

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**EVALUACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA PARA EL MEJORAMIENTO DE
SUELOS FINOS CON FINES DE CIMENTACIÓN, POR MEDIO DE
COMPACTACIÓN DINÁMICA E INCLUSIONES RÍGIDAS**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR:

Bach: ESPINOZA RODRIGUEZ, CARLOS EDUARDO

Bach: TORRES DELGADO, CHRISTIAN MARTÍN

ASESOR: Mg. TORRES CHUNG, CESAR ROBERTO

LIMA - PERÚ

2019

DEDICATORIA

Dedicado a mi padres, esposa e hijos que, por su apoyo y comprensión, a nuestros queridos profesores por los conocimientos impartidos a lo largo de todos estos años.

Carlos Eduardo Espinoza Rodríguez

DEDICATORIA

Dedicado a mi esposa e hija por ser mis pilares y mi fortaleza en este camino, a mis padres por su amor y respaldo en mi vida, a mi hermana por su cariño y ejemplo, y a mis queridos abuelos por su amor incondicional.

Christian Martin Torres Delgado

AGRADECIMIENTOS

A las empresas y amigos que nos han brindado la oportunidad de apoyarnos para sumar experiencia y para poder desarrollarnos profesionalmente.

Al Mg. Cesar Torres Chung, por su apoyo incondicional durante el desarrollo de nuestra investigación.

Carlos Eduardo Espinoza Rodríguez

Christian Martin Torres Delgado

INDICE GENERAL

RESUMEN	xii
ABSTRACT.....	xiii

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

INTRODUCCIÓN	1
1.1 Descripción de la realidad de la problemática	3
1.2 Formulación del problema	4
1.2.1 Problema principal	4
1.2.2 Problemas secundarios	4
1.3 Objetivos de la investigación	4
1.3.1 Objetivo principal.....	4
1.3.2 Objetivos secundarios	4
1.4 Justificación e importancia de la investigación.....	5
1.4.1 Conveniencia.....	5
1.4.2 Relevancia social.....	5
1.4.3 Implicancia práctica	5
1.5 Limitaciones de la investigación.....	5

CAPITULO II: MARCO TEORICO

2.1 Antecedentes de la investigación	6
2.1.1 En el ámbito internacional	6
2.1.2 En el ámbito nacional.....	6
2.1.3 Bases teóricas	7
2.2 Definiciones conceptuales.....	8
2.2.1 Suelos: Definición y Clasificación.....	8
2.2.2 Ensayos de Campo para Suelos.....	18
2.2.3 Técnicas de mejoramiento de suelos	30
2.3 Estructura teórica y científica que sustenta la investigación.....	41
2.4 Formulación de hipótesis	41
2.4.1 Hipótesis general.....	41
2.4.2 Hipótesis específicas	41
2.4.3 Variables	42
2.4.3.1 Definición conceptual de las variables.....	42

2.4.3.2	Operacionalización de las variables	43
---------	---	----

CAPITULO III: DISEÑO METODOLOGICO

3.1	Tipo y nivel de investigación	44
3.1.1	Tipo de investigación	44
3.1.2	Nivel de investigación.....	44
3.2	Diseño de investigación	44
3.3	Población y muestra	45
3.4	Técnicas de recolección de datos	45
3.4.1	Tipo de técnicas e instrumentos	45
3.4.2	Criterio de validez y confiabilidad de los instrumentos	45
3.4.3	Técnicas para el procesamiento y análisis de datos	46

CAPITULO IV: MEJORAMIENTO DE SUELOS A TRAVÉS DE LAS TÉCNICAS DE COMPACTACIÓN DINÁMICA E INCLUSIONES RÍGIDAS

4.1	Selección y justificación de técnicas de mejoramiento de Suelos a desarrollar	47
4.2	Compactación Dinámica	48
4.2.1	Definición.....	48
4.2.2	Objetivos de su aplicación	49
4.2.3	Consideraciones en el procedimiento.....	49
4.2.4	Profundidad de influencia del mejoramiento	52
4.2.5	Energía aplicada	53
4.2.6	Numero de Fases, determinación de tramas y número de golpes.	53
4.2.7	Equipos y maquinarias	55
4.2.8	Ensayos para corroborar los parámetros geotécnicos.....	56
4.2.9	Restricciones	56
4.2.10	Experiencias Internacionales.....	57
4.3	Inclusiones Rígidass	58
4.3.1	Definición.....	58
4.3.2	Importancia de la capa de transferencia de carga.....	59
4.3.3	Dominio de su aplicación.....	60
4.3.4	Normativas	62
4.3.5	Calculo y dimensionamiento de la capa de reparto.....	64
4.3.6	Cálculo y dimensionamiento de las Inclusiones Rígidass	67
4.3.7	Descripción del procedimiento constructivo.....	77

4.3.8	Experiencias Internacionales.....	80
-------	-----------------------------------	----

CAPITULO V: CASO APLICATIVO: FÁBRICA NACIONAL DE ACUMULADORES ETNA SA.

5.1	Estudio de Mecanica de Suelos del Proyecto.....	82
5.1.1	Ubicación	82
5.1.2	Descripción	82
5.1.3	Topografía del terreno.....	83
5.1.4	Sectorización y ubicación de trabajos de auscultaciones y sondajes	84
5.1.5	Ensayos de laboratorio y de campo.....	85
5.1.6	Calibración del Cono de Peck	86
5.1.7	Características de Subsuelo.....	87
5.1.8	Cimentación superficial	88
5.1.9	Cimentación superficial mejorada.....	89
5.2	Técnica de Compactación Dinámica.....	89
5.2.1	Evaluación y verificación del área del terreno	89
5.2.2	Sectorización del terreno.....	91
5.2.3	Selección de área de prueba.	92
5.2.4	Recursos humanos, equipos técnicos e insumos.	93
5.2.5	Procedimientos de Compactación Dinámica en Terreno de Prueba	95
5.2.6	Procedimientos Topográficos.....	97
5.2.7	Cálculo de la energía de compactación (EA).....	98
5.2.8	Prueba de Inmersión.....	99
5.2.9	Verificación de influencia de velocidad de onda	101
5.2.10	Ejecución de los trabajos de compactación en obra	102
5.2.11	Ensayos de verificación realizados pre y post compactación.....	105

CAPITULO VI: EVALUACIÓN TÉCNICA

6.1	Caso Aplicativo – Compactación Dinámica	107
6.1.1	Ensayos realizados en campo.....	107
6.1.2	Descripción del perfil del suelo.....	108
6.1.3	Colapsabilidad del Suelo.....	109
6.1.4	Presión admisible del suelo	109
6.1.5	Asentamiento del suelo	114
6.1.6	Resultados por medio del ensayo CPT.....	118

6.2	Diseño Teórico – Inclusiones Rígidas.....	125
6.2.1	Calculo teórico, en base a ASIRI Project Recomenndations	125
CAPITULO VII: EVALUACIÓN ECONÓMICA		
7.1	Caso Aplicativo.....	128
7.1.1	Evaluación económica del proyecto.....	128
7.1.2	Presupuesto de obra.....	128
7.1.3	Costo asociado por m2	129
7.1.4	Análisis de resultados.....	129
7.2	Caso teorico Inclusión Rígida	130
7.2.1	Evaluación económica del modelo teórico con referencia.....	130
7.2.2	Presupuesto de obra	131
7.2.3	Costo asociado por m2	131
	CONCLUSIONES	132
	RECOMENDACIONES	134
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	135
	ANEXOS	139

INDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Resolución ministerial para la NTE 0.50.....	8
Figura N° 2: Clasificación de Suelos.....	9
Figura N° 3: Asentamiento elástico de una cimentación.....	12
Figura N° 4: Tipos de asentamiento en una cimentación.....	13
Figura N° 5: Criterio del potencial de colapso.....	17
Figura N° 6: Cono Tipo Peck (CTP).....	20
Figura N° 7: Proceso del Ensayo de Cono de Penetración (CPT).....	21
Figura N° 8: Representación gráfica de los resultados del ensayo CPT.....	23
Figura N° 9: Proceso del Ensayo de Penetración Estándar (SPT).....	25
Figura N° 10: Esquema típico de ensayo de placa de carga.....	26
Figura N° 11: Descripción gráfica del Ensayo de Refracción Sísmica.....	28
Figura N° 12: Velocidades de onda de corte representativas en suelo y roca.....	29
Figura N° 13: Elementos del ensayo de Wash Boring.....	30
Figura N° 14: Aplicabilidad de técnicas en función del tamaño de partícula.....	32
Figura N° 15: Clasificación de técnicas según la profundidad del terreno.....	33
Figura N° 16: Proceso de ejecución de Compactación Dinámica.....	33
Figura N° 17: Proceso de ejecución de Sustitución Dinámica.....	34
Figura N° 18: Secciones geométricas de drenajes prefabricados.....	36
Figura N° 19: Proceso de ejecución de Vibroflotación.....	37
Figura N° 20: Proceso de ejecución de Columnas de Grava.....	38
Figura N° 21: Proceso de ejecución de Inclusiones Rígidas.....	39
Figura N° 22: Esquema de funcionamiento Menard Vacuum.....	40
Figura N° 23: Esquema de la compactación dinámica.....	49
Figura N° 24: Ejemplo de terreno desnivelado, caso proyecto Baterías Etna.....	50
Figura N° 25: Esquema de fases típico en C.D.....	54
Figura N° 26: Grúa de celosía marca Liebherr Modelo HS855.....	55
Figura N° 27: Masas de 15 y 9 toneladas para compactación.....	55
Figura N° 28: Proyecto Abú Dhabi Corniche -Emiratos Árabes Unidos.....	57
Figura N° 29: Proyecto Hotel en Raleigh en Carolina.....	58
Figura N° 30: Proyecto Centro Comercia en Puebla - México.....	58
Figura N° 31: Esquema de la técnica de Inclusiones Rígidas.....	59
Figura N° 32: Ubicación del refuerzo geosintético en la capa de transferencia de carga..	60
Figura N° 33: Aplicación de las Inclusiones Rígidas.....	62
Figura N° 34: Representación de la capa de transferencia de carga.....	65
Figura N° 35: Comportamiento de la CTC según Chavelier et al. (2011).....	66
Figura N° 36: Formación del ángulo de pirámide inversa en suelo blando.....	66
Figura N° 37: Obtención del Factor λ	70
Figura N° 38: Abaco para obtención del coeficiente m_r	71
Figura N° 39: Abaco para obtención del coeficiente $m_r h_r$ por medio del factor α	72
Figura N° 40: Abaco para obtener la dimensión de la malla en función del factor α	73
Figura N° 41: Abaco para obtener la dimensión de la altura crítica h_c	74

Figura N° 42: Línea Ferroviaria Tangentielle Légère Nord - Francia.....	81
Figura N° 43: Planta de Etanol Sinaloa - México.....	81
Figura N° 44: Centro Integral del Adulto Mayor (CIAM)	81
Figura N° 45: Ubicación del área del proyecto.....	82
Figura N° 46: Vista panorámica del interior del área del proyecto	83
Figura N° 47: Evidencia de vegetación en interior del área del proyecto	83
Figura N° 48: Levantamiento topográfica del área del proyecto.....	84
Figura N° 49: Ubicación de ensayos geotécnicos del área de proyecto	85
Figura N° 50: Resultados de la evaluación potencial de colapso del proyecto	88
Figura N° 51: Nivelación del terreno previo a trabajos de compactación	90
Figura N° 52: Ubicación de geófono en posición paralela al	91
Figura N° 53: Representación de las áreas a compactar dentro del proyecto.....	92
Figura N° 54: Designación del área de prueba	93
Figura N° 55: Estatigrafía del área de prueba.....	93
Figura N° 56: Organigrama del proyecto.	94
Figura N° 57: Equipo de trabajo Proyecto Baterías Etna.	94
Figura N° 58: Equipos pesados para la ejecución del proyecto.....	95
Figura N° 59: Presentación del equipo de estación total.	95
Figura N° 60: Ubicación y distribución de las mallas en área.....	96
Figura N° 61: Ubicación de los puntos BM.....	98
Figura N° 62: Llenado de zanjas con piedra chancada.....	100
Figura N° 63: Terraplén construido y emisión de agua	100
Figura N° 64: Medición del asentamiento del terraplén.	101
Figura N° 65: Excavación de zanja para prueba de vibración.....	102
Figura N° 66: Medición de vibración por impactos de masa	102
Figura N° 67: Ejecución Fases 1 y 2.....	103
Figura N° 68: Nivelación post Fases 1 y 2.	103
Figura N° 69: Medición de huellas post Fase 1.	104
Figura N° 70: Fase de Ironing o “planchado”.....	104
Figura N° 71: Nivelación post Ironing.	105
Figura N° 72: Trabajos 1era campaña.	106
Figura N° 73: Trabajos 2da campaña.	106
Figura N° 74: Esquema del planteamiento del problema	114
Figura N° 75: Esquema del planteamiento con valores de C24	115
Figura N° 76: Esquema del planteamiento con valores de C24	118
Figura N° 77: Curva granulométrica de la Calicata N° 24	119
Figura N° 78: Asentamiento del terreno antes de compactar (sin saturar)	122
Figura N° 79: Asentamiento del terreno después de compactar (sin saturar).....	123
Figura N° 80: Ensayo de placa de carga en condición natural terreno natural.....	124
Figura N° 81: Ensayo de placa de carga en condición natural terreno natural.....	124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Variación de I_f	14
Tabla N° 2: Clasificación del Índice de Colapso I_c	18
Tabla N° 3: Aplicatividad del SPT.....	24
Tabla N° 4: Clasificación de técnicas de mejoramiento del terreno	32
Tabla N° 5: Operacionalización de variables.....	43
Tabla N° 6: Cuadro de costos comparativos para mejoramiento de suelos	47
Tabla N° 7: Lineamientos de diseño	51
Tabla N° 8: Valores de n para diversos tipos de suelo.....	52
Tabla N° 9: Energía Requerida de compactación	53
Tabla N° 10: Requerimiento de grúa, según tipo de masa a izar	56
Tabla N° 11: Valores recomendados para el parámetro $k_{tan\delta}$	69
Tabla N° 12: Valores del parámetro $k_{tan\delta}$ según Norma NF P 94-262.....	69
Tabla N° 13: Tamaño del material para capa de reparto.....	80
Tabla N° 14: Relación entre tipo de suelo y $(q_c/p_a)/N_{60}$	119
Tabla N° 15: Transformación del ángulo de fricción efectivo según la energía transferida	121
Tabla N° 16: Índices de colapso obtenidos	125
Tabla N° 17: Presupuesto de Obra – Compactación Dinámica	129
Tabla N° 18: Presupuesto de Obra – Inclusiones Rígidas.....	131

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO N° 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	140
ANEXO N° 2: EMS DEL PROYECTO	141
ANEXO N° 3: PLANOS DE TRABAJO	142
ANEXO N° 4: RESULTADOS ENSAYOS CPT	143
ANEXO N° 5: RESULTADOS PRUEBA DE VIBRACION	144
ANEXO N° 6: FACTORES PARA CALCULO DE ASENTAMIENTO (BRAJA DAS)	145
ANEXO N° 7: PRUEBA HDT (HEAVY DROP TEST)	146
ANEXO N° 8: CONTROL DE PRODUCCIÓN	147
ANEXO N° 9: CAPACIDAD DE CARGA COMPARADA	148
ANEXO N° 10:CAPACIDAD DE CARGA POR OTRO AUTORES.....	149
ANEXO N° 11:CALCULO DEL ANGULO DE FRICCION.....	150
ANEXO N° 12: CALCULO DEL ASENTAMIENTO	151
ANEXO N° 13:ENSAYO DE PLACA DE CARGA	152

RESUMEN

El presente trabajo de tesis tuvo como finalidad evaluar de manera técnica y económica los mejoramientos de suelos finos a través de los métodos de compactación dinámica e inclusiones rígidas. Estas técnicas mejoran de manera significativa las propiedades geotécnicas de los suelos en su estado natural, como es la capacidad portante, reducir su nivel de asentamiento y evitar el fenómeno de licuación.

La Compactación Dinámica (C.D.) es una técnica desarrollada en Europa y que se está aplicando en Sudamérica con buenos resultados, consiste en aplicar impactos continuos de una masa a cierta altura, que comprime el suelo con una determinada energía de impacto, logrando mejorar las propiedades mecánicas del suelo.

Detallaremos un caso práctico de C.D. realizado en el Perú y como fue el proceso de mejoramiento de suelo. Se analizaron las características antes durante y después, a través de ensayos de campo y de laboratorio, bajo el soporte de la normativa técnica vigente (N.T.E. 050), estos suelos al ser finos y colapsables presentaron una capacidad portante inicial de 0.80 Kg/cm², con esta técnica evaluaremos como se logró mejorar dicho valor y reducir el asentamiento de manera significativa.

De las inclusiones rígidas se efectúa un modelo teórico para evaluar las propiedades del suelo del caso práctico.

Con los resultados obtenidos en ambos casos, se ha procedido a evaluar y comparar de manera técnica, considerando el tiempo y el costo, con la finalidad de obtener conclusiones y recomendaciones que ratifiquen los objetivos del presente trabajo.

Palabras claves: Técnicas de mejoramiento de suelos, suelos finos, compactación dinámica, inclusiones rígidas, capacidad portante, asentamientos.

ABSTRACT

The purpose of this thesis work was to evaluate in a technical and economic way the improvements of fine soils through dynamic compaction methods and rigid inclusions. These techniques significantly improve the geotechnical properties of soils in their natural state, such as bearing capacity, reduce their level of settlement and avoid the phenomenon of liquefaction.

Dynamic Compaction (CD) is a technique developed in Europe and is being applied in South America with good results, it consists of applying continuous impacts of a mass at a certain height, which compresses the soil with a certain impact energy, improving properties soil mechanics.

We will detail a practical case of C.D. carried out in Peru and how was the soil improvement process. The characteristics were analyzed before during and after, through field and laboratory tests, under the support of current technical regulations (NTE 050), these soils being thin and collapsible, presented an initial bearing capacity of 0.80 Kg / cm² With this technique we will evaluate how this value was improved and the settlement reduced significantly.

From the rigid inclusions a theoretical model is made to evaluate the soil properties of the case study.

With the results obtained in both cases, we have proceeded to evaluate and compare in a technical way, considering the time and cost, in order to obtain conclusions and recommendations that ratify the objectives of this work.

Keywords: Soil improvement techniques, fine soils, dynamic compaction, rigid inclusions, bearing capacity, settlements.

INTRODUCCIÓN

Para la ejecución de un proyecto de construcción se requiere del estudio de diversas especialidades de la ingeniería, una de ellas es la geotecnia, que es una rama de la ingeniería que tiene una importancia alta porque permite el adecuado estudio de los suelos, suelos que recibirán toda la carga de la futura construcción, a través de las cimentaciones, pero que pasa si estos suelos no tienen las suficientes propiedades físicas para poder soportar esas cargas a futuro, obviamente colapsarían las estructuras por deficiencias de estos suelos, ante esta situación muchos investigadores entre ellos ingenieros civiles han buscado la forma de incrementar esas propiedades geotécnicas de estos suelos deficientes. Los suelos se clasifican por lo general en gravas, arenas, limos, arcillas, etc. cada uno presenta diversas características geotécnicas, siendo los suelos finos los que presentan menor índice de cohesión como los limos y arcillas que son suelos blandos y muy blandos, los cuales tienen poca capacidad portante para la construcción de estructuras, terraplenes, vías o viviendas; por lo cual presentan asentamientos del tipo diferencial lo cual haría que la estructura construido sobre ellos colapsen.

Una forma de revertir las deficiencias técnicas de los suelos es a través de las técnicas de mejoramiento de suelos. En la actualidad existen diversas técnicas de mejoramiento de suelos, estas técnicas serán desarrolladas en el capítulo II. Estas técnicas tienen como cuna de su desarrollo Europa, es en Francia donde se da inicio a estas con los estudios y aplicaciones del Ing. Louis Menard (1967), luego en otros países como España, Alemania, en América con Estados Unidos de Norteamérica, México, Brasil, Bolivia y Colombia, han comenzado a desarrollar según las características propias de cada suelo. Las técnicas más comunes son: compactación, pilotes, micropilotes, inyecciones de grout, Vibroflotación, vibrosustitución, jet grouting, compactación dinámica, sustitución dinámica e inclusiones rígidas, entre las más comunes. El uso de cada una depende de los factores que a criterio de los especialistas serán los más adecuados a usar con la finalidad de mejorar sus características geotécnicas. En el Perú estas técnicas comienzan a masificarse a inicios del nuevo milenio e incluso muchas empresas extranjeras se han instalado con

sucursales, entre ellas tenemos a Soletanche Bachy (Francia), Pilotes Terratest (2006), Motta Engil (Portugal), Geotécnica (Brasil), Incotec (Bolivia), entre otras.

La aplicación de estas técnicas de mejora de suelos dependerá de factores como: el tipo de uso (comercial, industrial, urbano), los tipos de estructuras a edificar, el área a construir, disponibilidad de tiempo (propietario), características de la geografía, tipos de suelo, etc.

Con el desarrollo de la tecnología, el ingreso de nuevas empresas extranjeras y las mejoras en los procedimientos, hacen que los costos se reduzcan y puedan tener nuevos clientes por una reducción del costo del servicio.

En el capítulo IV se describe las técnicas de Compactación Dinámica e Inclusiones Rígidas como técnicas de mejoramiento de suelos; técnicas que se están usando en la actualidad. Se analizó un caso de mejora de suelos de la nueva planta de Baterías Etna ubicada en Chilca (capítulo V) detallando todos los procedimientos en el proceso de ejecución de la Compactación Dinámica e Inclusión Rígida como métodos de mejora y se hará un análisis técnico de la capacidad portante y asentamiento en su etapa inicial y final (capítulo VI), según los resultados obtenidos principalmente con el ensayo de campo a una profundidad de 2.40m.del suelo ensayado; además del respectivo análisis económico que se desarrolla en el capítulo VII, los resultados serán evaluados con los resultados teóricos que se obtienen al efectuar la modelación de las inclusiones rígidas, teniendo como patrón referencia las normas técnicas peruanas concernientes al capítulo de la Norma Técnica de Edificación E 050 de suelos y cimentaciones.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la realidad de la problemática

Cuando se desarrolla un proyecto de construcción es importante tener conocimientos claros de las condiciones del subsuelo, en particular de su estratigrafía y propiedades y en base a los estudios de campo realizados estos determinaran si es adecuado o requiere de algún refuerzo o mejoramiento. Los tratamientos realizados antiguamente tenían fundamento empírico, pero en la actualidad se basan de estudios con sustento científico por medio de la experimentación, por lo que llega al punto de generar la pregunta en saber qué tipo de método y equipo deberán emplearse para obtener las propiedades mecánicas según las especificaciones del proyecto. Lo que se busca al aplicar la técnica de mejoramiento adecuada es aumentar su compacidad y reducir la susceptibilidad a cambios volumétricos, generando un cambio de su estructura original y la modificación del arreglo o acomodo de sus partículas.

Con respecto al tema de investigación el proyecto industrial a construir se va a cimentar en un suelo que se consideró para fines de cultivo, cuya capa por debajo de este relleno consta de estratos entre baja a mediana resistencia (arena fina con contenido variable de limo y arcilla), medianamente densa a compacta (arcilla limosa), hasta profundidades comprendidas entre 2.70 a 6.60 m que finalmente por debajo de dichas profundidades se han llegado localizar material granular medianamente densa a densa (arena fina a gruesa con contenido variable de grava) y registros aislados de grava arenosa medianamente compacta a compacta y de limo arenoso medianamente compacto a compacto; sin registro de napa freática.

Con la información recopilada de las investigaciones realizadas en campo se ha llegado a determinar que los estratos que conforman la capa superior son potencialmente colapsables (arcilla limosa) y de baja resistencia (arenas), cuya recomendación del estudio de suelos realizado es considerar como alternativa el mejoramiento de suelos por medio de columnas de grava u otro método similar sin descartar cimentaciones profundas tales como pilotes, con el objetivo de garantizar

una presión admisible del suelo no menor de 2kg/cm² para un asentamiento tolerable de 2.5 cm.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema principal

¿En qué medida la Compactación Dinámica y las Inclusiones Rígidas como técnicas de mejoramiento de suelos con fines de cimentación pueden evaluarse técnica y económicamente?

1.2.2 Problemas secundarios

- a) ¿En qué medida la Compactación Dinámica y las Inclusiones Rígidas proporcionarían un incremento mayor de la presión admisible?
- b) ¿En qué medida la Compactación Dinámica y las Inclusiones Rígidas reducirían el asentamiento de los suelos finos?
- c) ¿En qué medida la Compactación Dinámica y las Inclusiones Rígidas en su ejecución presentarían un menor costo y tiempo?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo principal

Evaluar técnica y económicamente el mejoramiento de suelos finos con fines de cimentación, a través de las técnicas de Compactación Dinámica e Inclusiones Rígidas.

1.3.2 Objetivos secundarios

- a) Mejorar la presión admisible del suelo por medio de las técnicas de Compactación Dinámica e Inclusiones Rígidas.
- b) Reducir los asentamientos en las cimentaciones por medio de las técnicas de Compactación Dinámica e Inclusiones Rígidas.
- c) Reducir el costo y el tiempo en el mejoramiento de los suelos finos por medio de las técnicas de Compactación Dinámica e Inclusiones Rígidas.

1.4 Justificación e importancia de la investigación

1.4.1 Conveniencia

El estudio de las técnicas de mejoramiento de suelos que concierne a la compactación dinámica es importante porque en nuestro país es un tema nuevo, no hay mucha referencia sobre proyectos ejecutados hasta el día de hoy, la teoría se basa principalmente en criterios experimentales, conviene hacer un análisis detallado de cómo estas técnicas mejoran las propiedades mecánicas y físicas de los suelos finos y a su vez de qué manera se puede hacer que los procesos sean más óptimos, para que sirva de referencia para la ejecución de futuros proyectos locales relacionados a la mejora de los suelos en general.

1.4.2 Relevancia social

Con esta investigación, se quiere dar aporte para tener en conocimiento el desarrollo y evaluación de técnicas de mejoramiento de suelos, con el deseo que se siga desarrollando dentro de nuestro país para poder generar una norma técnica que pueda orientar a los profesionales dedicados a esta rama.

1.4.3 Implicancia práctica

El análisis del comportamiento del suelo, bajo las alternativas de solución, implica el uso de bibliografía actualizada y la práctica en softwares especializados para conocer e interpretar el comportamiento del suelo bajo efectos de las técnicas de mejoramiento. Además de poder comparar la experiencia con otras a nivel internacional, ya que este tipo de trabajos recién se está implementando en nuestro medio. Para ello se analizará un caso particular, para un proyecto de uso industrial.

1.5 Limitaciones de la investigación

Solo se contará con información referente al mejoramiento de suelos por medio de la técnica de Compactación Dinámica ejecutada en el proyecto ya que no se cuenta con otras referencias de trabajos ejecutados en el país. En referencia a la técnica de Inclusiones Rígidas se realizará un análisis teórico y tentativo simulando la interacción del suelo mejorado bajo cargas referenciales; por no ejecutarse dicha técnica, los resultados serán representativos.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1 En el ámbito internacional

El mejoramiento de los suelos a través de la Compactación Dinámica tiene su origen a finales de los años 70 en los países de Francia y Estados Unidos cuyos resultados y primeras gráficas de interpretación han sido publicados por medio por medio de comités técnicos. Ingenieros de la talla de Luis Menard, J.K Mitchel, Robert G. Lukas, junto con otros profesionales respetables, desarrollaron formulas, pruebas y ensayos con el propósito de informar, y dar los criterios para una correcta evaluación según el comportamiento del suelo de composiciones mixtas.

En el presente, su desarrollo ha permitido la continuidad de investigaciones y en base a ello las publicaciones de normas y recomendaciones en referencia a las técnicas de mejoramiento y refuerzo del suelo, tales como los Eurocodigos (EC), y los circulares del Federal Highway Administration (FHWA), también la creación de comités técnicos tales como Technical Committee 211 (TC211) del ISMMGE de Estados Unidos, y proyectos subvencionados por los gobiernos tales como el ASIRI Recommendations en Francia.

Todo ello direcciona a no solo compartir el conocimiento teórico sino también el “know how” para un adecuado desarrollo en ingeniería y ejecución de un nuevo proyecto.

2.1.2 En el ámbito nacional

Las técnicas de mejoramiento y refuerzo de suelos en nuestro país están ingresando en esta década con nuevas tecnologías dentro de la aplicación en la ingeniería geotécnica. Soluciones como muros anclados, pilotes, jet grouting y micropilotes ya se viene trabajando desde el siglo pasado dentro de la especialidad de cimentaciones profundas y estabilidad de taludes. Ahora, se tienen en nuestro medio soluciones tales como los muros diafragma, columnas

de grava, inyecciones de grout controlado, compactación dinámica e inclusiones rígidas; técnicas que tienen más de medio siglo aplicándose a nivel mundial por países más desarrollados, caso contrario a nuestro país, con reciente desarrollo y puede evidenciarse en algunas investigaciones de este mismo nivel.

2.1.3 Bases teóricas

En la actualidad nuestra normativa se basa principalmente en los lineamientos indicados por la norma técnica NT E.050 Suelos y Cimentaciones, actualizada a finales del 2018 (véase Figura N°1) y la norma referente a Componentes Estructurales CE.020 Estabilización de Suelos y Taludes, emitido durante el 2006. En ambas el profesional responsable (PR) es el encargado de realizar los ensayos adecuados al suelo en estudio para así evaluar la solución para su estabilización o mejoramiento.

No se cuenta por el momento con guías y recomendaciones para la aplicación de las diversas técnicas de mejoramiento de suelos en nuestro medio, salvo las mencionadas por la NT E0.50 respecto a la aplicación de pilotes y anclajes post tensados, por lo que se ha tenido que revisar bibliografía, estudios e investigaciones de autores procedentes de países con mayor avance tecnológico en este campo, teniendo como un ejemplo de referencia las recomendaciones de la Federal Highway Administration de la U.S Department of Transportation de Estados Unidos y entre otras normas como los Eurocodigos de la Union Europea.



Figura N° 1: Resolución ministerial para la NTE 0.50.
Fuente: “Diario Oficial El Peruano” (2018)

2.2 Definiciones conceptuales

2.2.1 Suelos: Definición y Clasificación

Definición

Se puede definir el concepto de suelos como consecuencia del factor interperismo, que por factores mecánicos y químicos las rocas se convierten pequeños fragmentos de rocas, los suelos que se encuentran en la misma roca se le llama suelos residuales, los que se encuentran en otros lugares por factor aluvial, eólico o glacial se le llama suelos transportados. En el caso de la turba está formado por la descomposición de materiales orgánicos debido a la presencia de napa freática o agua por encima del suelo, la turba no es apta para ningún tipo de construcción

(Crespo, 2011, pp.18-19)

Clasificación

De acuerdo con nuestra norma técnica podemos clasificar a los suelos en tres grupos: suelos granulares, suelos finos y suelos orgánicos (véase Figura N°2).

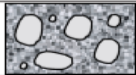













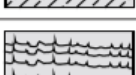
DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCS	GRÁFICO	
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA BIEN GRADUADA
		GP		GRAVA MAL GRADUADA
		GM		GRAVA LIMOSA
		GC		GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA BIEN GRADUADA
		SP		ARENA MAL GRADUADA
		SM		ARENA LIMOSA
		SC		ARENA ARCILLOSA
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
		CL		ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH		ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS.	

Figura N° 2: Clasificación de Suelos

Fuente: "Norma E.050 Suelos y Cimentaciones" (2018, p.36)

Dentro de esta clasificación determinamos los siguientes grupos de suelos:

Suelos Granulares

A. Gravas

Son suelos acumulados de la fragmentación de rocas, que tienen un diámetro mayor a 2mm. Si estas son accarreadas por el agua las aristas sufren desgastes que toman la forma de redondeadas. Como material suelto lo encontramos los lechos, márgenes y en los conos de eyección de los ríos; también en zonas donde han sido retransportadas. Por lo general su composición es en mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcilla. Sus partículas varían desde 3” a 2.00mm. Las gravas son suelos no cohesivos.

(Crespo, 2011, p.21)

B. Arenas

Son materiales de granos finos, que tienen como origen la denudación de las rocas o de la trituración artificial, estas partículas miden entre 2.00mm. y 0.05mm. de diámetro. Su origen es similar al de las gravas (mencionada anteriormente), las arenas de ríos contienen proporciones grandes de gravas y arcillas. Las arenas al estar limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos comprensibles que las arcillas y si se le aplica una carga en su superficie, se comprimen de manera inmediata. Las arenas son suelos no cohesivos

(Crespo, 2011, p.22)

Suelos Finos

A. Limos

Son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras o limo orgánico el que se encuentra en los ríos, teniendo características plásticas. El diámetro de estas partículas están entre los 0.05mm. y 0.005mm. Su color varía de gris claro a oscuro. Los limos sueltos y saturados son inadecuados para recibir cargas a través de zapatas. Los limos al no encontrarse en suelos densos son muy pobres para cimentar.

(Crespo, 2011, p.22)

B. Arcillas

Son partículas sólidas con diámetro menor a 0.05mm. Tienen la propiedad de ser muy plásticas al ser mezcladas con agua. Su composición química es de un silicato de alúmina hidratado, su estructura es del tipo cristalina, sus átomos están dispuestos en forma laminar. Sus láminas son del tipo silicio y del tipo aluminico.

(Crespo, 2011, p.22)

C. Caliche

Crespo (2011) define el término caliche como los “estratos del suelo cuyos granos se encuentran cementados por carbonatos calcáreos, para su formación se requiere de un clima semiárido” (p.25)

Propiedades

A. Asentamiento

Los asentamientos de una cimentación se dividen en dos categorías: a) asentamiento elástico o inmediato y b) asentamiento por consolidación. El primero es un asentamiento que se origina durante o después de la construcción de la estructura (véase Figura N°3), en cambio el asentamiento por consolidación es el que ocurre durante todo el tiempo de la construcción, el asentamiento total será la suma de los dos asentamientos, independientemente al tipo de cimentación a construir sea rígida o flexible dado que muestran diferentes tipos de asentamiento (véase Figura N°4).

(Braja, 2012, pp.245-252)

Para poder calcular este asentamiento se requiere de:

- 1.- Cálculo del incremento de la carga vertical: Método 2:1 (largo x ancho)
- 2.- Cálculo del asentamiento elástico y por consolidación.
- 3.- Capacidad de carga admisible basada en el asentamiento elástico.

Asentamiento Elástico: Este asentamiento está basado en la Teoría de la elasticidad. De la ley de Hooke se obtiene:

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z dz = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta\sigma_z - \mu_s \Delta\sigma_x - \mu_s \Delta\sigma_y) dz \quad \dots (01)$$

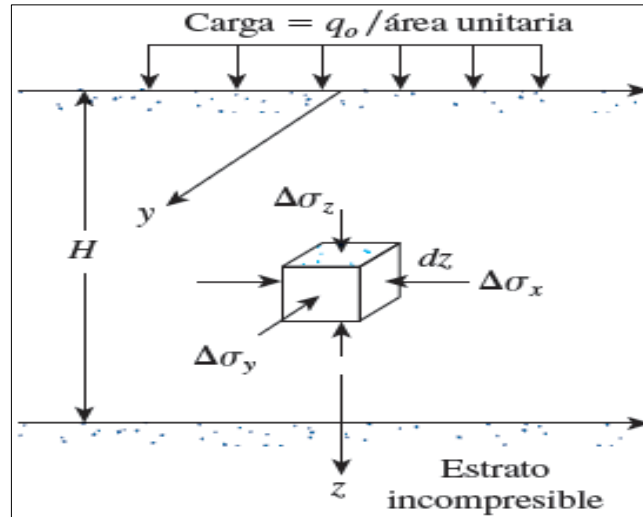


Figura N° 3: Asentamiento elástico de una cimentación superficial

Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”, Braja (2012, p.245)

$$S_e = \frac{q_0 \cdot (a \cdot B') \cdot (1 - \mu_s^2) \cdot I_s \cdot I_f}{E_s} \quad \dots (02)$$

Donde:

- S_e = Asentamiento elástico
- B' = Base de la cimentación
- q_0 = Carga neta por área unitaria
- E_s = Módulo de elasticidad del suelo. $Z=0$ hasta $Z=5B$
- μ_s = Relación de Poisson del suelo
- I_s = Factor de forma
- I_f = Factor de profundidad
- a = factor de donde se calcula el asentamiento
- $\alpha=1$ asentamiento es en el extremo
- $\alpha=4$ asentamiento en el centro de la cimentación

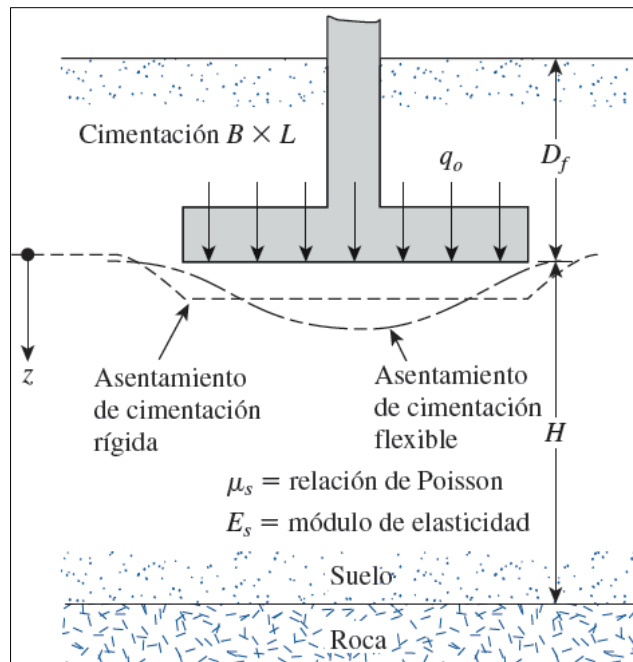


Figura N° 4: Tipos de asentamiento en una cimentación
Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”,
Braja (2012, p.246)

Factor de corrección de cálculo de asentamiento elástico en cimentaciones rígidas con respecto al asentamiento de una cimentación flexible.

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2 \quad \dots (03)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_0 + A_1) \quad \dots (04)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2 \quad \dots (05)$$

$$A_0 = m' \ln \frac{\left(1 + \sqrt{m'^2 + 1}\right) \sqrt{m'^2 + n'^2}}{m' \left(1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}\right)} \quad \dots (06)$$

$$A_1 = \ln \frac{\left(m' + \sqrt{m'^2 + 1}\right) \sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad \dots (07)$$

$$A_2 = \frac{m'}{n' \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad \dots (08)$$

Para el cálculo del asentamiento en el centro de la cimentación se considera (véase Anexo N°08):

$$m' = L/B \quad \dots (09)$$

$$n' = H/B \quad \dots (10)$$

El I_f con la relación D_f / B la puede obtener por medio de la Tabla N°1:

Tabla N° 1: Variación de I_f

Variación de I_f con D_f/B , B/L y μ_s				
μ_s	D_f/B	B/L		
		0.2	0.5	1.0
0.3	0.2	0.95	0.93	0.90
	0.4	0.90	0.86	0.81
	0.6	0.85	0.80	0.74
	1.0	0.78	0.71	0.65
0.4	0.2	0.97	0.96	0.93
	0.4	0.93	0.89	0.85
	0.6	0.89	0.84	0.78
	1.0	0.82	0.75	0.69
0.5	0.2	0.99	0.98	0.96
	0.4	0.95	0.93	0.89
	0.6	0.92	0.87	0.82
	1.0	0.85	0.79	0.72

Fuente: “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones”, por Braja (2012, p.252)

B. Capacidad Portante

Crespo (2006) define el concepto de capacidad portante como “la capacidad de resistencia que tiene un suelo para poder resistir las cargas que serán transmitidas por la cimentación, con la finalidad de resistir esfuerzo al corte y asentamientos diferenciales” (p.292)

C. Densidad Seca

Se define la densidad seca de un suelo como la relación del peso seco del suelo y su volumen.

$$\rho_d = P_s / V \dots (11)$$

Dónde:

ρ_d = Densidad Seca,

P_s = Peso seco del suelo,

V = Volumen del suelo.

Como la humedad de los suelos son diferentes, con la densidad seca se puede establecer un criterio de comparación entre los suelos que son más o menos compactos con respecto a un criterio de densidad máxima.

(Crespo, 2011, p.110)

D. Límite Líquido

Crespo (2011) define al límite líquido como “la relación del contenido de humedad de un suelo con respecto al peso seco de suelo” (p.70).

De esta definición se puede deducir que los suelos plásticos no tienen resistencia al corte.

E. Porcentaje de humedad

Es la relación expresada en porcentaje entre el peso del agua de una determinada cantidad de suelo con respecto al peso de este suelo. Se puede expresar de la siguiente manera:

$$w\% = (W_h / W_s) * 100 (\%) \dots (12)$$

Donde:

$w\%$ = Contenido de humedad expresado en %,

W_h = Peso del agua existente en la muestra del suelo,

W_s = Peso de la muestra del suelo.

F. Resistencia de los suelos al esfuerzo de corte

Se determina la resistencia al corte S de los suelos en términos de los esfuerzos efectivos de la siguiente manera:

$$S = c + \sigma' \tan \phi \dots (13)$$

Dónde:

σ' = esfuerzo normal efectivo en el plano del corte,

c = cohesión, o cohesión aparente,

ϕ = ángulo de fricción.

La ecuación se le conoce como el criterio de falla de Mohr – Coulomb. El valor de c para arenas y arcilla normalmente cero, en el caso de arcilla sobreconsolidadas, $c > 0$.

Los parámetros de resistencia al corte de un suelo: c y ϕ se determinan a través de dos pruebas estándar de laboratorios, que son a) La prueba del Corte Directo y b) La Prueba Triaxial.

G. Suelos colapsables

Son suelos que cambian violentamente de volumen por la acción combinada o individual de las siguientes acciones:

- Al ser sometidos a un incremento de carga o,
- al humedecerse o saturarse.

Este comportamiento se produce debido al aumento de cualquiera de los siguientes parámetros:

- Contenido de humedad (w),
- Grado de saturación (S_r),
- Presión media actuante (t),

- Esfuerzo cortante (s),
- Presión de poros (u).

De acuerdo con nuestra norma técnica los siguientes ensayos conforman parte del análisis para la determinación del índice de colapsabilidad:

- Análisis de pesos unitarios secos y límite líquido de los suelos,
- Evaluación del potencial de colapso en el laboratorio,
- Pruebas de carga in situ en estado seco y humedecido.

El valor obtenido se lleva al ábaco según la Figura N°5, para determinar si la muestra ensayada corresponde a un suelo colapsable o no colapsable.

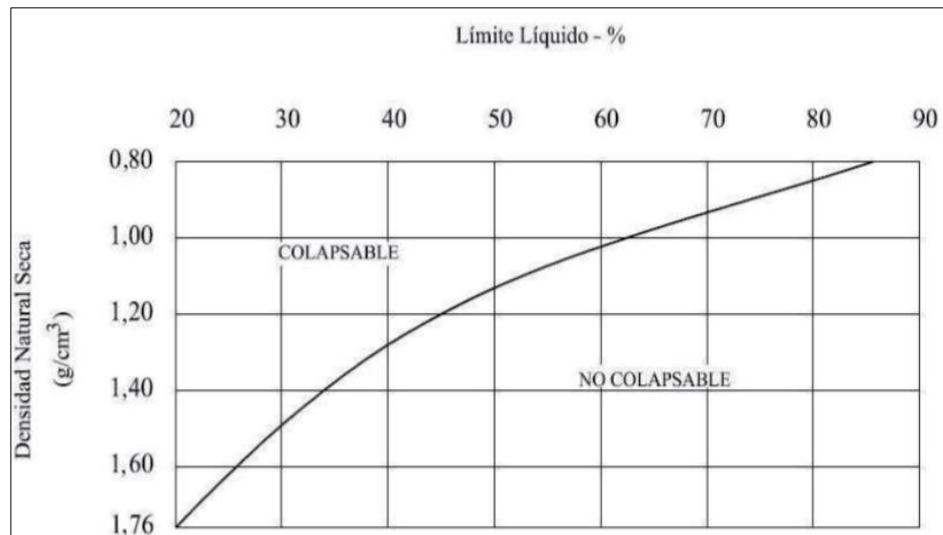


Figura N° 5: Criterio del potencial de colapso

Fuente: “Norma E.050 Suelos y Cimentaciones” (2018, p.47)

La obtención del índice de colapso se da por medio del coeficiente entre el cambio de la altura de la muestra entre su altura inicial, cuyo valor se compara en la Tabla N°2 para identificar su grado de colapso.

Tabla N° 2: Clasificación del Índice de Colapso Ic

Clasificación del Índice del colapso Ic	
Grado del Colapso	Índice del colapso Ic (%)
Ninguno	0
Leve	0.1 a 2.0
Moderado	2.1 a 6.0
Moderadamente severo	6.1 a 10.0
Severo	>10

Fuente: “Norma E.050 Suelos y Cimentaciones” (2018, p.47)

Las soluciones para contrarrestar este comportamiento se plantean en las siguientes:

- Eliminar factores que puedan ocasionar el colapso.
- Retiro y reemplazo por un relleno controlado o de ingeniería.
- Compactación in situ.
- Inundación.
- Fundaciones indirectas.

2.2.2 Ensayos de Campo para Suelos

A. Cono Tipo Peck (CTP)

La técnica de auscultación mediante el Cono Tipo Peck (CTP), es un ensayo que se encuentra suscrito en la norma NTE.050 “Suelos y Cimentaciones”, el cual se utiliza para efectuar auscultaciones dinámicas que, como en los casos del DPSH (Prueba de Penetración Dinámica Superpesada) y el DPL (Penetrómetro Dinámico Ligero), no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y requieren de investigación adicional de suelos para su interpretación. Las dimensiones de la herramienta de auscultación son estandarizadas para una mejor obtención de información (véase Figura N°6). Los parámetros obtenidos con este ensayo son correlacionados con los parámetros obtenidos del SPT. No se aplica en el fondo de calicatas, o cualquier tipo de excavación, debido a pérdida de confinamiento en el área puntual de estudio. Por ello debe distanciarse mínimo metro y medio de un punto ya ensayado y veinticinco veces su diámetro de existir sondeos previos.

Para su ejecución se efectúa con una frecuencia comprendida entre 15 golpes y 30 golpes por minuto registrando el número de golpes necesario para introducir el cono al interior del terreno por cada intervalo de 15 cm. La suma del número de golpes en dos intervalos consecutivos se anota como C_n .

(Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018, p.68).

Cabe recalcar que su aplicación se lleva solo en suelos de matriz fina y pertenece al grupo de ensayos que, al ser ejecutado sobre el terreno, éste no sufre alteración alguna debido a la no extracción de muestras.

Su correlación con el ensayo SPT, se realiza por medio de la siguiente ecuación:

$$N = \beta C_n \dots (14)$$

Dónde:

N = Golpes por 0.30 m de penetración en el SPT,

C_n = Golpes por 0.30 m de penetración en el SPT,

β = Coeficiente de correlación (0.5 para arenas limpias y 1 arcillas saturadas).

El ensayo llega a finalizar al satisfacer las siguientes condiciones:

- Alcance de la profundidad establecida;
- Se supere los 100 golpes para una penetración de 15 cm;
- Tres valores consecutivos de C_n que sean iguales o superiores a 75 golpes.

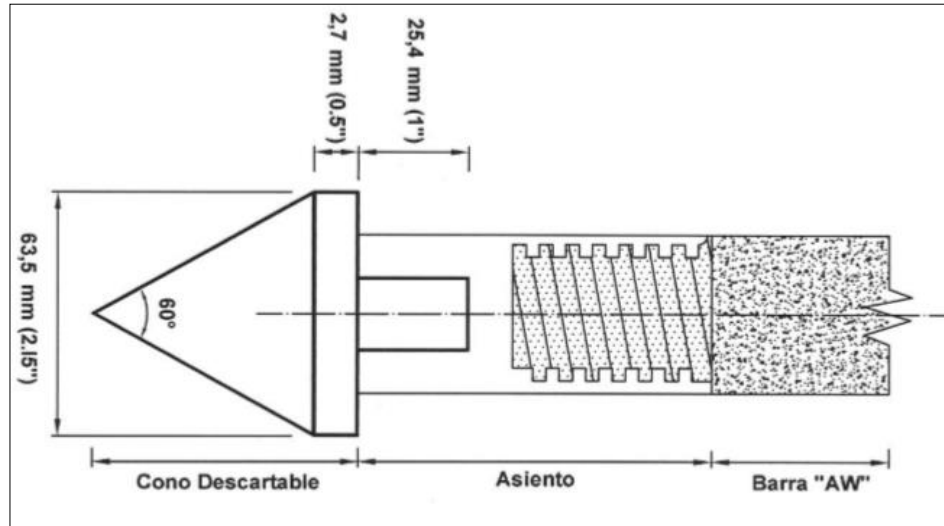


Figura N° 6: Cono Tipo Peck (CTP)

Fuente: "Norma E.050 Suelos y Cimentaciones" (2018, p.68)

B. Ensayo del Cono de Penetración (CPT)

El ensayo CPT, conocido también como ensayo de penetración cuasiestática o cono holandés, tiene sus orígenes en Europa desde 1920, Estados Unidos desde 1960 y en nuestro país desde 1984. Este ensayo se lleva a cabo utilizando un penetrómetro piezométrico electrónico integrado y un sistema de adquisición de datos. Sus resultados se muestran en tiempo real registrando los siguientes parámetros (véase Figura N°7):

- Profundidad
- Resistencia de punta sin corrección (q_c)
- Fricción de manga (f_s)
- Presión de poro dinámica (u)

Por la práctica en campo no es siempre posible identificar de manera exacta un tipo de suelo sobre los parámetros que se obtienen sin antes utilizar un juicio crítico para evaluar otros parámetros que puedan determinar el tipo de comportamiento del suelo.

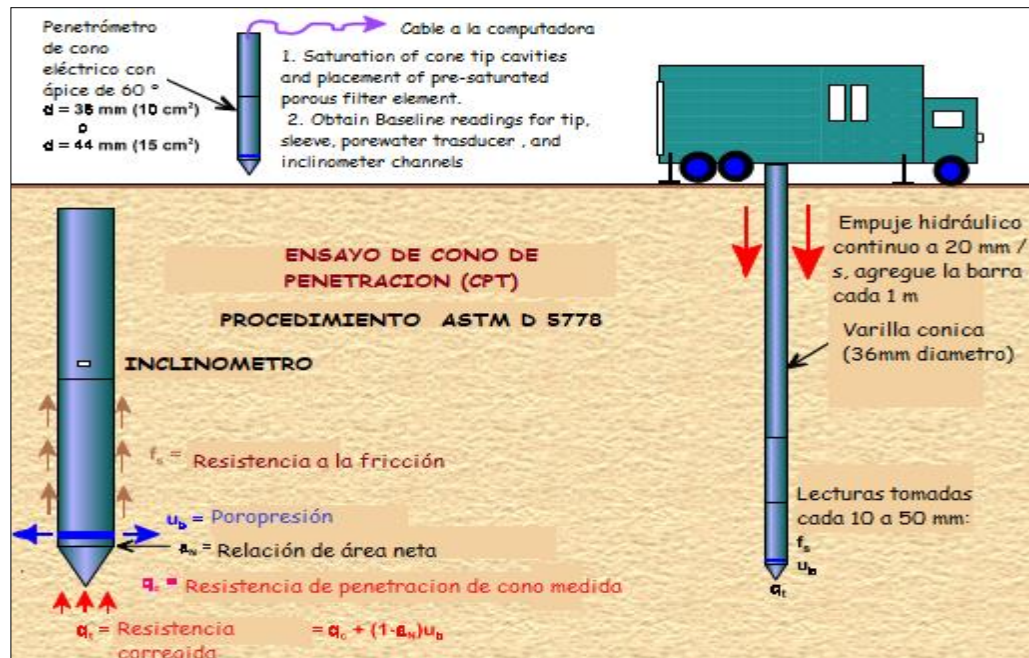


Figura N° 7:Proceso del Ensayo de Cono de Penetración (CPT)

Fuente:“FHWA-NHI-01-031 Subsurface Investigations”, por U.S. Department of Transportation (2002, p.128)

Paul *et al.* (2001), identifican las ventajas y desventajas de su aplicación:

Ventajas de su aplicación:

- Perfiles rápidos y continuos
- Económico y productivo
- Resultados no dependientes del operador
- Fuerte base teórica en interpretación
- Especialmente indicado para suelos blandos

Desventajas de su aplicación

- Alta inversión de capital
- Requiere operador calificado para correr
- Deriva electrónica, ruido y calibración
- No se obtienen muestras de suelo
- No apto para depósito de gravas o cantos rodados (Excepto donde se proporcionan palataformas especiales y/o soporte de perforación adicional disponible).(p.125)

Para el cálculo de la resistencia de punta sin corrección (q_c) se obtiene dividiendo el esfuerzo axial en el cono Q_c (carga en el tubo) que actúa por la sección máxima del cono A_c .

$$q_c = Q_c / A_c \dots (15)$$

Donde:

q_c = Resistencia de punta, en kg/cm²,

Q_c = Fuerza necesaria para hincar el cono, en kg

A_c = Área transversal del del cono, 10 cm²

De forma semejante se calcula la resistencia lateral de fricción de manga (f_s) que actúa por su superficie lateral A_s .

$$f_s = Q_s / A_s \dots (16)$$

Donde:

f_s = Resistencia a la fricción, en kg/cm²,

Q_s = Fuerza necesaria para aplicar la resistencia lateral total a la fricción ,

$Q_s = Q_t - Q_c$

A_s = Área total de la funda , 150 cm²

Ahora, se denomina “efecto de área desigual” cuando es causado por la geometría interna del cono, generando una poropresión adicional, actuando detrás de la punta del cono, a raíz de ello se corrige la fórmula de la resistencia de punta por medio de la siguiente ecuación:

$$q_t = q_c + (1 - a_n) u_2 \dots (17)$$

Donde:

q_t = Resistencia de penetración de cono corregida

q_c = Resistencia de penetración de cono medida

a_n = Presión de poro medida en la manga sólo detrás de la punta del cono

u_2 = proporción del área de cono (Valores típicos entre 0.55 a 0.9. En el caso de nuestra investigación se utilizó un valor de 0.8)

Este efecto tiende a tener mayor influencia en suelos de matriz arcillosa de consistencia suave a firme y en sondeos profundos donde la presión hidrostática es alta, y de menor influencia en arenas debido a que la magnitud de la resistencia de penetración (q_c) es mayor que la medida de la poropresión. La obtención gráfica de los resultados antes mencionados se muestran en la figura N°8.

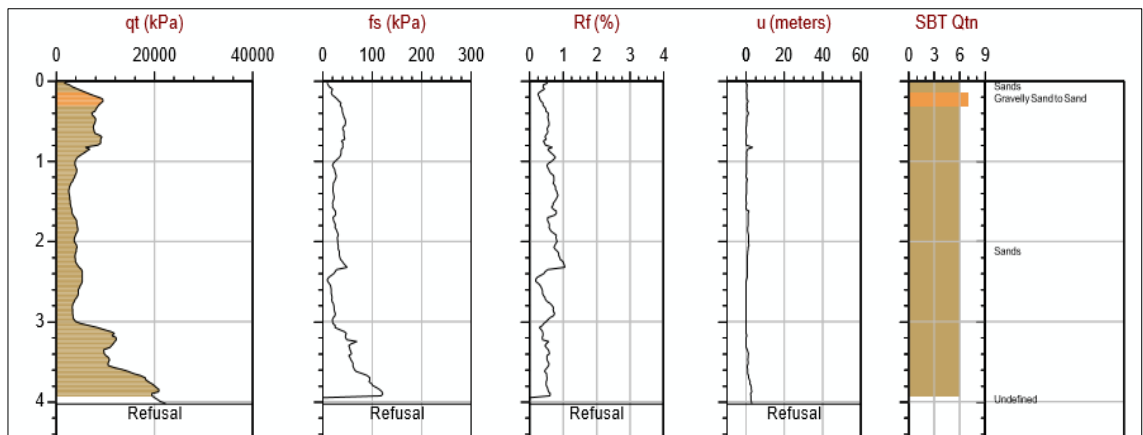


Figura N° 8: Representación gráfica de los resultados del ensayo CPT

Fuente: “Informe de resultados de investigación de campo (1era Campaña)”, por CONETEC (2017, p. 22)

C. Ensayo de Penetración Estandar (SPT)

El ensayo SPT (Ensayo de Penetración Estandar), es una técnica de exploración que empezó a utilizarse en 1902 y estandarizada en 1984 por la norma ASTM en Estados Unidos, siendo actualmente la más popular y económica para obtener la información del subsuelo. Básicamente se debe tener en cuenta para su ejecución, el diámetro del muestreador de 0.058 m, el peso de la masa para la generación del impacto y penetración del muestreador de 63.5 kg y una altura de caída de 0.76 m.

En nuestro país dicho ensayo forma parte del conjunto de técnicas de exploración para la recopilación de información de un suelo de matriz fina, determinando los parámetros geotécnicos especialmente los relacionados a la resistencia al corte y la compresibilidad. Su aplicabilidad como técnica se describe en la Tabla N°3, observando mayor influencia en la obtención de parámetros de la resistencia a la licuación como su nula influencia para la obtención del parámetro de permeabilidad. (Atala, 2011, p.13)

Tabla N° 3: Aplicatividad del SPT

Parámetros del subsuelo	Aplicabilidad del SPT
Tipo de suelo	B
Perfil estratigráfico	B
Densidad relativa (D_r)	B
Angulo de fricción (ϕ)	C
Resistencia al corte (UU)	C
Presión neutra (U)	N
Relación de preconsolidación	N
Módulos (E y G)	N
Compresibilidad (m_v & c_c)	C
Consolidación (c_v)	N
Permeabilidad (k)	N
Curva (s-e)	N
Resistencia a la licuación	A

Fuente: “Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de penetración”, por Atala (2011, p.13)

Las referencias sobre la aplicabilidad son las siguientes:

- A: Aplicabilidad alta,
- B: Aplicabilidad moderada,
- C: Aplicabilidad limitada, y
- D: Aplicabilidad nula

La resistencia a la penetración estandar se define por el número de golpes (N) necesario para conseguir que el muestreador penetre 0.30 m (véase Figura N°9), en dos tramos de 0.15 m cada uno. El primer tramo de 0.15 m (N_{0-15}), no se considera para la obtención de resultados. La prueba inicia oficialmente al introducir 0.15 m más (0.30 m), anotando los números de golpes requeridos para cada tramo respectivamente (N_{15-30} y N_{30-45}). Su resultado final corresponde a la suma de golpes para introducir el muestreador en los dos últimos intervalos:

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45} \dots (18)$$

Este ensayo culmina cuando se alcanzan los 50 golpes durante la penetración de cualquiera de los dos intervalos de 0.15 m, indicando el rechazo (R), interpretando que el terreno tiene la suficiente resistencia como para rechazar la penetración del muestreador. Finalmente se extrae y al abrir

se obtiene el material correspondiente al perfil del terreno, a diferentes profundidades.

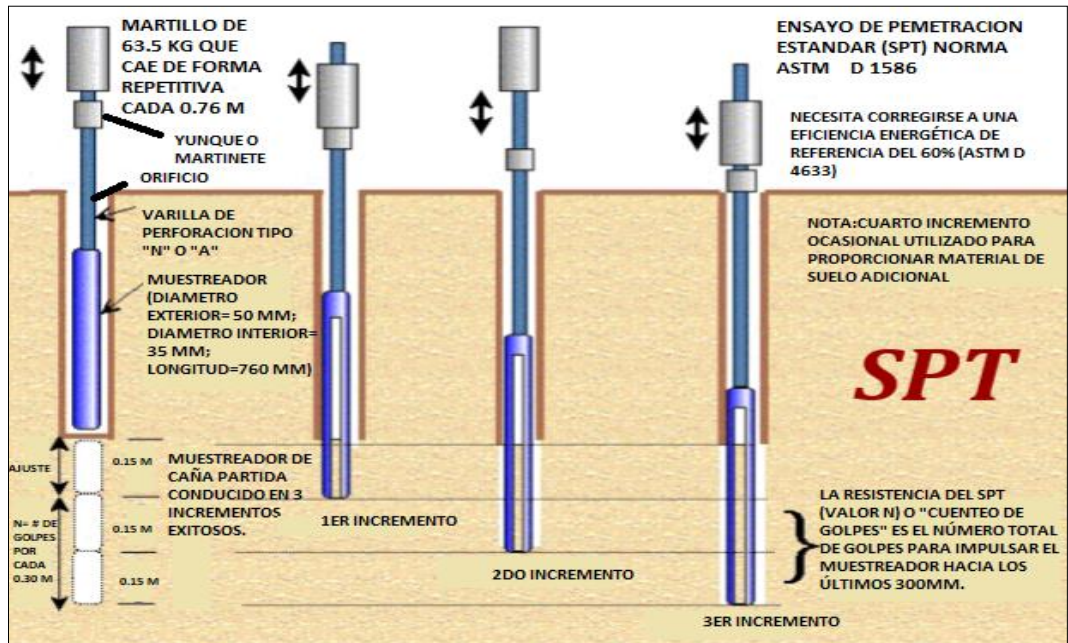


Figura N° 9:Proceso del Ensayo de Penetración Estándar (SPT)

Fuente: "FHWA-NHI-01-031 Subsurface Investigations", por U.S Departmen of Transportation (2002, p.123)

D. Placa de Carga

El ensayo de placa de carga es un ensayo "in situ" llevado a cavo para realizar un reconocimiento geotécnico con el objetivo de obtener la informacion de la capacidad de carga del terreno y deformación respectivamente de un material inalterado, que consiste en la aplicación de una carga sobre una placa (generalmente rígida) sobre la superficie del terreno para la medicion de sus asientos. Este trabajo se complementa con los sondajes y calicatas.

Para su ejecucion cuenta con los siguientes equipos y paratos:

- **Carga de reacción:** Plataforma, camion o maquina pesada para suministrar la carga requerida, no menor a 20 ton.
- **Gata hidráulica:** Con capacidad de poder mantener la carga maxima estimada , no menos a 50 toneladas. Para la obtención de su registro se

debe contar con un medidor de presión (manómetro), un anillo o celda de carga electrónica.

- **Placa de carga:** Se debe contar con 03 placas de acero circular de espesor no menor a 1 pulgada de diámetros que varían de 12 a 30 pulgadas, incluyendo el mínimo y máximo diámetro especificado, o placas cuadradas de medidas equivalentes.
- **Dispositivos de registros y asentamientos:** Uso de 03 extensómetros con precisión de la medición de 0.01 pulgadas para la medición de los asentamientos de la placa de carga.
- **Aparatos diversos:** Tales como una columna de acero para la transmisión de carga de la plataforma hacia la placa y herramientas tales como nivel, plomada, cal o yeso, arena fina etc.

(CISMID, 1992, p. 5)

Su método utilizado generalmente es estático, y su montaje puede variar dependiendo de las condiciones del área de trabajo, requerimientos del propio ensayo y disponibilidad del material. En la Figura N° 10 se presenta un montaje típico para la realización de este tipo de ensayo.

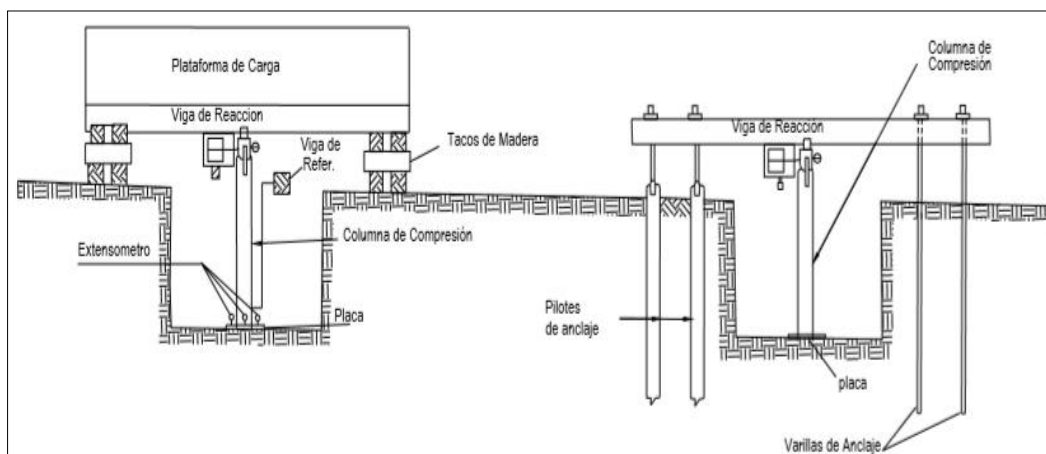


Figura N° 10: Esquema típico de ensayo de placa de carga

Fuente: “Seminario de Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica”, por CISMID (1992, p.10)

Para evaluar la capacidad admisible del terreno en base a los resultados obtenidos en campo se tiene en consideración lo indicado por el Comité Francés de Mecánica de Suelos, que el valor de q_{ad} es el menor valor entre $q_0/3$, $2/3 q_{10}$ y $1/2 q_{20}$, donde los subíndices representan los valores de

descarga en milímetros. Por otro lado también cabe tener en cuenta el criterio tomado por Terzaghi y Peck indicando que la carga admisible de un ensayo es la mitad del esfuerzo, que ocasiona un asentamiento de 1 cm en el ensayo de carga o la mitad del esfuerzo en la falla.

Su duración tiende a ser relativo, desde 3 a 24 horas aproximadamente, con el propósito de colapsar el terreno para la obtención de información más real hasta que la relación de incremento de carga e incremento de asentamiento resulte un mínimo valor, ensayándose en estado natural o saturando con agua hasta llegar al colapso.

E. Refracción sísmica (SR)

La refracción sísmica es un ensayo de exploración indirecta cuya definición se basa en la medición de los tiempos de viaje de las ondas P (compresionales) y S (ondas de corte), generadas por el golpe a base de un martillo o carga explosiva. Su uso permite una exploración rápida y a bajo costo en áreas de mayores dimensiones, asimismo permite obtener los espesores de los estratos.

(Alva, 2018, p.114)

Además permite determinar la profundidad del basamento rocoso y de los parámetros dinámicos del subsuelo hasta una profundidad máxima de 20 m. Esta profundidad de alcance también es lograda por el ensayo MASW (Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal) pero hasta con una longitud de 30 m.

La energía que se propaga por medio de ondas, se detecta, amplifica y registra de tal forma que puede obtener el dato del tiempo de llegada en cada punto (geofono). El tiempo cero e inicio de la grabación es generado por un dispositivo de arranque o “trigger” que activa el sistema de adquisición de información al producirse el impacto o la explosión. La obtención de esta información permite determinar la velocidad de propagación de las ondas P (o V_p) de los diferentes estratos de suelos y rocas investigados dentro del área de un proyecto en estudio.

Este ensayo muestra la facilidad de poder tomar la información necesaria con un solo equipo, es decir, que es válido reubicar la línea de geófonos en otra dirección y repetir el impacto inicial o evento fuente. Se tiene en consideración que la velocidad de onda del estrato superior (V_{p1}) debe ser menor a la del siguiente estrato (V_{p2}) (véase Figura N°11). Asimismo cada estrato por su matriz, otorga un valor distinto de velocidad de onda de corte al ser refractado manejándose en rangos tal como se muestra en la Figura N° 12.

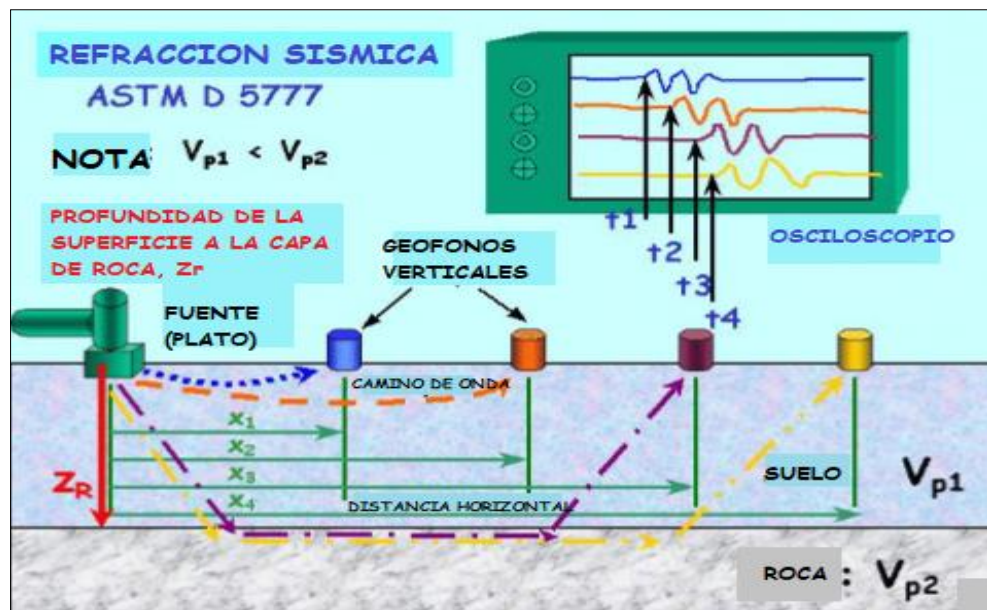


Figura N° 11: Descripción gráfica del Ensayo de Refracción Sísmica

Fuente: "FHWA-NHI-01-031 Subsurface Investigations", por U.S. Department of Transportation (2002, p.145)

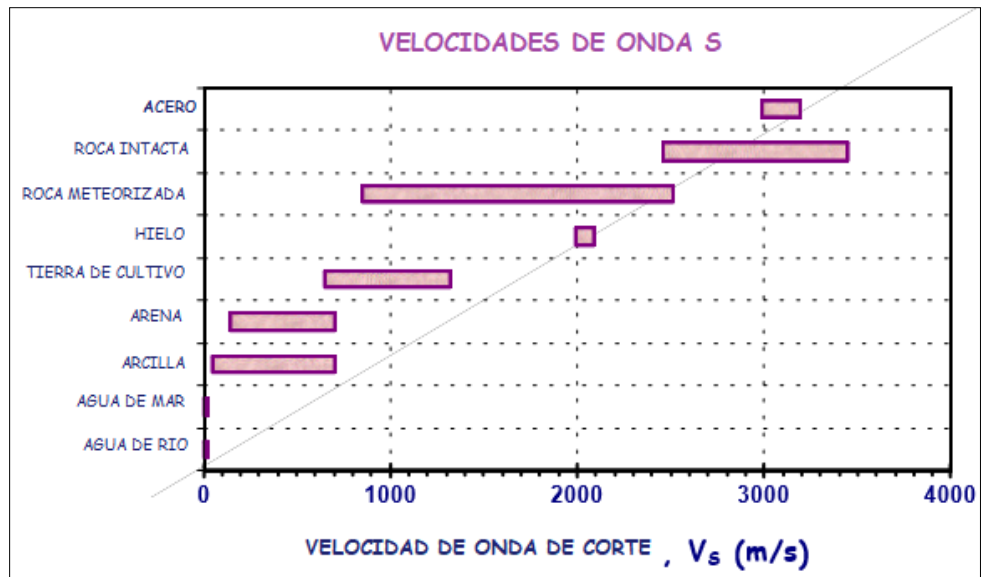


Figura N° 12: Velocidades de onda de corte representativas en suelo y roca

Fuente: "FHWA-NHI-01-031 Subsurface Investigations", por U.S Department of Transportation (2002, p.144)

Una descripción adicional referente a este ensayo es que las ondas P viajan a través del suelo para llegar hacia los geófonos ubicados en la superficie lejanos de la fuente, incluyendo al suelo rocoso subyacente y finalmente a la roca, transmitiéndose el paso de las ondas P hacia los geófonos y estos se transmiten por medio del osciloscopio o equipo de adquisición de datos. La distancia tomada desde el suelo rocoso subyacente hacia la roca se denomina distancia crítica, y se usa para el cálculo de la profundidad a la roca. Recientemente, con el avance de la electrónica este ensayo puede obtener los perfiles de onda de corte.

F. Wash boring

Es una técnica alternativa para el estudio de suelos a través de la perforación. Este sistema de perforación consiste en la inyección de agua a presión a través de una bomba (véase Figura N°13), esta agua sale por la parte inferior del tubo de penetración a través del cincel, con lo cual a medida que se va perforando o rotando la barra de penetración el agua va lavando y desplazando las partículas del suelo, en los suelos finos de menor humedad las alteraciones son mayores, sobre todo si los suelos son de estructura porosa y colapsable. En el caso de suelos arenosos con gravas

existe la posibilidad de que las gravas no puedan ser extraídas y por ende los resultados de los estudios sean no exactos.

(Braja, 2012, p.80)

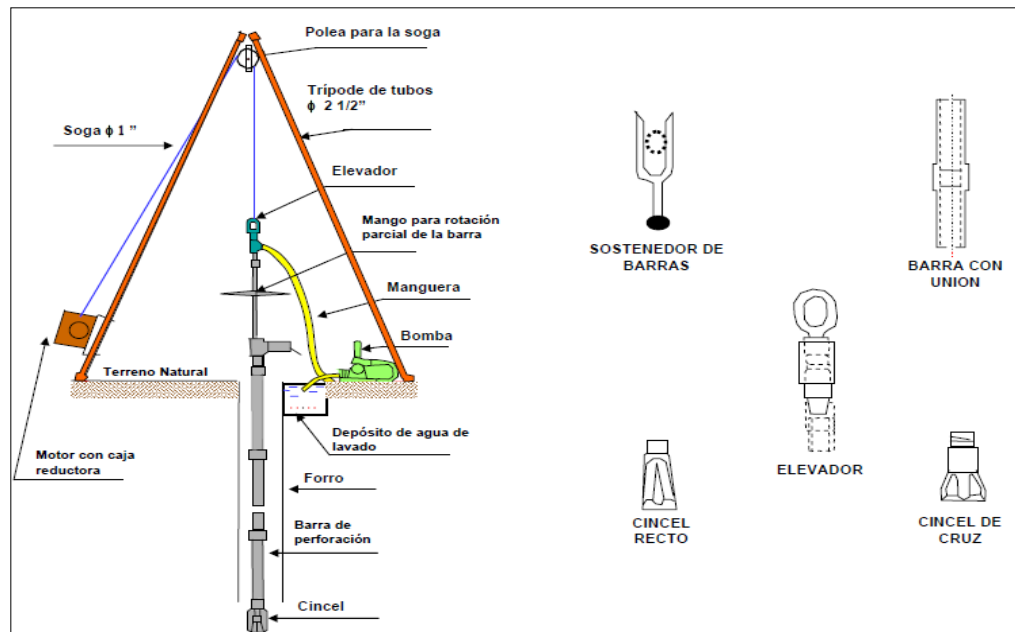


Figura N° 13:Elementos del ensayo de Wash Boring

Fuente: “Exploración Geotécnica”, por Alva (Sección Post Grado UNI)

2.2.3 Técnicas de mejoramiento de suelos

Definición

Soletanche Bachy (2012) establece su definición como:

La aplicación de procedimientos para modificar las características de un suelo por medio de acciones físicas, que incluye o mezcla con el suelo un material más resistente con el objetivo de:

- Aumentar la capacidad de carga y/o la resistencia al corte,
- Disminuir los asentamientos absolutos como diferenciales,
- Mitigar o eliminar el riesgo de licuación en caso de sismo o vibraciones importantes,
- Disminuir la permeabilidad,
- Disminuir el potencial de erosión,
- Disminuir el potencial de colapso estructural,
- Disminuir el potencial fisicoquímico de expansión. (p. 103)

Sfriso (2016) define que el campo de aplicación depende principalmente de:

La ubicación, naturaleza, granulometría e inclusive de la profundidad de alcance como técnica hacia el terreno a mejorar (véase Figura N°14 y Figura N°15). Generalmente se realizan en suelos blandos, inestables o rellenos no controlados, permitiendo su elección por medio de una clasificación de técnicas con objetivos distintos, sea para refuerzo, mejora o tratamiento (véase Tabla N°4). Su mejoramiento puede generarse mediante:

- Aumento de su densidad;
- Aumento de la presión de consolidación,
- Modificación de sus propiedades físicas
- Agregado de cementantes,
- Agregado de inclusiones de mayor rigidez. (p.3)

López (2001) Considera que para seleccionar la técnica adecuada se tener en cuenta los siguientes aspectos:

- El propósito del tratamiento (conocer el tipo de estructura, tipo de carga y asientos permisibles),
- El área y profundidad por tratar,
- Tipo de suelo y sus propiedades geotécnicas,
- Estabilidad global de la zona,
- Disponibilidad y estado de materiales,
- Disponibilidad de especialistas y equipos,
- Factores ambientales (erosionabilidad, contaminación del agua),
- Experiencia local y referencias internacionales,
- Tiempo disponible para su ejecución y entrega,
- Costo de su aplicación. (p.40)

Con esta evaluación, se puede reducir la lista de técnicas aplicables hasta contar con las más adecuada.

Tabla N° 4: Clasificación de técnicas de mejoramiento del terreno

Refuerza	Mejora	Tratamiento
Columna de grava	Compactacion dinamica	Suelo-cemento
Soil nailing	Drenaje	Adiciones de cal
Micropilotes	precarga	Adiciones de ceniza volante
Jet grouting	Electro-osmosis	Congelamiento
Anclajes	Inyecciones de compactacion	Tratamiento termico
Geosintenticos	Explosivos	Vitrificacion
Refuerzos con fibras	Compactacion superficial	
Columnas de cal	Biocnologia	
Inclusiones rigidas		
Tierra medicamente estabilizada		

Fuente: “Mejoramiento del Terreno”, por Sfriso (2013, p.04)

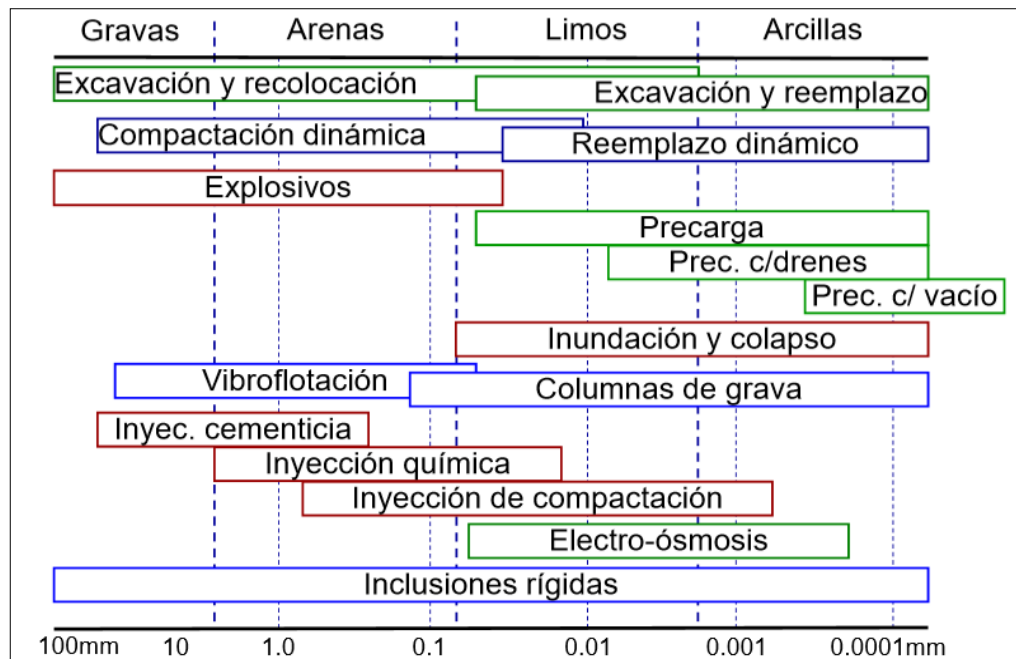


Figura N° 14: Aplicabilidad de técnicas en función del tamaño de partícula

Fuente: “Mejoramiento de Terreno”, por Sfriso (2013, p.05)

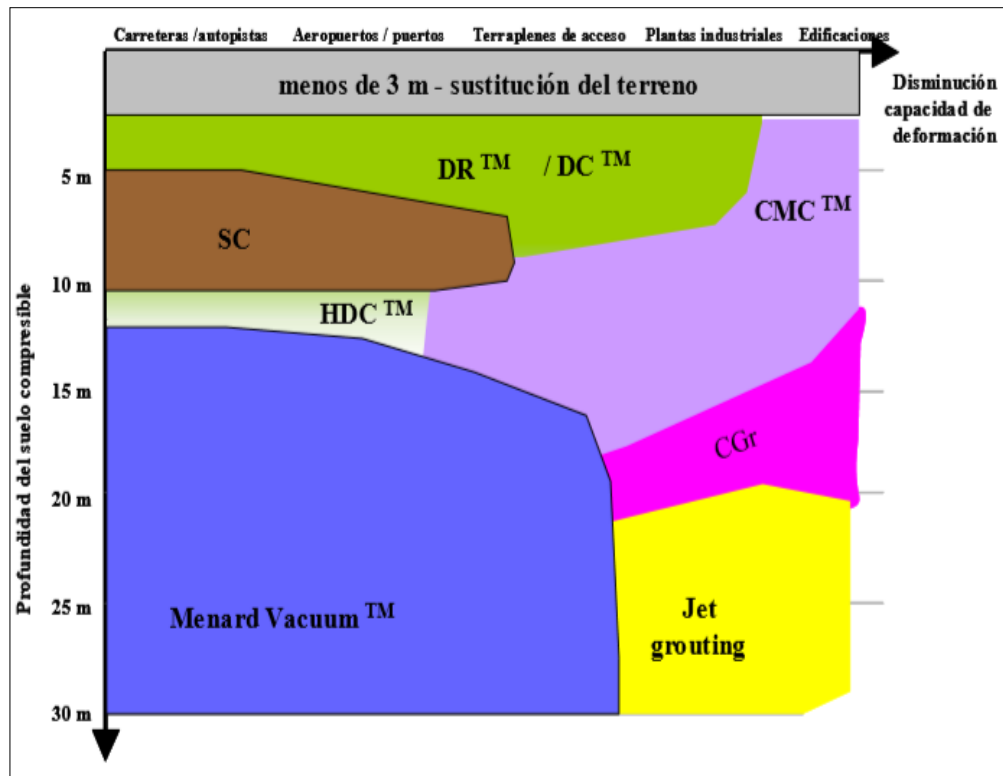


Figura N° 15: Clasificación de técnicas según la profundidad del terreno

Fuente: "Tratamiento Masivo de Suelos en Vías Terrestres", por Pérez (2006, p.05)

Técnicas de mayor aplicación para mejoramiento de suelos

A. Compactación Dinámica

Esta técnica fue inventada y desarrollada por Louis Menard en 1969, la cual se aplica en suelos granulares como en cohesivos, requiriéndose su uso en suelos poco permeables empleándose en varias fases de compactación permitiendo la disipación de las presiones intersticiales (véase Figura N°16).

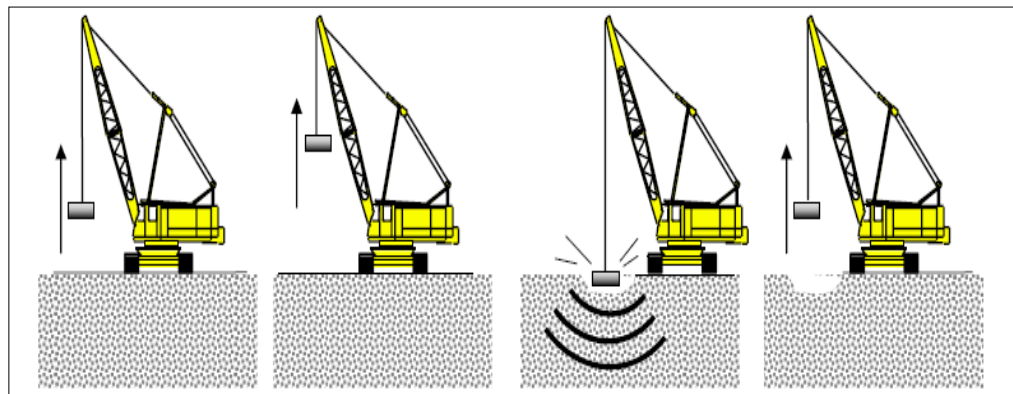


Figura N° 16: Proceso de ejecución de Compactación Dinámica.

Fuente: "Tratamiento Masivo de Suelos en Vías Terrestres", por Pérez (2006, p.06)

Las etapas a seguir para realizar el tratamiento por medio de esta tecnica son:

- Eleccion de la eneria de impacto, que involucra masa y altura de caida libre,
- Prueba de numero de impactos N por punto de caida,
- Selección inicial de malla o trama a utilizar,
- Ejecucion de las fases (o pasadas) , que dependen del tipo de suelo ab tratar,
- Ejecucion de la fase final llamada “ironing” o pasada continua.

Esta secuencia conlleva a que el tratamiento logre la densificación inmediata de los suelos mas granulares, el incremento de la permeabilidad del mismo disminuyendo el efecto de licuación y sobre todo el aumento de la resistencia al corte.

(Soletanche Bachy, 2012, p.104)

B. Sustitución Dinámica

Esta tecnica de similar procedimiento a la Compactacion Dinamica, consiste en llevar a cabo una inclusión de material granular en un terreno blando, a través de una capa de material compresible, buscando apoyo en el sustrato portante. El apisonado se lleva a cabo mediante la fluencia y punzonamiento del terreno bajo el efecto de repetidos choques resultado de la caída libre de una masa (véase Figura N°17).

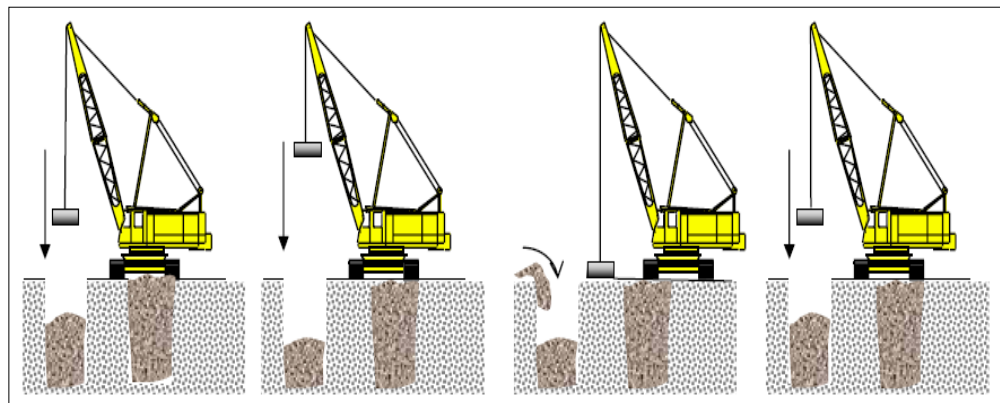


Figura N° 17:Proceso de ejecución de Sustitución Dinámica.

Fuente: “Tratamiento Masivo de Suelos en Vías Terrestres”, por Pérez (2006, p.10)

El uso de esta técnica es propicia para proyectos tales como terraplenes de carretera, vía férrea, edificaciones industriales, depósitos de pequeños y grandes diámetro, entre otros.

Perez (2006) determina que esta técnica desde el punto de vista geotécnico se logra:

- Altos valores de resistencia a esfuerzos de corte en el fuste de las inclusiones,
- Mejora de las propiedades mecánicas del terreno debido al proceso de ejecución,
- Mejora de las condiciones de drenaje al ejercer las inclusiones el papel de drenes verticales de gran diámetro,
- Disminución del tiempo de consolidación de los terrenos naturales, incluso en terrenos de baja permeabilidad.

Se considera como una evolución de la Compactación Dinámica, que en el caso de terrenos menos granulares y más cohesivos, ésta no consigue transmitir la energía de compresión necesaria, y en el caso de terrenos arcillosos muy compresibles es inútil buscar la densificación por lo que conlleva a ejecutar inclusiones de grandes dimensiones y de alta compacidad mejorando la capacidad portante de ésta aún manteniéndose compresible. (pp. 11-12)

C. Drenes Verticales

La técnica de Drenes Verticales se utiliza para suelos comprimibles y poco permeables, instalando elementos verticales tipo malla o matriz, de espaciado cercano y regular, además de contar con características físicas variables tal como se muestra en la Figura N°18. Esta distribución facilita la evacuación del agua aumentando de forma considerable las velocidades de asentamiento de consolidación. Se suele utilizar en trabajos donde se colocan rellenos en suelos blandos, en la que se combina con una precarga equivalente a la carga aportada por la futura construcción, e incluso a una carga superior o sobrecarga; mas no son efectivos en turbas, arcillas

orgánicas y suelos de alta permeabilidad que genere una segunda compresión.

Los tipos de drenes verticales son dos:

- Drenes de arena, entre 30 a 60 cm de diámetro comprendido, y
- Drenes prefabricados planos, entre 5 a 6 cm de diámetro equivalente, que se instalan por medio de un mandril hueco hincado en el suelo por presión vertical o vibración.

(Soletanche Bachy, 2012, p.105)


DENOMII	DIMENSIÓN ancho x espesor (mm)	MATERIALES		CORTE
		ALMA	FILTRO	
DRENAJES PLANOS				
KJELLMAN DRAIN	100 x 4	Cartón		
GEODRAIN	100 x 4	Polietileno LD	Celulosa, fibra o poliéster celulosa	
ALIDRAIN	100 x 6	Plástico	Papel celulósico	
COLBOND	var : x 4	Hilo de nailon	Poliéster no tejido	
ROPLAST	100 x 3	Celuloide	Fieltro	
MEBRA-DRAIN	100 x 3	Polipropileno	Typar	
P.V.C.	100 x 1 ⁵	P.V.C. microporoso		
DRENAJES TUBULARES				
SOIL DRAIN	Ø 50 à 200 mm	Poliéster	Fieltro	

Figura N° 18:Secciones geométricas de drenajes prefabricados.

Fuente: Fuente: “Guía Técnica”, Soletanche Bachy (2012, p.106)

D. Vibroflotación

La Vibroflotacion se utiliza para el mejoramiento de suelos granulares blandos, con el objetivo de alcanzar una densificación del terreno mediante la vibración del mismo más el aporte de arena o grava, incrementando la capacidad de carga de las capas menos resistentes del terreno, reduciendo los asentamientos producidos por cargas verticales (véase Figura N°19).

Su aplicación influye en la reducción del riesgo de licuefacción, modificaciones de la permeabilidad y densificación del terreno.

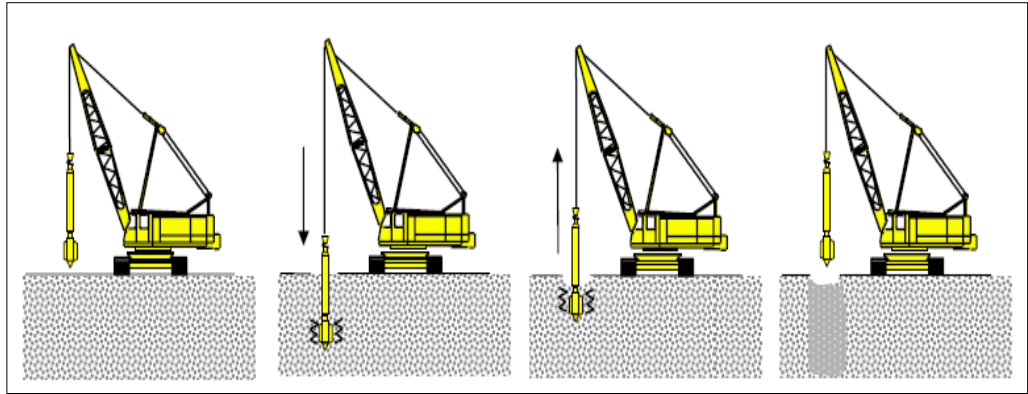


Figura N° 19:Proceso de ejecución de Vibroflotación

Fuente: “Tratamiento Masivo de Suelos en Vías Terrestres”, por Pérez (2006, p.13)

Debido a que esta técnica abarca su campo de aplicación para suelos granulares, es importante considerar sus propiedades geotécnicas como la compresibilidad, resistencia al corte, permeabilidad y resistencia a la carga dinámica; que dependen principalmente del estado de compactación, expresado en términos de densidad relativa.

Perez (2006) define el concepto de vibroflotación tras su experiencia en proyectos viales, como:

La técnica en que la partículas de los suelos no cohesivos pueden ser reordenadas por medio de la vibración. En la mayoría de los casos con la inyección de agua la fricción entre estas partículas es temporalmente reducida, lo que permiten que se depositen por gravedad de una forma más compacta. Esta compactación es realizada hasta que las partículas se disponen de manera que se alcance la densidad relativa deseada.(p.14)

E. Columnas de Grava

Las Columnas de Grava constituyen una técnica de mejoramiento de suelos cohesivos blandos mediante la rigidización que produce la introducción de grava en los orificios creados por el vibrador utilizado para ello (véase Figura N°20) . Esta técnica nace como una extensión de la técnica de vibrocompactación en suelos de permeabilidad reducida, en que por medio de una perforación se va relleno ésta con material granular (tamaño

maximo de 35 mm) y mediante su vibrado garantiza la absoluta continuidad de la grava en toda la longitud de la columna, que finalmente se compacta, ejerciendo una presión radial sobre el terreno circundante. Es por ello que esta técnica se aparta de los tratamientos en masa del terreno, abarcando en el campo de las inclusiones.

Este conjunto de elementos instalados crean un sistema integrado de cimentación. En este sistema, la diferencia de rigidez entre las columnas y el suelo original provoca una redistribución de las tensiones aplicadas y una concentración de éstas sobre las columnas. Así, se aumenta la resistencia del conjunto disminuyendo los asentos y haciéndolos más uniformes.

De este modo se constituye una columna continua de diámetro variable según las características del terreno alrededor de ésta.

(Perez, 2006, pp. 15-16)

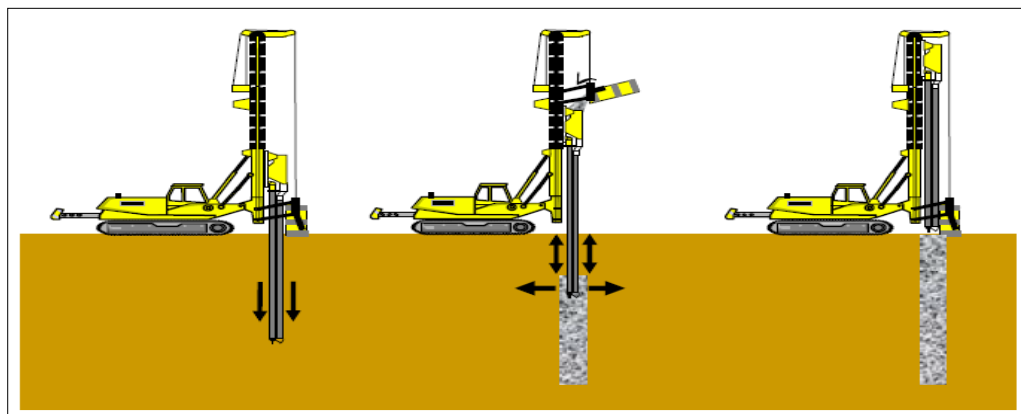


Figura N° 20:Proceso de ejecución de Columnas de Grava

Fuente: “Tratamiento Masivo de Suelos en Vías Terrestres”, por Pérez (2006, p.15)

F. Inclusiones Rígidas

Las Inclusiones Rígidas (IR) corresponden a estructuras geotécnicas dentro de la clase de los pilotes, conocidas también como Columnas de Modulo Controlado (CMC) o Columnas de Helice Continua (CFA) dentro del cual, su aplicación abarca principalmente en proyectos de edificaciones

y de estructuras que pueden cimentarse de forma directa sobre el terreno después de dicho tratamiento de refuerzo.

Esta técnica se ejecuta expulsando el terreno hacia los laterales con la ayuda de una herramienta de penetración hueca, la cuál permite la alimentación continua del concreto por la punta la que libera un concreto fluido por el alma del tornillo (o auger) especial en la cavidad creada en el terreno, de forma que se constituye una columna de 40 a 42 cm de diámetro como mínimo. Como referencia se puede observar en la Figura N°21 su proceso de ejecución.

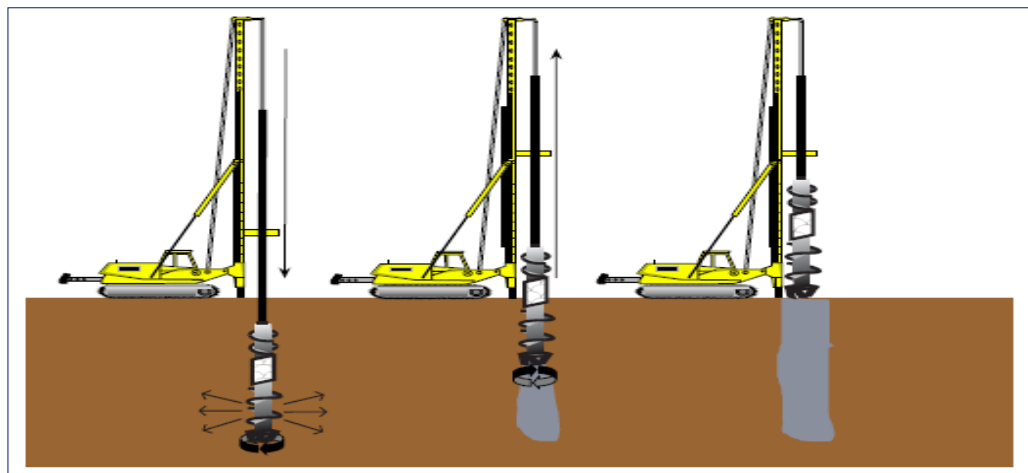


Figura N° 21:Proceso de ejecución de Inclusiones Rígidas.

Fuente: “Tratamiento Masivo de Suelos en Vías Terrestres”, por Pérez (2006, p.17)

Su aporte como técnica es soportar en conjunto las solicitaciones de la estructura, obteniendo una reducción de la deformabilidad global del terreno (asientos absolutos y diferenciales) cuya repartición esta en a una matriz regular y en densidad suficiente en la superficie a tratar; y para ello, se debe disponer un colchón de reparto de material granular con el proposito de homogenizar los asientos distribuyendo las cargas de manera uniforme.

(Perez, 2006, pp.21-26)

G. Menard Vacuum

La consolidación Menard Vacuum es un sistema patentado el cual se utiliza para consolidar y precargar suelos saturados impermeables blandos y muy blandos. Dicha técnica consiste en la instalación de una red de drenes verticales y horizontales bajo una membrana impermeable para la evacuación del agua intersticial y del aire del terreno con la consecuente ejecución del vacío, como se puede mostrar en la Figura N°22.

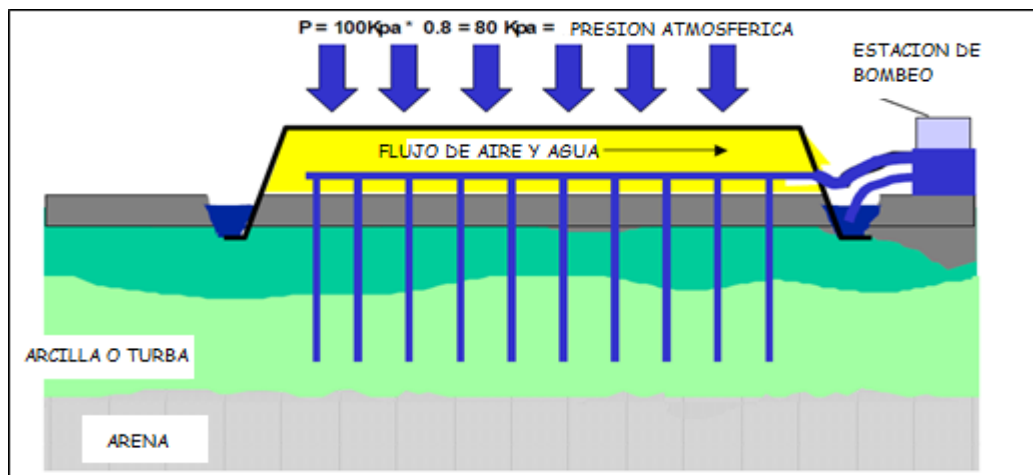


Figura N° 22:Esquema de funcionamiento Menard Vacuum

Fuente: “Tratamiento Masivo de Suelos en Vías Terrestres”, por Pérez (2006, p.27)

Este método crea una consolidación isotrópica acelerada de la capa de suelo en tratamiento en un período de tiempo relativamente breve, el cual elimina la necesidad de sobrecargas de larga duración potencialmente inestables.

Sus ventajas como técnica son:

- Reducción significativa del tiempo de ejecución en comparación con otras técnicas de consolidación,
- El inicio de obra puede tener lugar dos semanas después de su instalación,
- La consolidación isotrópica elimina el riesgo de fallos del terreno bajo cargas adicionales de la construcción permanente;

- No hay riesgo de inestabilidad de los taludes en el entorno de la zona de trabajo.
- Control sobre la velocidad y magnitud de los asentamientos.

(Pérez, 2006, pp.27-31)

2.3 Estructura teórica y científica que sustenta la investigación

Las teorías o modelos que tratan los temas de los mejoramientos de los suelos son varias entre ellos tenemos: La compactación dinámica, vibrocompactación, columnas de grava, jet grouting, inyecciones, inclusiones rígidas, entre otras se basan en los principios de mejoras de las propiedades de los suelos, entre ellos la capacidad portante, ángulos de fricción, el índice de vacío, asentamientos, se basan en teorías como las de la capacidad portante de Terzaghi, Brinch, Hansen y Meyerhof, respecto a los asentamientos se analizan con la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

En el caso de la compactación dinámica se basa en la Teoría de la consolidación de los suelos, esta práctica se ha dado por especialistas europeos y americanos, que usando modelos teóricos llevaron a la práctica la metodología de la compactación, a través de modelos teóricos y prácticos, que son validados con diversos ensayos como son los ensayos SPT, CPT, HDT, entre otros, cuyos resultados son evaluados según las normas técnicas peruanas (N.T.P. – E020), el ASTM, el ASHTO y los Euro códigos en el caso de Europa.

2.4 Formulación de hipótesis

2.4.1 Hipótesis general

El análisis en la aplicación de las técnicas de Compactación Dinámica e Inclusiones Rígidas permitirá evaluar técnica y económicamente el mejoramiento del suelo.

2.4.2 Hipótesis específicas

- a) La aplicación de las técnicas de Compactación Dinámica e Inclusiones Rígidas permite mejorar la presión admisible del suelo.
- b) La aplicación de las técnicas de Compactación Dinámica e Inclusiones Rígidas permite reducir los asentamientos en los suelos finos.

- c) La aplicación de las técnicas de Compactación Dinámica y las Inclusiones Rígidas presentan un menor costo y tiempo en su ejecución.

2.4.3 Variables

2.4.3.1 Definición conceptual de las variables

A. VARIABLES INDEPENDIENTES

- X1: Compactación dinámica
- X2: Inclusiones rígidas

B. VARIABLES DEPENDIENTES

- Y: Mejoramiento del suelo fino

C. DIMENSIONES X

- X11: Peso de la masa
- X12: Energía aplicada
- X21: Profundidad de la inclusión
- X22: Ensayo de placa de carga

D. DIMENSIONES Y

- Y1: Capacidad portante del suelo fino
- Y2: Asentamiento de los suelos finos

E. INDICADORES X

- X111: Geometría de la masa
- X112: Densidad de la masa
- X121: Modelo de la grúa
- X211: Estratigrafía del suelo
- X221: Suelo mejorado

F. INDICADORES Y

- Y11: Ensayos SPT

- Y12: Ensayos CPT
- Y21: Ensayos de placa de carga

2.4.3.2 Operacionalización de las variables

Tal como se muestra en la Tabla N°5, los indicadores asignados se involucran en conjunto para el alcance de los objetivos propuestos para la realización de la investigación.

Tabla N° 5: Operacionalización de variables

TABLA DE OPERACIÓN DE VARIABLES				
VARIABLE	OBJETIVOS	INDICADORES	INDICE	INSTRUMENTOS
Independiente	Evaluar técnica y económicamente los métodos de compactación dinámica e inclusiones rígidas.	Peso de la masa.	Ton.	Guía Técnica de C.D. ¹
		Energía aplicada.	Ton-m/m ²	Guía Técnica de C.D. ¹
		Longitud de la inclusión rígida.	m.	Proyecto Asiri National Project
		Capa de transferencia de carga	kg/cm ²	Proyecto Asiri National Project
		Costos por m ²	S/	Análisis de Costo de Servicio
Dependiente	Mejoramiento de suelos finos.	Capacidad portante (Ensayo de Corte Directo suelo drenado)	kg/cm ²	NTP 339.171
		Asentamiento	cm.	NTE 050
		Ensayos SPT.	q	NTP 339.133
		Ensayos CPT.	N	NTP 339.148
		Ensayo de placa de carga.	kg/cm ²	NTP 339.153

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III

DISEÑO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y nivel de investigación

3.1.1 Tipo de investigación

A. Descriptivo

Se determina como una investigación del tipo descriptivo, porque para el análisis de las dos técnicas de mejoramiento de suelos se describirá todos los procedimientos que con lleva cada una de ellas, además de otros procesos como son el estudio de mecánica de suelos

B. Correlacional

Se define como correlacional porque existe una relación directa de las variables independientes con la variable dependiente. Ejemplo: el incremento de la presión admisible del suelo dependerá de las mejoras en el proceso de aplicación de las técnicas de compactación dinámica e inclusiones rígidas, de igual manera cuando evaluamos los asentamientos del suelo estos dependerán de las propiedades mecánicas del suelo a evaluar.

3.1.2 Nivel de investigación

A. Inductivo

Para poder desarrollar el presente trabajo, se analizarán dos técnicas de mejoramientos de suelos de manera inductiva: las técnicas de Compactación Dinámica y de Inclusiones Rígidas, con las cuales después de evaluaciones y análisis de sus resultados se determinará un determinado tipo de cimentaciones a emplear en función de la capacidad admisible del suelo, en la construcción de la planta de producción de baterías.

3.2 Diseño de investigación

Para poder tener resultados más eficientes, se tomará como referencia las zonas más críticas del terreno del presente proyecto (suelos colapsables), se necesita las

muestras más representativas o críticas para el estudio de los mismo, donde se analizarán las características geotécnicas de los suelos encontrados, para las pruebas de laboratorio, análisis matemáticos y evaluaciones técnicas de acuerdo con nuestra norma técnica peruana sobre este tipo de edificaciones

3.3 Población y muestra

Para realizar el presente trabajo de investigación se necesitará de pruebas de ensayos, muestras y trabajos de campo obtenidos dentro del área correspondiente al Sub Lote 5, terreno rustico denominado San Javier Alto. Referencia kilómetro 62 de la carretera Panamericana Sur.

3.4 Técnicas de recolección de datos

3.4.1 Tipo de técnicas e instrumentos

Para poder desarrollar el presente trabajo nos apoyaremos con las siguientes técnicas:

- Análisis Granulométrico por Tamizado (NTP 339.128.1999)
- Límites de Atterberg (NTP 339.129.1999)
- Resistencia a la Compresión no Confinada (NTP 339.167.2002)
- Peso Unitario Natural (NTP 339.167.2002)
- Peso Unitario Seco (NTP 339.167.2002)
- Contenido de Humedad (NTP 339.127.1998)
- Clasificación Unificada de Suelos SUCS (NTP 339.134.1999)
- Proctor Modificado (NTP 339.141.1999)
- CBR (NTP 339.145.1999)
- Ensayos SPT (NTP 339.133)
- Ensayos CPT (NTP 339.148)
- Ensayo de placa de carga (NTP 339.15)

3.4.2 Criterio de validez y confiabilidad de los instrumentos

La validez y confiabilidad de los instrumentos para la recolección y procesamiento de datos están guiados bajo normas técnicas nacionales (Norma Técnica de Edificaciones E050 suelos y cimentaciones) e

internacionales actuales, así como la experiencia del profesional a cargo para el uso de dichas herramientas.

3.4.3 Técnicas para el procesamiento y análisis de datos

Las técnicas para el procesamiento de la información, están basadas en los resultados de los ensayos geotécnicos (SPT, CPT, HDT, etc.), esta información la procesamos en hojas de cálculo del programa Excel, aplicando fórmulas teóricas y parámetros según las normas técnicas peruanas. Obteniendo así resultados teóricos, que los plasmamos en Tablas de resultados que son evaluados de acuerdo a las normas técnicas peruanas.

En el caso de las inclusiones rígidas se realizará el cálculo teórico en base a las recomendaciones del Asiri National Project tomando valores de acuerdo al tipo de estructura y las condiciones del suelo del proyecto para posterior obtención de valores resultantes, para su interpretación.

CAPÍTULO IV

MEJORAMIENTO DE SUELOS A TRAVÉS DE LAS TÉCNICAS DE COMPACTACIÓN DINÁMICA E INCLUSIONES RÍGIDAS

4.1 Selección y justificación de técnicas de mejoramiento de Suelos a desarrollar

Las técnicas de mejoramiento de suelos se han aplicado de manera constante en América y Europa y con el paso del tiempo a través de las experiencias han hecho que estas sean más eficientes y menos costosas (desarrollo de tecnologías principalmente). De la Tabla N° 6, se puede deducir que la compactación dinámica es una técnica rentable ante otras que cumplen el mismo propósito de uso, pero cuenta con limitaciones en referencia al campo de acción, que para la presente investigación solo interviene en terrenos del sector industrial. En el Perú en los últimos años han ingresado equipos que se utilizan para realizar estos trabajos de mejoramiento de suelos, lo cual significa que ya se encuentran disponibles en el mercado ofreciendo nuevas alternativas de solución. En referencia a las inclusiones rígidas, es una técnica que presenta mayor campo de acción, desarrollándose en nuestro país en diversos proyectos, tanto del rubro de construcciones industriales, servicios y residenciales. La elección de estas se origina debido a la experiencia conseguida en nuestro país con respecto de otras técnicas, lo cual la información respecto a su ejecución y costo obtenidos, más las experiencias logradas en el ámbito internacional, son el sustento de la presente investigación.

Tabla N° 6: Cuadro de costos comparativos para mejoramiento de suelos

Método Empleado	Costo Base		
	Volumen de suelo tratado (\$/m ²)	Superficie (\$/m ²)	Longitud (\$/m)
Compactación Dinámica	0.70 - 3.00	4.30 - 22.00	
Vibro reemplazo	4.00 - 12.00		30.00 - 52.00
Vibro compactación	1.00 - 7.00		16.00 - 39.00
Excavación - Reemplazo	10.00 - 20.00		
Lechada de lodos	40.00 - 80.00		
Lechada química	160 - 525.00		
Inyección de compactación	30 - 200.00		
Jet Grouting (Inyección con chiflón)	100 - 400.00		82.00 - 325.00
Congelación	275 - 650.00	110 - 160.00 *	

* Mas \$ 2 a \$ 10.75 por m² por c/ semana que se mantiene la zona congelada.

Fuente: "Geotechnical Engineering Circular N°1", por FHWA (1995, p25)

4.2 Compactación Dinámica

4.2.1 Definición

La compactación dinámica es una técnica de mejoramiento de suelos muy usada en países europeos (Ejem: Francia, España) en Norte América (Ejem: Estados Unidos y México), en Asia (Ejem: China) y Sudamérica (Ejem: Colombia) de manera muy constante. Esa técnica tiene buenos resultados en cualquier tipo de suelos principalmente si estos son suelos granulares. Esta técnica fue desarrollada a inicios de los años 70 por el Ing. Lois Menard (Francia), la cual con el paso de los años y las experiencias obtenidas en los diversos proyectos ejecutados se han podido establecer algunas reglas o fórmulas de manera empírica. Algunas teorías afirman que también se puede usar para arcillas saturadas, aunque esto no es del todo aceptable, por ello se recomienda hacer estudios previos.

La compactación dinámica consiste en la caída de una masa (M), que se encuentra suspendida a través de una grúa a una determinada altura (H), la cual al ser soltada cae sobre el suelo con una determinada energía de compactación, generando cavidades, en lo cual el suelo se va asentando (compactando) (véase Figura N°23); estos vacíos tienen alturas que van desde los 0.40m. hasta 1.00m., dependiendo del tipo de suelo a compactar, volumen de la masa y la altura de la caída de la masa. Hay que tener mucho cuidado y monitorear la operación porque los cables de tensión de la grúa generan un latiguelo de ser rotos, por eso es muy importante tomar precauciones del tipo mecánico, desde el punto de vista preventivo y correctivo de los equipos que intervienen en el proceso constructivo. En algunos casos se genera una rebaba adicional lo cual incrementa el área de compactación en la trama, o en su defecto estas rebabas amortiguan la caída posterior de la masa.

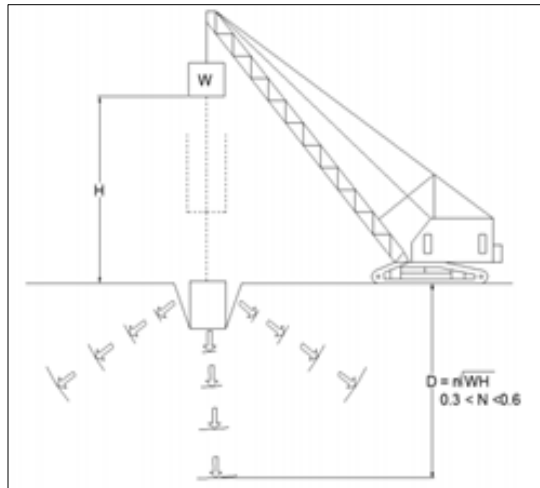


Figura N° 23:Esquema de la compactación dinámica
 Fuente: “Mejoramiento del suelo cohesivo por medio de la compactación dinámica”, por Soto (2014, p.17)

4.2.2 Objetivos de su aplicación

El objetivo principal de la compactación dinámica es de mejoras las propiedades geotécnicas de los suelos, tales como su capacidad portante (debido al incremento al esfuerzo cortante), reducir los asentamientos y en algunos casos el efecto licuación en arenas ante un evento sísmico.

4.2.3 Consideraciones en el procedimiento

Para realizar una adecuada compactación dinámica se tendrá en consideración los siguientes aspectos:

1. Evaluar el tipo de suelo a compactar (características o parámetros geotécnicos), junto con los predios aledaños, con la finalidad de evaluar la incidencia del proceso de compactación (véase Figura N°24).
2. De ser el caso tomar como referencia un área de prueba, para desarrollar en ella la técnica de la compactación dinámica (CD), evaluando los resultados obtenidos a través de ensayos como el CPT, SPT, Ensayos de Precarga, Wash Boring, etc. con los resultados esperados para el proyecto.
3. De acuerdo con la solicitud de mejoramiento del suelo a una determinada profundidad se tendrá que calcular o estimar la altura de la caída de la masa (H), el peso de la masa (w), la energía aplicada (EA), entre otros parámetros

tal como se muestra en la Tabla N°7 para lograr mejorar la capacidad portante del suelo.

4. Trabajos de preparación del terreno a mejorar. (limpieza, nivelación, etc.).
5. Determinar el número de fases, número de golpes y determinar la grilla para la caída de la masa o ubicación de las huellas.
6. Realizar una nivelación y compactación continua final (Ironing).

Es recomendable que el cliente presente su estudio de suelos del terreno a mejorar, estos resultados serán corroborados por los especialistas de la compactación dinámica, para tener una perspectiva más asertiva de cómo llevar acabo la CD, estimar los recursos humanos, equipos - maquinarias y el tiempo requerido para la ejecución del trabajo.

Los pasos mencionados líneas arriba son una referencia para la ejecución de la compactación dinámica, eso valida que en campo se tenga la posibilidad de hacer algunos ajustes o trabajos previos que sean necesarios para la ejecución adecuada del mejoramiento del suelo, esto se deja a criterio del encargado del proyecto u ejecución de los trabajos. Se puede dar el caso de tener un terreno irregular, con diferencias de cotas, en esas condiciones no podrá realizar la compactación dinámica, ya que las maquinarias como la grúa, el bulldozer, entre otros no tendrán la facilidad para desplazarse, lo cual requiere de trabajos previos de nivelación.



Figura N° 24: Ejemplo de terreno desnivelado, caso proyecto Baterías Etna
Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 7: Lineamientos de diseño

Parámetros que deben determinarse.	Procesos de evaluación
<p>1.- Selección del peso de la masa y altura de caída para la profundidad de mejoramiento requerido.</p> $D = n(WH)^{0.5} \quad (1)$	<p>Determinar por medio de sondeos exploratorios el espesor que necesita densificarse para satisfacer los requisitos del diseño. Utilizar la ecuación 1 y seleccionar el valor de n de la Tabla 2.2 de acuerdo con el tipo de suelo. Usar la Fig. 2.3 como una guía para escoger el peso de la masa y la altura de caída para el equipo que se utilice.</p>
<p>2.- Determinación de la energía aplicada para lograr la profundidad de mejoramiento requerida.</p>	<p>Utilizar la Tabla 2,3 para seleccionar la energía unitaria (por m³) de acuerdo con el tipo de suelo. Multiplicar la energía unitaria por el espesor del depósito, para obtener la energía media que se aplicará a la superficie del terreno.</p>
<p>3.- Definición del área a densificar.</p>	<p>A. Para nivelar sitios, usar una separación de la retícula en toda el área más una distancia adicional igual a la profundidad de mejoramiento. Para la estabilidad de taludes, puede requerirse un mejoramiento sobre un área más ancha. En áreas de concentración de cargas, aplicar energía adicional cuando se necesite.</p>
<p>4.- Espaciamiento de la retícula y número de golpes.</p> $AE = \frac{N(W)(H)(P)}{(\text{espaciamiento de la cuadrícula})^2}$ <p>donde :</p> <p>N = número de golpes.</p> <p>P = número de fases.</p> <p>W = peso de la masa.</p> <p>H = altura de caída.</p>	<p>El espaciamiento de la retícula o malla puede ser de 1.5 a 2.5 veces el ancho o diámetro de la masa. Utilizar W y H del Paso 1 y energía aplicada del Paso 2 en la Ecuación 2. Calcular el producto de N y P en la Ecuación 2. Generalmente se dan 7 a 15 golpes en cada punto de cuadrícula. Si los cálculos indican más de 15 o menos de 7 golpes, ajustar el espaciamiento de cuadrícula.</p>
<p>5.- Fases múltiples. La predicción de la profundidad del cráter o bufamiento (abundamiento) antes de la compactación dinámica es difícil. En caso de fases múltiples, el contrato debe indicar donde existen depósitos muy sueltos, como rellenos sanitarios, o depósitos de limos prácticamente saturados.</p>	<p>Las profundidades del cráter deben ser limitadas a la altura de la masa más 0.3 m. La aplicación de la energía debe detenerse si ocurre expansión en el suelo. Si los pasos A y B ocurren antes del número requerido de golpes, se deben utilizar fases múltiples para: * permitir la nivelación del suelo si el paso A ocurre * permitir la disipación de la presión de poro si el paso B ocurre.</p>
<p>6.- Estabilización de la capa superficial.</p>	<p>A. No necesario para la Zona I de suelos. Puede ser requerido para la Zona 2 en suelos casi saturados. Generalmente requerido para basureros o rellenos sanitarios. B. Cuando se usa capa superficial estabilizada, el espesor generalmente es de 0.3 – 0.9 m.</p>

Fuente: "Geotechnical Engineering Circular N°1", por FHWA (1995, p28)

En el caso de suelos que presenten napa freática, se recomienda la ejecución de drenes para la salida del agua, ante la caída de la masa. Es recomendable que la napa freática este por lo menos a 2.00m. de distancia con respecto al suelo.

4.2.4 Profundidad de influencia del mejoramiento

También se puede utilizar la siguiente ecuación para el cálculo de la profundidad con una determinada altura y masa:

$$D_{\max} = n(WH/I)^{1/2} \dots (19)$$

Donde:

D_{\max} = Profundidad máxima de influencia

W = Peso de la masa en Ton

H = Altura de caída de masa en m

I = 1 ton/m

Para determinar la profundidad máxima de la compactación D_{\max} . Se puede usar el valor de n dependiendo del tipo de suelo. En la Tabla N° 8 se muestra los diversos valores de n. En los estudios de mecánica de suelos los especialistas determinan una profundidad adecuada para que la mejora del suelo.

Tabla N° 8: Valores de n para diversos tipos de suelo

Tipo de suelo	Grado de saturación	Valor de n recomendado *
Depósitos de suelo permeables – suelos granulares	Alto	0.5
	Bajo	0.5 – 0.6
Depósitos de suelos semipermeables Principalmente limos con índice plástico < 8	Alto	0.35 – 0.4
	Bajo	0.4 - 0.5
Depósitos impermeables	Alto	No recomendable
Principalmente arcillas con índice de plasticidad > 8		0.35 – 0.40
	Bajo	Los suelos deben tener un contenido de agua menor al límite plástico.
* Para una energía aplicada de 100 a 300 t-m/m ² y una masa que utiliza un cable para su caída.		

Fuente: “Geotechnical Engineering Circular N°1”, por FHWA (1995, p30)

4.2.5 Energía aplicada

Para el cálculo de la energía aplicada (EA) que se requiere, se puede considerar la ecuación (10), según el tipo de suelo se analiza el valor de la energía mínima necesaria para lograr una compactación que pueda permitir incrementar las propiedades del suelo. Para ello nos basamos en las formula de energía (Lukas, 1995).

$$EA = (N*W*H*P) / (\text{Espaciamiento})^2 \dots (20)$$

Donde:

EA = Energía aplicada

N = Número de golpes en cada huella

W = Peso de la masa

P = Numero de fases

Para el análisis de la energía requerida (EA) según el tipo de suelo, se puede considerar la información de la Tabla N° 9.

Tabla N° 9: Energía Requerida de compactación

ENERGÍA REQUERIDA DE COMPACTACIÓN		
TIPO DE DEPÓSITO	ENERGÍA REQUERIDA (KJ/M3)	PROCTOR ESTANDAR
Natural Granular grueso permeable	200 a 250	33 a 41
Natural Semipermeable	250 a 350	41 a 60
Botadero	600 a 1100	100 a 180
		Pr. Est. = 600 KJ/m3

Fuente:” Geotechnical Engineering Circular N°1”, por FHWA (1995, p34)

4.2.6 Numero de Fases, determinación de tramas y número de golpes.

La determinación de las fases dependerá del tipo de suelo a compactar, puede trabajarse con dos (véase Figura N°25) pero algunos especialistas proponen más de dos fases; esto dependerá del tipo de suelo y de la mejora de las características geotécnicas que se quieren obtener. Por ejemplo, en el caso de

suelos tipo arcillosos es posible que se necesite más cantidad de golpes o en su defecto una fase más de compactación.

Con respecto a las tramas estas serán determinadas por las medidas de las masas, en el mercado existe masa del tipo circular, octogonal, cuadrada, etc. que son hechas en base a un acero de alto grado de pureza, cuya resistencia al impacto hacen que sean las más adecuadas y resistentes para este procedimiento. Las tramas para la ubicación de los puntos de caída están relacionadas en función al diámetro de las masas, algunos especialistas recomiendan que la trama este en el rango de 1.5 a 2.5 y veces el diámetro de la masa, lo cual no necesariamente será así si las condiciones geográficas no lo permiten.

En el caso del número de golpes, estas pueden determinarse en función de la ecuación N°18, considerando una determinada cantidad de energía de compactación. En la práctica también se puede utilizar el ensayo Heavy Drop Test (HDT) para calcular el número de golpes.

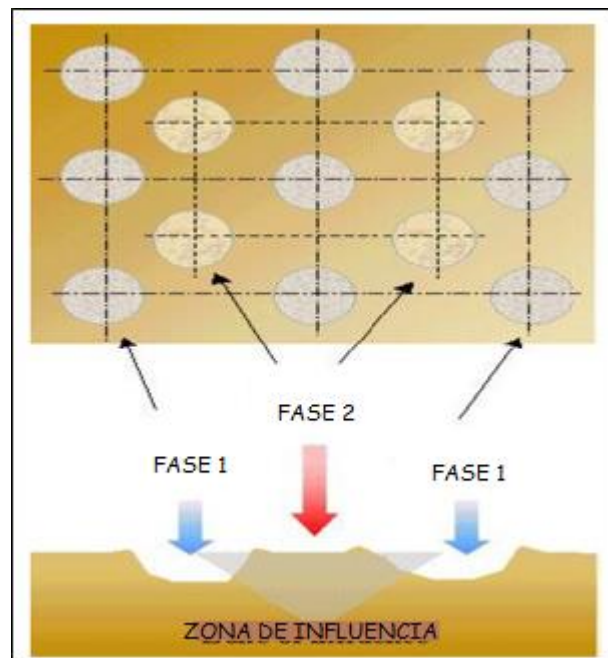


Figura N° 25:Esquema de fases típico en C.D

Fuente: “Procedimiento compactación dinámica ETNA_C”,
por Beliard (2017, p02)

4.2.7 Equipos y maquinarias

Es importante contar con los equipos adecuados para lograr el resultado esperado en la compactación dinámica, hoy en día en el mercado se tiene muchas opciones, pero es importante considerar factores de índole técnico para poder los equipos adecuados a usar, no dejando de lado la seguridad de los operadores de los equipos y del personal que estará en campo. En este caso la grúa es el equipo más importante en este tipo de trabajos junto con la masa de compactación (véase Figura N°26 y Figura N°27).

La Tabla N°10 nos da una referencia de las características técnicas de la grúa a requerir según la masa a levantar y no tener problemas de fatiga ante el izaje.



Figura N° 26: Grúa de celosía marca Liebherr Modelo HS855

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 27: Masas de 15 y 9 toneladas para compactación

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 10: Requerimiento de grúa, según tipo de masa a izar

Peso Masa (Ton)	Capacidad Grua (Ton)	Diametro de Cable (mm)
5.4 - 7.3	36.3 - 45.4	19 - 22
7.3 - 12.7	45.4 - 90.7	22 - 25
12.7 - 16.3	90.7 - 113.4	25 - 29
16.3 - 22.7	136.1 - 158.8	32 - 38

Fuente:” Geotechnical Engineering Circular N°1”, por FHWA (1995, p34)

4.2.8 Ensayos para corroborar los parámetros geotécnicos

Una vez realizado todo el procedimiento de compactación dinámica es importante evaluar los parámetros geotécnicos como la capacidad portante, los asentamientos, la fricción de los suelos a través de técnicas de auscultación in situ como el Cono Peck (SPT), CPT entre otros en que sus valores puedan correlacionarse con el primero mencionado.

4.2.9 Restricciones

Arriaga (2006) hace hincapié respecto a las restricciones:

La aplicación de la compactación dinámica tiene ciertas restricciones, una de ellas y la más importante es que generan ondas vibratorias muy fuertes al momento de dejar caer la masa, estas ondas (ondas Rayleigh) pueden dañar las estructuras de viviendas, servicios y/u otros, en zonas urbanas. Otra restricción podría ser el alto costo que se incurre por el tipo de maquinarias que se requiere como son las grúas de alto tonelaje, que a veces no se encuentran en el mercado fácilmente, lo cual conlleva a que la aplicación sea principalmente para proyectos del tipo industrial o de uso masivo.

Si en el suelo se tiene una napa freática muy cerca al nivel del suelo, tal vez menor de 2.00m y este suelo presenta características muy deficientes en cuanto a parámetros geotécnicos (caso de arcillas), tendrá que evaluarse un sistema de drenaje para contrarrestar el efecto rebose de agua, además que por la capilaridad del mismo la masa no será fácil de extraer del cráter lo cual genera esfuerzos a los cables y posiblemente un deterioro más rápido y un sobre esfuerzo en los motores de la grúa lo cual tomaría más tiempo la ejecución de la compactación.

El sistema de compactación no tiene efectos favorables en cuanto a niveles profundos, para ello podría usarse otros sistemas como pilotes, inclusiones rígidas, etc.

4.2.10 Experiencias Internacionales

La compactación dinámica si bien es cierto se desarrolló principalmente en Europa (Francia, España, Alemania, Inglaterra e Italia principalmente), por el medio oriente en el continente americano no es ajeno a ello, Estados Unidos, México, Colombia Brasil y Perú.

Mencionamos algunos proyectos internacionales:

- 1.- Abú Dhabi Corniche - Emiratos Árabes Unidos (véase Figura N°28).
- 2.- Ampliación del aeropuerto de Niza – Francia.
- 3.- Hotel en Raleigh en Carolina del Norte – Estados Unidos de Norteamérica (véase Figura N°29).
- 4.- Centro comercial en Puebla – México (véase Figura N°30).
- 5.- Parque Industrial Celta en Bogotá – Colombia.



Figura N° 28: Proyecto Abú Dhabi Corniche -Emiratos Árabes Unidos
Fuente: Elaboración propia



Figura N° 29: Proyecto Hotel en Raleigh en Carolina del Norte - EE. UU.
Fuente: Elaboración propia



Figura N° 30: Proyecto Centro Comercial en Puebla - México
Fuente: Elaboración propia

4.3 Inclusiones Rígidas

4.3.1 Definición

Las inclusiones rígidas son elementos de forma cilíndrica no conectados a la estructura cuyo objetivo es poder cimentar los rellenos de gran altura y estructuras con cargas elevadas sobre suelos blandos, para poder minimizar los asentamientos y garantizar la estabilidad. Su funcionamiento como estructura se asemeja a la del pilote de desplazamiento con la diferencia de que sobre esta

se compacta un material granular el cual realizará la transferencia de carga entre la nueva estructura y la inclusión (véase Figura N°31).

A diferencia de otras técnicas de cimentación profunda, tales como los pilotes en la que la carga de la estructura se transmite hacia las cabezas de estas estructuras, en esta técnica parte de la carga llega al suelo blando. Siendo de suma importancia el diseño de la capa de reparto la cual reduce la carga que llega al suelo blando en relación con la que soportaría sin inclusiones.

Esta capa granular tiene un papel tan importante puesto que en ella se desarrollan los mecanismos de transferencia de cargas, compuesta por un material granular compactado, tratado o no, y en algunos casos puede llevar refuerzos de material geosintético para el aumento de las cargas hacia las inclusiones. Cabe considerar que el apoyo superior de la inclusión puede ser ensanchada para recibir mayor carga y por lo tanto reducir en mayor medida el asentamiento.

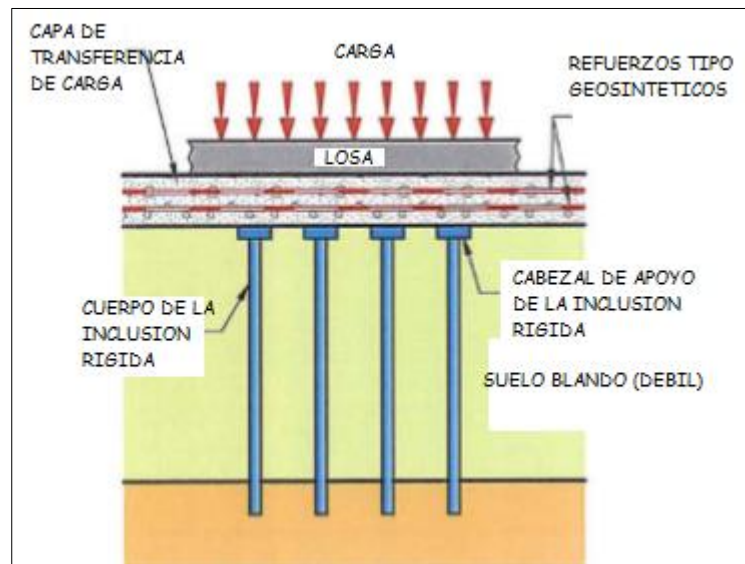


Figura N° 31:Esquema de la técnica de Inclusiones Rígidas
Fuente: “ASIRI National Project”, por Simon et al (2012, p.20)

4.3.2 Importancia de la capa de transferencia de carga

La capa de transferencia de carga o también llamada capa de reparto asegura la transmisión entre las cargas aplicadas en superficie y las inclusiones rígidas.

La concentración de las cargas sobre las inclusiones permite reducir y homogeneizar los asentamientos en superficie.

En su diseño, el factor más importante es de reducción de tensiones en el suelo blando, relacionando la tensión que soportaría el suelo con y sin inclusiones. Cuanto menor sea la tensión en el suelo blando, más eficiente será la capa de reparto. Las variables que en este parámetro son: el ángulo de rozamiento de la capa, la separación entre inclusiones, el tamaño de la cabeza de apoyo de las inclusiones y el espesor de la capa de transferencia.

Su constitución puede estar a base de materiales tratados con cemento o cal, o por materiales granulares. Se puede disponer de uno o varios niveles del material geosintético que mejore la transferencia de las cargas (véase Figura N°32). Dicho refuerzo depende de su posicionamiento dentro de la capa, considerando que, al colocar un solo nivel por encima de las inclusiones, éste participa en el reparto de carga a las cabezas de las inclusiones por el efecto membrana pero si se colocan varios niveles, al efecto membrana se le añade otro efecto el cual mejora la rigidez de la capa.

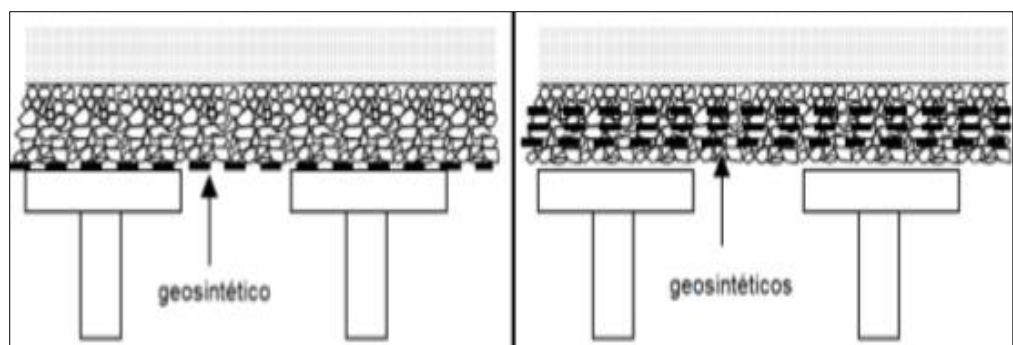


Figura N° 32:Ubicación del refuerzo geosintético en la capa de transferencia de carga

Fuente: “Inclusiones Rígidas – Análisis comparativo de los métodos analíticos y métodos numéricos”, por Gómez (2012, p.09)

4.3.3 Dominio de su aplicación

La aparición de esta técnica remonta desde los años 70 en los países escandinavos, donde desarrollaron las inclusiones tipo Deep Soil Mixing, evolucionando en numerosos países convirtiéndose en una técnica en auge en

la actualidad. Su aplicación interviene en terrenos aluviales, limos, arcillas o margas. En la siguiente figura (véase Figura N°33) se muestran algunas de las aplicaciones que puede tener esta técnica, las cuales se detallan a continuación:

A. Terraplenes

Su intervención es de suma importancia para la construcción de terraplenes para carreteras y obras férreas con el objetivo de construir de manera más rápida manteniendo los asentamientos máximos reducidos y asentamientos diferenciales despreciables y controlados. Las inclusiones son muy utilizadas en terraplenes de acceso a puentes para evitar que exista un asiento diferencial entre el terraplén y la obra cimentada sobre pilotes.

B. Cimentaciones de edificios multifamiliares, industriales o comerciales

Su aplicación en proyectos de edificación sobre suelos blandos es necesario debido a que se desea conseguir limitar los asientos diferenciales que se pueden producir entre estructuras con cargas elevadas y los pavimentos exteriores o entre zonas del mismo edificio diferentemente cargadas.

A diferencia de su aplicación en terraplenes, el espesor de capa de reparto que existe en este caso entre las cabezas de inclusiones y la estructura es más reducido.

C. Depósitos de almacenamiento

El objetivo en este caso es similar al anterior citado, controlar los rangos de los asientos o asentamientos máximos y reducir los asientos o asentamientos diferenciales entre estructuras que puedan dañar las instalaciones o afectar el adecuado funcionamiento del sistema de almacenamiento.

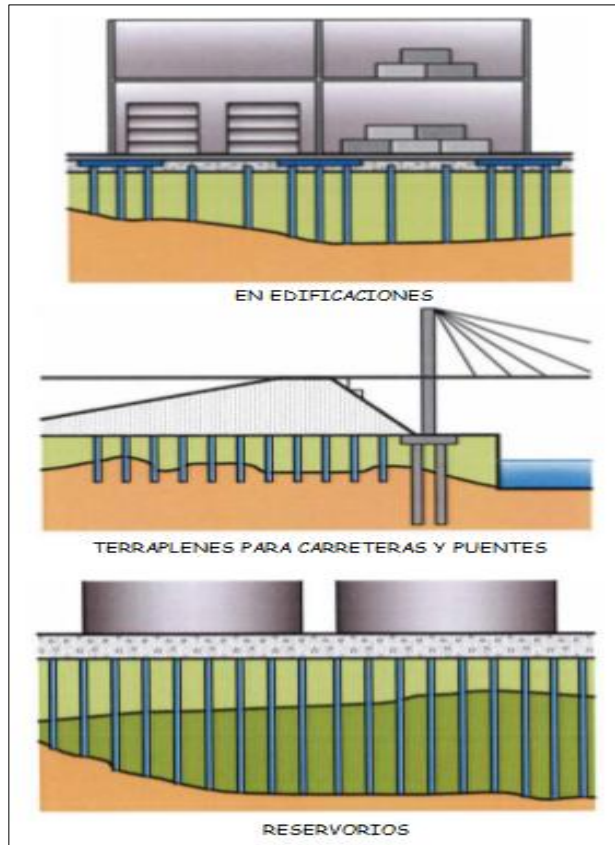


Figura N° 33: Aplicación de las Inclusiones Rígidas
 Fuente: "ASIRI National Project", por Simon et al (2012, p.26)

4.3.4 Normativas

En referencia al primer capítulo de la presente investigación, esta técnica de mejoramiento es de reciente aplicación en nuestro medio, y solo se cuenta con referencias extranjeras en normativas y recomendaciones en mayor parte de procedencia europea, las cuales en la práctica sus resultados se han podido evidenciar por ensayos estándares de suelos sobre el terreno ya mejorado. Estas normativas y recomendaciones se pueden diferenciar en dos grupos:

- El primer grupo: Los materiales, el proyecto, el proceso de ejecución y el control de ejecución de las inclusiones,
- El segundo grupo: Definición de los métodos para dimensionar las inclusiones y la capa de transferencia.

Las normas y recomendaciones como referencia a esta técnica se mencionan a continuación con una breve reseña:

A. UNE-EN 12699 “Realización de trabajos geotécnicos especiales Pilotes de desplazamiento”

Se trata de la versión oficial en español de la Norma Europea EN 12699. No es una normativa aplicada al método de mejora por inclusiones rígidas, pero define el modo de ejecución de los diferentes tipos de pilotes que pueden formar las inclusiones. En este documento se explican las características de los materiales, los ensayos para el control del pilote, y las consideraciones a tomar en el proyecto y en diferentes fases de ejecución de la inclusión.

B. BS 8006-1 “Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills” (2010)

Normativa británica publicada en el 2010, siendo ésta la actualización de la misma, pero de 1995, se trata de un código de práctica para el refuerzo de suelos y otros rellenos. En la sección nº8 se centra en el dimensionamiento de diferentes técnicas de mejora del suelo blando para cimentar rellenos. Describe los diferentes estados límite que deben considerarse en su diseño explicando el cálculo de cada uno de ellos, y por otro lado se basa en dos métodos para el cálculo para la transferencia de carga según los métodos de Marston (1913) y por de Hewlett y Randolph (1988). Asimismo, se define el refuerzo geosintético en el que se calcula la tensión que debe soportar a partir del efecto membrana que se produce entre inclusiones sin tener en cuenta la posible colaboración del suelo blando.

C. Recomendaciones Alemanas EBGeo “German Recommendations for Geosynthetic” (2011)

Versión emitida en 1997, fue actualizada posteriormente en el 2011 en la que se incluye el modelo de Kempfert et al. (1999) para calcular la transferencia de cargas en la capa de reparto, en la que considera la formación de un efecto arco entre las inclusiones, pero en este caso con superficies inferior y superior no concéntricas. Tiene similitud con la norma británica mencionada anteriormente pero con un aspecto innovador en su diseño, basándose en la reacción del suelo blando.

Es importante mencionar que estas recomendaciones no son válidas en el caso de inclusiones puramente flotantes, o en el caso de estructuras construidas en sitios sometidos a una carga dinámica (terremotos) así como en terraplenes sometidos a grandes esfuerzos horizontales.

D. Guía de Diseño Holandesa “Dutch design guideline for piled embankments” (2009)

Esta guía fue emitida en el 2009, cuya base es la publicación de las recomendaciones alemanas EBGEO (1997). Los métodos adoptados tienen como referencia la comparación del análisis de varios ensayos de campo con cálculos de elementos finitos, estudios de parámetros, y el trabajo de varios autores.

E. ASIRI National Project “Recommendations for the design, construction and control of rigid - inclusion ground improvements” (2012)

Documento financiado con el apoyo del Gobierno Francés, lleva consigo los aportes de especialistas en construcción, laboratorios y consultores de ingeniería que ha implicado un tiempo de investigación de 5 años. En esta publicación se describen el comportamiento de las estructuras que se encuentran sobre inclusiones rígidas basándose en el resultado de rigurosas comparaciones experimentales y modelación, analizando los mecanismos de interacción entre el suelo, las inclusiones y una plataforma de transferencia de carga. En referencia al diseño este cumple con los requisitos estipulados en los Eurocódigos, en particular el Eurocódigo 7-1 dedicado al diseño geotécnico.

4.3.5 Calculo y dimensionamiento de la capa de reparto

En nuestro país la poca información obtenida como parte de nuestra investigación, detalla que las inclusiones rígidas ejecutadas en nuestro medio tienen como sustento las recomendaciones del ASIRI National Project, por lo que será la guía para la cual se tomará como referencia para los cálculos a realizar.

Proyecto de origen francés, sus estudios se han desarrollado bajo ensayos a escala real, uno de esos estudios ha sido realizado por Chevalier, Villard y Combe (2011) en el que proponen un método de transferencia de cargas para espesores de capa reducidos, estudiando con métodos numéricos una celda unitaria mediante dos tipos de elementos diferentes. La capa de transferencia de carga se implementó con elementos discretos y las inclusiones y el terreno compresible mediante elementos finitos como se muestra en la Figura N°34.

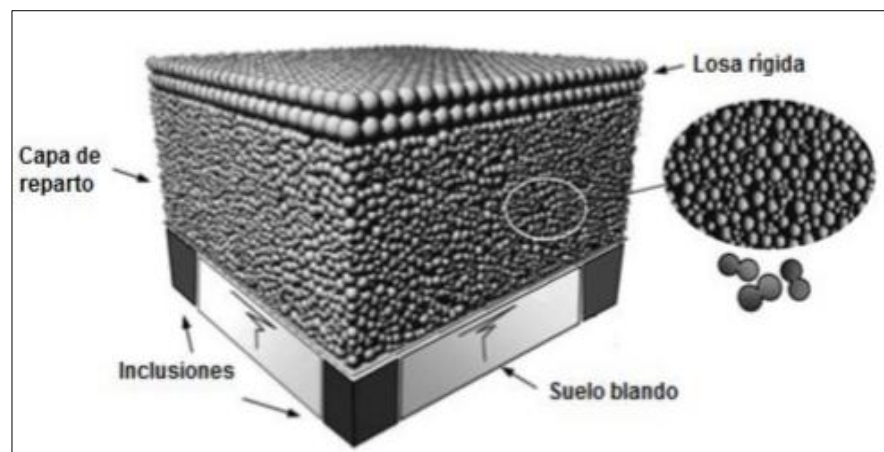


Figura N° 34: Representación de la capa de transferencia de carga

Fuente: “Inclusiones Rígidas – Análisis comparativo de los métodos analíticos y métodos numéricos”, por Gómez (2012, p.42)

Este modelo concuerda con lo pre escrito por Carlson (1987) que dividía el material granular en dos partes:

- Una zona situada encima de las cabezas de las inclusiones de forma de pirámide invertida. El peso y la carga de esta zona se trasmite directamente a las pilas, y
- Una zona formada por la parte restante de la capa de reparto cuyo peso y carga se trasmite directamente sobre el suelo blando.

La principal diferencia con respecto al método de Carlsson (1987) estaba en la fijación del ángulo θ de la zona de la pirámide invertida tal como se muestra en la Figura N°35, además de encontrarse entre el valor pico y el valor residual del ángulo de rozamiento de la capa de reparto. Si el suelo blando es

muy compresible el valor del ángulo descenderá hasta el valor residual como se muestra en la Figura N°36.

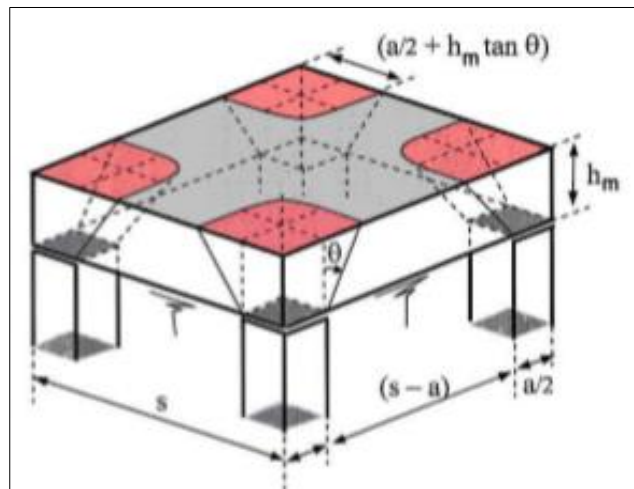


Figura N° 35: Comportamiento de la CTC según Chavelier et al. (2011)
Fuente: “ASIRI National Project”, por Simon et al (2012, p.72)

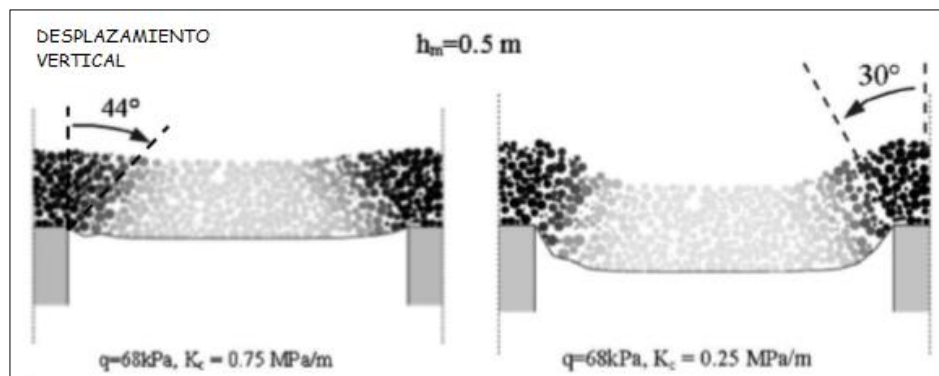


Figura N° 36: Formación del ángulo de pirámide inversa en suelo blando
Fuente: “Inclusiones Rígidas – Análisis comparativo de los métodos analíticos y métodos numéricos”, por Gómez (2012, p.43)

A partir de ello Chevalier et al. (2011) definen una altura crítica el cual las pirámides empiezan a superponerse. Esta altura viene definida en la siguiente ecuación:

$$h_m \leq h^* = (s - a) / 2 \tan \theta \dots (21)$$

Donde:

h_m = Altura de la capa de reparto,

h^* = Altura crítica de la capa,

s = Separación entre ejes de inclusiones,

a = Anchura de cabeza de inclusión,

θ = Ángulo pirámide invertida.

Ahora, cuando el espesor de la capa de reparto sea inferior a esta altura crítica, la parte del peso de la capa de reparto directamente soportada por las inclusiones se representará por medio de la siguiente ecuación:

$$W_p = (\gamma / 6 \tan\theta) * ((a + 2h_m \tan \theta)^3 - a^3) \dots (22)$$

Donde:

W_p = Parte del peso de la capa de reparto soportada por las pilas,

γ = Peso específico del material granular.

También se incluye el cálculo de la sobrecarga que actúa sobre la capa de reparto y que se trasmite hacia las inclusiones que se por medio de otra ecuación:

$$Q_p = q (a + 2h_m \tan \theta)^2 \dots (23)$$

Donde:

Q_p = Parte de la sobrecarga de la capa de reparto soportada por las pilas,

q = Sobrecarga actuante en superficie de capa de reparto.

Como conclusión, la eficiencia se obtendría a partir de la siguiente ecuación:

$$E' = (W_p + Q_p) / (s^2 (\gamma h_m + q)) \dots (24)$$

Donde:

E' = Eficiencia de la transferencia.

4.3.6 Cálculo y dimensionamiento de las Inclusiones Rígidas

Para el desarrollo de los siguientes cálculos se tendrá como referencia el Método Combarieu perteneciente al ASIRI National Project.

Dimensionamiento de la malla

Según el método de Combarieu (1988) para el dimensionamiento de las inclusiones rígidas, se basa en la transferencia de cargas suponiendo la presencia de unas columnas ficticias en la capa de reparto que aportan rozamiento negativo y por lo tanto reducen la tensión que llega al suelo compresible, la cual esta tensión se expresa por medio de la ecuación:

$$q_s^+ = (\gamma_r / m_r) * (1 - e^{-m_r h_r}) \dots (25)$$

Donde:

q_s^+ = Tensión vertical entre inclusiones en superficie del suelo compresible

γ_r = Peso específico del terraplén

m_r = Coeficiente en función del factor λ y la b/R

h_r = Altura del terraplén

El factor λ se determina en función del rozamiento a partir del valor de $k \tan \delta$. En el caso de las columnas ficticias δ es igual al ángulo de rozamiento del terraplén φ_r .

Para obtener el factor λ se consideran las siguientes ecuaciones de acuerdo con las siguientes limitaciones:

$$\lambda = 1 / (0.5 + 25k \tan \delta), \text{ para } k \tan \delta \leq 0.5 \dots (26)$$

$$\lambda = 0.385 - k \tan \delta, \text{ para } 0.15 \leq k \tan \delta \leq 0.385 \dots (27)$$

$$\lambda = 0, \text{ para } k \tan \delta \geq 0.385 \dots (28)$$

El valor de $k \tan \delta$ se puede obtener en consideración a la Tabla N°11, con referencia al tipo de pilotaje en el suelo a tratar, o de valores recomendados de acuerdo con la norma francesa NF P94-262 como indica la Tabla N°12.

Tabla N° 11: Valores recomendados para el parámetro $k_{tan\delta}$

Pilotes o inclusiones ejecutados por desplazamiento o bajo presión, en suelos de grano fino de consistencia blanda o "liquida" o en suelos orgánicos *Reducido a 0.15 para elementos en operación.	0.20 *
Pilotes o inclusiones perforados en suelos de grano fino de consistencia blanda a liquida o en suelos orgánicos. *Reducidos a 0.10 para el método de revestimiento perdido.	0.15 *
Pilotes o inclusiones ejecutados por desplazamiento o bajo presión en suelos de grano fino de firme a rígida consistencia. *Reducida a 0.20 para elementos en operación.	0,30 *
Pilotes o inclusiones perforados en suelos de grano fino de consistencia firme a rígida. *Reducidos a 0.15 para el método de revestimiento perdido.	0,20 *
Pilotes o exclusiones ejecutados por desplazamiento o perforados en arena o grava.	0.35-1 (dependiendo del grado de compactación)

Fuente: "ASIRI National Project", por Simon et al (2012, p.63)

Tabla N° 12: Valores del parámetro $k_{tan\delta}$ según Norma NF P 94-262

		Pilotes perforados entubados	Pilotes perforados	Pilotes hincados
Turba	Suelos orgánicos	0.1	0.15	0.2
Limos y arcillas	suelos blandos	0.1	0.15	0.2
	Suelos firmes/rígidos	0.15	0.2	0.3
Arenas y gravas	Muy suelta	0.35		
	Suelta	0.45		
	Densa	1		

Fuente: "ASIRI National Project", por Simon et al (2012, p.63)

De las ecuaciones indicadas se genera un gráfico como se muestra en la Figura N°37 para la obtención del factor λ .

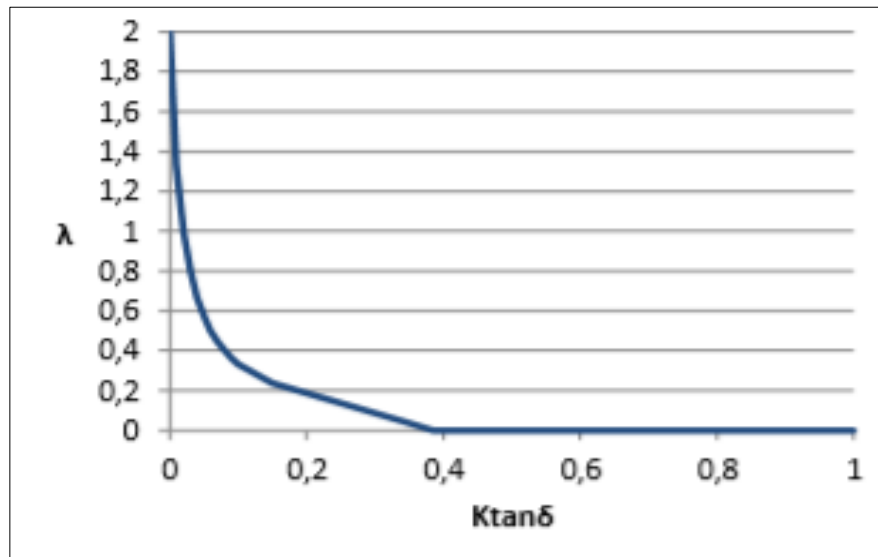


Figura N° 37: Obtención del Factor λ

Fuente: “Inclusiones Rígidas – Análisis comparativo de los métodos analíticos y métodos numéricos”, por Gómez (2012, p.31)

El valor de λ normalmente en terraplenes será 0, por lo que el valor del coeficiente m_r se calculará por medio de la siguiente ecuación:

$$m_r = (\lambda = 0, b/R) = (2k \tan \phi_r) / (R(b^2 / R^2 - 1)) \dots (29)$$

Donde:

b = Radio de la celda unitaria de influencia de la inclusión,

R= Radio de la cabeza de la inclusión.

En el caso de que el factor λ no sea igual a 0, el valor de m_r se determinará a partir de la Figura N°38 que relaciona los parámetros para diferentes valores de la relación entre el radio de la celda unitaria y el radio de la cabeza de la inclusión.

Esta relación entre el radio de la celda unitaria y el radio de la cabeza de la inclusión. se puede obtener a partir de las dimensiones de la malla de las inclusiones mediante las siguientes ecuaciones:

$$\frac{b}{R} = \frac{d}{R} \sqrt{\frac{4}{\pi}}, \text{ Malla cuadrada } d \times d \dots (30)$$

$$\frac{b}{R} = \frac{1}{R} \sqrt{\frac{4}{\pi}} dd', \text{ Malla rectangular } d \times d' \dots (31)$$

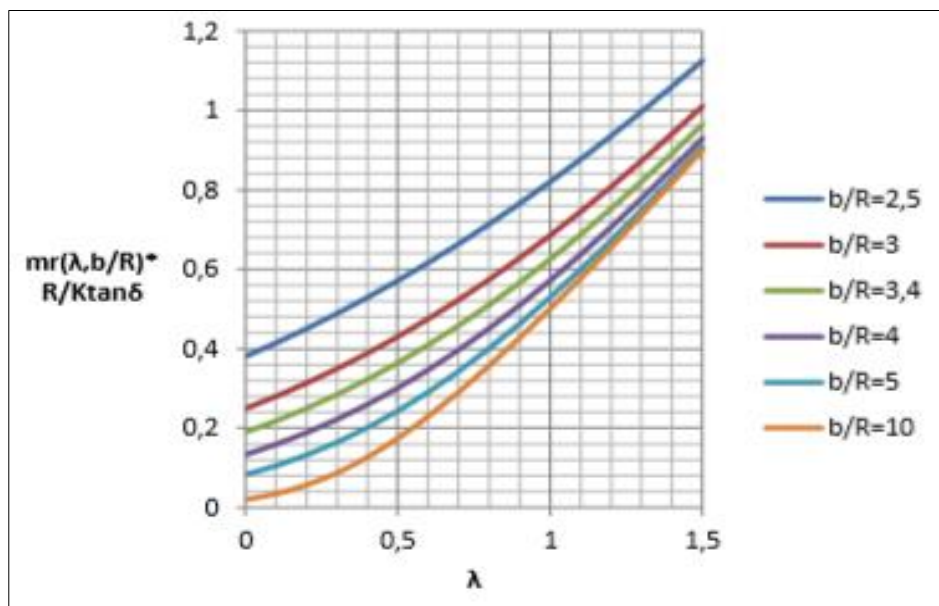


Figura N° 38: Abaco para obtención del coeficiente m_r

Fuente: “Inclusiones Rígidas – Análisis comparativo de los métodos analíticos y métodos numéricos”, por Gómez (2012, p.32)

Retomando la secuencia para el cálculo del dimensionamiento de la malla, se determina que a nivel del apoyo superior de la inclusión se cumple con la siguiente ecuación:

$$\pi * b^2 * \gamma_r * h_r = \pi * (b^2 - R^2) * q_s^+ + \pi * R^2 * \gamma_r * h_r + F_{nr} \dots (32)$$

Donde:

F_{nr} = Fuerza transmitida a la inclusión por rozamiento negativo.

Asimismo, la carga generada por la columna ficticia hacia la cabeza de la inclusión aumenta por su fuerza el rozamiento negativo, expresándose por medio de la igualdad:

$$Q = \pi * R^2 * \gamma_r * h_r + F_{nr} \dots (33)$$

El objetivo fundamental del dimensionamiento de la distribución de las inclusiones rígidas es que la carga o presión admisible sobre la inclusión sea lo mayor posible para que la tensión o esfuerzo sobre el terreno compresible sea mínima, y minimizar los posibles asientos diferenciales.

Combarieu (1988) define un factor α que representa la reducción del esfuerzo en el suelo blando respecto a la tensión que debería soportar sin inclusiones, representándose de la siguiente forma:

$$\alpha = q_s^+ / (\gamma_r / m_r) \dots (34)$$

Asimismo, este factor α puede obtenerse a través de la siguiente curva indicada en la Figura N°39, que relacionan los valores de los factores m_r , h_r y α , de la siguiente manera:

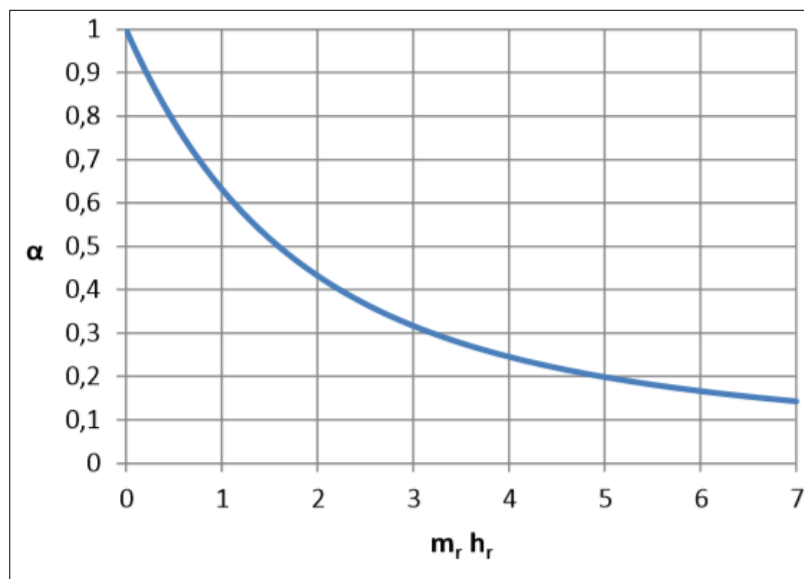


Figura N° 39: Abaco para obtención del coeficiente $m_r h_r$ por medio del factor α

Fuente: “Inclusiones Rígidas – Análisis comparativo de los métodos analíticos y métodos numéricos”, por Gómez (2012, p.56)

Para el dimensionamiento de la malla de inclusiones para un determinado α se realiza la siguiente ejecución por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{b^2}{R^2} = 1 + \frac{2 \tan \phi_r h_r}{[m_r h_r] R} \dots (35)$$

Otra forma de obtener las dimensiones de la malla es a partir de la gráfica mostrada en la Figura N°40 que relaciona para diferentes valores de α , la relación entre el radio de la celda unitaria y el radio de la inclusión con el producto de parámetros $2K \tan \phi_r \cdot h_r / R$.

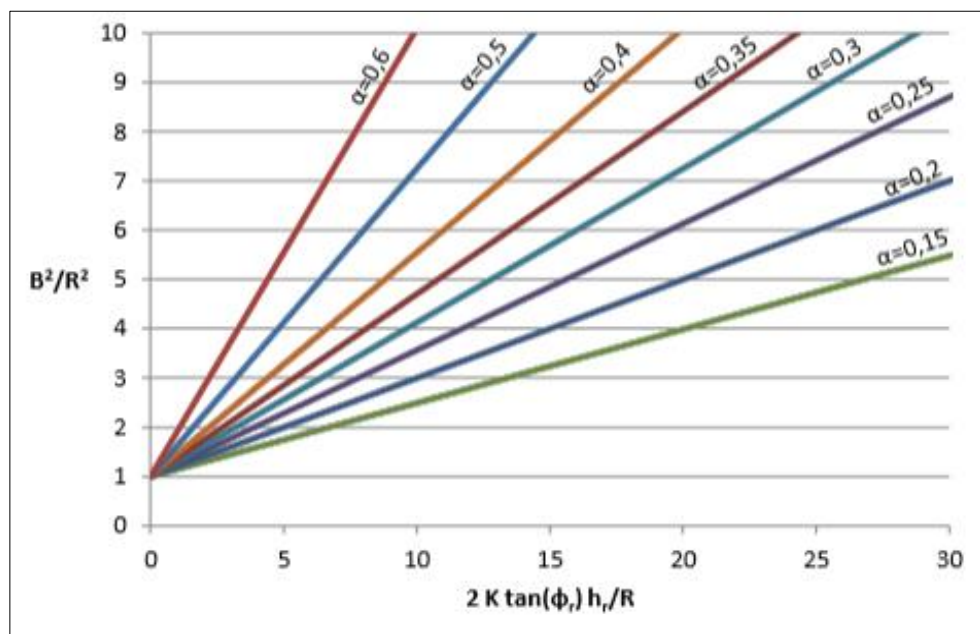


Figura N° 40: Abaco para obtener la dimensión de la malla en función del factor α .

Fuente: “Inclusiones Rígidas – Análisis comparativo de los métodos analíticos y métodos numéricos”, por Gómez (2012, p.57)

A partir de la relación entre el radio de la celda unitaria (b) y el radio de la inclusión (R) se puede obtener las dimensiones de la malla dependiendo su planteamiento sea cuadrada o rectangular formuladas en las ecuaciones (28) y (29).

Cálculo del asentamiento

El cálculo del asentamiento se encuentra en función de la altura crítica en el suelo compresible. La altura crítica h_c es la profundidad calculada donde se igualan los asientos del suelo compresible y el de la inclusión, obtenida por la curva que se muestra en la Figura N°41.

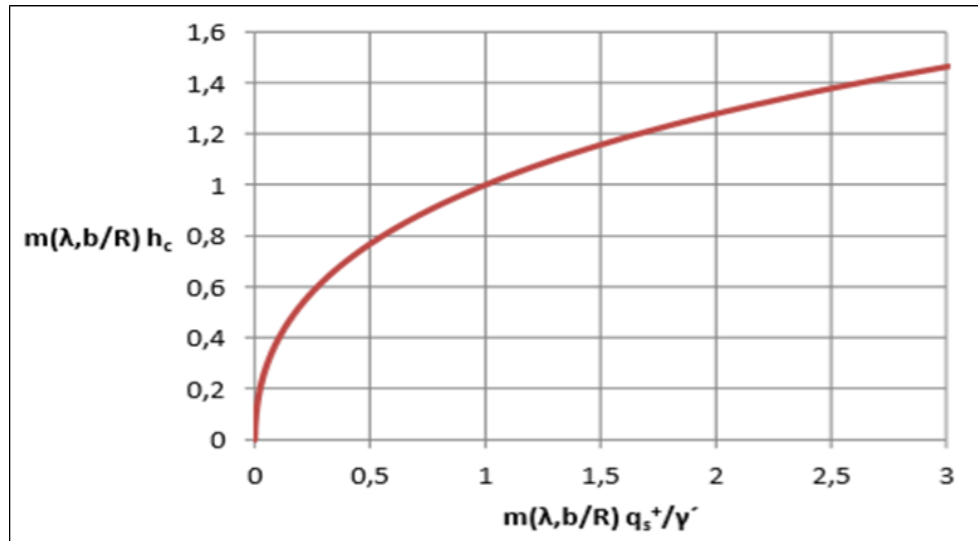


Figura N° 41: Abaco para obtener la dimensión de la altura crítica h_c

Fuente: “Inclusiones Rígidas – Análisis comparativo de los métodos analíticos y métodos numéricos”, por Gómez (2012, p.59)

Para dicha obtención de los asentamientos se pueden presentar dos casos en función de h_c :

CASO 1: $h_c \leq H$

En rozamiento negativo se manifiesta hasta la profundidad del punto h_c , considerado como punto neutro. El planteamiento respectivo se expresa a continuación:

$$\bar{q} = \left\{ 1 - \frac{m(0, \frac{b}{R})}{m(\lambda, \frac{b}{R})} \right\} \left\{ \frac{\gamma' h_c}{2} + q_s^+ \right\} + \frac{m(0, \frac{b}{R})}{m^2(\lambda, \frac{b}{R})} \frac{q_s^+}{h_c} \quad \dots (36)$$

Donde:

\bar{q} = Tensión efectiva vertical media en la longitud h_c

El asentamiento en un estrato con un suelo homogéneo normalmente consolidado viene dado por la siguiente ecuación:

$$\frac{\Delta h_c}{h_c} = \frac{c_c}{1+e_0} + \log \frac{2\bar{q}}{\gamma' h_c} \dots (37)$$

Donde:

Δh_c = Asentamiento del estrato blando hasta la profundidad h_c ,

c_c = Índice de compresión del suelo blando,

e_0 = Índice de poros inicial del suelo blando.

La diferencia de espesores $H-h_c$, estará sometida al esfuerzo vertical del punto neutro.

$$\bar{q} h_c = \gamma' h_c - q_s^+ \left\{ 1 - \frac{m\left(0, \frac{b}{R}\right)}{m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)} \right\} \dots (38)$$

Donde:

$\bar{q} h_c$ = Esfuerzo vertical medio a la profundidad h_c .

A partir de esta ecuación se calcula además el asentamiento del espesor $H-h_c$ representado por:

$$\frac{\Delta(H-h_c)}{(H-h_c)} = \frac{c_c}{1+e_0} \log \left\{ 1 + \frac{2q_s^+}{\gamma'(H+h_c)} \frac{1-m\left(0, \frac{b}{R}\right)}{1-m\left(\lambda, \frac{b}{R}\right)} \right\} \dots (39)$$

Donde:

$\Delta(H-h_c)$ = Asiento que se produce en el espesor inferior de estrato blando,

H = Espesor del estrato blando.

El asentamiento obtenido en todo el espesor de suelo blando será la suma de los valores de h_c y del $(H-h_c)$.

$$\Delta_{\text{Total}} = \Delta h_c + \Delta(H-h_c) \dots (40)$$

CASO 2: $h_c \geq H$

El rozamiento negativo se manifiesta en todo el espesor del estrato blando, en el cual no existe punto neutro.

$$\bar{q} = \left\{ 1 - \frac{m(0, \frac{b}{R})}{m(\lambda, \frac{b}{R})} \right\} \left\{ \frac{\gamma' H}{2} + q_s^+ \right\} + \frac{m(0, \frac{b}{R})}{m^2(\lambda, \frac{b}{R})} \left\{ \gamma' + \frac{q_s^+}{H} - \frac{q(H, R)}{H} \right\} \dots (41)$$

Donde:

$q(H, R)$ = Esfuerzo o tensión efectiva vertical a lo largo de la inclusión a una profundidad H .

la expresión obtenida forma parte de la siguiente ecuación para la obtención del asiento en el presente caso:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{c_c}{1+e_0} + \log \frac{2\bar{q}}{\gamma' H} \dots (42)$$

Cálculo del esfuerzo total en la inclusión

El esfuerzo total calculado para una inclusión para su soporte total se determina por medio de:

$$Q = \pi R^2 \gamma_r h_r + F_{nr} + F_{ns} \dots (43)$$

En suelo blando la expresión del rozamiento negativo queda bajo 2 expresiones en base a:

- Si existe punto neutro:

$$F_{ns} = \frac{2\pi Rk \tan \varphi_r}{m(\lambda, \frac{b}{R})} q_s^+ \dots (44)$$

- Si no existe punto neutro:

$$F_{ns} = \frac{2\pi Rk \tan \varphi_r}{m(\lambda, \frac{b}{R})} (\gamma' H + q_s^+ - q(H, R)) \dots (45)$$

4.3.7 Descripción del procedimiento constructivo

La presente descripción ha sido de uso común para los proyectos realizados en nuestro país bajo la experiencia las empresas que la ejecutan. Antes de iniciar, se debe verificar que la plataforma de trabajo debe permitir los movimientos de todas las máquinas que intervendrán en la ejecución de las inclusiones en cualquier tiempo, de forma segura, y libre de todos los obstáculos en el suelo.

Por tanto, para garantizar su ejecución, será necesario la preparación y mantenimiento de:

- Vías de circulación adecuadas para el tránsito de grúas hasta 60 Ton, equipos pesados y mixer de concreto, con acceso a los diferentes frentes de trabajo,
- Plataformas de trabajo horizontal (plana), drenada y estables cada frente de trabajo, con pendientes de acceso no mayor a los 3° de inclinación.

A su vez, se tendrá que identificar y demoler obstáculos y redes, tanto aéreos como subterráneos, que puedan interferir con el ingreso de vehículos pesados, suministro del concreto, excavación y fundida de las inclusiones.

Con respecto a la plataforma de transferencia o capa de reparto está compuesta de un material de tipo afirmado según lo indicado planos de cimentaciones del proyecto. El tamaño máximo de material será de 3" (véase Tabla N°13).

Para su construcción se utiliza una perforadora tipo pilotera sobre orugas, el cual acciona una barrena de tornillo continuo que extrae el material del terreno para luego proceder al vaciado del concreto. Esta herramienta de penetración hueca permite la alimentación continua de concreto a través de su punta.

Este procedimiento contempla los siguientes alcances:

- El jefe de obra indica al topógrafo que realizar la liberación de la plataforma a trabajar. El topógrafo define la plataforma y asegura de que no se perforará ningún obstáculo o instalación indicada por el cliente, las cuales deben ser verificadas y aprobadas por el cliente o supervisión,
- El topógrafo realiza el trazo de las inclusiones bajo indicación del responsable de obra dentro del área a intervenir. Las ubicaciones se realizan respetando el plano aprobado para construcción y una secuencia de perforación previa verificación y aprobación por supervisión. La localización se efectúa colocando en sitio estacas o varillas como mínimo de 20cm de longitud para localizar los centros de las inclusiones rígidas a excavar,
- El operador posiciona la perforadora sobre el punto de la inclusión a perforar y procede a ejecutar desde la plataforma hasta alcanzar el nivel previsto.

En caso de que la perforadora encuentre un obstáculo, la ubicación de la inclusión es desplazada a máximo dos diámetros de distancia. Para ello vale tener en cuenta que operador puede hacer dos intentos como máximo, y después del segundo intento, si aún no es posible realizar la perforación, el jefe de obra se reunirá con el residente del proyecto para encontrar una solución en conjunto,

- Al alcanzar el nivel de desplante, se inicia la colocación del concreto por bombeo, a través del tubo central interior de la barrena. El llenado de la perforación con concreto se hace realizando las siguientes operaciones:
 - El operador de la perforadora eleva la barrena de una altura entre 1 y 2 diámetros (0.40 –0.80 m) respecto al fondo de la perforación antes de iniciar el bombeo del concreto, bajo indicación del operador, inicia el bombeo a presión,

- Una vez que se haya completado el relleno de la zona de la punta, el operador de la perforadora continúa el ascenso de la barrena a la vez que el operador de la bomba realiza el bombeo sin parar para ir formando una columna de concreto de abajo hacia arriba hasta llegar a la superficie de la plataforma. Cuando la barrena es extraída totalmente, la máquina puede desplazarse hacia un punto nuevo de perforación.
 - Debido al sistema constructivo, el nivel del concreto es el mismo del nivel de la plataforma de trabajo, ya que no es posible dejar el concreto por debajo de este nivel. Para dejar la cabeza de la inclusión al nivel de proyecto, se realiza el retiro de concreto fresco que se encuentra desde el nivel de la plataforma de trabajo hasta el nivel indicado en los planos de proyecto.
- Tolerancias:
 - El centro de cada inclusión debe estar ubicada dentro de un círculo de 15 cm de radio, centrado en la ubicación teórica.
 - Su verticalidad debe ser menor o igual al 3% de la altura o profundidad de la perforación.
 - La profundidad de la inclusión rígida será de máximo 6 metros de profundidad, esta profundidad se toma como estándar, la cual se debe revisar el EMS del proyecto.
- El concreto empleado para las inclusiones debe ser un concreto simple con cemento de tipo V o HS con una Resistencia a la compresión simple $f'c=150$ kg/cm² a los 28 días, que debe cumplir las siguientes características:
 - Slump superior a 160mm,
 - Reología de 2 horas luego de su entrega a obra,
 - Contenido máximo de aire del 10%.
- El material de conformación de la capa de reparto o losa de transferencia de carga debe cumplir lo siguiente:
 - Tamaño máximo de material de 3",
 - Proctor modificado al 95% o CBR >6.

Tabla N° 13: Tamaño del material para capa de reparto.

Tamaño de Tamiz (mm)	Porcentaje que pasa en peso (%)
125	100
75	85-100
14	25-100
2	15-100
0.6	9-100
0.063	<15
Tamaño de Tamiz (mm)	Porcentaje que pasa en peso (%)
125	100
80	85-100
16	25-100
2	15-100
0.5	9-100
0.063	<15

Fuente:” Plan de trabajo para ejecución de inclusiones rígidas “, por Souza (2017, p.08)

4.3.8 Experiencias Internacionales

El desarrollo como técnica y progreso en sus investigaciones han permitido que su evolución en países de Europa. Dentro del continente americano su desarrollo también fue proporcional en relación con la complejidad y necesidad de los proyectos. En nuestro país hace su aparición en el año 2016 en obras de edificaciones.

Mencionamos algunos proyectos internacionales:

- 1.- Línea Ferroviaria Tangentielle Légère Nord (lot 102) – Francia (véase Figura N°42).
- 2.- Planta de Etanol Sinaloa – México (véase Figura N°43).
- 3.- Centro Integral del Adulto Mayor (CIAM) – Perú (véase Figura N°44).
- 4.- Condominio Multifamiliar Ramada – Costa Rica.
- 5.- Autovía S7 (Tramo Koszwaty – kazimierzowo) – Polonia.



Figura N° 42: Línea Ferroviaria Tangentielle Légère Nord - Francia.
Fuente: Elaboración propia



Figura N° 43: Planta de Etanol Sinaloa - México
Fuente: Elaboración propia



Figura N° 44: Centro Integral del Adulto Mayor (CIAM)
Callao - Perú
Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V

CASO APLICATIVO: FÁBRICA NACIONAL DE ACUMULADORES ETNA SA.

5.1 Estudio de Mecanica de Suelos del Proyecto

5.1.1 Ubicación

La nueva planta de producción de Fábrica Nacional de Acumuladores ETNA S.A. está localizado en el Sub Lote 5, Terreno Rústico denominado San Javier Alto. Referencia kilómetro 62 de la carretera Panamericana Sur – Distrito de Chilca- Provincia de Cañete – Dpto. de Lima (véase Figura N°45).



Figura N° 45: Ubicación del área del proyecto

Fuente: Elaboración propia

5.1.2 Descripción

El terreno de la nueva planta de procesamiento cuenta con un área de 75,158m². El terreno anteriormente tuvo fines de cultivo evidenciándose surcos del arado, presencia aislada de árboles y vegetación, así como de caminos de trocha para su traslado a diferentes puntos dentro de su extensión (véase Figura N°46 y Figura N°47). En su perímetro existen, además, trochas carrozables y terrenos agrícolas y a su vez la existencia de una vivienda de 02 pisos de material noble en estado de abandono. El área se encuentra cercana a la planta termoeléctrica Kallpa, al sur de esta.



Figura N° 46: Vista panorámica del interior del área del proyecto

Fuente: “EMS Planta de Producción Etna Chilca, Cañete”, por M&M Consultores SRL (2016)



Figura N° 47: Evidencia de vegetación en interior del área del proyecto

Fuente: “EMS Planta de Producción Etna Chilca, Cañete”, por M&M Consultores SRL (2016)

Debido a la presencia de material vegetal con ramificaciones casi en la totalidad del área de trabajo, se procedió a retirarse, tomando la decisión de nivelar el área por medio de la subcontrata de movimiento de tierras llegando a retirar hasta una profundidad de excavación de 0.50 metros.

En este terreno se presentó una caída de huaico (2017), por la parte lateral del predio lo cual se limpió todo ese sector afectado, mientras que en su interior la afectación fue mínima.

5.1.3 Topografía del terreno

El terreno presenta como cota superior de 42msnm. y como cota mínima de 38 msnm generándose un declive de 4m. a lo largo de todo el terreno (véase Figura N°48). El terreno presenta una superficie sensiblemente plana con una ligera pendiente ascendente en dirección Este; sólo existen 2 áreas puntuales donde

se han llevado a cabo excavaciones de aproximadamente 2.50 m de profundidad.



Figura N° 48: Levantamiento topográfico del área del proyecto

Fuente: Elaboración propia

5.1.4 Sectorización y ubicación de trabajos de auscultaciones y sondajes

Para el estudio del terreno se desarrolló los siguientes ensayos geotécnicos, como se muestra en la Figura N°49 (véase Anexo N°2):

- 06 perforaciones por lavado tipo wash boring de 7.45 a 10.45 m de profundidad respecto a la superficie actual del terreno, denominadas WB-1 a WB-6, en las cuales se llevaron a cabo ensayos de penetración estándar SPT espaciados cada 1 m.
- 24 calicatas excavadas en forma manual hasta profundidades comprendidas entre 4.00 y 5.00 m respecto a la superficie actual del terreno, denominadas C-1 a C-24.
- 25 auscultaciones dinámicas con cono de Peck denominadas CP-1 a CP-25 ubicadas adyacentes a las calicatas, las cuales alcanzaron rechazo a profundidades comprendidas entre 2.70 y 8.10 m respecto al nivel de la superficie actual del terreno.
- 04 líneas de refracción sísmica de 141 a 213 m de longitud, denominadas LS-01 a LS-04.

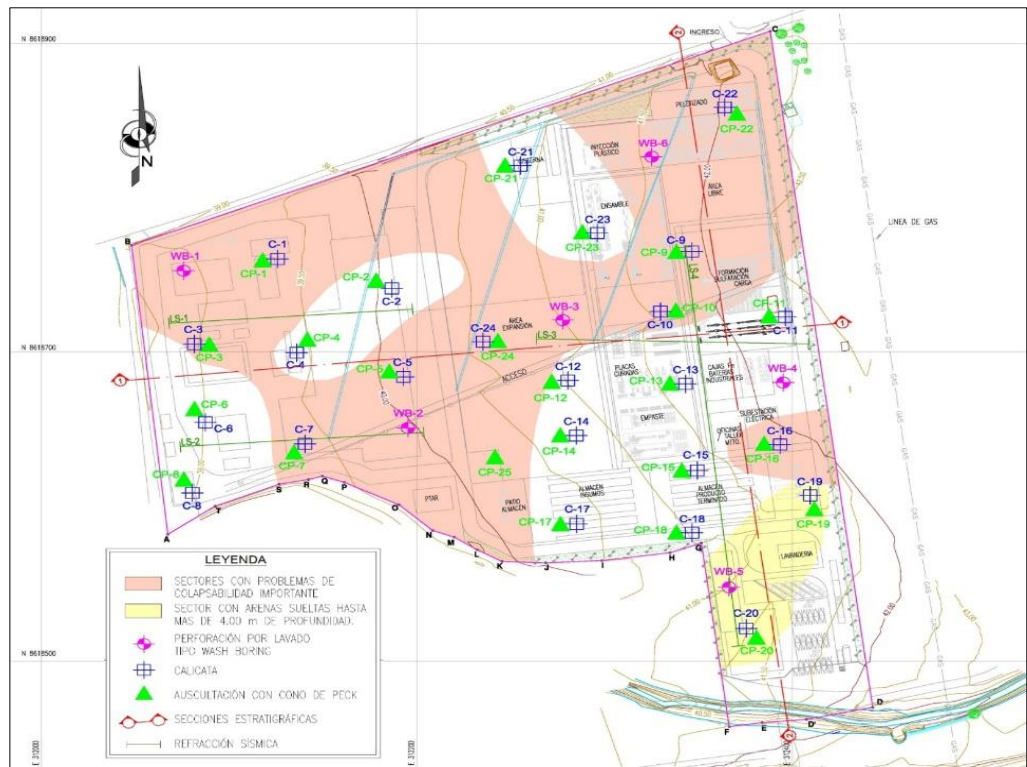


Figura N° 49: Ubicación de ensayos geotécnicos del área de proyecto

Fuente: Elaboración propia

5.1.5 Ensayos de laboratorio y de campo

En el laboratorio se verificó la clasificación visual de todas las muestras obtenidas y se escogieron muestras representativas para realizar los siguientes ensayos :

- Análisis Granulométrico por Tamizado (NTP 339.128.1999)
- Límites de Atterberg (NTP 339.129.1999)
- Resistencia a la Compresión no Confinada (NTP 339.167.2002)
- Peso Unitario Natural (NTP 339.167.2002)
- Peso Unitario Seco (NTP 339.167.2002)
- Contenido de Humedad (NTP 339.127.1998)
- Clasificación Unificada de Suelos SUCS (NTP 339.134.1999)
- Proctor Modificado (NTP 339.141.1999)
- CBR (NTP 339.145.1999)
- Contenido de Sulfatos Solubles (NTP 339.178.2002)
- Contenido de Sales Solubles Totales (NTP 339.152. 2002).

- Método de Ensayo de Penetración Estándar SPT (NTP 339.133.1999).
Wash Boring ASTM D1586.
- Auscultación Dinámica mediante el Cono tipo de Peck (NTP 339.133.1999/UNE 103-801-94- GEOTECNIA).

Los ensayos realizados corresponden al material extraído de las siguientes exploraciones: Calicata N°24, Cono Peck N°24 y Wash Boring N°3 ; considerando que gran parte del proyecto cuenta con un suelo de matriz fina del tipo arcilloso, y este por ser cohesivo su comportamiento no se puede conocer con exactitud bajo saturación o presencia de agua. Finalmente se determinó que gran parte del área corresponde a un suelo con problema de colapsabilidad (véase Anexo N°2).

5.1.6 Calibración del Cono de Peck

El cono de Peck es un método dinámico de auscultación consistente en el hincado en el subsuelo de una barra de 2 pulgadas de diámetro, provista en su extremo inferior, de una punta cónica de 2.5 pulgadas de diámetro y ángulo de 60°. La hinca se efectúa en forma continua empleando un martillo de 140 libras de peso y 30 pulgadas de caída, registrándose el número de golpes requerido por cada 0.15 m de penetración; los resultados se presentan en un registro continuo de número de golpes por cada 0.30 m de penetración.

La relación entre los resultados del cono de Peck con el ensayo estándar de penetración (SPT) es la siguiente:

- Suelos granulares (arenas y gravas finas) $N = 0.5 C_n$
- Suelos cohesivos (arcillas y limos) $N = 1.0 C_n$

Donde:

N = Número de golpes por 0.30 m de penetración en el ensayo estándar de penetración.

C_n = Número de golpes por 0.30 m de penetración mediante auscultación con cono de Peck.

5.1.7 Características de Subsuelo

A. Perfil

De forma general se cuenta que el suelo correspondiente al área del proyecto está compuesto por una capa superior de tierra de cultivo de 0.20 a 0.80m. de espesor constituida por arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja, medianamente compacta, con raíces.

Seguido a ello, existe una capa de suelos de baja a mediana resistencia conformada por estratos intercalados de arena fina a media con contenido variable de limo y arcilla, suelta a medianamente densa; y arcilla limosa, de plasticidad baja a media, blanda a compacta.

Finalmente, a partir de profundidades comprendidas entre 2.70 y 6.60 m, subyace un depósito de arena fina a gruesa, predominantemente mal graduada, con contenido variable de grava y limo, medianamente densa a densa, que se prolonga hasta el límite de la profundidad investigada (10.45 m). Solo en forma aislada se registraron lentes y bolsones de 0.40 a 1.50 m de espesor de grava arenosa, mal graduada, medianamente densa a muy densa y de limo arenoso no plástico, medianamente compacto a compacto.

Para los fines de esta investigación se considera la estratigrafía descrita por la Calicata N° 24, por su ubicación dentro de un área de comportamiento colapsable además de estar ubicada dentro del área de prueba para la determinación de la malla de compactación como de los parámetros en términos de impactos para las fases a ejecutar (véase Anexo N°2).

B. Nivel freático

No se ha encontrado ningún nivel freático hasta una profundidad de 10.45m en las exploraciones de campo.

C. Colapsabilidad del suelo

La información de las investigaciones de campo llevadas a cabo no permite determinar si un suelo es colapsable o no, por lo que para evaluar la colapsabilidad de los suelos, se utilizó la información de la densidad seca y límite líquido de las muestras inalteradas ensayadas en laboratorio, todo ello

en base a lo establecido por la Norma Técnica E050 Suelos y Cimentaciones.

En la Figura N° 50 se muestran los resultados de la evaluación, que indican que los estratos de arcilla de plasticidad baja a media que conforman la capa superior de suelos de baja a mediana resistencia son potencialmente colapsables.

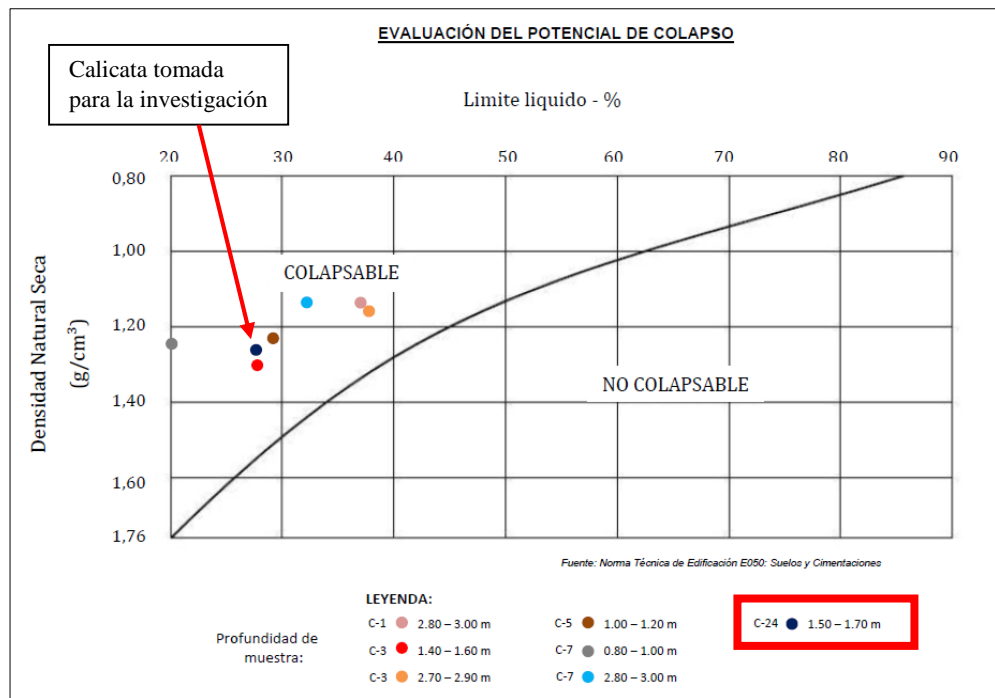


Figura N° 50: Resultados de la evaluación potencial de colapso del proyecto
Fuente: “EMS Proyecto Baterías Etna Chilca, Perú”

5.1.8 Cimentación superficial

Teniendo en cuenta las características del perfil estratigráfico del terreno, la presencia de estratos de arcillas potencialmente colapsables, la baja resistencia de las arenas sueltas a medianamente densas y las solicitaciones de cargas de las estructuras previstas, en el presente caso pueden considerarse las siguientes alternativas de cimentación rígida:

- Para estructuras menores: cimentación convencional rígida por medio de zapatas conectadas mediante vigas de cimentación y/o cimientos corridos armados, apoyados sobre el terreno natural.

- Para las estructuras principales: cimentación convencional rígida por medio de zapatas conectadas mediante vigas de cimentación y/o cimientos corridos armados, apoyados sobre un suelo mejorado, que garantice una presión admisible no menor de 2.00 Kg/cm^2 para un asentamiento tolerable de 2.5 cm.

5.1.9 Cimentación superficial mejorada

Esta alternativa considera mejorar la capa superior de suelos de baja a mediana resistencia por cualquier método que garantice una presión admisible superior a 2.00 Kg/cm^2 y construir una cimentación convencional rígida por medio de zapatas conectadas mediante vigas de cimentación y/o cimientos corridos armados, apoyados sobre el suelo mejorado.

También podrían considerarse plateas de cimentación que transmitan las cargas de las estructuras al suelo mejorado desde un enfoque estructural.

Desde el punto de vista geotécnico, incluir alguna solución adecuada para el mejoramiento de un terreno de suelo blando de baja capacidad de carga y colapsable se convierte en una alta posibilidad en el que factores como eficiencia, tipo de uso y costo definan el adecuado para trabajar. Por ello en una primera instancia el estudio de mecánica de suelos sugirió la aplicación de columnas de grava como alternativa de mejoramiento, pero para este proyecto se concluye en aplicar la técnica de la compactación dinámica, con el objetivo de aumentar la densidad del suelo evaluado.

5.2 Técnica de Compactación Dinámica

5.2.1 Evaluación y verificación del área del terreno

Antes de iniciar con los trabajos se realizó una verificación del terreno con los ingenieros y personal técnico de obra, teniendo como referencia los planos proporcionados por el cliente; en el cual se observó la presencia de maleza, la parte superior del terreno tenía presencia de tierra de chacra, se observó que un tramo del terreno había tenido un deslizamiento de huaico (marzo el 2017), por lo cual se modificó el perímetro del área. Con la finalidad de poder acceder al terreno con las maquinarias y equipos con total normalidad se optó por el retiro

de una capa de 0.50m. que contenía en gran parte material vegetal y por la presencia de calicatas se solicitó nivelar todo el terreno para poder desarrollar los trabajos previos para verificar las propiedades del suelo (ensayo CPT, estratigrafía, capacidad portante, etc.) y proceder con la compactación dinámica (véase Figura N°51).



Figura N° 51: Nivelación del terreno previo a trabajos de compactación
Fuente: Elaboración propia

Se tuvo en consideración que a menos de 40 m del cerco perimétrico que bordea el área del proyecto por el lado Este, se tenían 02 líneas de gas natural (a 26.5 y 30.5 m), desconociendo la magnitud de la afectación de las tuberías y sus conexiones por efecto de la vibración (caídas constantes de la masa) y ondas tipo P (ondas de compresión) causadas por los impactos de la masa sobre el terreno. Es por ello por lo que se optó de forma necesaria plantear un estudio del daño que podría ocasionar ante tal situación (véase Figura N°52).

El estudio de suelo reporta la presencia en la mayor parte del terreno de suelos arcillosos y limosos, además de suelos arenosos con presencia de limos; los primeros son suelos colapsables ante la presencia de agua, siendo perjudicial para la estabilidad de las cimentaciones a construir; es por ello que se evaluó como mejorar la capacidad portante de estos suelos y mitigar la colapsabilidad ante la presencia de aguas, para ello de los resultados a obtener en el área de prueba servirían como sustento para su mejoramiento en toda el área del proyecto.



Figura N° 52: Ubicación de geófono en posición paralela al eje de la línea de gas.

Fuente: Elaboración propia

5.2.2 Sectorización del terreno

Para la ejecución de la técnica de compactación dinámica en todo el terreno a construir, se planteó sectorizar los trabajos de acuerdo al tipo de construcción y tipo de suelo encontrado (EMS).

El proyecto para fines constructivos ha sido separado en 5 áreas, según lo que indica la Figura N°53 (véase Anexo N°3), en cada una de las cuales se instalarán las siguientes estructuras y/o equipos:

- Área 1: Almacén de baterías, almacén de materiales (con hornos rotativos, chimeneas, torres de enfriamiento, tolvas, etc.).
- Área 2: Dos (02) lagunas para el almacenamiento de solución ácida y solución tratada y planta de tratamiento de solución ácida.
- Área 3: Edificio de inyección de plástico, edificio tratamiento de plomo, edificio de ensamblaje, edificio de formación, sulfatación y carga. Almacén central.
- Área 4: Edificio administrativo, de control y comedor. Estacionamientos vehiculares.
- Área 5: Zona de expansión de procesos y balanza de camiones.



Figura N° 53: Representación de las áreas a compactar dentro del proyecto.

Fuente: Elaboración propia

5.2.3 Selección de área de prueba.

Con fines de aplicación de la técnica de compactación dinámica y ver que mejoras se pueden hacer con respecto al proceso, se ubicó dentro del terreno una zona denominada “**Área de Prueba**”, la cual tiene como finalidad definir la secuencia de trabajo a efectuar (distribución, número de golpes y peso a ser utilizado para la compactación), ubicándose en la parte central de terreno (véase Figura N°54 y Figura N° 55) sobre una extensión de 989 m² aproximadamente, cerca de la ubicación de los sondajes más desfavorables (calicata C-24 y cono de Peck CP-24) determinados en el estudio de mecánica de suelos.

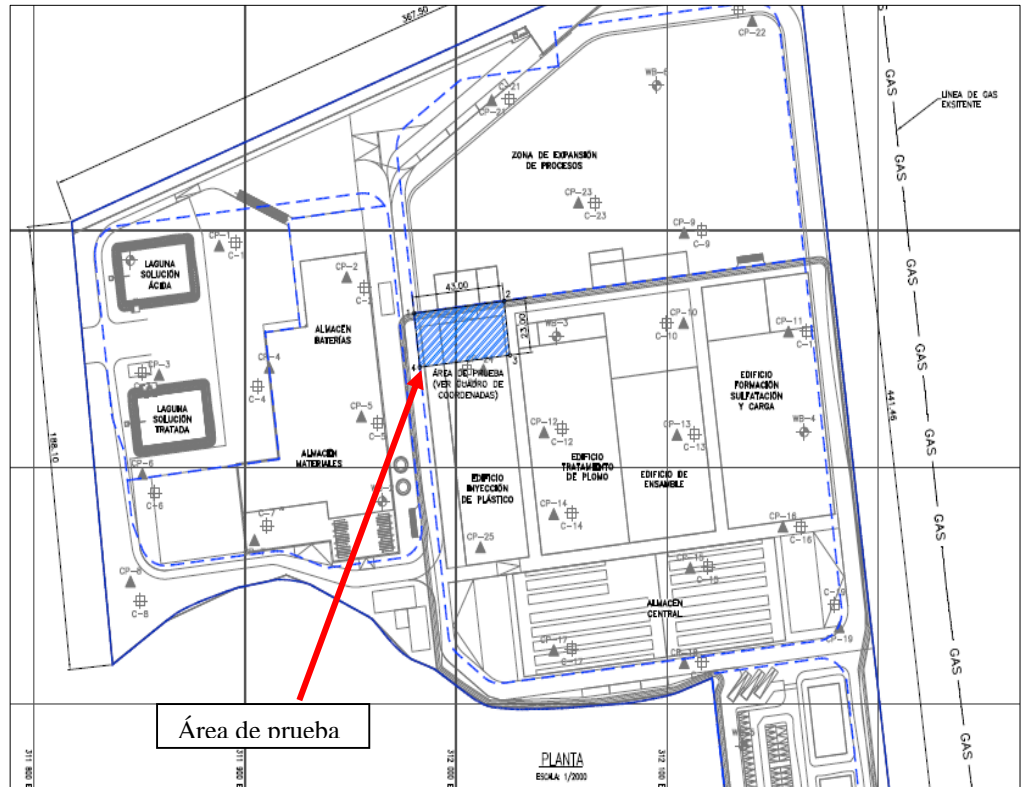


Figura N° 54: Designación del área de prueba

Fuente: Elaboración propia

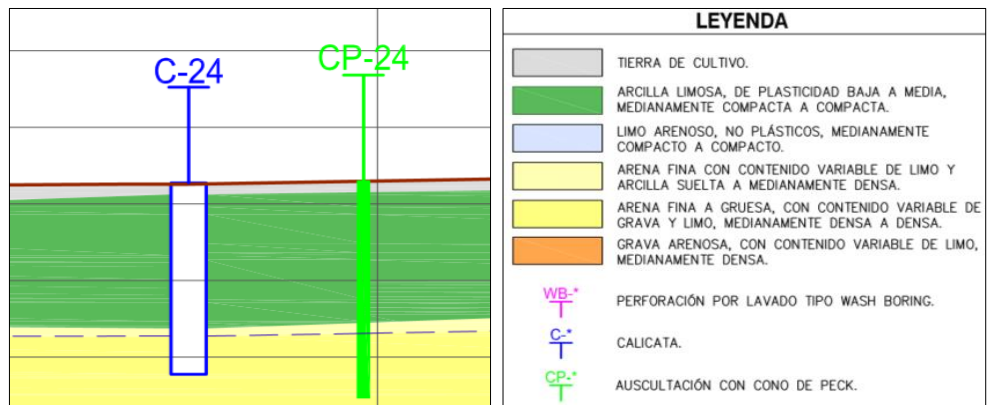


Figura N° 55: Estatigrafía del área de prueba

Fuente: Elaboración propia

5.2.4 Recursos humanos, equipos técnicos e insumos.

A. Recursos Humanos

Para el desarrollo de las actividades, la obra tuvo un total de 7 trabajadores y 2 Subcontratistas. Solo se consideró 01 turno de trabajo de lunes a viernes en el horario de 7:00 am a 7:00 pm y los sábados de 7:00 am a 1:00 pm (véase Figura N°56 y Figura N°57).

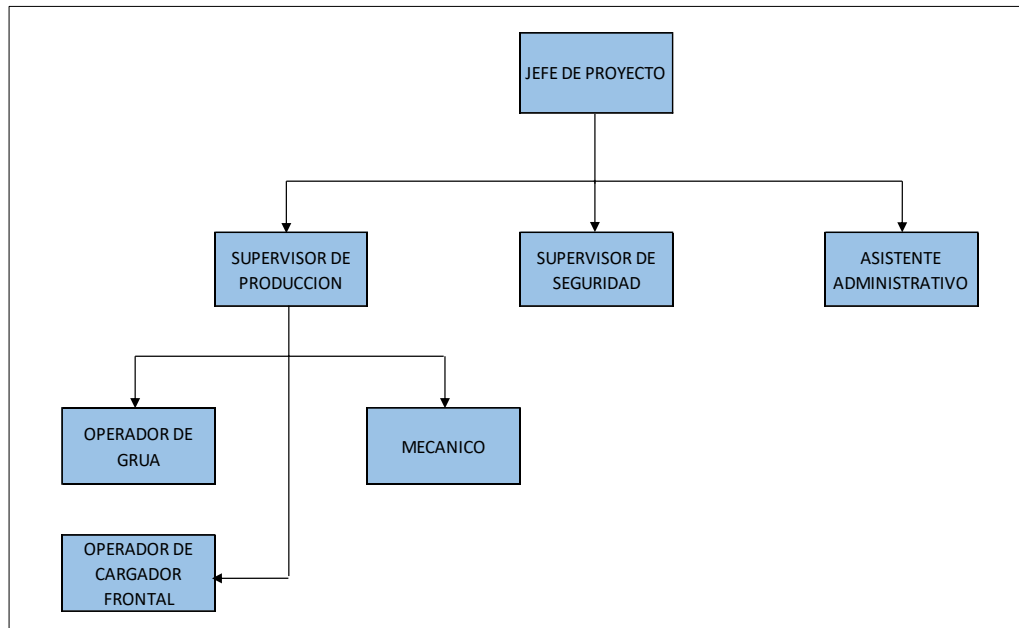


Figura N° 56: Organigrama del proyecto.

Fuente: Elaboración propia



Figura N° 57: Equipo de trabajo Proyecto Baterías Etna.

Fuente: Elaboración propia

B. Equipos e insumos

- 01 grúa Liebherr HS 855 de 80 toneladas (véase Figura N°58).
- 01 kit de Compactación Dinámica.
- 02 masas: de 9 y de 15 toneladas.
- 01 rollo de cable acerado Ø 30mm (lado izquierdo y derecho).
- 01 estación total Leica modelo ICON CB50 (véase Figura N°59).

- 01 retroexcavadora John Deere.
- 01 kit de herramientas manuales.
- Aceites, grasas y combustible.



Figura N° 58: Equipos pesados para la ejecución del proyecto.
Fuente: Elaboración propia



Figura N° 59: Presentación del equipo de estación total.
Fuente: Elaboración propia

5.2.5 Procedimientos de Compactación Dinámica en Terreno de Prueba

Determinar la malla, altura y cantidad de golpes ha sido importante para el desarrollo de la obra. Por eso se ubicó el área más crítica del terreno en base a la información obtenida por el estudio de mecánica de suelos (Ver Anexo N°2). Se replanteo un área de 43.00 x 23.00 m, con 02 tipos de mallas de prueba de

5.00 x 5.00 m y de 6.00 x 6.00 m (véase Figura N°60), denominándose como un “área de prueba” para la obtención de valores a utilizar en campo.

Para la determinación de golpes (ó drops) se realizó el ensayo HDT (Heavy Drop Test) para ambas mallas de prueba obteniendo resultados similares en términos de cantidad de impactos (véase Anexo N°7), y en términos de esfuerzos en dicha malla se realizaron los ensayos CPT, añadiendo a ello que antes de los trabajos de compactación dinámica se ejecutó una primera campaña de ensayos (véase Anexo N°4) para la recolección de resultados in situ. Finalmente, se logra determinar los valores que se utilizarán para el desarrollo de los trabajos dentro de las áreas indicadas, los cuales son:

- Cantidad de golpes:
 - Fase 1: N = 12
 - Fase 2: N = 09
- Altura de caída: H = 15.00 m.
- Malla seleccionada: 5.00 x 5.00 m.
- Masa: W = 15 ton.

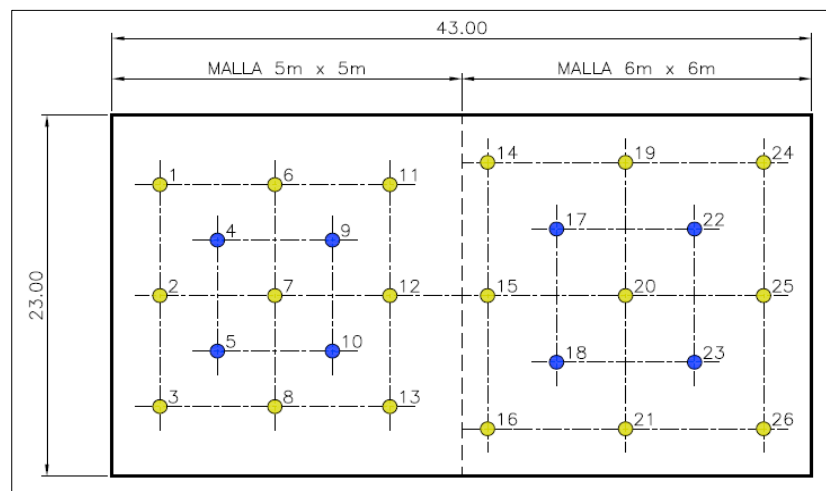


Figura N° 60: Ubicación y distribución de las mallas en área

Fuente: Elaboración propia

Del estudio de mecánica de suelos para fines de cimentación se requería que, por las características de los suelos arenosos, limosos con presencia de arcilla se tenía que mejorar el suelo con una profundidad no menor de 5.50m. y con

los datos líneas arriba y calculados con las fórmulas de la compactación dinámica (CD), arrojan resultados favorables que superan la profundidad de compactación mínima requerida para el proyecto.

De la fórmula:

$$D_{\max} = n(WH/I)^{1/2} \dots (46)$$

Donde:

D_{\max} = Profundidad máxima de influencia

W = Peso de la masa en Ton

H = Altura de caída de masa en m

I = 1 ton/m

De acuerdo con la fórmula propuesta se obtienen los siguientes resultados:

N° de fase	n	W (Ton)	H(m)	Dmax. (m.)	Dmin. = 5.50m.
FASE 1	0.4	15	15	6	CUMPLE
FASE 2	0.5	9	15	7.8	CUMPLE

El valor de n se tabuló de Tabla N°06 desarrollado por el Ing. Robert Lukas (1995) donde se alterna el valor máximo y mínimo.

5.2.6 Procedimientos Topográficos

Una vez establecidas las áreas a compactar, a través de la topografía se realizó el proceso de radiación con la estación total, teniendo dos puntos de georeferencia ubicados en Área 2 del proyecto (véase Figura N°61) que ha permitido ubicar y colocar por medio de estacas las huellas correspondientes a las fases 1 y 2.

En todo momento se ha monitoreado los trabajos desde el punto de vista topográfico, teniendo los datos de los puntos iniciales y ubicación de los puntos finales, obteniendo datos de los niveles de compactación en cada punto, para continuar con la fase de nivelación y posteriormente con la etapa del planchado.

Con la intención de reducir el tiempo de ejecución de la obra, se determinó hacer la fase 1 y la fase 2 en simultáneo con un tren de trabajo y un equipo técnico y humano comprometido. Lo cual obtuvo resultados favorables en cuanto a la productividad de las actividades y buena reducción de tiempo en el uso de horas hombres y horas máquina.



Figura N° 61: Ubicación de los puntos BM.

Fuente: Elaboración propia

5.2.7 Cálculo de la energía de compactación (EA)

Lukas (1995) Define el cálculo de la energía de compactación dependiendo de:

Según los requerimientos para este tipo de suelo se analiza el valor de la energía mínima necesaria para lograr una compactación que pueda permitir incrementar las propiedades del suelo. Para ello nos basamos en las formula de energía.

$$EA = (N*W*H*P) / (\text{Espaciamiento})^2... (47)$$

Donde:

EA = Energía aplicada

N = Número de golpes en cada huella

W = Peso de la masa

P = Numero de fases

Calculando la energía necesaria obtenemos:

N° de fase	N	W (Ton)	H(m)	P	Esp. Cuad. (m)	EA(Ton-m/m ²)
FASE 1	12	15	15	2	5	216
FASE 2	9	15	15	2	6	162

5.2.8 Prueba de Inmersión

Para tener una idea de los resultados de la compactación en el sector de prueba, se hizo una prueba de inmersión para poder ver cómo pueden variar los resultados topográficos (determinación de los asentamientos parciales del suelo con carga), para ello se realizó la colocación de un montículo de tierra suelta en un área de 10.00x10.00m. con una altura de 2.5m. (Similar a un terraplén).

Con la finalidad de poder determinar cómo pueden ser los asentamientos en el área de prueba compactada se optó por saturar el área de prueba ya compactada y para ello se realizaron los siguientes procedimientos:

- Se realizaron excavaciones tipo zanja del ancho de 0.60m. con una profundidad de 0.80m. a lo largo del terreno en las dos direcciones del terreno, con espaciamentos de 1.00m. entre cada zanja,
- Posteriormente se rellenaron esas zanjas con material grueso, en este caso se usó piedra chancada de 1/2" (véase Figura N°62). La cual tenía una extensión superior que estaría fuera del área del terreno de la prueba de inmersión,
- Se ubicaron topográficamente los hitos en puntos de medición para poder determinar los niveles de asentamiento (después de haber formado el terraplén),
- Posteriormente se procedió a saturar las zanjas con agua, suministrada por camiones cisterna, hasta llegar a un punto de saturación de cada zanja (véase Figura N°63),
- Se procedió a evaluar los asentamientos de cada punto topográfico, cada 12

horas por el lapso de 03 días, lo cual conlleva a lecturas de asentamiento con un máximo de 6mm. en el punto más crítico (véase Figura N°64).



Figura N° 62: Llenado de zanjas con piedra chancada
Fuente: Elaboración propia



Figura N° 63: Terraplén construido y emisión de agua
Fuente: Elaboración propia



Figura N° 64: Medición del asentamiento del terraplén.

Fuente: Elaboración propia.

5.2.9 Verificación de influencia de velocidad de onda

A menos de 40 m de distancia del terreno a ser compactado se contó con la presencia de un tramo conformado por 02 líneas de gas natural bordeando el perímetro lateral Este del terreno, con la probabilidad de afectar su estructura y conexiones a causa de la vibración producto de los impactos de la masa generando ondas tipo P (ondas de compresión).

Para ello se realizaron los trabajos de monitoreo de vibraciones por cada caída de la masa, llegando a obtener valores de hasta 20.00 mm/seg sin zanja y de 9.00 mm/seg con zanja. Para ello las primeras tomas de información, se realizaron monitoreando 06 puntos de control (véase Anexo N°5) cuyos valores más altos se ubicaron al frente de la grúa e iban disminuyendo conforme la grúa compactaba a más distancia.

Posteriormente se realizó la excavación de una zanja de dimensiones 0.40 x 75.00 x 2.00m., en 03 tramos a lo largo del cerco perimétrico (véase Figura N°65), con la finalidad de contrarrestar el efecto de las vibraciones, obteniéndose valores más bajos con respecto a los valores iniciales; disminuyendo a 11 mm/seg en promedio. La información monitoreada (véase Figura N°66) fue finalmente emitida por medio de un reporte (véase Anexo N°5), entregándose al cliente con el propósito de garantizar que los trabajos a ejecutar en el predio vecino no afectarían la estructura existente.



Figura N° 65: Excavación de zanja para prueba de vibración.
Fuente: Elaboración propia.



Figura N° 66: Medición de vibración por impactos de masa
Fuente: Elaboración propia.

5.2.10 Ejecución de los trabajos de compactación en obra

Con la determinación de la cantidad de impactos para las Fases 1 y 2 obtenidos del área de prueba, se dio por inicio los trabajos de compactación en el Área N° 1 (véase Anexo N°3), considerando como secuencia la compactación, llenado y nivelación de la Fase 1 para luego continuar con la etapa de planchado o Ironing que finalmente daría paso con la Fase 2. Se observó por ello que con la práctica de este tren de trabajo la intervención de la retroexcavadora tendría más demora, considerando como actividad crítica la nivelación post Fase 1. Debido a ello se optó por trabajar en un mismo turno ambas fases considerando que este movimiento optimiza la cantidad de

ingresos al área de trabajo programada cambiando de 3 a 2 intervenciones por parte de la grúa. Desde el punto de vista técnico la ejecución de ambas fases en un mismo turno no afecta el comportamiento del terreno, respetando el orden de las fases a ejecutar (primero 07 huellas de Fase 1 y luego 04 huellas de Fase 2) y el distanciamiento entre huellas (véase Figura N°67 y Figura N° 68).

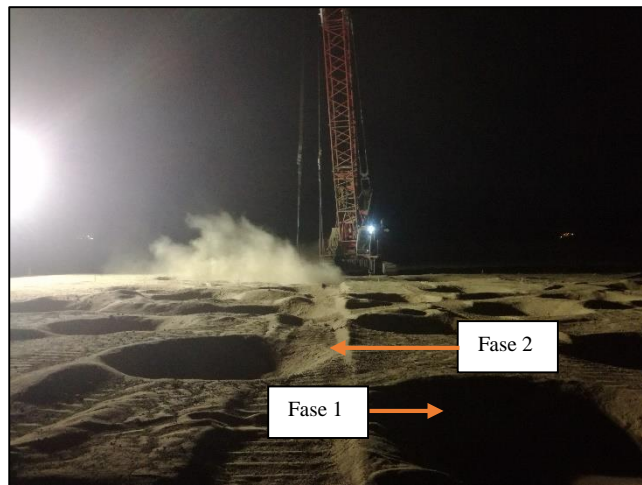


Figura N° 67: Ejecución Fases 1 y 2.

Fuente: Elaboración propia.



Figura N° 68: Nivelación post Fases 1 y 2.

Fuente: Elaboración propia.

Referente al terreno, se ha podido observar que la profundidad alcanzada ha

sido variable entre valores de 0.40 a 1.00 m, para ambas fases en todas las áreas ejecutadas. Cabe señalar que el radio medido por cada huella realizada ha llegado a un promedio de 3.50 m (véase Figura N°69).



Figura N° 69: Medición de huellas post Fase 1.

Fuente: Elaboración propia.

La cantidad de impactos realizados por ambas fases ha sido un total de 31,305 con un promedio diario de 435 golpes/día y un avance promedio de 1044 m²/día. Respecto a la fase del planchado (Ironing) se ha logrado ejecutar 16,151 impactos con un promedio de 323 golpes/día y un avance promedio de 1502 m²/día (véase Anexo N°8); dada que en esta fase los trabajos son más pausados, durante la semana programada, se destinaba 02 días por lo general para su ejecución (véase Figura N° 70 y Figura N°71).



Figura N° 70: Fase de Ironing o “planchado”.

Fuente: Elaboración propia.



Figura N° 71: Nivelación post Ironing.

Fuente: Elaboración propia.

Por semana se estimó un avance de 3600 m^2 , considerando de 3 a 4 horas de mantenimiento semanal de grúa (lunes), paralizaciones fortuitas por máquina u otros, llevando a extensiones de horario para el cumplimiento de la programación.

5.2.11 Ensayos de verificación realizados pre y post compactación

Para la verificación de la calidad del terreno se realizaron trabajos de auscultación por medio del ensayo del cono de penetración estándar (CPT, véase Figura N° 72 y Figura N° 73) dividiendo en dos campañas sus trabajos para la obtención de valores in situ. La primera campaña consistió en la ejecución de 16 ensayos de los cuales 06 se ubicaron dentro del área de prueba (área indicada como más crítica). Esta primera intervención respecto a los 16 ensayos de campo ha permitido conocer el estado en el que se recibía el terreno con valores variables de q_t entre el rango de 20 a 50 MPa, a profundidades máxima alcanzada entre los rangos de 2 a 6 m, sin presencia de nivel freático. Respecto al área de prueba de los 06 ensayos programados 02 se desarrollaron sobre el terreno sin compactar, obteniendo valores de 23 y 24 Mpa, con profundidades alcanzadas de 4.025 y 4.350 m y los 04 restantes con valores de resistencia entre los 35 a 50 Mpa a profundidades entre los 4 a 6 m. La segunda campaña de ensayos se ejecutó posterior a los trabajos de compactación y planchado a manera de contar con las primeras respuestas del terreno bajo efectos de este método, llegando a un valor máximo de 70 Mpa

con profundidades alcanzadas entre los rangos de 4 a 7 m. No presento nivel freático que ocasionara poropresión a la profundidad lograda. Cabe resaltar que los valores de los ensayos restantes sobrepasaron a lo requerido por el cliente y que la profundidad propuesta (10.00 m) ha sido esquivada en alcanzar debido a la densidad aumentada del suelo.

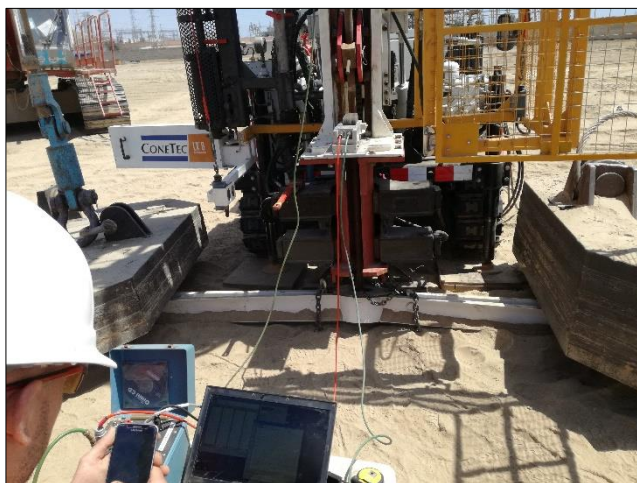


Figura N° 72: Trabajos 1era campaña.

Fuente: Elaboración propia.

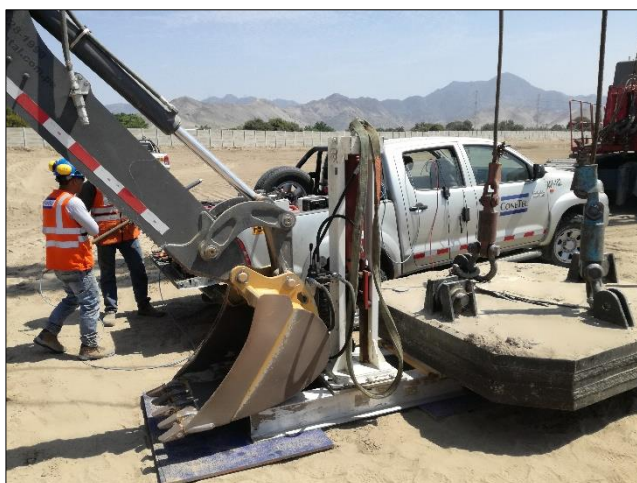


Figura N° 73: Trabajos 2da campaña.

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VI

EVALUACIÓN TÉCNICA

6.1 Caso Aplicativo – Compactación Dinámica

La evaluación técnica se hará con respecto a las propiedades geotécnicas encontradas en el suelo en su estado natural, en el área de prueba y después de la compactación dinámica.

El terreno presenta una superficie sensiblemente plana con una ligera pendiente ascendente en dirección Este; sólo existen 2 áreas puntuales donde se han llevado a cabo excavaciones de aproximadamente 2.50 m de profundidad.

El terreno ha sido utilizado para fines de cultivo por lo que presenta los surcos del arado y algunos árboles aislados; actualmente, se encuentra cercado e interiormente se encuentra mayormente libre, observándose sólo unas pequeñas edificaciones temporales cerca al actual ingreso.

En el perímetro del terreno existen trochas carrozables y terrenos agrícolas. En el perímetro Sur, el terreno colinda con una pequeña quebrada de 3 m de profundidad, al otro lado de la cual, se encuentra la Planta Termoeléctrica Kallpa.

6.1.1 Ensayos realizados en campo

El programa de exploración de campo llevado a cabo comprendió los siguientes trabajos:

- 24 calicatas excavadas en forma manual con profundidades comprendidas entre 4.00 y 5.00 m. respecto a la superficie actual del terreno, denominadas C-1 a C-24.
- 06 perforaciones por lavado tipo Wash Boring de 7.45 a 10.45 m de profundidad respecto a la superficie actual del terreno, denominadas WB-1 a WB-6, las cuales se llevaron a cabo ensayos de penetración estándar SPT espaciados cada 1.00 m.
- 25 auscultaciones dinámicas con cono de Peck denominadas CP-1 a CP-25 ubicadas adyacentes a las calicatas, las cuales alcanzaron rechazo a

profundidades comprendidas entre 2.70 y 8.10 m respecto al nivel de la superficie actual del terreno.

- 03 líneas de refracción sísmica de 141 a 213 m de longitud, denominadas LS-01 a LS-03.

6.1.2 Descripción del perfil del suelo

El tipo de suelo predominante es:

- 1.- Capa superior de Suelos de Arcilla Limosa y Arenosa de plasticidad baja (tierra de cultivo) en una profundidad que comprende los 0.20 a 0.80m. Suelo que presenta vegetación, la cual será tratada (eliminación de raíces, plantas y nivelación del terreno) con la finalidad de realizar la compactación.
- 2.- De los 0.80m a 2.70m se da la presencia de suelos intercalados, cuya conformación es de arena fina a media y presencia de limos y arcillas, suelta a medianamente densa. También hay presencia de arcilla limosa de plasticidad baja a mediana y de blanda a compacta. Tendrá que evaluarse a través de ensayos de corte su capacidad portante como mejora después de la compactación.
- 3.- De 2.70m. a 6.60m. hay depósitos de arena fina a gruesa, de estado mal graduado, con presencias de limos y arcillas hasta una profundidad de 10.45m. Sólo en forma aislada se registraron lentes y bolsones de 0.40 a 1.50 m de espesor de grava arenosa, mal graduada, medianamente densa a muy densa y de limo arenoso no plástico, medianamente compacto a compacto.
- 4.- En La Calicata N° 24 (véase Anexo N°2) que representa la sesiones estratigráficas del suelo, muestra un suelo muy desfavorable ya que la composición predominante es de arcilla limosa de plasticidad baja a media, medianamente compacta a compacta. Se tendrá como referencia este suelo para la zona de prueba.

6.1.3 Colapsabilidad del Suelo

Por los tipos de suelos encontrados: arenas limosas y arcillas estas presentan una alto índice de colapso. Los suelos presentan una densidad seca y límite líquido entre los siguientes rangos:

A. Densidad Seca (g/cm³) = Entre 1.10 a 1.30 (g/cm³)

B. Limite Liquido (%) = Entre 27 a 38 (%)

Con estos resultados se concluye: Son Suelos Colapsables

6.1.4 Presión admisible del suelo

Por asentamiento

Para determinar la presión admisible por asentamiento antes de realizar la compactación dinámica se analizarán las arenas sueltas a medianamente densas que son los suelos más susceptibles de sufrir asentamientos en el presente caso, en este caso después de evaluar las calicatas, se tomara el análisis de la calicata N° 24 por tener los suelos con baja capacidad portante por sus propias características geotécnicas del suelo (véase Anexo N°4),

Según Terzaghi, Peck, Mesri (2), en condiciones normales la presión admisible en arenas se encuentra controlada por asentamientos y el análisis de estabilidad (falla por corte) para determinar si se cumplen los requerimientos de seguridad (factor de seguridad mayor de 3), es necesario sólo cuando se presentan simultáneamente las tres condiciones siguientes:

- Que la cimentación se apoye sobre arena suelta al nivel de la napa freática o por debajo de ésta.
- Que el ancho de los cimientos sea menor de 1.50 m.
- Que la profundidad de cimentación sea menor que el ancho de los cimientos.

En el presente caso, no se dará la primera condición (no existe napa freática), por lo que se puede afirmar que el factor de seguridad por esfuerzo cortante

será mayor de 3 que es el mínimo exigido en la Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones y su verificación es innecesaria.

La presión admisible por asentamientos es función del ancho de la cimentación (B), del asentamiento máximo permisible, de la posición de la napa freática y de la densidad relativa de los suelos dentro de la profundidad activa, la cual se puede cuantificar con los valores de N resultantes del ensayo de penetración estándar.

Para determinar la presión admisible se ha utilizado la siguiente expresión (Terzaghi, Peck, Mesri, 2):

$$q_a = \frac{0.1 (N_{60})^{1.4} f_\delta f_{NF} f_F \dots}{B^{0.75}} \quad (48)$$

Donde:

q_a = Presión admisible en Kg/cm^2

N_{60} = $N f_l f_d f_e$

N = Numero de golpes del ensayo SPT dentro del espesor $B^{0.75}$ (profundidad activa de cimentación)

B = Ancho o diámetro de la cimentación en metros

f_l = Factor de corrección por longitud de barras de ensayo SPT

$f_l = 0.75$ para $l_b < 4$ m, $f_l = 0.85$ para $4 < l_b < 6$ m, $f_l = 0.95$ para $6 < l_b < 10$ m y $f_l = 1$ para $10 \text{ m} < l_b$

f_d = Factor de corrección por diámetro de barras de ensayo SPT

$f_d = 1$ para $2.5'' < d_p < 4.5''$

f_E = Factor de corrección por energía = 1 para el martillo tipo donut

Utilizado en las auscultaciones con cono de Peck.

f_δ = Factor de corrección por asentamiento, $f_\delta = 1$ para $\delta = 2.5$ cm

f_{NF} = Factor de corrección por napa

f_F = Factor de corrección por forma

$$f_F = ((L/B + 0.25) / 1.25 L/B)^2, f_F = 0.64 \text{ para } L/B = 4 \text{ y}$$

$f_F = 1$ para $L/B = 1$, siendo L = largo de la zapata y B = ancho de la zapata.

Teniendo en cuenta los valores obtenidos en los ensayos de penetración estándar SPT, los registros de las auscultaciones con cono de Peck y la correlación de los valores de C_n del cono de Peck con los valores de N del SPT indicada en el acápite 5.0, se han determinado un valor de $N = 10$ para fines de cálculo de la presión admisible de cimientos corridos de hasta 2.00 m de ancho y un valor de N de 12 para zapatas rectangulares de hasta 3.00 m de ancho.

El nivel freático se encuentra fuera de la profundidad activa de cimentación, por lo que no incidirá en el cálculo de la presión admisible y corresponde considerar un factor de corrección por napa $f_{NF} = 1.0$.

Reemplazando en la expresión indicada:

$$N_{60} = N f_1 f_d f_E$$

$$N = \text{Indicado}$$

$$f_1 = 0.75$$

$$f_d = 1$$

$$f_E = 1$$

$$f_\delta = 1, \text{ para } \delta \text{ total} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_{NF} = 1.0$$

$$f_F = 0.81 \text{ (zapatas rectangulares con } L/B \# 2)$$

$$= 0.64 \text{ (cimientos corridos)}$$

Se obtienen las siguientes presiones admisibles:

- Zapatas rectangulares de hasta 3.00 m de ancho:

$$q_a = \frac{0.096 (0.75 \times 12)^{1.4} \times 1 \times 1 \times 0.81}{(3.00)^{0.75}} = 0.74 \text{ Kg/cm}^2$$

- Cimientos corridos de hasta 2.00 m de ancho:

$$q_a = \frac{0.096 (0.75 \times 10)^{1.4} \times 1 \times 1 \times 0.64}{(2.00)^{0.75}} = 0.61 \text{ Kg/cm}^2$$

Por esfuerzo cortante

La presión admisible de las arcillas que predominarán dentro de la profundidad activa de cimentación está controlada por esfuerzo cortante y se puede determinar con la siguiente expresión (Terzaghi, Peck, Mesri, 2):

- Zapatas rectangulares

$$q_d = (1 + 0.2 B/L) c N_c + \gamma D_f \dots (49)$$

- Cimientos corridos

$$q_d = 1.0 c N_c + \gamma D_f \dots (50)$$

Donde:

q_d = Capacidad de carga por esfuerzo cortante

q_u = Resistencia a la compresión no confinada

c = Cohesión en condiciones no drenadas, es igual a la mitad de la resistencia a la compresión no confinada

N_c = Factor de capacidad de carga = 5.14

γ = Peso unitario volumétrico del suelo situado sobre el nivel de cimentación

D_f = Profundidad de cimentación

B y L = Ancho y largo de la cimentación

Los valores de resistencia a la compresión no confinada de los estratos de arcilla que se encontrarán bajo el nivel de cimentación determinados en el laboratorio varían entre 0.46 y 2.19 Kg/cm². Para determinar el valor representativo de cálculo hemos considerado adicionalmente los valores de q_u obtenidos mediante la correlación entre los valores de N del SPT con la resistencia a la compresión no confinada: $q_u = 0.125N$ (2) y $N = C_n$ del cono de Peck.

El valor de q_u promedio desfavorable obtenido es 0.80 Kg/cm², al cual le corresponde un valor de $c = 0.40$ Kg/cm².

Reemplazando los siguientes valores en la expresión de Terzaghi, Peck, Mesri (2):

c	=	0.40 Kg/cm ²
N_c	=	5.14
γ	=	1.33 Ton/m ³ (promedio de los ensayos de peso unitario de laboratorio)
D_f	=	1.50 m (profundidad mínima de cimentación recomendada)
B/L	=	0.5 (para zapatas rectangulares)

Se obtienen las siguientes capacidades de carga por esfuerzo cortante:

- Zapatas rectangulares: **$q_d = 2.46$ Kg/cm²**
- Cimientos corridos: **$q_d = 2.26$ Kg/cm²**

Si consideramos un factor de seguridad de 3, que es el recomendado en la Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones (1), se obtienen las siguientes presiones admisibles:

- Zapatas rectangulares: **$q_a = 0.82$ Kg/cm²**
- Cimientos corridos. **$q_a = 0.75$ Kg/cm²**

Presiones Admisibles Recomendadas

Teniendo en cuenta los valores de capacidad de carga por esfuerzo cortante y las presiones admisibles por asentamiento obtenidos, recomendamos en general considerar los siguientes valores en los cálculos estructurales:

- Zapatas rectangulares: $q_a = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$
- Cimientos corridos: $q_a = 0.65 \text{ Kg/cm}^2$

Si consideramos un factor de seguridad de 3, que es el recomendado en la Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones (1), se obtienen las siguientes presiones admisibles:

- Zapatas rectangulares: $q_a = 0.82 \text{ Kg/cm}^2$
- Cimientos corridos: $q_a = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$

6.1.5 Asentamiento del suelo

- Cálculo del incremento de carga ($\Delta\sigma$), de acuerdo con el esquema mostrado en la Figura N°74.

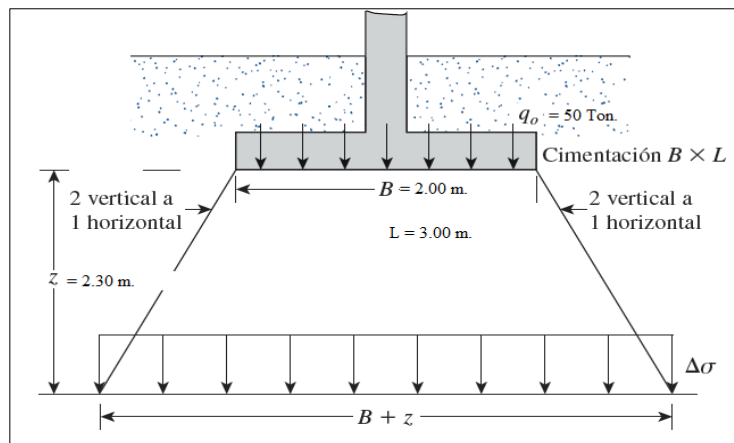


Figura N° 74: Esquema del planteamiento del problema

Fuente: Elaboración propia

De la siguiente fórmula se obtiene el incremento:

$$\Delta\sigma = \frac{q_0 * B * L}{(B+z) * (L+z)} \dots (51)$$

$$\Delta\sigma = \frac{50 * 2.00 * 3.00}{(2+2.30)(3+2.30)}$$

$$\Delta\sigma = 13.16 \text{ Ton/m}^2$$

- Cálculo del asentamiento referencia Calicata N° 24, de acuerdo con el esquema planteado como se muestra en la Figura N°75.

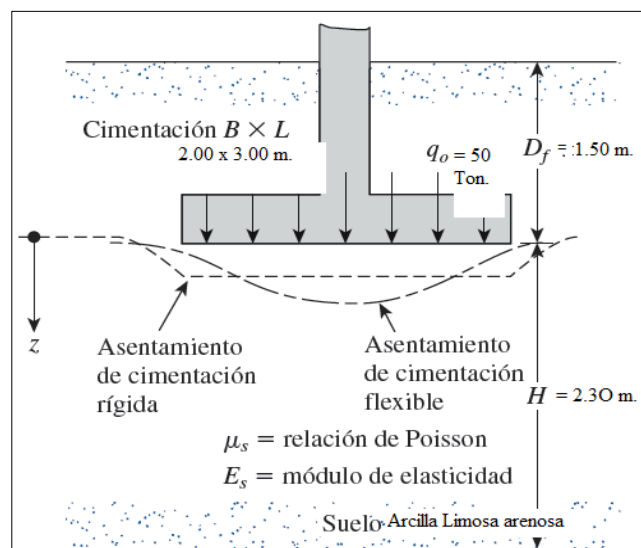


Figura N° 75: Esquema del planteamiento con valores de C24

Fuente: Elaboración propia

Fórmula del cálculo del asentamiento elástico para cimentación flexible:

$$S_e = \frac{q_0 * (a * B') * (1 - \mu_s^2) * I_s * I_f}{E_s}$$

Cálculo de m' y n':

$$m' = \frac{L}{B} = \frac{3.00}{2.00} = 1.5$$

$$n' = \frac{z}{B/2} = \frac{2.3}{1.00} = 2.3$$

Cálculo de A_0 , A_1 y A_2 :

De las ecuaciones N° 05

$$A_0 = \text{Ln} \frac{(1+(1.5^2 + 1)^{0.5})*((1.5^2 + 2.30^2)^{0.5})}{1.5*(1+(1.5*1.5+2.3*2.3+1)^{0.5})}$$

$$A_0 = -0.77$$

De la Ecuación N° 06

$$A_1 = -1.27$$

De la Ecuación N° 07

$$A_2 = 0.24$$

Cálculo de F_1 y F_2 de las ecuaciones N°03 y 04

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (-0.77 - 1.27)$$

$$F_1 = -0.65$$

$$F_2 = 4.54$$

De la Tabla N°01, la variación de I_f con Df/B , B/L y μ_s

$$\frac{Df}{B} = \frac{1.50}{2.00} \qquad \frac{B}{L} = \frac{2.00}{3.00}$$

$$\frac{Df}{B} = 0.75 \qquad \frac{B}{L} = 0.67$$

Para calcular el Df/B con el valor de 0.75 se tiene que interpolar en 0.5 y 1.00 obteniendo los valores de 0.77 y 0.71

μ_s	Df/B	B/L	
		0.50	1.00
	0.60	0.80	0.74
0.30	0.75	0.77	0.71
	1.00	0.71	0.65

Calculando de la relación $B/L = 0.67$ el valor de 0.754 como resultado de la interpolación. Determinado el valor de $I_f = 0.754$.

μ_s	Df/B	B/L		
		0.50	0.67	1.00
	0.60	0.80	0.74	
0.30	0.75	0.77	0.71	
	1.00	0.71	0.65	

Cálculo de B' : $B' = B/2 = 2.00/2 = 1.00$

Valor de a : $a = 4$ (por definición de asentamiento central).

Cálculo de I_s :

$$I_s = -0.65 + \frac{(1 - 2 \cdot 0.30) \cdot 4.54}{(1 - 0.30)}$$

$$I_s = 1.94$$

Cálculo del asentamiento flexible:

$$Se = \frac{q_0 \cdot (a \cdot B') \cdot (1 - \mu_s^2) \cdot I_s \cdot I_f}{E_s}$$

$$Se = \frac{50 \cdot 4 \cdot 1 \cdot (1 - 0.35^2) \cdot 1.94 \cdot 0.754}{31 \cdot 100.32}$$

$$Se = 0.082 \text{ m.}$$

$$Se = 8.2 \text{ cm.}$$

Cálculo del asentamiento rígido: aplicando la relación:

$$Se(\text{rígida}) < 0.93 Se(\text{flexible, centro})$$

$$Se(\text{rígida}) = 0.93 \cdot 8.2$$

$$Se(\text{rígida}) = 0.077 \text{ m.}$$

$$Se(\text{rígida}) = 7.7 \text{ cm.}$$

El asentamiento elástico aproximado es de 7.7cm. como máximo, esta medida es superior asentamiento que se estipula en la norma técnica peruana, lo cual se requiere una mejora del suelo.

6.1.6 Resultados por medio del ensayo CPT

Las 2 campañas realizadas por medio de este ensayo han permitido conocer los valores que han podido correlacionarse con el ensayo SPT y calcularse de forma directa para el tipo de suelo que involucran a las arenas y arcillas.

CORRELACIÓN CON ENSAYO SPT

Para este cálculo como primer paso se han tomado de cada ensayo el valor máximo y mínimo de la resistencia de punta (q_t) para promediarse, de este valor junto al que se obtiene del 50% del material pasante (D_{50}) de valores que varían entre 0.001 y 1 mm, se relacionan por medio del ábaco propuesto por Robertson y Campanella (1983), como lo indica en la Figura N° 76 para finalmente obtener el valor de N_{60} .

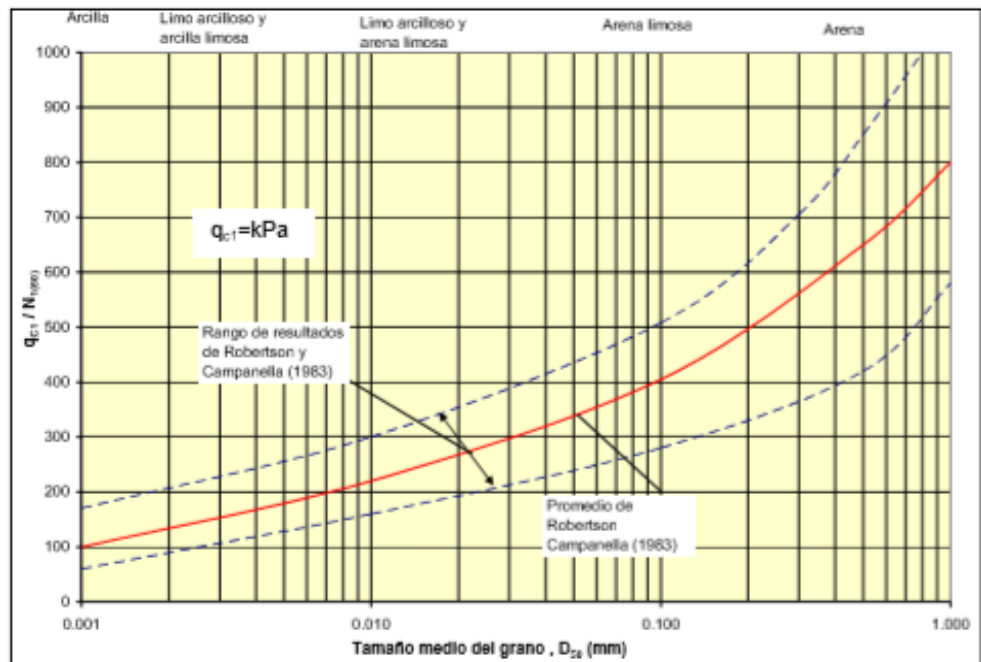


Figura N° 76: Esquema del planteamiento con valores de C24

Fuente: “Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de penetración”, por Atala (2011, p.176)

Sin embargo en la práctica, éste no ha podido estimarse debido a que recién pueden obtenerse valores a partir del 70%, estimándose que pueda ocurrir una dispersión en los resultados (véase Figura N° 77).

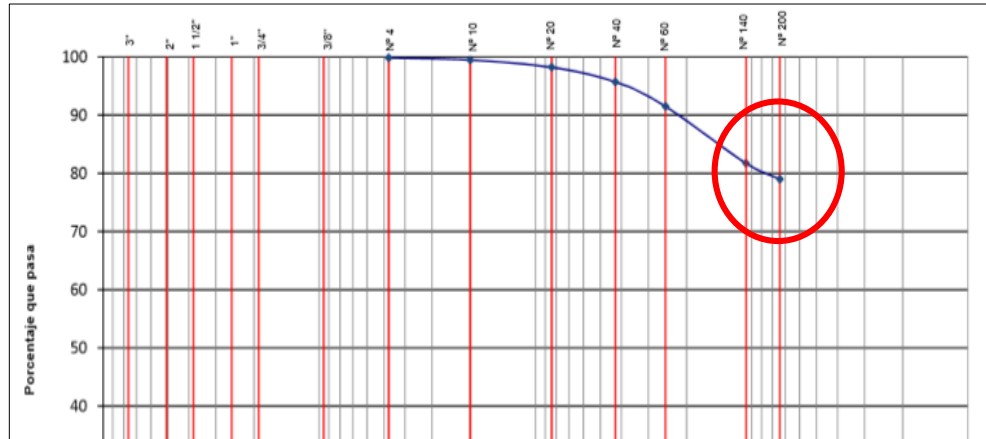


Figura N° 77: Curva granulométrica de la Calicata N° 24

Fuente: “*Estudio de Mecánica de Suelos Planta de Producción ETNA Chilca, Cañete, Lima*”, por Martinelli (2016, p.187)

Por esta razón se asume un valor referencial de 4 de acuerdo con el tipo de suelo, esta propuesta fue generada por Robertson et al (1986) basada en ensayos CPT (véase Tabla N° 14)

Tabla N° 14: Relación entre tipo de suelo y $(q_c/p_a)/N_{60}$

Tipo de Suelo (SBT)	$(q_c/p_a)/N_{60}$
Sensitivo de grano fino	2
Material Orgánico	1
Arcilla	1
Arcilla a arcilla limosa	1,5
Arcilla limosa a limo arcilloso	2
Limo arcilloso a arena limosa	2,5
Limo arenoso a arena limosa	3
Arena limosa a arena	4
Arena	5
Arena a arena con gravas	6
Muy rígido grano fino	1
Arena arcillosa OC	2

Fuente: “*Ensayos geotécnicos in situ, su ejecución e interpretación*”, por Devicenzi (2004, p.28)

Finalmente, el N_{60} obtenido se calcula por medio de la siguiente formula:

$$N_{60} = qc / a \dots (52)$$

Donde:

N_{60} = Numero de golpes correspondiente al ensayo SPT al 60% de eficiencia

qc = Promedio de los valores máximos y mínimo del ensayo CPT (denominado anteriormente como qt)

a = Valor obtenido del ábaco propuesto por Robertson y Campanella (1983)

De esta correlación se ha podido calcular el ángulo de fricción y estimarse una cohesión muy cercana al cero debido al estrato en estudio que son arenas limosas con presencia de arcillas en espesores variables, abarcando la mayor parte del área del proyecto. La capacidad de carga aplicando la fórmula de Terzaghi ha dado como resultado valores de 2.24 a 2.78 kg/cm² de acuerdo a la primera campaña de CPT y valores de 3.10 a 3.46 kg/cm² de acuerdo a la segunda campaña de CPT realizado, con ángulos de fricción entre valores de 20 ° a 24° calculados por medio de la ecuación de la Japan Road Bureau (1986) (véase Tabla N°15), valores que se ajustan al tipo de suelo que según se estima que para el tipo de suelo en estudio su ángulo de fricción interna esta entre los valores de 20° a 30°.

De estos resultados obtenidos se ha realizado la comparación con lo propuesto por Schmertmann (1978) , The Canadian Geotechnical Society (1992), Tand, Funegard y Warden (1995), entre otros, respecto a la capacidad de carga calculada y presión admisible, notándose valores muy por debajo para nuestro estudio (véase los resultados en los Anexo N° 9 y Anexo N°10), a excepción de Schmertmann (1978) con valores entre 1 a 2.5 kg/cm² para capacidad de carga (o capacidad portante) y de 0.3 a 0.9 kg/cm² para capacidades ultimas (o presiones admisibles).

En referencia a la obtención del ángulo de fricción interna ϕ (phi) hacia autores como Montenegro y Gonzales (2014), Kishida (1969) y Schmertmann (1970) tienen publicadas propuestas de ecuación para suelos finos (véase Tabla N° 15 y Anexo N° 11), siendo las más cercanas al suelo en estudio sin embargo se establece una diferencia respecto al tomado para nuestra investigación, interpretando que los ángulos obtenidos reflejan aparentemente un tipo de material con mayor presencia de arena, con valores entre los 30° a 40 °.

Tabla N° 15: Transformación del ángulo de fricción efectivo según la energía transferida

Autor	Año	Ecuación
Terzaghi & Peck	1948	$\phi' = 28,5 + 0,25N_1$
Peck <i>et al.</i>	1953	$\phi' = 26,25 \left(2 - \left(e^{-\frac{N_1}{52}} \right) \right)$
Kishida	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{20N_1}$
Schmertmann	1970	$\phi' = \tan^{-1} \left[\left(\frac{N_1}{32,5} \right)^{0,34} \right]$
JNR (Japan National Railway)	1999	$\phi' = 27 + 0,30N_1$
JRB (Japan Road Bureau)	1986	$\phi' = 15 + \sqrt{9,375N_1}$
Hatanaka & Uchida	1996	$\phi' = \sqrt{20N_1} + 20$
Montenegro & Gonzalez	2014	$\phi' = 12,79 + \sqrt{25,86N_1}$

Fuente: “Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte oriental de Bogotá usando ensayos in situ”, por Carmona – Álvarez (2015, p. 5)

Con respecto a los asentamientos antes y después de realizar los trabajos de compactación se tiene la comparación entre los resultados obtenidos por medio del ensayo CPT y Placa de carga. Por medio de los ensayos CPT se aplicó la fórmula propuesta por Meyerhof (1974) (véase Figura N° 78 y Figura N° 79) obteniéndose valores entre un rango de 1.2 a 2.7 cm durante la primera campaña realizada sin saturar y bajo una simulación de un terreno saturado (50% de incremento del asentamiento

en referencia al ensayo de placa de carga) se han obtenido valores entre el rango de 1.9 a 4 cm. Del mismo modo para la segunda campaña realizada se han obtenido valores entre el rango de 0.9 a 1.5 cm y asimismo bajo la simulación de saturación por medio de la referencia antes mencionada se han obtenidos valores entre el rango de 1.3 a 2.8 cm (véase Anexo N° 12). Cabe mencionar que considerando la evaluación dentro de un tope de máximo asentamiento de 2.5 cm propuesto por el EMS del proyecto, lo calculado post compactación verifica la efectividad de los trabajos realizados.

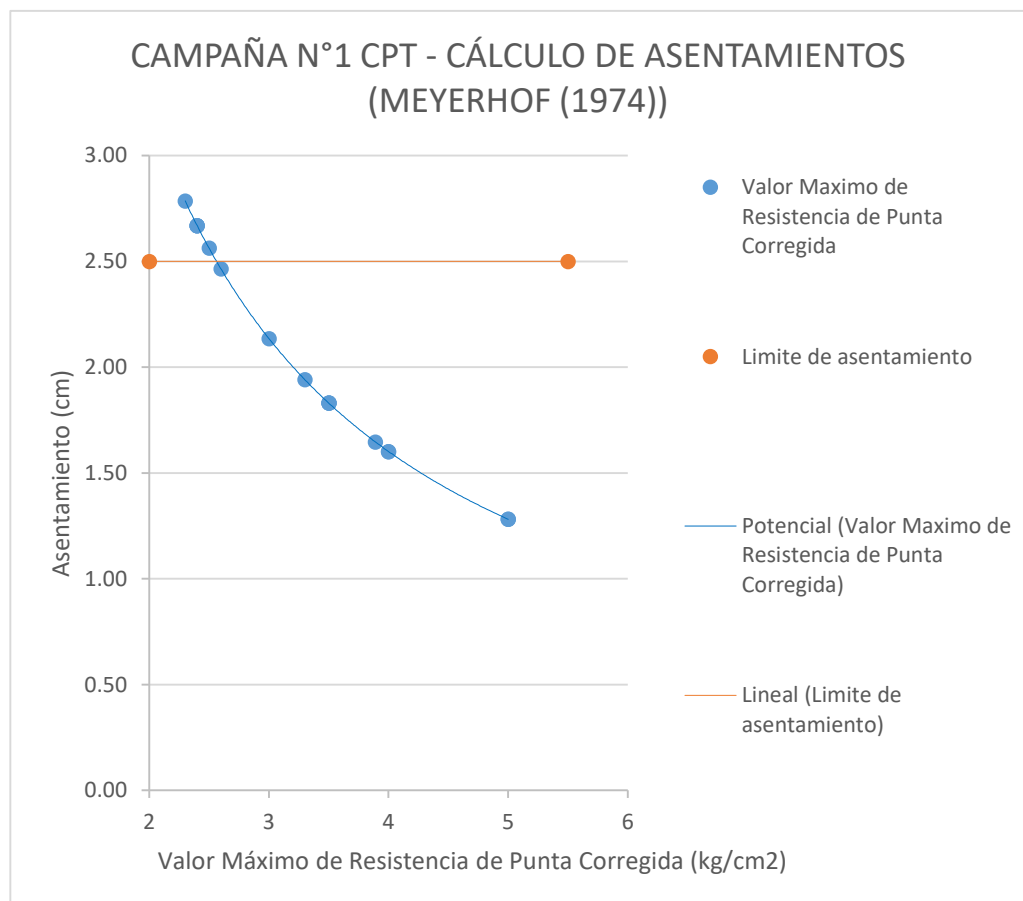


Figura N° 78: Asentamiento del terreno antes de compactar (sin saturar)

Fuente: Elaboración propia

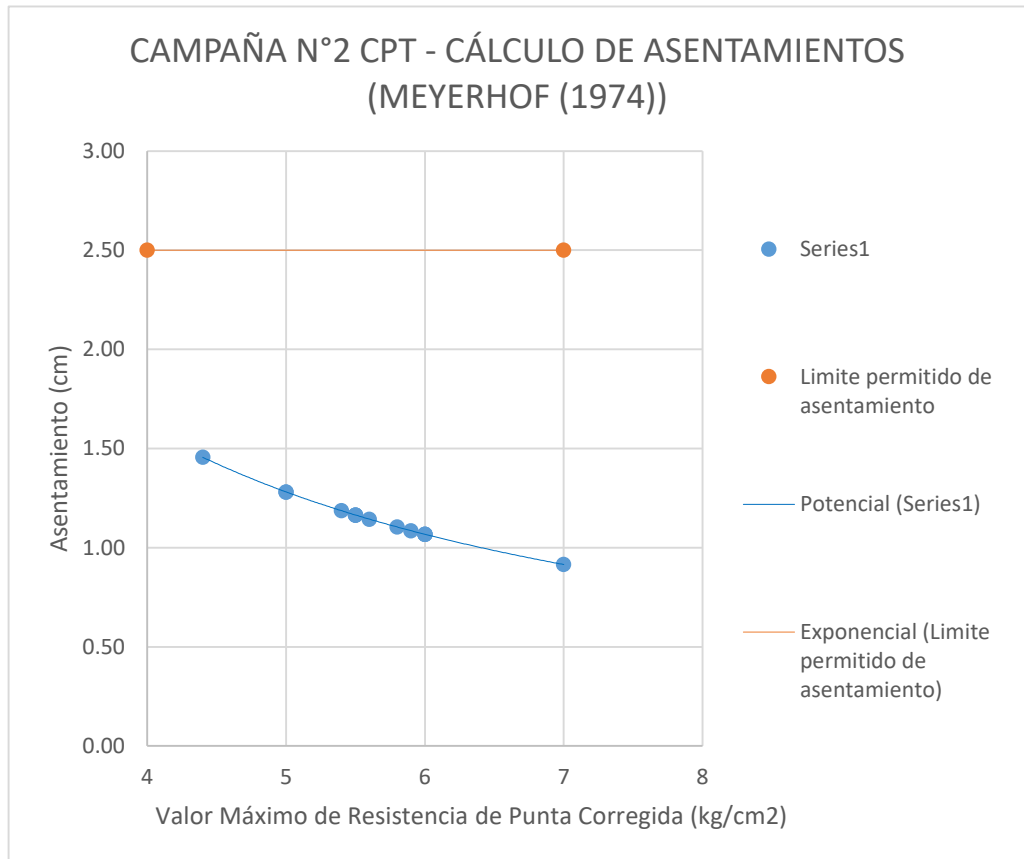


Figura N° 79: Asentamiento del terreno después de compactar (sin saturar)

Fuente: Elaboración propia

Pero medio del ensayo de placa de carga los valores tomados in situ han registrado asentamientos irregulares, principalmente bajo efecto de saturación siendo considerables para su análisis, cuyo rango ha sido entre 0.2 a 1 cm bajo condiciones naturales (véase Figura N° 80) y simulando el efecto bajo una zapata cuadrada de $B=2.00$ m, pero bajo efectos de saturación se ha llegado a obtener valores entre 0.4 a 7 cm bajo la simulación de la misma cimentación (véase Figura N° 81). Por ello se llega a plantear que para las zonas donde se ha registrado mayor asentamiento, plantear una medida de solución para mantener estable las estructuras (véase Anexo N° 13). Cabe mencionar también que en las gráficas adjuntas se tiene indicado el tope de asentamiento máximo, indicativo que ha permitido evaluar cuales puntos ensayados se mantienen dentro de lo propuesto y cuales serían puntos para un posible planteamiento de solución.

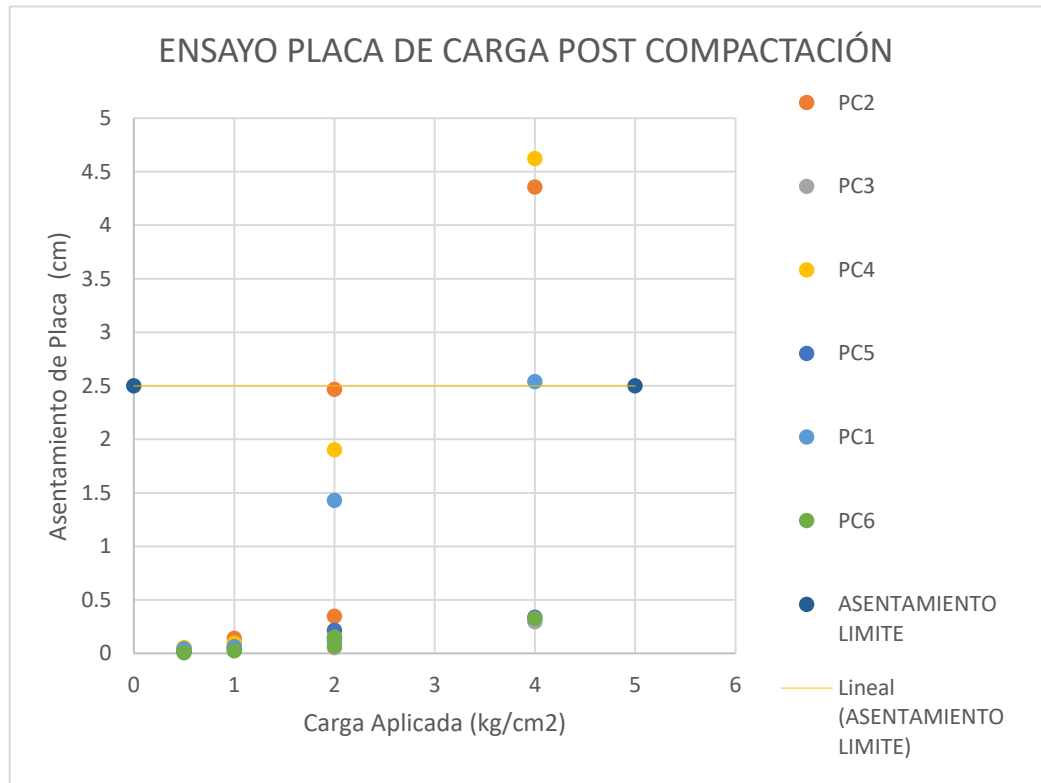


Figura N° 80: Ensayo de placa de carga en condición natural terreno natural
 Fuente: Elaboración propia

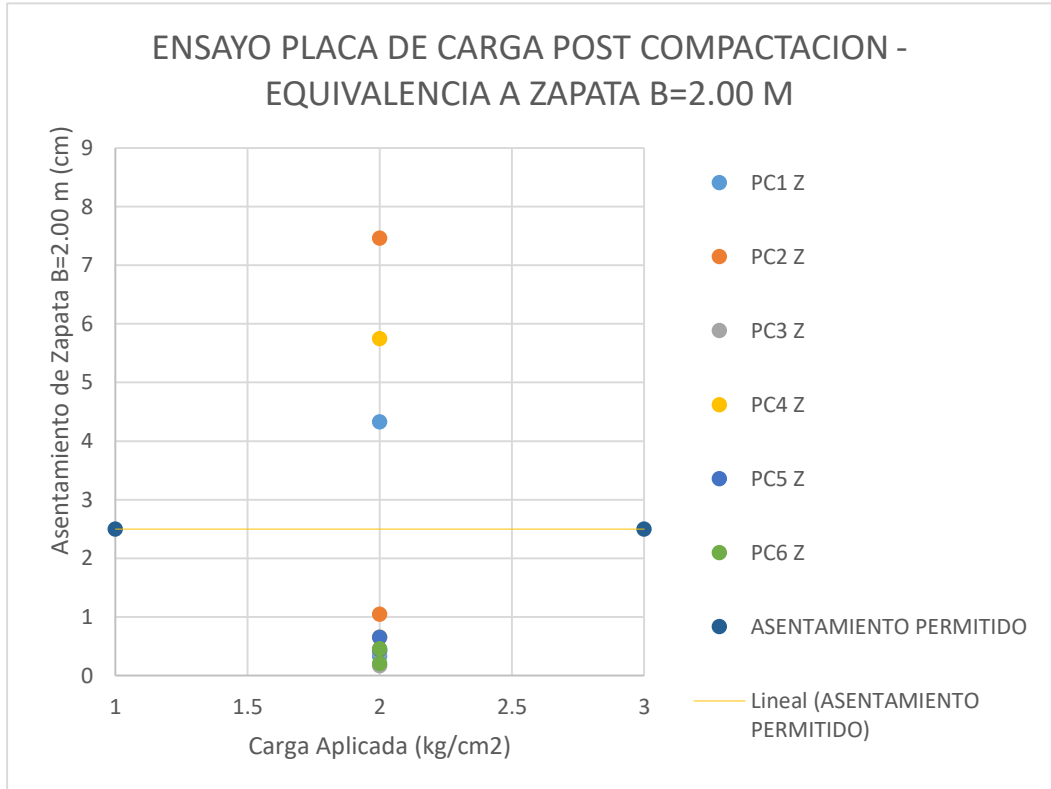


Figura N° 81: Ensayo de placa de carga en condición natural terreno natural
 Fuente: Elaboración propia

COLAPSABILIDAD DEL SUELO

Los ensayos de colapso realizados para el material que comprende de arcilla y arena arcillosa han determinado valores de potencial de colapso ente 0.1 y 0.7 % indicando que no se presentara este fenómeno (véase Tabla N°16).

Tabla N° 16: Índices de colapso obtenidos

AREA DEL PROYECTO	PROFUNDIDAD ALCANZADA POR ENSAYO DE PLACA DE CARGA (m)	TIPO DE SUELO	INDICE DE COLAPSO (%)
1	1.8	Arcilla limosa	0.4
3	1.3	Arcilla limosa	0.7
	1.7	Arcilla limosa	0.6
4	2.6	Arcilla limosa	0.4
5	1.4	Arcilla limosa	0.1
	1.3	Arena limosa	0.6

Fuente: Elaboración propia

6.2 Diseño Teórico – Inclusiones Rígidas

6.2.1 Calculo teórico, en base a ASIRI Project Recommendations

CAPA DE REPARTO

DIMENSIONAMIENTO

$$h_m \leq h^* = (s - a) / 2 \tan \theta \dots (10)$$

hm	=	0.3	m	partiendo de valor estándar para comparación
s	=	1.6	m	de 2.5 a 4 veces el diámetro de la inclusión como mínimo
a	=	0.4	m	diámetro mínimo de la inclusión
φ	=	30		valor tomado de ensayo
h*	=	x		chevalier et al (2011)

El valor de la altura critica es

$$h^* = 1.03923 \text{ m}$$

hm	=	0.5	m
----	---	-----	---

Cumple condición
valor escogido

PARTE DEL PESO DE LA CAPA DE REPARTO SOPORTADA POR INCLUSIONES

$$W_p = (\gamma / 6 \tan \theta) * ((a + 2h_m \tan \theta)^3 - a^3) \dots (11)$$

Wp = x

γ = 2761 kg/m3
El valor del peso es

Valor de referencia tomado de cantera para afirmado

Wp	=	693.082	kg
----	---	---------	----

SOBRECARGA DE LA CAPA DE REPARTO SOPORTADA POR INCLUSIONES

$$Q_p = q (a + 2h_m \tan \theta)^2 \dots (12)$$

Qp = x

q = 0.82 kg/cm2
El valor de la sobrecarga

Valor tomado del EMS para una zapara de 2x2

Qp	=	0.78	kg/cm2
----	---	------	--------

EFICIENCIA DE TRANSFERENCIA

$$E' = (W_p + Q_p) / (s^2 (\gamma h_m + q)) \dots (13)$$

Valor calculado

E'	=	0.206	kg/cm2
----	---	-------	--------

DIMENSIONAMIENTO DE INCLUSIONES RIGIDAS

DIMENSIONAMIENTO DE MALLA

$$q_s^+ = (\gamma_r / m_r) * (1 - e^{-m_r h_r}) \dots (14)$$

qs+ = x

γ_r = 1330 kg/m3

ktan δ = 0.2

Carga de columnas ficticias en capa de reparto
Tomado del EMS del terreno del proyecto
Para inclusiones o pilotes perforadas Tabla N°11

λ	=	0.205	En función a $K \tan \delta$, formula (16)
b/R	=	10	Curva inicial tomada Figura N°37
m_r	=	0.9	Valor obtenido de Figura N° 37

Valor calculado

q_{s+}	=	147.77	kg/m ²
----------	---	--------	-------------------

$$\frac{b}{R} = \frac{d}{R} \sqrt{\frac{4}{\pi}} \text{ Malla cuadrada } d \times d \dots (19)$$

d	=	3.5	m
-----	---	-----	---

Distanciamiento entre inclusiones

h_c	=	0.27	cm
-------	---	------	----

Obtenido de la Figura N° 38

Calculando asentamiento en altura critica h_c , ecuación (25)

Δh_c	=	0.23	cm
--------------	---	------	----

Calculando el asiento en estrato blando, ecuación (27)

$\Delta(H-h_c)$	=	0.806	cm
-----------------	---	-------	----

Asentamiento total		1.036	cm
--------------------	--	-------	----

CAPACIDAD DE CARGA EN AREA DE PRUEBA DE 23 X 46 M

$$Q = \pi R^2 \gamma_r h_r + F_{nr} + F_{ns}$$

F_{nr}	=	206.22	kg/cm ²
F_{ns}	=	987.1	kg/cm ²
Q	=	1861.82	kg/cm ²

REPARTICION DEL ESFUERZO EN CADA INCLUSION DENTRO DEL AREA

$Q_{incl} = 1861.82 / 302 = 6.15$	kg/cm ²
-----------------------------------	--------------------

CAPÍTULO VII

EVALUACIÓN ECONÓMICA

7.1 Caso Aplicativo

7.1.1 Evaluación económica del proyecto

El proyecto de compactación dinámica en la Planta de Baterías Etna, presenta los siguientes alcances:

- Ubicación de la Obra: Sub Lote 5, Terreno Rustico denominado San Javier Alto. Referencia kilómetro 62 de la carretera Panamericana Sur,
- Valor total oferta económica de SBP: S/ 3,186,768.24 (sin IGV. Ver Tabla N°14),
- Fecha de inicio del contrato: 24 de julio de 2017,
- Duración contractual: 31 días calendario (27 días hábiles),
- Duración real: 204 días hábiles,
- Fecha de término contractual: 27 de enero de 2018,
- Fecha de término real: 09 de enero de 2018,
- Estados de pago: Quincenales,
- Plazo de pago: 30 días desde la recepción de factura,
- Carta fianza por adelanto: Si aplicó en contrato,
- Carta fianza por fiel cumplimiento de contrato: Si aplicó en contrato,
- Penalidades:
 - Penalidad diaria por retraso = $(0.002 \times \text{Monto del contrato})$.
 - Penalidad máxima 10% del monto del contrato, cliente puede resolver contrato de parcial o total.

7.1.2 Presupuesto de obra

El presupuesto para la ejecución de la compactación dinámica asciende a S/ 3 760,386.52 incluidos los impuestos (véase Tabla N°17).

Tabla N° 17: Presupuesto de Obra – Compactación Dinámica

OBRA	MEJORAMIENTO DE SUELOS MEDIANTE COMPACTACIÓN DINÁMICA - PLANTA BATERIAS ETNA				
N°	8004				
CONTRATO	8004				
MANDANTE	FÁBRICA NACIONAL DE ACUMULADORES ETNA S.A				
CUADRO DE PRECIOS					
N°	ITEM	Unid.	Cantidad	Precio Unit. S/	Precio Total S/
1	Movilización y desmovilización de equipos, herramientas y todos los accesorios necesarios para la ejecución de los trabajos de Compactación Dinámica.	glb	1.00	80,000.00	80,000.00
2	Trabajos de Compactación Dinámica con masa de 15 toneladas, incluye los trabajos de relleno de huellas.	m2	75,158.00	33.00	2,480,214.00
3	Pruebas de control de calidad antes y después de trabajos de mejoramiento de terreno.	glb	1.00	187,000.00	187,000.00
4	Paralización horaria del equipo y personal, para la ejecución de compactación dinámica, considerando el horario de trabajo descrito en la presente oferta.	hm	Eventual	1,600.00	
5	Gastos Generales	%CD	10%		274,721.40
6	Utilidad	%CD	6%		164,832.84
	COSTO DIRECTO TOTAL				3,186,768.24
	I.G.V.		18%		573,618.28
	COSTO TOTAL				3,760,386.52

Fuente: Elaboración propia

7.1.3 Costo asociado por m2

El costo por m2 para el presente proyecto se determina de la siguiente forma.

Costo C.D. x m2.	=	$\frac{3,760,386.52}{75,158.00}$	=	S/ 50.03
Costo en dólares americanos	T.C.	S/ 3.32	\$	15.07

7.1.4 Análisis de resultados

Para un proyecto de gran envergadura, la compactación dinámica ha sido eficiente y rentable desde el punto de vista técnico y económico, ya que se logró el mejoramiento del suelo (mejoras en las propiedades geotécnicas del suelo), a un costo razonable; lo cual generará en el proceso constructivo de la planta un ahorro significativo de tiempo y dinero en la construcción de las cimentaciones.

7.2 Caso teórico Inclusión Rígida

7.2.1 Evaluación económica del modelo teórico con referencia

Para un análisis comparativo de precios de inclusiones rígidas y de compactación dinámica se tomará como referencia una obra ejecutada en el Callao con suelos de características similares, para poder hacer un análisis de índole económico, presentando los siguientes alcances. Lo cual se tiene la siguiente información:

- Cliente: Chung y Tong
- Representantes: Juan Alfredo Espinoza Guerrero (Representante Legal)
- Ubicación de la Obra: Calle De Mayo 240, La Punta, a dos cuadras de la Plaza Matriz de La Punta, una cuadra del cruce de la Av. Miguel Grau y calle de Mayo.
- Valor total oferta económica de SBP: S/ 662,238.20 (véase Tabla N° 15)
- Total neto por facturar (incluyendo las horas de stand by): S/ 739,829.10 (incluyendo por parte del cliente 44 horas de stand by)
- Fecha de inicio del contrato: 02 de octubre de 2017
- Duración contractual: 31 días calendario (27 días hábiles)
- Duración real: 30 días calendario (26 días hábiles)
- Fecha de término contractual: 01 de noviembre de 2017
- Fecha de término real: 01 de noviembre de 2017
- Plazo de aprobación: 07 días calendario
- Plazo de pago: 30 días desde la recepción de la factura
- Carta fianza por adelanto: No Aplicó para este contrato
- Carta fianza por fiel cumplimiento de contrato: No Aplicó para este contrato
- Penalidades:
 - Penalidad diaria por incumplimiento al cronograma = $(0.001 \times \text{Monto del contrato pendiente de ejecución})$.
 - Penalidad máxima 10% del monto del contrato, en este caso el Cliente puede resolver el contrato.

7.2.2 Presupuesto de obra

El presupuesto para la ejecución de inclusiones rígidas asciende a S/ 643 310.04 incluidos los impuestos (Ver Tabla N°18).

Tabla N° 18: Presupuesto de Obra – Inclusiones Rígiditas

INDICES DE OBRA - REX					
OBRA	MEJORAMIENTO DE SUELOS MEDIANTE I.R. - CIAM - CALLAO				
N°	8005				
CONTRATO	8005				
MANDANTE	CHUNG Y TONG				
CUADRO DE PRECIOS					
N°	ITEM	Un	Cantidad	Precio Unit. S/	Precio Total S/
1	Movilización y desmovilización de equipos y todos los	glb	1.00	97,500.00	97,500.00
2	Instalación y acondicionamiento de equipos en el área	und	1.00	32,500.00	32,500.00
3	Ejecución de Columnas de concreto entre 12-15 Mpa, incluye el suministro de material para todo el trabajo, así como la eliminación del material producto de la excavación. Las I.R. tendrán un diámetro de 0.40 m y serán ejecutados hasta una profundidad promedio de - 5.00 m y máxima de -6.00 m (1600 m -1800 m)	m	1,700.00	199.00	338,300.00
4	Stand by de equipos para ejecución de I.R.	hm	1.00	1,950.00	1,950.00
5	Gastos Generales	%CD	10%		46,830.00
6	Utilidad	%CD	6%		28,098.00
	SUB TOTAL				545,178.00
	I.G.V.		18%		98,132.04
	TOTAL				S/ 643,310.04

Fuente: Elaboración propia

7.2.3 Costo asociado por m2

El costo asociado para el proyecto se define como:

$$\text{Costo de I.R. (S/)} = \frac{\text{Costo Total (S/)}}{\text{Área Total (m}^2\text{)}}$$

$\text{Costo de I.R. (S/)} = \frac{643,310.04}{4,367.00} = \text{S/ } 147.31$			
Costo I.R.en dólares americanos	T.C:	S/ 3.32	\$ 44.37

CONCLUSIONES

- 1) La compactación dinámica (C.D.) es una técnica muy eficiente desde el punto de vista técnico y económico para el mejoramiento de suelos, por sus características propias de ejecución son ideales para la mejora de terrenos masivos (por lo general de usos industriales), la cual logra mejorar de manera significativa las propiedades geotécnicas de los suelos, principalmente de la capacidad portante (capacidad portante) y reduce de manera eficiente los asentamientos del suelo.
- 2) La aplicación de esta técnica de compactación en el proyecto de Baterías Etna, el cual tiene suelos del tipo limo arenoso con presencia de arcilla con una capacidad portante inicial de 0.8 kg/cm² aproximadamente y un asentamiento elástico del terreno natural de 6.8 cm. luego de la compactación dinámica la capacidad portante final es de 2,50 Kg/cm², lo cual supera en más de tres veces la capacidad portante inicial.
- 3) Respecto al análisis de los asentamientos estos suelos presentaban un asentamiento elástico inicial de 6.8 cm. siendo un asentamiento mayor al solicitado según la norma técnica de edificación, luego del proceso de compactación el análisis de asentamiento del terraplén en su punto más favorable es de 0.6 cm. El ensayo de placa de carga señala un asentamiento promedio final de 2.4 cm. Lo cual se deduce que esta técnica tiene una alta incidencia en el proceso de densificación del suelo.
- 4) Desde el punto de vista económico, el costo asociado con la mejora del suelo con la técnica de compactación dinámica es de S/ 50.00 aproximadamente. o su equivalente de US\$ 15.00 dólares americanos, valores de menor cuantía tratándose de mejora de terrenos para el sector industrial. Si se compara sobre el costo referencial de un mejoramiento de suelos similar por el método de inclusiones rígidas tomando como referencia un proyecto ejecutado, el costo es mayor en aplicando la técnica de las inclusiones rígidas en aproximadamente de S/ 147.00 aproximadamente o su equivalente de US\$ 44.37 dólares americanos, siendo casi tres veces el valor del costo por m²; pero con la diferencia de que la inclusión rígida se puede ejecutar en zonas urbanas.
- 5) Si bien es cierto que algunos especialistas de geotecnia recomiendan un orden en los procedimientos para la ejecución de la técnica de compactación dinámica, es importante que el o los encargados del proyecto evalúen la manera más correcta y eficiente en cuanto a los procedimientos a utilizar, ya que cada proyecto es totalmente diferente al otro, no dejando a un lado la evaluación cuantitativa en cuanto a la energía a aplicar y las fases necesarias para llegar a los parámetros de suelos requeridos.

- 6) En áreas de gran cantidad de metraje y ante la presencia de suelos muy sueltos y pobres es importante coger una parte del terreno (sectorización), la cual debe ser el área más crítica, llamada también “Área de Prueba”, a esta área deberá aplicarse la técnica de la compactación y lo más importante evaluar los indicadores geotécnicos con los ensayos principales SPT y CPT, con los resultados obtenidos, se tomara la decisión para poder continuar o hacer los ajustes necesario; lo cual genera un ahorro de tiempo en horas hombres y máquinas en la ejecución del proyecto.
- 7) Las inclusiones rígidas es una técnica de mejoramiento más flexible con respecto a la compactación dinámica desde el punto de vista de su ejecución, mientras la compactación dinámica se da en terrenos de gran magnitud y alejadas de construcciones contiguas (daños de estructuras por ondas R y S, por factor vibración), las inclusiones rígidas no presentan esa restricción, siendo tal vez el costo de su ejecución mayor que el de una compactación dinámica, será el cliente quien evalúe cuál de ellas se ajusta a la necesidad de su proyecto.
- 8) Simulando la misma área de prueba se ha calculado una cantidad estimada de inclusiones de 302 und con separación de cada una de 3.5 m, obteniendo un valor de 6.15 kg/cm², demostrando que por medio del cálculo indicamos que esta técnica de mejoramiento resulta ser efectiva, desde el punto de vista técnico. Asimismo, supera al valor máximo de capacidad portante por medio de la compactación dinámica de 3.46 kg/cm². Cabe resaltar que el nivel de la comparación es teórico, debido a que la técnica de la compactación dinámica se llegó a ejecutar, pero es importante considerar el efecto mediante otra opción. Se debe considerar que la capa de repartición tiene un importante papel para la distribución de las presiones al interactuar la estructura, considerando un valor mínimo de espesor de 30 cm según lo indicado por el ASIRI Recommendations.
- 9) El asentamiento obtenido por medio del cálculo para la aplicación de las inclusiones rígidas ha sido de 1.06 cm, este valor no ha considerado saturación del terreno, tomando en consideración que realmente el área de trabajo no cuenta con nivel freático, comparación diferente a la realizada por la compactación dinámica con valores reales en estado natural y simulando carga bajo ensayo de placa, con valores obtenidos de 2.7 cm (1era campaña de CPT antes de compactar) y de 1.5 cm (2da campaña de CPT post compactación). De la misma forma con los valores obtenidos del ensayo de placa de carga post compactación con valores entre 0.2 a 1cm.

RECOMENDACIONES

- 1) Se deberá revisar el terreno a compactar, ver su geometría, ubicación, antecedentes históricos, información correcta de la estratigrafía del terreno (composición del suelo), validar esa información y con esa información hacer un plan de trabajo oportuno para la compactación dinámica, evaluando como se podría densificar los suelos para mejorar las capacidades admisibles y los asentamientos existentes.
- 2) La compactación dinámica planteada es de tres fases (incluyendo Ironing) con la peculiaridad que en todas las fases se usa la misma sección de masa (octogonal) y terminan con la nivelación a través de un Bulldozer. Nuestra sugerencia sería de que la última fase (Ironing) sea con una masa cuadrangular para que esta cubra en su totalidad el cráter octogonal y a la vez después de la nivelación del terreno con el Bulldozer, se realice una compactación con un rodillo compactador no menor a 10 ton. de peso. Esto hará que la compactación sea más homogénea.
- 3) El análisis del mejoramiento del suelo en esta tesis de investigación presentaba una característica muy importante, que era la no presencia de napa freática, sería de mucha importancia hacer un análisis de la mejora de los suelos considerando esta variable condición, debido a que en la actualidad existen muchos terrenos cerca al mar los cuales tienen el problema del afloramiento de agua y podría ser usados estos terrenos con fines industriales.
- 4) Considerar la investigación realizada como un punto de apoyo para futuros estudios que relacionen ambas técnicas, porque en nuestro medio su aplicación y su ingeniería son recientes y no se contaba hasta el desarrollo de esta investigación con información local correspondiente a la compactación dinámica, caso contrario ha ocurrido con las inclusiones rígidas existiendo una primera tesis realizada en Lima (Medina, 2018).
- 5) Evaluar en base a la experiencia y revisar bibliografía especializada para analizar los resultados obtenidos de las correlaciones del ensayo CPT al SPT, así como de su cálculo directo; en esta investigación, los resultados obtenidos a raíz de la aplicación de diversas fórmulas han arrojado valores dispersos, por la cantidad de parámetros planteados de diversos autores para determinados tipos de suelos y equipos (mecánico u eléctrico).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, J. (2018). *Curso de Exploración Geotécnica*. (Apuntes de clase de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima - Perú
- Arriaga, D. (2006). *Aspectos constructivos de la técnica de compactación dinámica para mejoramiento masivo de suelos*. (Tesis de maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F-México
- Asiri National Project (2011). *Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements*. IREX (Institut pour la recherche appliquée et l' experimentation en génie civil), Francia
- Atala, C. (2011). *Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos(arenas) compactados, usando equipos de penetración*. (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima - Perú
- Bowles, J. (1996). *Foundation Analysis and Desing*. 5^a ed. New York – USA: McGraw – Hill
- Carmona-Álvarez, J., Ruge-Cárdenas, J. (2014). *Artículo: Análisis de las correlaciones existentes del ángulo de fricción efectivo para suelos del piedemonte de Bogotá usando ensayos in situ*. Universidad Católica de Colombia, Bogotá – Colombia.
- Carrillo, A. (2001). *Geotecnia de los Suelos Peruanos*. 1^a ed. Lima – Perú: AC Ingenieros
- CISMID (1992). *Seminario Taller de Mecánica de Suelos y Exploración Geotécnica*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – Perú
- CISMID (2016). *Curso de Mecánica de Suelos 2: Problemas presentados por los suelos a las obras de ingeniería*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – Perú
- CONETEC (2017). *Informe de resultados de investigación de campo (1era Campaña)*. Proyecto CONETEC N° 17-72006. Gerencia de Operaciones, Lima – Perú
- CONETEC (2017). *Informe de resultados de investigación de campo (2da Campaña)*. Proyecto CONETEC N° 17-72011. Gerencia de Operaciones, Lima – Perú
- Crespo, C. (2011). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. 6^a ed. México D.F – México: Limusa

- Das, B. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. 7^a ed. México D.F – México: Cengage Learning
- Devicenti, M. (2004). *Informe: Ensayos Geotécnicos In Situ, su ejecución e interpretación*. IGEOEST, Girona - España
- Gómez, R. (2012). *Inclusiones Rígidas – Análisis comparativo de los Métodos Analíticos y los Métodos Numéricos*. (Tesis de maestría). CEDEX, Madrid – España. Recuperado de <https://www.researchgate.net/publication/273123713>
- Hernández, M (2008). *Apuntes del curso de Mecánica de Suelos II*. Universidad Ricardo Palma, Lima - Perú
- Juárez, E., Rico, A. (2009). *Mecánica de Suelos Tomo I*. 2^o ed. México D.F – México: Limusa
- López, A. (2001) *Mejora geotécnica del suelo*. España. Recuperado de <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es>
- Lucas, R. (1995). *Geotechnical Engineering Circular n°1 Dynamic Compaction*. Washington D.C – USA: Federal Highway Administration
- Martinelli, M (2016). *Estudio de Mecánica de Suelos Planta de Producción ETNA Chilca, Cañete, Lima*. M&M Consultores SRL, Lima – Perú
- Martinelli, M (2018). *Reporte Técnico N° L-840-04 Mejoramiento de Suelos: Compactación Dinámica Planta de Producción ETNA Chilca, Cañete, Lima*. M&M Consultores SRL, Lima – Perú
- Medina, P (2018). *Mejoramiento del terreno en suelo licuable utilizando inclusiones rígidas*. (Tesis Pregrado). Universidad Nacional Federico Villareal, Lima – Perú
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2018). *NTE 050 Suelos y Cimentaciones*. Lima – Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2006). *NTE CE020 Estabilización de suelos y taludes*. Lima – Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones
- Mitchell, J. (1981) *Soil Improvement – State of the Art Report*. USA. Recuperado de https://www.issmge.org/uploads/publications/1/35/1981_04_0022.pdf

- Normas y Especificaciones (2012). *Determinación del índice de colapso de un suelo parcialmente saturado I.N.V.E.-157-07*. Colombia. Recuperado de ftp://ftp.unicauca.edu.co/Facultades/FIC/IngCivil/Especificaciones_Normas_INV-07/Normas/Norma%20INV%20E-157-07.pdf
- Osorio, N. (2015). *Estudio de mejora del terreno mediante columna suelo – cemento mixpile*. (Tesis de maestría) Universidad de Málaga, Málaga - España
- Paniaga, W. (2013). *Informe: Inclusiones Rígidas*. Primer Congreso – Seminario Internacional de Fundaciones Profundas, Santa Cruz - Bolivia
- Paul, M., Barry, C., Jason, D. (2002). *National Highway Institute Course N° 132031 Subsurface Investigations – Geotechnical Site Characterization*. Washington D.C – USA: Federal Highway Administration
- Pérez, T. (2006). *El tratamiento masivo de suelos en las vías terrestres*. México D.F, México. Recuperado de http://mascaras.abardev.net/amivtacold/images/stories/1Reuniones%20Nacionales/XVI%20Reunion/conf_plen/8_tratamiento_masivo.pdf
- Robertson, P., Campanella, G., Wightman, A. (1983). *SPT – CPT Correlations*. Journal Of Geotechnical Engineering of the ASCE, USA
- Schnaid, F., Odebrecht, E. (2014). *Ensaio de Campo, e suas aplicações em engenharia de fundações*. 2° ed. Sao Paulo – Brasil: Oficina de Textos
- Telpalo, H. (2017). *Monitoreo de vibraciones – Proyecto Etna, Lima, Perú*. SIXENSE, Lima – Perú
- Sfriso, A. (2016). *Mejoramiento del terreno*. Argentina. Recuperado de <http://materias.fi.uba.ar/6408/406%20Mejoramiento%20del%20terreno.pdf>
- Soletanche Bachy (2012). *Guía técnica*. Recuperado de <http://www.soletanche-bachy.com/download/>
- Soletanche Bachy Perú (2017). *Plan de Trabajo: Compactación Dinámica*. Gerencia de Construcción, Lima – Perú
- Soletanche Bachy Perú (2017). *Plan de Trabajo: Inclusiones Rígidas Tipo Columnas de Modulo Controlado*. Gerencia de Construcción, Lima – Perú

- Soto, A (2014). *Mejoramiento del suelo cohesivo por medio de la compactación dinámica*. (Tesis de maestría) Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Bogotá – Colombia
- Suarez, J. (2013). *Compactación Dinámica*. Colombia. Recuperado de <http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/35-compactacion-profunda.html>
- Suarez, J. (2013). *Ensayos in situ*. Colombia. Recuperado de <http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/75-exploracion-geotecnica.html>
- Varaksin, S., Hamidi, B., Huybrechts, N., Denies, N. (2016). *Ground Improvement vs pile foundations?* Bélgica. Recuperado de <https://www.tc211.be/ground-improvement-tc211/documents/>

ANEXOS

ANEXO N° 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA

ANEXO N° 2: EMS DEL PROYECTO

ANEXO N° 3: PLANOS DE TRABAJO

ANEXO N° 4: RESULTADOS ENSAYOS CPT

ANEXO N° 5: RESULTADOS PRUEBA DE VIBRACION

ANEXO N° 6: FACTORES PARA CALCULO DE ASENTAMIENTO (BRAJA DAS)

ANEXO N° 7: PRUEBA HDT (HEAVY DROP TEST)

ANEXO N° 8: CONTROL DE PRODUCCIÓN

ANEXO N° 9: CAPACIDAD DE CARGA COMPARADA

ANEXO N° 10:CAPACIDAD DE CARGA POR OTRO AUTORES

ANEXO N° 11: CALCULO DEL ANGULO DE FRICCION

ANEXO N° 12: CALCULO DEL ASENTAMIENTO

ANEXO N° 13: ENSAYO DE PLACA DE CARGA

