potencial de licuación utilizando Columnas de Grava:
Aplicación a las obras de Muelle Norte Callao*

Torres Torres Jesús Enrique



**PILOTES
TERRATEST**

Alonso de Córdova 5151, Of. 1401
Las Condes Santiago – CHILE.
Teléfono: (56-2) 437 2900,
Fax: (56-2) 212 72 35
Web: www.terratest.cl



VIBRADOR BETTERGROUND BC2

El equipo Vibrador BC2 se emplea para la ejecución de columnas de grava de diámetros variables entre 50 y 150 cm y largos de hasta 20 metros, de acuerdo a la configuración indicada en esta ficha. El equipo se debe emplear en conjunto con una grúa de izaje, un generador y un compresor.

Vibrador	
Marca y modelo	BETTERGROUND BC2-1
No. Serie Máquina	#330
Año de Fabricación	2012
Largo total equipo armado completo	27.50 mts
Peso	12.5 tons.
Max fuerza excéntrica	270 kN
Velocidad de rotación	1800 rpm (60 Hz)
Amplitud máxima	24 mm
Potencia eléctrica B27	130 KW

PESOS DEL EQUIPO :

Pos	Descripción	Peso (kg)
1	Tank complete (tanque)	2.230
2	Cable connection complete	33
3	Upper sliding frame complete	512
4	Lower sliding frame complete	310
5	Hopper complete (tolva)	1.664
6	Silo unit 16.24 mts. (sin Grava)	3.050
7	Rope guide	900
8	Silo closing gate (compuerta)	940
11	Vibroflot B27	2.300
12	Lifting head twofold (polea sup.)	500
	Peso Total (Kgs)	12.439



PILOTES TERRATEST – FUNDACIONES ESPECIALES

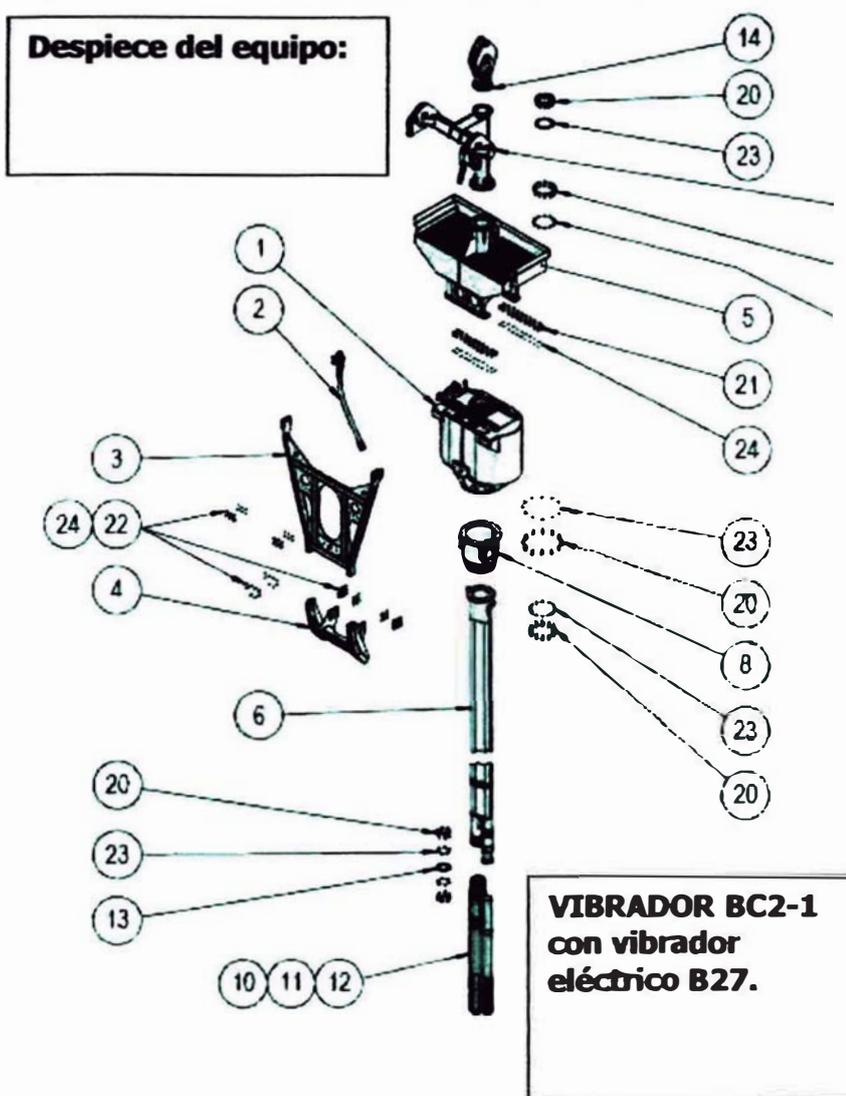
VIBRADOR BC2-1

F-SGC-8-05.02 REV/1



PILOTES TERRATEST

Alonso de Córdova 5151, Of. 1401
Las Condes Santiago - CHILE.
Teléfono: (56-2) 437 2900,
Fax: (56-2) 212 72 35
Web: www.terratest.cl



PILOTES TERRATEST - FUNDACIONES ESPECIALES

VIBRADOR BC2-1

F-SGC-8-05.02 REV/1

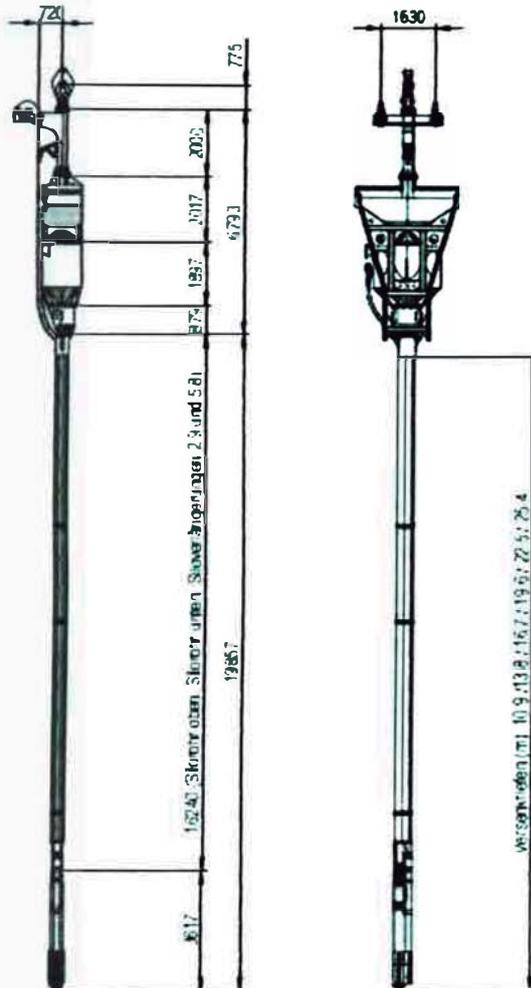


PILOTES TERRATEST

Alonso de Córdova 5151, Of. 1401
Las Condes Santiago – CHILE.
Teléfono: (56-2) 437 2900,
Fax: (56-2) 212 72 35
Web: www.terratest.cl



DIMENSIONES DEL EQUIPO:



Equipos Auxiliares	
Grúa	Liebherr HS855 de 90 toneladas, sobre orugas con 32 metros de pluma para un largo del silo (columna) de 16.24 mts. (columnas de grava de largo máximo de 20 mts)
Generador	ATLAS COPCO QAS 325 de 350 KVA (260 Kw potencia activa prime), 60 Hz, 440 V.
Compresor	Compresor de 8 bar y 450 cfm.



PILOTES TERRATEST – FUNDACIONES ESPECIALES

VIBRADOR BC2-1

F-SGC-8-05.02 REV/1



PILOTES TERRATEST

Alonso de Córdoba 5151, Of. 1401
Las Condes Santiago – CHILE.
Teléfono: (56-2) 437 2900,
Fax: (56-2) 212 72 35
Web: www.terratest.cl



PILOTES TERRATEST – FUNDACIONES ESPECIALES

VIBRADOR BC2-1

F-SGC-8-05.02 REV/1



PILOTES TERRATEST

Alonso de Córdova 5151, Of. 1401
Las Condes Santiago – CHILE.
Teléfono: (56-2) 437 2900,
Fax: (56-2) 212 72 35
Web: www.terratest.cl



EQUIPAMIENTO A INSTALAR EN LA GRUA:

- ✓ Válvulas de corte neumático.
- ✓ Monitor de control
- ✓ Dispositivo de partida /parada del vibrador
- ✓ Contador de llenados de grava.
- ✓ Accionamiento compuerta hidráulica
- ✓ Central hidráulica para accionamiento compuerta.
- ✓ Tablero de control del Vibrador.



PILOTES TERRATEST – FUNDACIONES ESPECIALES

VIBRADOR BC2-1

F-SGC-8-05.02 REV/1



PILOTES TERRATEST

Alonso de Córdova 5151, Of. 1401
Las Condes Santiago – CHILE.
Teléfono: (56-2) 437 2900,
Fax: (56-2) 212 72 35
Web: www.terratest.cl



PILOTES TERRATEST – FUNDACIONES ESPECIALES

VIBRADOR BC2-1

F-SGC-8-05.02 REV/1

Anexo N°11: Panel Fotográfico de los trabajos ejecutados.

*Estabilización de suelos arenosos con potencial de licuación utilizando Columnas de Grava:
Aplicación a las obras de Muelle Norte Callao*

Torres Torres Jesús Enrique

PANEL FOTOGRÁFICO DE LOS TRABAJOS EJECUTADOS



Foto N°01: Puntos topográficos de las columnas, se aprecia que forman triángulos equiláteros de 1.25m de lado.



Foto N°02: Equipo de vibración y compactación para las columnas de grava.



Foto N°03: Posicionamiento del vibrador sobre los puntos de las columnas de grava.



Foto N°04: Posición de máxima perforación para la columna



Foto N°05: Acarreo del material de grava hacia la tolva del vibrador.



Foto N°06: Vertido del material de grava hacia la tolva del vibrador.



Foto N°07: La tolva se eleva hasta llegar al tubo de ingreso.



Foto N°08: Vertido del material de la tolva al tubo alimentador.