

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS:

**ANÁLISIS DE VIABILIDAD TÉCNICA Y
ECONÓMICA DE LA COMPACTACIÓN
DINÁMICA PARA LA MEJORA DE SUELOS EN
SAPALLANGA, 2022**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

Autor: Javier Kid, Bendezu Pomachahua

Asesor: Dr. Francisco Cyl, Godiño Poma

Línea de Investigación: Nuevas Tecnologías y Procesos

Huancayo – Perú

2023

Asesor:
Dr. Francisco Cyl, Godiño Poma

DEDICATORIA

El presente trabajo investigativo lo dedico principalmente a Dios, por ser el inspirador y darme fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de los anhelos más deseados.

A mis padres, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ellos eh logrado llegar hasta aquí y convertirme en lo que soy. Es un orgullo y privilegio ser su hijo, son los mejores padres.

A todas las personas que me apoyaron y han hecho que el trabajo se realice con éxito en especial a aquellos que me abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos.

Autor: Javier Kid, Bendezu Pomachahua

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por bendecirme la vida, por guiarme a lo largo de mi existencia, ser el apoyo y fortaleza en aquellos momentos de dificultad y de debilidad.

Gracias a mis padres: Javier Bendezu y Margarita Pomachahua, por ser los principales promotores de mis sueños, por confiar y creer en mis expectativas, por los consejos, valores y principios que me han inculcado.

Agradezco a mis docentes de la Escuela de Ingeniería de la Universidad Peruana Los Andes, por haber compartido sus conocimientos a lo largo de la preparación de mi profesión.

Autor: Javier Kid, Bendezu Pomachahua

CONSTANCIA 205

DE SIMILITUD DE TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN POR EL SOFTWARE DE PREVENCIÓN DE PLAGIO TURNITIN

La Dirección de Unidad de Investigación de la Facultad de Ingeniería, hace constar por la presente, que el informe final de la Tesis: "ANÁLISIS DE VIABILIDAD TÉCNICA Y ECONÓMICA DE LA COMPACTACIÓN DINÁMICA PARA LA MEJORA DE SUELOS EN SAPALLANGA, 2022"

Cuyo autor(es) : Javier Kid, Bendezu Pomachahua,

Facultad : Ingeniería.

Escuela Profesional : Ingeniería Civil.

Asesor (a) (es) : Dr. Francisco Cyl, Godiño Poma

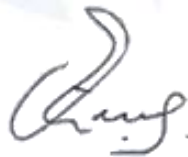
Que, fue presentado con fecha 12.07.2023 y después de realizado el análisis correspondiente en el software de prevención de plagio Turnitin con fecha 13.07.2023; con la siguiente configuración de software de prevención de plagio Turnitin:

- Excluye bibliografía.
- Excluye citas.
- Excluye cadenas menores de a 20 palabras.
- Otro criterio (especificar)

Dicho documento presenta un porcentaje de similitud de **28 %**. En tal sentido, de acuerdo a los criterios de porcentajes establecidos en el artículo N°11 del Reglamento de uso de software de prevención de plagio, el cual indica que no se debe superar el **30%**. Se declara, que el trabajo de investigación: si contiene un porcentaje aceptable de similitud. Observaciones: ninguna.

En señal de conformidad y verificación se firma y sella la presenta constancia.

Huancayo 14 de Julio del 2023



Dr. Santiago Zevallos Salinas
Director de la Unidad de Investigación

HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO

Dr. Ruben Dario Tapia Silguera

Decano

Jurado

Mg. Giancarlo Fernando Meza Terbullino

Jurado

Mg. Nataly Lucia Cordova Zorrilla

Jurado

Mg. Carlos Alberto Gonzales Rojas

Mg. Leonel Untiveros Peñaloza

Secretario

CONTENIDO

DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO	v
CONTENIDO	vii
Contenido de tablas.....	ix
Contenido de figuras/gráficos/ilustración	x
Resumen	xi
Abstract.....	xii
CAPÍTULO I.....	13
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	13
1.1. Descripción de la realidad problemática.....	13
1.2. Delimitación del problema.....	14
1.2.1. Delimitación temporal.....	14
1.2.2. Delimitación espacial.....	14
1.2.3. Delimitación conceptual.....	14
1.3. Formulación del problema	14
1.3.1. Problema General	14
1.3.2. Problema (s) Especifico (s)	14
1.4. Justificación	15
1.4.1. Practica.....	15
1.4.2. Metodológica.....	15
1.5. Objetivos	16
1.5.1. Objetivo General	16
1.5.2. Objetivo(s) Específico(s)	16
CAPÍTULO II.....	17
MARCO TEÓRICO	17
2.1. Antecedentes internacionales y nacionales.....	17
2.2. Bases Teóricas o Científicas	25
2.3. Marco Conceptual.....	61
2.3.1. Términos básicos:.....	61
CAPÍTULO III.....	64
HIPÓTESIS	64
3.1. Hipótesis General	64
3.2. Variables (definición conceptual y operacional).....	64
METODOLOGÍA	65

4.1. Método de Investigación	65
4.2. Tipo de Investigación	65
4.3. Nivel de Investigación	65
4.4. Diseño de la Investigación	65
4.5. Población y muestra	66
4.6. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos	66
4.7. Técnicas de procesamiento y análisis de datos	66
4.8. Aspectos éticos de la Investigación	67
CAPÍTULO V	68
RESULTADOS	68
5.1. Análisis de los estudios preliminares	68
5.1.1. Evaluación Preliminar del terreno a mejorar	68
5.1.2. Diseño del mejoramiento de suelos por compactación dinámica.....	84
5.2. Desarrollo del tratamiento de mejora de suelos	90
5.2.1. Descripción del procedimiento constructivo.....	90
5.3. Análisis de la factibilidad técnica y económica	97
5.3.1. Comparativo entre la evaluación preliminar y la verificación del tratamiento... 97	
5.3.2. Prueba de hundimiento.....	103
5.4. Comparativo entre el diseño realizado y la ejecución	104
5.5. Análisis de costo de la compactación dinámica	104
Conclusiones	109
Recomendaciones	111
Referencias Bibliográficas	112
ANEXOS	117
MATRIZ DE CONSISTENCIA	119
EVIDENCIAS DE ESTUDIO	120

Contenido de tablas

Tabla 1 Lineamientos de diseño	30
Tabla 2: Valores de n para diversos tipos de suelo.	32
Tabla 3 Energía Requerida de compactación	34
Tabla 4: Clasificación de los métodos de mejora, refuerzo y tratamiento de terrenos .	58
Tabla 5 Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno	60
Tabla 6. Detalle de corte de terreno y profundidades de mejora mínimas	73
Tabla 7. Factores de corrección SPT	76
Tabla 8. Detalle de golpes corregidos (N ₆₀) con su clasificación SUCS para perforaciones WB 1 hasta la WB 3	77
Tabla 9. Detalle de golpes corregidos (N ₆₀) con su clasificación SUCS para perforaciones WB 4 a la 6	78
Tabla 10. Cálculo de correlación entre los SPT y Conos de Peck.....	80
Tabla 11. Valores de n en función al tipo de suelo, permeabilidad y grado de saturación del mismo	85
Tabla 12. Energía aplicada (ton.m/m ³) según el tipo de suelo a compactar (FHWA, 1995).....	86
Tabla 13. Cálculo de Energía total aplicada (ton.m/m ²).....	89
Tabla 8. Distribución de CPTu ejecutados	92
Tabla 15. Resultados de la resistencia por punta corregida (qt) en la malla 5x5	93
Tabla 16. Resultados de la resistencia por punta corregida (qt) en la malla 6x6	94
Tabla 16. Resistencia por punta corregida (qt) en el CPTu 19 y CPTu 23	100
Tabla 12. Comparativo de variables obtenidas en el diseño y ejecución de la compactación dinámica	104

Contenido de figuras/gráficos/ilustración

<i>Figura 1 Compactación dinámica</i>	25
<i>Figura 2 Esquema de la ejecución de la compactación dinámica</i>	26
<i>Figura 3 Fases en la compactación dinámica.</i>	35
<i>Figura 4: Clasificación de las técnicas de mejora de terreno</i>	47
<i>Figura 5 Técnicas y métodos de mejoramiento de suelos</i>	49
<i>Gráfico 1: Curva de compactación</i>	44
Ilustración 1. Vistas panorámicas de los terrenos en Sapallanga	69
Ilustración 2. Esquematización de los campos explorados realizadas terreno de estudio	70
Ilustración 3. Esquematización de los campos explorados realizadas por el ejecutor ...	71
Ilustración 4. Diagnóstico potencial de colapso	73
Ilustración 5. Esquematización del terreno para los cortes	74
Ilustración 5. Identificación de estratigrafías en las cotas 38.0 – 36.5 y 34.5 msnm	75
Ilustración 7. Presiones del poro dinámico en CPTu 17, CPTu 19 y CPTu 21	79
Ilustración 8. Profundidad de mejora ante una masa W y una altura de caída H	85
Ilustración 9. Agrupación de huellas a espacios de 5m con medidas diagonales y laterales	87
Ilustración 10. Zona de Área de Prueba con malla de huellas de compactación de 5x5 y 6x6	90
Ilustración 11. Distribución de áreas para el proceso de compactación dinámica	91
Ilustración 12. Ubicación de CPTu en planta	92
Ilustración 13. Terraplén situado en la zona de prueba	95
Ilustración 14. Platos de asentamiento colocados en zona de prueba	95
Ilustración 15. Distribución en planta de los platos de asentamiento	96
Ilustración 16. Asentamientos calculados en la malla de 5x5	96
Ilustración 17. Asentamientos calculados en la malla de 6x6	97
Ilustración 18. Comparativo de resultados de resistencia por punta corregida (qt) entre los CPTu 01 al 03	98
Ilustración 19. Comparativo de resistencia por punta corregida (qt) CPTu 04 al 06.	99
Ilustración 20. Resistencia por punta corregida (qt) entre los CPTu 19 y 23	101
Ilustración 21. Resultados de resistencia por punta corregida (qt) entre los CPTu 17 al 30 posterior a la compactación dinámica	102

Resumen

El propósito de este estudio fue evaluar el efecto de la compactación dinámica y las inclusiones duras en la mejora técnica y económica del suelo. Estas técnicas han mejorado significativamente las propiedades geotécnicas de los suelos en su estado natural, como la capacidad portante, la reducción de los niveles de hundimiento y la evitación de fenómenos de licuefacción. La compactación dinámica (D.C.) es una técnica desarrollada en Europa y utilizada con buenos resultados en América del Sur. Propiedades Mecánica de Suelos.

Detallaremos un caso práctico del C.D. Cómo se lleva a cabo el proceso de mejoramiento de suelos en el Perú. Las propiedades antes y después del análisis mediante ensayos de campo y laboratorio, avalados por la especificación técnica vigente (N.T.E. 050), estos suelos son finos y colapsables, con una capacidad portante inicial de 0,80 Kg/cm², con esta tecnología evaluamos cómo mejoro el valor anterior y redujo significativamente la sedimentación.

A partir de las inclusiones rígidas se estableció un modelo teórico para evaluar las propiedades del suelo en situaciones reales.

En base a los resultados obtenidos en ambos casos, se procedió a evaluar y comparar técnicamente, teniendo en cuenta tiempo y costo, para obtener conclusiones y recomendaciones para la aprobación de los objetivos de este trabajo.

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

Abstract

The purpose of this study was to evaluate the effect of dynamic compaction and hard inclusions on technical and economic soil improvement. These techniques have significantly improved the geotechnical properties of soils in their natural state, such as bearing capacity, reducing subsidence levels and avoiding liquefaction phenomena. Dynamic compaction (D.C.) is a technique developed in Europe and used with good results in South America. Soil Mechanical Properties.

We will detail a practical case of the C.D. How the soil improvement process is carried out in Peru. The properties before and after analysis through field and laboratory tests, supported by the current technical specification (N.T.E. 050), these soils are fine and collapsible, with an initial bearing capacity of 0.80 Kg/cm², with this technology we evaluate how improved the previous value and significantly reduced sedimentation.

From the rigid inclusions, a theoretical model was developed to evaluate soil properties in real situations.

Based on the results obtained in both cases, a technical evaluation and comparison was carried out, taking into account time and cost, for conclusions and recommendations for the approval of the objectives of this work.

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

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción de la realidad problemática

Al desarrollar un proyecto de construcción, es importante tener una comprensión clara de la condición de la cimentación, especialmente sus estratos, propiedades, y determinar si es apropiado o necesita mejoras, con base en las pruebas de campo realizadas. El maquinado anteriormente se realizaba de manera empírica, pero ahora se basa en estudios científicamente sustentados a través de la experimentación, por lo que surge la interrogante de qué tipo de método y equipo se debe utilizar para obtener las propiedades mecánicas requeridas por el diseño. Al usar el método de mejora apropiado, es aumentar su compacidad y reducir la sensibilidad a los cambios de volumen, crear un cambio en su estructura original y modificar la posición o gusto. Para la investigación, se construirá un diseño industrial basado en la tierra, considerado un lugar, con la siguiente capa que incluye capas entre resistencia baja y media (arena delgada y moco y contenido de arcilla), grosor antes de compacto (mula arcilla) a una profundidad de 2.70 a 6.60 m, no estará bajo esta profundidad para encontrar material de grano, de espesor a grueso a grueso (arena delgada con contenido de grava cambiante) y registrado desde arena de grava compacta moderada, de modo que la arena sea compacta.

Con base en la información obtenida de las pruebas de campo, se encontró que las capas que componen la capa superior son propensas al colapso (arcilla) y tienen baja resistencia (arena). Como medida alternativa de mejora del suelo con pilotes de grava u otros métodos similares, incluidos cimientos profundos como pilotes, para garantizar una presión aceptable del suelo de al menos 2 kg/cm² con un asentamiento permisible de 2,5 cm.

1.2. Delimitación del problema

1.2.1. Delimitación temporal

El proyecto se realizará durante los meses de agosto a diciembre del 2022.

1.2.2. Delimitación espacial

Dado que se tiene proyección de crecimiento poblacional en el distrito de Sapallanga, se determinó por los terrenos que se proyectan a ser pobladas.

1.2.3. Delimitación conceptual

Este estudio se basó en las diferentes teorías y conceptos para poder delimitar los factores asociados a la viabilidad técnica y económica en la compactación dinámica para la mejora de suelos. Sin lugar a duda es determinante conocer ampliamente sobre la compactación dinámica y así poder definir lo más adecuado.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema General

¿Cuáles son los factores en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la Compactación Dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022?

1.3.2. Problema (s) Especifico (s)

– ¿Cómo se mejora en el factor *peso de la masa* en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022?

- ¿Cómo se mejora en el factor *energía aplicada* en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022?
- ¿Cómo se mejora en el factor *longitud de la inclusión rígida* en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022?
- ¿Cómo se mejora en el factor *capa de transferencia de carga* en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022?
- ¿Cómo se mejora en el factor *costos por m²* en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022?

1.4. Justificación

1.4.1. Practica

El análisis del comportamiento del suelo bajo alternativas incluye el uso de una bibliografía actualizada y práctica en software especializado para comprender e interpretar el comportamiento del suelo bajo la influencia de los métodos de recuperación. Además de la capacidad de comparar experiencia con otros a nivel internacional, porque este tipo de trabajo se realiza solo en nuestras condiciones. Para ello, se considerará un caso concreto de proyecto industrial.

1.4.2. Metodológica

El estudio del método de mejora de la compactación dinámica es de gran importancia, debido a que este es un tema nuevo en nuestro país, no hay muchas referencias a proyectos realizados hasta el momento, la teoría se basa principalmente en criterios experimentales, convenientes para una implementación detallada. análisis. Cómo estos métodos mejoran las propiedades mecánicas y físicas de los suelos finos y, a su vez, cómo se pueden mejorar los procesos para guiar futuros proyectos locales de recuperación de tierras En términos generales.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Determinar los factores al análisis de viabilidad técnica y económica en la Compactación Dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022.

1.5.2. Objetivo(s) Específico(s)

- Describir la mejora en el factor *peso de la masa* en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022.
- Describir la mejora en el factor *energía aplicada* en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022.
- Describir la mejora en el factor *longitud de la inclusión rígida* en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022.
- Describir la mejora en el factor *capa de transferencia de carga* en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022.
- Describir la mejora en el factor *costos por m²* en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes internacionales y nacionales

Antecedentes internacionales:

(Acevedo Meza, 2017) se propuso desarrollar su trabajo investigación bajo el título de *“Análisis comparativo de la viabilidad técnica y económica de las técnicas de remediación de suelos contaminados por hidrocarburos caso específico de una estación de servicio combustible”*, se centró la problemática en los suelos que se encuentran contaminados por hidrocarburos, mediante la evaluación de la viabilidad de las técnicas de descontaminación en un área de la ciudad de Cartagena. Para el desarrollo de este trabajo se trató de un estudio de investigación del tipo descriptivo y cuantitativo, documental, diseñada para la evaluación y comparación de la viabilidad técnica y económica de técnicas de remediación para suelos contaminados por hidrocarburos; por cuanto la población y muestra estuvo dada por la recopilación de información bibliográfica sobre las diferentes metodologías y guías utilizadas para el proceso de remediación incluyendo figuras y tablas de análisis, además de las formas de evaluación de las condiciones del suelo. Se tuvo en cuenta las características del suelo y posteriormente se realizó un análisis comparativo de las técnicas de remediación más adecuadas, que cumplieran con los objetivos.

Los datos analizados se llegó a concluir que las técnicas de remediación o mejora de suelos, la más apropiada fue la de volatilización in situ o extracción de vapores, ya que produce un menor impacto ambiental, cuidando la salud de la comunidad, y aumentar mejor rentabilidad económica con un gasto mínimo.

(López Martínez, 2017) desarrollo su trabajo de investigación denominado “*Mejoramiento de las propiedades físico mecánicas de los suelos arenosos del sector de Pomasqui para cimentaciones superficiales y contrapisos, mediante el uso de cemento tipo MH*”, por lo que esta investigación tuvo como objetivo el de analizar la posibilidad de usar el mismo suelo del lugar para realizar el mejoramiento, mezclándolo con cemento del tipo MH 1 y ubicándolas en capas adecuadamente compactadas, con la noción de que esta metodología ahorraría gastos de desalojo y de compra de suelo calificado. Por tanto, este trabajo de investigación empleó metodologías que poseían caracteres más cualitativos, donde los autores señalan la probabilidad de colapso del suelo de acuerdo con ciertos rangos y valores establecidos a partir de las características físicas del suelo. Mencionando algunos criterios proporcionados por distintos autores. Es muy importante recalcar que en este análisis económico no se tuvo en cuenta las necesidades específicas ni la complejidad de un proyecto en particular y se realiza utilizando cotizaciones reales con profesionales de la construcción tampoco el costo que no se tomó en cuenta en materiales, distancia y precios en la región de Pomasqui. Por lo tanto, los resultados obtenidos llevaron a concluir que la utilización del cemento tipo MH con un 3% al peso seco fue adecuado y conveniente para el mejoramiento de las propiedades físico mecánicas del suelo en estudio, visto desde lo técnico como económico, dado que empleo del cemento reemplazó al material de subbase (lastre) que posee un alto valor de CBR que supera al valor mínimo de una subbase clase 3 y a que las propiedades del suelo cemento no se ven perjudicadas en presencia de agua; adicionalmente que la relación del 3% al peso seco de cemento pudo ser llevada a campo como un saco de cemento 50kg por cada metro cúbico de suelo.

(Bautista Prada & Mayorga Murillo, 2018) presentó su trabajo con el título de “*Análisis del mejoramiento de suelos empleando el método de columnas de grava*”, se centró como objetivo central y principal el de analizar la efectividad de mejora en asentamiento por la aplicación del método de mejoramiento de suelo mediante

columnas de grava en un MODELO A ESCALA y la modelación empleando software phase 2. Para ello este trabajo de investigación ha sido diseñado desde un modelo experimental con el fin de reproducir un suelo en estructuras de forma normal saturadas formado por dos estratos como la de arcilla y arena, de tal forma que se pueda reproducir las condiciones ideales para emplearse el método de mejoramiento de suelos por medio de columnas de grava. Para analizar cómo el tiempo de asentamiento y consolidación del suelo se ve afectado por la presencia de columnas de grava, se realizaron respectivamente dos combinaciones simultáneas de estratigrafía no mejorada y recuperación con columnas de grava, sometidas a cargas axiales de igual resistencia; y finalmente, se modela la cascada en software para comparar los resultados experimentales con los obtenidos por simulación. Se encontró como resultados que los asentamientos del suelo mejorado con columnas de grava fueron un 25% menores a los producidos por la misma carga en el suelo sin mejorar, por lo tanto, concluyó que se demostró que la aplicación del método de columnas de grava mejora los asentamientos de un suelo blanco saturado con respecto a los resultados diferentes obtenidos por la modelación mostradas en el software con variaciones moderadas.

(Jones Acuña, 2018) quien presentó su trabajo de investigación con el título “*Estudio de alternativas de mejoramiento de suelos en sector sur del puerto de San Antonio*”, se planteó desarrollar como objetivo principal el de realizar un estudio de los métodos de mejoramiento de suelos que serían adecuados para lograr la densificación del suelo presente en el sector sur del Puerto de San Antonio. Desde el punto de vista geológico, el suelo que existe en esta zona es un suelo de formación reciente, debido a la acumulación de sedimentos del río Maipo, dando como resultado una compactación media a baja de la arena. Además, los estudios geotécnicos de este material son raros, por lo que es necesario un examen sustantivo del tamaño de grano, el índice de propiedad y los parámetros de resistencia del suelo, además de información adicional de la extracción de muestras de la industria y actividades posteriores. pruebas de laboratorio para esta investigación en particular por consiguiente siendo esta experimental. Los resultados que se obtuvieron indicaron que existen muchas zonas altamente licuables que requieren tratamiento.

Aun así, los valores que se han obtenido en el presente estudio no son concluyentes, ya que hay divergencia entre algunos resultados; por cuanto se refiere al potencial de licuación y al mejoramiento de suelos se debió elegir aquellos suelos adecuados para el tipo de estudiado, los que es en este caso correspondiente a compactación dinámica y vibro flotación; al no poder realizar pruebas en terreno de estos métodos de mejoramiento, se optó por una modelación numérica de ellos quedando en confirmar el comportamiento del suelo mejorado mediante la aplicación de cargas estáticas en superficie.

(Parra Gomez, 2018) desarrollo su trabajo de investigación al que título “*Estabilización de un suelo con cal y ceniza volante*”, centrándose en el objetivo central y principal el determinar la mejora del suelo por comparación, se puede concluir que la cal le otorga mejor resistencia al caolín a los esfuerzos máximos y a la deformación, mientras que la ceniza no da una mejora significativa al suelo, dado que en lo general presentó mejor comportamiento de tracción sin superar los resultados de la cal. Asimismo, se requiere una estabilización rápida del suelo, los datos obtenidos describen a la cal como una mejor opción para mejorar el suelo. Este estudio estuvo dado de lo experimental, por lo que este trabajo se evaluó en un laboratorio, tal es así que la resistencia mecánica bajo cargas monotónicas a tracción y a compresión de varios cuerpos de prueba de Caolín, mediante adiciones de cal y ceniza volante al 2%, 4%, 6% y 8%. En lo que refirió a los resultados se tiene que se afirmó que estos dos materiales poseen un comportamiento variable a tracción, lo que, en un nivel real, indicó que los materiales buscan cierta tendencia al equilibrio (como se observa en el 8%) al aplicarse distintas cargas; por lo que llegó a concluir que la técnica utilizada para la recuperación de suelos en la presente investigación es viable desde el punto de vista técnico debido a que a través de ensayos de compresión y tracción se determinan los criterios de módulo elástico (rigidez), deformación máxima y esfuerzo máximo capacidad máxima demostrada satisfactoriamente mejorado in situ, proporcionando una buena tolerancia pero con un “plus” económico adicional, ya que se reducen gastos por concepto de transporte de materiales de un determinado tamaño de partícula para la recuperación de suelos.

Antecedentes Nacionales

(Espinoza Rodríguez & Torres Delgado, 2019), presento su trabajo de investigación con el título de “*Evaluación técnica y económica para el mejoramiento de suelos finos con fines de cimentación, por medio de compactación dinámica e inclusiones rígidas*”, en el, se propuso como finalidad el de evaluar de forma técnica y económica los mejoramientos de suelos finos a través de los métodos de compactación dinámica e inclusiones rígidas. Estas técnicas acrecientan de forma significativa las propiedades geotécnicas de los suelos en su estado natural, como es su capacidad portante, disminuir su nivel de asentamiento y el de impedir el fenómeno de licuación. Por lo que el tipo de esta investigación fue descriptiva correlacional con un nivel inductivo. Para el óptimo desarrollo de empleó una población y muestras de pruebas de ensayos, por lo que las muestras y trabajos de campo fueron obtenidas dentro del área correspondiente al Sub Lote 5, terreno rustico denominado San Javier Alto. Referencia kilómetro 62 de la carretera Panamericana Sur. Se analizaron las características antes durante y después, por medio de ensayos de campo y de laboratorio, bajo el soporte de la normativa técnica vigente (N.T.E. 050), estos suelos al poseer características finas y colapsables mostraron una capacidad portante inicial de 0.80 Kg/cm^2 , con esta técnica se evaluó y se logró mejorar dicho valor, disminuir el asentamiento de manera significativa; gracias a estos resultados pudo concluir el autor que las fórmulas técnicas aplicas mejoran los suelos incrementando sus características de forma muy relevantes como las geotécnicas, corroborándose así el objetivo de esta investigación.

(Rios Hidalgo & Rojas Vizarras, 2020) quienes desarrollaron su trabajo de investigación bajo el título de “*Mejoramiento de suelo en zona susceptible a licuación utilizando inclusiones, intercambio vial Aeropuerto Chincheros – Cusco*”, se propusieron analizar el efecto de licuación y los asentamientos sometidos en esta zona con formulación analítica y una modelización de elementos finitos con la finalidad de plantear un mejoramiento del terreno de suelo licuable empleándose inclusiones que disminuyen los niveles de esfuerzo en el suelo adyacente y que brinden un efecto de limitante a la deformación, para llevar a cabo la construcción del intercambio Aeropuerto en Cusco.

Para el desarrollo de este trabajo fue necesario realizar una investigación del tipo aplicada no experimental, mediante la recopilación y estudio de la metodología de diseño y teorías propuestas por diversos autores, se emplearon estos como solución para la disminución de riesgo de licuación y así cumplir las especificaciones que el proyecto necesita. Así mismo, cuenta con enfoque tipo cuantitativo, ya que fue mediante esta se recopiló datos, metodologías analíticas y numéricas logrando la identificación de zonas susceptibles en la muestra. La presente investigación tuvo un alcance descriptivo. Para poder mencionar un análisis de las dos técnicas de mejoramiento de suelos tipo inclusiones describiendo todos los procedimientos que conlleva cada una de ellas, además de describir las técnicas de mejoramientos de suelos más usadas. Con respecto a la población esta fue dada por el proyecto construcción, mejoramiento y rehabilitación de la Carretera Cusco Chincheros - Urubamba en el tramo 1 km. 14+229.5 al 21+730 se describirán los sectores inestables y como referencia general se presentaron ciertos alcances geotécnicos de la región; tomándose como muestra un sector inestable compuesto por suelo blando ubicada en el km 17+200, donde se realizaron estudios geotécnicos con fines de diseño de cimentación. Por lo que con los resultados llegaron a concluir que la mejor solución para el caso de minimizar los efectos de licuación, según lo investigado, se tuvo a la Columna de Grava por el drenaje y densificación que otorga al suelo; sumándose a ello que se pudo corroborar que al aplicarse este tipo de drenaje se incrementa la capacidad portante del suelo, disminuyendo en gran medida los asentamientos y elevando la rigidez del suelo.

(Veiga Manrique, 2020) presentó su trabajo de investigación bajo el título de *“Análisis de la factibilidad técnica y económica de la compactación dinámica para mejoramiento de suelos”*, priorizando en esta tesis el de demostrar la factibilidad técnica y económica de la aplicación del mejoramiento de suelos por compactación dinámica en un terreno de $100'052.37 \text{ m}^2$ de superficie ubicado en Chilca – Cañete – Lima, el objetivo central de esta investigación está en el mejoramiento de suelos es decir lograr una mejora en la presión admisible a 2.0 kg/cm^2 y que el asentamiento diferencial tolerable no supere 2.5 cm en una estratigrafía compuesta en predominancia por arena mal graduada con presencia de limo y arcilla en contenidos variables y cuya densidad y tamaño de la partícula van en aumento conforme a su profundidad.

Para el desarrollo de este trabajo se elaboró un diseño de la técnica de compactación dinámica desde el método que fue propuesto por la Federal Highway Administration (FHWA) en su manual Dynamic Compaction, se confrontaron las variables obtenidas con los valores de masa, altura de caída, cantidad de impactos y distanciamiento entre huellas empleados en el campo en trascurso del proceso en ejecución. Asimismo, se estimó un costo por m^2 de la aplicación de la compactación dinámica según el caso en estudio y los factores in situ del proyecto específico. Llegó a concluir tras comparar los valores de resistencia por la punta corregida (q_t) de los ensayos de penetración con piezocono (CPTu) iniciales y posteriores al mejoramiento por compactación dinámica confirmándose el incremento de la resistencia y el cumplimiento de los objetivos técnicos esperados.

(Diaz Bravo, 2021) desarrolló su trabajo de investigación con el título *“Conceptualización de la metodología para el uso del relleno fluido suelo cemento en el mejoramiento de suelos de baja capacidad portante en edificaciones 2020”*, decidió como finalidad de su investigación el de generar reflexión y debate sobre del empleo de este material de relleno fluido como alternativa frente al relleno compactado tradicional. La vigente Norma E.050 relleno compactado de suelos y cimentaciones limita el uso del mejoramiento de suelos de baja capacidad portante; por otro lado, esta técnica es muy compleja en sí misma, ya que requiere del uso de múltiples equipos mecánicos y procedimientos repetitivos que muchas veces son alterados por factores climáticos establecidos inicialmente. El estudio en esta investigación se desarrolló en base a una teoría fundamentada, que permite establecer la viabilidad de RFSC como material de mejora en suelos de baja capacidad portante en edificaciones es por ello que el método usado corresponde a la revisión de registros, ya que se ha examinó y extrajo información de documentos vinculados al tema investigado. La población de la investigación corresponda a todas las obras de carácter público o privado que requieren el mejoramiento del suelo sustentante y en los cuales es factible el uso del RFSC como alternativa de mejora frente al relleno compactado tradicional; en cuanto a la muestra corresponde al análisis de la cimentación en la obra mejoramiento en la prestación de los servicios administrativos en la Universidad Nacional Agraria de la Selva de Tingo María, distrito de Rupa-Rupa, provincia de Leoncio Prado, Región Huánuco.

Por los resultados que se obtuvo, desde el punto de vista técnico y normativo, se concluyó que el RFSC es un material que pudo ser utilizado en el mejoramiento de los suelos de baja capacidad portante; ya que la variación en la respuesta de los suelos para un mismo escenario, usando relleno compactado, no resulta ser muy significativo; por lo que ambas propuestas son viables para ser aplicados en los proyectos afines al tema investigado.

(Junes Del Pozo, 2021) quien presentó su trabajo de investigación bajo el título de “*Aplicación del caucho granulado reciclado para el mejoramiento de la subrasante en la Avenida el Sol, San Joaquín, Ica 2021*”, se desarrolló esta investigación motivada a que actualmente existe una enorme cantidad de desperdicios de neumáticos lo que provoca un efecto negativo en el medio ambiente; lo que se busca es el de implementar el caucho en proyectos de construcción civil para motivar al reciclaje de este material. En esta investigación se puso como objetivo el de determinar cómo influye la aplicación del caucho granulado reciclado en el mejoramiento de la subrasante en la Avenida El sol, San Joaquín, Ica 2021. Para el desarrollo de este estudio se empleó el del tipo de investigación aplicada, con un nivel de investigación explicativo y de un diseño de investigación experimental. Como población en esta investigación se empleó la de las obras del AA.HH. Keiko Sofía y como muestra optó por la de la Av. El Sol, que tiene una longitud de 505.50 metros. En la técnica de recopilación de datos se empleó el análisis documental; y para los instrumentos de recopilación de datos se utilizó los ensayos de laboratorio, además de fichas, formatos basados en las normas vigentes. Los resultados obtenidos determinan que, a mayor cantidad de porcentaje de caucho granulado empleado en la subrasante, hay una disminución en el valor de la densidad máxima seca entre tanto que el óptimo contenido de humedad el valor se incrementa. A mayor porcentaje de caucho granulado empleado en la mezcla con la subrasante el valor de CBR se disminuye esta. Asimismo, quedó que ninguno de los porcentajes previstos es favorable para el mejoramiento de la subrasante. Se llegó a la conclusión en esta investigación que la aplicación del caucho granulado en la subrasante de la Av. El Sol, que en vez de mejorar las condiciones del suelo tuvo un efecto contrario; ampliándose de esta forma a incentivar más estudios con referente a la mejora de condiciones del suelo.

2.2. Bases Teóricas o Científicas

Compactación Dinámica

Las técnicas de mejoramiento de suelos se adoptan constantemente en EE. UU. y Europa y, con el tiempo, los experimentos las han vuelto más eficientes y menos costosas (principalmente desarrollos tecnológicos). La compresión dinámica es una técnica rentable en comparación con otras que realizan el mismo uso previsto, pero tiene limitaciones en cuanto al campo de impacto, que para la presente investigación solo interfiere con terrenos industriales. En Perú, en los últimos años, se han puesto en marcha los equipos que se utilizan para realizar estos trabajos de recuperación de terrenos, lo que significa que ya están disponibles comercialmente, brindando alternativas de solución. En cuanto a la inclusión dura, se trata de una técnica con un mayor ámbito de actuación, desarrollada en nuestro país en diversos proyectos, tanto en el ámbito de la construcción industrial, de servicios como civil. La elección entre ellas proviene de la experiencia adquirida en nuestro país con otras técnicas, cuya implementación y costo de información, así como la experiencia adquirida en el ámbito internacional, es base de esta investigación. (Espinoza Rodríguez & Torres Delgado, 2019)

La compactación dinámica (“dynamic compaction”, DC) es una técnica que mejora la capacidad portante de un piso al dejar caer una masa desde una cierta altura. El nombre compactación dinámica no refleja con precisión el proceso real de carga y transferencia de energía, razón por la cual también se le conoce comúnmente como compactación dinámica profunda. Uno de los mitos de la compactación dinámica es tratar la superficie del subsuelo debido a las cargas aplicadas sobre la superficie. Sin embargo, a diferencia de la compactación superficial, es un proceso de solidificación que alcanza profundidades de 10 a 12 m. Luego del impacto se crean cráteres de hasta dos metros o más de profundidad, los cuales deben ser rellenados y compactados. La profundidad densa es el resultado de la transmisión de energía de las olas a través del suelo. El tratamiento se aplica a naves industriales, puertos y aeropuertos, terraplenes de carreteras y ferrocarriles, etc. Además, es apta para trabajos de gran envergadura, con una producción superior a los 10.000 m² mensuales. (Yepes Piqueras, 2014)

El principio de acumulación de masa en la superficie del suelo para mejorar la profundidad se ha utilizado durante mucho tiempo. (Menard & Broise, 1976) mencionan dibujos muy antiguos que muestran que esta técnica se ha utilizado en China durante siglos. Los romanos también lo utilizaron en sus construcciones hace muchas centurias. Una vieja pistola de compresión ha estado en uso en los Estados Unidos desde 1871 (Lundwall, 1968). En la antigua Unión Soviética también se redujo el loess con buenos resultados, aunque con un peso y una altura de caída muy inferiores a los actuales (Faraco, 1980). Durante la década de 1940, este proceso de construcción se utilizó en la construcción de un aeropuerto en China y una zona portuaria en Dublín. Sin embargo, la técnica actual puede remontarse a 1970, cuando Louis Ménard patentó el método en Francia, sin duda se vio favorecido por la aparición de las gigantescas grúas sobre orugas. En Reino Unido y Estados Unidos se empezó a utilizar en 1973 y 1975, respectivamente.

Figura 1
Compactación dinámica



FUENTE: (Civil Digital, Generate Press, 2016)

Hoy en día es común usar bolas de 1 a 30 toneladas, con una altura de caída de 10 a 30 m, a veces más. Los pesos están hechos de acero para soportar fuerzas dinámicas repetidas. Por lo general, las grúas se utilizan para dejar caer pesos, aunque también hay equipos especiales disponibles. Las grúas deben mantenerse en buenas condiciones ya que no están diseñadas para cargas dinámicas repetitivas. (Yepes Piqueras, 2014)

Este tipo de tratamiento depende de las características del suelo y de la energía utilizada. En principio, se puede utilizar en suelos granulados, saturados o no

saturados. Asimismo, da buenos resultados en empastes artificiales heterogéneos, que difícilmente pueden mejorarse con otros procedimientos. La mejora resultó en una mayor capacidad de carga y una reducción en el número de asientos, incluido el diferencial. Este es un método muy adecuado y se utiliza para evitar la licuefacción del suelo. El compresor dinámico permite incluso cimentar con los convencionales, ya que proporciona una capacidad portante de hasta 100–150 kPa al suelo. Además, es una solución económica frente a la excavación y remoción de suelo, precarga o inyección. El costo es solo aproximadamente 2/3 en comparación con la columna de grava, ahorrando hasta un 50% en comparación con la compactación profunda. Se puede lograr una productividad de 300 a 600 m²/día. (García Valcarce, 2003).

La compactación dinámica se usa para solidificar suelos sueltos, saturados y sueltos, reduciendo la licuefacción del suelo. En este sentido, la solidificación es similar a la compresión vibratoria. Es una de las mejores alternativas para espesar rellenos no homogéneos y roca triturada, lo que puede causar problemas para otras técnicas como columnas de grava o materiales duros mezclados. También se puede usar para suelos bien cohesivos, sin embargo, el éxito en este caso es cuestionable y requiere atención a la creación y disipación de la presión de los poros. Esta técnica se utiliza a veces con columnas de grava para facilitar la disipación de la presión intersticial (Bayuk & Walker, 1994).

Figura 2
Esquema de la ejecución de la compactación dinámica



FUENTE: (Yepes Piqueras, 2014) Cortesía de Menard.

Objetivo de su aplicación

El objetivo de la compactación es mejorar las propiedades de ingeniería de la masa de suelo, con el objetivo de obtener un suelo tan estructurado que posea y retiene comportamiento mecánico durante la vida útil de la estructura. El objetivo de esto es lograr una densidad específica para una relación de agua óptima, con el fin de garantizar las propiedades mecánicas necesarias del suelo. (Arcos Gabriel, 2017). En otras palabras, la compactación es la mejora de las propiedades geotécnicas del suelo, de tal forma que presente un comportamiento mecánico adecuado. (Montenegro Gambini, 2011)

En resumen, el objetivo de la compactación es mejorar las propiedades de ingeniería de la masa de suelo, obtener el suelo de forma estructurada que posee y mantener una propiedad mecánica apropiada gracias a través de toda la vida útil de la obra. (Club Ensayos, 2013)

Consideraciones en el procedimiento

Para realizar la compactación dinámica completa se considerarán los siguientes aspectos (Espinoza Rodríguez & Torres Delgado, 2019):

1. Evaluación del tipo de suelo a compactar (características geotécnicas o parámetros), así como de las características del entorno, con el fin de evaluar el impacto del proceso de compactación.
2. De ser necesario, tomar como referencia un área de prueba, para desarrollar la técnica de compactación dinámica (DC), evaluar los resultados obtenidos de pruebas como CPT, SPT, Preload Test, Wash drill, etc. con los resultados esperados del proyecto.
3. acuerdo al requerimiento de recuperación de terreno a cierta profundidad, es necesario calcular o estimar la altura de caída de masa (H), peso de masa (w), energía activa (EA), entre otros parámetros como tabla 1 para mejorar la capacidad de carga del suelo.
4. Se mejorará la preparación del sitio. (limpieza, nivelación, etc.).
5. Determinar el número de fases, el número de golpes y determinar la cuadrícula para la caída de la masa o la posición de los rieles.

6. Efectuar la nivelación y compactación continua final (Ironing).

Es recomendable solicitar al titular del proyecto que presente su estudio de suelo del terreno a desarrollar, cuyos resultados serán corroborados por expertos en compactación dinámica, para una visión más asertiva de cómo se implementará el CD, estimación de recursos humanos, equipamiento – máquinas y tiempo necesario para realizar el trabajo. Los pasos mencionados anteriormente son una referencia para realizar la compactación dinámica, confirmando que en el sitio es posible realizar algunos ajustes o trabajos preliminares necesarios para implementar completamente la recuperación del terreno, esto queda a discreción de la Autoridad de Gestión del Proyecto u obra. Puede haber terrenos irregulares, con diferencias en la elevación, en estas condiciones no podrá realizar la compactación dinámica, ya que las máquinas como grúas, excavadoras y otras, no podrán moverse, pero primero deben realizar la nivelación. (Espinoza Rodríguez & Torres Delgado, 2019)

De lo mencionado anteriormente se ve que la compresión puede ser un proceso polivalente; Además, está claro que estos objetivos pueden ser contradictorios en muchos aspectos específicos, en el sentido de que las acciones realizadas para lograr un objetivo pueden perjudicar al otro. Por ejemplo, en general, puede ser cierto que una compactación muy fuerte produce un material más rígido, pero ciertamente es muy susceptible al agrietamiento o poco estable cuando se impregna con agua. Teniendo en cuenta que los suelos compactados requieren una larga vida útil, esencialmente manteniendo sus propiedades, es comprensible que algunos de los objetivos anteriores puedan incluso contradecirse entre sí. Por ejemplo, un suelo finamente compactado puede deformarse pobremente, pero si absorbe agua, su deformabilidad puede volverse severa, por lo que los esfuerzos de compactación pueden ser muy contraproducentes, resultando en un suelo aún intacto que se deforma más fácilmente que en su estado natural. Cuando el suelo se compacta con tanta fuerza que tiene propiedades indeseables, se dice que el suelo se ha compactado. Alisar el suelo es costoso y el dinero y el esfuerzo involucrados en la compactación son uno de los pecados más comunes, pero no el único, de la compactación. En resumen, cabe concluir que no existe una relación fija entre la compactación del suelo y los resultados obtenidos, lo que dependerá en gran medida de las circunstancias futuras en las que se vayan a realizar los trabajos y de

la consideración de los resultados obtenidos en estos casos a la hora de planificar. proceso de descompresión. (Rico Rodríguez & Del Castillo Mejía, 1992).

Tabla 1
Lineamientos de diseño

Parámetros que deben determinarse.	Procesos de evaluación
1.- Seleccionar peso de masa y altura de caída para profundidad a rehabilitar. $D = n(WH)0.5$ (1)	Determinar mediante perforación exploratoria el espesor a reforzar para cumplir con los requisitos de diseño. Como guía para seleccionar el peso de la masa y la altura de caída del equipo utilizado
2.- Determinar la energía utilizada para lograr la profundidad a mejorar.	Para seleccionar la unidad de cantidad de energía (por m ³) dependiendo del tipo de suelo. Por lo que se multiplica la unidad de energía por el espesor del sedimento, para obtener la energía promedio que actúa sobre la superficie del suelo.
3.- Definición del área a densificar.	Para nivelar los sitios, use el espaciado de cuadrícula en toda el área más una distancia adicional es igual a la profundidad mejorada. B. Para estabilizar la pendiente, es posible que se necesiten mejoras en un área más grande. C. En áreas de carga concentrada, aplique energía adicional si es necesario.
4.- Espaciamiento de la retícula y número de golpes. $AE = N(W)(H)(P)$ / (espaciamiento de la cuadrícula) 2. Donde: N=número de golpes. P = número de fases. W = peso de la masa. H = altura de caída.	El espacio entre celdas o cuadrículas puede ser de 1,5 a 2,5 veces el ancho o el diámetro del volumen. B. Use la W y la H del paso 1 y la energía aplicada del paso 2 en la ecuación 2. C. Calcule el producto de N y P en la Ecuación 2. Por lo general, se dan entre 7 y 15 resultados en cada punto de la cuadrícula. Si los cálculos indican más de 15 o menos de 7 aciertos, ajuste el espaciado de la cuadrícula.
5.- Fases múltiples. Predecir la profundidad del cráter o el bufamiento (espesor) antes de la compactación dinámica es difícil. En el caso de etapas múltiples, el contrato debe indicar lugares con sedimentos muy blandos, como vertederos, o de hecho depósitos aluviales saturados.	A profundidad del cráter debe limitarse a la altura del bloque más 0,3 m. B. La aplicación eléctrica debe detenerse si se produce una expansión en el suelo. C. Si las etapas A y B ocurren antes del número requerido de carreras, se deben usar múltiples etapas para: * Permitir la nivelación si ocurre la etapa A * Permitir que la presión intersticial se disipe si ocurre la fase A Ocurre el segmento B.
6.- Estabilización de la capa superficial. A. No necesario para la Zona I de suelos. Puede ser requerido para la Zona 2 en suelos casi saturados. Generalmente requerido 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.

FUENTE: (Espinoza Rodríguez & Torres Delgado, 2019)– “Geotechnical Engineering Circular N°1”, pOr FHWA (1995, p28)

Características principales:

- Se puede aplicar en una amplia gama de suelos con un contenido de grano fino de hasta el 35%, a profundidades significativas de hasta 10 m.
- Producción extremadamente rápida (más de 50.000 m² / grúa / turno / mes).
- Adecuada buena respuesta a grandes proyectos a escala.

- Aumentar la capacidad de carga, reducir el asentamiento posterior a la construcción y eliminar el riesgo de licuefacción del suelo durante la actividad sísmica.
- Con un enfoque global, el CD se puede realizar antes del diseño de la cimentación.
- Es una técnica extremadamente duradera: sin residuos, sin áridos, sin cemento

La técnica de compactación dinámica (DC) es adecuado para una gran cantidad de aplicaciones y proyectos de diferentes tamaños, hasta varios millones de metros cuadrados, que incluyen obras industriales, instalaciones de petróleo y gas, infraestructura de construcción mecánica, plataformas e instalaciones logísticas, comerciales y residenciales. edificios, embalses, islas artificiales, terraplenes de carreteras y vías férreas, terraplenes.

La ingeniería de compactación dinámica (DC) se ha implementado como una valiosa alternativa de ingeniería a las cimentaciones profundas o en sustitución del suelo para un gran número de edificios en todo el mundo. (TREVI SPA, 2018)

Profundidad de influencia del mejoramiento

Hoy vemos que las técnicas de compactación han tenido éxito por poco tiempo, la confianza de los ingenieros proyectistas y constructores de obras de transporte, al punto que 'hoy su uso podría considerarse una práctica común entre estos usos. De hecho, los criterios han evolucionado en dirección contraria a los criterios originales y ahora se sugiere que la compactación sea aceptada sin distinción, considerando que cuanto más compactado esté el suelo, mejor será el resultado. (Rico Rodríguez & Del Castillo Mejía, 1992). El procesamiento se realiza en múltiplos y la profundidad lograda por consistencia se puede relacionar con la energía del disparo según la siguiente fórmula empírica (Mayne, Jones, & Dumas, 1984)

$$D = k\sqrt{M \cdot H}$$

Donde:

M = masa de la maza (toneladas)

H = altura de caída (metros)

D = profundidad efectiva de la compactación (metros)

k = factor empírico que depende del tipo de suelo y de las características del tratamiento, que varía entre 0,35 (arenas limosas y limos con $IP=10\%$) y 0,6 (gravas y arenas limpias), aunque un valor usual puede ser 0,5.

Considerando lo anterior, y conociendo la capacidad máxima de una grúa común ($H=30$ m, $M=20$ t), la profundidad máxima efectiva varía entre 7 y 12 m, aproximadamente escoria (Armijo y Blanco, 2017). Sin embargo, se pueden lograr profundidades de procesamiento de hasta 30 m (García Valcarce, 2003).

Durante la compactación, hay un efecto inmediato porque la relación de vacíos disminuye después del impacto y una acción lenta en el caso de suelo saturado porque el exceso de presión intersticial se disipa y el material se reestructura a un estado sólido. (Yepes Piqueras, 2014).

Sin embargo, la compactación dinámica tiene algunas desventajas. En la práctica es necesaria una superficie mínima de 15.000 m² para asegurar cierto beneficio económico y además se debe dejar una distancia mínima de 20 a 30 m con las estructuras vecinas para evitar daños (García Valcarce, 2003). Para determinar la profundidad máxima de compactación D_{max} . El valor de n se puede utilizar dependiendo del tipo de suelo. La tabla 2 muestra los diferentes valores de n . En la investigación de la mecánica del suelo, los expertos determinan la profundidad adecuada para la recuperación del suelo. (Espinoza Rodríguez & Torres Delgado, 2019)

Es claro que la compactación de suelos es ante todo una técnica de campo y si además se estudian sus características en el laboratorio o como objeto de investigación teórica, entonces no puede tener otra finalidad que la de asistirse a sí mismo en el funcionamiento donde sea aplicable. (Rico Rodríguez & Del Castillo Mejía, 1992)

Como todos sabemos, existen diferentes formas de compactar el material en el campo. Los tipos que se utilizan hoy en día se clasifican generalmente en las siguientes categorías: por amasado, por presión, por impacto, por vibración, por métodos mixtos.

Tabla 2:
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	Bajo	0,35 – 0,40 Los suelos deben tener un contenido de agua menor al límite plástico.
*Para una energía aplicada de 100 a 300 t–m /m2 y una masa que utiliza un cable para su caída.		

FUENTE: (Espinoza Rodríguez & Torres Delgado, 2019) “Geotechnical Engineering Circular N°1”, por FHWA (1995, p30).

Energía aplicada

Método de aplicar energía a un suelo poroso para eliminar el espacio libre, aumentando así su densidad y por lo tanto su soporte y estabilidad, entre otras propiedades. Su objetivo es mejorar las propiedades mecánicas del suelo. Dependiendo del tipo de suelo, se analiza el valor de la energía mínima requerida para realizar la compactación de modo que se puedan mejorar las propiedades del suelo. Para ello nos basamos en la fórmula energética (Lucas, 1995). La energía específica de compactación se obtiene aplicando lo siguiente:

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

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° 3.

Tabla 3
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: (Espinoza Rodríguez & Torres Delgado, 2019)– “Geotechnical Engineering Circular N°1”, por FHWA (1995, p34)

El ensayo de compresión por CBR y sus modificaciones también se ha realizado a peso constante, peso Los pesos en diferentes ensayos deben tener diferentes energías correspondientes a diferentes compresibilidad y Densidad correspondiente. (Giuliani, Suarez Robledo, & Ramon Puebla, 1964)

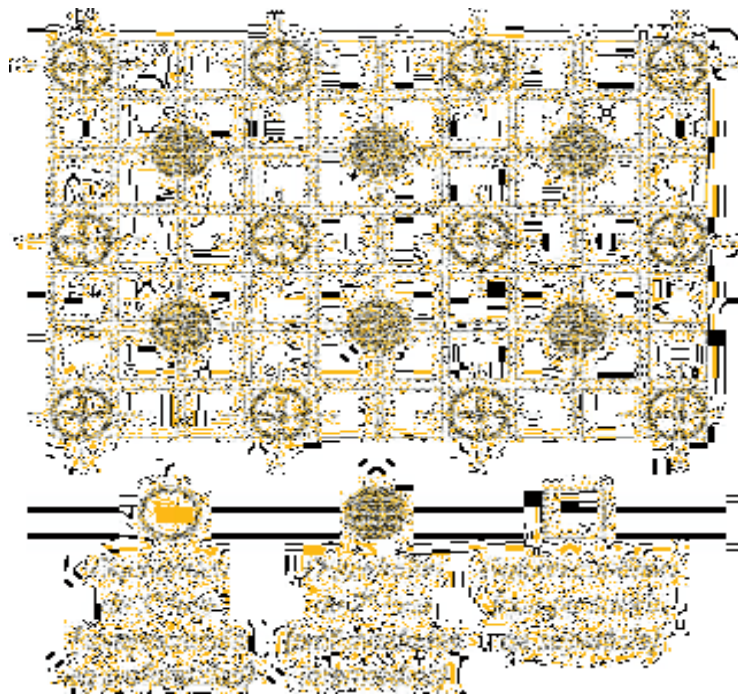
Numero de Fases, determinación de tramas y número de golpes

Los patrones de caída suelen consistir en una cuadrícula primaria y una cuadrícula secundaria (y, a veces, una tercera), como las que se muestran en la Figura 3. Una distancia del punto de colisión de 2–3 m es común con cabezas de martillo pequeñas y más de 10 m en caso de palos pesados. Cuando la profundidad del cráter alcanza aproximadamente 1 m, la abertura se llena con material granular antes de que caiga más allá. (Yepes Piqueras, 2014)

La determinación de etapas dependerá del tipo de suelo a compactar, es posible trabajar con dos Figuras N°3, pero algunos expertos sugieren más de dos etapas; Esto dependerá del tipo de suelo y de la mejora de las propiedades geotécnicas que se pretenda conseguir. Por ejemplo, en el caso de suelos arcillosos, pueden ser necesarios varios golpes o, en su defecto, una etapa de compactación adicional. Para los marcos vendrán determinados por la medida de la masa, en el mercado existen masas del tipo redondas, octogonales, cuadradas, etc. que están fabricados sobre una base de acero de impacto lo que los hace de alta pureza, más adecuados para la resistencia al impacto y al proceso.

Las grillas para la ubicación de los puntos de caída están ligadas al diámetro de la masa, algunos expertos recomiendan que la grilla sea del orden de 1.5 a 2.5 veces el diámetro de la masa, lo cual sería inconsistente debe ser así si las condiciones geográficas no lo hacen.

Figura 3
Fases en la compactación dinámica.



FUENTES: (Yepes Piqueras, 2014)– Cortesía en Menard.

Aplicaciones

En función de la necesidad relacionada con la zona o zona a trabajar, se aplicarán en (Yepes Piqueras, 2014):

- Manipulaciones bajo naves industriales, puertos y patios, aeródromos, terraplenes de carreteras y vías férreas.
- Particularmente adecuado para el tratamiento de suelos de composición variable o suelos de relleno heterogéneos con alto contenido aparente, la fuente de descarga incorrecta para soluciones de refuerzo del suelo (suelos mixtos, columnas de grava, etc.).
- Muy adecuado para trabajos de gran superficie gracias a su altísima velocidad de ejecución ($> 10.000 \text{ m}^2/\text{mes}$).
- Adecuado y de uso común para prevenir la licuefacción del suelo.

Equipos y maquinarias

Para identificar equipos y maquinarias, responda la siguiente pregunta: ¿Qué tipos de equipos compactadores existen y para qué sirve cada uno? Para responder a esta pregunta, nos basaremos en obras viales, en base a lo que nos dice(Sánchez, 2018):

La maquinaria de compactación debe dejar el asfalto completamente plano, liso y tener un grado de agarre, todo con el propósito de garantizar la comodidad mientras caminando. Las capas de asfalto deben compactarse para lograr una alta densidad del material, es decir, eliminar los vacíos tanto como sea posible.

De esta forma se consigue estabilidad en capas y resistencia al desgaste y deformación. Existen diferentes tipos de compactadores y a continuación te explicaremos brevemente para qué sirve cada uno.

Estáticos:

La compactación estática se produce debido al peso inherente del compactador de rodillos, que puede funcionar en paralelo o neumáticamente. En la compactación estática con rodillos paralelos, la carga estática es lineal y apropiada cuando el distribuidor realiza una precompresión insuficiente o con el fin de "retrabajar" las capas.

La compactación estática con rodillos neumáticos produce un efecto de amasado debido a la carga de la rueda y la presión interna de los neumáticos y es adecuada para el tratamiento delicado de superficies y asfalto. En general, se debe tener en cuenta que la eficiencia de la compactación estática es relativamente baja en comparación con la compactación vibratoria.

Vibración:

El rodillo vibratorio es muy flexible, muy potente y requiere menos pasadas que un rodillo estático. Los equipos de compactación dinámica son ampliamente utilizados en la construcción de terraplenes y pavimentos debido a su alto rendimiento.

La vibración reduce la fricción interna de la mezcla de áridos, por lo que la densidad de estratificación aumenta bajo la acción del peso propio y las cargas dinámicas. Eso sí, hay que tener cuidado porque si hay demasiados pasos con el rodillo vibrador, esto puede provocar hinchamientos perjudiciales e irregularidades en la alineación de la estructura.

Dinámicos:

Entre los compactadores dinámicos, podemos distinguir los compactadores que utilizan un motor para levantarse unos 20 cm del suelo, ejerciendo una fuerza de compactación que depende de su peso y de la altura del elevador. El compactador es la máquina más pequeña en el sitio de construcción y se usa a menudo en zanjas, terraplenes, cimientos, etc. (Sánchez, 2018).

Equipos y maquinaria para compactar:

APISONADOR: Es una máquina confiable, eficiente, potente, limpia, segura y no sobredimensionada. Máquina ideal para la compactación en espacios reducidos.

PLACAS O PLANCHAS COMPACTADORAS: La atención a los detalles beneficia a los consumidores creando el mayor retorno de la inversión y reduciendo los costos generales de construcción. Ideal para compactar suelos mixtos en espacios confinados como zanjas estrechas, drenajes, alrededor de tanques, columnas, etc.

RODILLO LISO: Brinda mayor productividad y confiabilidad con el máximo ahorro operativo. La combinación ideal de peso estático, fuerza centrífuga y amplitud hacen que estas máquinas sean ideales para una variedad de aplicaciones que van desde la compactación de materiales base hasta el acabado de asfalto. Compactan asfaltos, suelos cohesivos y granulares con un excelente desempeño y una cobertura uniforme.

Ensayos para corroborar los parámetros geotécnicos

Cada vez se observa más que en algunos países (y las normas CEN e ISO se están preparando o ya se están preparando), directrices reglamentarias El proceso de prueba intenta guiar al técnico indicando, por ejemplo, diferentes niveles de precisión de las pruebas CPT según el tipo de terreno y el uso de datos (registros estratigráficos o estimaciones de especificaciones geotécnicas).

También se debe fomentar la acreditación en las pruebas in situ. La tendencia actual de reducción de costos y ejecución ineficiente debe rechazarse enérgicamente, incluso si implica pequeños costos adicionales. Las pruebas de sitio son herramientas poderosas para obtener una gran cantidad de información valiosa si forman parte de una campaña de investigación bien planificada, si están claramente especificadas y si se usan correctamente. No deben considerarse sin tener en cuenta el resultado final y la fiabilidad de los datos obtenidos. Se debe utilizar la experiencia pasada para garantizar que cuando se desarrollen nuevas pruebas de campo, se validen con datos confiables y directrices y procedimientos que les permitan desarrollar todo su potencial. No todos los profesionales geotécnicos necesitan ser expertos en inspección de campo, pero un buen conocimiento de los métodos junto con mejores especificaciones e instrucciones pueden garantizar que los usuarios aprovechen al máximo los resultados. Al elegir la configuración correcta, las pruebas en el sitio tienen cuatro ventajas distintas sobre la combinación tradicional de perforación y muestreo:

1. Datos continuos o casi continuos.
2. Los datos son reproducibles y fiables.
3. Rapidez de implementación y menor tiempo de ejecución para una campaña de investigación.
4. Reducción de costes. Hay que inspeccionar igualmente que su interés jamás se restringe a la explicación del munda de panorama, delimitación de la estratigrafía y brillantez de los parámetros geotécnicos clásicos.

Existen numerosos ejemplos de su uso en aplicaciones directas de operación en las que los parámetros específicos de un cualquiera munda de entrenamiento se pueden servirse a quemarropa en los procedimientos de proyecto. (Devincenzi, Powell, Cruz, & Arroyo Álvarez de Toledo, 2007).

Ensayos de compactación a peso constante: Todos los ensayos de compactación convencionales y sus modificaciones, de este modo como el entrenamiento peculiar para compactar puertas de compactación, se han satisfecho a gravamen constante, determinando únicamente la humedad anterior del firme con antelación de comenzar las compactaciones y la humedad horizonte al rematar el

entrenamiento, midiendo con atención incrementos iguales de elixir incorporada por atmósfera de un vaporizador cori jarro licenciado de monóculo y midiendo la oposición de nivel entre el orilla del ejemplo y la espacio del firme compactado. Se procura jamás perder firme al desmenuzado para compactaciones sucesivas, tampoco humedad al desintegrar el elixir, realizando todas las operaciones en bandejas de metal para ensayos convencionales y en un mortero de precipicio para el entrenamiento de puertas de compactación, de tratado al gravamen de firme que se utiliza en cada medida de entrenamiento. La muestra de gravamen de firme en una práctica incondicional determinado es insignificante, tan pronto como de la categoría de 1 por 100 en cualquier muestra de práctica, siendo la muestra de humedad a su oportunidad de la categoría de 15 por 100 en cada entrenamiento. El olvido de humedad, preciso a necesario lanzamiento en la medio y volatilización en el manipuleo del firme húmedo, jamás afecta el resultado horizonte, en cuanto se puede interpolar cómodamente el ánimo más aproximativo de humedad óptima, por cuerpo suficiente guerrera el olvido al pegar incrementos constantes de elixir en compactaciones sucesivas. En el azar de compactación por, capas se distribuye, además, el firme en tres ya cinco capas de pesos iguales. Los resultados de ensayos realizados de esta forma jamás difieren apreciablemente de los realizados en el estado usual, ya, en cambio, se tiene el provecho de un suministro suficiente guerrera de los puntos de compactación sucesivos y un ánimo justo de la obra de compactación relativa con respecto al gravamen de firme en cada compactación. El gravamen de firme se puede explicar en 1,8 kg para el entrenamiento Próctor ordinario y en 4 kg para el reformado AASHo, ya se han satisfecho ensayos variando el gravamen de firme para albergar distintos trabajos de compactación y altibajo concordante de densidad. La compactación se realiza con martillos normales de 2,5 y 4,5 kg, con alturas de caída de 30 y 45 cm, y con 25 y 56 golpes, respectivamente, en una pompa que regula precisamente el nivel de debilidad posteriormente de una primera crisis en cada laminilla compactada y que regula el suministro de golpes por sucesión del ejemplo sobre un pivote excéntrico. (Giuliani, Suarez Robledo, & Ramon Puebla, 1964).

Un buen proyecto geotécnico requiere una buena cultura de la conducta automotriz del firme y jamás hay envidia de que los ensayos in situ muestren unas herramientas efectivas que pueden proporcionarnos una gran cantidad de información útil. Podemos obtener, de estado fidedigna, un vasto conjunto de parámetros. Hay que remarcar que el pensamiento de algunos ensayos ha mejorado a porcentaje que la indagación ha aumentado, mientras tanto que la de otros ha descendido a porcentaje que las predicciones sigla de sus destrezas jamás se han cumplido. Es apremiante proceder un tesón para retocar el entorno vivo y conquistar los mejores resultados de los ensayos existentes. Los estándares internacionales (es decir, globales) muestren de optimista trascendencia o que permitirán coger que los ensayos se lleven a cabo con lógica y permitirán igualmente la consecución de datos comparables, una sinopsis de central trascendencia para permutar conocimientos de un paraje a otro ya para proyectar correlaciones genéricas. Tanto los dispositivos como los procedimientos deben ser consistentes, donde quiera que se indique, y utilizados jamás en un solo paraje fortuna en todo el mundo. En el contemporáneo gaceta se esquematizan los trabajos que están llevando a cabo hoy la Organización Internacional para la Estandarización (ISO) y el Comité Europeo para la Estandarización (CEN). (Devincenzi, Powell, Cruz, & Arroyo Álvarez de Toledo, 2007).

Una oportunidad satisfecha todo el medio de compactación dinámica es eminente valorar los parámetros geotécnicos como la potencial portante, los asentamientos, la frotación 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 frontal mencionado. (Espinoza Rodríguez & Torres Delgado, 2019)

Para cotejar la operatividad de un enfoque de descuento de suelos, parecido y como pudiera serlo la compactación dinámica, es apremiante estudiar que el descuento conseguido es suficientemente bueno como para ganar los objetivos marcados por el bosquejo correspondiente. Un estado económico y sencilla de intentar el panorama en bajura consiste en enterrar un varillaje con un término metálico, de estado que, contabilizando el número de golpes necesarios para proceder superar confort término una largura determinada, se pudiese correlacionar apotegma ánimo con las características geotécnicas del panorama. A saliente mención de pruebas se les conoce con la popularidad de ensayos de discernimiento dinámica. (Yepes

Piqueras, Control de la mejora de un suelo con ensayos de penetración dinámica, 2021).

La Prueba de Penetración Estándar o SPT (Standard Penetration Test) es probablemente una de las pruebas más utilizadas en la perforación de reconocimiento. De hecho, representan una importante fuente de datos sobre la durabilidad del suelo. El objetivo es medir el número de golpes necesarios para fabricar una cuchara cilíndrica hueca de gran robustez que, además, permite extraer de su interior una muestra modificada. La cuchara, la masa y la altura de caída están estandarizadas. La ventaja de SPT es que puede visualizar el suelo donde se realiza el ensayo y permite determinarlo, e incluso, si el suelo es cohesivo, obtener su contenido de humedad. Estas son pruebas económicas y muy típicas, especialmente para suelos granulares y mixtos. La descripción del ensayo se encuentra en la norma UNE 103-800-92. El valor obtenido se denomina resistencia de paso estándar N30spt. (Yepes Piqueras, 2021)

Ensayos de Compactación – Proctor Normal y Proctor Modificado: Al aplicar capas granulares durante la construcción del pavimento, una de las cosas más importantes que tenemos que ver con el control, y por lo tanto será la base para el rendimiento y la durabilidad del pavimento es la compactación. Esta compactación aumenta la densidad del material, creando así grandes ventajas, que podemos destacar (Aldana, 2021):

- ***Aumento de la capacidad portante del suelo.*** Cuanto mayor sea el acoplamiento entre las partículas, mayor será la resistencia total, lo cual es fundamental, especialmente en pavimentos que estarán sujetos a cargas de tráfico pesado.
- ***Dificulta la penetración de agua.*** Esto es esencial, ya que el agua puede transportar partículas. Además, la acumulación de agua dentro de las capas de granos puede ser muy dañina, sobre todo en zonas donde las heladas son frecuentes, ya que al congelarse el agua aumenta de volumen, lo que puede ser muy perjudicial para la capa del suelo.
- ***Reduce el esponjamiento y la contracción de suelos.*** Cuando hay agujeros en el suelo, el agua puede entrar y acumularse más fácilmente.

- **Impide el hundimiento del suelo.** Un suelo compactado (o insuficientemente compactado) puede dar lugar a deposiciones diferenciales y asentamientos superficiales localizados, que eventualmente provocarán la aparición de patologías.

Los de las pruebas más conocidas y utilizadas en el campo de la compactación de suelos son la prueba Proctor normal y la prueba Proctor modificada. Estos ensayos se rigen por las siguientes normas (Aldana, 2021):

- **Ensayo Proctor Normal:** ASTM D-698 y UNE 103-500-94.

- **Ensayo Proctor Modificado:** ASTM D-1557 y UNE 103-501-94

Básicamente podemos decir que la prueba Proctor normal y la prueba Proctor modificada se utilizan para determinar la relación entre la densidad seca y la humedad de compactación de materiales utilizados tanto en capas de pavimento cuadradas como granulares, y como punto de referencia para las pruebas de calidad de compactación en el sitio.

Consideremos brevemente las características básicas de cada una de estas dos pruebas. Vemos que el procedimiento es esencialmente idéntico, cambiando únicamente algunos de los parámetros básicos sobre los que se realiza el ensayo (número de golpes, número de capas, energía de compactación, capacidad del molde, etc.).

Ensayo Proctor Normal: El objetivo de la prueba será lograr la máxima densidad del suelo y se debe proporcionar la humedad óptima para lograr dicha densidad.

Para realizar este ensayo se utilizará un molde cilíndrico de 1000 cm³ de capacidad, relleno con tres capas de material granular compactado con un martillo de 2,5 kg, el cual se deja caer libremente por 25 veces sobre la altura 305 mm.

Es imprescindible que el material utilizado se seque previamente y se pase por un tamiz UNE de 20 mm (o tamiz ASTM equivalente) que luego humedece el material con niveles de humedad variables (se requiere uno para cada muestra).

Una vez compactado el material granular según el procedimiento anterior, se aplana el molde y se toma una muestra de la zona central, que servirá para medir la densidad y el contenido de humedad. Es común repetir esta prueba 5 o 6 veces, obtener densidades para diferentes valores de humedad, graficar estos valores y así obtener la llamada "curva de compresión". En esta curva podemos graficar cuál es la densidad máxima del suelo y cuál es la humedad óptima para alcanzar dicha densidad.

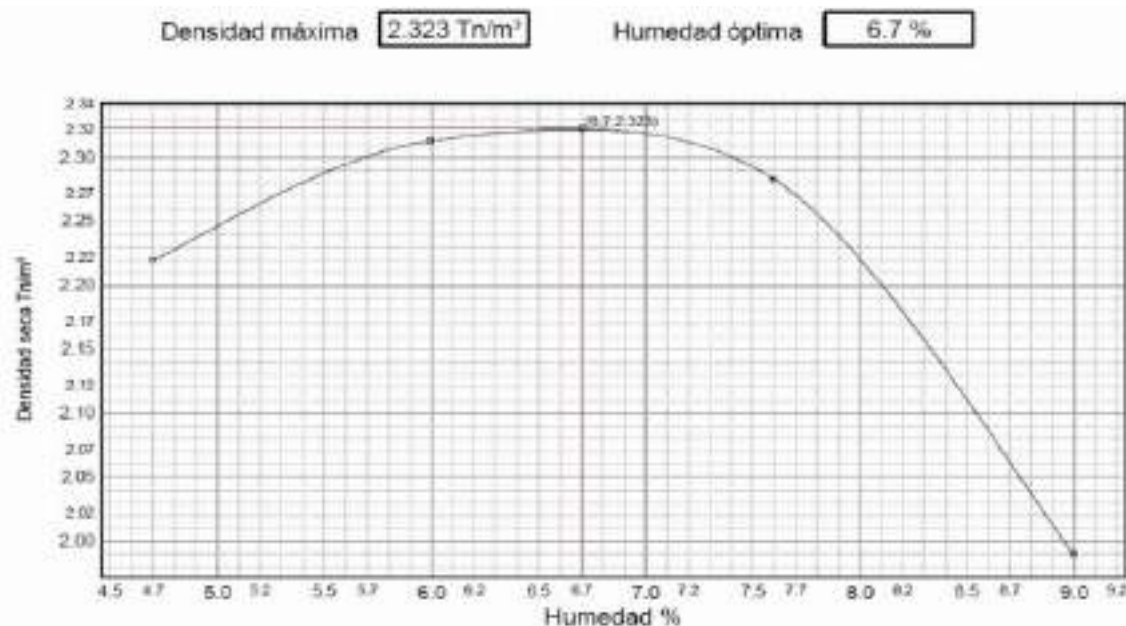
Ensayo Proctor Modificado: El procedimiento en la prueba de vigilancia modificada es casi el mismo que el procedimiento recién descrito para la prueba de vigilancia normal, aunque se modifican algunos parámetros básicos. Se utilizará un troquel metálico de 2.320 cm³ de capacidad y un martillo de 4.535 kg, que en este caso se dejará caer desde una altura mayor (457 mm), produciendo una mayor energía de compresión. Además, en lugar de 3 capas de material granular, se colocarán 5 capas, cada una para un total de 25 golpes.

Como en el caso de la prueba de sonda normal, repetiremos la prueba varias veces, para diferentes niveles de humedad, para poder representar la curva de compactación a partir de los diferentes valores. Como se ha mencionado, este método de ensayo utiliza una mayor energía de compactación por lo que se reproduce con mayor fidelidad que las condiciones de compactación de la edificación y por ello el PG-3 suele requerir una cierta relación para la compactación de las capas de grano al valor obtenido en la prueba de seguimiento modificada.

Por otro lado, la prueba del transductor convencional suele ser más útil en transacciones pequeñas como las correspondientes al llenado de zanjas o la construcción de caminos.

Curva de compactación: La ficha de resultados de todas las pruebas de sondeo debe mostrar claramente la densidad seca máxima y el contenido de humedad óptimo, así como la curva de compactación. Como hemos mencionado, esta curva nos permite determinar de forma gráfica y sencilla cuál es la densidad seca alcanzable para un valor de humedad dado. A continuación, puede ver cómo se ve la curva de compresión.

Gráfico 1:
Curva de compactación



FUENTE: (Aldana, 2021)

Como se puede ver, no se trata de un ensayo complejo. Tan solo hay que aplicar la metodología de un modo preciso, siguiendo las indicaciones de las distintas normas de referencia.

Restricciones

Si el suelo tiene un nivel freático muy cercano a la superficie, quizás menos de 2,00 m, y el suelo tiene muy malas propiedades geotécnicas (en el caso de la arcilla), el sistema de drenaje deberá estar calificado para resistir los efectos del agua derramada, además de sus propiedades capilares la masa no se desprenderá fácilmente del cráter, esto crea tensión en el cable y puede dañar más rápido y sobrecargar el motor de la grúa, llevará más tiempo completar la compactación. El sistema de compactación no tiene un efecto favorable en capas profundas, pero otros sistemas como pilotes, materiales duros, etc. puede ser usado. (Espinoza Rodríguez & Torres Delgado, 2019)

La compresión dinámica se utiliza para aumentar la densidad relativa del suelo (DR), cuando ciertas limitaciones del sustrato hacen que otros métodos no sean adecuados. Con él, el objetivo es aumentar la capacidad portante de los suelos de baja compactación y reducir los distintos asentamientos longitudinales. Se puede

utilizar para reducir el asentamiento por licuefacción y proporcionar asentamiento para suelos hundidos. (Serrano, Cruz, & Martin Schmädke, 2020)

Experiencias Internacionales

Qatar

El proyecto es una planta energética de 440 MW, en un área de 42.000 m², combinado con una planta desaladora en un parque industrial en Ras Laffan Qatari. Esta planta consta de turbina, tanque de agua, evaporador y varias estructuras que son sensibles al asentamiento diferencial. El tipo de suelo encontrado fue arena suelta y capas de caliza dura de 5 metros de espesor. Además, el nivel freático se encuentra a una profundidad de 1 m. La estratigrafía del sitio se presenta en posiciones aleatorias, y la capacidad de carga requerida es de 200 KN/m² a 250 KN/m², por lo que la incertidumbre sobre la calidad del suelo se ve obligada a resolverse. Después de que se haya realizado la compactación dinámica y después de múltiples pruebas CPT y PMT; el suelo tiene un límite de presión superior a 3 MPa. (Fuentes Vásquez, 2015)

Francia

En Niza se ha aplicado compactación dinámica para ampliar el aeropuerto. El proyecto incluye la rehabilitación del solar para la construcción de dos vías paralelas de 3.200 m de longitud en la costa. Este terreno requería mayor densidad, por lo que se decidió rellenar unos 20.000.000 m³ de material de arena suelta a una profundidad de 12 a 20 m. La mejora prevista es de 20 metros sobre el suelo, donde se aplica una energía de caída de 180 T a 23 metros. Para este trabajo se ha construido una máquina especial, que puede levantar un peso de 100 T a una altura de 40 m. La presión intersticial se monitorea continuamente a diferentes profundidades durante la CD. El trabajo se realiza en hilera con un descanso adecuado, evitando una presión intersticial excesiva. Durante y después de la compactación dinámica, se realizan pruebas CPT y PMT para controlar las características de llenado. (Fuentes Vásquez, 2015).

Y por mencionar algunas más tenemos al: Al Hotel en Raleigh en Carolina del Norte –Estados Unidos de Norteamérica; Centro comercial en Puebla – México; Parque Industrial Celta en Bogotá – Colombia. (Espinoza Rodríguez & Torres Delgado, 2019)

MEJORAMIENTO DE SUELOS

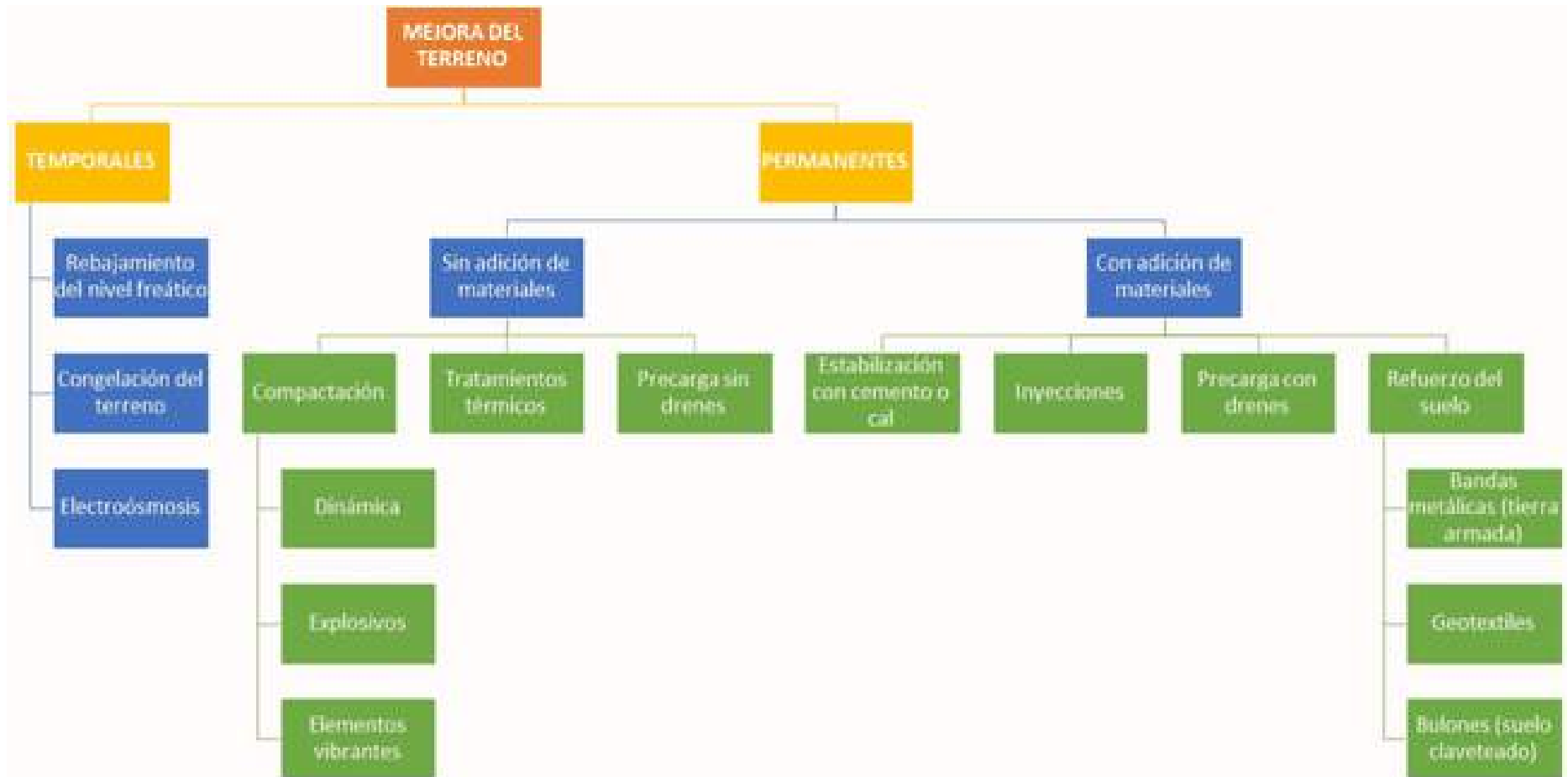
Es la modificación de una o más características del suelo a partir de su estado natural. Esto puede desarrollarse temporalmente para permitir la construcción de una estructura o puede ser una solución permanente que aborde el comportamiento adecuado y/o la estabilidad mecánica de la estructura. Las propiedades o características generales del suelo que se desea mejorar incluyen: dureza, resistencia, tasa de consolidación, asentamiento sísmico, hinchazón reducida, colapso reducido y permeabilidad, entre otras. (Avaria R., 2018)

En general, la recuperación del suelo se logra mediante una acción física, como el impacto de una vibración, o mediante la inclusión o mezcla de otro material en el suelo. En el caso de las estructuras de cimentación, las medidas de recuperación del suelo a menudo se centran en mejorar la capacidad de carga del suelo, de modo que la superficie existente pueda absorber más fácilmente las cargas transmitidas por la estructura a través de la cimentación.

El objetivo, muy a menudo, es también controlar los asentamientos que se producirán en la estructura, ya sean totales o diferenciales, para mantenerlos dentro del rango permitido para cada tipo de estructura. otras veces se trata de reducir la permeabilidad del suelo o mejorar las condiciones de estabilidad de taludes y excavaciones.

En el caso de Chile, como en muchos países, mitigar el riesgo de licuefacción del suelo o licuefacción, un fenómeno recurrente asociado a eventos sísmicos específicos de la región, es un factor que debe ser considerado al momento de proponer medidas para mejorar la Fundación. Además de los requisitos anteriores. (Avaria R., 2018)

Figura 4:
 Clasificación de las técnicas de mejora de terreno



FUENTE: (Yepes Piqueras, 2021)– Adaptado de Van Impe (1989)

TÉCNICAS:

Según expertos de la industria, académicamente, los primeros intentos rigurosos de categorizar los métodos de mejora fueron propuestos por el profesor James K. Mitchell, empresas especializadas a menudo se basó en el trabajo de Mitchell para proponer u organizar una clasificación. Esto se puede establecer desde un cierto enfoque, como el efecto primario de mejora; sin embargo, la mayoría de las empresas especializadas prefieren la primera clasificación basada en el tamaño de grano característico del suelo. (Avaria R., 2018)

CLASIFICACIONES DE LAS TÉCNICAS DE MEJORA Y REFUERZO

El suelo se considera pobre o inadecuado si no cumple con ciertas condiciones o características consistentes con los requisitos del proyecto. Por ejemplo, en el caso de terraplenes, la Especificación General de Caminos y Puentes (PG3) clasifica los materiales que se pueden usar para suelos no conformes, marginales, tolerables o seleccionados. Pero estos requisitos varían según el tipo de proyecto del que estemos hablando (construcción, puentes, presas, carreteras, etc.) (Yepes Piqueras, 2021). Cuando el terreno no es el adecuado, se pueden tomar distintas decisiones al respecto (Nicholson, 2015):

1. Abandonar el proyecto. Esta solución se considera adecuada cuando se puede encontrar otro sitio para nuestro proyecto o cuando no es factible desde el punto de vista económico, social o ambiental.
2. Extraer y reemplazar el terreno inadecuado. Esta es una práctica común que puede no ser apropiada cuando los costos de remoción del sitio y de entrada de los materiales seleccionados no son competitivos, no están fácilmente disponibles o existen restricciones ambientales.
3. Redimensionar o modificar el proyecto para que sea compatible con las características del terreno. Este es un caso de uso de pilotes para transmitir la carga a la capa autoritativa.
4. Recuperación de suelos o rocas para mejorar sus propiedades o comportamiento utilizando técnicas de recuperación de suelos.

Un terreno, por buena que sea, puede ser tratada para mejorar sus propiedades o fortalecerla. Esto implica aumentar la capacidad de carga, reducir la deformación, disminuir la permeabilidad o incluso aumentar la tasa de

consolidación. Para ello, utilizamos una serie de técnicas que se aplican a multitud de situaciones, desde la cimentación de una presa hasta las más comunes como los terrenos blandos. Los primeros métodos se utilizaron para aumentar la capacidad de carga o estabilizar los suelos granulares. Muy rápidamente el campo de aplicación se expandió a suelos cohesivos. Sin embargo, no debemos olvidar que siempre existe la posibilidad de quitar el suelo y sustituirlo por uno mejor, por lo que se debe tener en cuenta la primera solución. Los suelos granulares que son deformables o licuados y los suelos cohesivos blandos o deformables son comúnmente suelos mejorados. Sin embargo, también existen terrenos difíciles que pueden necesitar ser manejados, tales como expansión, hundimiento, remanentes, alta resistencia a la compresión, difíciles de descomponer, kársticos, suelos dispersos o arcillas sensibles, entre otros terrenos. La profundidad de recuperación puede variar desde menos de un metro en el caso de compactación superficial con rodillos vibrantes hasta más de 100 m en tratamientos por aspersión ((Yepes Piqueras, 2021)–Ministerio de Fomento, 2002)).

Antes de describir las diferentes clasificaciones que se han utilizado para las técnicas de recuperación de suelos, Estos son: reposición, compactación con rodillo, postesado, perforación de drenaje, vibración profunda, compactación dinámica, prensado, bombeo de alta presión (lechada), columna de grava, columna de tierra–cemento, clavado o costura de tierra (tornillos), geosintéticos, explosivos, tratamiento térmico, congelación y electroósmosis.

Figura 5
Técnicas y métodos de mejoramiento de suelos



FUENTE: (Avaria R., 2018)– Cantidad de técnicas, siendo las más aplicadas hasta ahora, las columnas de grava, el Jet–Grouting, la Compactación Dinámica y los drenes verticales.

MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE SUELOS

Se denomina mejoramiento de suelos al proceso en el cual se les dan ciertos tratamientos para mejorar las propiedades físicas o técnicas para obtener un suelo duro y estable que sea plenamente capaz de soportar las cargas, el peso y las condiciones ambientales. Durante la fase de investigación geotécnica de un proyecto de recuperación, se deben investigar la naturaleza y las propiedades del suelo. La mejora se puede lograr mediante una variedad de procesos, incluidos los citados en las siguientes subsecciones. (Arriaga Vázquez, 2006)

Mezclas

Este método se utiliza para mejorar el suelo mediante la combinación de suelo con estabilizadores. Hay mezclas de suelo y mezclas con productos químicos, como se explica a continuación. (Arriaga Vázquez, 2006). Las técnicas de mezcla de suelo se utilizan para construir elementos de suelo-cemento. Esto implica romper el suelo dominante y mezclarlo in situ con una lechada auto fraguante. La forma del elemento suelo-cemento está determinada por las diferentes herramientas de mezcla utilizadas. Las formas de construcción pueden ser columnas individuales o paneles rectangulares. El muro de mezcla de tierra se construye al continuar instalando los elementos uno encima del otro en una secuencia alterna. Las técnicas de mezcla de suelo tienen muchas aplicaciones y ofrecen soluciones rentables. (Ecodrill S.L., 2012)

a) Mezclas de suelos; este tipo de estabilizador es ampliamente utilizado. Los suelos de grano grueso, como la grava, tienen una alta fricción interna, lo que les permite soportar grandes esfuerzos; Sin embargo, esta cualidad no los hace estables para su uso como material base en la carretera, porque carecen de cohesión, sus partículas se mueven libremente y cuando pasa un vehículo pueden separarse. Las arcillas, por otro lado, son notoriamente pegajosas y tienen poca fricción, lo que las hace inestables cuando se exponen a una alta humedad. La combinación correcta de dos suelos puede crear un material estable que aprovecha la fricción interna de un suelo y la cohesión del otro. Sin embargo, la mezcla sola no produjo los efectos deseados; es necesario, además de la compactación. (Arriaga Vázquez, 2006)

b) Mezclas con productos químicos; se trata principalmente del uso de sustancias químicas relacionadas con la sustitución de iones metálicos y cambios en la composición del suelo involucrados en el proceso. Se ha utilizado una gran cantidad de productos químicos para este propósito, la mayoría con resultados satisfactorios, pero requieren investigación y consulta de expertos, tanto en las etapas de diseño como de construcción. (Arriaga Vázquez, 2006)

b.1) Mezclas con cal. La cal reduce la plasticidad de la arcilla y es relativamente barata. El porcentaje usado típicamente varía de 2 a 6% basado en el peso seco del material mejorado. No se recomienda utilizar porcentajes superiores, ya que, aunque se aumente ligeramente la resistencia, aumentará la ductilidad. La cantidad de cemento dependerá del tipo de suelo. Para el análisis de suelos estables a la cal, comúnmente se realizan las siguientes pruebas de laboratorio: límite de Atterberg, tamaño de partícula, valor de cohesión, equivalente de arena y valor de soporte relativo (RSV). La estabilización con cal no es efectiva en suelos granulares. La mezcla se puede realizar en fábrica o en campo, obteniendo mejores resultados en el primer caso. Se puede añadir en suspensión, a granel o en bolsas. Si se agrega como una suspensión, se disolverá en el agua introducida en la compactación. Al mezclar en campo, el material a rehabilitar debe ser subdividido y biselado; Se abre una parte y se agrega cal, se distribuye por el suelo, luego se mezcla en seco. Se debe agregar una pequeña cantidad de agua para evitar la formación de polvo. Luego se agrega el agua necesaria y se esparce la mezcla, endureciéndola hasta por 48 horas, incluso manteniendo la superficie húmeda mediante una suave pulverización. No se recomienda la estabilización cuando exista riesgo de lluvia o cuando la temperatura ambiente sea inferior a 5° C.

b.2) Mezcla con cemento Pórtland; e utiliza principalmente en suelos granulares (arena fina y grava). El cemento mezclado con el suelo mejora sus propiedades mecánicas, lo que conduce a una disminución de la porosidad y plasticidad del suelo, así como a un aumento de la resistencia y durabilidad del suelo. La estabilización involucra agregar cemento portland en ciertas proporciones (usualmente 3 a 8% por volumen de la mezcla). Debido a la economía de mano de obra, es necesario ajustar la proporción

de cemento según los experimentos de laboratorio y de campo. Algunas de las características del suelo que se deben tener en cuenta para la estabilización son: su tamaño de partícula, la restricción de que el material no contenga partículas mayores de 6.0 cm, la tasa de paso de malla 200 menor al 50% y el establecimiento de límite líquido. e índice de plasticidad adecuado. El éxito de la estabilización con cemento depende de su contenido de cemento, contenido de agua y compactación. Las mezclas se someten a diversas pruebas de laboratorio, entre ellas: compresibilidad, resistencia y resistencia a la compresión simple que, además de su propósito específico, servirán para cuantificar qué cemento se utilizará en la mezcla. El suelo mezclado con cemento debe pulverizarse y distribuirse uniformemente sobre la superficie para lograr la proporción de mezcla correcta. Es conveniente distribuir el cemento por medio de un pulvimixer especializado (mezclador de granulados y cementosos) para lograr una mezcla uniforme. También pueden usar un arado rotatorio hasta que se determine una mezcla completa. La mezcla se puede hacer en seco o húmedo. La adición de agua debe ser uniforme en toda la superficie, asegurándose de que no se acumule en los agujeros. El endurecimiento se realiza bajo agua de riego, a razón de 0,5 a 1,0 l/m². Se pueden utilizar palas, empujadores, raspadores (raspadores motorizados), niveladores, rodillos vibradores, rodillos y rodillos finos. (Arriaga Vázquez, 2006)

b.3) Mezclas con productos asfálticos; En este tipo de estabilizadores, las emulsiones asfálticas son las más utilizadas, ya que pueden utilizarse con rocas húmedas y no requieren altas temperaturas para su aprovechamiento. Existen emulsiones de fraguado lento, medio y rápido. La capa mejorada debe estar completamente acabada. No se recomienda la estabilización con vientos fuertes, temperaturas inferiores a 5°C o lluvia. La dosificación depende del tamaño de partícula del suelo. Los suelos finos requieren una mayor cantidad de betún, y de estos, las resinas no pueden estabilizarse razonablemente debido a la dificultad de pulverización y la cantidad de betún requerida. En general, la cantidad de betún oscila entre el 4% y el 7%; En todos los casos, la cantidad total de agua para compactación más betún no deberá exceder la cantidad de agua requerida para llenar los vacíos en la

mezcla compactada. También se puede estabilizar con ácido fosfórico, fosfato de calcio (yeso), resinas y polímeros. (Arriaga Vázquez, 2006)

Precargas.

La mejora del suelo se puede lograr compactando o espesando los suelos de origen estático, como se logra con técnicas de Precarga, Precarga con Drenes y Compactación Estática Horizontal (Compaction Grouting) (Avaria R., 2018).

Estos incluyen la aplicación de cargas al suelo antes de las cargas operativas normales de la estructura del proyecto. Su objetivo principal es reducir la resistencia a la compresión y aumentar la resistencia de los suelos cohesivos blandos. La precarga habitual es un terraplén o plataforma de tierra; A veces se ha recurrido a bajar el nivel freático para abastecerlos, pero esto es muy costoso debido al bombeo constante. La precarga con plataformas es de uso común en México debido a su facilidad de implementación, aunque tiene la desventaja de requerir un área de trabajo mayor y en algunos casos el material al que se aplica no es el adecuado para su uso, el costo es mayor. Para los tanques de almacenamiento, la precarga se puede esperar en dos etapas: la primera es llenar la estructura del tanque en sí, construida con las especificaciones apropiadas para el propósito, y la segunda es la precarga en sí misma, para que fácil y económicamente se forme con el vertido. bloquear. material de yeso y cinta al paso máximo esperado. La precarga comienza con la limpieza y el decapado del área, seguido de la colocación en capas del material. Como se mencionó, una estructura de terraplén se puede formar desde el principio, compactado a los estándares y especificaciones previstas en el proyecto, en la cimentación de los tanques de almacenamiento, existe una ventaja cierta en comparación con los materiales no reglamentados, como menores costos y tiempos de construcción, ya que se utiliza la misma estructura de proyecto; sin embargo, presenta limitaciones como un mayor riesgo en caso de rotura o derrumbe y la necesidad de volver a nivelar el fondo después de haber realizado las pruebas hidrostáticas. Para conocer el comportamiento del subsuelo y el efecto de precarga se instalan geosintéticos. El propósito de este indicador es observar la respuesta de la cimentación como parte de un programa de pruebas hidrostáticas, de construcción y de precarga. Consiste principalmente en realizar nivelaciones precisas en los taludes superficiales para determinar el asentamiento generado e

instalar manómetros para conocer la evolución de la presión intersticial en el terreno (Stamatopulos & Kotzias, 1990).

Densificación por medio de explosivos.

Este método tiene por objeto obtener mejores adaptaciones de las partículas del suelo mediante un aumento repentino y relativamente uniforme de la presión atmosférica, que es generado por explosivos y transmitido a través de las fases líquida y sólida del suelo. La excitación debe exceder la energía mínima requerida para romper el equilibrio en la estructura del suelo, pero no debe "explotar" el suelo. Para el uso efectivo de esta técnica, se deben tomar en cuenta los explosivos, el suelo denso y la estratigrafía general del sitio. Es conveniente usar varios "rayos" seguidos en lugar de una sola explosión. También se requiere instrumentación geotécnica consistente principalmente en medidores de nivel someros y profundos y manómetros abiertos instalados en los estratos más permeables. Se realiza una evaluación inmediata sobre la base de los movimientos medidos en los bancos horizontales, complementada con la interpretación de las lecturas del manómetro. Los orificios pasantes estándar también se pueden usar para verificar la estanqueidad. Este método solo es efectivo para suelos de grano saturado con un contenido de grano fino inferior al 20%; Un contenido de arcilla reduce en gran medida su eficacia. Además, este método proporciona pequeñas densidades por encima de 1 m de profundidad y el material puede quedar suelto alrededor de los puestos de tiro. Los resultados pueden no ser tan deseables como con otros procesos, especialmente en cascadas parcialmente saturadas o no saturadas. Por otra parte, provoca daños al medio ambiente, sólo debe ser utilizado en lugares apartados (Vieitez U., 1979)

Mejoramiento por vibrado

Entre los procedimientos de mejoramiento por vibración se encuentra la vibrocompactación, la vibroflotación, la vibrisustitución y el vibrohincado teniendo los siguientes aspectos relacionados:

- a) *Vibrocompactación*; Este método se ha aplicado con éxito a una profundidad de 10 a 15 m, pero se pueden alcanzar hasta 20 m con un vibrador potente. La solidificación del material se comprobará después de sacudir el suelo; Para ello se realizarán sonidos estándar o de penetración de cono, comparando sus

resultados con las determinaciones originales en la misma zona. Al aplicar este método, se observan las siguientes observaciones: a) los primeros 1 a 2 metros generalmente no son densos y deben ser compactados posteriormente por compactadores de superficie; b) si el suelo contiene capas de limo o arcilla, no se pueden compactar; c) la resistencia máxima en el orificio cónico se puede aumentar del 50 % al 100 %; d) se puede lograr la compactación relativa requerida (60 a 80% y en algunos casos 100%); y 7–10% de sedimentación (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1957). El grado de solidificación alcanzado dependerá de la intensidad de las vibraciones producidas y de las propiedades del suelo, especialmente de la composición y forma del grano. Este método funciona mejor en arena limpia. Se han realizado mejoras a una profundidad de 30 m, pero las profundidades típicas son de 9 a 15 m. Dicho esto, la mejora obtenida depende del tipo de suelo, además de la distancia de los puntos de compactación y el tiempo de recuperación. El asentamiento se mide en suelos granulares alcanzando entre 5 y 15° de la profundidad tratada. Se ha encontrado que este proceso es más efectivo para materiales granulares con un contenido fino de no más del 10 al 15%. El efecto de solidificación disminuye a medida que aumenta la distancia horizontal desde el vibrador. La licuefacción evocada durante el proceso asciende a una distancia de 30 a 50 cm del vibrador, siendo nulo el efecto a 2,5 m debido al propio amortiguamiento del suelo.

- b) *Vibroflotación*; El dispositivo principal del sistema se llama "Vibroflot" (según una patente estadounidense), que consiste en un gran vibrador, equipado con una boquilla para arrojar agua a presión (un silbato). La solidificación se consigue por la acción combinada de la vibración y el tejido. Este método consiste en bajar al suelo el vibrador, que puede tener un diámetro de 40 cm, una longitud de 183 cm y un peso de 2 toneladas. Con una masa excéntrica en su interior, el vibrador puede aplicar una fuerza horizontal de 10 toneladas a 1800 rpm, desplazándose horizontalmente 2 cm. Para facilitar su conducción y su funcionamiento en general, dispone de chorros de agua tanto en su parte inferior como superior, con los que puede suministrar agua a un caudal de 4 a 5 litros/segundo (60 a 80 gpm) con una presión de 4 a 6 kg/cm² (60 a 80 psi).

Los huecos que deja el vibrador se rellenan con material granular (Vieitez U., 1979).

- c) *Vibrosustitución*; En suelos cohesivos blandos y sedimentos orgánicos, se han utilizado con éxito columnas de grava formadas por vibroflotación. Esta es una variación del proceso original y también se conoce como el proceso de vibración. En este método, el Vibroflot forma un agujero vertical a través del suelo suelto, que luego se rellena con grava o roca triturada, además de ser compactado por el propio vibrador. Este método aumenta la densidad del suelo y el drenaje proporcional para dispersar la presión intersticial. La introducción de un elemento duro conduce a una disminución de la tensión en el suelo, ya que habrá una mayor concentración en el elemento duro, además de una deformación limitada. Al no ser completamente rígidas, las columnas de piedra tienden a sufrir alguna deformación lateral cuando se aplican cargas, transmitiendo la presión lateral al suelo circundante. Está limitado por su costo, que puede ser alto. La influencia del drenaje del alcantarillado se limita a aproximadamente un diámetro desde el centro del drenaje. La capa de grava debe estar nivelada para evitar la obstrucción y para que se tenga drenaje eficiente.
- d) *Vibrohincado*; Utiliza un martillo vibrador con un elemento de columna de metal insertado verticalmente en cada posición predefinida, según un patrón preestablecido. Este método es aplicable a suelos granulares y saturados de hasta 7,5 cm de tamaño. (3") y rejilla 40, con un contenido de finos inferior al 25%. No se recomienda utilizar este método para depósitos de arena gruesa y grava con un coeficiente de permeabilidad $k > 10^{-2}$ m/s. Si es necesario, se puede agregar agua para asegurar la saturación. Las vibraciones transmitidas al elemento de columna son esencialmente verticales, por lo que la conducción se realiza normalmente sin la ayuda de chorros de agua. Al final de la solidificación de un área, la superficie del suelo bajará y para aplanar se debe agregar un nuevo material o este material puede colocarse antes del tratamiento del suelo. No es necesario agregar simultáneamente material ocupando el espacio sobrante que ya se ha logrado, ya que esto se puede hacer antes o después del procesamiento. En suelos parcialmente saturados, el reordenamiento de las partículas es difícil.

Con un alto contenido de penalización, se reduce la eficiencia del proceso; por tanto, para suelos con un contenido de grano fino superior al 20%, la mejora obtenida es muy pequeña. Además, para suelos con una densidad superior al 70%, es difícil de reformar y en sedimentos arenosos que contienen lentes de limo o arcilla, la eficiencia de fraguado se reduce.

Inyección de compactación.

Consiste en la proyección a presión de una mezcla muy densa de cemento y arena, formando gránulos de mortero que comprimen, mueven y compactan el suelo. La bomba y los equipos utilizados son esenciales debido a la mala trabajabilidad de la mezcla utilizada. Materiales utilizados con parámetros de aspersión registrados. La pulverización está regulada por el volumen de lechada por fase, el caudal, la presión de inyección y la viscosidad de la lechada. Algunas limitaciones de este método son las siguientes: a) el volumen de inyección puede ser variable, por lo que se deben realizar pruebas preliminares, b) la longitud máxima del segmento de procesamiento puede ser un impedimento para usarlo en el suelo y c) cuando se realizan inyecciones donde hay agua subterránea circulante, que puede estar demasiado diluida o perder completamente el lodo. (Arriaga Vázquez, 2006)

Inclusiones rígidas.

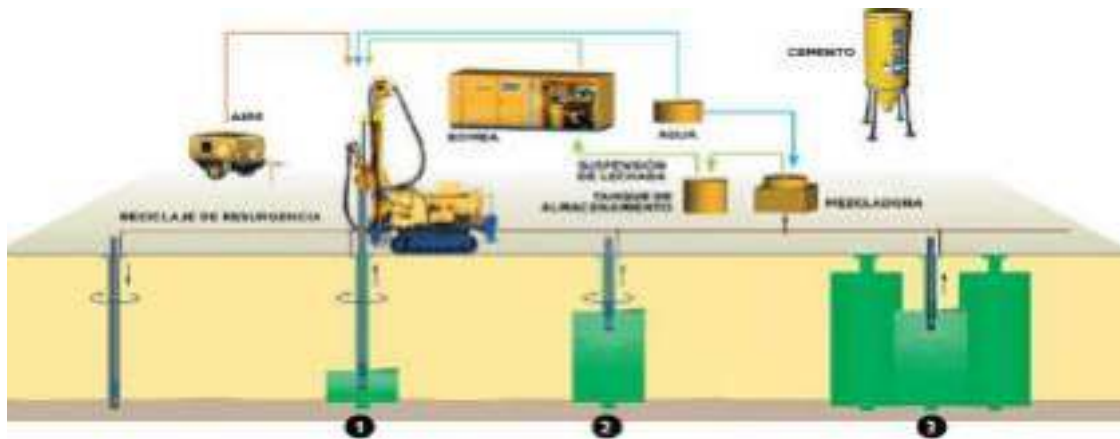
Es una técnica que ayuda a controlar el asentamiento de suelos sueltos por el peso de las estructuras y las fuerzas de tracción bajo el método de presión. Son elementos cilíndricos no conectados a la estructura, que pueden ser empotrados en el suelo mediante diversas técnicas. Sus ventajas son el asentamiento reducido al transferir una parte importante de las tensiones generadas por el suelo a estos elementos, la facilidad de instalación y la mínima interacción con la estructura. La limitación que introduce es la complejidad para evaluar las interacciones inclusión-suelo. (Arriaga Vázquez, 2006)

Jet grouting.

Este proceso consiste en cortar, excavar y mezclar el material "en el lugar", utilizando energía hidráulica de alta velocidad y reemplazándolo con una mezcla de suelo y cemento. Es adecuado para una amplia gama de suelos, desde aglomerados hasta arcillas altamente dúctiles. Sin embargo, a medida que aumenta

la resistencia del suelo, la profundidad de penetración disminuye y cuanto mayor sea la permeabilidad del suelo, mayor será la profundidad de penetración. Por lo tanto, el tiempo requerido para la infiltración máxima en suelos cohesivos es mayor. (Arriaga Vázquez, 2006)

Imagen 1
Proceso ejecución del jet grouting



FUENTE: (Avaria R., 2018) proceso ejecución del jet grouting: (1) Perforación: Varillajes de perforación equipados con toberas y bits de perforación se utilizan para perforar hasta lograr la profundidad de diseño. (2) Inyección: El proceso de disgregación del terreno empleándose chorros de fluidos a alta presión se realiza en sentido ascendente. El exceso de mezcla de agua y cemento se desecha al exterior por el espacio anular entre el varillaje de perforación y la pared del taladro generado. Durante esta fase los parámetros de producción preseleccionados (caudal, presión, etc.) son monitoreados constantemente en tiempo real. (3) Mezcla: Para todos los tipos de Jet Grouting la lechada de cemento se inyecta simultáneamente con el proceso de erosión del suelo

En cambio, Schaefer (1997) citado por (Yepes Piqueras, 2021), distingue las técnicas en tres grupos, a saber, mejora del suelo, refuerzo y tratamiento. La tabla 4 muestra esta diferencia. Sin embargo, a veces no está clara la diferencia entre tratamiento, reforzamiento o reforzamiento. El Ministerio de Fomento (2002) incluye consolidación y mejora en un mismo grupo, llamando a ambos métodos de mejora. El caso de las columnas de grava es un refuerzo como una mejora.

Tabla 4:
Clasificación de los métodos de mejora, refuerzo y tratamiento de terrenos

REFUERZO	MEJORA	TRATAMIENTO
Columnas de grava	Compactación dinámica	Mezcla con cemento
Jet Grouting	Precarga	Mezcla con cal
Anclaje	Drenaje (PVD)	Cenizas volantes
Bulonado	Electroósmosis	Drenaje por vacío
Micropilotes	Compactación por explosiones	Calentamiento
Columnas de cal		Congelación
Columnas de suelo cemento (VCC)		Vitrificación
Geosintéticos		

FUENTE: (Yepes Piqueras, 2021)– Schaefer, 1997.

El Comité Técnico TC17 de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, ISSMG presentó una clasificación de los métodos de mejora en cinco grupos:

1. **Mejora del terreno sin adiciones en suelos no cohesivos o materiales de relleno:** compactación dinámica, compactación por vibración, compactación explosiva, compactación por pulsos eléctricos y compactación superficial (incluida la compactación dinámica rápida).
2. **Mejora del terreno sin adiciones en suelos cohesivos:** Sustitución/desplazamiento ((incluida la descarga con materiales ligeros), precarga mediante relleno (incluido el uso de drenajes de mecha), precarga mediante ahuecamiento (incluida la combinación de relleno y vacío), consolidación dinámica con drenaje mejorado (incluido el uso de vacío), electro-permeación o consolidación electrodinámica, estabilización térmica por calentamiento o cierre de acristalamiento y compactación por aspersión hidráulica.
3. **Mejora del terreno con adiciones o inclusiones:** columnas vibratorias o grava, dinámica alternativa, pilas de arena compactada, columnas de geotextil granular, rociado químico, método de mezcla de métodos (incluidos el premezclado y la estabilización de profundidad), lechada, rociado por compresión e inyección de compensación.
4. **Mejora del terreno con adiciones tipo inyección:** Inyección de partículas, inyección química, métodos de mezclado (incluyendo la mezcla previa y la estabilización profunda), jet grouting, inyecciones de compactación y inyecciones de compensación.
5. **Refuerzo del terreno:** suelo reforzado con acero o geosintéticos, anclaje al suelo o clavado con tierra y métodos biológicos por vegetación.

Como puede observarse, el número de clasificaciones posibles es muy alto. Dejo a continuación las recomendaciones de la Guía de Cimentaciones (Ministerio de Fomento, 2002) respecto a la aplicabilidad de las principales técnicas de mejora del terreno.

Tabla 5
Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD	
Sustitución de terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		si	si	si	Moderada (lo normal menos de 3m)
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		si	si	no	Pequeña (lo normal menor a 1 m)
Precargas	si	si	si	si	no	Hasta varias decenas de metros
Mechas Drenantes	no	si	no	no	si	Hasta varias decenas de metros
Vibración Profunda	si vibroflotación	si vibrosustitución	si	si	no	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	cualquier tipo		si	si	no	Por evaluación del responsable
Inyecciones	Impregnación	No aplicable	Algo	Algo	no	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: en cualquier terreno		Algo	si	si	
	Desplazamiento: cualquier terreno		si	si	si	
Jet-grouting	Cualquier tipo		si	si	Solo columnas secantes	Normalmente hasta 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		si	si	si	Normalmente hasta 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		si	si	si	Normalmente hasta 20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelos de consistencia media o superior		si	si	si	Normalmente hasta 20 m

FUENTE: (MINISTERIO DE FOMENTO, 2002)

Las técnicas de recuperación de tierras también se pueden clasificar por fase del proyecto (Nicholson, 2015):

- a) Mejoras previas a la construcción. Estos son métodos rentables y, por lo tanto, deben utilizarse siempre que sea posible. Se trata de mejorar el sitio de construcción dentro del marco de planificación de las tareas identificadas en el proyecto. Por ejemplo, tenemos compactación, preconsolidación, descenso o bombeo de aguas subterráneas.
- b) Mejoras durante la construcción. Estas técnicas se implementan en paralelo con el proyecto y se pueden mantener indefinidamente. Esto sucederá con columnas de grava, tratamientos de la superficie del suelo (compactación de la superficie, estabilización con cal o cemento, etc.), congelación del suelo, geosintéticos, anclaje, clavado en el suelo y más.

Mejora tras la construcción. A menudo son técnicas de reparación, a menudo costosas, y son el último recurso para resolver un problema como la estabilidad de taludes o problemas de infiltración de agua. Entre estas técnicas se pueden mencionar el descenso del nivel freático, el refuerzo de microchips, etc.

2.3. Marco Conceptual

2.3.1. Términos básicos:

BUFAMIENTO: Efecto de restauración de un terreno que se advierte por su dilatación, cuando se modifican las condiciones de carga o humedad a las que estaba inicialmente sometido. (ARQHYS, 2020)

CIMENTACIÓN: conjunto de elementos estructurales encargados de transmitir al suelo las cargas del edificio o de sus elementos, distribuyéndolas de forma que no sobrepasen un rango de valores máximos de apoyo del suelo. (Edu. Xunta , 2020)

COLAPSAR: disminución de la resistencia de una estructura o componente estructural, debido a condiciones externas o internas, que provocan su incapacidad para funcionar, inestabilidad y destrucción. (Construmatica, 2011)

COMPACTACIÓN: Proceso de aplicación de energía a un suelo poroso para eliminar vacíos, aumentando así su densidad y por ende su capacidad portante y estabilidad, junto con otras propiedades. (UNAM, 2020)

COMPRESIÓN: es el acto de aplicar una fuerza sobre un objeto que produce una disminución en el volumen y tamaño del objeto. (Lambda Geeks, 2022)

CONSOLIDACIÓN: proceso por el cual se expulsa el exceso de agua entre las partículas del suelo y esto permite reducir el espacio entre ellas, obteniendo así un suelo mejor formado. (Alicante, 2017)

DENSIDAD: es la cantidad de materia que hay en un espacio determinado. Se define como la cantidad de masa de una sustancia por unidad de volumen. (Fernandes, 2021)

ELECTRODINÁMICA: es una disciplina dedicada al análisis de los fenómenos producidos por la electricidad cuando está en movimiento. (Pérez Porto & Gardey, 2019)

FREÁTICO: es una acumulación de agua subterránea ubicada a poca profundidad bajo tierra, por lo que se convierte en un obstáculo en los proyectos de construcción. (Inviasa, 2020)

GEOSINTÉTICO: se refiere a un producto constituido por materiales poliméricos sintéticos diseñados para su uso en la construcción. (G&G®, 2021)

GEOTÉCNICA: se enfoca en estudiar el comportamiento del suelo y la roca para permitir la construcción eficiente de estructuras y evitar desastres naturales como derrumbes, deslizamientos, sumideros, residencia de asentamientos, etc. (Geotecnia Facil, 2022)

GRAVA: se refiere a pedazos de roca y minerales de más de 2 mm de diámetro o longitud, además, el término también incluye guijarros o granos de roca, grava y bloques. (Geologia Web, 2020)

IN SITU: se refiere a una connotación que se refiere a la aplicación de una acción en un sitio determinado y señalado, tanto por el ejecutante como por el que la necesite. (Adrián, 2021)

INFILTRACIÓN: proceso por el cual el agua ingresa a la tierra, penetra en la superficie terrestre y se retiene allí, o llega al acuífero, aumentando el volumen previamente acumulado. (Segeberer & Villodas, 2011)

LICUEFACCIÓN: es un fenómeno en el que el suelo, por saturación de agua y especialmente en sedimentos más recientes como arena o grava, pierde su dureza y fluidez por el esfuerzo que provoca los temblores. (UCR-ICE, 2019)

PERMEABILIDAD: es propiedad del suelo para transmitir agua y aire y es una de las cualidades más importantes a tener en cuenta para la piscicultura, ingeniería. (FAO, 2017)

SATURAR: Para impregnar otros fluidos corporales en la cantidad máxima permitida. (The Free Dictionar, 2015)

SEDIMENTO: es materia sólida, transportada por elementos como el viento, el agua o el hielo, depositada en capas de manera no adherente. (Boggs, 2009)

TÉCNICA: método o práctica para completar o realizar una tarea. (TecnoMagazine, 2018)

CAPÍTULO III

HIPÓTESIS

3.1. Hipótesis General

Existe factores en cuanto al análisis de viabilidad técnica y económica en la Compactación Dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022.

3.2. Variables (definición conceptual y operacional)

Variable 1

Compactación dinámica

Dimensiones de la V1

- Peso de la masa
- Energía aplicada
- Longitud de la inclusión rígida
- Capa de transferencia de carga
- Costos por m²

Variable 2

Mejoramiento de suelos

Dimensiones de la V2

- Geometría de la masa
- Densidad de la masa
- Modelo de la grúa
- Estratigrafía del suelo
- Suelo mejorado

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA

4.1. Método de Investigación

La investigación se guiará por el método de investigación científica donde se seguirán pasos sistemáticos para la solución del problema.

4.2. Tipo de Investigación

Es el tipo de investigación aplicable, que utilizará conocimientos de investigación básicos o puros para tratar casos reales, como el uso de XPS (utensilios de tecnoport) para enriquecer el suelo en su nivel subrasante.

4.3. Nivel de Investigación

El nivel empleado es el explicativo y correlacional, ya que el estudio tuvo como objetivo encontrar la relación entre el uso de XPS (utensilios de tecnoport) para la recuperación de suelos a nivel de subcapa y explicar el efecto de su uso.

4.4. Diseño de la Investigación

En esta investigación utilizamos un diseño experimental, porque controla las variables independientes para ver su efecto sobre las variables dependientes en una situación controlada.

4.5. Población y muestra

Población

La población se conformó por 3 cuadras (300 m) entre las que se describen las cuadras 5 y 7 de Sapallanga, Huancayo – Junín.

Muestra

Esta muestra no es probabilística ni intencionada, ya que fue tomada de acuerdo a las preferencias del investigador, consta de 3 calicatas a una profundidad de 1.5 m del bloque 5, Sapallanga, Huancayo – Junín.

4.6. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos

Técnicas de recolección de datos

La visita al campo y la observación permite que se puede definir los puntos para la valoración y análisis de las muestras. La segunda fase fue el muestreo de las calicatas y el transporte al laboratorio para los exámenes correspondientes y detallados que ayudaran para la realización de conclusiones y recomendaciones que conlleva la investigación.

Instrumentos de recolección de datos

Para la investigación se utilizaron: herramientas de laboratorio para el análisis de muestras, programas de procesamiento de datos (Excel, Word y otros), libros, Internet, una computadora, una cámara, etc.

4.7. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Para el procesamiento de la información luego de que se realizan los ensayos de tamaño de partícula, límites de densidad, humedad, sonda y CBR, esta información es trasladada al gabinete y procesada en Excel, ya partir de ahí se realiza el Consolidado de resultados de acuerdo a la hipótesis objetiva del proceso de investigación en curso.

Para el análisis cuantitativo se cuantificaron en el laboratorio de mecánica y en el laboratorio de suelos las propiedades físicas y mecánicas presentes en la muestra poblacional, tales como humedad, proporciones de grava, arena y materiales finos, porcentaje de CBR; El análisis de datos se realizó mediante tablas

comparativas con la adición de XPS en el material de muestra y sin la adición de XPS y así llegamos a las conclusiones.”

La investigación cuantitativa es aquella que analiza los diferentes elementos que se pueden medir y cuantificar. Toda la información obtenida a partir de muestras de la población y sus resultados es extrapolable a todas las poblaciones, con cierto grado de error y confianza.

4.8. Aspectos éticos de la Investigación

Para ello citamos a Aliaga (2017, p. 53), quien nos dice que los aspectos éticos de la investigación debes poseer los siguientes procedimientos fundamentales:

- a) El respeto a la persona ya la personalidad, principio que se extiende a la dignidad e intimidad de la persona, sus creencias religiosas, tendencias políticas, prácticas derivadas de los lazos culturales de la colectividad y la autodeterminación.
- b) Mostrar buena voluntad personal.
- c) La equidad rige las relaciones entre las agencias relevantes y los investigadores y participantes en la investigación.
- d) La proporcionalidad y razonabilidad de evaluar la idoneidad de la investigación.
- e) NO mencionados con la intención de evitar riesgos o daños a los participantes o incluso a los investigadores.
- f) Se proporciona honestidad en las comunicaciones transparentes entre las partes involucradas en la investigación.
- g) No realizar estudios que afecten negativamente la calidad de vida, seguridad, protección de la población vulnerable y dependiente.

En este proyecto de investigación, se toman en consideración los principios básicos mencionados, ya que son guiados por expertos en el campo y se implementan sobre la base de las referencias y normas que lo acompañan en la construcción de nación. Por ello, el Código Ético es importante para no infringir sus derechos de autor.

CAPÍTULO V

RESULTADOS

5.1. Análisis de los estudios preliminares

El capítulo 5 está dividido en cuatro (04) bloques:

1. El primer bloque consta de la evaluación preliminar del caso en estudio con información respecto al área de estudio, la estructura y tipo de cimentación prevista, los resultados de la exploración en campo y laboratorio donde se identifican las propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo en estudio
2. El segundo bloque contempla el diseño de la técnica de compactación dinámica según el método propuesto por la Federal Highway Administration (FHWA). El alcance del diseño será definir el peso de la masa, altura de caída, energía necesaria de compactación, enmallado con espaciamiento y número de golpes por huella.
3. El tercer bloque presenta la descripción del procedimiento constructivo del mejoramiento de suelos por compactación dinámica.
4. El cuarto bloque y última división presenta los resultados de los ensayos ejecutados en campo: Ensayos de penetración con piezocono (CPTu) según la ASTM D5778, los Ensayos de Penetración Estándar (SPT) según NTP 339.133 (ASTM D 1586).

Resaltando que en el capítulo 4 se analizará la factibilidad técnica de la compactación dinámica mediante la comparación de los ensayos descritos en los bloques 1 y 4.

5.1.1. Evaluación Preliminar del terreno a mejorar

Previo a la ejecución del mejoramiento por compactación dinámica, se contemplan los siguientes 02 antecedentes para evaluar las propiedades físico mecánicas del suelo en estudio:

Estudio de Mecánica de Suelos: Se describe el área de estudio, la estructura y cimentación prevista, las investigaciones en campo realizadas (Ensayos de Penetración Estándar (SPT) según NTP 339.133 (ASTM D 1586), auscultación

dinámica mediante como dinámico tipo Peck (CTP) según anexo III de la E.05 Suelos y cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y ensayos de laboratorio.

Evaluación inicial por parte del contratista ejecutor del mejoramiento: Se realiza una investigación en campo mediante Ensayos de penetración con piezocono (CPTu) según la ASTM D5778 antes de la aplicación de la compactación dinámica.

Resaltando que la totalidad de registros de los Ensayos de Penetración Estándar (SPT), auscultación dinámica mediante como dinámico tipo Peck (CTP), calicatas, Ensayos de penetración con piezocono (CPTu), las curvas granulométricas, las secciones estratigráficas y otros ensayos están contenidos en el anexo adjunto.

a) Área de estudio.

El proyecto de mejoramiento de suelos mediante compactación dinámica se ubicó en un terreno en el distrito de Sapallanga

En el perímetro Sur, el terreno colinda con una quebrada de 3 m de profundidad y en los otros 3 lados existen zonas agrícolas e infraestructura pequeña temporal. Su uso ha servido como área de cultivo es por ello que presenta una capa superficial de vegetación con árboles y surcos de arado.

El terreno estudiado tiene una topografía irregular con una superficie relativamente plana con pendiente ascendente en dirección Este.



Ilustración 1. Vistas panorámicas de los terrenos en Sapallanga

Fuente: Elaboración propia para el estudio, 2022

b) Estructura prevista.

El proyecto comprende edificios con 1 a 2 pisos sin sótanos. Se estima que los esfuerzos transmitidos al terreno no superarán los 200 kPa.

c) Trabajos efectuados.

1) Exploración de campo previa al mejoramiento.

A continuación, se detalla el programa de exploraciones en campo contempladas en el estudio, 2022 (EMS):

- 24 calicatas (C-1 a C-24) ejecutadas con excavación manual, en superficie las profundidades fueron de 4 a 5m, se realizó la respectiva clasificación visual por SUCS y se extrajo muestras de suelos para la verificación.
- 6 perforaciones por lavado wash boring (WB-1 a WB-6) desde la superficie del terreno hasta los 7.45 a 10.45m de profundidad con ensayos de penetración estándar SPT cada 1 m.
- 25 auscultaciones dinámicas mediante cono dinámico tipo Peck (CTP) (CP-1 a CP-25) desde la superficie hasta las profundidades de 2.7 a 8.1m.
- 4 líneas de refracción sísmica (LS-01 a LS-24) con profundidades de 141 a 213m de profundidad.

A continuación, se presenta una vista en planta del terreno con la distribución de los ensayos exploratorios en campo:



Ilustración 2. Esquematización de los campos explorados realizadas terreno de estudio
Fuente: Elaboración propia para el estudio, 2022

De la campaña del contratista ejecutor del mejoramiento:

12 ensayos de penetración con piezocono (CPTu N° 1 y N°4 en la zona de prueba y CPTu N°7 al N°16 en todo el terreno), este ensayo se realizó hasta la profundidad de 4.5m con intervalos de medición de resistencia de punta, fricción por manga y presión de poro dinámica cada 2.5cm.

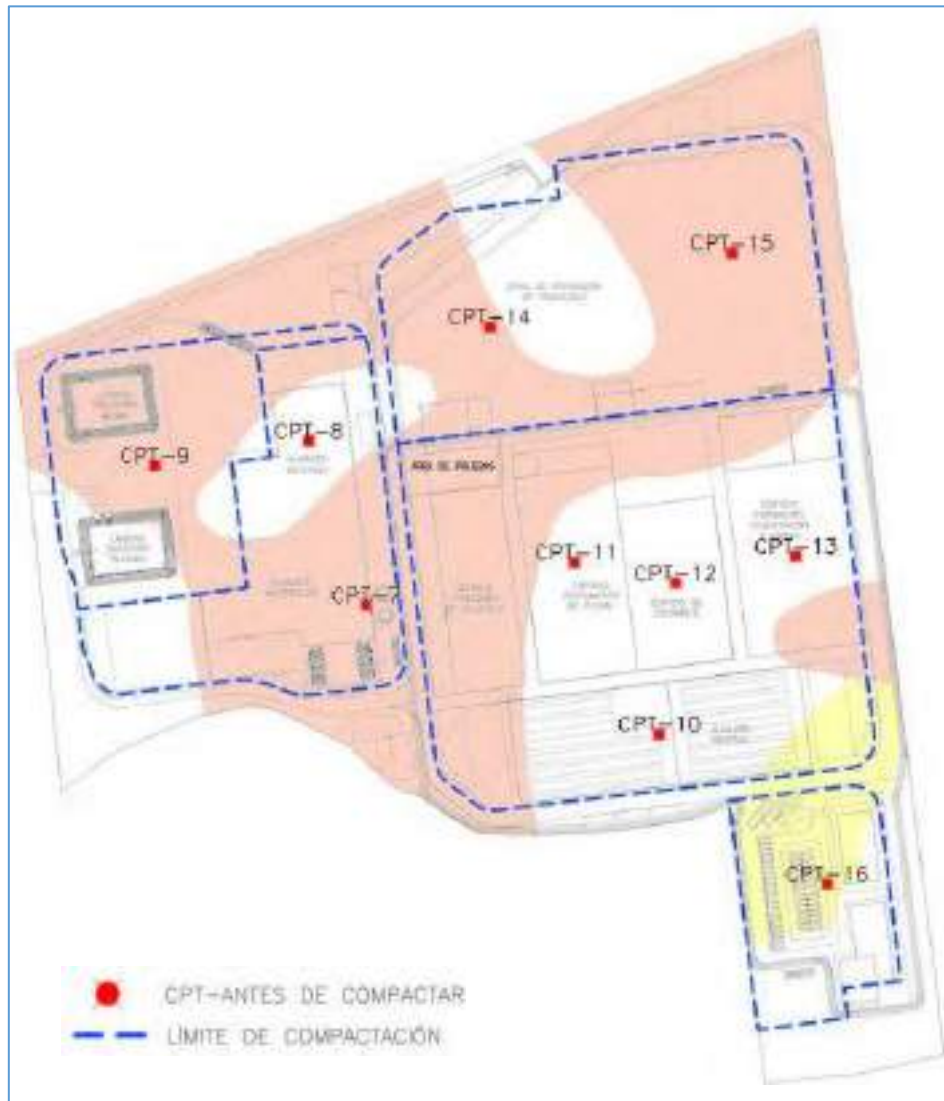


Ilustración 3. Esquematización de los campos explorados realizadas por el ejecutor
Fuente: Elaboración propia para el estudio, 2022

2) Ensayos de Laboratorio.

Se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio en base a las muestras extraídas en campo:

- 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)

d) Características del suelo.

1) Perfil del suelo identificado.

Los resultados que se obtuvieron en los ítems 3.1.3.1 y 3.1.3.2 se identificó que en gran parte de la superficie del terreno existe una capa de material orgánico constituido por tierra de cultivo de 0.2 a 0.8m de espesor conformada por arcilla limosa arenosa de plasticidad baja, medianamente compacta, con raíces.

Por debajo de esta capa se encuentra un estrato de arena fina mal graduada, suelta a medianamente densa con presencia de limo y arcilla en contenidos variables, de plasticidad baja a media, blanda a compacta.

En profundidades de 2.7 a 6.6m existe un depósito de arena fina a gruesa mal graduada medianamente densa a densa con contenido variable de grava y limo, estas características se extienden hasta 10.45m.

Se registraron lentes y bolsones de 0.4 a 1.5m de espesor de grava arenosa mal graduada, medianamente densa a muy densa y de limo arenoso no plástico, medianamente compacto a compacto.

2) Nivel Freático.

No se registró la presencia de nivel freático hasta las profundidades estudiadas.

3) Colapsabilidad del suelo.

Mediante los ensayos de laboratorio, específicamente el de densidad natural seca y límite líquido en muestras inalteradas de suelo, se determinó que las arcillas de plasticidad baja a media ubicadas en los estratos superiores, son potencialmente colapsables; sin embargo, el terreno no presenta Nivel Freático.

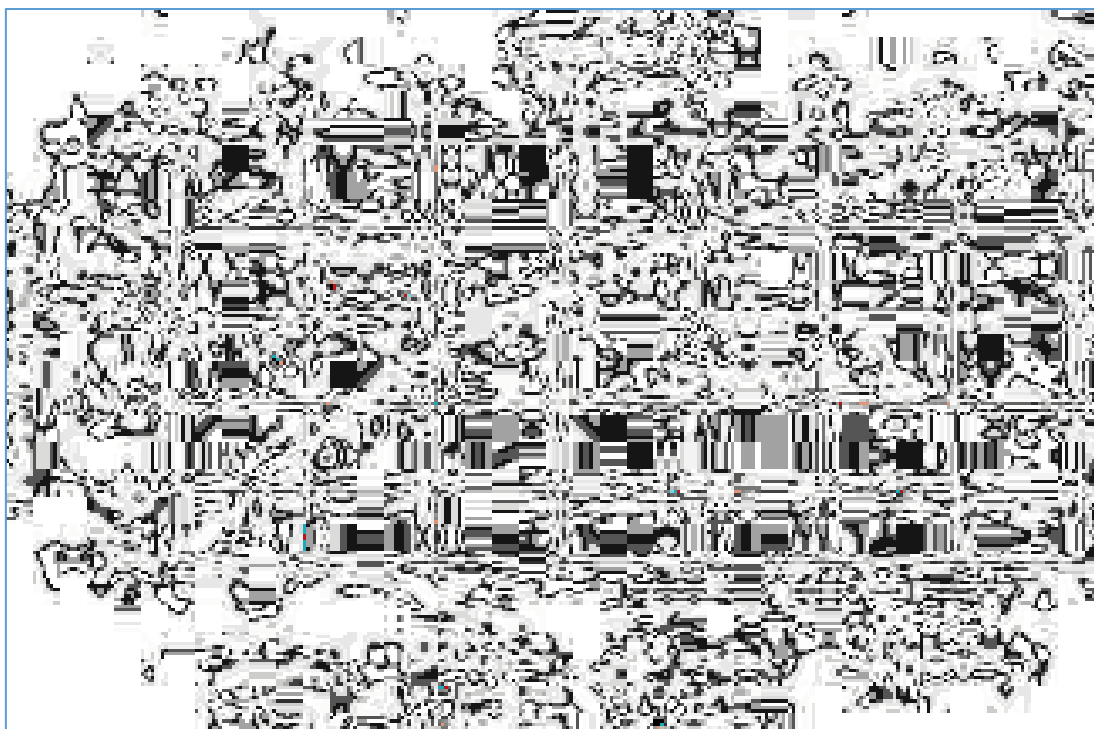


Ilustración 4. Diagnóstico potencial de colapso

Fuente: Elaboración propia desde Excel y Corel Draw para el estudio, 2022

e) Cimentación

1) Tipo de Cimentación.

El tipo de cimentación previsto para estructuras principales y menores constará de un sistema rígido con zapatas rectangulares conectadas mediante vigas de cimentación y/o cimientos corridos.

Es de suma importancia que la cimentación se apoye en un suelo mejorado con una presión admisible superior a 2.0 kg/cm² y que el asentamiento diferencial tolerable no supere 2.5 cm según condiciones de diseño estructural.

2) Profundidad de Cimentación.

Según el artículo 19 de la NTP 0.50 Suelos y Cimentaciones, la profundidad mínima de cimentación será de 0.8m debido a que el tipo de cimentación a emplearse consiste en zapatas y cimientos corridos, a que no hay cambios de volumen por humedecimiento – secado ni hielo – deshielo y debido a que la cimentación de la estructura se apoyará en un suelo mejorado (el cual debe alcanzar los valores mostrados en el Ítem 3.1.5.1 según las solicitaciones de la estructura).

Teniendo el propósito de nivelar el terreno y eliminar los estratos superficiales de material orgánico compuesto por capa de cultivo, material arcilloso y raíces, se realizará un corte de material, para ello, se propone delimitar el terreno en 02 sectores en función a los niveles de superficie y a la distribución proyectada de los pabellones que componen la planta industrial. El detalle de estas 02 áreas propuestas es el siguiente:

Tabla 6. Detalle de corte de terreno y profundidades de mejora mínimas

Zona	Área (m ²)	Cota inferior de corte de terreno (msnm)	Profundidad de mejora mínima (m)	Cota inferior de mejora de terreno (msnm)
Sector 01	34'342.72	38.5	4.0	34.5
Sector 02	68'709.65	40.0	4.0	36.0

Fuente: Elaboración propia con los datos de campo

Se precisa que si bien estudio recomienda una profundidad de mejora mínima de 5.0m por debajo del nivel de cimentación, es decir, 5.8m con respecto a la superficie del terreno, de la tabla N°08 “Detalle de golpes corregidos con su clasificación SUCS” se visualiza que en el sector 01 (WB-1 y WB2) el suelo alcanza o se aproxima a valores de rechazo ($N > 50$) en la cota 35.0 a 34.5 msnm y en el sector 02 (WB-3, WB-4, WB-5 y WB-6) ocurre en la cota 36.0 msnm, por ende, se opta por considerar una profundidad de mejora mínima de 4.0 m.

A continuación, se muestra la ilustración con las 02 secciones propuestas:

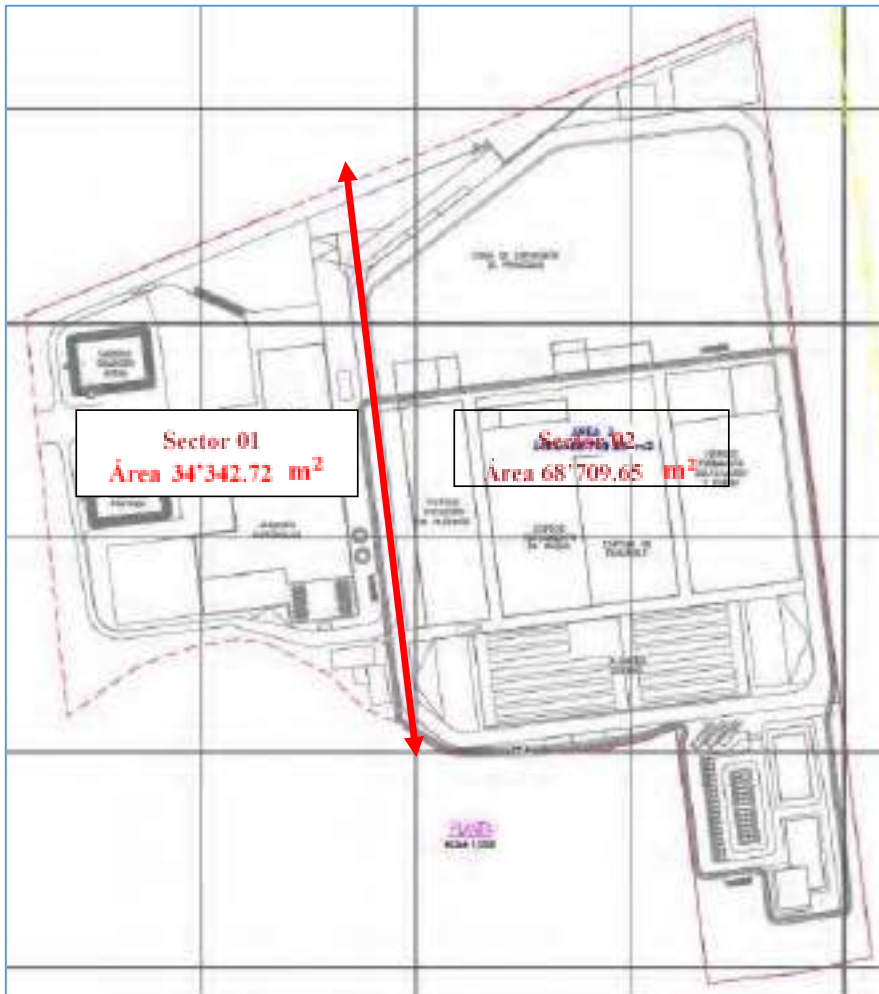


Ilustración 5. Esquematización del terreno para los cortes

Fuente: Elaboración propia con datos de campo, 2022

3) Efecto sísmico

Para el diseño sismorresistente se ha de utilizar la Norma Técnica de Edificación E030: Diseño Sismorresistente. Ha de considerarse que la ubicación del proyecto se encuentra en la Zona 4 con un factor $Z = 0.45$ es decir que tiene 10% de probabilidad de exceder en 50 años la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido.

f) Estratigrafía del caso en estudio

En base a la clasificación SUCS obtenida en las perforaciones por lavado (WB) y a las calicatas se ha reconstruido la estratigrafía del terreno en estudio. A continuación, se muestran 03 cortes estratigráficos con vista en planta correspondientes a las cotas: 38.0, 36.5 y 34.5 msnm:



Ilustración 6. Identificación de estratigrafías en las cotas 38.0 – 36.5 y 34.5 msnm

Fuente: Elaboración propia con los datos de campo

4) Cálculo de correlaciones entre las exploraciones de campo.

a. Corrección de los datos conseguidos en los SPT:

Procediendo con los cálculos el valor de golpes corregido N_{60} mediante los factores de corrección y ecuación de Skempton, A.K, 1986 mostrados a continuación:

Tabla 7. Factores de corrección SPT

Factor	Variable	Término	Corrección
Ratio de energía	Martillo Donut	C_E	0.5 – 1.0
Ratio de energía	Martillo de seguridad	C_E	0.7 – 1.2
Ratio de energía	Martillo automático tipo Donut	C_E	0.8 – 1.3
Diámetro de Excavación	65 – 115 mm	C_d	1.0
Diámetro de Excavación	150 mm	C_d	1.05
Diámetro de Excavación	200 mm	C_d	1.15
Log. de barra	<3m	C_l	0.75
Log. de barra	3–4m	C_l	0.8
Log. de barra	4–6m	C_l	0.85
Log. de barra	6–10m	C_l	0.95
Log. de barra	10–30m	C_l	1.0
Tubo muestreador	Sin tubo muestreador (revestimiento)	C_m	1.0
Tubo muestreador	Con tubo muestreador (revestimiento)	C_m	1.1 – 1.3

Fuente: Geotechnique (Skempton, A.K, 1986)

Factores a utilizar (contemplando información del EMS):

$C_E = 1.0$ debido a la utilización de martillo tipo donut con caída libre manual.

$C_l =$ Variable según profundidad

$C_d = 1.0$ ($65 \text{ mm} \leq d_p \leq 115 \text{ mm}$)

$C_m = 1.0$, en el ensayo no se indica el uso de revestimiento.

$$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_l \cdot C_d \cdot C_m \quad \dots\dots (1)$$

En la profundidad de 1.00 a 1.45m de profundidad en la Excavación WB – 1 la Log. de barra es menor a 3.0, por ende, $C_l = 0.75$

Reemplazando valores para calcular el N_{60} :

$$N_{60} = 13 \cdot 1.0 \cdot 0.75 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 9.75$$

La totalidad de los golpes obtenidos en los ensayos SPT y golpes corregidos (N_{60}) se han tabulado según lo mostrado a continuación:

Tabla 8. Detalle de golpes corregidos (N_{60}) con su clasificación SUCS para perforaciones WB 1 hasta la WB 3

Sondaje		WB-1			WB-2			WB-3		
Inicio de Sondeo (msnm)		38			39			40		
Cota		SUCS	N (SPT)	N60	SUCS	N (SPT)	N60	SUCS	N (SPT)	N60
Inicio	Fin									
42.0	41.5									
41.5	41.0									
41.0	40.5							o		
40.5	40.0							CL		
40.0	39.5				o			CL	6	4.5
39.5	39.0				o			CL	6	4.5
39.0	38.5	SM			CL	6	4.5	CL	17	13.6
38.5	38.0	SM			CL	6	4.5	CL	17	13.6
38.0	37.5	SM	13	9.8	CL	8	6.4	SM	11	8.8
37.5	37.0	SM	13	9.8	CL	8	6.4	CL	11	8.8
37.0	36.5	CL	9	7.2	CL	9	7.2	SM	32	27.2
36.5	36.0	CL	9	7.2	SC	9	7.2	SP-SM	32	27.2
36.0	35.5	CL	7	5.6	SC	13	11.1	SP-SM	46	43.7
35.5	35.0	SP-SM	7	5.6	SP-SM	13	11.1	SP-SM	46	43.7
35.0	34.5	SP-SM	44	37.4	SP-SM	60	57.0	SP-SM	69	65.6
34.5	34.0	SP-SM	44	37.4	SP-SM	60	57.0	SP-SM	69	65.6
34.0	33.5	SP-SM	32	30.4	SP-SM	59	56.1	SP-SM	84	79.8
33.5	33.0	SP-SM	32	30.4	SP	59	56.1	SP-SM	84	79.8
33.0	32.5	SP-SM	22	20.9	SP	60	57.0	SP-SM	60	57.0
32.5	32.0	SP-SM	22	20.9	SP	60	57.0			

Fuente: Elaboración propia con los datos de campo

Tabla 9. Detalle de golpes corregidos (N₆₀) con su clasificación SUCS para perforaciones WB 4 a la 6

Sondaje		WB-4			WB-5			WB-6		
Inicio de Sondeo (msnm)		41			40			40.5		
Cota		SUCS	N (SPT)	N60	SUCS	N (SPT)	N60	SUCS	N (SPT)	N60
Inicio	Fin									
42.0	41.5	o								
41.5	41.0	CL						o		
41.0	40.5	SP-SM	14	10.5	Rell.			CL		
40.5	40.0	SP-SM	14	10.5	Rell.			CL	10	7.5
40.0	39.5	SP-SM	34	27.2	SP-SM	18	13.5	SM	10	7.5
39.5	39.0	SP-SM	34	27.2	SP-SM	18	13.5	CL	10	8.0
39.0	38.5	SP-SM	37	29.6	SP-SM	23	18.4	CL	10	8.0
38.5	38.0	SP-SM	37	29.6	SP-SM	23	18.4	CL	9	7.2
38.0	37.5	SP-SM	33	28.1	SP-SM	23	18.4	CL	9	7.2
37.5	37.0	SP-SM	33	28.1	SC	23	18.4	SM	31	26.4
37.0	36.5	SP-SM	45	42.8	SC	13	11.1	SM	31	26.4
36.5	36.0	SP-SM	45	42.8	SP-SM	13	11.1	SW-SM	35	33.3
36.0	35.5	SP-SM	84	79.8	SP-SM	56	53.2	SW-SM	35	33.3
35.5	35.0	SP-SM	84	79.8	SP-SM	56	53.2	SW-SM	37	35.2
35.0	34.5	SP-SM	98	93.1	SP-SM	36	34.2	SW-SM	37	35.2
34.5	34.0	SP-SM	98	93.1	SP-SM	36	34.2			
34.0	33.5	GP-GM	60	57.0	SP-SM	24	22.8			

Fuente: Elaboración propia con los datos de campo

b. Corrección de los datos conseguidos en los CPTu

Consolidando los datos conseguidos en los Ensayos de penetración con piezocono (CPTu) Procediendo con los cálculos la resistencia por punta

corregida (q_t) mediante la siguiente formula presentada por Robertson et al. (1986)¹:

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad \dots\dots (2)$$

Donde:

q_t = Resistencia por punta corregida

q_c = Resistencia por punta registrada

u_2 = Presión de poro dinámica registrada

a = Ratio de superficie neto del piezocono = 0.8 (Indicado por el proveedor)

El terreno en estudio no se encuentra saturado y no se detectó presencia de nivel freático, según los resultados de los CPTu, la presión de poros dinámica es muy cercana a 0. A continuación, se muestran 03 gráficos de presión de poros y la totalidad de los resultados se encuentra en el anexo.

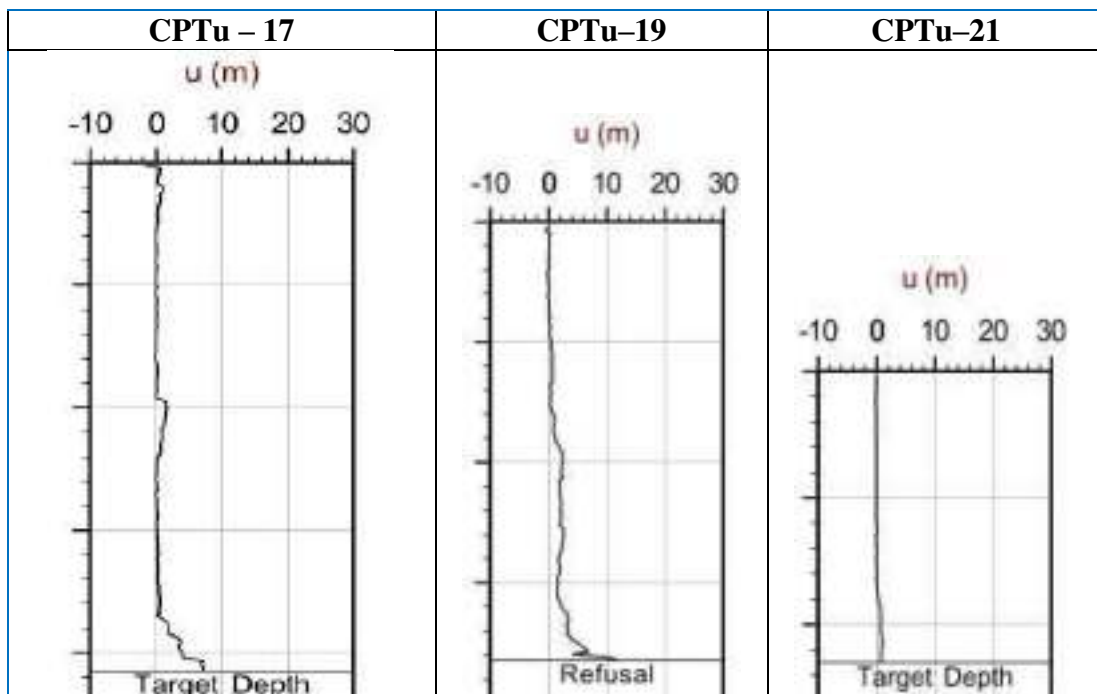


Ilustración 7. Presiones del poro dinámica en CPTu 17, CPTu 19 y CPTu 21

Fuente: Elaboración propia con los datos de campo

Para el caso en estudio, se trabaja con la resistencia por punta corregida (q_t) que es muy cercana a la resistencia por punta registrada (q_c).

- c. Correlación entre los datos conseguidos del SPT y Exploración dinámica mediante cono dinámico tipo Peck (CTP).

Teniendo el propósito de correlacionar los datos conseguidos en el cono de Peck con respecto al Ensayo Estándar de Penetración se procedió a

¹ Robertson, P.K., Campanella, R.G, Gillespie, D. & Greig, J. (1986). *Use of piezometer Cone Data*. Proceedings of inSitu86, ASCE Specialty Conference, Blacksburg, Virginia.

correlacionar los datos conseguidos de las auscultaciones y las perforaciones según cercanías:

Excavación WB – 1: Exploración CP – 1 y CP – 3

Excavación WB – 2: Exploración CP – 5, CP – 7*

Excavación WB – 3: Exploración CP – 12 y CP – 24

Excavación WB – 4: Exploración CP – 11, CP – 13 y CP – 16

Excavación WB – 5: Exploración CP – 18 y CP – 20

Excavación WB – 6: Exploración CP – 9, CP – 21, CP – 22 y CP – 23

Resultando, que según lo indicado en el punto 3.1.5.2 se propone realizar un corte de terreno por limpieza y desbroce en la cota 38.5 msnm para el Sector 01 (contiene las perforaciones WB – 1 y 2) y 40.0 msnm para el Sector 02 (contiene las perforaciones WB – 3, 4, 5 y 6), por lo tanto, para el cálculo del promedio de los N_{60} y CPT se han contemplado los resultados de los datos conseguidos a partir de la cota en la que se realizará el corte de terreno.

Tabla 10. Cálculo de correlación entre los SPT y Conos de Peck

Sondaje WB – 1



Fuente: Elaboración propia con los datos de campo

Sondaje WB – 2

Sondaje		WB-2		CP-5		CP-7	
Inicio de Sondeo (msnm)		39.0		40.1		39.2	
Cota		SUCS	N60	Cn	SUCS Calicata	Cn	SUCS Calicata
Inicio	Fin						
40.0	39.5				O		
39.5	39				CL		O
39.0	38.5	CL	4.5	15.00	CL	11.0	CL.ML
38.5	38	CL	4.5	15.00	CL	11.0	CL
38.0	37.5	CL	6.4	15.5	SM	20.0	CL
37.5	37	CL	6.4	15.5	CL	20.0	CL
37.0	36.5	CL	7.2	33.3	SP-SM	24.0	CL
36.5	36	SC	7.2	33.3	SP-SM	24.0	CL
36.0	35.5	SC	11.1	500.0	Rechazo	25.7	SM
35.5	35	SP-SM	11.1	500.0	Rechazo	25.7	SM
35.0	34.5	SP-SM	57.0	500.0	Rechazo	64.0	SP
34.5	34	SP-SM	57.0			500.0	Rechazo
34.0	33.5	SP-SM	56.1			500.0	Rechazo
33.5	33	SP	56.1			500.0	Rechazo
Promedio			7.7	24.4		26.8	

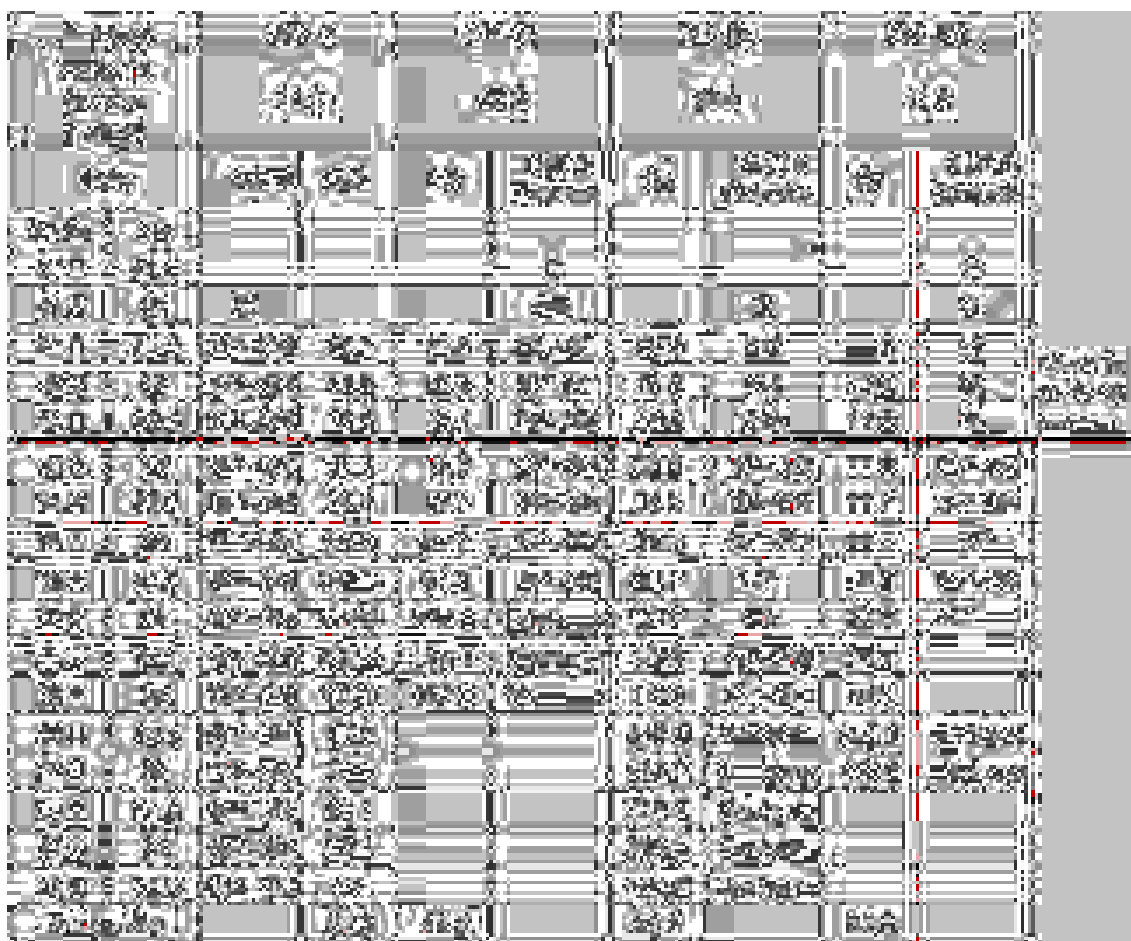
Nivel de corte de terreno

Sondaje WB – 3

Sondaje		WB-3		CP-12		CP-24	
Inicio de Sondeo (msnm)		40.0		40.9		40.6	
Cota		SUCS	N60	Cn	SUCS Calicata	Cn	SUCS Calicata
Inicio	Fin						
40.0	39.5			12.7	SP-SM	25.7	CL
39.5	39	CL	4.5	12.7	SP-SM	25.7	CL
39.0	38.5	CL	13.6	16.3	SP-SM	12.7	CL
38.5	38	CL	13.6	16.3	SP-SM	12.7	CL
38.0	37.5	SM	8.8	25.3	SM	16.8	CL
37.5	37	CL	8.8	25.3	SM	16.8	CL
37.0	36.5	SM	27.2	42.3		56.0	CL
36.5	36	SP-SM	27.2	42.3		56.0	SM
36.0	35.5	SP-SM	43.7	91.3		62.3	SP-SM
35.5	35	SP-SM	43.7	91.3		62.3	
35.0	34.5	SP-SM	65.6	203.0	Rechazo	90.0	
34.5	34	SP-SM	65.6	500.0	Rechazo	500.0	Rechazo
34.0	33.5	SP-SM	79.8	500.0	Rechazo	500.0	Rechazo
33.5	33	SP-SM	79.8			500.0	Rechazo
Promedio			21.2	40.4		35.7	

Nivel de corte de terreno

Sondaje WB – 4

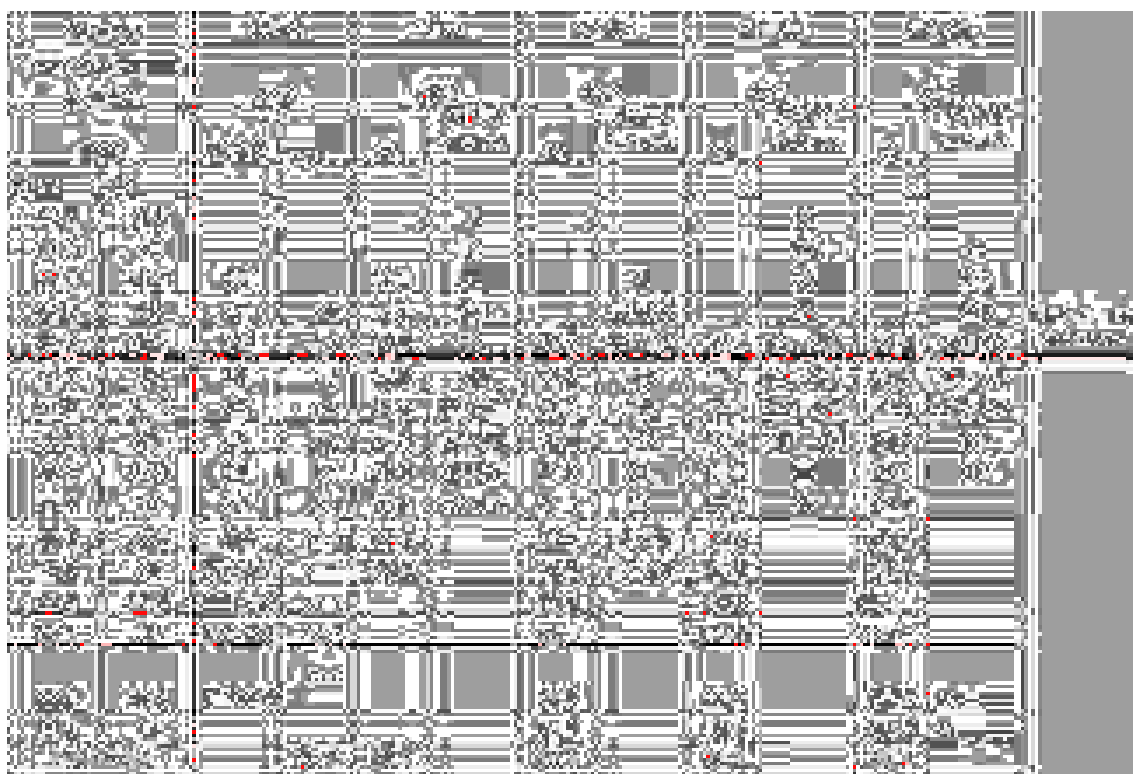


Sondaje WB – 5

Sondaje		WB-5		CP-18		CP-20	
Inicio de Sondeo (msnm)		40.0		40.9		41.5	
Cota		SUCS	N60	Cn	SUCS Calicata	Cn	SUCS Calicata
Inicio	Fin						
40.5	40				SP-SM		SP-SM
40.0	39.5	SP-SM	13.5	32.5	SP-SM	22.5	SP-SM
39.5	39	SP-SM	13.5	32.5	SP-SM	22.5	SP-SM
39.0	38.5	SP-SM	18.4	56.3	SM	16.7	SP-SM
38.5	38	SP-SM	18.4	56.3	SP-SM	16.7	SP-SM
38.0	37.5	SP-SM	18.4	27.7	SP-SM	56.7	GP
37.5	37	SC	18.4	27.7	SP-SM	56.7	SM
37.0	36.5	SC	11.05	32.0		36.8	SM
36.5	36	SP-SM	11.05	32.0		36.8	
36.0	35.5	SP-SM	53.2	50.7		20.3	
35.5	35	SP-SM	53.2	50.7		20.3	
35.0	34.5	SP-SM	34.2	71.3		33.3	
34.5	34	SP-SM	34.2	71.3		33.3	
34.0	33.5	SP-SM	22.8	95.5		32.5	
33.5	33	SP-SM	22.8	95.5		32.5	
Promedio			25.4	53.8		31.9	

Nivel de corte de terreno

Sondaje WB – 6



- Se descarta el CP–25 (cercana a WB–2) debido a que no hay una calicata próxima con clasificación SUCS que permita identificar la estratigrafía.
- No se consideraron valores de N60 mayores a 50 por haber llegado al rechazo ni CPT mayores a 100.

Habiendo realizado el cálculo de las correlaciones para cada Excavación por WB se procedió a tabular los resultados:

Excavación	Factor de relación
WB – 1	0.45
WB – 2	0.30
WB – 3	0.56
WB – 4	0.76
WB – 5	0.59
WB – 6	0.53

Según el EMS se recomienda utilizar un valor de correlación de 0.5 para suelos granulares y 1.0 para suelos cohesivos; sin embargo, según los cálculos precedentes, se utilizará el coeficiente obtenido de 0.53. Esta correlación entre el Ensayos de Penetración Estándar (SPT) y la Exploración dinámica mediante cono dinámico tipo Peck (CTP) permite recalcular los valores del CTP obtenidos en campo a fin de convertirlos en N corregidos. De este modo, se identifica un mayor espectro de data que permite identificar con mayor precisión aquella zona con menores resistencias.

Tras afectar al promedio de la cantidad de golpes en los CP – 1 al CP – 25 por el factor de correlación de 0.53 se obtienen valores mínimos de 12 golpes, con ello se constata que la zona con menor capacidad portante corresponde al área contenida en el WB – 2.

La tabulación de las auscultaciones dinámicas y su valor correlacionado están adjuntados en el anexo de la presente tesis.

5.1.2. Diseño del mejoramiento de suelos por compactación dinámica

Con el pasar de los años se han desarrollado nuevos métodos de diseño de la técnica de compactación dinámica, entre los principales autores están Poran y Rodríguez² con una propuesta de diseño en suelos arenosos sin presencia de nivel freático, el método de la Federal Highway Administration (FHWA)³ y Jahangiri et al. con el desarrollo de un análisis en elementos finitos en 2 dimensiones en diversos tipos de suelo.⁴

En el presente trabajo de tesis se utilizó el método de diseño propuesto por la FHWA de 1995 que consta de los pasos mostrados en el desarrollo de este punto. Resaltando que el análisis teórico siempre ha de contrarrestarse con el desempeño real de la técnica en el lugar donde va a desarrollarse el mejoramiento.

A. Elección de la masa y altura de caída.

Inicialmente la profundidad de mejora por el método de compactación dinámica se expresó mediante la fórmula empírica de Menard (1976)^{5 6} de la siguiente manera:

$$D_{m\acute{a}x} = \sqrt{M \times H} \quad (2)$$

Donde:

$D_{m\acute{a}x}$ = Profundidad de mejora (m).

M = Masa (ton)

H = Altura de caída (m)

Sin embargo, la práctica ha demostrado que hay varios condicionantes que generan la reducción de esta profundidad de mejora, tales como: el tipo de suelo a tratar, la eficiencia de la grúa a utilizar según el tipo de caída que tiene (sistema de caída libre o semi caída libre), la presencia de estratos duros o compactos que absorban la energía transmitida y la sección o área transversal de la masa que impacta con el suelo.

² Poran, C. J. & Rodríguez, J. A. (1992) *Design of Dynamic Compaction*. Canadian Geotechnical Journal, 29, 5, Canada. Pág. 796–802.

³ FHWA (1995) *Dynamic Compaction*. USA.

⁴ Jahangiri, G., Pak, A. & Ghassemi, A. (2011) *Numerical Modelling of Dynamic Compaction in Dry Sandy Soils for Determination of Effective Print Spacing*. Journal of Structural Engineering and Geotechniques, 1, USA. Pág. 1–9.

⁵ Bielza, A. (1999) *Manual de técnicas de mejora de terreno*. España. Pág. 66.

⁶ Pérez, T. & Montejano, J. & Valiente, R. (2015) *Dynamic compaction evaluation using in situ test*. España. Pág.4.

Es por ello, que la fórmula para calcular la profundidad de mejora está expresada de la siguiente manera.

$$D_{\text{máx}} = c \times n \times \sqrt{M \times H} \quad (3)$$

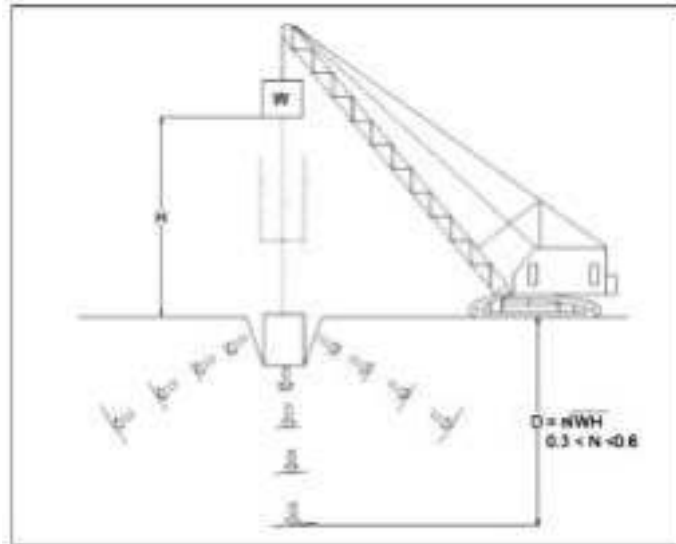


Ilustración 8. Profundidad de mejora ante una masa W y una altura de caída H

Fuente: Dynamic Compaction (FHWA, 1995)

Donde:

c = Factor de eficiencia de la máquina a utilizar (1.2 para sistema de caída libre o 0.9 en grúas con semi caída libre).

n = Factor según tipo de suelo, permeabilidad y grado de saturación, este valor va de 0.35 a 0.6

Para identificar el factor n a utilizar en la ecuación, se utiliza la siguiente tabla:

Tabla 11. Valores de n en función al tipo de suelo, permeabilidad y grado de saturación del mismo

Tipo de suelo		Permeabilidad		Grado de saturación	
Grueso	Fino	Alta	Baja	Alta	Baja
0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70
0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75
0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80
0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90
0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95
0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00

Fuente: Fuente: Dynamic Compaction (FHWA, 1995)

A continuación, se procede a cuantificar las variables de la fórmula

- La grúa disponible, para la ejecución de la compactación dinámica, cuenta con cables de frenado para subir y descender la masa, por ello, se empleará un coeficiente c de 0.9.
- De lo expresado en el punto 3.1.5.2, se define que la profundidad de mejora ($D_{\text{máx}}$) para el sector 01 y 02 es de 4.0m.

- Por otro lado, según las estratigrafías identificada en la perforación WB – 2 (sondaje más desfavorable) se procede a calcular el valor del coeficiente n:

Estratigrafía compuesta por 2m de arcilla limosa, arenosa, de plasticidad media (CL), 1m de arena fina ligeramente gravosa, arcillosa (SC) y 1m de arena fina a gruesa, gravosa, ligeramente limosa (SP – SM) que suman los 4.0m de profundidad en los que se realiza el mejoramiento por compactación dinámica.



Reemplazando este valor de n promedio en la fórmula 02:

$$4.0 \text{ m} = 0.9 * 0.46 * \sqrt{M * H}$$

$$92.34 = M * H$$

Resaltando que la altura de caída de la grúa disponible es de 15m, reemplazando este valor, se obtiene que la masa mínima necesaria es de:

$$M = 6.2 \text{ ton}$$

Se opta por escoger una masa de 10 toneladas debido a disponibilidad del mercado, por ende, la profundidad de mejora teórica del terreno:

$$D_{\text{máx}} = 0.9 * 0.46 * \sqrt{15 * 10} = 5.07 \text{ m}$$

B. Cálculo de la energía a aplicar.

En la siguiente tabla se muestran las energías requeridas a aplicar en ton.m/m³ para diversos tipos de suelo considerando el tipo de suelo a compactar, el espesor o profundidad de mejora.

Tabla 12. Energía aplicada (ton.m/m³) según el tipo de suelo a compactar (FHWA, 1995).

Fuente: Dynamic Compaction (FHWA, 1995)

Si bien la profundidad de mejora teórica (D_{máx}) es de 5.07m, por el sobredimensionamiento calculado en la masa a emplear, la profundidad necesaria a mejorar se ha definido en 4.0 m y considerando que se tienen estratos de suelo de Zona 1 y Zona 2 se opta por considerar un valor de energía aplicada

de 25 ton.m/m³. A partir de estos valores, la energía específica requerida en ton.m/m³ se calcula como:

$$E_s = \frac{E}{V} = \frac{25 \text{ ton.m/m}^3 \times 1000 \text{ m}^3}{1000 \text{ m}^3} = 25 \text{ ton.m/m}^3$$

C. Determinación del espaciamiento entre huellas, número de golpes y cantidad de fases.

Los puntos de golpeo o huellas producidas por la caída de la grúa pueden generar una malla de impactos con una distribución cuadrada o triangular entre 5 a 10 m de espaciamiento. Hay mallas con otro tipo de distribución donde el espaciamiento se mide como la diagonal entre ejes de huellas.

Se presenta a continuación, una ilustración de la disposición diagonal o lateral entre huellas.

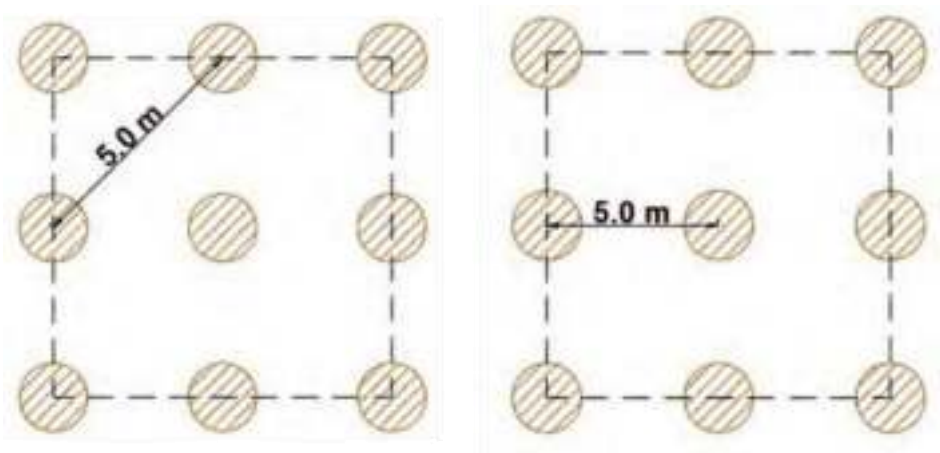


Ilustración 9. Agrupación de huellas a espacios de 5m con medidas diagonales y laterales.

Fuente: Dynamic Compaction (FHWA, 1995)

El espaciamiento entre huellas se calcula como 1.5 a 2.5 veces el ancho o diámetro de la masa. Para la masa escogida de 15 toneladas con dimensiones de 2x2m (Cuadrada), el intervalo de espaciamiento será:

$$1.5 * L < S < 2.5 * L \quad (6)$$

Donde:

L = Lado de masa

S = Espaciamiento entre huellas

$$3 < S < 5$$

Con la recomendación de espaciamientos mínimos y máximos citada líneas arriba, se establece un rango entre 3 a 5m. Mas espaciamiento involucra mayor cantidad de golpes para poder satisfacer la energía a aplicar y menor espaciamiento implica menor cantidad de golpes para cumplir el objetivo. Para el caso en estudio se opta por trabajar con un valor de 5m en diagonal para

mayor rapidez en el proceso de ejecución. Asimismo, se recalca que el cálculo teórico de la separación entre huellas ha de evaluarse en una etapa de prueba donde el desempeño del mejoramiento permitirá mantener o aumentar el valor de S.

D. Cálculo del número de golpes y cantidad de fases.

Para el cálculo del número de golpes por huella se empleará la siguiente fórmula:

$$AE = \frac{N.M.H.P}{S^2}$$

Donde:

N= Número de golpes por huella

P = Número de fases

$$100 = \frac{N.10.15.P}{5^2}$$

$$NP = 17.0$$

Se aprecia que la cantidad de golpes totales a aplicar es de 17, con la finalidad de dividir este número de impactos en una o más fases, se cita a las siguientes recomendaciones:

Según Uriel. A, la cantidad de golpes debería oscilar entre 5 a 10 golpes sucesivos⁷, por otro lado, según la FHWA este rango fluctúa entre 7 a 15 impactos⁸. Adicionalmente, debe considerarse que, si la totalidad de los golpes por huella se concentran en una sola fase, la profundidad del cráter o huella ocasionada puede resultar mayor a la altura de la masa y esto no es conveniente por las siguientes razones:

- Al subir la masa después de generado el impacto, se genera una fuerza de succión en la base y paredes. Es por ello que se requerirá una mayor fuerza en los cables de izaje para levantar la masa, esto reduce la durabilidad de los mismos.
- Las paredes del cráter, que tienen una profundidad considerablemente mayor, pueden derrumbarse en la base de la huella generando una superficie irregular que afectará en la correcta transmisión de energía a estratos inferiores.
- El aflojamiento de las partículas de suelo en la superficie y paredes (producido por la fuerza de succión) se han de compactar con un procedimiento adicional de planchado para densificar la superficie suelta.

Con estas recomendaciones, se decide realizar 2 fases con 10 golpes en la primera fase y 7 golpes en la segunda.

⁷ Uriel. A (1985). *Mejora de terrenos por medios dinámicos*. Curso sobre pavimentos y rellenos portuarios. Puerto Autónomo de Valencia.

⁸ FHWA (1995) *Dynamic Compaction*. USA.

A modo de verificación se presenta una tabla con la energía aplicada en el proceso.

Tabla 13. Cálculo de Energía total aplicada (ton.m/m²)

Fuente: Elaboración PrOpiA

E. Descripción de la plataforma de trabajo.

Debido a que el equipo utilizado para realizar la compactación dinámica es una grúa de aproximadamente 100 toneladas, es necesaria la existencia de una plataforma de trabajo que evite inestabilidad en la grúa y garantice una superficie nivelada. Esta plataforma está conformada por una capa de grava con espesor entre 0.3 a 0.9m, siendo necesaria su colocación cuando se tienen suelos correspondientes a la Zona 2 (Suelos favorables con restricciones) en caso de saturación⁹

Resaltando que el introducir material de tipo granular para construir la plataforma de trabajo puede entorpecer el proceso de mejoramiento pues si la masa a utilizar no es de gran peso, esta no penetra fácilmente las capas superficiales y se reduce la cantidad de energía aplicada.

Por otro lado, el costo que involucra la colocación de un espesor de grava como los señalados, genera un aumento en el presupuesto del mejoramiento.

De lo descrito en la página 36, se ha propuesto un corte de terreno hasta la cota 39.0 msnm, con ello, se nivelará la superficie para los trabajos de compactación dinámica y al no existir nivel freático, no se considerará la colocación de grava para este proyecto.

⁹ FHWA (1995) *Dynamic Compaction*. USA. Pág. 28

5.2. Desarrollo del tratamiento de mejora de suelos

5.2.1. Descripción del procedimiento constructivo

El procedimiento ejecutado en el caso de estudio consistió en las 4 etapas descritas a continuación:

A. Preparación de la superficie

Según lo mencionado anteriormente, se realizó un corte de terreno hasta la cota 39.0 para la nivelación y remoción de la capa superior de suelo conformada por material orgánico de carácter vegetal según lo descrito en el EMS.

B. Prueba de Desempeño

De acuerdo con el plan de trabajo, elaborado por la empresa a cargo del mejoramiento de suelos por compactación dinámica, se ubicó en el terreno una zona denominada “Área de Prueba” de 989 m², la cual tuvo como finalidad definir la secuencia de trabajo (distribución y número de golpes, peso y altura de caída a utilizar) y definir el porcentaje de mejoramiento alcanzado por el proceso.

Cabe resaltar, que siempre es necesario realizar una prueba de desempeño que permita corroborar o redefinir lo establecido en el diseño del mejoramiento por compactación dinámica.

El “Área de Prueba” se ubicó en la parte central del terreno, cerca de la ubicación de la Calicata C-24 y cono de Peck CP-24 (sondaje más desfavorable aparentemente determinado por el EMS). En esta área se establecieron 2 mallas de trabajo: la malla de 5x5 cuyos puntos de compactación estarían distanciados 5 m en dirección diagonal y la malla de 6x6 cuyos puntos estarían distanciados 6 m en dirección diagonal en el proceso de ejecución.

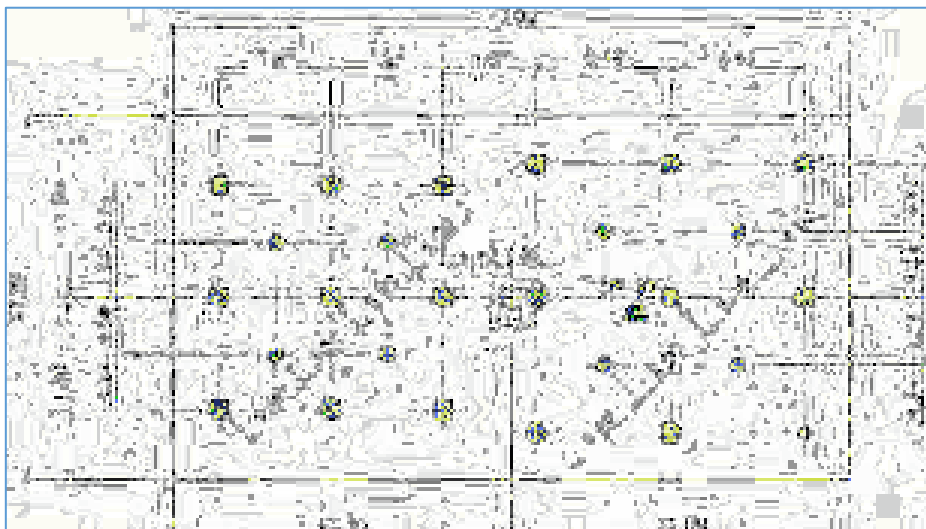


Ilustración 10. Zona de Área de Prueba con malla de huellas de compactación de 5x5 y 6x6

Fuente: Elaboración propia con los datos de campo

C. Ejecución de la compactación dinámica

La ejecución de la técnica por compactación dinámica, para el caso en estudio, consistió en dividir el área total a mejorar en 5 etapas por facilidad constructiva y realizar dos fases de apisonado: la primera con 12 golpes y la segunda con 7 golpes a un espaciamiento de 5 m en dirección diagonal al eje entre huellas. En las siguientes ilustraciones aprecia la división del área en las zonas mencionadas y una fotografía correspondiente a la compactación dinámica del caso en estudio que es la primera realizada en el país.

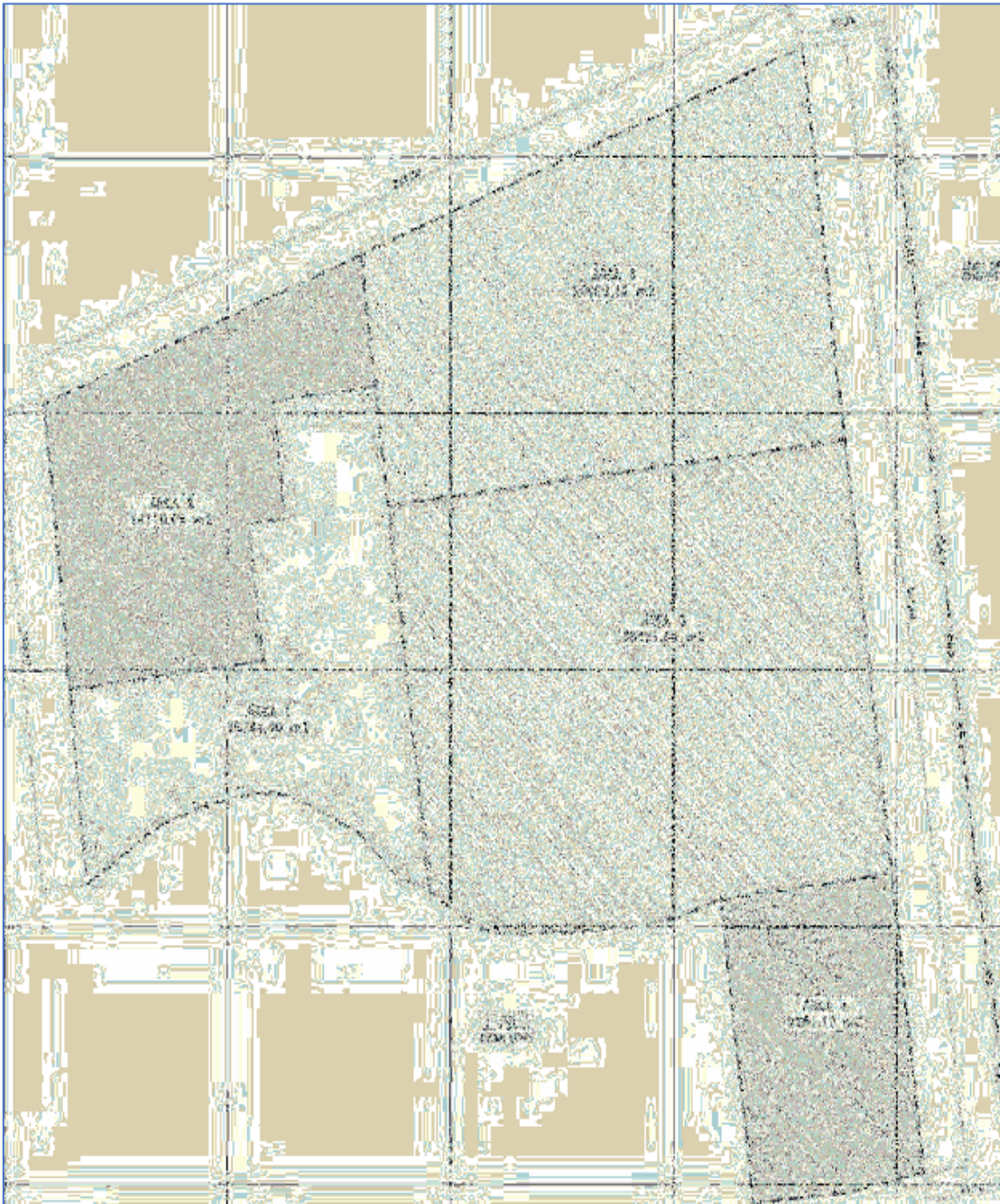


Ilustración 11. Distribución de áreas para el proceso de compactación dinámica

Fuente: Elaboración de campo a partir de las proyecciones

D. Resultados de los ensayos ejecutados en campo

Para corroborar que la mejora del suelo tras la aplicación de la compactación dinámica supere los estándares establecidos de presión admisible y asentamiento permisible, se ejecutaron Ensayos de penetración con piezocono (CPTu) y una prueba de hundimiento. A continuación, se mostrarán los resultados correspondientes al ‘Área de prueba’, esta abarca la calicata 24 (Definida como la zona más desfavorable a compactar)

E. Ensayos CPTu realizados en la zona de prueba

A continuación, se muestra el detalle de los ensayos CPTu realizados en el Área de prueba distribuidos de la siguiente manera:

Tabla 14. Distribución de CPTu ejecutados

	Malla de 5x5m	Malla de 6x6m
Ensayos CPTu antes del mejoramiento	CPTu – 1	CPTu – 4
Ensayos CPTu después del mejoramiento en la huella de impacto	CPTu – 2	CPTu – 5
Ensayos CPTu después del mejoramiento entre huellas de impacto	CPTu – 3	CPTu – 6

Fuente: Elaboración propia con los datos de campo

La distribución de los ensayos CPTu fue la siguiente:

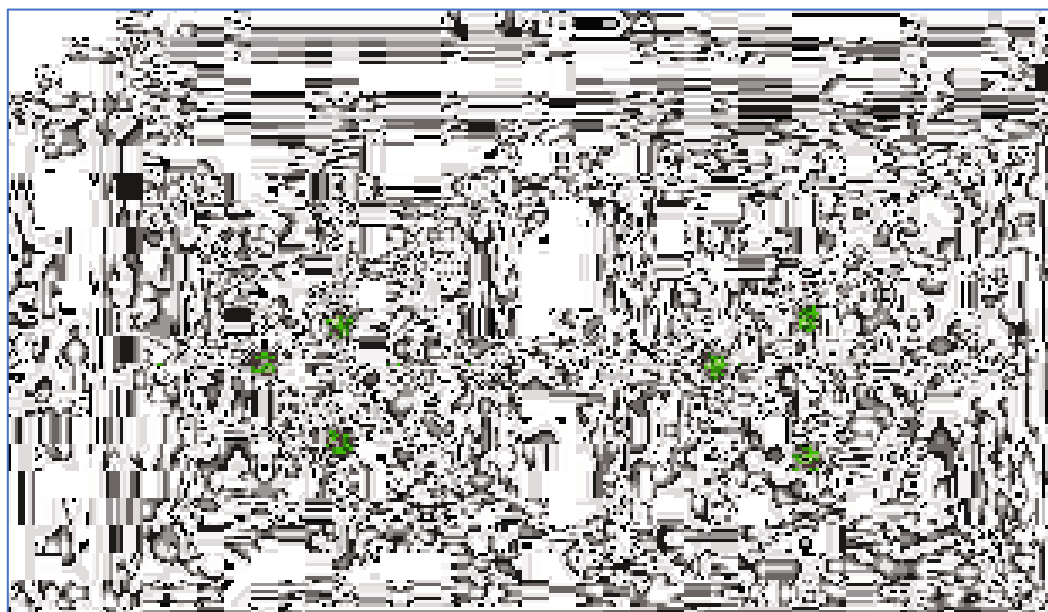


Ilustración 12. Ubicación de CPTu en planta

Fuente: Elaboración propia con los datos de campo

En los ensayos CPTu se midió la resistencia por punta corregida (q_t) cada 2.5 cm, a continuación, se muestran los resultados cada 20 cm para una mejor visualización y su correlación con los Números de golpes SPT (N_{spt}):

–Valores obtenidos en la malla de 5x5 (CPTu 1, 2 y 3)

Tabla 15. Resultados de la resistencia por punta corregida (qt) en la malla 5x5

Profundidad (m)	Antes del mejoramiento CPTu 01		Después del mejoramiento en la huella de impacto CPTu 02		Después del mejoramiento entre huellas de impacto CPTu 03	
	qt (Mpa)	NSPT	qt (Mpa)	NSPT	qt (Mpa)	NSPT
0.03	1.72	3.44	1.75	3.49	0.17	0.35
0.20	8.55	17.10	5.88	11.75	3.18	6.36
0.40	7.26	14.52	7.94	15.88	4.79	9.58
0.60	7.66	15.31	9.68	19.36	5.42	10.84
0.80	8.50	17.01	8.43	16.86	5.12	10.24
1.00	3.87	7.74	10.16	20.32	5.42	10.85
1.20	3.74	7.49	13.47	26.94	5.93	11.86
1.40	2.58	5.16	17.89	35.79	7.11	14.22
1.60	3.21	6.41	13.64	27.28	6.98	13.96
1.80	4.26	8.52	13.34	26.68	5.94	11.89
2.00	3.72	7.43	14.68	29.35	6.60	13.21
2.20	3.85	7.71	14.24	28.48	10.50	21.00
2.40	5.36	10.72	13.86	27.71	11.79	23.58
2.60	4.53	9.06	12.88	25.76	11.56	23.13
2.80	3.36	6.73	13.04	26.08	15.50	31.01
3.00	4.05	8.09	18.21	36.42	11.27	22.55
3.20	12.15	24.31	16.05	32.09	6.09	12.17
3.40	9.77	19.53	17.08	34.16	7.51	15.02
3.60	13.53	27.05	21.98	43.97	20.16	40.32
3.80	19.99	39.98	21.21	42.42	19.79	39.59
4.00	21.27	42.54	29.07	58.15	22.98	45.95
4.20		–	20.43	40.87	24.00	48.00
4.40		–	24.25	48.50	25.33	50.66
4.60		–	24.41	48.81	29.04	58.08
4.80		–	22.59	45.19	26.22	52.43
5.00		–	22.01	44.02	29.42	58.84
5.20		–	22.49	44.98		–
5.40		–	19.74	39.49		–
5.60			12.60			
5.80			21.55			

Fuente: Consolidado de resultados de los ensayos de penetración con piezocono

– Valores obtenidos en la malla de 6x6 (CPTu 4,5 y 6)

Tabla 16. Resultados de la resistencia por punta corregida (qt) en la malla 6x6

Profundidad (m)	Antes del mejoramiento CPTu 04		Después del mejoramiento en la huella de impacto CPTu 05		Después del mejoramiento entre huellas de impacto CPTu 06	
	qt (Mpa)	NSPT	qt (Mpa)	NSPT	qt (Mpa)	NSPT
0.025	1.216	2.432	0.501	1.002	0.618	1.236
0.200	13.320	26.640	3.997	7.994	7.117	14.234
0.400	10.607	21.214	5.249	10.498	9.531	19.062
0.600	7.525	15.050	6.394	12.788	8.300	16.600
0.800	7.011	14.021	10.889	21.778	6.535	13.070
1.000	4.333	8.666	13.468	26.936	6.095	12.190
1.200	4.568	9.136	13.277	26.553	6.366	12.732
1.400	4.343	8.687	16.120	32.239	7.040	14.079
1.600	4.770	9.541	19.615	39.230	8.174	16.347
1.800	5.089	10.178	19.123	38.245	7.089	14.179
2.000	4.010	8.019	18.280	36.560	9.350	18.700
2.200	4.615	9.231	16.859	33.718	8.957	17.914
2.400	11.566	23.133	15.237	30.473	11.332	22.665
2.600	11.573	23.146	14.996	29.993	13.515	27.030
2.800	7.644	15.289	13.881	27.762	10.620	21.239
3.000	7.026	14.051	15.607	31.214	8.326	16.653
3.200	8.666	17.332	15.087	30.174	16.813	33.625
3.400	4.445	8.891	14.842	29.683	25.359	50.719
3.600	4.712	9.424	19.331	38.661	30.144	60.288
3.800	4.616	9.233	25.167	50.333	32.225	64.450
4.000	5.518	11.037	31.342	62.683	25.876	51.752
4.200	12.183	24.365	32.338	64.676	20.391	40.782
4.400		0.000	30.0927	60.185	19.1678	38.336
4.600		0.000	28.0379	56.076	21.4942	42.988
4.800		0.000	29.2965	58.593	25.2814	50.563
5.000		0.000	31.2204	62.441	30.3162	60.632

Fuente: Consolidado de resultados de los ensayos de penetración con piezocono

F. Medición de asentamientos mediante la Prueba de Hundimiento

Teniendo el propósito de predecir los asentamientos producidos en el suelo ante las solicitaciones de la estructura puesta en funcionamiento, se realizó una prueba de hundimiento que consiste en colocar un terraplén de 2.5 m de altura equivalente a una presión sobre el terreno de 50 kPa sobre el suelo. Para llevar a cabo la medición, se colocaron 5 platos de asentamiento con cota de desplante a nivel de superficie del terreno. A continuación, se muestran 2 ilustraciones correspondientes a la prueba realizada en el terreno.

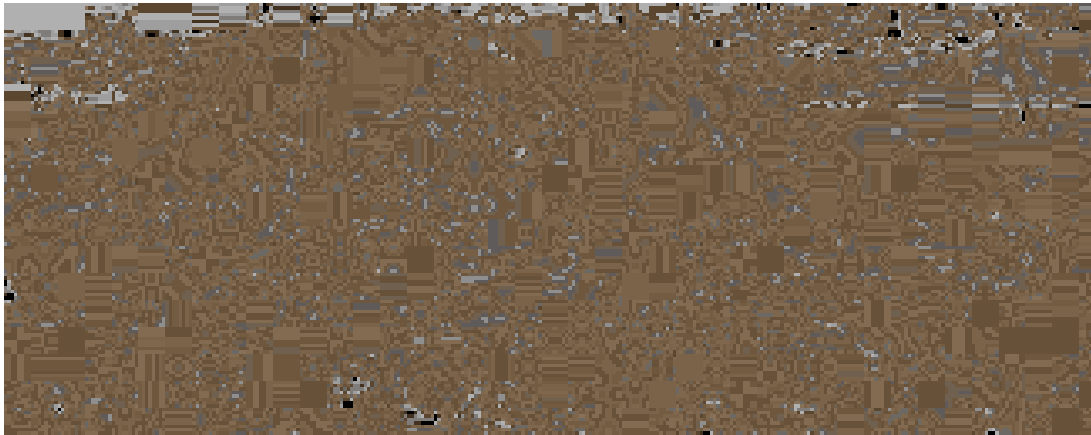


Ilustración 13. Terraplén situado en la zona de prueba

Fuente: Elaboración propia a partir del estudio, 2022



Ilustración 14. Platos de asentamiento colocados en zona de prueba

Fuente: Elaboración propia a partir del estudio, 2022

Se colocaron 5 platos de asentamiento distribuidos de la siguiente manera:

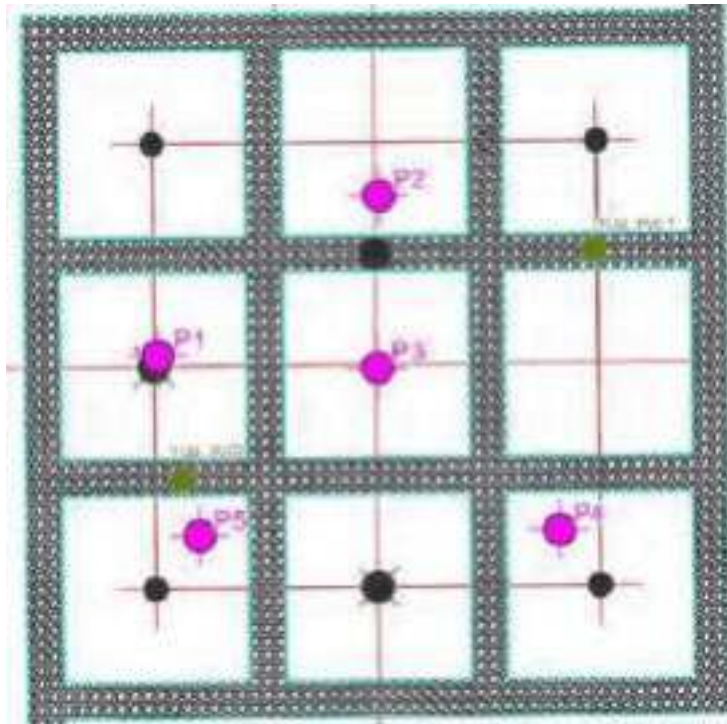


Ilustración 15. Distribución en planta de los platos de asentamiento
Fuente: Elaboración propia a partir del estudio, 2022

Resultado de los asentamientos en malla de 5x5: Considerar los hundimientos registrados previo al vertido de agua pues estos son los que tendría el suelo en las condiciones naturales.



Ilustración 16. Asentamientos calculados en la malla de 5x5
Fuente: Elaboración propia a partir del estudio, 2022

Resultado de los asentamientos en malla de 6x6: Considerar los hundimientos registrados previo al vertido de agua pues estos son los que tendría el suelo en las condiciones naturales.



Ilustración 17. Asentamientos calculados en la malla de 6x6

Fuente: Elaboración propia a partir del estudio, 2022

5.3. Análisis de la factibilidad técnica y económica

5.3.1. Comparativo entre la evaluación preliminar y la verificación del tratamiento

El mejoramiento de terreno por compactación dinámica ha sido definidos según estudio inicial, estos comprenden la obtención de una presión admisible superior a 2.0 kg/cm^2 y que el asentamiento diferencial tolerable no supere 2.5 cm.

Teniendo el propósito de corroborar la factibilidad técnica de la compactación dinámica se identificó en campo la zona más desfavorable según los ensayos de exploración de campo iniciales y en esta se realiza una prueba de desempeño (ver punto 3.3.1.2). Garantizando una presión admisible superior al objetivo mencionado en esta zona desfavorable implica un mejoramiento de los parámetros geotécnicos en el resto del terreno, esto siempre y cuando haya una vasta cantidad de estudios iniciales distribuidos en la zona de estudio.

En base a los resultados de los ensayos CPTu y prueba de hundimiento mostrados en el capítulo 03, se procede a realizar el análisis correspondiente.

A. Ensayos de penetración con piezocono CPTu

En base a las tablas 9 y 10 del capítulo anterior se verifica un incremento de las resistencias por punta corregida (q_t) entre los ensayos de penetración con piezocono iniciales y finales:

Área de prueba de 5 m x 5 m:

– Antes de la compactación dinámica (CD) – CPTu 01:

De 0 – 3 m (Fondo de capa colapsable) la resistencia por punta corregida promedio (q_t , avg) se calcula en 4.93 MPa

De 0 – 4.1 m (Profundidad de ensayo inicial CPTu 01) la resistencia por punta corregida promedio se calcula en 7.28 MPa

– Después de la compactación dinámica (CD):

En los puntos de compactación o ejes de huella – CPTu 02:

De 0 – 3 m (Fondo de capa colapsable) la resistencia por punta corregida promedio (q_t , avg) se calcula en 12.19 MPa

De 0 – 4.1 m (Profundidad de ensayo inicial CPTu 02) la resistencia por punta corregida promedio se calcula en 13.97 Mpa.

- Entre los puntos de compactación o entre ejes de huella – CPTu 03:

De 0 – 3 m (Fondo de capa colapsable) la resistencia por punta corregida promedio (q_t , avg) se calcula en 7.47 MPa

De 0 – 4.1 m (Profundidad de ensayo inicial CPTu 31) la resistencia por punta corregida promedio se calcula en 9.16 Mpa

- A continuación, se muestra el gráfico comparativo de la resistencia por punta corregida (q_t) entre los ensayos descritos:

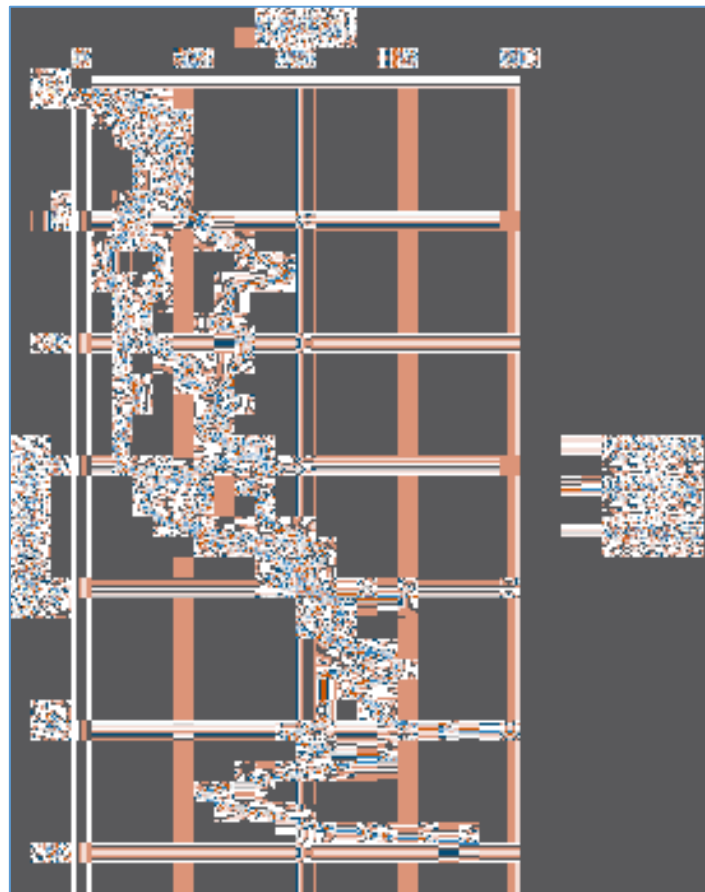


Ilustración 18. Comparativo de resultados de resistencia por punta corregida (q_t) entre los CPTu 01 al 03

Fuente: Consolidado de resultados de los ensayos de penetración con piezocono

El proceso de densificación en la malla 5x5 ha logrado que el suelo presente un aumento promedio a la resistencia por punta corregida (q_t) entre 1.26 a 1.92 veces de acuerdo a las mediciones hasta 4.1 m de profundidad y un aumento entre 1.37 a 4.5 veces la resistencia a las diferentes profundidades.

Área de prueba de 6 m x 6 m:

La profundidad de la capa colapsable corresponde a 4.3 m para en esta malla de 6x6 y los ensayos de piezocono han sido ejecutados hasta esta profundidad.

– Antes de la compactación dinámica (CD) – CPTu 04:

De 0 – 4.3 m (Fondo de capa colapsable) la resistencia por punta corregida promedio (q_t , avg) se calcula en 7.16 MPa

– Después de la compactación dinámica (CD):

En los puntos de compactación o ejes de huella – CPTu 05:

De 0 – 4.3 m (Fondo de capa colapsable) la resistencia punta corregida promedio (q_t , avg) se calcula en 15.91 MPa

Entre los puntos de compactación o entre ejes de huella – CPTu 06:

De 0 – 4.3 m (Fondo de capa colapsable) la resistencia por punta corregida promedio (q_t , avg) se calcula en 13.04 MPa

A continuación, se muestra el gráfico comparativo de la resistencia por punta corregida (q_t , avg) entre los ensayos descritos:

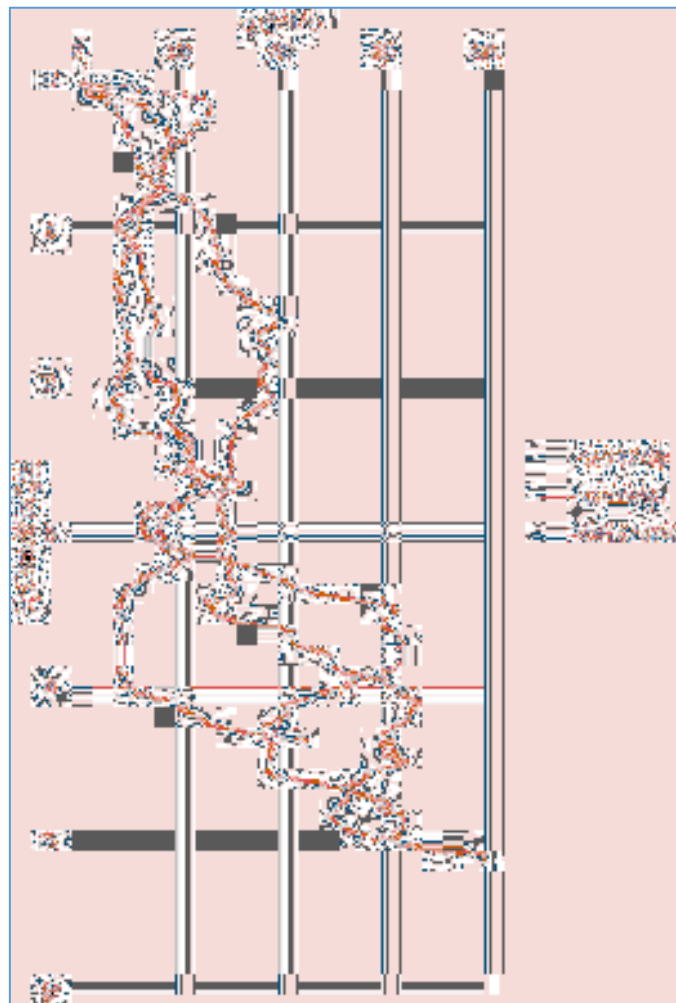


Ilustración 19. Comparativo de resistencia por punta corregida (q_t) CPTu 04 al 06.
Fuente: Consolidado de resultados de los ensayos de penetración con piezocono

El proceso de densificación en la malla 6x6 ha logrado que el suelo presente un aumento promedio a la resistencia de punta corregida (qt) entre 1.82 a 2.22 veces de acuerdo a las mediciones hasta 4.3 m de profundidad y un aumento entre 1.14 a 5 veces la resistencia a las diferentes profundidades.

En consecuencia, a los valores obtenidos de la resistencia de punta corregida (qt) se verifica que ambas mallas de compactación 5x5 m y 6x6 m permiten alcanzar los objetivos definidos en el área de prueba definida.

Ahora bien, según lo definido en el punto A. Calculo de correlaciones entre las exploraciones de campo, se identificó que la zona más desfavorable se encontraba contenida en la perforación WB – 2 debido a su baja capacidad admisible y a la predominancia cohesiva en la estratigrafía identificada, recordemos que este tipo de suelo tiene menos predisposición para mejorar sus características ante la aplicación de la compactación dinámica (ilustración 19).

Debido a esta discrepancia en la selección de la ubicación de la zona de prueba y, con la finalidad de verificar el mejoramiento de la presión admisible, se calcularán las resistencias por punta corregidas promedio (qt) obtenidas en los 02 ensayos más próximos a la perforación mencionada (CPTu 19 y CPTu 23)

Tabla 17. Resistencia por punta corregida (qt) en el CPTu 19 y CPTu 23

CPTu 19			CPTu 23		
Profundidad m	qt Mpa	Nspt	Profundidad m	qt Mpa	Nspt
0.03	0.74	1.48	0.03	0.47	0.95
0.20	6.89	13.77	0.20	7.89	15.78
0.40	7.49	14.98	0.40	10.62	21.24
0.60	9.25	18.50	0.60	13.12	26.24
0.80	14.82	29.63	0.80	11.79	23.58
1.00	14.77	29.55	1.00	13.98	27.96
1.20	13.99	27.97	1.20	15.28	30.55
1.40	20.35	40.69	1.40	14.50	28.99
1.60	18.02	36.03	1.60	15.63	31.26
1.80	15.49	30.98	1.80	16.78	33.56
2.00	9.48	18.96	2.00	16.63	33.26
2.20	10.88	21.76	2.20	16.47	32.93
2.40	11.32	22.65	2.40	16.40	32.80
2.60	8.83	17.66	2.60	15.48	30.95
2.80	10.28	20.55	2.80	18.89	37.78
3.00	13.26	26.52	3.00	19.59	39.18
3.20	22.93	45.87	3.20	20.55	41.09
3.40	32.42	64.84	3.40	22.01	44.02
3.60	50.22	100.45	3.60	20.44	40.87
			3.80	27.02	54.05
			4.00	25.49	50.97
			4.20	43.46	86.91
			4.40	50.33	100.67

Fuente: Consolidado de resultados de los ensayos de penetración con piezocono

Del CPTu 19 se verifica que de 0 – 3.6 m (Profundidad del ensayo) la resistencia por punta corregida promedio (q_t , avg) se calcula en 15.9 MPa

Del CPTu 23 se verifica que de 0 – 4.40 m (Profundidad del ensayo) la resistencia por punta corregida promedio (q_t , avg) se calcula en 18.78 Mpa.

A continuación, se muestra el gráfico de los resultados obtenidos en los ensayos con piezocono en función a q_t :



Ilustración 20. Resistencia por punta corregida (q_t) entre los CPTu 19 y 23

Fuente: Consolidado de resultados de los ensayos de penetración con piezocono

Con estos resultados se verifica que, en la zona crítica del proyecto, identificada con las correlaciones, supera los valores requeridos de resistencia del suelo.

Finalmente, se procedió a tabular todos los resultados de las resistencias (q_t) obtenidas en los ensayos de penetración con piezocono CPTu 17 al CPTu 30 y los valores de N_{spt} en toda la profundidad de los sondeos. A continuación, se muestran el resumen de los valores obtenidos:

En toda la profundidad de los ensayos con piezocono:

–Resistencia de punta corregida promedio (q_t) de los CPT 17 al 30: 20.93 Mpa

- Valor mínimo de las qt promedio: 13.42 Mpa (CPTu 17)
- Valor máximo de las qt promedio: 28.59 Mpa
- Valor promedio de Nspt: 41.85 golpes
- En la profundidad $D_{m\acute{a}x} = 4m$ planteada en el dise\u00f1o de mejoramiento por compactaci\u00f3n din\u00e1mica (Cap\u00edtulo 03)
- Resistencia de punta corregida promedio (qt) de los CPT 17 al 30: 18.04 Mpa
- Valor m\u00ednimo de las qt promedio: 11.74 Mpa (CPTu 17)
- Valor m\u00e1ximo de las qt promedio: 26.08 Mpa
- Valor promedio de Nspt: 36.07 golpes

A continuaci\u00f3n, se presenta el gr\u00e1fico correspondiente a los valores qt obtenidos en todos los ensayos posteriores a la compactaci\u00f3n din\u00e1mica.



Ilustraci\u00f3n 21. Resultados de resistencia por punta corregida (qt) entre los CPTu 17 al 30 posterior a la compactaci\u00f3n din\u00e1mica

Fuente: Consolidado de resultados de los ensayos de penetraci\u00f3n con piezocono

Por ende, se corrobora que la resistencia de suelo satisface con los objetivos del mejoramiento de suelos a la profundidad de diseño.

En el anexo se adjunta la totalidad de los resultados y tablas realizadas.

5.3.2. Prueba de hundimiento

De lo indicado en el punto E. Medición de asentamientos mediante la Prueba de Hundimiento, se verifica que esta tuvo 02 (dos) objetivos: calcular el asentamiento del suelo en estado seco (natural) e inundado, este último con la finalidad de verificar la reducción del potencial de colapso en los suelos cohesivos.

Este último asentamiento fue calculado en campo debido a la solicitud realizada por la supervisión de obra con el sustento del riesgo a una inundación en el terreno que sature alguna zona donde hay presencia de suelo colapsable (ver ilustración 21).

Los resultados del área de prueba de 5 m x 5 m muestran lo siguiente:

El asentamiento promedio del material seco a una carga de 50 kPa fue de 0.8mm al tercer día de medición.

El asentamiento del material húmedo al final de la prueba (5 días después de iniciar la saturación) fue de 6.0 mm

Con estos resultados, se calcula el potencial de colapso como el asentamiento inducido desde la saturación como $0.0052/3 = 0.17\%$ donde 3 corresponde a la cantidad de metros de espesor de capa colapsable

Asimismo, los resultados del área de prueba de 6 m x 6 m muestran lo siguiente:

El asentamiento promedio del material seco a una carga de 50 kPa fue de 1.2mm al cuarto día de medición.

El asentamiento del material húmedo al final de la prueba (5 días después de iniciar la saturación) fue de 6.8 mm

Con estos resultados, se calcula el potencial de colapso como el asentamiento inducido desde la saturación como $0.0056/4.3 = 0.13\%$ donde 4.3 corresponde a la cantidad de metros de espesor de capa colapsable

Considerando que las cargas transmitidas al terreno serán de 2 kg/cm² o 200kPa, se extrapolan los valores de Potencial de Colapsabilidad obtenidos a 50 kPa concluyendo que la técnica de compactación dinámica ha conseguido reducir este valor a menos del 1% y en términos de asentamiento, los valores obtenidos son significativamente menores a 1 cm y por ende a 2.5 cm que es el asentamiento máximo permisible.

5.4. Comparativo entre el diseño realizado y la ejecución

De lo indicado en el punto 3.2, el diseño del mejoramiento de suelos por compactación dinámica se basó en el método de diseño propuesto por la Federal Highway Administration (FHWA)¹⁰, el cálculo de la masa, altura de caída, espaciamiento entre huellas y cantidad de golpes se determinó en función a la estratigrafía del sondeo correspondiente a la perforación WB – 2 por ser el sondaje más desfavorable (menor resistencia y estratigrafía predominante conformada por suelo cohesivo)

Tabla 18. Comparativo de variables obtenidas en el diseño y ejecución de la compactación dinámica

Variabes	Diseño	Ejecución
Masa (ton)	10	15
Altura de caída (m)	15	15
Espaciamiento diagonal entre huellas (m)	5	5
Cantidad de golpes (und)	17	19

Fuente: Elaboración propia con los datos de campo

Se observa en la tabla anterior que hay una diferencia entre el diseño y lo ejecutado respecto a la masa a utilizar y a la cantidad de golpes, siendo así, que en el diseño se concibió una menor energía de compactación para el suelo en estudio. Se precisa que la profundidad de mejora de terreno a garantizar durante la ejecución fue determinada según lo establecido en el Estudio de Mecánica de Suelos inicial. En este documento se estableció una profundidad de mejora por 5m bajo el nivel de apoyo de la cimentación; sin embargo, el diseño trabajado contempla un mejoramiento de 4m respecto al nuevo nivel de terreno, esto debido al corte de terreno por desbroce y limpieza y según la data de los ensayos de exploración de campo que permiten identificar que a esta profundidad el suelo tiene resistencia hasta el rechazo.

5.5. Análisis de costo de la compactación dinámica

El costo del mejoramiento por compactación dinámica varía según la envergadura del proyecto (área de tratamiento) y según las exigencias del mismo: alcanzar una resistencia admisible específica, un asentamiento permisible, reducir la colapsabilidad y/o el potencial de licuefacción lo cual se transcribe en la aplicación de mayor o menor energía.

Para el caso en estudio, los objetivos de mejora consistieron en obtener una resistencia admisible de 2 kg/cm² y un asentamiento permisible máximo de 2.5 cm, con estas premisas se determinó que la cantidad de golpes necesarias por huella corresponde a 19 según la prueba de desempeño en el Área de Prueba y que el espaciamiento entre huellas a utilizar corresponde a 5m entre huellas.

Dado que la etapa de diseño da un resultado tentativo de aplicación de golpes, espaciamiento entre huellas y fases, en la etapa aplicativa de la técnica por compactación dinámica, estos valores pueden ser mayores o menores, es por ello que la estimación de

¹⁰ FHWA (1995) *Dynamic Compaction*. USA.

costo preliminar puede tener una alta variabilidad, la cual significa un alto riesgo para la empresa especialista en el mejoramiento.

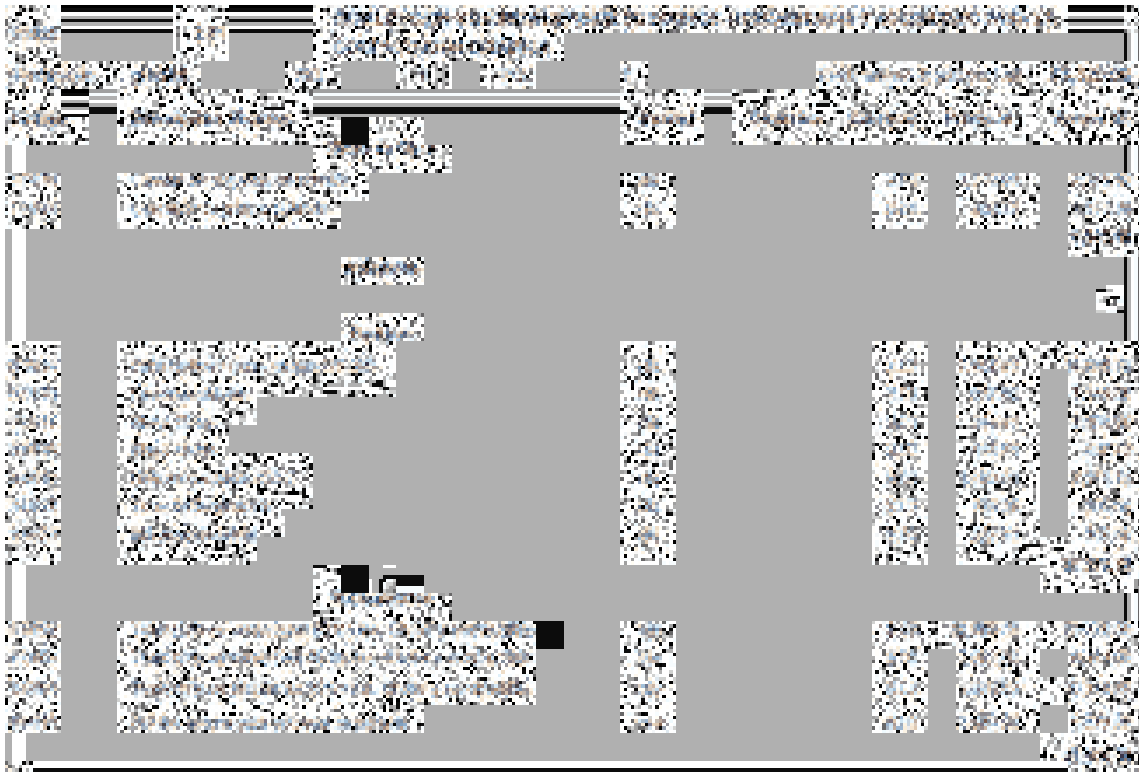
Dentro del alcance del trabajo por el mejoramiento de la compactación dinámica deben incluirse las siguientes Partidas:

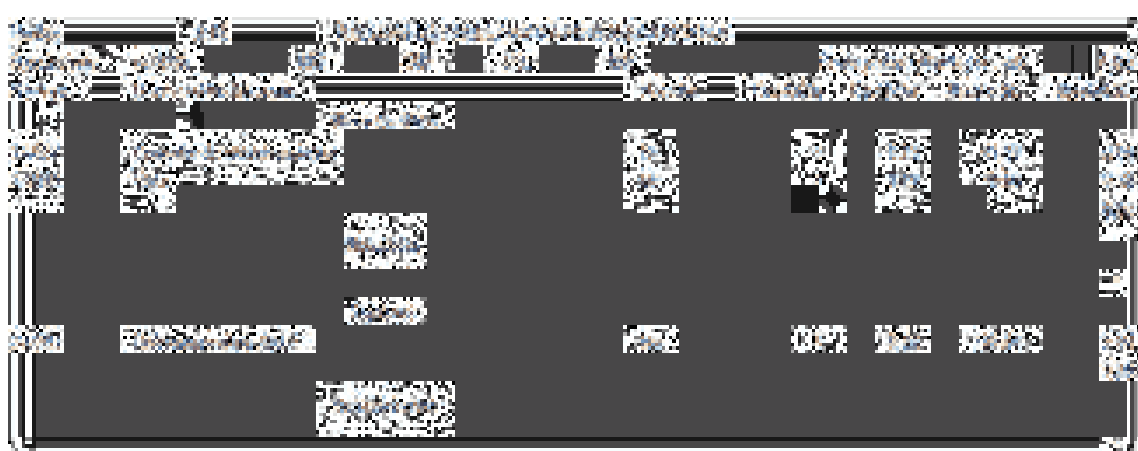
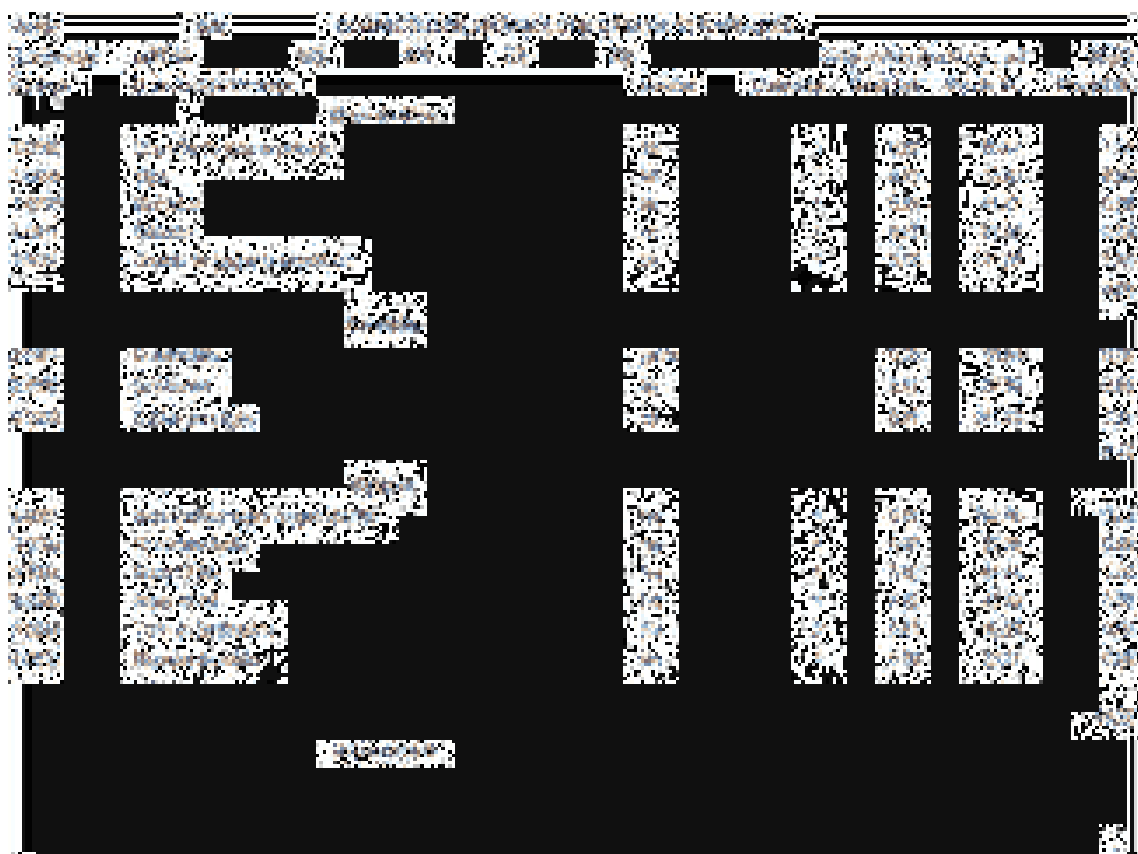
- Movilización y Desmovilización de equipos, herramientas y accesorios para la compactación dinámica.
- Compactación Dinámica con masa de 15 toneladas.
- Relleno de huellas con retroexcavadora.
- Servicio de topografía preliminar y durante la ejecución de obra.
- Control de Calidad que incluye ensayos de exploración en campo para identificar la resistencia del suelo antes y después del mejoramiento, monitoreo de vibraciones durante el proceso de ejecución.

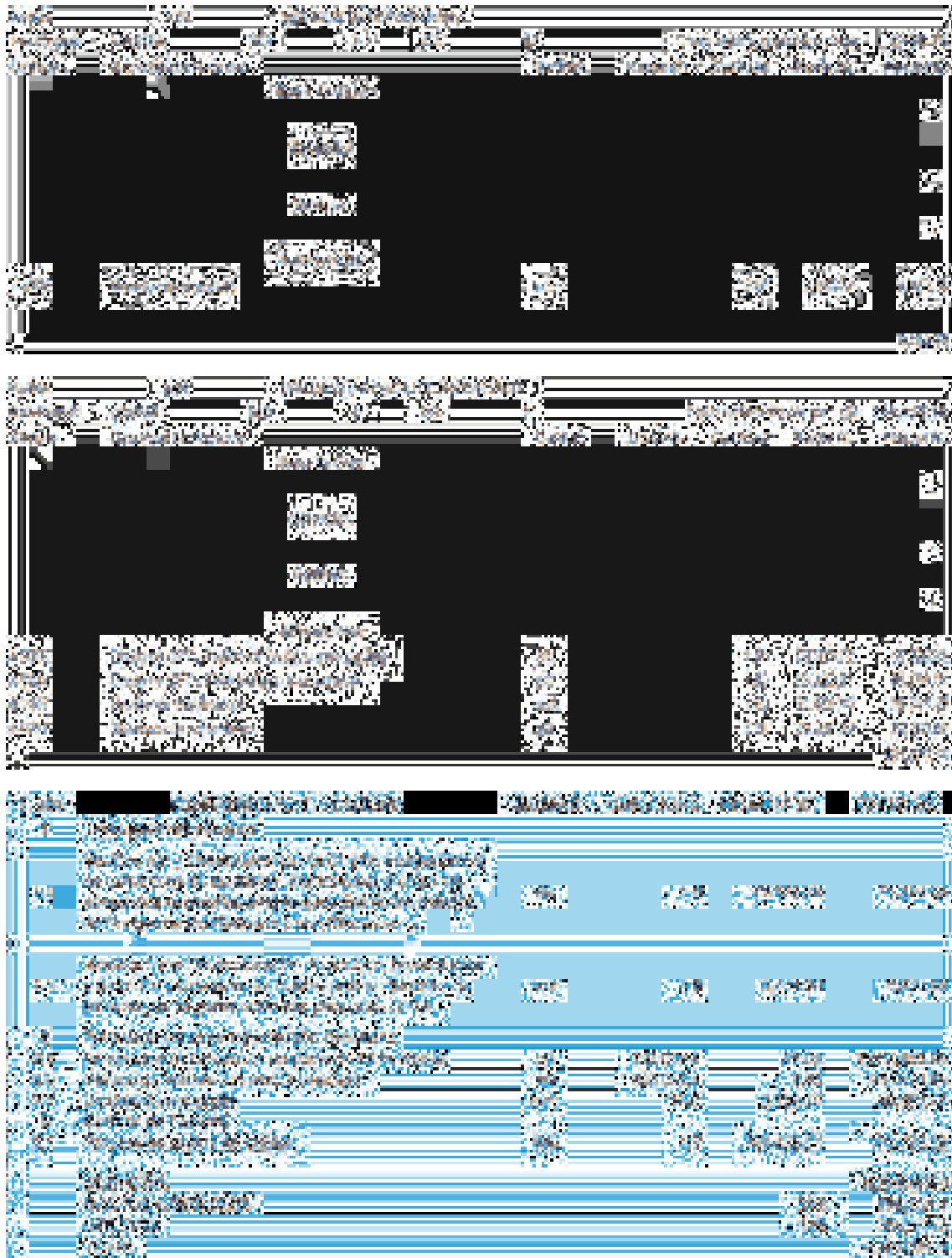
Asimismo, dependiente de las condiciones iniciales del terreno, se pueden incluir las siguientes partidas:

- Desbroce y limpieza de terreno con la finalidad de eliminar residuos, maleza, entre otros que pudiesen existir en el terreno.
- Remoción de interferencias existentes en el área de trabajo que consiste en identificar y remover tuberías de gas, agua, desagüe, entre otras que estén tendidas en la zona de alcance.

A continuación, el cálculo de los precios unitarios que componen el costo directo:







Por ende, el costo estimado unitario por m² se calcula en S/. 42.93 (Cuarenta y dos con 93/100 soles) incluido IGV.

Las consideraciones para el cálculo de este presupuesto son las siguientes:

- Turno laboral simple de lunes a viernes por 10 horas efectivas.
- El presupuesto contempla Precios Unitarios debido a la posibilidad de no ejecutar en zonas colindantes a cercos perimétricos o a propiedades vecinas por altas vibraciones y posibles afectaciones.

- El costo del personal incluye todos los beneficios sociales y SCTR.
- En este proyecto de mejoramiento la mano de obra y personal es altamente calificada; cabe resaltar que hay personal expatriado contemplado para la ejecución de los trabajos.
- Hay 02 movilizaciones y desmovilizaciones de equipos, herramientas y accesorios para los ensayos de penetración con piezocono CPTu debido a que hay una campaña antes y después del mejoramiento.
- Costo de equipos incluye mantenimiento de los mismos.
- El rendimiento ha sido calculado específicamente para las condiciones del caso: altura de caída, espaciamiento entre huellas y cantidad de golpes según fases.

Finalmente, se puede afirmar por los valores señalados, que la aplicabilidad de la compactación dinámica es económicamente factible y que fue seleccionada como la técnica preferente entre una serie de opciones por su rapidez en mejoramiento masivo de terrenos a bajo costo.

Conclusiones

Se demuestra la factibilidad técnica de la aplicación de la compactación dinámica tras el cumplimiento de los 02 objetivos establecidos para el mejoramiento de suelos según EMS inicial los cuales corresponden a una presión admisible superior a 2.0 kg/cm² y a que el asentamiento diferencial tolerable no supere 2.5 cm. Con respecto a la primera finalidad, se verificó que las resistencias por punta corregida (q_t) en los ensayos de penetración con piezocono tuvieron el siguiente resultado:

De la prueba de desempeño se verificó que el proceso de densificación en la malla 5x5 tuvo un aumento de 1.26 a 1.92 veces de acuerdo a las mediciones hasta 4.1 m de profundidad en los ensayos de penetración con piezocono (CPTu) y una resistencia por punta corregida (q_t) promedio de 11.56 MPa. Con respecto a la densificación en la malla 6x6 se ha logrado que el suelo presente un aumento de resistencia entre 1.82 a 2.22 veces de acuerdo a las mediciones hasta 4.3 m de profundidad y una resistencia por punta corregida (q_t) promedio de 14.47 MPa.

De la ejecución del mejoramiento en todo el terreno se verificó que los resultados de la resistencia de punta corregida promedio (q_t) de los CPTu 17 al 30 a los 4m de profundidad (objetivo trazado en el diseño de la técnica del capítulo 03) corresponde a 18.04 MPa donde el valor mínimo q_t se obtuvo en el CPTu 17 y respecto a toda la profundidad ensayada, el valor de la resistencia corresponde a 20.93 MPa.

Con respecto al segundo objetivo de medición de asentamientos y verificación de la reducción del potencial de colapso (esto último por solicitud de la supervisión), se realizó una prueba de hundimiento cuyo resultado indicó que, incluso en estado de saturación del terreno, el asentamiento obtenido en el terreno es de 1 cm, valor inferior a los 2.5cm máximos permisibles.

Se calculó un costo estimado por m² de ejecución en S/. 42.93 (Cuarenta y dos con 93/100 soles) incluido costo directo, gastos generales, utilidad e IGV bajo las condiciones establecidas en el acápite 4.3 y según el requerimiento de mejora de este proyecto en específico. Su bajo costo como técnica de mejoramiento masivo de terreno permitió su selección como técnica preferente entre una serie de opciones se dio por su rapidez en la aplicación.

En el diseño del mejoramiento por compactación dinámica presentado se identificó la necesidad de emplear una masa de 10 toneladas, una altura de caída de 15 metros de altura, un espaciamiento diagonal entre huellas de 5m y 17 golpes de impacto en el terreno repartidos en 10 para la primera y 7 en la segunda fase de compactación a modo de obtener una mejora de la resistencia del suelo hasta 4.0 m de profundidad.

Durante la etapa de prueba de desempeño se estableció que tanto la malla de 5x5 y 6x6 cumplían con los objetivos del mejoramiento, por ende, en campo se definieron 19 golpes de impacto que difieren respecto al diseño realizado en 2 golpes, así como la masa utilizada debido al requerimiento de mayor energía a aplicar para mejorar el suelo existente.

Recomendaciones

Se recomienda realizar correlaciones entre los ensayos exploratorios en campo realizados antes del mejoramiento de suelos, esto con la finalidad de obtener valores de resistencia según el tipo de suelo del terreno. Ante esta premisa, se verificó que la prueba de desempeño debió ejecutarse en la zona contenida por la perforación WB – 2 y no en la auscultación con cono de Peck CP 24.

Se deben realizar pruebas adicionales sobre los factores que pueden mejorar la condición del suelo subyacente.

Se deben realizar estudios que muestran el impacto de los otros materiales como el gránulo de caucho en la resistencia del subsuelo, por lo que se deben realizar más estudios para comparar el desempeño de este material en otros lugares.

Referencias Bibliográficas

- Acevedo Meza, R. J. (2017). *Análisis comparativo de la viabilidad técnica y económica de las técnicas de remediación de suelos contaminados por hidrocarburos caso específico de una estación de servicio combustible*. Cartagena de Indias: Universidad de Cartagena .
- Adrián, Y. (14 de Febrero de 2021). *Definición de In Situ*. Obtenido de Concepto Definicion. De: <https://conceptodefinicion.de/in-situ/>
- Aldana, R. (29 de Abril de 2021). *compactación de suelos, curva de compactación, ensayo proctor, proctor modificado, proctor normal*. Obtenido de Aula Carreteras: <https://www.aulacarreteras.com/ensayo-proctor/>
- Alicante. (3 de Diciembre de 2017). *Glosario Ingeniería civil- término*. Obtenido de Alicante: <https://glosarios.servidor-alicante.com/ingenieria-civil/consolidacion>
- Arcos Gabriel, J. (33 de Marzo de 2017). *¿Cuál es el objetivo de la compactacion de suelos?* Obtenido de Academia. Edu: https://www.academia.edu/28051109/CU%C3%81L_ES_EL_OBJETIVO_DE_LA_COMPACTACION_DE_SUELOS
- ARQHYS. (2017 de Mayo de 2020). *Diccionario de Construcción*. Obtenido de ARQHYS: <https://www.arqhys.com/construccion/construccion-diccionario.html>
- Arriaga Vázquez, D. (2006). *Aspectos constructivos de la técnica de compactación dinámica para mejoramiento masivo de suelos*. México: Universidad Nacional Autónoma de México. Obtenido de <http://132.248.9.195/pd2006/0607811/0607811.pdf>
- Avaria R., P. (2018). Soluciones Constructivas -Recomendaciones Técnicas- Mejoramiento de suelo. *Revista BIT*, 36-42. Obtenido de <https://extension.cchc.cl/datafiles/40954-2.pdf>
- Bautista Prada, D. A., & Mayorga Murillo, E. D. (2018). *Análisis del mejoramiento de suelos empleando el método de columnas de grava*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana – Seccional Bucaramanga.
- Bayuk, A., & Walker, A. (1994). Dynamic Compaction. Two Case Histories Utilizing Innovative Techniques. In-Situ Deep Soil Improvement. *ASCE, Geotechnical Special Publication No.45*, 1-31.
- Boggs, S. (2009). *Petrology of sedimentary rocks*. New York: United States: Cambridge University Press.
- Castro Gonzales, M. A., & Navarro Pereyra, J. D. (2020). *Propuesta de mejora de suelos arcillosos de alta plasticidad a nivel de subrasante mediante la adición de cemento Portland para disminuir el cambio volumétrico provocado por las condiciones climáticas en la Av. Padre salas, Villa Rica, Oxapampa, Pasco*. Lima: Universidad Peruana De Ciencias Aplicadas.

- Celi Yanchapanta, K. A. (2021). *Estabilización De Suelos Granulares De Subrasante Con Finos De Tereftalato De Polietileno (Pet), Polipropileno (Pp) Y Polietileno (Pe)*. Ambato: Universidad Técnica De Ambato.
- Civil Digital, Generate Press. (23 de Agosto de 2016). *Técnicas de mejora del terreno – Lista completa de métodos – Clasificaciones*. Obtenido de Civil Digital, Generate Press: <https://civildigital.com/ground-improvement-techniques-complete-list-of-methods-classifications/>
- Club Ensayos. (30 de Noviembre de 2013). *Compactacion De Suelos*. Obtenido de Club Ensayos: <https://www.clubensayos.com/Temas-Variados/Compactacion-De-Suelos/1318552.html>
- Construmatica. (31 de Enero de 2011). *Colapso estructural*. Obtenido de Construmatica: https://www.construmatica.com/construpedia/Colapso_estructural#:~:text=eng.%3A%20structural%20failure-.m.,p%C3%A9rdida%20de%20estabilidad%20y%20destrucci%C3%B3n.
- Devincenzi, M., Powell, J. J., Cruz, N., & Arroyo Álvarez de Toledo, M. (2007). *Actualidad en el uso de los Ensayos Geotécnicos in situ*. Obtenido de Igeotest. Com: http://igeotest.com/uploads/2007_In_situ_Ing_Civil_v7_final.pdf
- Diaz Bravo, J. (2021). *Conceptualización de la metodología para el uso del relleno fluido suelo cemento en el mejoramiento de suelos de baja capacidad portante en edificaciones 2020*. Huánuco: Universidad Nacional Hermilio Valdizán.
- Ecodrill S.L. (2012). *Descripción general de las técnicas de mezcla de suelos*. Obtenido de Ecodrill S.L.: <https://ecodrill.es/mezcla-suelos/>
- Edu. Xunta . (13 de Agosto de 2020). *Cimientos*. Obtenido de Edu. Xunta : https://www.edu.xunta.gal/espazoAbalar/sites/espazoAbalar/files/datos/1464947489/contido/71_cimientos.html#:~:text=Se%20denominan%20cimientos%20o%20cimentaci%C3%B3n,m%C3%A1ximos%20del%20terreno%20de%20apoyo.
- Espinoza Rodríguez, C. E., & Torres Delgado, C. M. (2019). *Evaluación técnica y económica para el mejoramiento de suelos finos con fines de cimentación, por medio de compactación dinámica e inclusiones rígidas*. Lima: Universidad Ricardo Palma.
- Espinoza Rodríguez, C., & Torres Delgado, C. M. (2019). *Evaluación técnica y económica para el mejoramiento de suelos finos con fines de cimentación, por medio de compactación dinámica e inclusiones rígidas*. Lima: Universidad Ricardo Palma. Obtenido de https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14138/2928/CIV_T030_46118416-T%20%20%20TORRES%20DELGADO%20CHRISTIAN%20MARTIN.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- FAO. (24 de Abril de 2017). *Permeabilidad del suelo*. Obtenido de FAO: https://www.fao.org/fishery/static/FAO_Training/FAO_Training/General/x6706s/x6706s09.htm

- Faraco, C. (1980). Mejora del terreno de cimentación. En J. Salas, *Geotecnia y Cimientos III* (págs. 489-531).
- Fernandes, A. Z. (21 de Abril de 2021). *Densidad*. Obtenido de Toda Materia: <https://www.todamateria.com/densidad/>
- Fuentes Vásquez, E. N. (15 de Noviembre de 2015). *Informe Compactación Dinámica Casi*. Obtenido de QDOC: <https://qdoc.tips/informe-compactacion-dinamica-casi-pdf-free.html>
- G&G®. (19 de Julio de 2021). *Geosintéticos: concepto, beneficios, funciones y clasificación*. Obtenido de G&G®: <https://www.geogygeo.com/blog/geosinteticos-concepto-beneficios-funciones-y-clasificacion/#:~:text=La%20palabra%20geosint%C3%A9tico%20se%20refiere,para%20prop%C3%B3sitos%20de%20ingenier%C3%ADa%20civil.>
- García Valcarce, A. (2003). *Manual de edificación: mecánica de los terrenos y cimientos*. Madrid: CIE Inversiones Editoriales Dossat-2000 S.L.
- Geologia Web. (15 de Junio de 2020). *¿Qué es la grava?* Obtenido de Geologia Web: <https://geologiaweb.com/rocas/grava/>
- Geotecnia Facil. (15 de Mayo de 2022). *¿Qué es la Geotecnia? Definición, importancia, salidas profesionales*. Obtenido de Geotecnia Facil: <https://geotecniafacil.com/geotecnia-que-es/>
- Giuliani, F., Suarez Robledo, R., & Ramon Puebla, J. (Junio de 1964). Nuevo método de análisis de compactación de suelos. *Materiales de Construcción*, XIV(114), 19-27. Obtenido de <http://materconstrucc.revistas.csic.es/>
- Inviasa. (10 de Febrero de 2020). *Importancia del nivel freático para proyectos de construcción*. Obtenido de Inviasa: <https://inviasa.com/noticias/importancia-nivel-freatico>
- Jones Acuña, F. E. (2018). *Estudio de alternativas de mejoramiento de suelos en sector sur del puerto de San Antonio*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Junes Del Pozo, L. L. (2021). *Aplicación del caucho granulado reciclado para el mejoramiento de la subrasante en la Avenida el Sol, San Joaquín, Ica 2021*. Lima: Universidad César Vallejo.
- Lambda Geeks. (10 de Febrero de 2022). *Ejemplo de compresión: explicaciones detalladas*. Obtenido de Lambda Geeks: <https://es.lambdageeks.com/example-of-compression/>
- Leiva Gonzales, R. R. (2016). *Utilización De Bolsas De Polietileno Para El Mejoramiento De Suelo A Nivel De La Subrasante En El Jr. Km 0+000 Arequipa, Progresiva Km 0+100, Distrito De Orcotuna, Concepción*. Huancayo: Universidad Nacional del Centro.
- López Martínez, A. M. (2017). *Mejoramiento de las propiedades físico mecánicas de los suelos arenosos del sector de pomasqui para cimentaciones superficiales y*

- contrapisos, mediante el uso de cemento tipo MH.* Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Lucas, R. (1995). *Geotechnical Engineering Circular N°1 Dynamic Compaction.* Washington D.C.: Federal Highway Administration.
- Lundwall, N. (1968). The Saint George Temple., En N. B. Lundwall, *Temples of the Most High* (págs. 1-78). Salt Lake City: Bookcraft.
- Mayne, P., Jones, J., & Dumas, J. (1984). Ground response to dynamic compaction. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, CX(6), 757-774.*
- Menard, L., & Broise, Y. (1976). Ground Treatment by deep compaction. En L. Menard, & Y. Broise, *Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation* (págs. 3-18). London: Institution of Civil Engineers.
- MINISTERIO DE FOMENTO. (2002). *Guía de Cimentaciones.* Madrid: Dirección General de Carreteras.
- Montenegro Gambini, J. (2 de Octubre de 2011). *La compactación de suelos.* Obtenido de Civilgeeks.Com: <https://civilgeeks.com/2011/10/02/la-compactacion-de-suelos/>
- Nicholson, P. (2015). *Soil Improvement and Ground Modification Methods.* Waltham, MA: Elsevier. Obtenido de [https://books.google.com.pe/books?hl=es&lr=&id=Yx2kAwAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP1&dq=NICHOLSON,+P.G.+\(2015\).+Soil+improvement+and+ground+modification+methods.+Elsevier,+Butterworth-Heinemann,+472+pp&ots=kMOf8Cros5&sig=POuYa0yJvVVAUnP82H6-_Xe_zwA#v=onepage&q&f=fal](https://books.google.com.pe/books?hl=es&lr=&id=Yx2kAwAAQBAJ&oi=fnd&pg=PP1&dq=NICHOLSON,+P.G.+(2015).+Soil+improvement+and+ground+modification+methods.+Elsevier,+Butterworth-Heinemann,+472+pp&ots=kMOf8Cros5&sig=POuYa0yJvVVAUnP82H6-_Xe_zwA#v=onepage&q&f=fal)
- Parra Gomez, M. G. (2018). *Estabilización de un suelo con cal y ceniza volante.* Bogotá D. C.: Universidad Católica de Colombia.
- Parra Melgar, E. (2018). *Sustitución Parcial Del Asfalto En Una Mezcla Para Pavimento A Base De Polimeros Reciclados.* Querétaro: Universidad Autónoma de Querétaro.
- Pérez Porto, J., & Gardey, A. (1 de Octubre de 2019). *Definición de electrodinámica.* Obtenido de Definicion.de: <https://definicion.de/electrodinamica/>
- Rico Rodríguez, A., & Del Castillo Mejía, H. (1992). *Consideraciones sobre compactación de suelos en obras de infraestructura de transporte.* Sanfandila: Instituto Mexicano del Transporte- Secretaria de comunicaciones y transportes.
- Rios Hidalgo, A. J., & Rojas Vizarras, J. (2020). *Mejoramiento de suelo en zona susceptible a licuación utilizando inclusiones, intercambio vial Aeropuerto Chincheros – Cusco.* Lima: Universidad Ricardo Palma.
- Sánchez, C. (29 de Junio de 2018). *¿Qué tipos de maquinaria de compactación hay y para qué sirve cada uno de ellos?* Obtenido de Maquinter: <https://maquinter.es/tipos-maquinaria-de-compactacion-para-que-sirven/>

- Segerer, C., & Villodas, R. (2 de Junio de 2011). *Hidrología -Manual de Infiltración*. Obtenido de Civil Geek: <https://civilgeeks.com/2011/06/02/manual-de-infiltracion/#:~:text=En%20virtud%20de%20este%20concepto,incrementando%20el%20volumen%20anteriormente%20acumulado.>
- Serrano, C. H., Cruz, M. P., & Martin Schmäcke, I. F. (30 de Julio de 2020). Aplicacion de compactacion dinamica para estructuras de gran impronta en Córdoba, Argentina. *Revista Facultad de Ingeniería*, XXIX(54), 1-17. doi:<https://doi.org/10.19053/01211129.v29.n54.2020.10861>
- Stamatopulos, A. C., & Kotzias, P. C. (1990). *Mejoramiento de Suelos por precarga*. México: Editorial Limusa 1990.
- TecnoMagazine. (26 de marzo de 2018). *Definición de Técnica*. Obtenido de TecnoMagazine: <https://tecnomagazine.net/definicion-tecnica/>
- The Free Dictionar. (16 de Septiembre de 2015). *Saturar*. Obtenido de The Free Dictionar: <https://es.thefreedictionary.com/satura>
- Torres Peña, M. Á. (2021). *Evaluación Experimental Del Efecto De Disipación De Esfuerzos Producido Por Geoceldas Sobre Suelos Blandos*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- TREVI SPA. (1 de Diciembre de 2018). *Compactación Dinámica (Apisonamiento Fuerte)*. Obtenido de TREVI SPA: <https://www.trevispa.com/es/Tecnolog%C3%ADas/compactaci%C3%B3n-din%C3%A1mica-apisonamiento-fuerte>
- UCR-ICE. (24 de Enero de 2019). *¿Qué es la licuefacción de suelos?* Obtenido de Universidad de Costa Rica: <https://rsn.ucr.ac.cr/documentos/educativos/geologia/571-licuacion-de-suelos-durante-terremotos>
- UNAM. (2020). *Movimiento de tierras*. Obtenido de UNAM-Ingenieria: https://www.ingenieria.unam.mx/luisr/licenciatura_ic/1608_mt/1608_material/2.9_Compactacion.pdf
- Veiga Manrique, M. C. (2020). *Análisis de la factibilidad técnica y económica de la compactación dinámica para mejoramiento de suelos*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Vieitez U., L. (1979). *Mejoramiento masivo de suelos*. México: Sociedad Mexicana Mecánica de Suelos, A.C.
- Yepes Piqueras, V. (20 de Enero de 2014). *Compactación dinámica*. Obtenido de Universitat Politècnica de València: <https://victoryepes.blogs.upv.es/2014/01/20/compactacion-dinamica/>
- Yepes Piqueras, V. (22 de Enero de 2021). *Control de la mejora de un suelo con ensayos de penetración dinámica*. Obtenido de Universitat Politècnica de València: <https://victoryepes.blogs.upv.es/2021/01/22/control-de-la-mejora-de-un-suelo-con-ensayos-de-penetracion-dinamica/>

ANEXOS

- Matriz de consistencia
- Planos en planta de la ubicación de ensayos exploratorios de campo.
- Cálculo de correlaciones entre ensayos de penetración estándar (SPT) y auscultación dinámica mediante cono dinámico tipo peck (CTP)
- Cálculo de resistencias por punta corregida promedio (q_c) en los piezoconos posteriores al mejoramiento de suelos
- Estudio de mecánica de suelos inicial
- Informe de zona de prueba por la empresa ejecutora
- Informe de zona de prueba por la empresa supervisora
- Investigación de campo final a la compactación dinámica
- Reporte de Conformidad del mejoramiento de suelos
- Fotos y evidencias

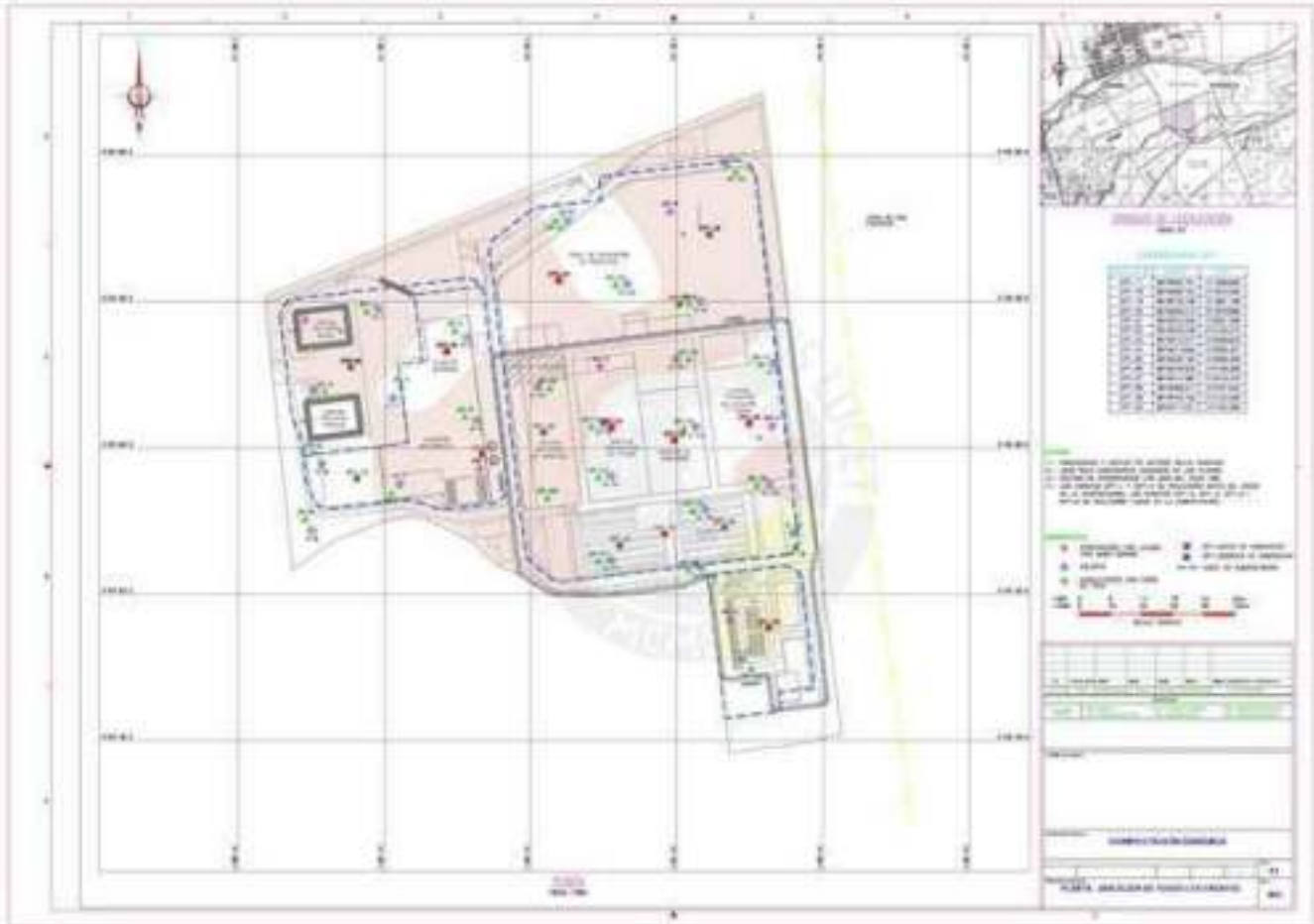
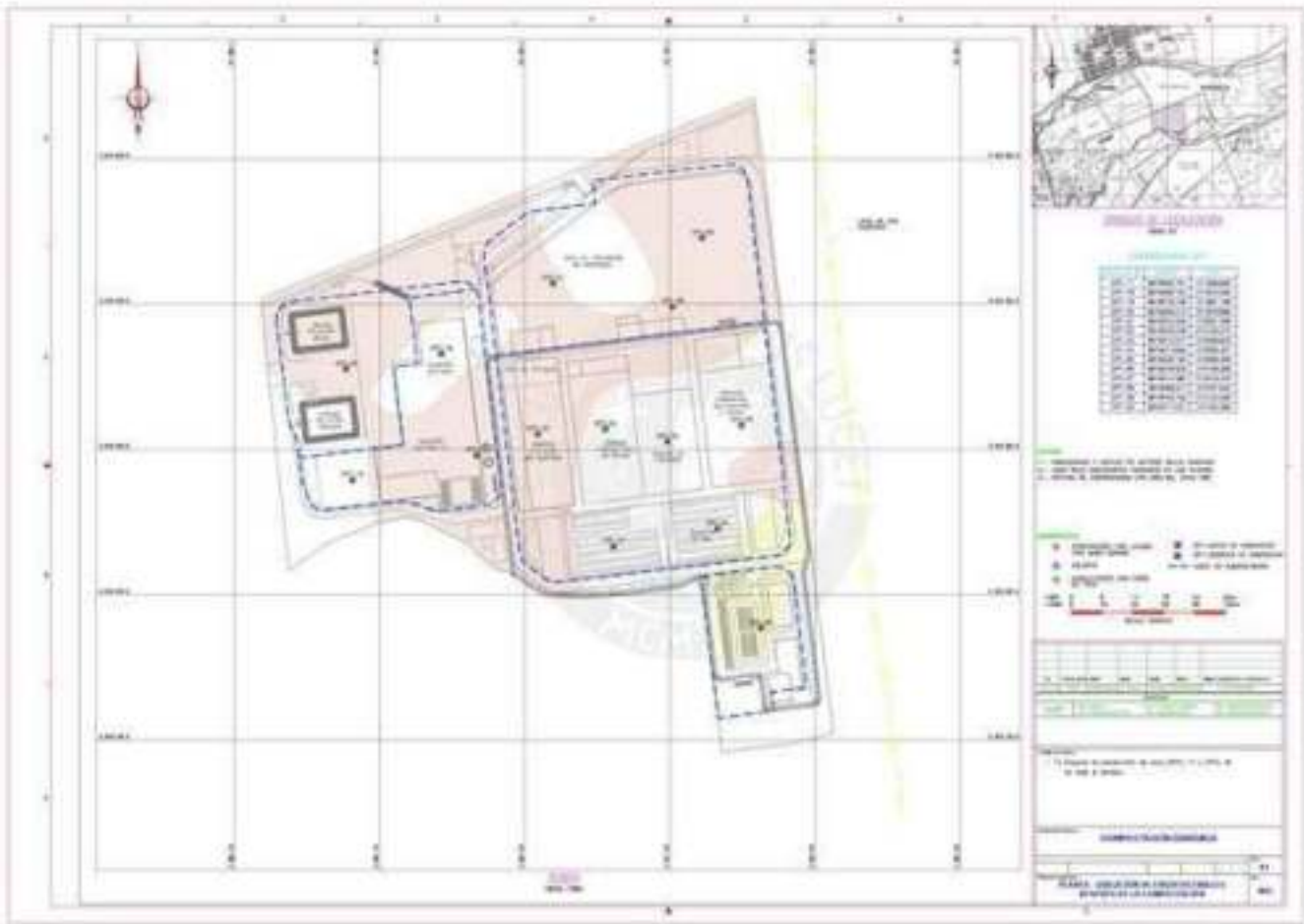
MATRIZ DE CONSISTENCIA

Título: Análisis de viabilidad técnica y económica de la compactación dinámica para la mejora de suelos, Sapallanga–2022.

Problema	Objetivo	Variables / Dimensiones	Metodología
Problema general	Objetivo general	Variable 1 Compactación Dinámica Dimensiones de la V1 – Peso de la masa – Energía aplicada – Longitud de la inclusión rígida – Capa de transferencia de carga – Costos por m2 Variable 2 Mejoramiento de Suelos Dimensiones de la V2 – Geometría de la masa – Densidad de la masa – Modelo de la grúa – Estratigrafía del suelo – Suelo mejorado	Método: científico Hipotético – deductivo Tipo: Aplicada Nivel: Explicativo - Correlacional Diseño: Experimental Población y muestra: Cuadra 5 y 7 Sapallanga Huancayo Junín. Técnicas: Visita a Campo y Observación Instrumento: Ficha de observación Revisión bibliográfica Técnicas de Procedimientos: Consolidación en las fichas con la revisión bibliográfica.
¿Cuáles son los factores en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la Compactación Dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022?	Determinar a los Factores en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la Compactación Dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022.		
Problemas específicos	Objetivos específicos		
– ¿Cómo se mejora en el factor <i>peso de la masa</i> en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022? – ¿Cómo se mejora en el factor <i>energía aplicada</i> en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022? – ¿Cómo se mejora en el factor <i>longitud de la inclusión rígida</i> en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022? – ¿Cómo se mejora en el factor <i>capa de transferencia de carga</i> en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022? – ¿Cómo se mejora en el factor <i>costos por m²</i> en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022?	– Describir la mejora en el factor <i>peso de la masa</i> en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022. – Describir la mejora en el factor <i>energía aplicada</i> en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022. – Describir la mejora en el factor <i>longitud de la inclusión rígida</i> en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022. – Describir la mejora en el factor <i>capa de transferencia de carga</i> en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022. – Describir la mejora en el factor <i>costos por m²</i> en cuanto al Análisis de Viabilidad Técnica y Económica en la compactación dinámica en la mejora de suelos en Sapallanga, 2022.		

EVIDENCIAS DE ESTUDIO

**PLANOS EN PLANTA DE
UBICACIÓN DE ENSAYOS
EXPLORATORIOS DE
CAMPO**



**CALCULO DE
CORRELACIONES ENTRE
ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTÁNDAR (SPT) SEGÚN Y
AUSCULTACIÓN DINÁMICA
MEDIANTE CONO DINÁMICO
TIPO PECK (CTP)**

Sondeo		WB-1		CP-1		CP-3	
Inicio de Sondeo (mm)		38.0		39.3		39.3	
Cota		SUCS	N60	Cn	SUCS Calcuta	Cn	SUCS Calcuta
Inicio	Fin						
39.0	38.5			25.3	SP-SM	25.0	O
38.5	38			26.3	SP-SM	25.0	SC
38.0	37.5	SM	9.8	18.3	CL	22.0	CL
37.5	37	SM	9.8	18.3	CL	22.0	SM
37.0	36.5	CL	7.2	18.8	CL	28.0	SM
36.5	36	CL	7.2	19.8	CL	28.0	CL
36.0	35.5	CL	5.6	31.7	SC - SM	31.7	SM
35.5	35	SP-SM	5.6	31.7		31.7	SM
35.0	34.5	SP-SM	37.4	97.5		56.5	SM
34.5	34	SP-SM	37.4	97.5		56.5	SM
34.0	33.5	SP-SM	30.4	500.0	Rechazo	75.0	
33.5	33	SP-SM	30.4	500.0	Rechazo	75.0	
Promedio			18.1	40.1		41.0	

Nivel de corte de terreno

Sondaje		WB-2		CP-5		CP-7	
Inicio de Sondaje (metros)		39.0		40.1		39.2	
Cota		SUCS	Nº0	Ch	SUCS Calicata	Ch	SUCS Calicata
Inicio	Fin						
40.0	39.9				O		
39.5	39				CL		O
39.0	38.5	CL	4.5	15.00	CL	11.0	CL ML
38.5	38.0	CL	4.5	15.00	CL	11.0	CL
38.0	37.5	CL	6.4	15.5	SM	20.0	CL
37.5	37	CL	6.4	15.5	CL	20.0	CL
37.0	36.5	CL	7.2	33.3	SP-SM	24.0	CL
36.5	36	SC	7.2	33.3	SP-SM	24.0	CL
36.0	35.5	SC	11.1	500.0	Rechazo	25.7	SM
35.5	35	SP-SM	11.1	500.0	Rechazo	25.7	SM
36.0	34.5	SP-SM	57.0	900.0	Rechazo	64.0	SP
34.5	34	SP-SM	57.0			500.0	Rechazo
34.0	33.5	SP-SM	56.1			500.0	Rechazo
33.5	33	SP	56.1			500.0	Rechazo
Promedio			7.7	24.4		26.8	

Nivel de corte de terreno

Sondaje		WB-3		CP-12		CP-24	
Inicio de Sondaje (metros)		40.0		40.8		40.8	
Cota		SUCS	N60	Cn	SUCS Calicata	Cn	SUCS Calicata
Inicio	Fin						
42.0	41.5						
41.5	41						
41.0	40.5						
40.5	40						
40.0	39.5			12.7	SP-SM	25.7	CL
39.5	39	CL	4.0	12.7	SP-SM	25.7	CL
39.0	38.5	CL	13.6	16.3	SP-SM	12.7	CL
38.5	38	CL	13.6	16.3	SP-SM	12.7	CL
38.0	37.5	SM	8.8	25.3	SM	16.8	CL
37.5	37	CL	8.8	25.3	SM	16.8	CL
37.0	36.5	SM	27.2	42.3		56.0	CL
36.5	36	SP-SM	27.2	42.3		56.0	SM
36.0	35.5	SP-SM	43.7	91.3		62.3	SP-SM
35.5	35	SP-SM	43.7	91.3		62.3	
35.0	34.5	SP-SM	65.6	200.0	Rechazo	90.0	
34.5	34	SP-SM	65.6	500.0	Rechazo	500.0	Rechazo
34.0	33.5	SP-SM	79.8	500.0	Rechazo	500.0	Rechazo
33.5	33	SP-SM	79.8			500.0	Rechazo
Promedio			21.2	40.4		35.7	

Final de corte de terreno

Sondaje		WB-4		CP-11		CP-13		CP-16	
Inicio de Sondaje (mm)		41.0		42.0		41.6		41.8	
Cota		SUCS	H60	Ch	SUCS Calicata	Ch	SUCS Calicata	Ch	SUCS Calicata
Inico	Fin								
42.0	41.5				O				O
41.5	41	CL			SM		O		CL
41.0	40.5	SP-SM	10.5	13.6	CL-ML	15.0	SM	22.0	ML
40.5	40	SP-SM	10.5	13.6	SP-SM	15.0	SM	22.0	ML
40.0	39.5	SP-SM	25.5	13.0	SP-SM	23.5	SM	11.0	ML
39.5	39	SP-SM	25.5	17.3	SP-SM	23.5	SP-SM	11.0	SP-SM
39.0	38.5	SP-SM	29.6	17.3	SP-SM	24.3	SP-SM	11.7	SP-SM
38.5	38	SP-SM	29.6	81.7	SP-SM	24.3	SP-SM	11.7	SP
38.0	37.5	SP-SM	28.05	81.7	SP-SM	55.7	SP	59.7	SP-SM
37.5	37	SP-SM	28.05	500.0	Rechazo	55.7	SP	59.7	SP-SM
37.0	36.5	SP-SM	42.75	500.0	Rechazo	68.8	SP-SM	36.3	
36.5	36	SP-SM	42.75	500.0	Rechazo	68.8	SP-SM	36.3	
36.0	35.5	SP-SM	79.6			146.3	Rechazo	140.0	Rechazo
35.5	35	SP-SM	79.6			146.3	Rechazo	140.0	Rechazo
35.0	34.5	SP-SM	93.1			225.3	Rechazo		
34.5	34	SP-SM	93.1			225.3	Rechazo		
34.0	33.5	GP-GM	57			500.0	Rechazo		
Promedio			32.3	49.5		45.9		32.3	

Inicio de corte de terreno

Sondeo		WB-5		CP-18		CP-20	
Inicio de Sondeo (murm)		40.0		40.9		41.5	
Cota		SUCS	M90	Cn	SUCS Calicata	Cn	SUCS Calicata
Inicio	Fin						
42.0	41.5						
41.5	41						O
41.0	40.5				O		SP-SM
40.5	40				SP-SM		SP-SM
40.0	39.5	SP-SM	13.5	32.5	SP-SM	22.5	SP-SM
39.5	39	SP-SM	13.5	32.5	SP-SM	22.5	SP-SM
39.0	38.5	SP-SM	18.4	56.3	SM	16.7	SP-SM
38.5	38	SP-SM	18.4	56.3	SP-SM	16.7	SP-SM
38.0	37.5	SP-SM	18.4	27.7	SP-SM	56.7	GP
37.5	37	SC	18.4	27.7	SP-SM	56.7	SM
37.0	36.5	SC	11.05	32.0		36.8	SM
36.5	36	SP-SM	11.05	32.0		36.8	
36.0	35.5	SP-SM	53.2	50.7		20.3	
35.5	35	SP-SM	53.2	50.7		20.3	
35.0	34.5	SP-SM	34.2	71.3		33.3	
34.5	34	SP-SM	34.2	71.3		33.3	
34.0	33.5	SP-SM	22.8	96.5		32.5	
33.5	33	SP-SM	22.8	96.5		32.5	
Promedio			25.4	53.8		31.9	

Inicio de corte de terreno

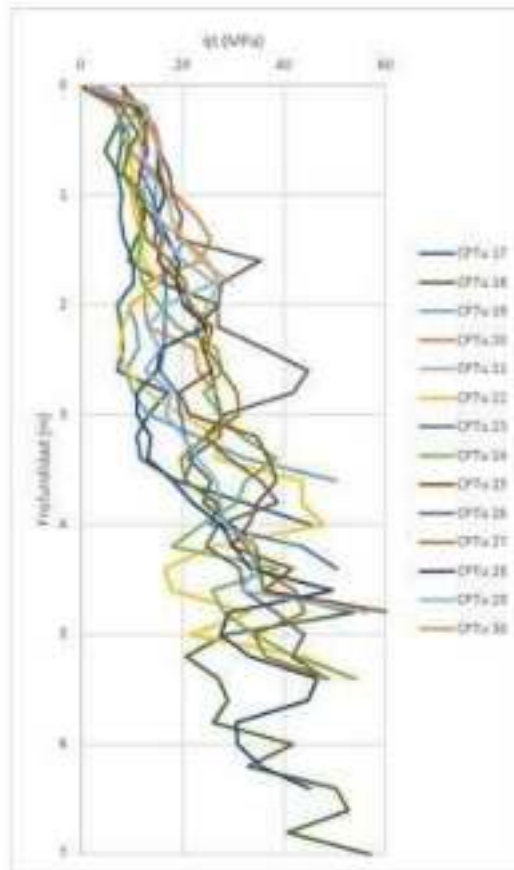
Sondeo		WB-6		CP-9		CP-21		CP-22		CP-23	
Inicio de Sondeo (msnm)		40.5		41.8		40.8		42.1		41.2	
Cota		SUCS	NGO	Cri	SUCS Calicata	Cri	SUCS Calicata	Cri	SUCS Calicata	Cri	SUCS Calicata
Inicio	Fin										
42.0	41.5				O				O		
41.5	41				CL				SM		O
41.0	40.5	CL		17.5	CL		O		CL		SC
40.5	40	CL	7.5	17.5	SM		SP-SM		CL		SM
40.0	39.5	SM	7.9	20.5	CL	20.0	SP-SM	15.5	CL - ML	24.0	SP-SM
39.5	39	CL	7.5	20.5	SM	20.0	SM	15.5	CL - ML	24.0	SP-SM
39.0	38.5	CL	8.0	24.0	SP-SM	16.1	SM	13.0	SP - SM	23.3	SP-SM
38.5	38	CL	7.2	24.0	SP-SM	16.1	SM	13.0	SP - SM	23.3	SP
38.0	37.5	CL	7.2	25.0	SP-SM	21.0	CL	22.3	SP	54.3	SP
37.5	37	SM	20.4	25.0	SP-SM	21.0	CL	22.3	SP	54.3	
37.0	36.5	SM	20.4	152.0		23.0	SP-SM	43.8		60.5	
36.5	36	SW-SM	33.3	152.0		23.0	SP-SM	43.8		60.5	
36.0	35.5	SW-SM	33.3			38.1		141.0		99.3	
35.5	35	SW-SM	35.2			38.1		141.0		99.3	
35.0	34.5	SW-SM	35.2			34.7		98.0		203.5	Rechazo
34.5	34					34.7		98.0		203.5	Rechazo
Promedio			21.9	23.7		26.1		59.6		55.4	

Final de corte de terreno

**CALCULO DE
RESISTENCIAS POR PUNTA
CORREGIDA PROMEDIO (q_c)
EN LOS PIEZOCONOS
POSTERIORES AL
MEJORAMIENTO DE
SUELOS**

En toda la profundidad	
Resistencia de punta cargada promedio (q) Mpa	29.91
Valor de tipo característico	41.81
Valor máximo q promedio Mpa	28.58
Valor mínimo q promedio Mpa	11.42

Hasta la profundidad de 4m (Omnis utilizado)	
Resistencia de punta cargada promedio (q) Mpa	18.04
Valor de tipo característico	36.07
Valor máximo q promedio Mpa	29.00
Valor mínimo q promedio Mpa	11.74



Resultados de Ensayo de Penetración
Estándar (SPT)

CUADRO N° M4600-1

Cuadro:	ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	Código: GEO-PREC-TCOI-7011	
Proyecto:	SAPALLANGA, HUANCAYO, JUNÍN	Versión: 01	Fecha: 10/11/18
		Proyecto:	Junio-2022

Indicador:	WB-1
Tipo:	Perforación por lavado (Wash Boring)

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 0.30 m de penetración (N)	
1	1,00 – 1,45	13	SM
2	2,00 – 2,45	9	CI
3	3,00 – 3,45	7	CL
4	4,00 – 4,45	44	SP-SM
5	5,00 – 5,45	32	SP-SM
6	6,00 – 6,45	22	SP-SM
7	7,00 – 7,45	74	SP-SM
8	8,00 – 8,45	47	SP-SM
9	9,00 – 9,45	14	SM
10	1,00 – 10,45	34	SP

Cuadro:	ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	Código: GEO-PREC-TC01-7011	
Proyecto:	SAPALLANGA, HUANCAYO, JUNÍN	Versión: 01	Fecha: 14/01/18
		Proyecto:	Junio-2022

Sonda:	WB-2
Tipo:	Perforación por lavado (Wash Boring)

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 0.30 m de penetración (N)	
1	1,00 – 1,45	5	CL
2	2,00 – 2,45	3	CI
3	3,00 – 3,45	9	CL
4	4,00 – 4,45	13	SC
5	5,00 – 5,45	22.48, 60[2"]	SP-SM
6	6,00 – 6,45	59	SP-SM
7	7,00 – 7,45	44.42, 60[3"]	SP

* Los números entre parámetros a indicar la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo de penetración estándar.

CUADRO N° M4600-3

Cuadro:	ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	Código: GEO-PREC-TC01-7011	
Proyecto:	SAPALLANGA, HUANCAYO, JUNÍN	Versión: 01	Fecha: 14/01/18
		Proyecto:	Junio-2022

Sondaje:	WB-3
Tipo:	Perforación por lavado (Wash Boring)

Nº	Profundidad (m)	Número de golpes cada 0.30 m de penetración (N)	CLASIFICACIÓN SUCS
1	1,00 – 1,45	6	CL
2	2,00 – 2,45	17	CI
3	3,00 – 3,45	11	SM
4	4,00 – 4,45	32	SM
5	5,00 – 5,45	46	SP-SM
6	6,00 – 6,45	60	SP-SM
7	7,00 – 7,45	84	SP-SM
8	8,00 – 8,45	60	SP-SM

CUADRO N° M4600-4

Cuadro:	ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	Código: GEO-PREC-TC01-7011	
Proyecto:	SAPALLANGA, HUANCAYO, JUNÍN	Versión: 01	Fecha: 14/01/18
		Proyecto:	Junio-2022

Sondaje:	WB-4
Tipo:	Perforación por lavado (Wash Boring)

Nº	Profundidad (m)	Número de golpes cada 0.30 m de penetración (N)	CLASIFICACIÓN SUCS
1	1,00 – 1,45	14	SP-SM
2	2,00 – 2,45	37	SP-SM
3	3,00 – 3,45	37	SP-SM
4	4,00 – 4,45	32	SP-SM
5	5,00 – 5,45	45	SP-SM
6	6,00 – 6,45	84	SP-SM
7	7,00 – 7,45	99	SP-SM
8	8,00 – 8,45	607,2**	DP-GM

* Los números entre parámetros a indicar la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo de penetración estándar.

CUADRO N° M4600-5

Cuadro:	ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	Código: GEO-PREC-TC03-7011	
Proyecto:	SAPALLANGA, HUANCAYO, JUNÍN	Versión: 01	Fecha: 10/11/22
		Proyecto:	Junio-2022

Sonotaje:	WB-5
Tipo:	Perforación por lavado (Wash Boring)

Nº	Profundidad (m)	Número de golpes cada 0.30 m de penetración (N)	CLASIFICACIÓN SUCS
1	1,00 – 1,45	18	SP-SM
2	2,00 – 2,45	23	SP-SM
3	3,00 – 3,45	12	SP-SM
4	4,00 – 4,45	13	SC
5	5,00 – 5,45	56	SP-SM
6	6,00 – 6,45	36	SP-SM
7	7,00 – 7,45	24	SP-SM
8	8,00 – 8,45	17	SP-SM

CUADRO N° M4600-6

Cuadro:	ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	Código: GEO-FREC-TC01-7011	
Proyecto:	SAPALLANGA, HUANCAYO, JUNÍN	versión: 01	fecha: 18/11/16
		Proyecto:	Junio-2022

Sonda:	WB-6
Tipo:	Perforación por lavado (Wash Boring)

Nº	Profundidad (m)	Número de golpes cada 0.30 m de penetración (N)	CLASIFICACIÓN SUCS
1	1,00 – 1,45	10	CL
2	2,00 – 2,45	10	CL
3	3,00 – 3,45	9	CL
4	4,00 – 4,45	11	SM
5	5,00 – 5,45	35	SW-SM
6	6,00 – 6,45	37	SW-SM

PLANTA DE PRODUCCIÓN ETNA

Chilca, Cafete, Perú

Soil Reinforcement by Dynamic Compaction (DC)



Overview of the trial and calibration area

Reference	Ment70704-ETNA-TA	Revision	A
		Pages	10

Revision	Date	Made by	Checked by	Details of modifications
A	26/09/2023	FM	CP	1st issue

Table of contents

1. PURPOSE OF THIS DOCUMENT	3
2. REFERENCES	3
2.1. Project specific documents	3
2.2. Other documents	3
3. OBJECTIVES OF THE TRIAL AND CALIBRATION AREA	4
4. ANALYSIS OF THE RESULTS	4
4.1. Cone penetrometer tests	4
4.2. Induced settlement to the soil during compaction	7
4.3. Flooding test	8
5. CONCLUSION	10

1. PURPOSE OF THIS DOCUMENT

The aim of this overview report is to describe the test results performed on the trial and calibration area. These tests follow on the soil treatment by Dynamic Compaction executed by MENARD on the site of Planta de producción ETNA located in the district of Chilca, province of Cañete, department of Lima. The campaign of cone penetration tests (CPT) has been executed by CONETEC.

2. REFERENCES

2.1. Project specific documents

Reports

- [1] Estudio de mecánica de suelos, M&M CONSULTORES, Reference: M4600, Date: June 2022
- [2] Procedimiento Compactación dinámica, MENARD, Reference: MENARD-ING-ETNA-PRO01 revision A, Date: 29/03/2022
- [3] Presentación de los resultados de investigación de campo, CONETEC (on behalf of SOLETANCHE BACHY PERU), Reference: 17-72006, Date: 18/08/2022
- [4] Design report, MENARD, Reference: Men170704-ETNA-DR revision A, Date: 25/09/2022

Drawings

- [5] Master Plan Planta, ETNA SA, Reference: 121566-4-AG-001, Rev 0, Date: 04-07-2022
- [6] Planta general, SOLETANCHE BACHY, Reference: SBP-1807-032-DWG-001, Rev 00, Date: 11-07-2022
- [7] Planta – Ubicación de ensayos CPT previos a la compactación, SOLETANCHE BACHY, Reference: SBP-1807-032-DWG-004, Rev 00, Date: 07-07-2022

2.2. Other documents

The following document has been used in the preparation of this report:

- [A] Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones.

3. OBJECTIVES OF THE TRIAL AND CALIBRATION AREA

The objectives of the trial and calibration area is to define and validate a compaction procedure with the aim of reach the client requirements:

- Maximal allowable settlements: 25 mm below the foundations;
- Required SLS bearing capacity below footings: 200 kPa;
- Reduction of collapsibility potential.

In order to verify these criteria, the soil will be compacted by Dynamic Compaction with two successive phases using a maximal 15 tons pounder and a drop height of 2 to 20 m, until obtaining the mechanical characteristics allowing the achievement of the criteria. After DC works, the average target to reach over the treated depth is: $q_{c,avg} > 6$ MPa. In the trial and calibration area, two different grids will be performed: one of 5 m x 5 m and another one of 6 m x 6 m. The collapsibility potential will be confirmed by a flooding test on the trial area.

The procedure of the trial area and flooding test are explained in the document [2].

4. ANALYSIS OF THE RESULTS

4.1. Cone penetrometer tests

The tests in the trial and calibration area have been executed in accordance with the drawing [7] or Figure 1.

As a reminder:

- CPT-1, CPT2 and CPT3 are in the 5 m x 5 m grid area;
- CPT-4, CPT5 and CPT6 are in the 6 m x 6 m grid area;
- CPT-1 and CPT-4 are performed before DC works;
- CPT-2, CPT-3, CPT-5 and CPT-6 are completed after DC works;
- CPT-2 and CPT-5 are in the DC print;
- CPT-3 and CPT-6 are in-between the DC print.

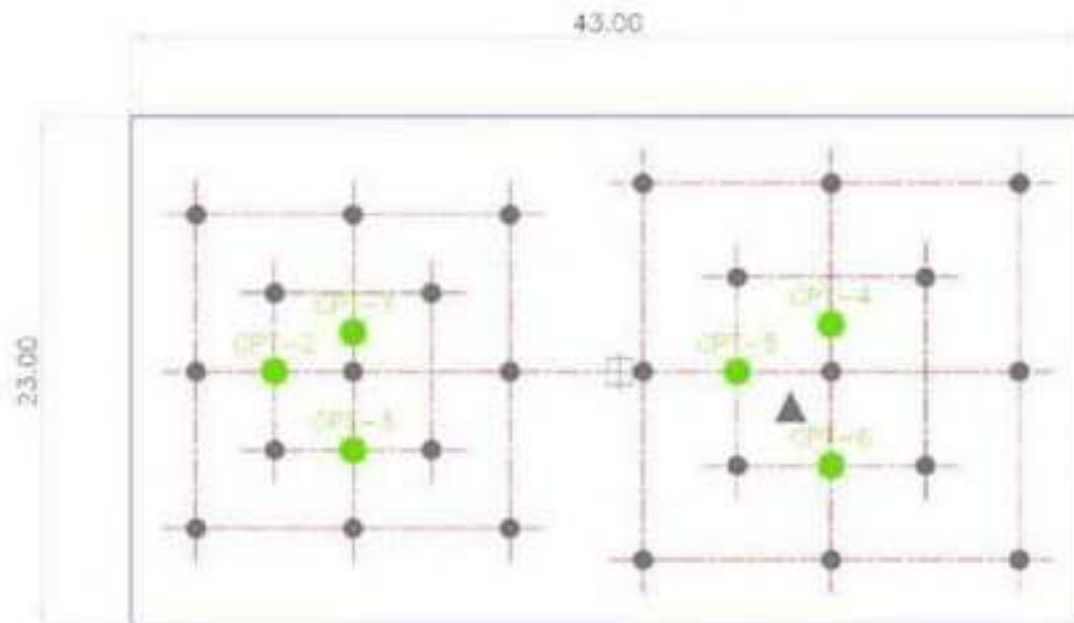


Figure 1. CPTs in trial and calibration area

The two graphs in Figure 2 compare the CPT before and after DC for both trial areas.

The graphs allow to assess the increase in soil compability (cone resistance) before and after DC treatment. The compaction has reached the bottom of the collapsible layer, down to a depth of:

- 3 m for the 5 m x 5 m trial area,
- 4,3 m for the 6 m x 5 m trial.

For both trial area, the value of cone resistance along the collapsible layer has been increased as well in between as inside the print:

- On the trial 5 m x 5 m area:
 - o Before DC: $q_{c,avg} = 4.9$ MPa
 - o After DC
 - Inside the prints: $q_{c,avg} = 12.2$ MPa
 - Between the prints: $q_{c,avg} = 7.5$ MPa
- On the trial 6 m x 5 m area:
 - o Before DC: $q_{c,avg} = 7$ MPa
 - o After DC
 - Inside the prints: $q_{c,avg} = 15.7$ MPa
 - Between the prints: $q_{c,avg} = 13$ MPa

The obtained values of average cone resistance $q_{c,avg}$ are higher than 6 MPa. Consequently, both compaction phasings (5 m x 5 m phasing and 6 m x 6 m phasing) enable to reach the target defined in the design report (see document [4]).

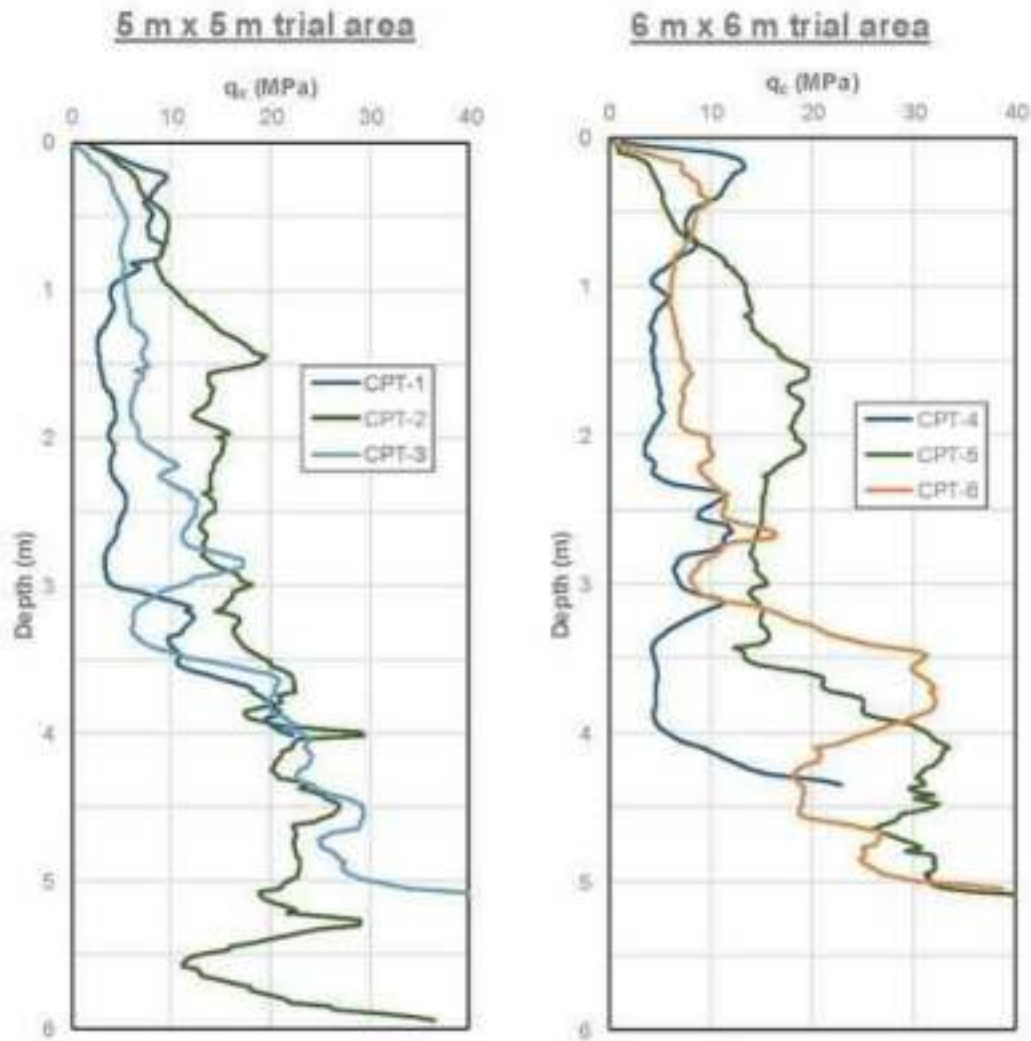


Figure 2. Comparison of cone resistance before (CPT-1, CPT4) and after DC (CPT-2, CPT3, CPT5, CPT6)

4.2. Induced settlement to the soil during compaction

The Table 1 and Table 2 present for trial grids the level after each phase and the induced settlement during compaction.

COMPACTACIÓN MALLA 5X5 GRID							
Punto	Posición		COTAS				Induced settlement (m)
	Norte	Este	Natural Level	Phase 1 Level	Phase 2 Level	Ironing	
1	8618338,980	311996,929	40,018	39,313		39,932	0,106
2	8618331,958	311987,768	40,306	39,579		40,105	0,201
3	8618324,938	311988,607	40,275	39,460		40,072	0,203
4	8618325,885	311990,858	40,379		39,539	40,072	0,306
5	8618326,968	311991,698	40,319		39,583	40,146	0,173
6	8618339,819	311993,951	40,191	39,592		40,020	0,171
7	8618332,798	311994,789	40,346	39,618		40,210	0,136
8	8618325,777	311995,628	40,345	39,500		40,152	0,193
9	8618336,725	311997,880	40,398		39,775	40,153	0,245
10	8618329,707	311998,719	40,367		39,66	40,179	0,188
11	8618340,656	312000,972	40,234	39,617		40,126	0,108
12	8618333,637	312001,810	40,401	39,721		40,205	0,196
13	8618326,615	312002,648	40,352	39,526		40,136	0,216
						Average	0,188

Table 1. Results of topographical survey and induced settlement for 5 m x 5 m trial area

For 5 m x 5 m grid, the average induced settlement is 18.8 cm after DC. Over a thickness of 3 m collapsible soil, the average achieved densification reaches $0.188 / 3 = 6.3 \%$.

COMPACTION 6X6 GRID							
Punto	Posición		COTAS				Induced settlement (m)
	Norte	Este	Natural level	Phase 1 Level	Phase 2 Level	Ironing	
14	8618354,775	312003,393	40,393	39,734		40,175	0,218
15	8618356,354	312004,399	40,532	39,793		40,120	0,392
16	8618347,929	312005,405	40,414	39,632		40,111	0,303
17	8618361,070	312008,108	40,496		39,823	40,199	0,297
18	8618352,644	312009,115	40,435		39,737	40,164	0,271
19	8618365,786	312011,818	40,594	39,908		40,332	0,262
20	8618357,360	312012,824	40,588	39,858		40,312	0,276
21	8618348,935	312013,831	40,596	39,930		40,323	0,273
22	8618362,076	312016,534	40,603		39,928	40,382	0,221
23	8618353,651	312017,540	40,594		39,896	40,362	0,232
24	8618366,792	312020,243	40,668	39,959		40,401	0,267
25	8618358,367	312021,250	40,608	39,912		40,382	0,226
26	8618349,941	312022,256	40,623	39,882		40,374	0,249
						Average	0,268

Table 2. Results of topographical survey and induced settlement for 5 m x 5 m trial area

For 6 m x 6 m grid, the average induced settlement is 26.8 cm after DC. Over a thickness of 4.3 m collapsible soil, the average achieved densification reaches $0.268 / 4.3 \approx 6.2\%$.

The 6 m x 6 m grid gives similar results in term of densification as the 5 m x 5 m grid.

4.3. Flooding test

The flooding test has been performed using a 2.5 m embankment equivalent to a pressure on the soil of 50 kPa.

The Figure 3 and Figure 4 present for trial grids the settlement during the flooding test.

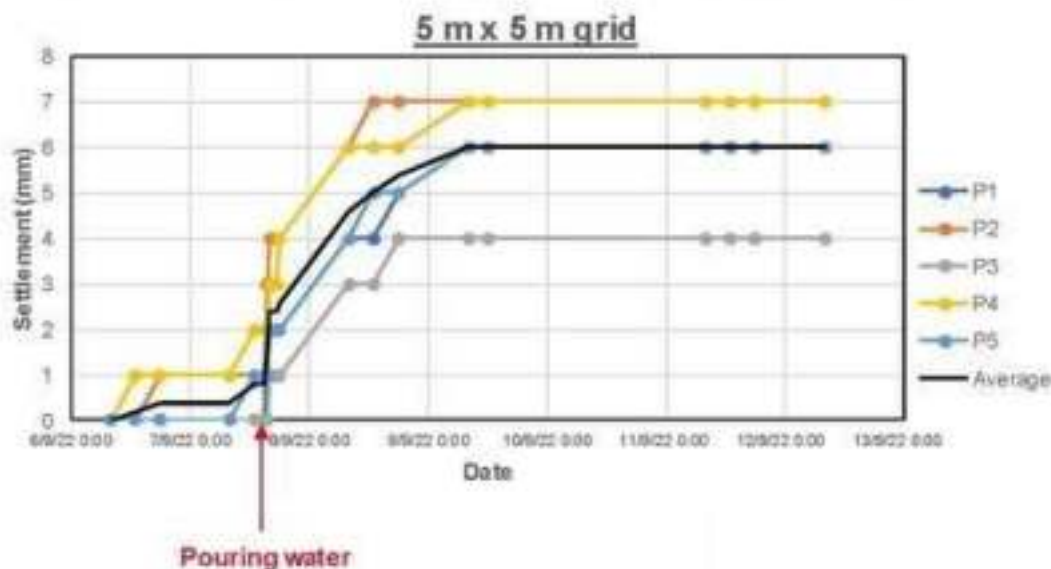


Figure 3: Settlement during the flooding test for 5 m x 5 m grid

The settlement of the dry material (before pouring water) reaches 0.6 mm. The settlement of the wet material (at the end of flooding test) reaches 6 mm. Thus the collapse under 50 kPa loading is 5.2 mm. As the thickness of collapsible layer is 3 m, the collapsible potential under 50 kPa loading is equal to $0.0052 / 3 = 0.17\%$.

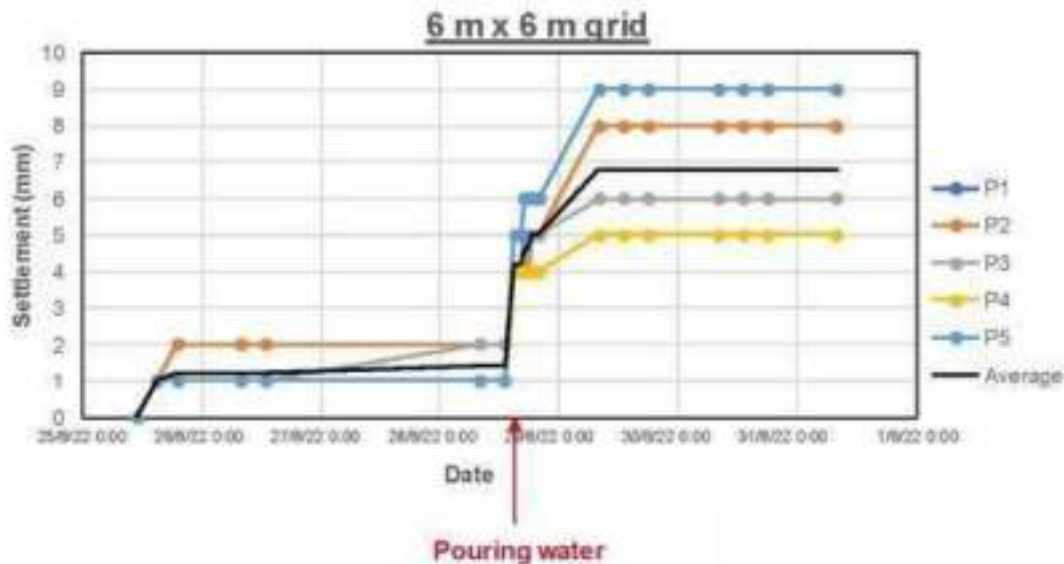


Figure 4. Settlement during the flooding test for 6 m x 6 m grid.

The settlement of the dry material (before pouring water) reaches 1.2 mm. The settlement of the wet material (at the end of flooding test) reaches 6.8 mm. Thus the collapse under 50 kPa loading is 5.6 mm. As the thickness of collapsible layer is 4.3 m, the collapsible potential under 50 kPa loading is equal to $0.0056 / 4.3 = 0.13\%$.

The 6 m x 6 m grid gives similar results in term of collapse potential as the 5 m x 5 m grid.

Both flooding tests give limited settlement. Consequently, it can be considered that both methodologies allow to mitigate in the same range the collapsible potential after DC works to acceptable value (very low, less than 0.2% under 50 kPa loading). By extrapolation, the value of collapsible potential under 200 kPa loading is expected to be less than 1%, corresponding to a low magnitude as per the document [A].

Besides, maximum expected settlement during flooding tests (including flooding) is significantly less than 1 cm and is thus acceptable compare to the specification of the project (less than 25 mm).

5. CONCLUSION

At the beginning of the works, a trial and calibration area has been executed and allowed to define the DC parameters (number of blows, grid, drop height, ...). Two different grids, one of 5 m x 5 m and another one of 6 m x 6 m, have been tested.

At the end of trial tests, a campaign of CPTs was performed to verify the objectives in term of cone resistance, established in the design report (document [4]). The analysis of the CPT results allowed to comply the criteria for both trial grids.

Following, flooding tests have been carried out in order to estimate the collapsible potential under 50 kPa. For both trial grids, the analysis showed that the remaining collapsible potential is in the range of very low (under 50 kPa loading) to low (under 200 kPa loading) as per the document [A] and can thus be considered as negligible in this case.

The results are globally similar between the trial areas, meaning that the 6 m x 6 m grid is as much effective as the 5 m x 5 m grid.

REPORTE TÉCNICO N°-L840-01
ASEGURAMIENTO DE CALIDAD EN COMPACTACIÓN DINÁMICA
SAPALLANGA – HUANCAYO – JUNÍN

Lima, 03 de Setiembre de 2022

REPORTE TÉCNICO N°L-840-01
ASEGURAMIENTO DE CALIDAD EN COMPACTACIÓN DINÁMICA
SAPALLANGA – HUANCAYO – JUNÍN

ÍNDICE

1.0 INTRODUCCIÓN	2
2.0 ZONA DE PRUEBA	3
2.1 DESCRIPCIÓN	3
2.2 TRABAJOS REALIZADOS POR SOLETANCHE BACHY PERÚ	3
2.3 TRABAJOS REALIZADOS POR M Y M LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.....	4
3.0 INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN OBTENIDA	4
3.1 EN CUANTO A LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE SOLETANCHE BACHY PERÚ	4
3.2 EN CUANTO A LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE M Y M LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.....	5
4.0 CONCLUSIONES	5
A N E X O S	6
ANEXO N°01	7
ANEXO N°02	8
ANEXO N°03	9

REPORTE TÉCNICO N°L-840-01
ASEGURAMIENTO DE CALIDAD EN COMPACTACIÓN DINÁMICA
SAPALLANGA – HUANCAYO – JUNÍN

1.0 INTRODUCCIÓN

De acuerdo con los alcances técnicos del servicio, hemos preparado el siguiente reporte técnico con la finalidad de definir las condiciones de trabajo en el proceso de Densificación Dinámica a seguir por Soletanche Bachy Perú en el terreno destinado a la construcción de la Planta de Producción ETNA, en el distrito de Chilca, provincia de Cañete, departamento de Lima.

El terreno de aproximadamente 10 hectáreas se encuentra actualmente cercado e interiormente está libre de estructuras. Su superficie está relativamente plana y ha sido parcialmente conformada por trabajos de corte y remoción de la capa superior de suelo.

El proyecto para fines constructivos ha sido separado en 5 áreas, 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:

2 lagunas para el almacenamiento de solución ácida y solución tratada

Planta de Tratamiento de solución ácida

Área 3:

Edificio Inyección e Plástico

Edificio Tratamiento de Plomo

Edificio de Ensamblaje

Edificio Formación, Sulfatación y Carga

Almacén Central

Área 4:

Edificio administrativo, control y comedor

Estacionamientos vehiculares

Área 5:

Zona de Expansión de Procesos

Balanza de Camiones

Los trabajos de densificación seguirán la secuencia de áreas descrita anteriormente.

M y M Laboratorio de Suelos y Concreto S.A.C. cumple desde el 1° de Agosto del presente año, por encargo de Fca. Nac. de Acumuladores ETNA S.A. el servicio de aseguramiento de calidad del proceso seguido por Soletanche Bachy Perú.

2.0 ZONA DE PRUEBA

2.1 Descripción

De acuerdo con el procedimiento descrito por Soletanche Bachy Perú se ubicó dentro del terreno una zona denominada "Área de Prueba", la cual tuvo como finalidad definir la secuencia de trabajo (distribución de golpes, número y peso a ser utilizado) y definir el porcentaje de mejoramiento alcanzado por el proceso.

El "Área de Prueba" se ubicó en la parte central de terreno sobre una extensión de 989 m², 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 N° M4600 (realizado por M y M Consultores S.R.L. en junio 2016). La ubicación del área se muestra en el Anexo N°01.

2.2 Trabajos Realizados por Soletanche Bachy Perú

Previo al proceso de densificación Soletanche Bachy Perú ubicó en el "Área de Prueba" dos (02) mallas para establecer su proceso de trabajo: la malla de 5 x 5 cuyos puntos de compactación estarían distanciados 5 m en dirección diagonal, y la malla de 6 x 6 cuyos puntos estarían distanciados 6 m en dirección diagonal.

Posterior a ello, Soletanche Bachy Perú ejecutó 2 ensayos CPT denominados CPT-1 (en la malla 5x5) y CPT-4 (en la malla 6x6), para determinar las condiciones del suelo antes de la compactación.

La compactación sobre ambas mallas se realizó siguiendo la siguiente secuencia de trabajo: compactación en el perímetro de la malla (Fase 1), relleno y nivelación de la superficie en cada malla y compactación en puntos internos de la malla (Fase 2).

Luego del proceso de compactación sobre ambas mallas, Soletanche Bachy Perú ejecutó 4 ensayos CPT, denominados CPT-2 y CPT-3 sobre la malla 5x5; y CPT-5 y CPT-6 sobre la malla 6x6.

Adicional a esto, realizó dos (02) pruebas de inmersión, una sobre cada malla para definir el grado de mitigación de colapso en los suelos arcillosos.

Los resultados de estos ensayos se presentan en el Anexo N° 02: "Overview of the trial and calibration area", documento remitido por Soletanche Bachy Perú el viernes 29 de setiembre.

2.3 Trabajos Realizados por M y M Laboratorio de Suelos y Concreto S.A.C.

En función a los alcances de nuestro servicio, M y M Laboratorio de Suelos y Concreto S.A.C. ejecutó sobre el "Área de Prueba" los siguientes trabajos:

- Verificación del perímetro del "Área de Prueba". El servicio realizado por el área de topografía incluyó la determinación de las coordenadas y cotas de los vértices, así como de los puntos de pruebas.
- 04 perforaciones manuales con Iwan Auger de 2.00 a 3.30 m de profundidad desde la superficie actual del terreno, denominadas AU-A01 a AU-A04.
- 02 auscultaciones con cono de Peck, denominados CP-A01 y CP-A02, los cuales alcanzaron rechazo a 3.90 y 5.40 m de profundidad con respecto a la superficie actual del terreno.
- Toma de 01 muestra representativa (inalterada) de arcilla, de 0.70 a 1.20 m de profundidad para ejecutar los ensayos de identificación y colapso.
- Ensayo de Colapso en el laboratorio principal de M y M Laboratorio de Suelos y Concreto S.A.C. ejecutado bajo la norma ASTM D5333-03.
- Ensayos de Identificación: Granulometría por Tamizado, Límites de Atterberg y Clasificación SUCS.

Las ubicaciones de los puntos de pruebas se presentan en el Anexo N° 01, y la información obtenida de los trabajos de campo y laboratorio realizados se presentan en el Anexo N° 03.

3.0 INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN OBTENIDA

Teniendo en cuenta la información recopilada podemos indicar lo siguiente:

3.1 En cuanto a los resultados de los ensayos de Soletanche Bachy Perú

- El proceso de densificación ha logrado que el suelo presente un aumento a la resistencia del cono CPT entre 1.37 y 4.50 veces, esto de acuerdo con las mediciones hasta 4.00 m de profundidad en la malla de 5 x 5, teniendo un promedio de mejora de 2.50.
- El proceso de densificación ha logrado que el suelo presente un aumento a la resistencia del cono CPT entre 1.14 y 5.00 veces, esto de acuerdo con las mediciones hasta 4.00 m de profundidad en la malla de 6 x 6, teniendo un promedio de mejora de 2.40.
- Con respecto a las pruebas de inmersión, Soletanche Bachy Perú no presenta el registro o registros de los perfiles del suelo a partir de los cuales ha definido los espesores correspondientes de los suelos colapsables analizados, por lo cual el resultado presentado por ellos carece de sustento.

3.2 En cuanto a los resultados de los ensayos de M y M Laboratorio de Suelos y Concreto S.A.C.

- El proceso de densificación en el "Área de Prueba" ha logrado que el suelo presente un aumento en la densidad relativa entre 1.50 y 3.36 veces, esto de acuerdo con las mediciones realizadas con las auscultaciones con cono de Peck hasta 4.00 m de profundidad en la malla de 5 x 5, teniendo un promedio de mejora de 1.84.
- El proceso de densificación en el "Área de Prueba" ha logrado que el suelo presente un aumento en la densidad relativa entre 1.08 y 3.10 veces, esto de acuerdo con las mediciones realizadas con las auscultaciones con cono de Peck hasta 4.00 m de profundidad en la malla de 6 x 6, teniendo un promedio de mejora de 2.01.

Las auscultaciones con cono de Peck ejecutadas post densificación han sido comparadas con el resultado obtenido en la auscultación CP-24 del Estudio de Mecánica de Suelos N° M4600 realizado para el proyecto. El perfil del suelo en la calicata C-24 y los resultados de la auscultación con cono de Peck se presentan en el Anexo N°03.

- Con respecto a los resultados de los ensayos de identificación realizados a la muestra representativa de arcilla tomada en campo, estos muestran que el material se clasifica como CL (arcilla limosa, arenosa, de plasticidad baja).
- El resultado del ensayo de colapso realizado a esta muestra (CL) presenta un valor de 2.7 clasificando al suelo como de colapso moderado. De acuerdo con la Norma Técnica de Edificaciones E050: Suelos y Cimentaciones, el resultado se encuentra dentro del rango aceptado para la cimentación de estructuras.

4.0 CONCLUSIONES

- Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, consideramos adecuado que Soletanche realice la compactación dinámica bajo el procedimiento con malla de 5 x 5 ó 6 x 6 (siguiendo las 2 fases correspondientes)
- Antes de la aprobación de la compactación dinámica de cada área establecida para el proyecto, se deberán realizar las pruebas correspondientes para definir el porcentaje de mejora alcanzado y los ensayos que permitan sustentar la mitigación del colapso.

Lima, Setiembre de 2022.



MILAGROS DEL PILAR BOTO QUEÑAS
INGENIERA CIVIL
Reg. CIP N° 71015

ANEXOS

ANEXO N°01

ANEXO N°02



ANEXO N°03



PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS DE INVESTIGACIÓN DE CAMPO

ETNA

Preparado para:

Proyecto de Estudio Universitario de la UPLA

Proyecto ConeTec No: 17-72011

Fecha de Inicio del Proyecto: 14-Sep-2022

Fecha de Fin del Proyecto: 26-Nov-2022

Fecha de Reporte: 01-Dic-2022



Preparado por:

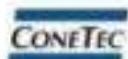
ConeTec Perú S.A.C.
Av. General Córdova 313, Miraflores
Lima, Perú

Tel: +51 (1) 719-2404

Correo electrónico: ConeTecSA@conetec.com

www.conetec.com

www.conetecdataservices.com



Introducción

El presente informe contiene los resultados del programa de investigación de campo realizado por ConeTec Perú S.A.C. para Soletanche Bachy Peru en la densificación en sitio en Sapallanga, Huancayo, Junín. El programa consistió en 15 ensayos de penetración de cono (CPT).

Información del Proyecto

Proyecto	
Cliente	Soletanche Bachy Peru
Proyecto	Análisis de Suelos - Sapallanga
Código de Proyecto ConeTec	17-72011

Se presenta un mapa de Google earth con las locaciones de los ensayos CPT.



Descripción de la máquina	Método de recopilación	Tipo de ensayo
Boart Longyear DX6	Pistón Hidráulico 20 ton	CPT

Coordenadas		
Tipo de ensayo	Método de recopilación	Número EPSG
CPT	Cliente provisto	32718

Ensayos de penetración de cono (CPT)	
Referencia de profundidad	Superficie del suelo al momento del ensayo.
Distancia de datos de la punta y la manga	0,1 metro Eso ha sido tomado en cuenta en los archivos de datos de CPT.
Información Adicional	Planos adicionales que estándares ampliados, avanzados y gráficos de dispersión de tipo de comportamiento de suelo.

Conos utilizados por este proyecto						
Descripción de cono	Número de cono	Superficie seccional cruzada (cm ²)	Superficie de manga (cm ²)	Capacidad de punta (bar)	Capacidad de manga (bar)	Capacidad de presión de poro (psi)
373:T1500F15U500	373	15	225	1500	15	500
432:T1500F15U500	432	15	225	1500	15	500

El resumen CPT indica cuales cono fueron utilizados para los sondeos CPT.

Tablas de interpretación	
Información adicional	<p>El cuadro de clasificación (Robertson 2009) de comportamiento del tipo de suelo normalizado (SBT-Q_{tn}), fueron utilizados para la clasificación de suelo para este proyecto. Un detalle de la recopilación de interpretaciones de CPT fueron generadas y proporcionadas en archivos en formato Excel en una carpeta liberada. Las interpretaciones CPT están basadas en los valores de punta corregida (q_c), fricción de manga (f_s) y presión de poro (u_c). Se asumieron condiciones insaturadas para los parámetros calculados.</p> <p>Los suelos fueron clasificados también como drenados o no drenados basado en el cuadro de clasificación (Robertson 2009) de comportamiento del tipo de suelo normalizado (SBT-Q_{tn}). Los cálculos para ambos parámetros drenados y no drenados fueron incluidos para materiales que se clasifican como mezclas de suelo limo (zona 4). Los cálculos para ambos parámetros drenados fueron incluidos para materiales que se clasifican como indefinido (zona 0).</p>

Limitaciones

Este informe ha sido preparado para uso exclusivo de la Soletanche Bachy Peru (El Cliente) para el proyecto titulado "ETNA". El contenido del informe no puede ser solicitado por cualquier otra parte sin el permiso escrito expreso de ConeTec Peru S.A.C. (ConeTec). ConeTec ha proporcionado servicios de sitio de investigación, preparación del informe de datos basado en los hechos, y proporcionado cálculos consistentes de parámetros geotécnicos con las mejores prácticas actuales. Ninguna otra garantía expresa o implícita.

La información presentada en el informe y la recopilación de acompañada perteneciente al proyecto específico, condiciones del sitio y objetivos descrito a ConeTec por el Cliente. Para entender apropiadamente los datos basado en los hechos, suposiciones y cálculos, la referencia debe hacerse para los documentos proporcionados y su recopilación de datos adjuntados, en su totalidad.

Introduction

The enclosed report presents the results of the site investigation program conducted by ConeTec Peru S.A.C. for Soletanche Bachy Peru at a densification site in Chilca, Peru. The program consisted of 15 cone penetration tests (CPT).

Project Information

Project	
Client	Soletanche Bachy Peru
Project	Soil Analysis - Sapallanga
ConeTec project number	17-72011

A map from Google earth including the CPT test locations is presented below.



Rig Description	Deployment System	Test Type
Boart Longyear LX6	20 ton ramjet	CPT

Coordinates		
Test Type	Collection Method	EPSG Number
CPT	Client provided	32718

Cone Penetration Test (CPT)	
Depth reference	Depths are referenced to the existing ground surface at the time of each test.
Tip and sleeve data offset	0.1 meter This has been accounted for in the CPT data files.
Additional plots	Expanded range standard plots, advanced plots and Soil Behavior Type (SBT) scatter plots are included in the data release package.

Cone Penetrometers Used for this Project						
Cone Description	Cone Number	Cross Sectional Area (cm ²)	Sleeve Area (cm ²)	Tip Capacity (bar)	Sleeve Capacity (bar)	Pore Pressure Capacity (psi)
373:T1500F15U500	373	15	225	1500	15	500
432:T1500F15U500	432	15	225	1500	15	500

The CPT summary indicates which cone was used for each sounding.

Calculated Geotechnical Parameter Tables	
Additional Information	<p>The Normalized Soil Behaviour Type Chart based on Q_{BT} (SBT Q_{BT}) (Robertson, 2009) was used to classify the soil for this project. A detailed set of calculated CPT parameters have been generated and are provided in Excel format files in the release folder. The CPT parameter calculations are based on values of corrected tip resistance (q_c), sleeve friction (f_s) and pore pressure (u_c). Effective stresses are calculated based on unit weights that have been assigned to the individual soil behaviour type zones and the assumed equilibrium pore pressure profile. Unsaturated conditions were assumed for the calculated parameters.</p> <p>Soils were classified as either drained or undrained based on the Normalized Soil Behaviour Type (SBT Q_{BT}) classification chart (Robertson, 2009). Calculations for both drained and undrained parameters were included for materials that classified as silt mixtures (zone 4). Calculations for drained parameters were included for materials that classified as undefined (zone 0).</p>

Limitations

This report has been prepared for the exclusive use of Soletanche Bachy Peru (Client) for the project titled "ETNA". The report's contents may not be relied upon by any other party without the express written permission of ConeTec Peru S.A.C. (ConeTec). ConeTec has provided site investigation services, prepared the factual data reporting and provided geotechnical parameter calculations consistent with current best practices. No other warranty, expressed or implied, is made.

The information presented in the report document and the accompanying data set pertain to the specific project, site conditions and objectives described to ConeTec by the Client. In order to properly understand the factual data, assumptions and calculations, reference must be made to the documents provided and their accompanying data sets, in their entirety.

Los ensayos de penetración de cono (CPTu) se llevan a cabo utilizando un penetrómetro piezocono electrónico integrado y un sistema de adquisición de datos construido por Adara Systems Ltd. de Richmond, Colombia Británica, Canadá.

Los penetrómetros de piezocono de ConeTec tienen un diseño de tipo de compresión en el cual las celdas de carga de la punta y de la manga de fricción están independientes y tienen capacidades de carga separadas. Los piezoconos utilizan celdas de carga calibradas por tensión para la punta y la manga de fricción y un transductor de tipo diafragma calibrado por tensión para registrar la presión. Los piezoconos también cuentan con un dispositivo de temperatura resistente (RTD) de platino para monitorear la temperatura de los sensores, un acelerómetro, un inclinómetro tipo doble eje y un sensor geófono para registrar las señales sísmicas. Todas las señales están amplificadas dentro del cuerpo del cono y las señales analógicas son enviadas a la superficie a través de un cable protegido.

Los penetrómetros de ConeTec son fabricados con varias capacidades de punta, de fricción y de presión de poro en ambas configuraciones de base de punta de 10 cm² y 15 cm² para maximizar la resolución de la señal para varias condiciones de suelos. El piezocono específico utilizado para cada ensayo es descrito en la tabla resumen de CPT presentada en el primer anexo. Los penetrómetros de 15 cm² no requieren el uso de un reductor de fricción ya que su diámetro es más ancho que los tubos de empuje. Los piezoconos de 10 cm² requieren el uso de un reductor de fricción, lo cual consiste en un tubo adaptador de extensión detrás del cuerpo principal del cono con un área cruzada seccional alargada (normalmente un diámetro de 44 mm sobre una sección de 32 mm de longitud con bordes guidores y jaladores afilados) ubicados a una distancia de 585 mm encima de la punta del cono.

The cone penetration tests (CPTu) are conducted using an integrated electronic piezocone penetrometer and data acquisition system manufactured by Adara Systems Ltd. of Richmond, British Columbia, Canada.

ConeTec's piezocone penetrometers are compression type designs in which the tip and friction sleeve load cells are independent and have separate load capacities. The piezocones use strain gauged load cells for tip and sleeve friction and a strain gauged diaphragm type transducer for recording pore pressure. The piezocones also have a platinum resistive temperature device (RTD) for monitoring the temperature of the sensors, an accelerometer type dual axis inclinometer and a geophone sensor for recording seismic signals. All signals are amplified down hole within the cone body and the analog signals are sent to the surface through a shielded cable.

ConeTec penetrometers are manufactured with various tip, friction and pore pressure capacities in both 10 cm² and 15 cm² tip base area configurations in order to maximize signal resolution for various soil conditions. The specific piezocone used for each test is described in the CPT summary table presented in the first Appendix. The 15 cm² penetrometers do not require friction reducers as they have a diameter larger than the deployment rods. The 10 cm² piezocones use a friction reducer consisting of a rod adapter extension behind the main cone body with an enlarged cross sectional area (typically 44 mm diameter over a length of 32 mm with tapered leading and trailing edges) located at a distance of 585 mm above the cone tip.

Los penetrómetros están diseñados con mangas de superficie de fricción final iguales, un ratio de superficie final neto de 0.8 y puntas de cono con un ángulo de vértice de 60 grados.

Todos los piezoconos de ConeTec pueden registrar la presión de poro en varias ubicaciones. A menos que se indique lo contrario, el filtro de presión de poro es ubicado directamente detrás de la punta del cono, en la ubicación "u₂" (ASTM tipo 2). El filtro tiene un espesor de 6 mm y está hecho de plástico poroso (polietileno) con un tamaño promedio de poro de 125 micrones (90-160 micrones). El filtro tiene como función de permitir movimientos rápidos de volúmenes de agua extremadamente pequeñas necesarias para activar el transductor de presión mientras evitando el ingreso o bloqueo de suelo.

Los penetrómetros piezocono están fabricados con dimensiones, tolerancias y características de sensor que están en general acuerdo con el estándar actual ASTM D5778. Los criterios de calibración de ConeTec también cumplen o exceden aquellos del estándar ASTM D5778 actual. Se presenta una ilustración del penetrómetro piezocono en la figura CPTu.

The penetrometers are designed with equal end area friction sleeves, a net end area ratio of 0.8 and cone tips with a 60 degree apex angle.

All ConeTec piezocones can record pore pressure at various locations. Unless otherwise noted, the pore pressure filter is located directly behind the cone tip in the "u₂" position (ASTM Type 2). The filter is 6 mm thick, made of porous plastic (polyethylene) having an average pore size of 125 microns (90-160 microns). The function of the filter is to allow rapid movements of extremely small volumes of water needed to activate the pressure transducer while preventing soil ingress or blockage.

The piezocone penetrometers are manufactured with dimensions, tolerances and sensor characteristics that are in general accordance with the current ASTM D5778 standard. ConeTec's calibration criteria also meets or exceeds those of the current ASTM D5778 standard. An illustration of the piezocone penetrometer is presented in Figure CPTu.

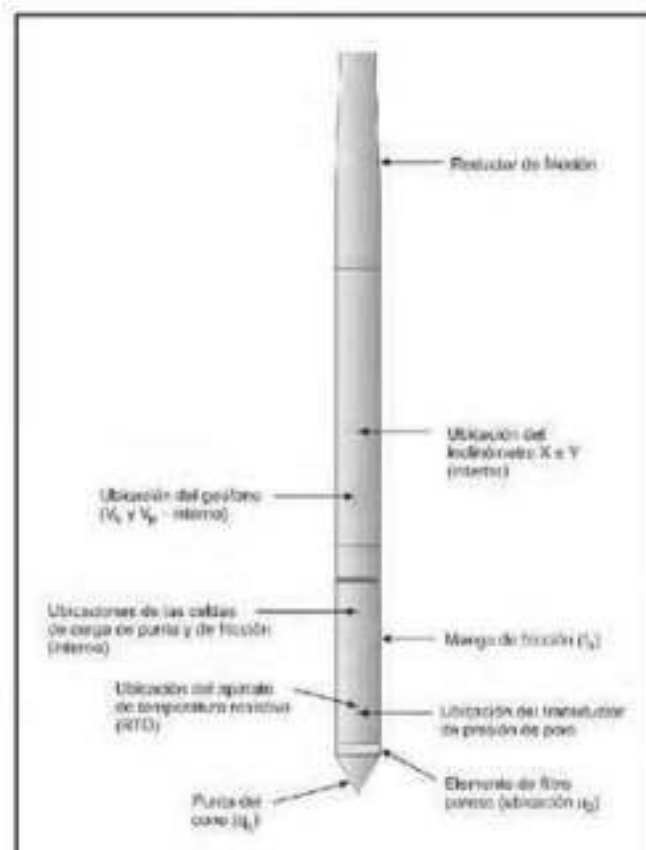


Figura CPTu. Penetrómetro Piezocono (15 cm²).

El Sistema de adquisición de datos de ConeTec consiste en una computadora con sistema operativo Windows y una caja de interface de suministro de energía y de acondicionador de señal con un convertidor de analógico a digital (A/D) de 16 bits. Los datos son registrados a incrementos de profundidad fijos utilizando una rueda de profundidad sujeta al cilindro de empuje o utilizando una rueda de profundidad de goma sostenida contra los tubos del cono mediante resortes. Los intervalos de registro típicos son de 2.5 o 5.0 cm según los requerimientos del proyecto; se puede arreglar incrementos de profundidad personalizados. El sistema muestra los datos de CPTu en tiempo real y registra los siguiente parámetros en un medio de almacenamiento durante la penetración:

The ConeTec data acquisition systems consist of a Windows based computer and a signal conditioner and power supply interface box with a 16 bit (or greater) analog to digital (A/D) converter. The data is recorded at fixed depth increments using a depth wheel attached to the push cylinders or by using a spring loaded rubber depth wheel that is held against the cone rods. The typical recording intervals are either 2.5 cm or 5.0 cm depending on project requirements; custom recording intervals are possible. The system displays the CPTu data in real time and records the following parameters to a storage media during penetration:

- Profundidad
- Resistencia de punta sin corrección (q_u)
- Fricción de manga (f_u)
- Presión de poro dinámica (u)
- Sensores adicionales tales como resistividad, gamma pasivo, fluorescencia inducida por ultra violeta, si aplicable.

- Depth
- Uncorrected tip resistance (q_u)
- Sleeve friction (f_u)
- Dynamic pore pressure (u)
- Additional sensors such as resistivity, passive gamma, ultra violet induced fluorescence, if applicable

Todos los ensayos son realizados de acuerdo a los procedimientos operativos de ConeTec, los cuales cumplen con el estándar actual ASTM D5778.

All testing is performed in accordance to ConeTec's CPT operating procedures which are in general accordance with the current ASTM D5778 standard.

Antes de iniciar un sondaje con CPTu, se elige un cono adecuado, se prende el sistema de adquisición de datos y el cono, se satura el sistema de presión de poro con glicerina o aceite de silicona, se registra las lecturas de línea base con el cono colgado libremente en una posición vertical.

Prior to the start of a CPTu sounding a suitable cone is selected, the cone and data acquisition system are powered on, the pore pressure system is saturated with either glycerine or silicone oil and the baseline readings are recorded with the cone hanging freely in a vertical position.

Se empuja el cono a una velocidad constante de 2 cm/s, dentro de las tolerancias aceptables. Normalmente se agrega tubos de 1 m de longitud con un diámetro externo de 1.5 pulgadas para avanzar el cono hacia la profundidad final. Después de retirar el cono, se registran las líneas base final.

The CPTu is conducted at a steady rate of 2 cm/s, within acceptable tolerances. Typically one meter length rods with an outer diameter of 1.5 inches are added to advance the cone to the sounding termination depth. After cone retraction final baselines are recorded.

Información adicional que pertenece a los procedimientos de ensayo de penetración de cono de ConeTec:

Additional information pertaining to ConeTec's cone penetration testing procedures:

- Cada filtro es saturado con aceite de silicona o glicerina bajo presión vacía antes de su uso.
- Las líneas base registradas son verificadas con un multi-medio independiente.
- Las lecturas de línea base están comparadas a las lecturas anteriores.
- Se terminan los sondajes a la profundidad que el cliente solicita o a una profundidad donde se encuentra una obstrucción, donde la tubería se dobla en exceso, donde ocurre una inclinación excesiva, donde es probable que ocurre un daño al

- Each filter is saturated in silicone oil or glycerine under vacuum pressure prior to use
- Recorded baselines are checked with an independent multi-meter
- Baseline readings are compared to previous readings
- Soundings are terminated at the client's target depth or at a depth where an obstruction is encountered, excessive rod flex occurs, excessive inclination occurs, equipment damage is likely to take place, or a dangerous working environment arises

equipo o donde se presenta un ambiente de trabajo peligroso.

- Las diferencias entre las líneas de base inicial y final son calculadas para asegurarse de que ninguna compensación de carga haya ocurrido y para asegurar el cumplimiento con los estándares ASTM.
- Differences between initial and final baselines are calculated to ensure zero load offsets have not occurred and to ensure compliance with ASTM standards.

La interpretación de los datos de piezócono para este reporte se basa sobre la resistencia de punta corregida (q_c), la fricción de mango (f_s) y la presión de poro de agua (u). La interpretación de tipo de suelo se basa sobre las correlaciones desarrolladas por Robertson (1990) y Robertson (2009). Se debería notar que no es siempre posible identificar un tipo de suelo de manera precisa basándose sobre estos parámetros. En estas circunstancias, se puede utilizar la experiencia, el juicio y una evaluación de otros parámetros para determinar el tipo de comportamiento de suelo.

The interpretation of piezocone data for this report is based on the corrected tip resistance (q_c), sleeve friction (f_s) and pore water pressure (u). The interpretation of soil type is based on the correlations developed by Robertson (1990) and Robertson (2009). It should be noted that it is not always possible to accurately identify a soil type based on these parameters. In these situations, experience, judgment and an assessment of other parameters may be used to infer soil behaviour type.

La resistencia de punta registrada (q_t) es la fuerza total actuando sobre la punta del piezócono dividida por su superficie base. La resistencia de punta es corregida para los efectos de la presión de poro y se llama resistencia de punta corregida (q_c) de acuerdo a la expresión siguiente presentada en Robertson et al. 1986:

The recorded tip resistance (q_t) is the total force acting on the piezocone tip divided by its base area. The tip resistance is corrected for pore pressure effects and termed corrected tip resistance (q_c) according to the following expression presented in Robertson et al, 1986:

$$q_c = q_t + (1-a) \cdot u_2$$

$$q_c = q_t + (1-a) \cdot u_2$$

dónde:

- q_c es la resistencia de punta corregida
- q_t es la resistencia de punta registrado
- u_2 es la presión de poro dinámica registrada detrás de la punta (ubicación u_2)
- a es el ratio de superficie neto del piezócono (0.8 para los conos de ConeTec)

where:

- q_c is the corrected tip resistance
- q_t is the recorded tip resistance
- u_2 is the recorded dynamic pore pressure behind the tip (u_2 position)
- a is the Net Area Ratio for the piezocone (0.8 for ConeTec probes)

La fricción de manga (f_s) es la fuerza friccional sobre la manga dividida por su superficie. Como todos los conos de ConeTec tienen mangas de fricción de superficie final iguales, no se requiere correcciones de presión de poro sobre los datos de manga.

The sleeve friction (f_s) is the frictional force on the sleeve divided by its surface area. As all ConeTec piezocones have equal end area friction sleeves, pore pressure corrections to the sleeve data are not required.

las presiones de poro generadas durante la penetración del cono. Para registrar presión de poro en equilibrio, se debe parar la penetración para permitir la estabilización de las presiones de poro dinámicas. La velocidad a la cual eso ocurre es una función predominada por la permeabilidad del suelo y el diámetro del cono.

El ratio de fricción (Rf) es un parámetro calculado. Se define como el ratio de la fricción de manga sobre la resistencia de la punta expresado como un porcentaje. En general, suelos cohesivos tienen una resistencia de punta baja, ratios de fricciones elevados y generan presiones de poro de agua en exceso grandes. Suelos sin cohesión tienen resistencias de punta altas, ratios de fricción más bajos y no generan excesos de presión de poro de agua significativos.

Se proporciona un resumen de los sondeos CPTu con los detalles del ensayo y gráficos individuales en los anexos. Se generó un juego de archivos de interpretación para cada sondeo basándose sobre correlaciones publicadas y se proporcionan dichos archivos en formato Excel en la carpeta de datos entregada. La información acerca de los métodos de interpretación está incluida en un anexo.

Para información adicional sobre las interpretaciones del CPTu, referirse a Robertson et al. (1986), Lunne et al. (1997), Robertson (2009), Mayne (2013, 2014) y Mayne y Peuchen (2012).

The dynamic pore pressure (u) is a measure of the pore pressures generated during cone penetration. To record equilibrium pore pressure, the penetration must be stopped to allow the dynamic pore pressures to stabilize. The rate at which this occurs is predominantly a function of the permeability of the soil and the diameter of the cone.

The friction ratio (Rf) is a calculated parameter. It is defined as the ratio of sleeve friction to the tip resistance expressed as a percentage. Generally, saturated cohesive soils have low tip resistance, high friction ratios and generate large excess pore water pressures. Cohesionless soils have higher tip resistances, lower friction ratios and do not generate significant excess pore water pressure.

A summary of the CPTu soundings along with test details and individual plots are provided in the appendices. A set of interpretation files were generated for each sounding based on published correlations and are provided in Excel format in the data release folder. Information regarding the interpretation methods used is included in an appendix.

For additional information on CPTu interpretations, refer to Robertson et al. (1986), Lunne et al. (1997), Robertson (2009), Mayne (2013, 2014) and Mayne and Peuchen (2012).

Referencias - References

ASTM D5778-12, 2012, "Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils", ASTM, West Conshohocken, US

Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J. J. M., 1997, "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice", Blackie Academic and Professional.

Mayne, P.W., 2013, "Evaluating yield stress of soils from laboratory consolidation and in-situ cone penetration tests", Sound Geotechnical Research to Practice (Holt Volume) GSP 236, ASCE, Reston/Va: 406-420.

Mayne, P.W. and Peuchen, J., 2012, "Unit weight trends with cone resistance in soft to firm clays", Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4, Vol. 1 (Proc. ISC-4, Pernambuco), CRC Press, London: 903-910.

Mayne, P.W., 2014, "Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests", CPT'14 Keynote Address, Las Vegas, NV, May 2014.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. and Greig, J., 1986, "Use of Piezometer Cone Data", Proceedings of InSite 86, ASCE Specialty Conference, Blacksburg, Virginia.

Robertson, P.K., 1990, "Soil Classification Using the Cone Penetration Test", Canadian Geotechnical Journal, Volume 27: 151-158.

Robertson, P.K., 2009, "Interpretation of cone penetration tests – a unified approach", Canadian Geotechnical Journal, Volume 46: 1337-1355.

Se detiene el ensayo de penetración de cono a profundidades específicas para llevar a cabo ensayos de disipación de presión de poro (PPD), ilustrado en Figura PPD-1. Para cada ensayo de disipación, se desacopla el cono y sus tubos de la máquina de empuje y el sistema de adquisición de datos mide y registra la variación de la presión de poro (u) con el tiempo (t).

The cone penetration test is halted at specific depths to carry out pore pressure dissipation (PPD) tests, shown in Figure PPD-1. For each dissipation test the cone and rods are decoupled from the rig and the data acquisition system measures and records the variation of the pore pressure (u) with time (t).

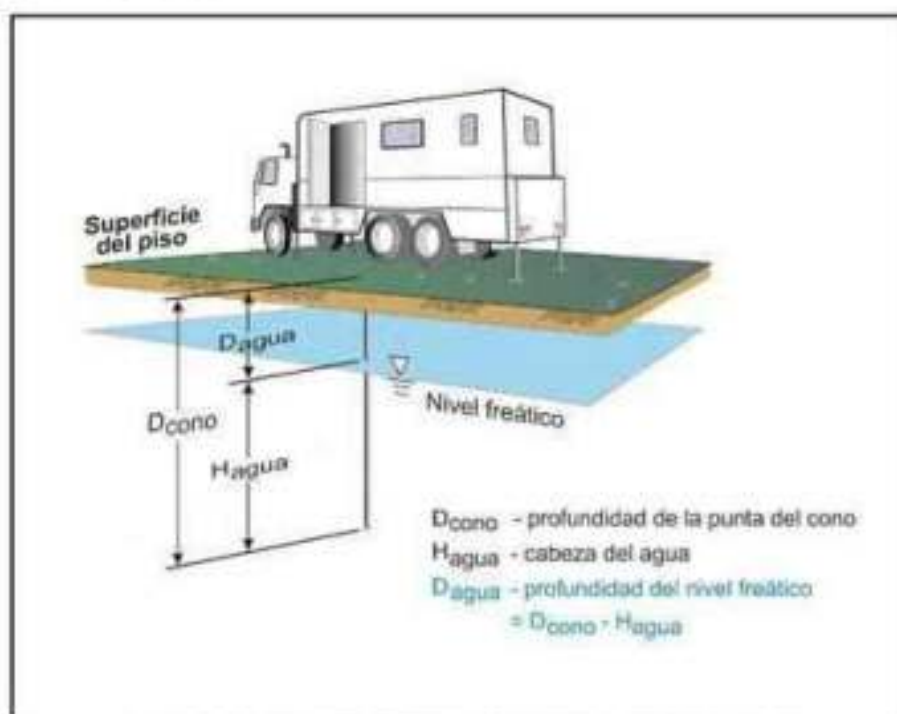


Figura PPD-1. Instalación de ensayo de disipación de presión de poro

Se puede interpretar los datos de disipación de presión de poro para proporcionar estimaciones de condiciones de agua subterránea, permeabilidad, características de consolidación y comportamiento de suelo.

Pore pressure dissipation data can be interpreted to provide estimates of ground water conditions, permeability, consolidation characteristics and soil behaviour.

Las formas típicas de curvas de disipación ilustradas en la Figura PPD-2 están muy útiles para evaluar el tipo de suelo, el drenaje, la presión de poro in situ y las propiedades del suelo. Una curva plana que se estabiliza rápidamente es típica de una arena con drenaje libre. Suelos sin drenaje tales como arcilla normalmente mostrarán una presión de poro excesivamente positiva y tienen

The typical shapes of dissipation curves shown in Figure PPD-2 are very useful in assessing soil type, drainage, in situ pore pressure and soil properties. A flat curve that stabilizes quickly is typical of a freely draining sand. Undrained soils such as clays will typically show positive excess pore pressure and have long dissipation times. Dilative soils will often exhibit dynamic pore pressures below

tiempos largos de disipación. Suelos dilatados a menudo mostrarán presiones de poro dinámicas bajo el equilibrio que luego aumentan con el tiempo. Suelos de granos finos sobre consolidados mostrarán a menudo una respuesta dilatatoria inicial donde hay un aumento inicial de la presión de poro antes de alcanzar un pico y luego disipar.

equilibrium that then rise over time. Overconsolidated fine-grained soils will often exhibit an initial dilatatory response where there is an initial rise in pore pressure before reaching a peak and dissipating.

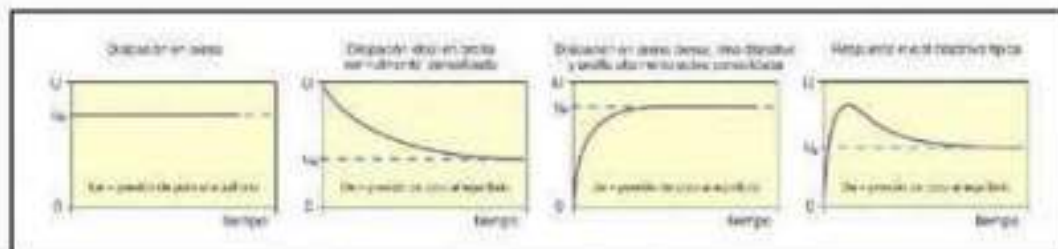


Figura PPD-2. Ejemplos de curvas de disipación de presión de poro

Para interpretar la presión de poro al equilibrio (u_{eq}) y la superficie aparente del nivel freático, se debería monitorear la presión de poro hasta tal tiempo de que no hay variación de presión de poro con el tiempo tal como ilustrado en cada curva de la Figura PPD-2.

In order to interpret the equilibrium pore pressure (u_{eq}) and the apparent phreatic surface, the pore pressure should be monitored until such time as there is no variation in pore pressure with time as shown for each curve of Figure PPD-2.

En depósitos de grano fino al punto en el cual el 100% del exceso de presión de poro se ha disipado es conocido como t_{100} . En algunos casos eso puede tomar una cantidad excesiva de tiempo y podría ser poco práctico de llevar la disipación hasta t_{100} . Un análisis teórico de las disipaciones de presión de poro por Teh y Housby (1991) muestran que se puede utilizar una sola curva que relaciona el grado de disipación con el factor de tiempo teórico (T^*) para calcular el coeficiente de consolidación (c_v) a varios grados de disipación como resultado de la expresión para c_v ilustrada abajo.

In fine grained deposits the point at which 100% of the excess pore pressure has dissipated is known as t_{100} . In some cases this can take an excessive amount of time and it may be impractical to take the dissipation to t_{100} . A theoretical analysis of pore pressure dissipations by Teh and Housby (1991) showed that a single curve relating degree of dissipation versus theoretical time factor (T^*) may be used to calculate the coefficient of consolidation (c_v) at various degrees of dissipation resulting in the expression for c_v shown below.

$$c_v = \frac{T^* \cdot a^2 \cdot \sqrt{l_r}}{t}$$

$$c_v = \frac{T^* \cdot a^2 \cdot \sqrt{l_r}}{t}$$

dónde:

- T^* es el factor de tiempo sin dimensión (factor de tiempo de tabla)
- A es el radio del cono
- l_r es el índice de rigidez
- t es el tiempo al grado de consolidación

where:

- T^* is the dimensionless time factor (Table Time Factor)
- a is the radius of the cone
- l_r is the rigidity index
- t is the time at the degree of consolidation

Tabla de Factor de tiempo, T^* contra grado de disipación (Teh and Houlsby, 1991)

Grado de disipación (%)	20	30	40	50	60	70	80
$T^* (u_e)$	0.038	0.078	0.142	0.245	0.439	0.804	1.60

Se analiza el coeficiente de consolidación típicamente utilizando el tiempo (t_{50}) correspondiente a un grado de disipación de 50% (u_{50}). Para determinar t_{50} , se debe llevar a cabo los ensayos de disipación hasta una presión inferior a u_{50} . El valor de u_{50} es la mitad de camino entre la presión de poro máxima inicial y el valor de presión de poro al equilibrio, conocida como u_{100} . Para estimar u_{50} , se debe conocer ambas presiones de poro máxima inicial y u_{100} o una estimación de ellas. Se puede considerar otros grados de disipación, en particular para disipaciones muy largas.

A cualquier grado específico de disipación, la presión de poro al equilibrio (u a u_{100}) debe ser estimada a la profundidad de interés. El valor de equilibrio puede ser determinada desde una o varias fuentes como midiendo directamente el valor (u_{100}), estimándola desde otras disipaciones en un perfil idéntico, estimando la superficie freática y asumiendo condiciones hidrostáticas, desde sondajes cercanos, información proporcionada por el diente, observaciones de campo y/o experiencia pasada, o desde otra instrumentación de campo.

Para cálculos de c_v (Teh and Houlsby, 1991), se estiman los valores de t_{50} desde la curva de disipación de presión de poro correspondiente y se asume un índice de rigidez (I_r). Para curvas con una respuesta inicial dilatatoria en la cual ocurre un aumento inicial de la presión de poro antes de alcanzar un pico, se utiliza el tiempo relativo desde el valor del pico para determinar t_{50} . En algunos casos para los cuales el tiempo al pico es excesivo, no se calculan los valores de t_{50} .

Debido a incertidumbres inherentes posibles para estimar I_r , la presión de poro al equilibrio y el efecto de una respuesta inicial dilatatoria sobre el

The coefficient of consolidation is typically analyzed using the time (t_{50}) corresponding to a degree of dissipation of 50% (u_{50}). In order to determine t_{50} , dissipation tests must be taken to a pressure less than u_{50} . The u_{50} value is half way between the initial maximum pore pressure and the equilibrium pore pressure value, known as u_{100} . To estimate u_{50} , both the initial maximum pore pressure and u_{100} must be known or estimated. Other degrees of dissipation may be considered, particularly for extremely long dissipation.

At any specific degree of dissipation the equilibrium pore pressure (u at t_{100}) must be estimated at the depth of interest. The equilibrium value may be determined from one or more sources such as measuring the value directly (u_{100}), estimating it from other dissipation in the same profile, estimating the phreatic surface and assuming hydrostatic conditions, from nearby soundings, from dient provided information, from site observations and/or past experience, or from other site instrumentation.

For calculations of c_v , (Teh and Houlsby, 1991), t_{50} values are estimated from the corresponding pore pressure dissipation curve and a rigidity index (I_r) is assumed. For curves having an initial dilatatory response in which an initial rise in pore pressure occurs before reaching a peak, the relative time from the peak value is used in determining t_{50} . In cases where the time to peak is excessive, t_{50} values are not calculated.

Due to possible inherent uncertainties in estimating I_r , the equilibrium pore pressure and the effect of an initial dilatatory response on

cálculo de t_{50} , se debería aplicar otros métodos para confirmar los resultados para c_v .

calculating t_{50} , other methods should be applied to confirm the results for c_v .

Métodos adicionales publicados para estimar el coeficiente de consolidación desde un ensayo de piezocono están descritas en Burns y Mayne (1998, 2002), Jones y Van Zyl (1981), Robertson et al. (1992) y Sully et al. (1999).

Additional published methods for estimating the coefficient of consolidation from a piezocone test are described in Burns and Mayne (1998, 2002), Jones and Van Zyl (1981), Robertson et al. (1992) and Sully et al. (1999).

Se presenta un resumen de los ensayos de disipación de presión de poro y gráficos de disipación en el anexo pertinente.

A summary of the pore pressure dissipation tests and dissipation plots are presented in the relevant appendix.

Referencias - References

Burns, S.E. and Mayne, P.W., 1998, "Monotonic and dilatatory pore pressure decay during piezocone tests", *Canadian Geotechnical Journal* 26 (4): 1063-1073.

Burns, S.E. and Mayne, P.W., 2002, "Analytical cavity expansion-critical state model cone dissipation in fine-grained soils", *Soils & Foundations*, Vol. 42(2): 131-137.

Jones, G.A. and Van Zyl, D.J.A., 1981, "The piezometer probe: a useful investigation tool", *Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 3, Stockholm: 488-495.

Robertson, P.K., Sully, J.P., Woeller, D.J., Lunne, T., Powell, J.J.M. and Gillespie, D.G., 1992, "Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests", *Canadian Geotechnical Journal*, 29(4): 551-557.

Sully, J.P., Robertson, P.K., Campanella, R.G. and Woeller, D.J., 1999, "An approach to evaluation of field CPTU dissipation data in overconsolidated fine-grained soils", *Canadian Geotechnical Journal*, 36(2): 369-381.

Teh, C.I. and Houlsby, G.T., 1991, "An analytical study of the cone penetration test in clay", *Geotechnique*, 41(1): 17-34.

The appendices listed below are included in the report:

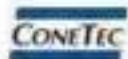
- Cone Penetration Test Summary and Standard Cone Penetration Test Plots
- Standard Cone Penetration Test Plots – Expanded Range
- Advanced Cone Penetration Test Plots
- Soil Behavior Type (SBT) Scatter Plots
- Pore Pressure Dissipation Summary and Pore Pressure Dissipation Plots

Se incluyeron los anexos siguientes listados a continuación:

- Resumen de ensayo de penetración de cono y gráficos de ensayo de penetración de cono estándar
- Gráficos de ensayo de penetración de cono estándar – rango expandido
- Gráficos de ensayo de penetración de cono avanzado
- Gráficos de dispersión de tipo de comportamiento de suelo
- Resumen de disipación de presión de poro y gráficos de disipación de presión de poro

**Cone Penetration Test Summary and Standard Cone
Penetration Test Plots**

**Resumen de ensayo de penetración de cono y gráficos de
ensayo de penetración de cono estándar**



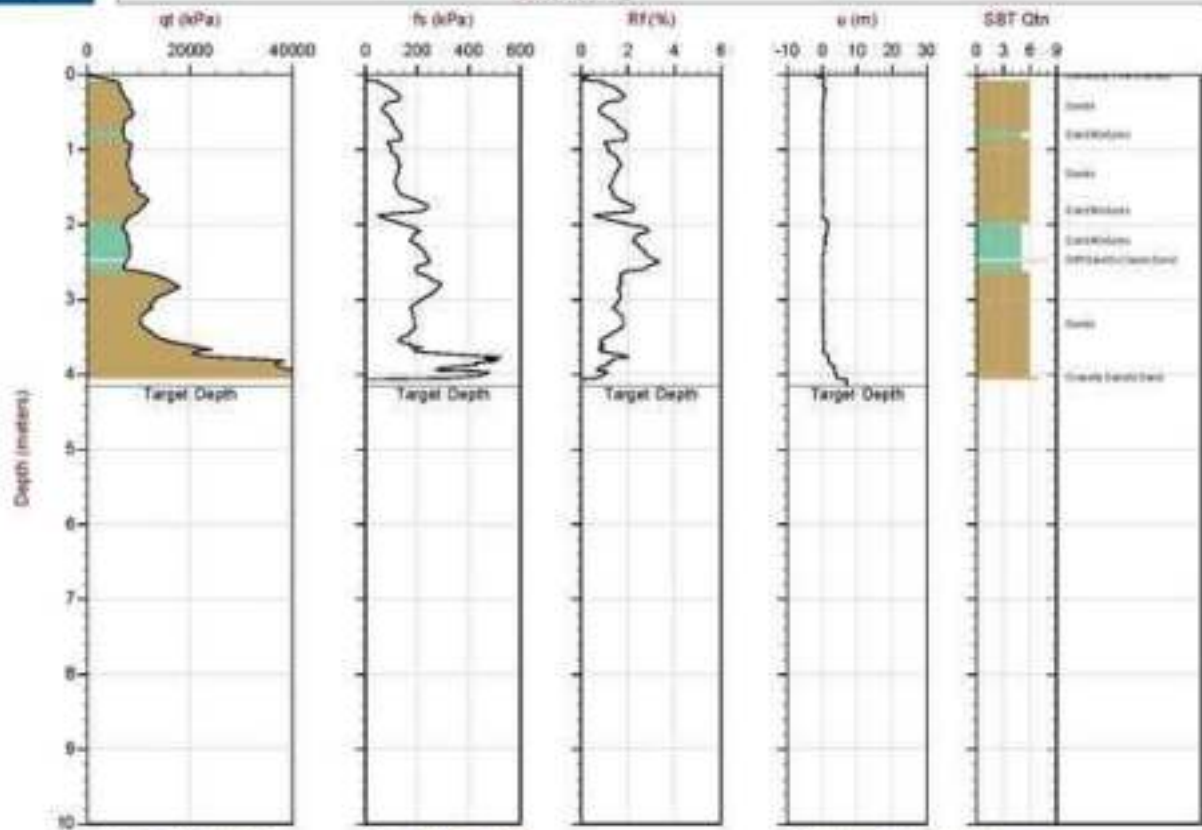


Job No: 17-72011
Client: Solerlanche Bashi Peru
Project: Sepalanga
Start Date: 14-Sep-2022
End Date: 26-Nov-2022

CONE PENETRATION TEST SUMMARY

Sounding ID	File Name	Date	Cone	Assumed Phreatic Surface ¹ (m)	Final Depth (m)	Northing ² (m)	Easting (m)	Refer to Notation Number
CP17-17	17-72011_CP17	25-Jan-2018	432.T1500F15U500		4.150	8618296	311967	
CP17-18	17-72011_CP18	25-Jan-2018	432.T1500F15U500		7.100	8618368	311943	
CP17-19	17-72011_CP19	25-Jan-2018	432.T1500F15U500		3.650	8618279	311881	
CP17-20	17-72011_CP20	25-Jan-2018	432.T1500F15U500		2.800	8618355	311877	
CP17-21	17-72011_CP21	26-Jan-2018	432.T1500F15U500		2.300	8618234	312061	
CP17-22	17-72011_CP22	26-Jan-2018	432.T1500F15U500		5.425	8618245	312132	
CP17-23	17-72011_CP23	14-Nov-2017	373.T1500F15U500		4.425	8618311	312009	
CP17-24	17-72011_CP24	26-Jan-2018	432.T1500F15U500		5.475	8618314	312056	
CP17-25	17-72011_CP25	05-Dec-2017	373.T1500F15U500		2.125	8618305	312098	
CP17-25B	17-72011_CP25B	26-Jan-2018	432.T1500F15U500		4.800	8618305	312098	
CP17-26	17-72011_CP26	26-Jan-2018	432.T1500F15U500		5.450	8618317	312149	
CP17-27	17-72011_CP27	05-Dec-2017	373.T1500F15U500		5.500	8618414	312019	
CP17-28	17-72011_CP28	26-Jan-2018	432.T1500F15U500		6.500	8618398	312102	
CP17-29	17-72011_CP29	26-Jan-2018	432.T1500F15U500		4.800	8618446	312122	
CP17-30	17-72011_CP30	26-Jan-2018	432.T1500F15U500		1.925	8618177	312163	

1. No phreatic surface was detected. Unsaturated conditions were assumed for the calculated parameters.
2. Coordinates were provided by the client. Datum: WGS 1984 / UTM Zone 18 South.

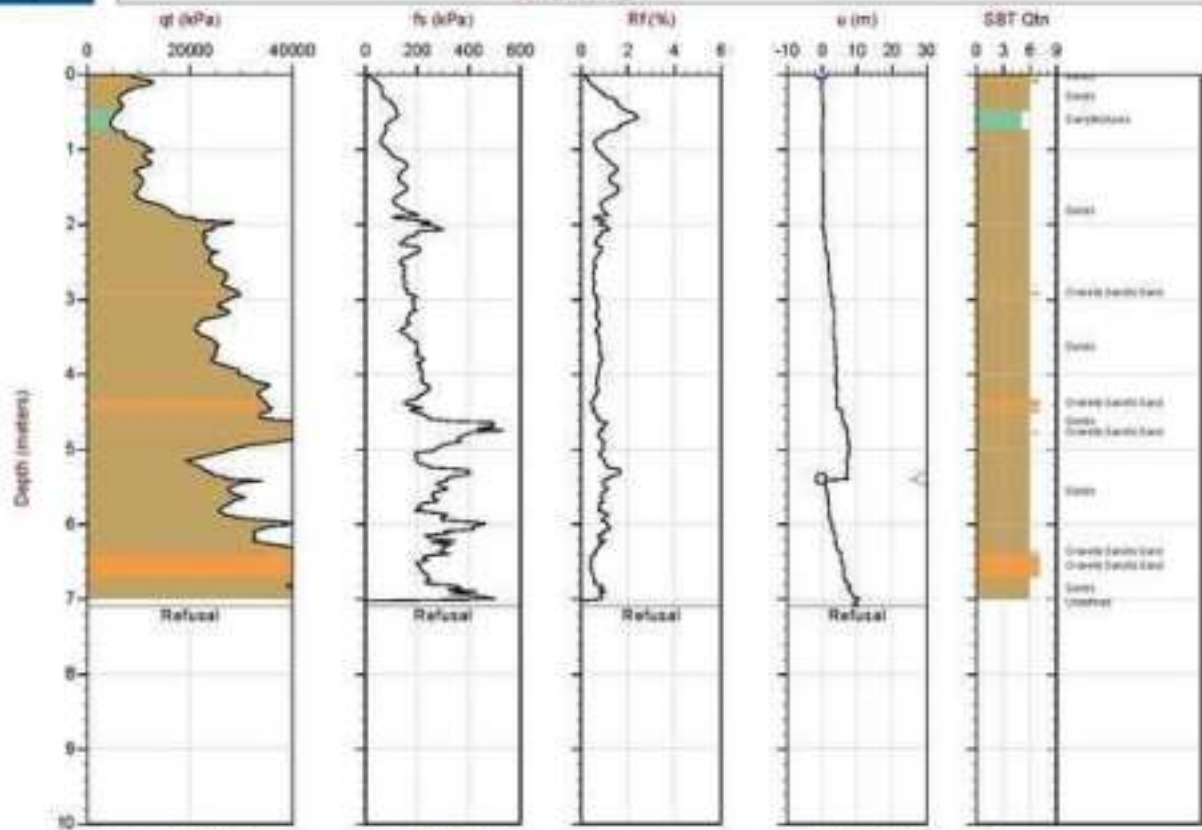


MaxDepth: 4.150 m / 13.62 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Inc: EveryPoint

File: 17-72011_CPT17.COR
 User: SETUP(PK2008)

SBT: Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM 185N 2613296m E 311987m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method
○ Ueq

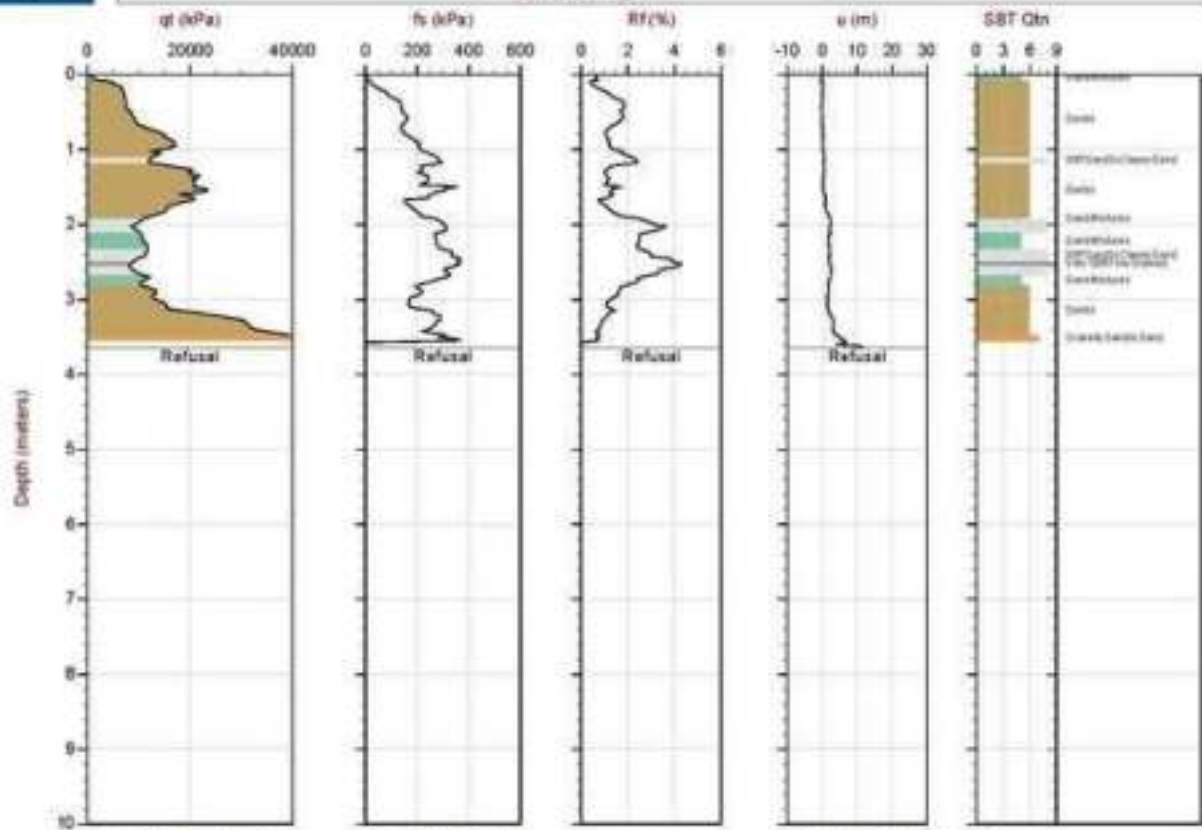


MaxDepth: 7.160 m / 23.50 ft
 Depth inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Inc: EveryPoint

File: (7-72011_CP19.COR
 User: SBT09(PKR2005)

SBT Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM125N 261534m E 311943m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston equilibrium method
○ Ueq

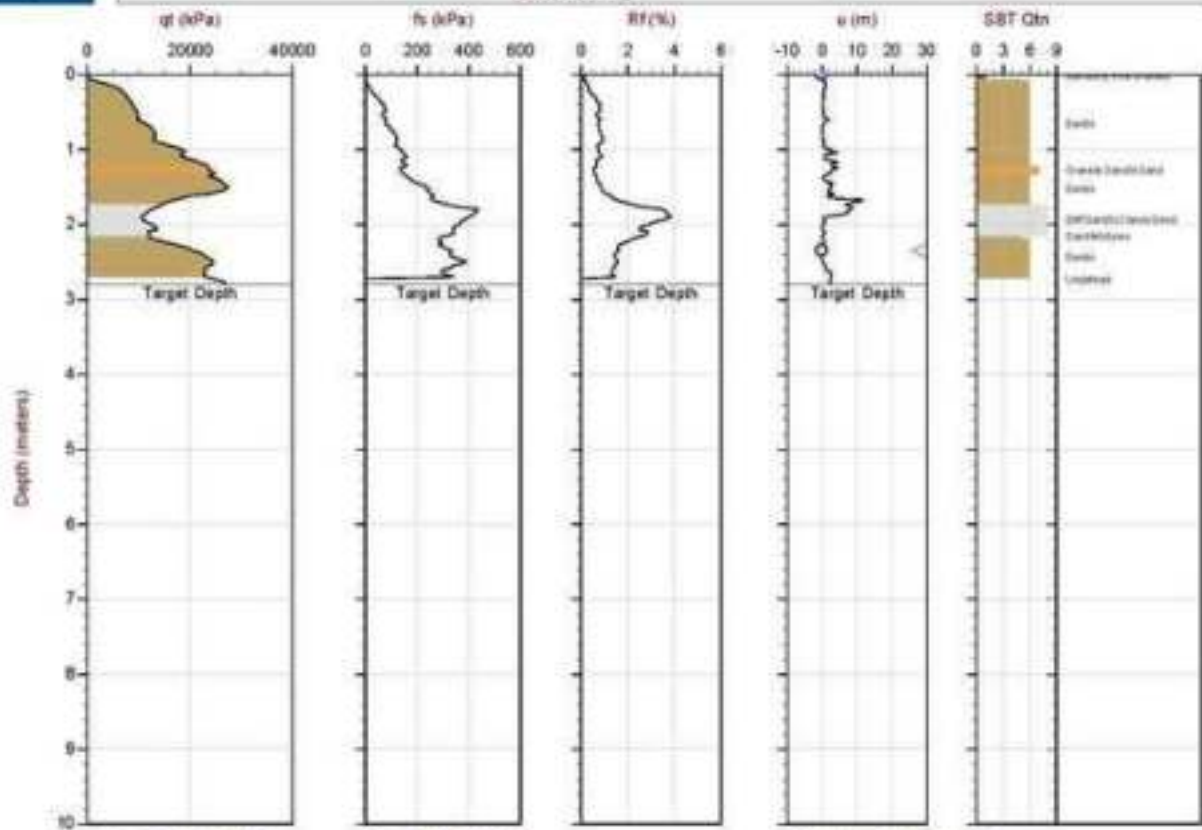


MaxDepth: 3.659 m / 11.87 ft
 Depth inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP13-COR
 User: SBTUP(PK2005)

SBT Robertson, 2009 and 2010
 Coord: UTM125N 861527E: 311551m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston, equilibrium stress ○ Ueq

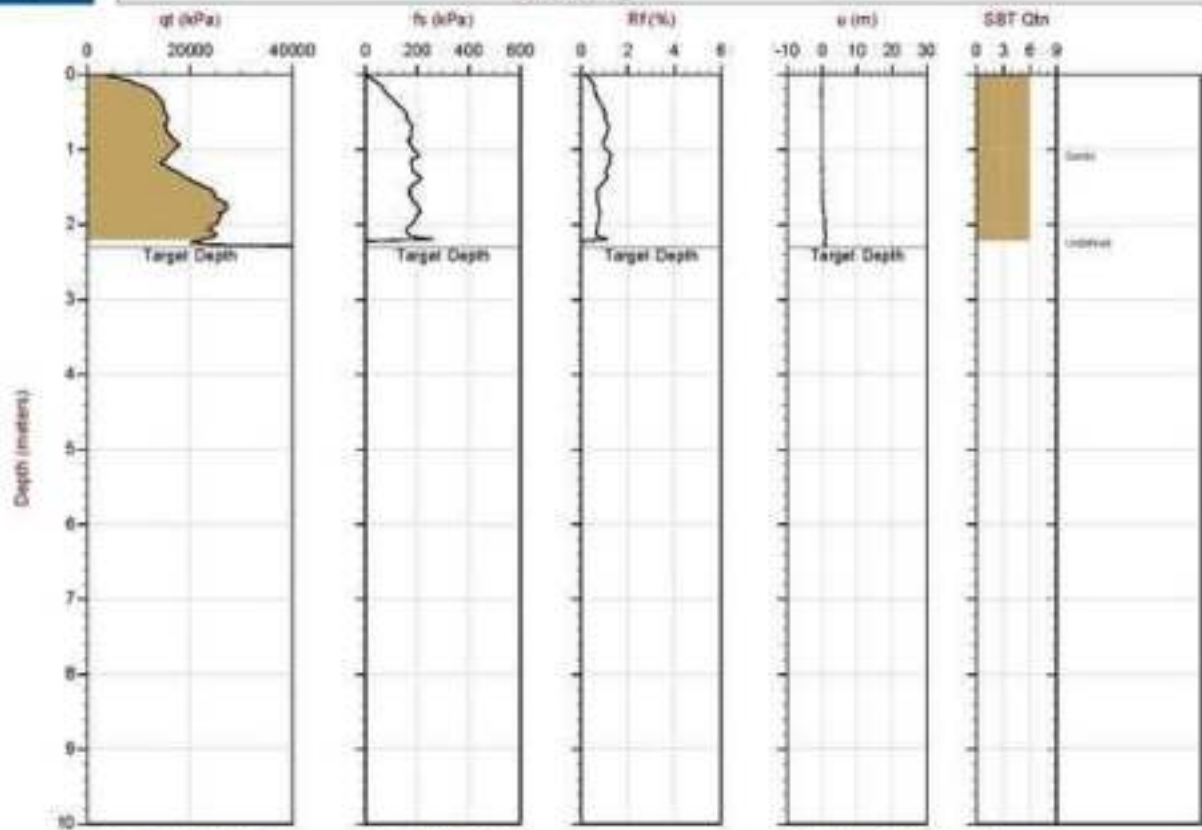


MaxDepth: 2.800 m / 9.19 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP25 COR
 User: SBT00(PKR2008)

SBT: Robertson, 2000 and 2010
 Coord: UTM/125N 2613355m E/311877m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method ○ Ueq

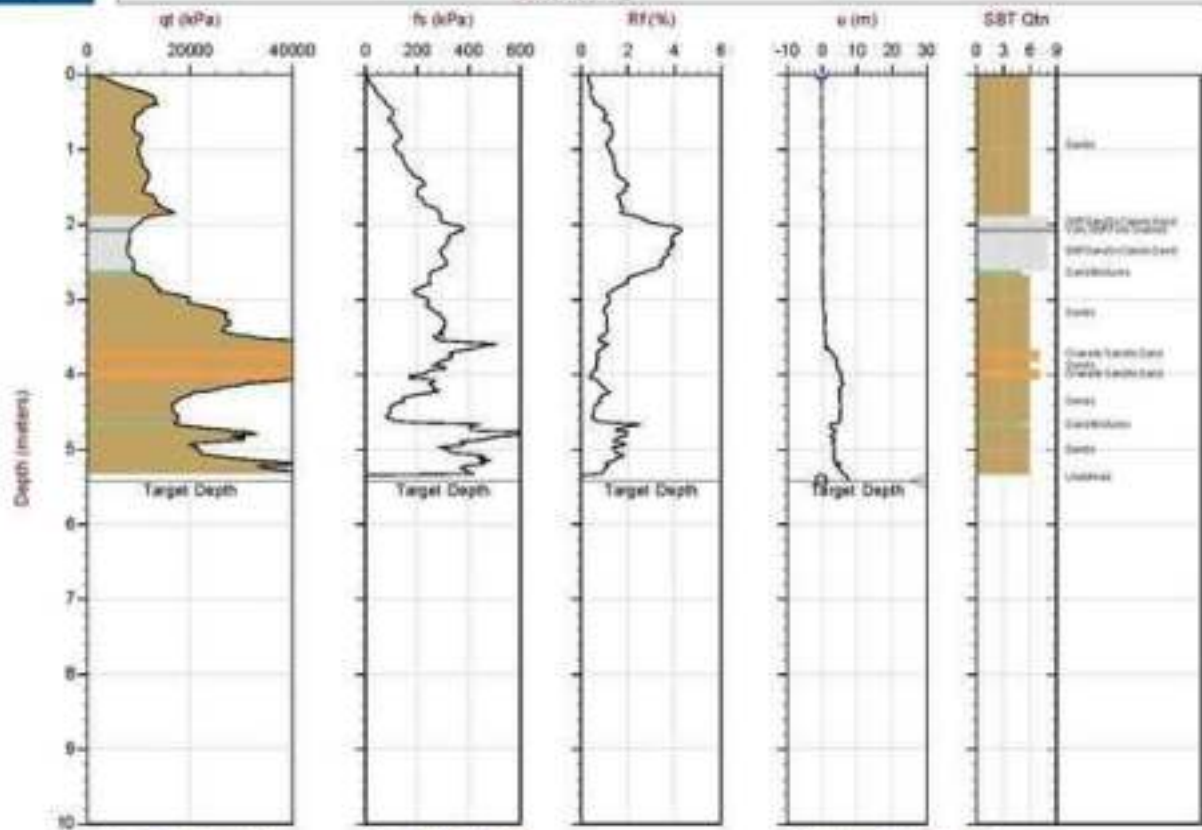


MaxDepth: 2.369 m / 7.55 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Inc: EveryPoint

File: 17-72011_CP21.COR
 User: SBTGP(PK1208)

SBT Robertson, 2009 and 2010
 Coord: UTM125N 361024m E 312661m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ○ Ueq ◁ Doggston, equilibrium method

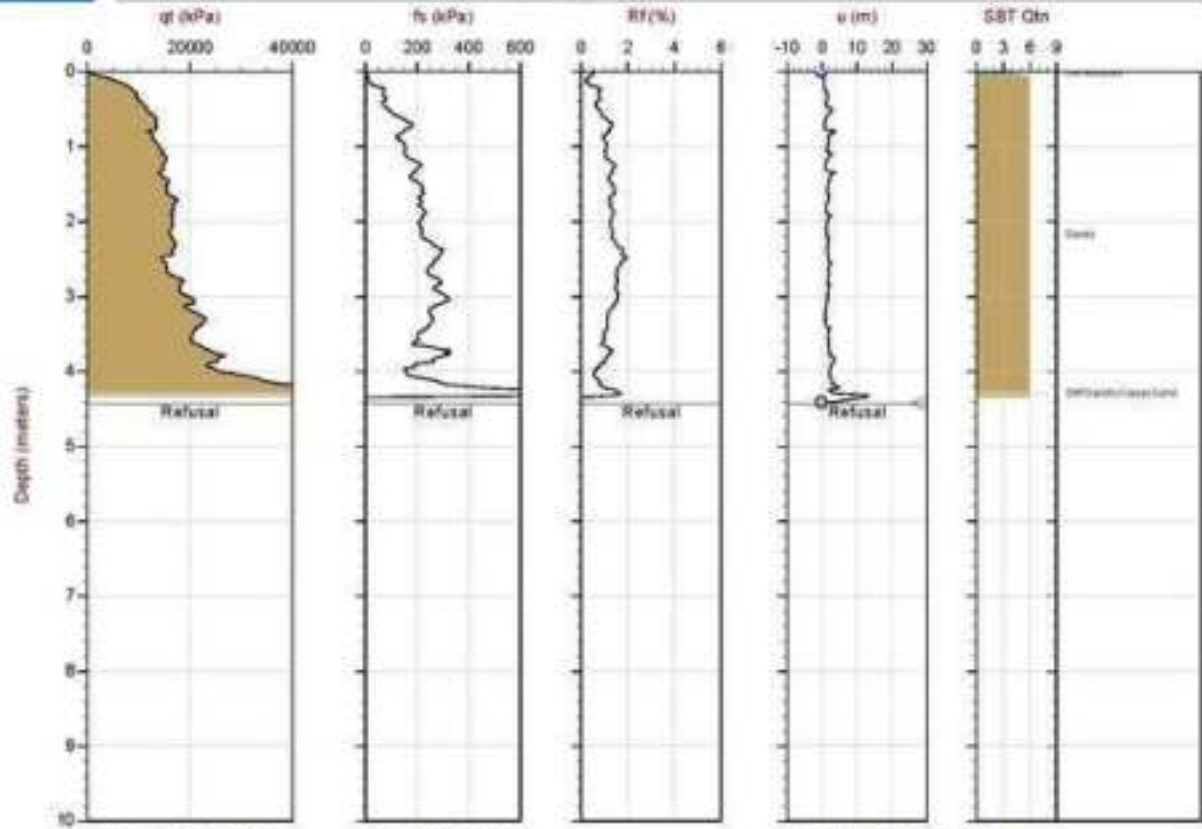


MaxDepth: 5.425 m / 17.80 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP22.COR
 User: SBT00(PK2008)

SBT: Robertson, 2009 and 2010
 Coord: UTM 185N 8610245m E 312132m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method
○ Ueq

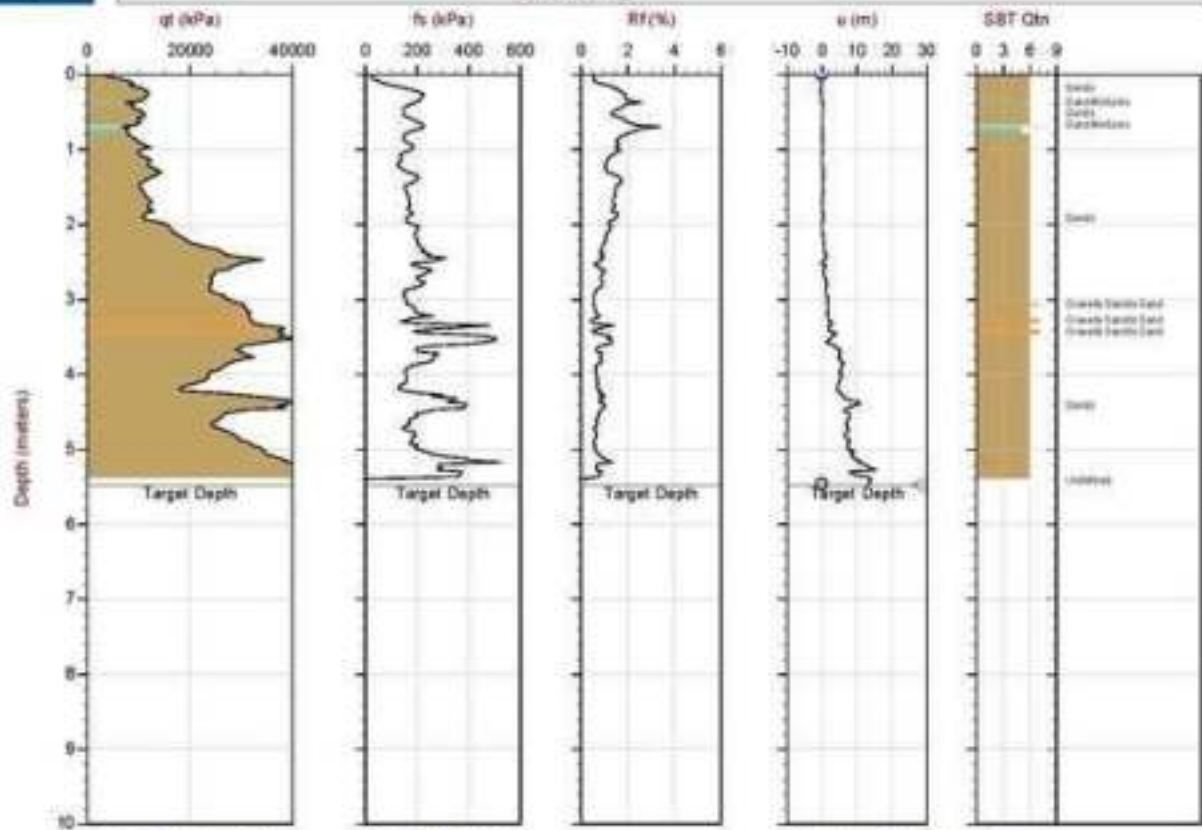


Max Depth: 4.425 m / 14.52 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Inc: EveryPoint

File: 17-72011_CP23.COR
 User: SBT00(PKR2005)

SBT Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM 125N 201531 m E 512009 m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation equilibrium method
○ Ueq

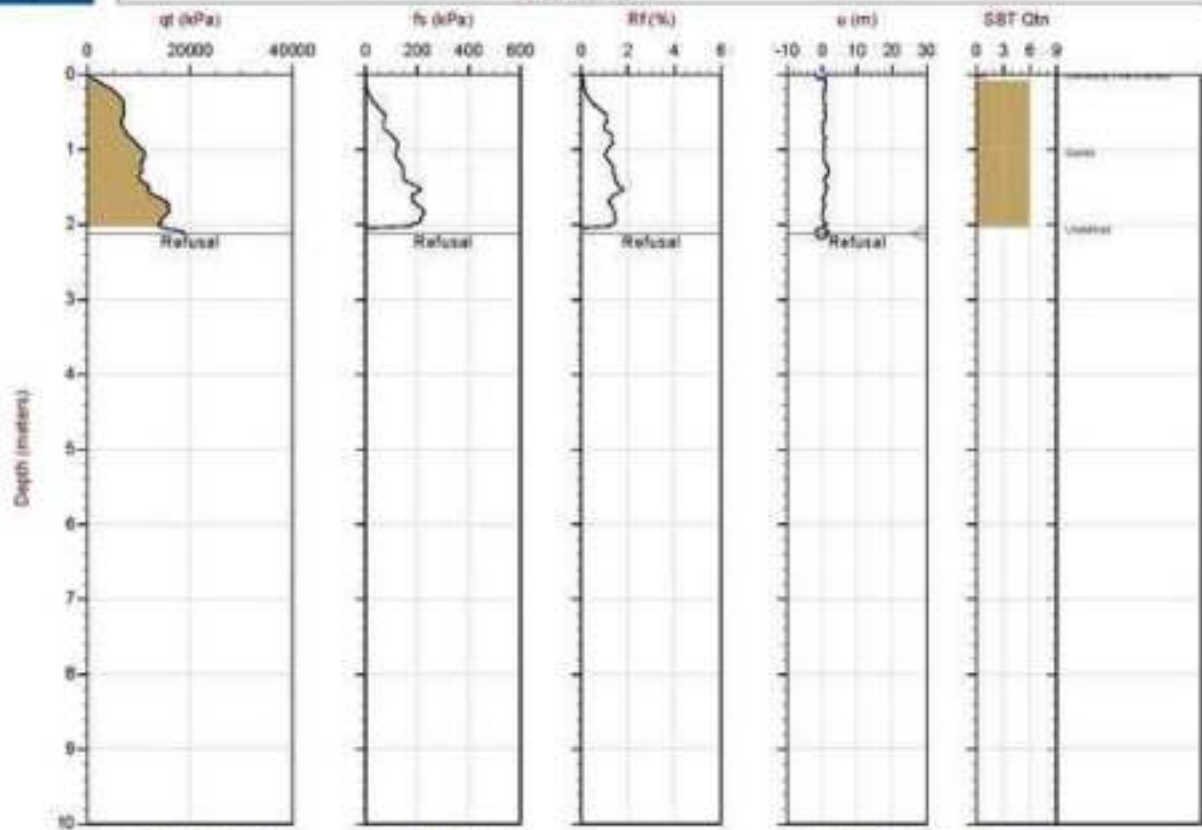


MaxDepth: 5.475 m / 17.96 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP24.COR
 User: SBT00(PKR2005)

SBT Revisions: 2009 and 2010
 Coord: UTM125N 2615314m E 312055m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston, equilibrium method ○ Ueq

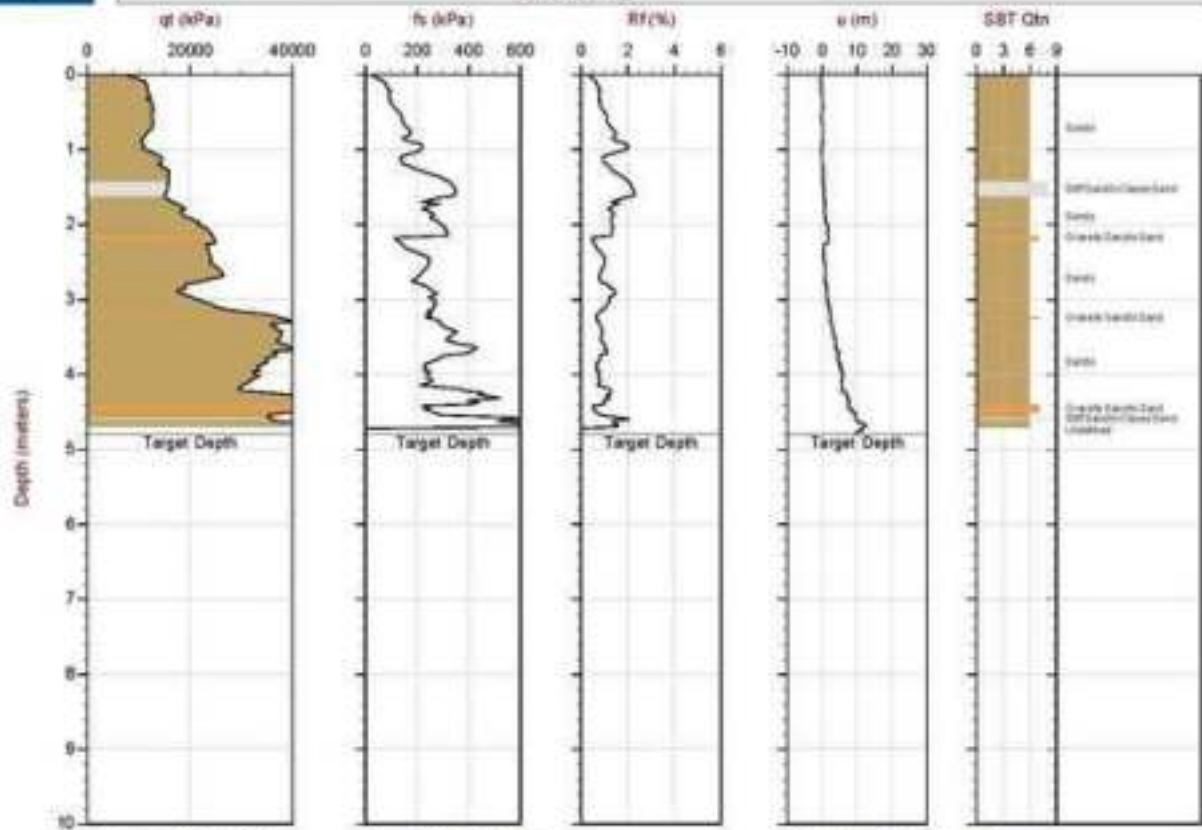


MaxDepth: 2.125 m / 6.97 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP25.COR
 User: SBT00(PK3200)

SBT Robertson, 2009 and 2010
 Coord: UTM125N 261330E / 512000m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ○ Ueq ◁ Displacement equilibrium method

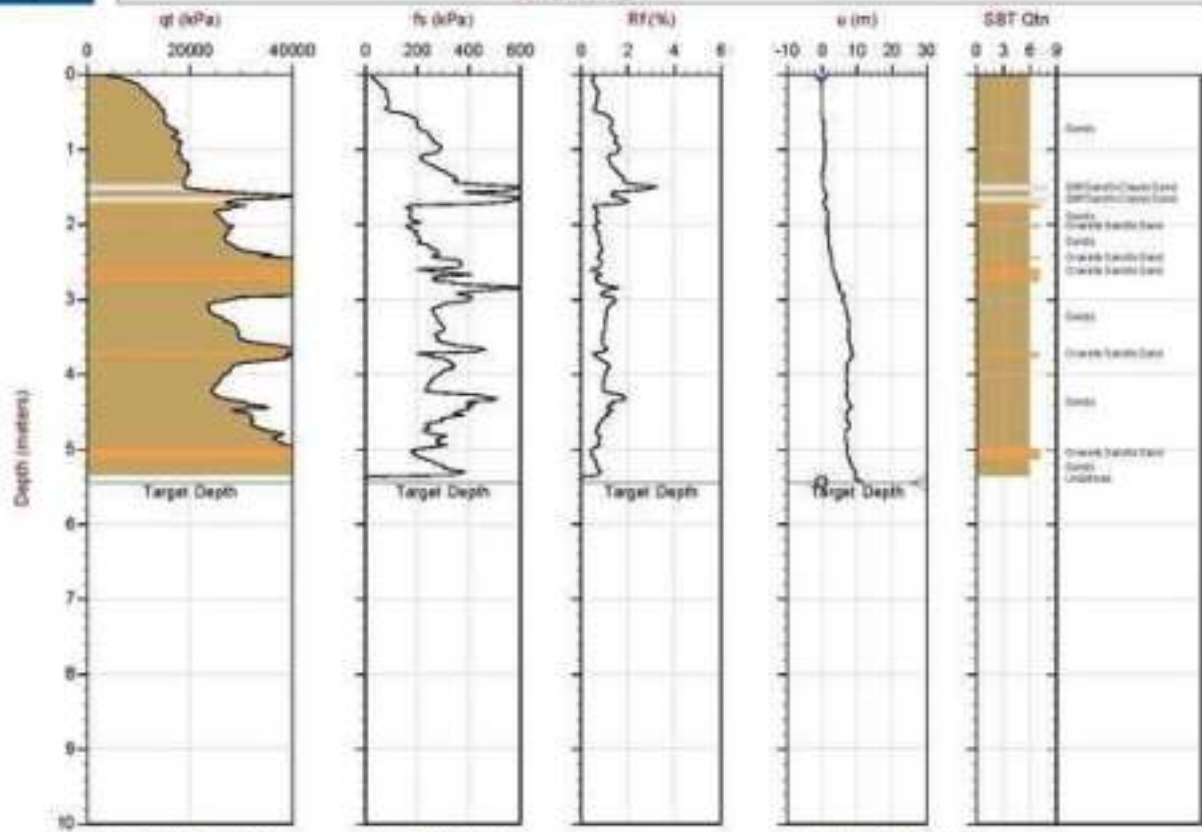


Max Depth: 4.800 m / 15.75 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP258.COR
 User: SBTUP(PK2085)

SBT Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM 18S N 261330m E 512000m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation equilibrium method
○ Ueq

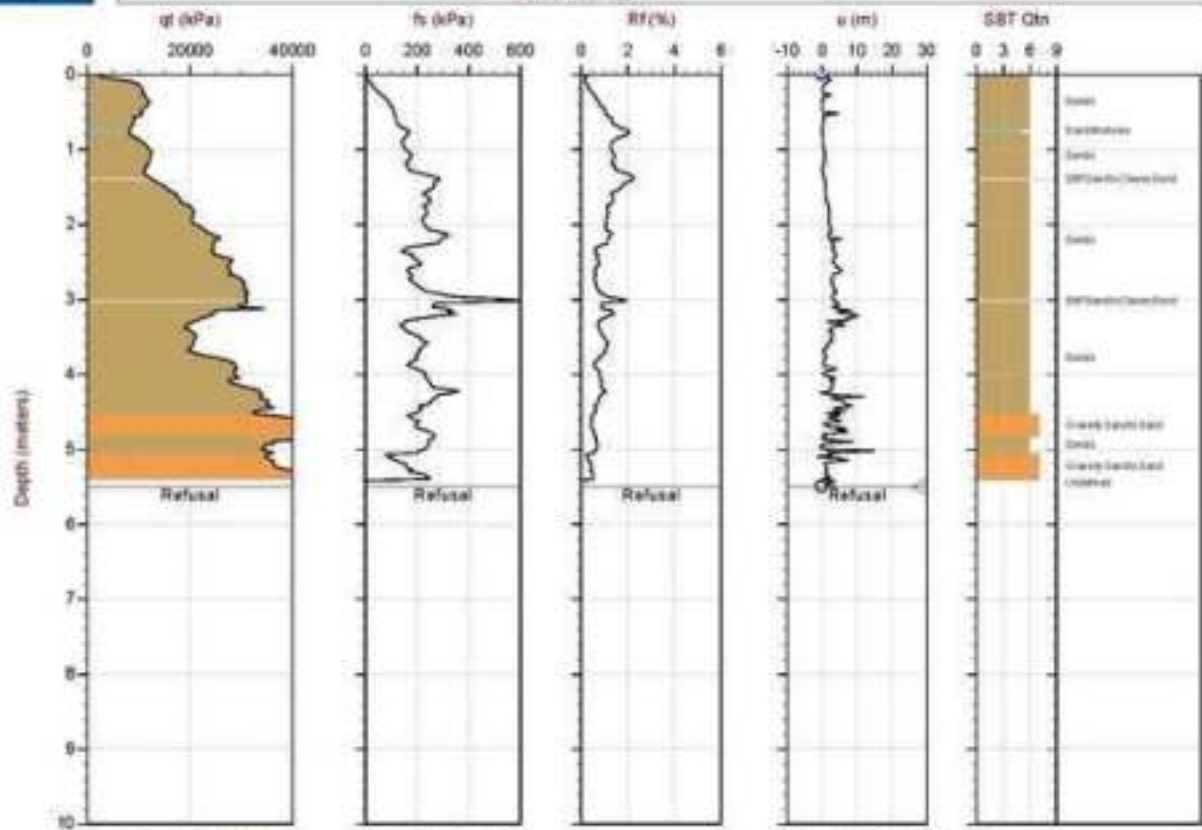


MaxDepth: 5.450 m / 17.88 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP26-COR
 User: SBTUP-PK(208)

SBT Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM 125N 2615317m E 512143m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation equilibrium method ○ Ueq

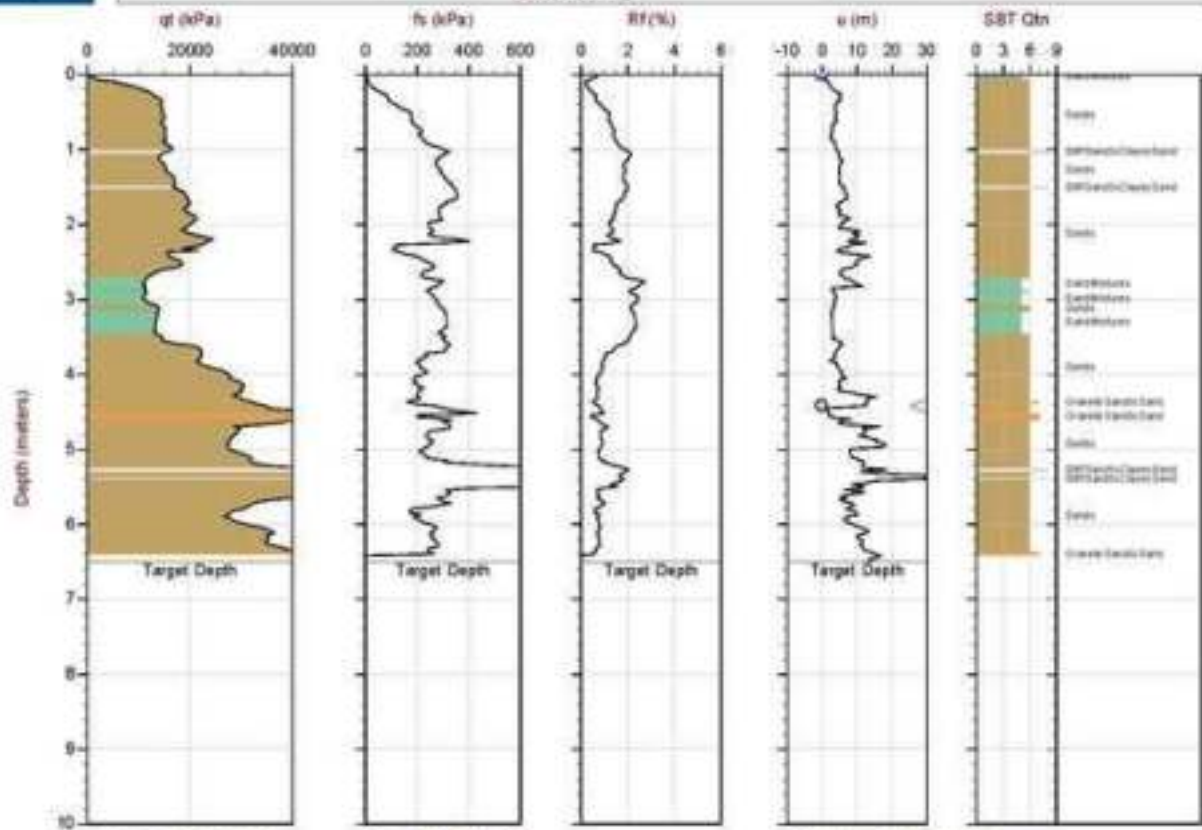


MaxDepth: 5.500 m / 18.34 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP27.COR
 User: SETUP(PK3200)

SBT Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM125N 961541m E 512013m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston, equilibrium method ○ Ueq

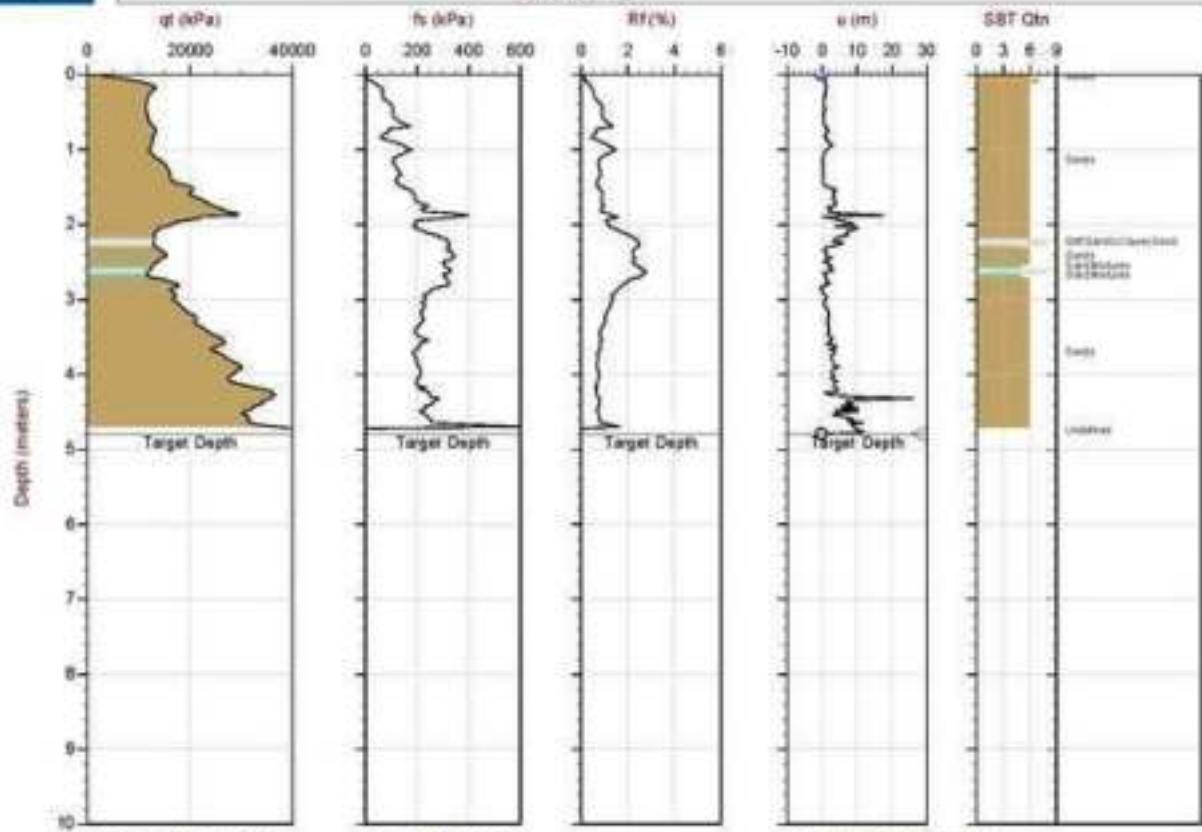


MaxDepth: 6.500 m / 21.32 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Inc: EveryPoint

File: 17-72011_CP29.COR
 User: SBTUP(PK2088)

SBT Reversion: 2009 and 2010
 Coord: UTM125N 261550m E 312132m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston, equilibrium method ○ Ueq

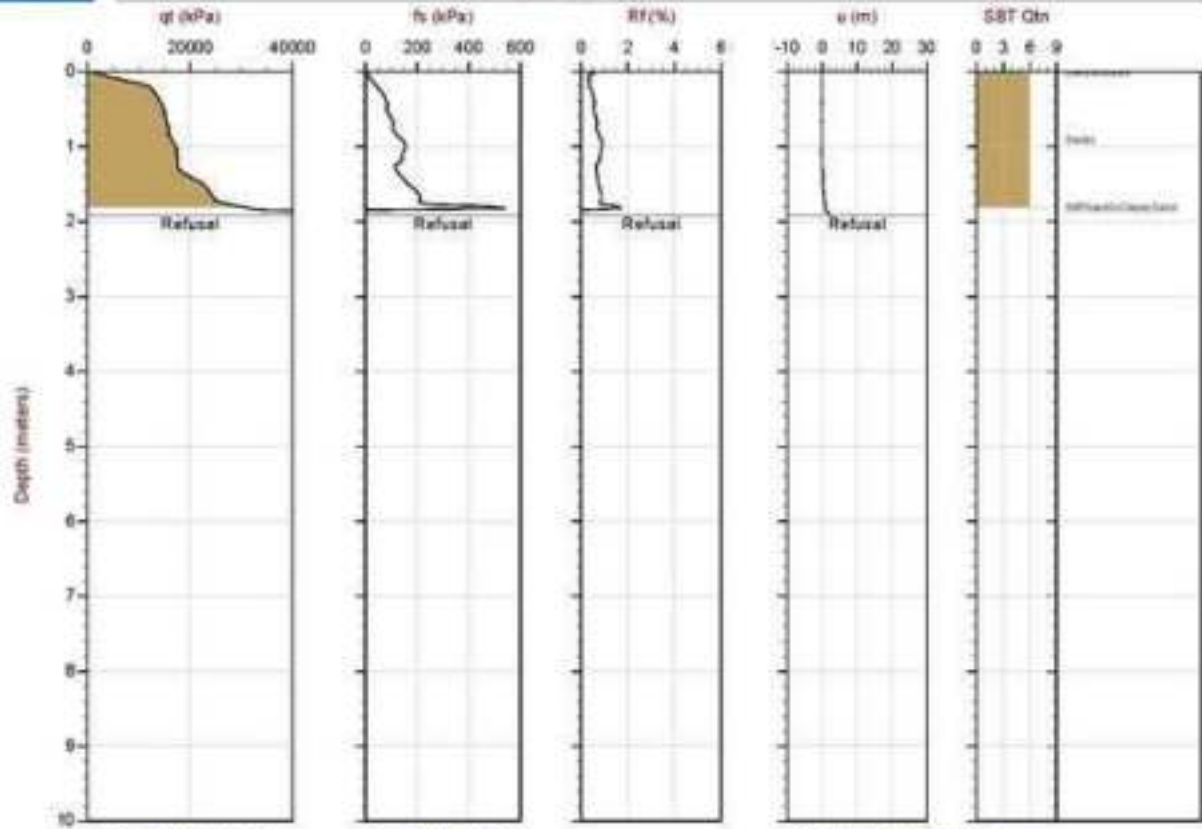


MaxDepth: 4.800 m / 15.75 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP29-COR
 User: SBTUP(PK1208)

SBT Reversion: 2008 and 2010
 Coord: UTM125N 361544m E 312122m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation equilibrium method ○ Ueq



MaxDepth: 1.925 m / 6.318
 Depth in: 6.625 m / 9.882

Aug in: EveryPoint

Overplaten: Assumed Ueq Ueq

File: (7-72011_CP35.COR
 User: SBT03(FKR2005)

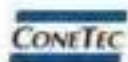
Displacement equilibrium method

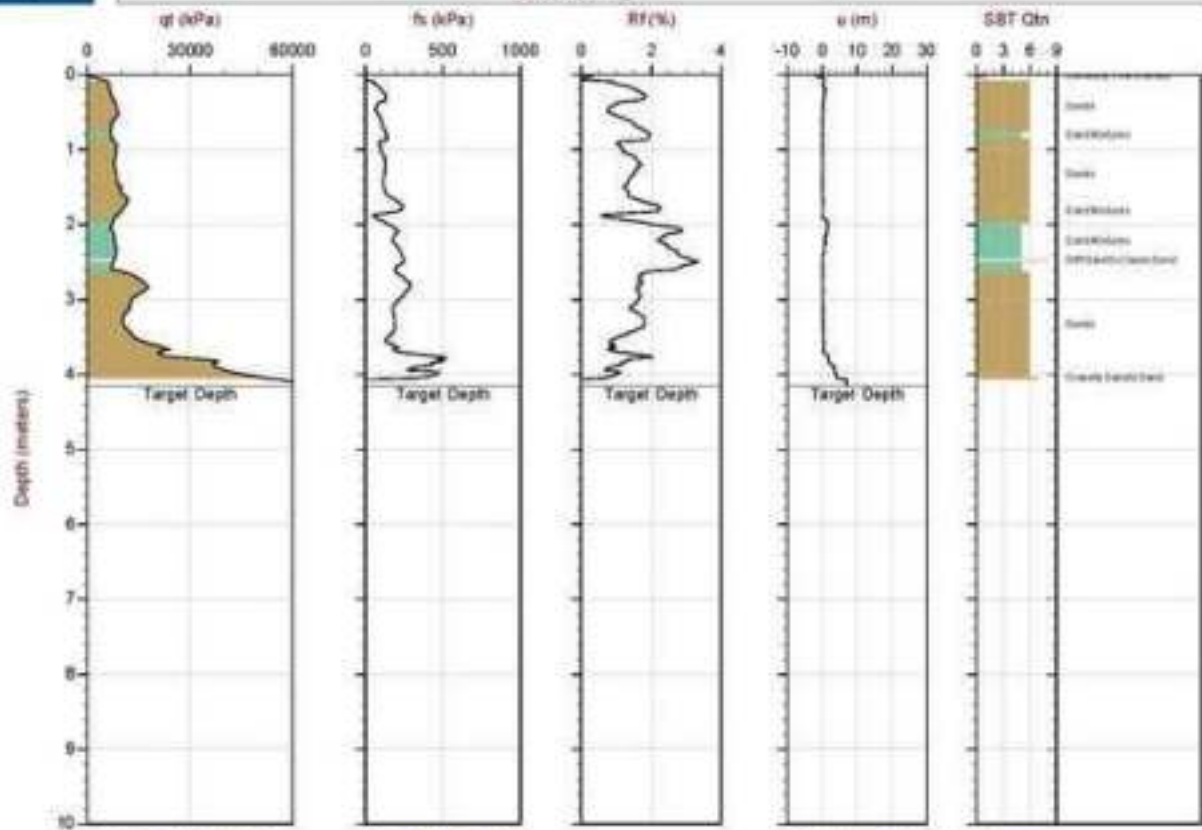
SBT Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM125N 861517m E: 512163m

Sheet No: 1 of 1

Standard Cone Penetration Test Plots – Expanded Range

Gráficos de ensayo de penetración de cono estándar – rango
expandido



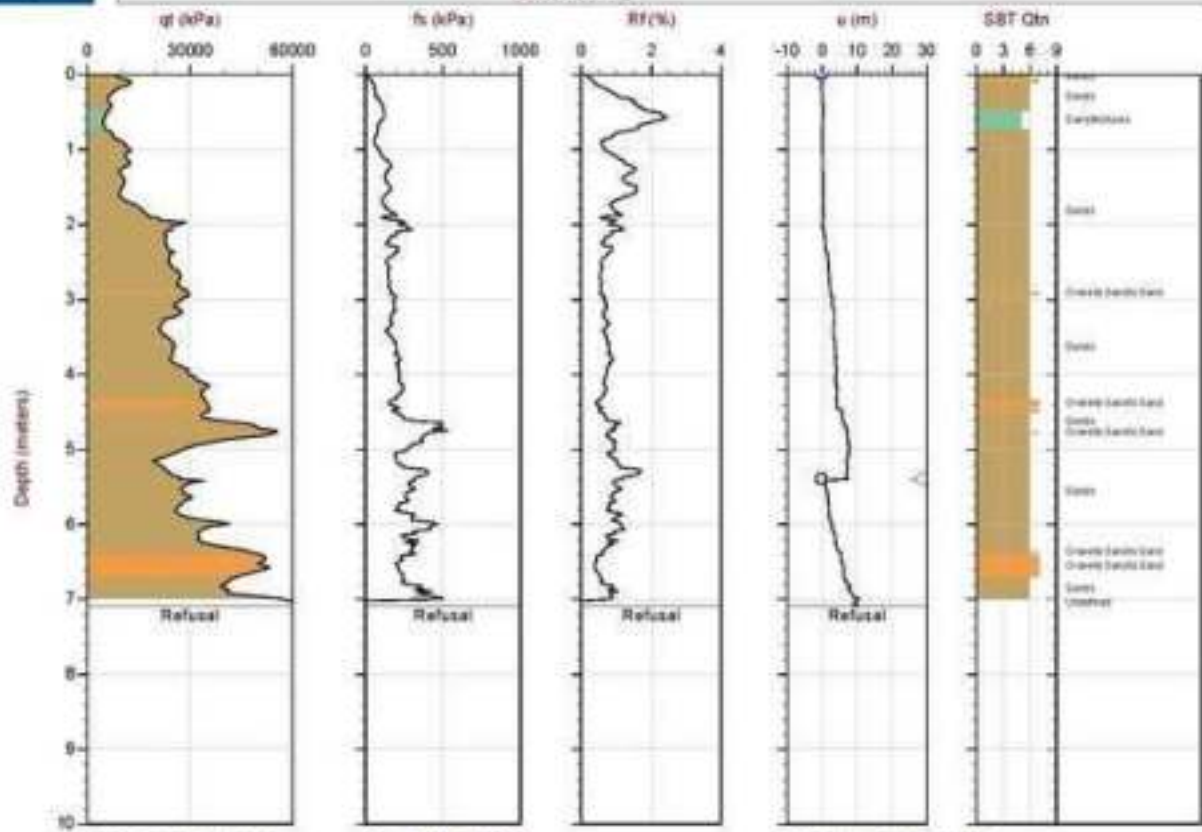


MaxDepth: 4.150 m / 13.62 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CPT17.COR
 User: SBTGP-PK12085

SBT: Robertson, 2009 and 2010
 Coord: UTM 18S N 2613296m E 311967m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method ○ Ueq

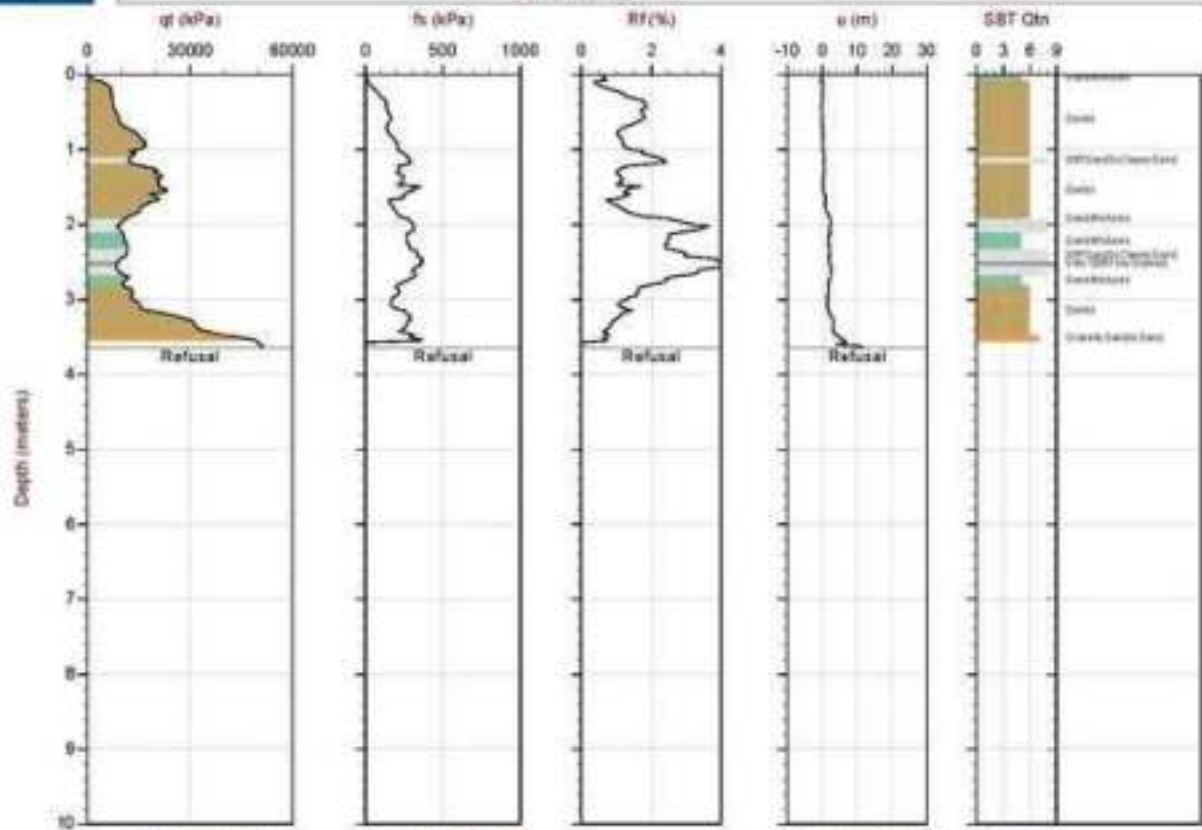


MaxDepth: 7.160 m / 23.50 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: (7-72011_CP19.COR
 User: SBTGP(PKR2005)

SBT Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM125N 261534m E 311943m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Dissipation equilibrium achieved
○ Ueq

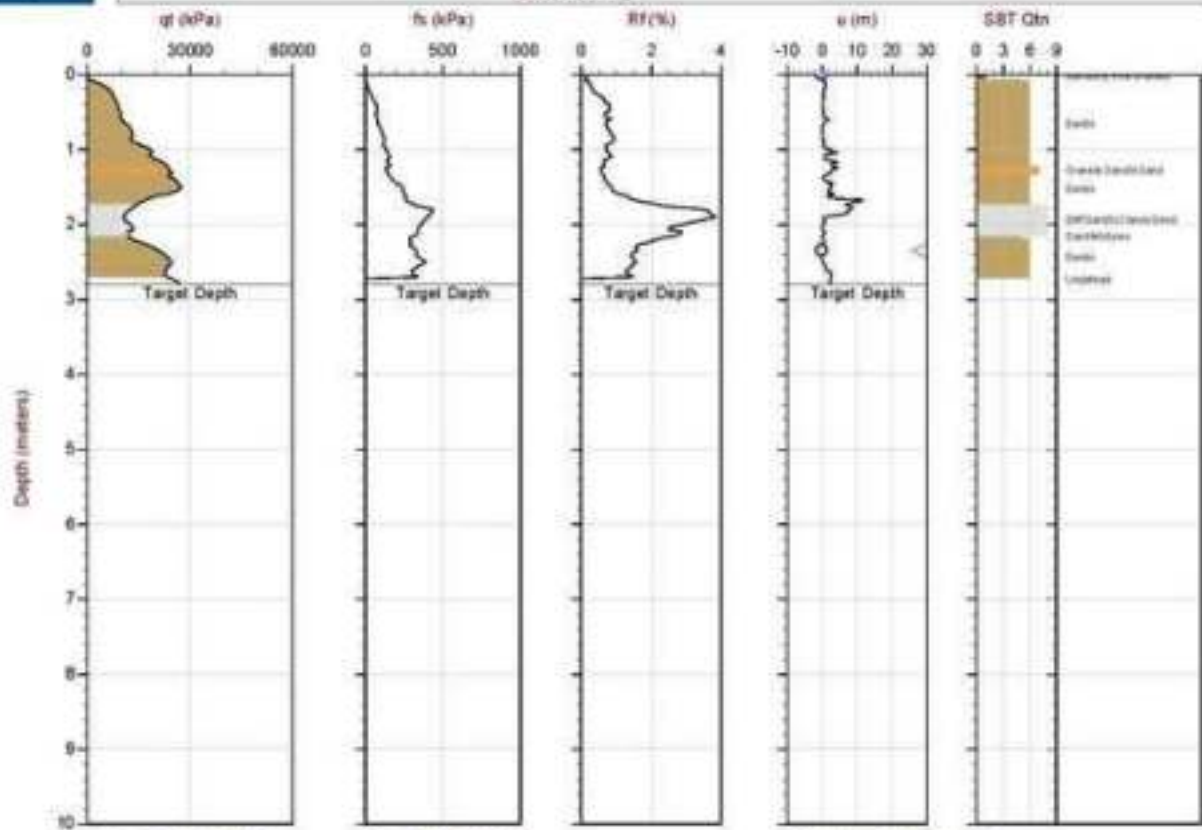


MaxDepth: 3.659 m / 11.87 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP13.COR
 User: SBTUP(PK1208)

SBT Robertson, 2009 and 2010
 Coord: UTM125N 261527E: 311551m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston, equilibrium stress
○ Ueq

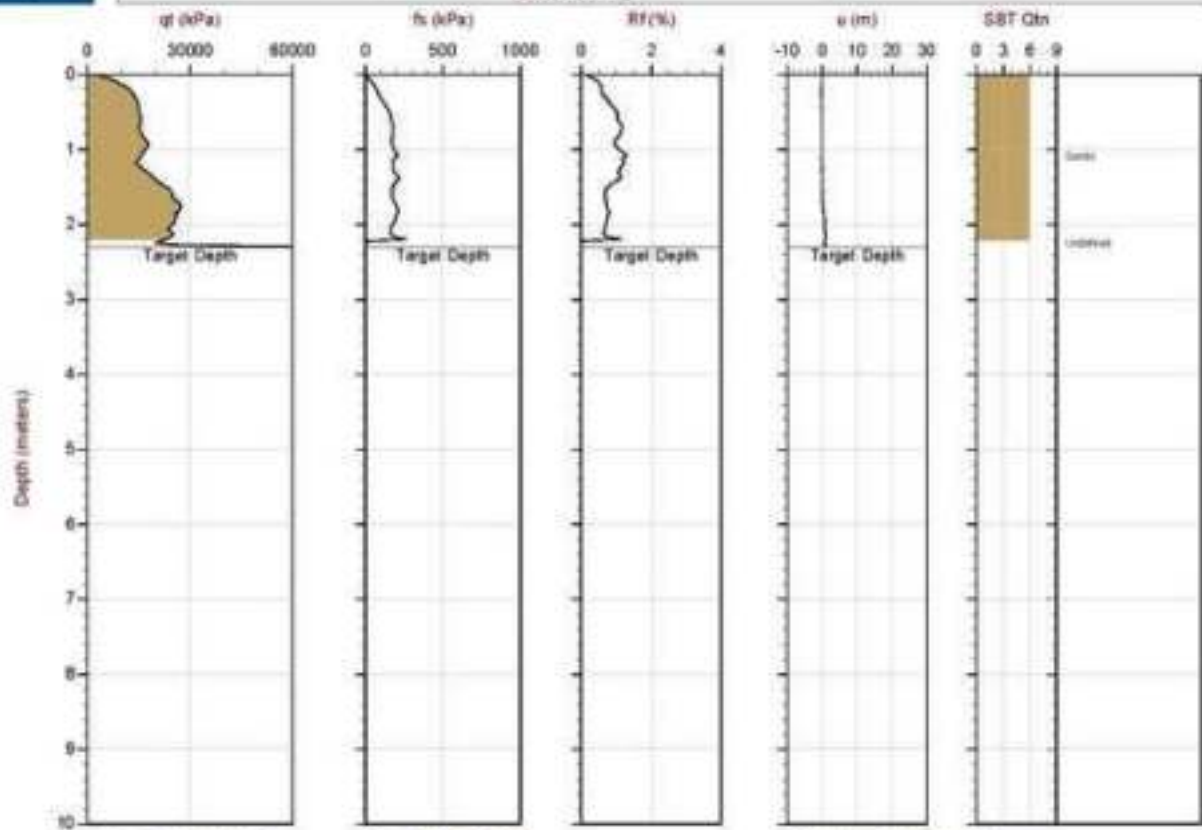


MaxDepth: 2.800 m / 9.19 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: (7-72011_CP25 COR
 User: SBT00(PKR2005)

SBT: Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM125N 2613355m E 311877m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method ○ Ueq



MaxDepth: 2.300 m / 7.56 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft

Aug Int: EveryPoint

Overplaten: Assumed Ueq Ueq

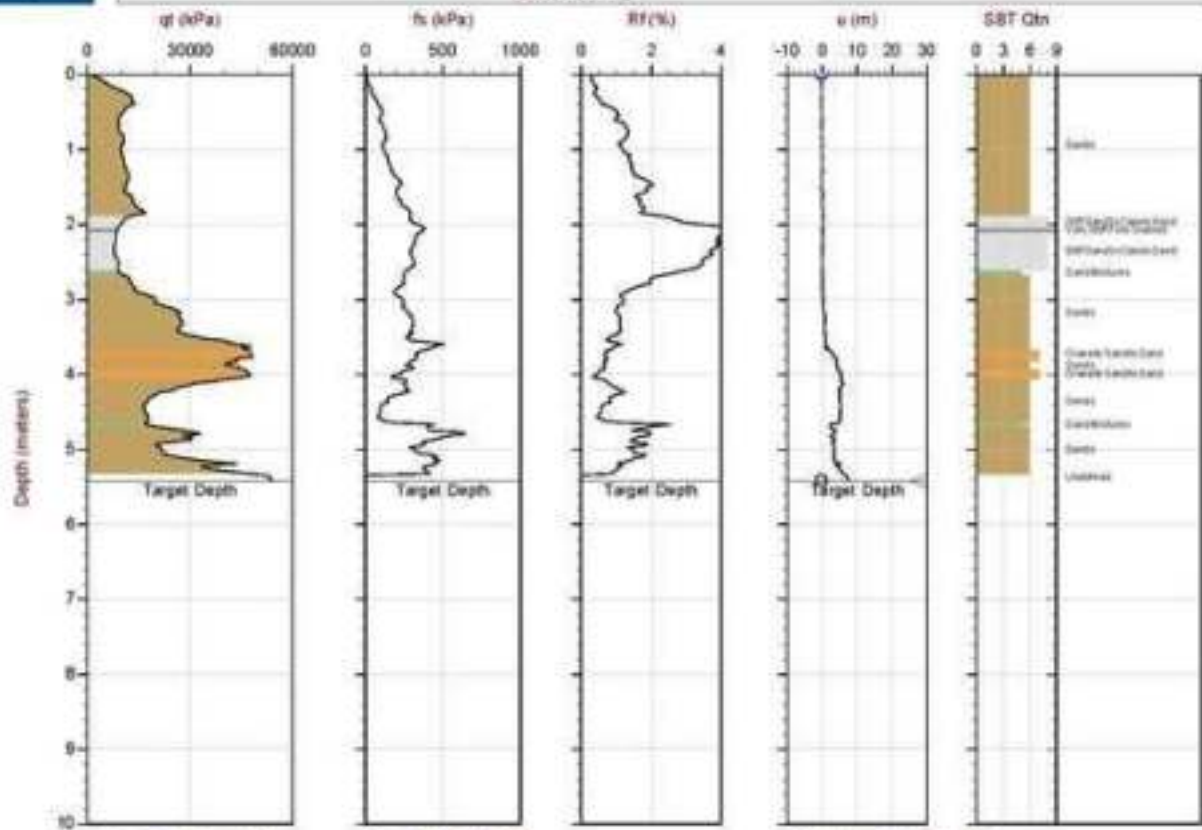
File: 17-72011_CP21.COR

User: SBT01(PK1200)

Doogaten.equilibriummethod

SBT Robertson, 2009 and 2010
 Coord: UTM125N 3610214m E 312061m

Sheet No. 1 of 1

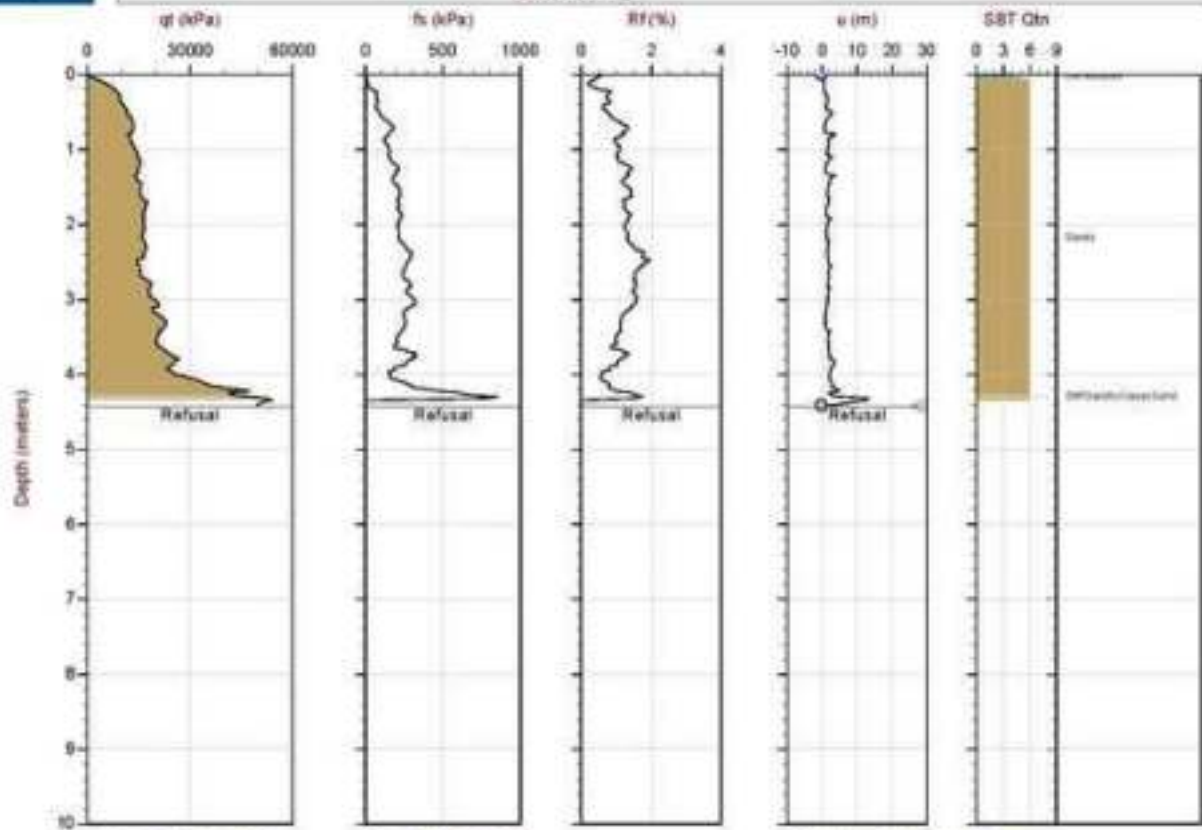


MaxDepth: 5.425 m / 17.80 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP22.COR
 User: SBT000PKR2005

SBT: Robertson, 2009 and 2010
 Coord: UTM 185N 8610245m E 312132m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method
○ Ueq

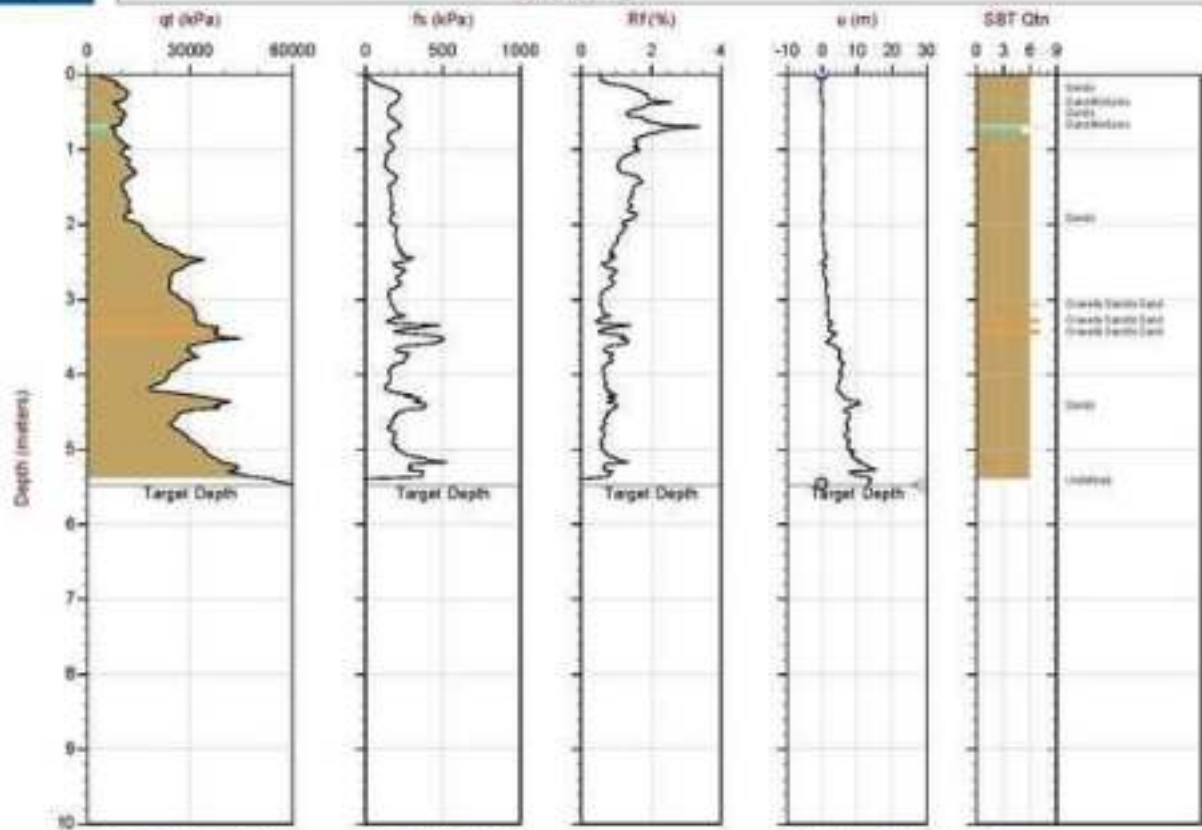


MaxDepth: 4.425 m / 14.52 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP23.COR
 User: SBT00(PKR2005)

SBT Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM125N 261531 m E 512689 m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston, equilibrium method
○ Ueq

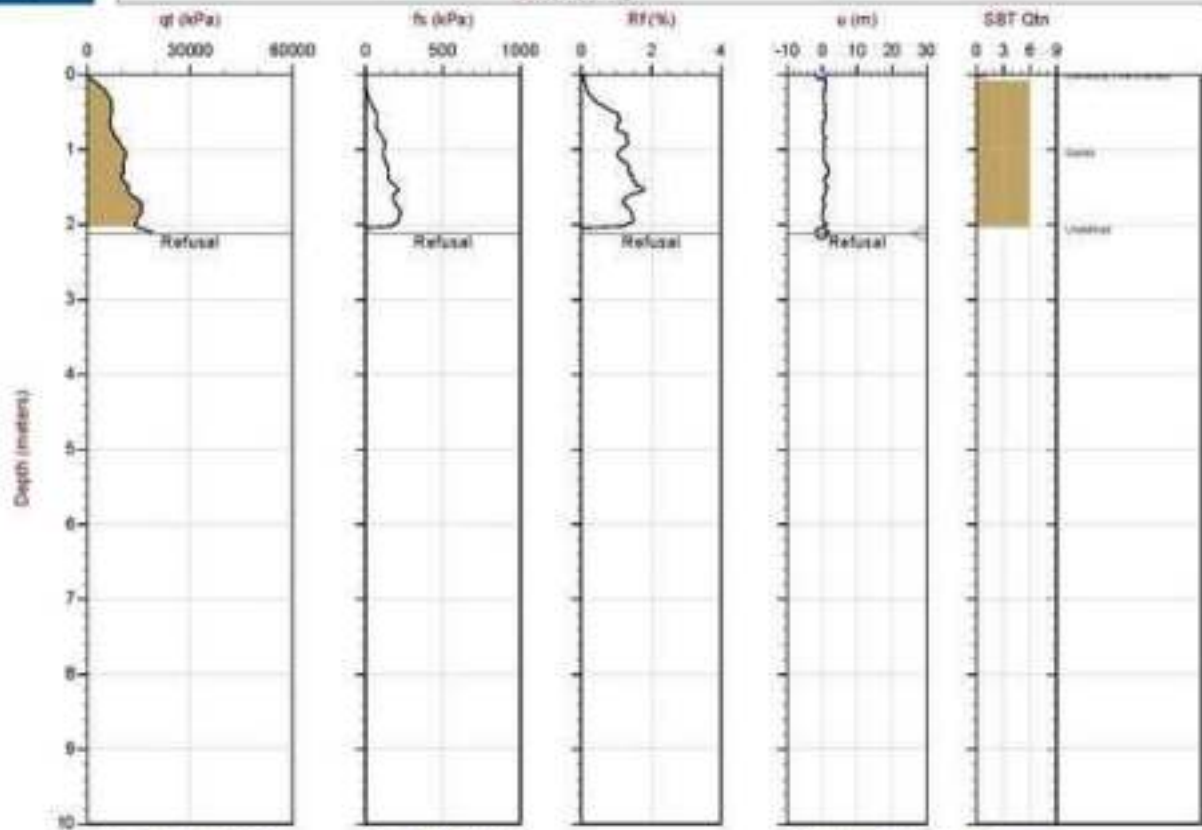


MaxDepth: 5.475 m / 17.96 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP24-COR
 User: SBTGP(PK208)

SBT Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM125N 2615314m E 312055m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston, equilibrium method
○ Ueq

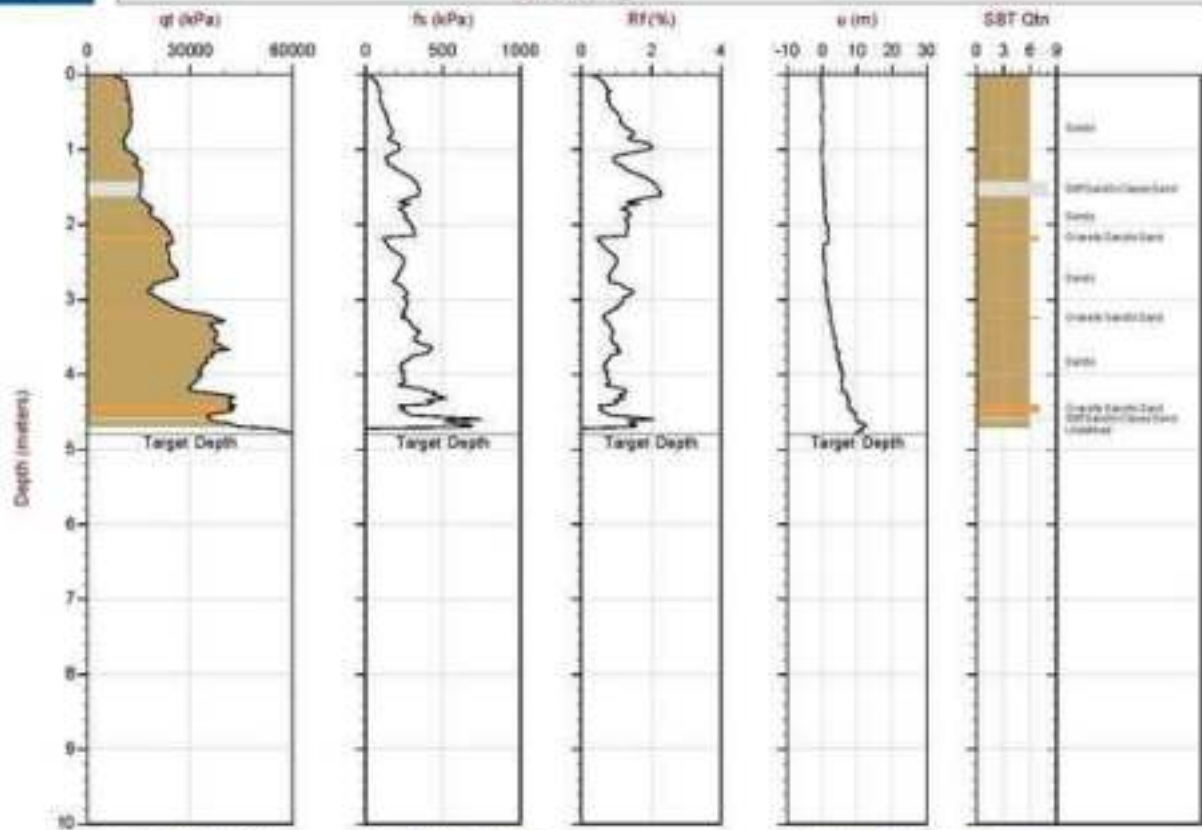


MaxDepth: 2.125 m / 6.97 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: (7-72011_CP25.COR
 User: SBT00(PK3288)

SBT Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM125N 2613305m E 512000m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Displacement equilibrium method
○ Ueq

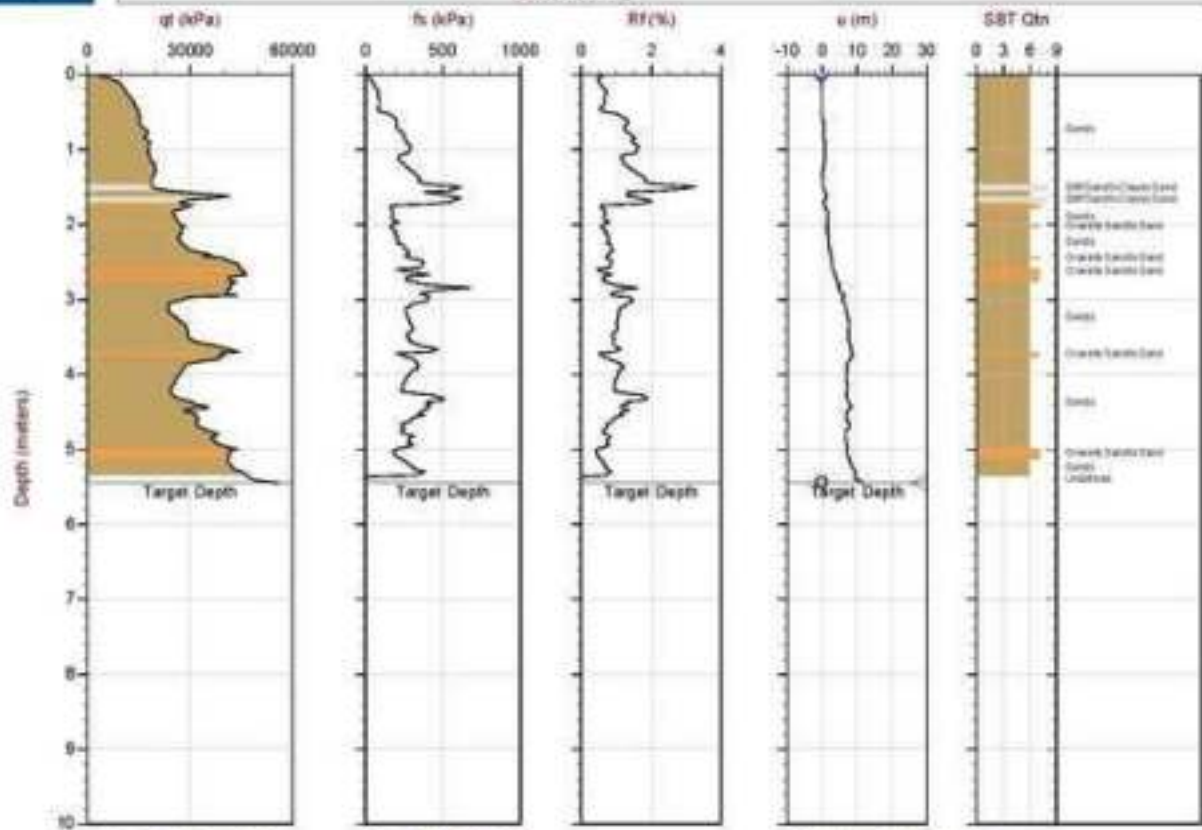


MaxDepth: 4.800 m / 15.75 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP258.COR
 User: SBTOP(PKP2005)

SBT: Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM125N 2613305m E 512000m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston, equilibrium method
○ Ueq

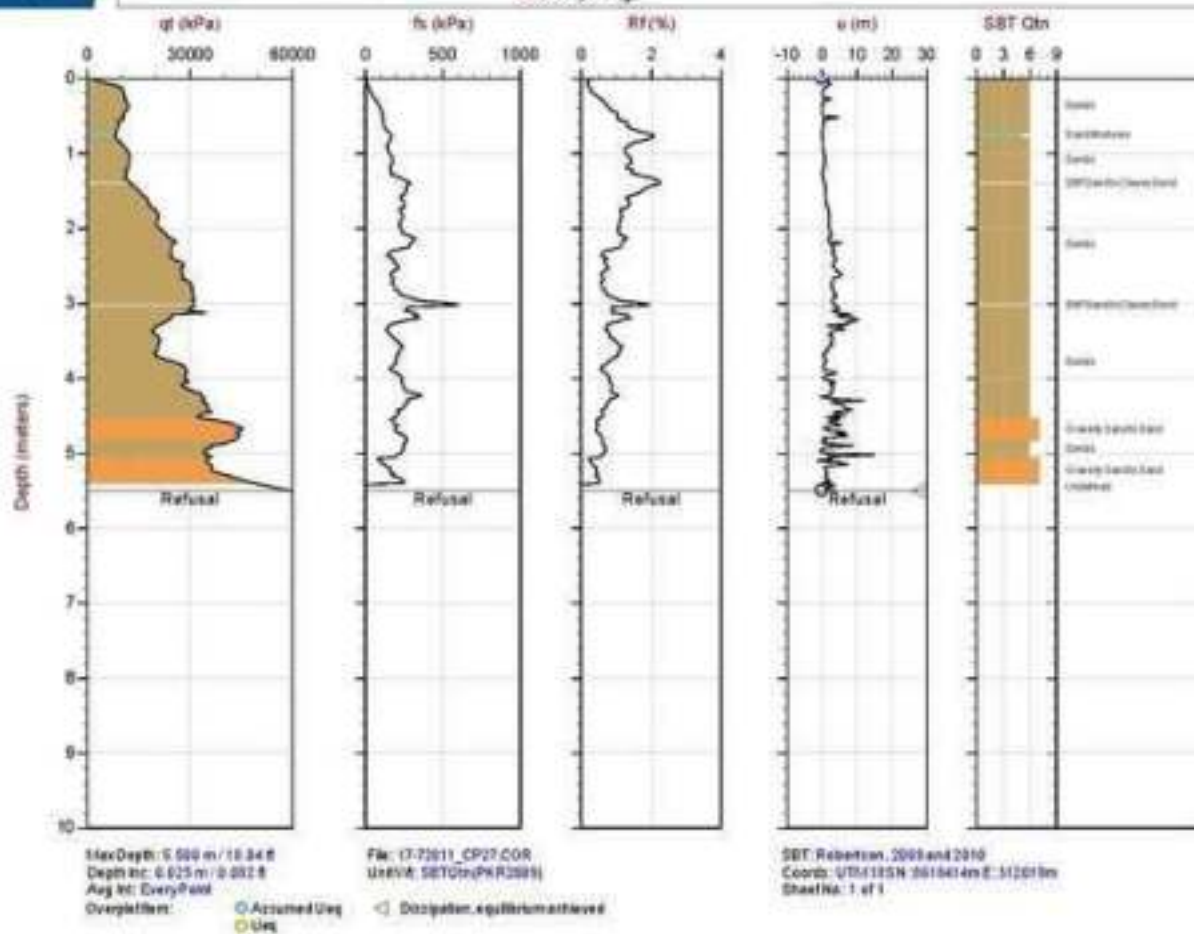


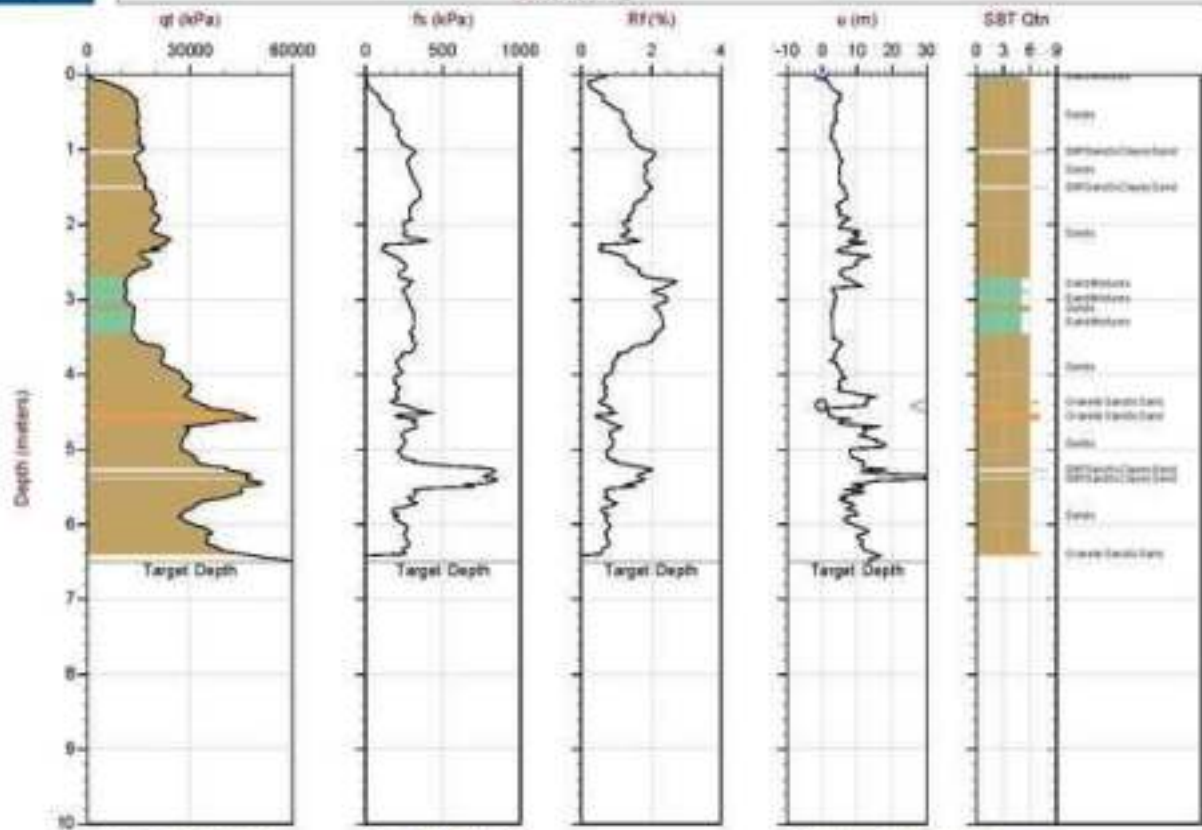
MaxDepth: 5.450 m / 17.88 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP26-COR
 User: SBT00(PK0208)

SBT Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM125N 2615317m E 512143m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method ○ Ueq



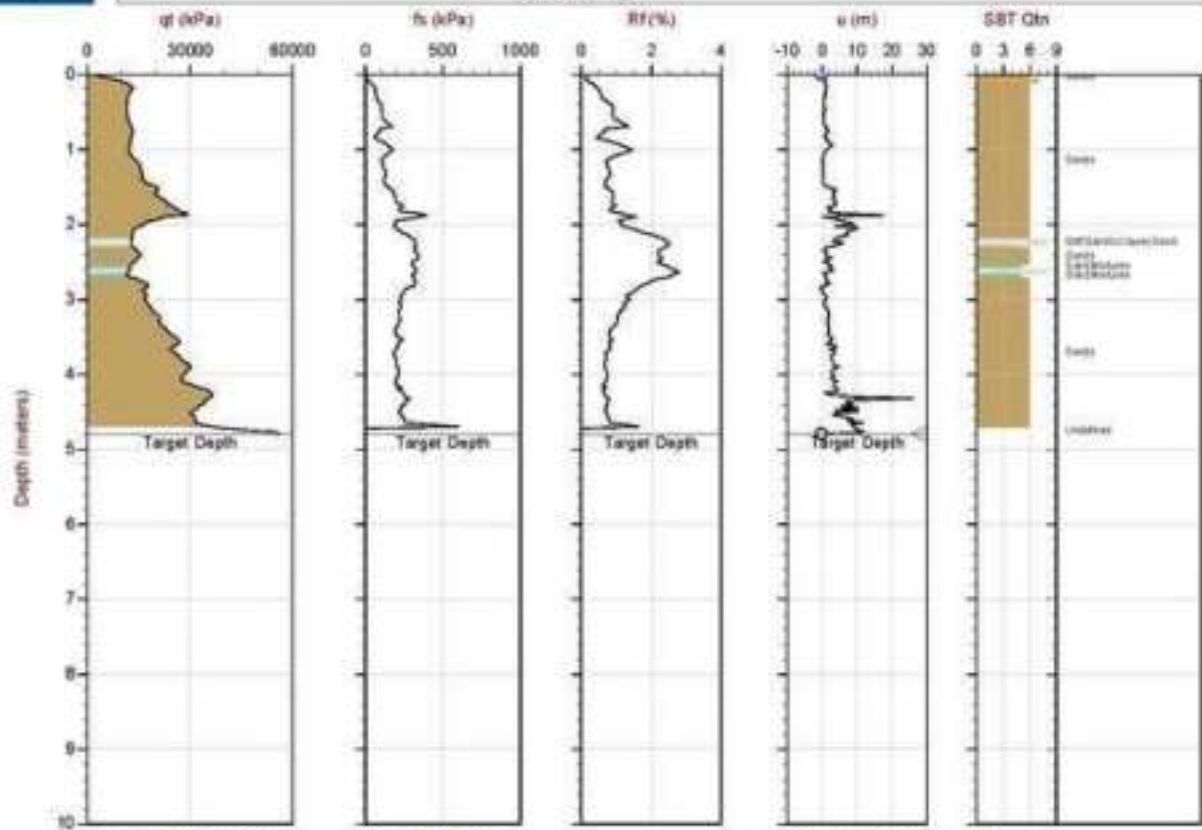


MaxDepth: 6.500 m / 21.32 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP29.COR
 User: SBTUP(PK2005)

SBT Robertson, 2009 and 2010
 Coord: UTM125N 261550m E 312132m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotter: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston, equilibrium method
○ Ueq

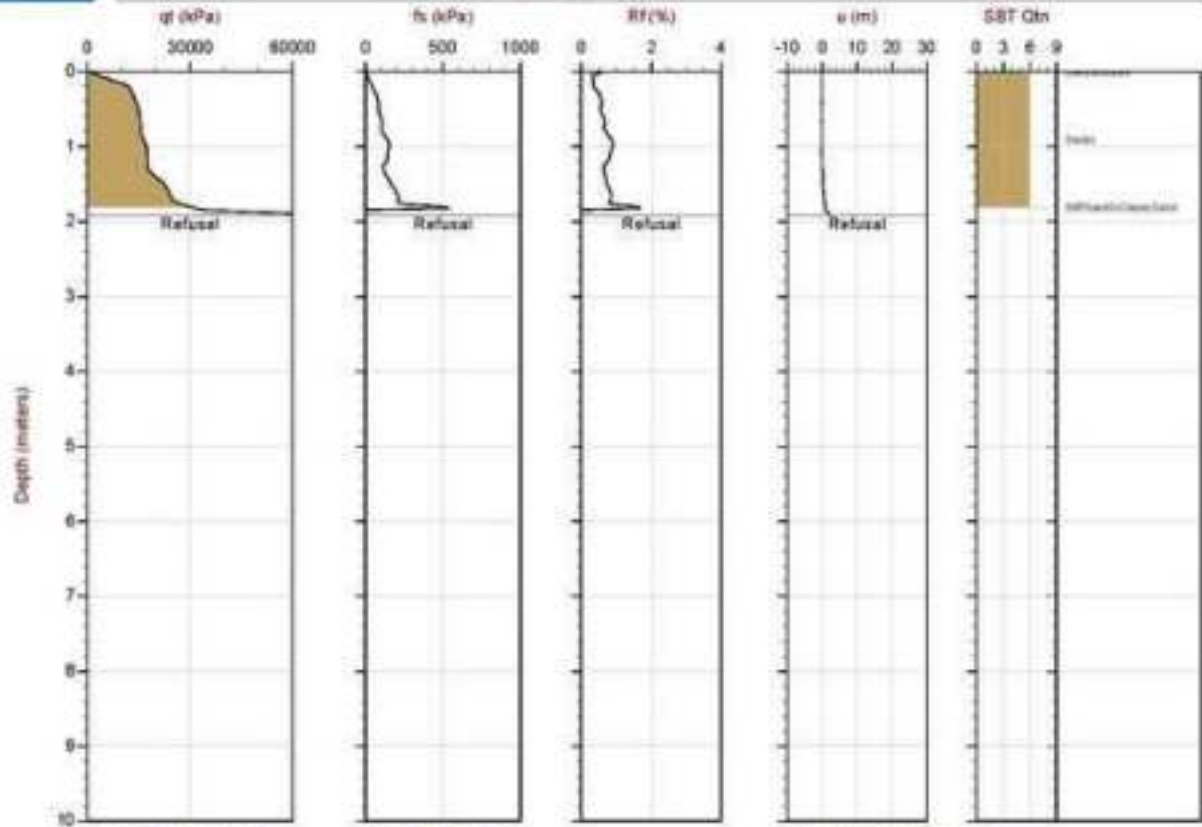


MaxDepth: 4.800 m / 15.75 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP29-COR
 User: SBT09(PK1208)

SBT Rejection, 2008 and 2010
 Coord: UTM125N 361544m E 312122m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston, equilibrium method ○ Ueq



Max Depth: 1.925 m / 6.318
 Depth Int: 0.625 m / 2.052 ft

File: (7-72011_CP35.COR
 User: SBT03(FKR2005)

SBT Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM 125N 861517 m E 312163 m

Aug Int: EveryPoint

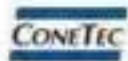
Overplaten: ○ Assumed Ueq ○ Ueq

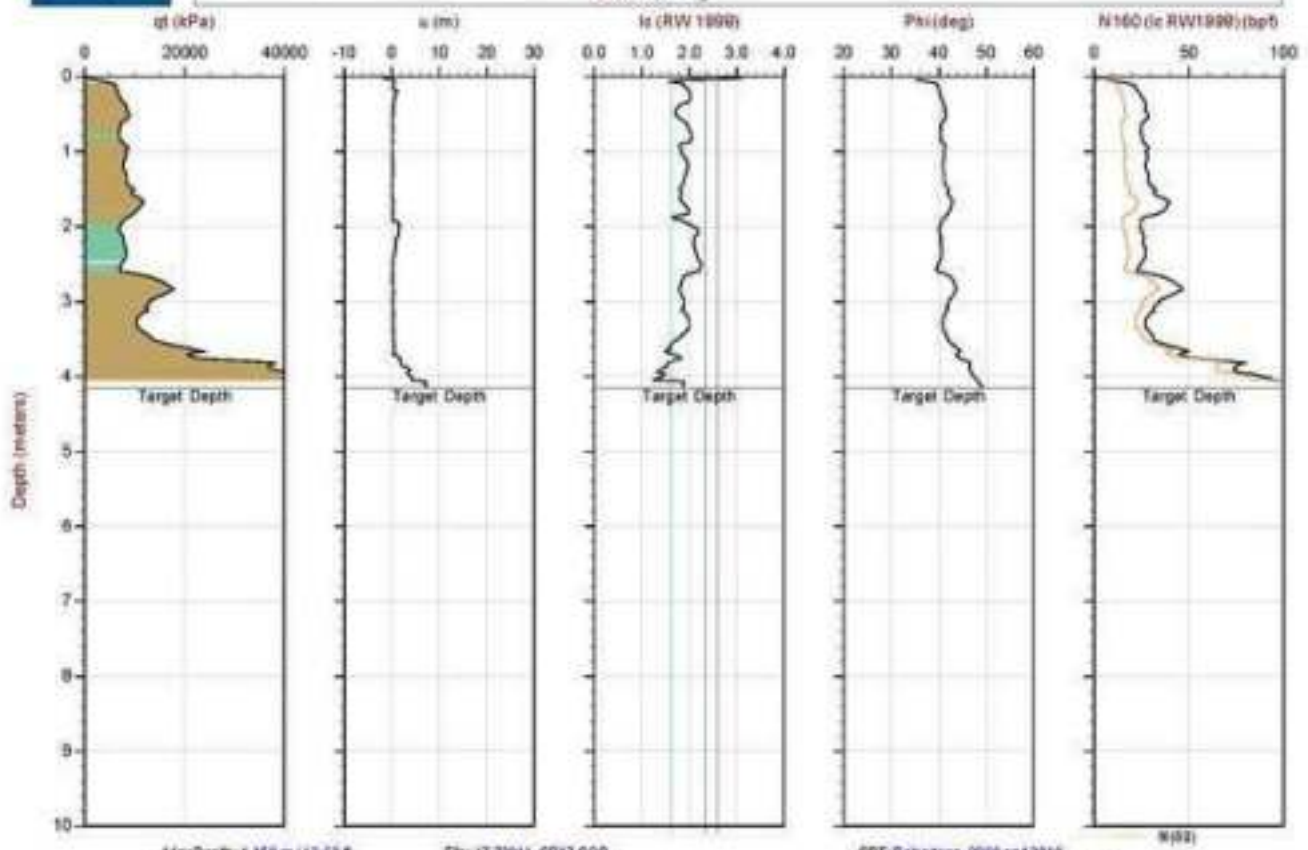
□ Displacement equilibrium method

Sheet No. 1 of 1

Advanced Cone Penetration Test Plots

Gráficos de ensayo de penetración de cono avanzado



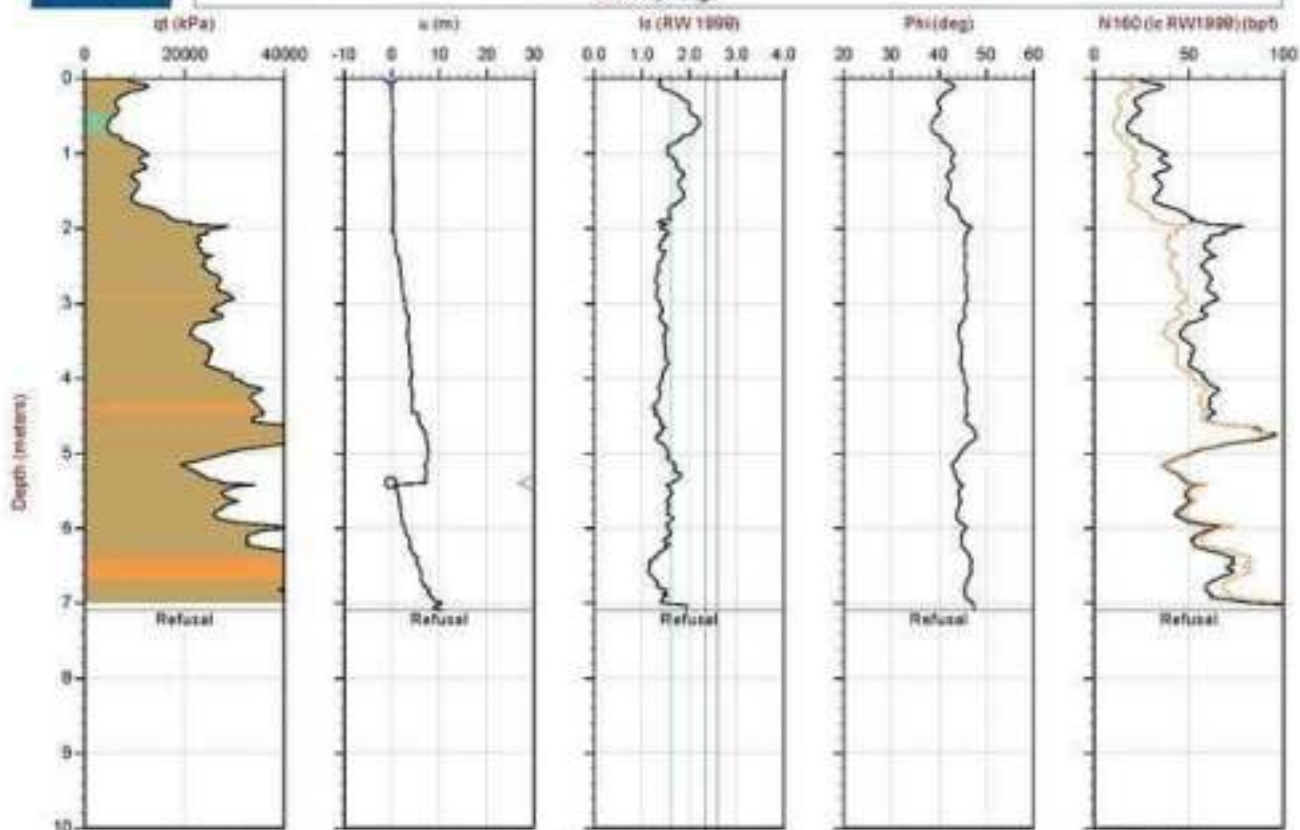


MaxDepth: 4.150 m / 13.47 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP17.COR
 User: SETOR(PKR2005)

SBT Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM 185N 3613296m E 311967m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method
○ Ueq

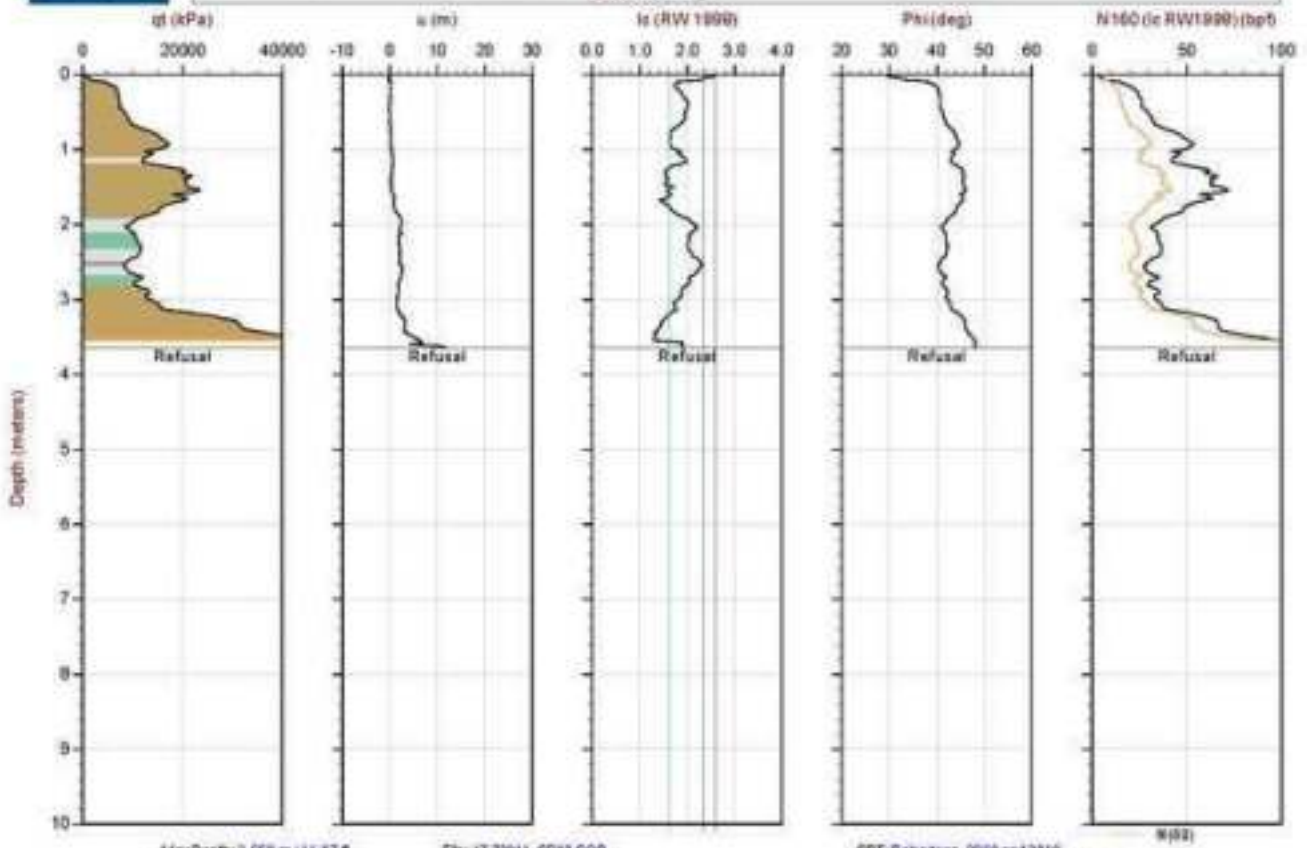


MaxDepth: 7.100 m / 23.29 ft
 Depth inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Inc: EveryPoint

File: 17-72011_CP19.COR
 User: SETOR(PKR2005)

SBT: Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM125N 261534m E 311943m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation equilibrium method ○ Ueq

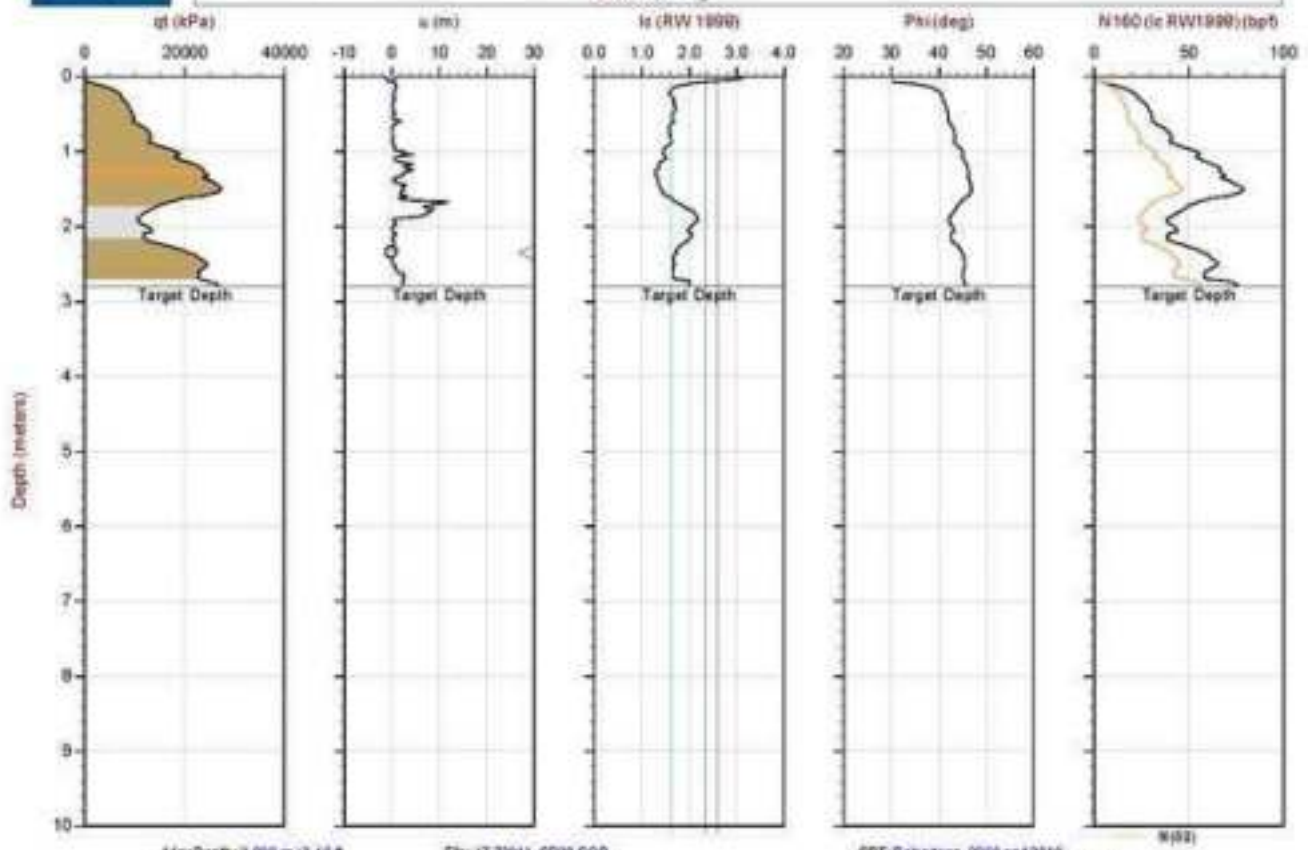


MaxDepth: 3.659 m / 11.87 ft
 Depth inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP13.COR
 User: SETOR(PK2005)

SBT: Robertson, 2009 and 2010
 Coord: UTM125N 861527mE 311581m
 Sheet No. 1 of 1

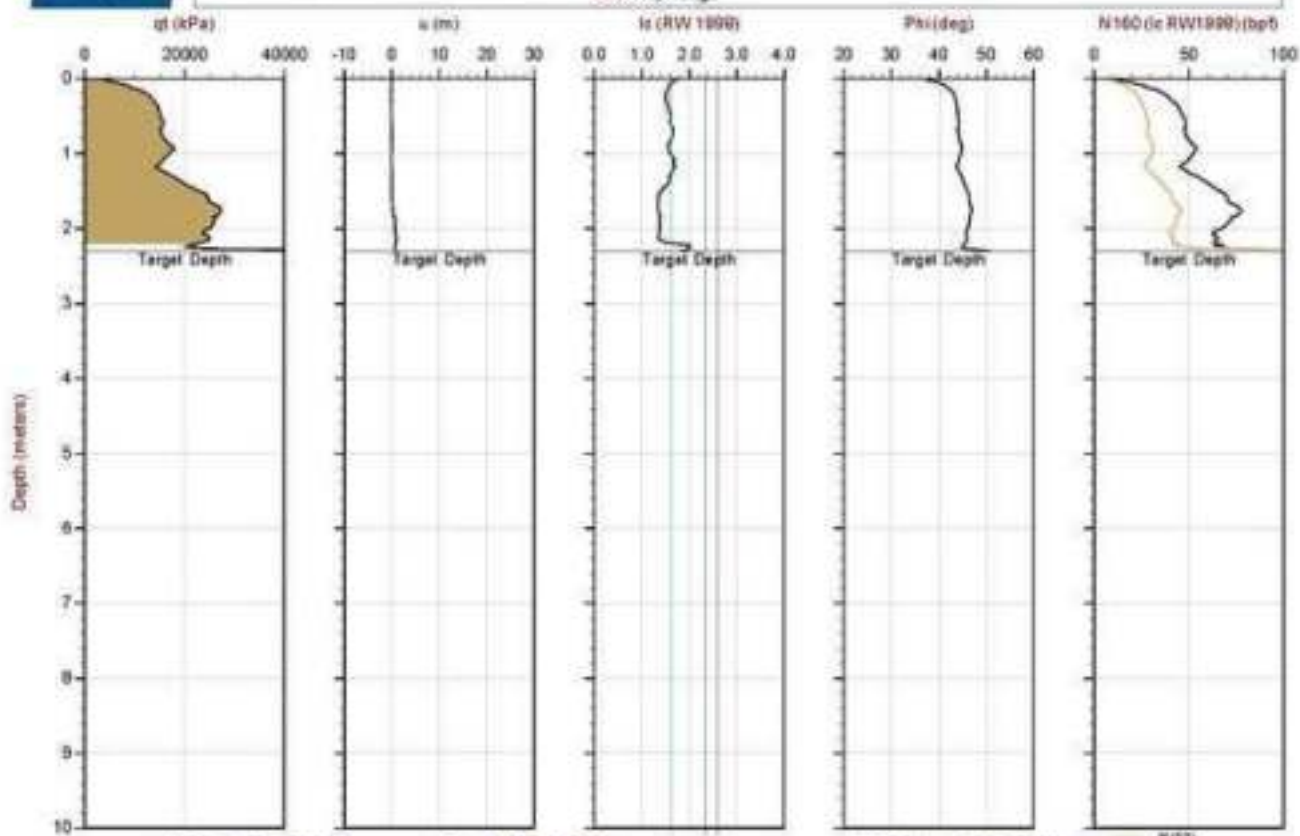
Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method
○ Ueq



MaxDepth: 2.000 m / 6.561 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint
 Overplaten: ○ Assumed Ueq ○ Ueq

File: 17-72011_CP20.COR
 UeqFile: SETUP(PKR2005)
 □ Drogation, equilibromathavee

SBT Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM 125N 861335m E 311677m
 Sheet No. 1 of 1

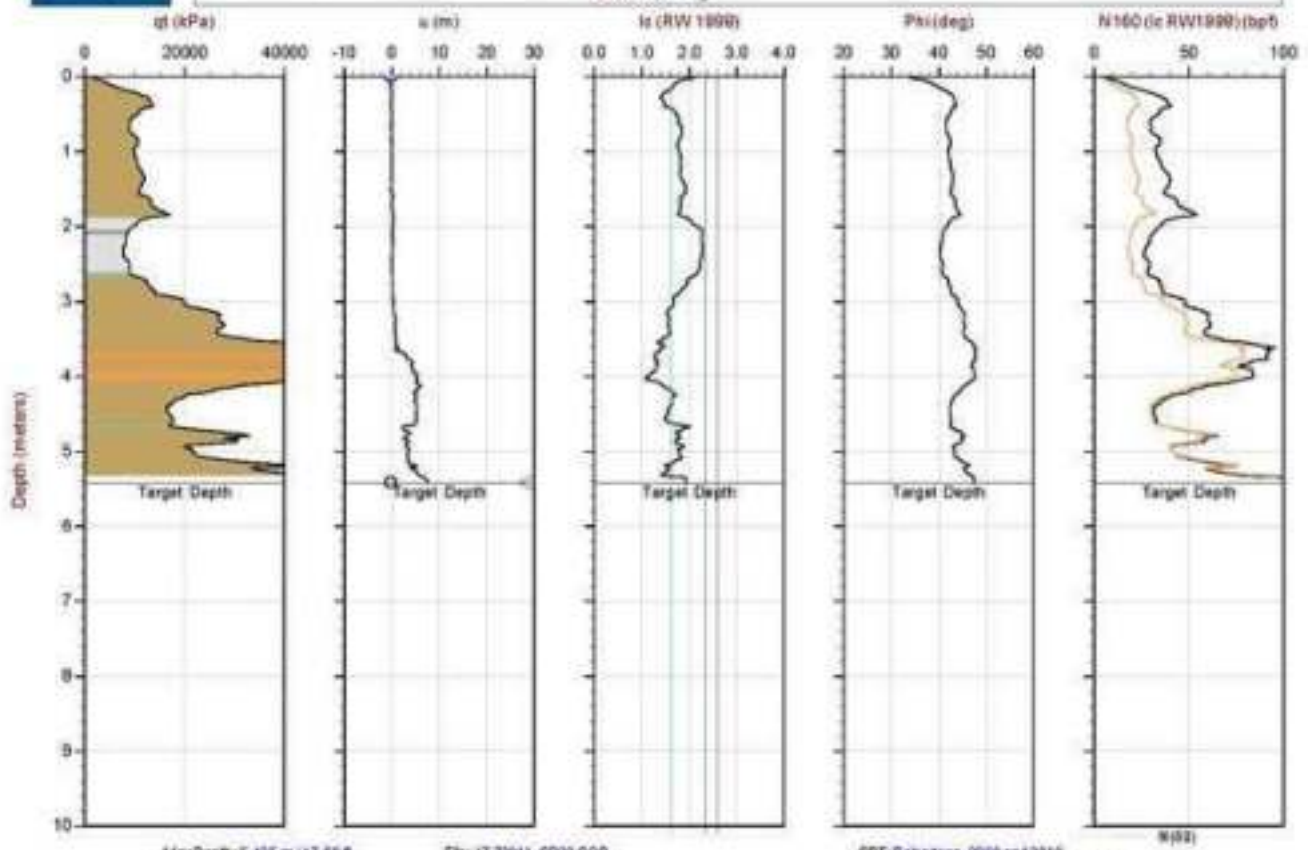


MaxDepth: 2.300 m / 7.56 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP21.COR
 User: SETUP(PKR2005)

SBT Rebetson, 2009 and 2010
 Coord: UTM125N 361024m E 312061m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method
○ Ueq



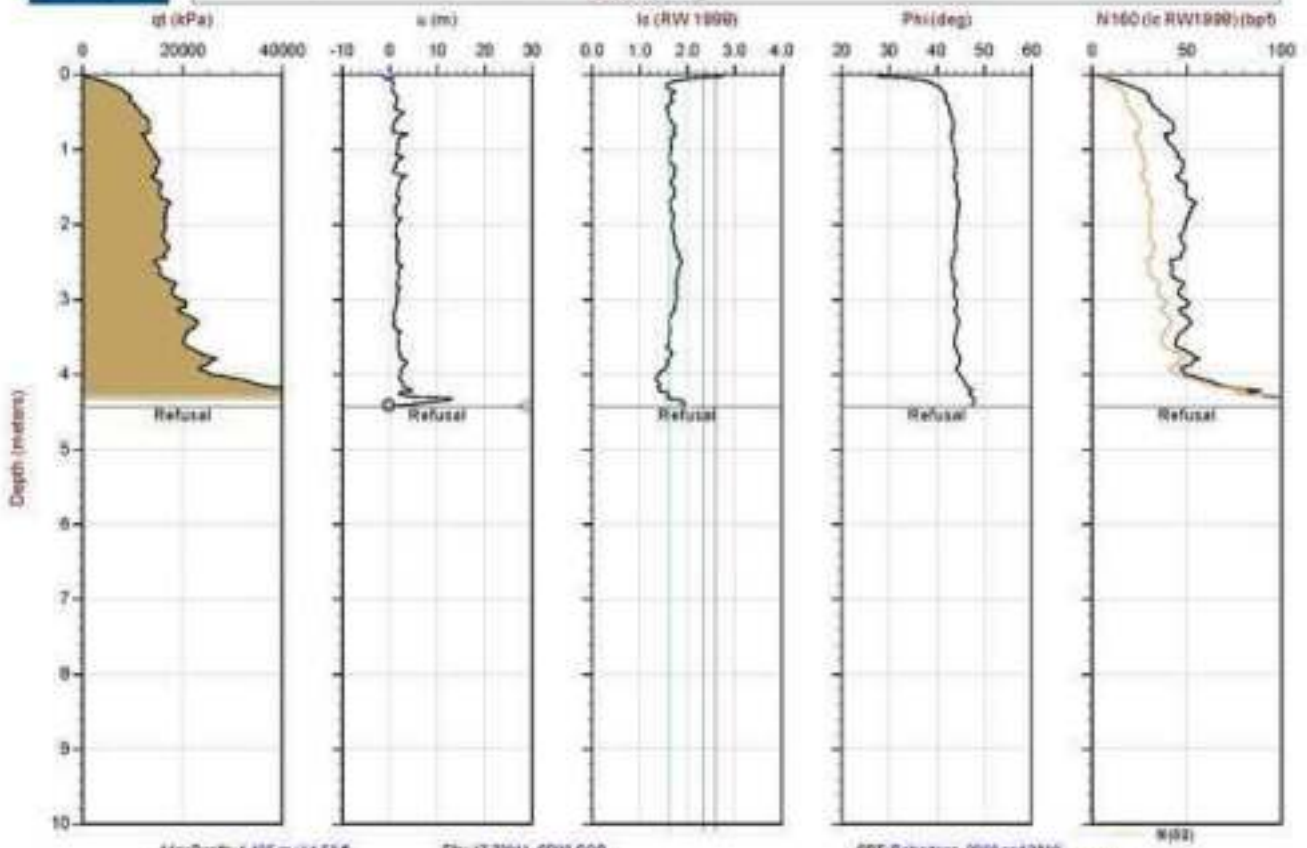
MaxDepth: 5.425 m / 17.80 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP22.COR
 User: SETUP(PKR2005)

SBT Robertson, 2009 and 2010
 Coord: UTM125N 861024m E 312132m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method
○ Ueq

N(%)

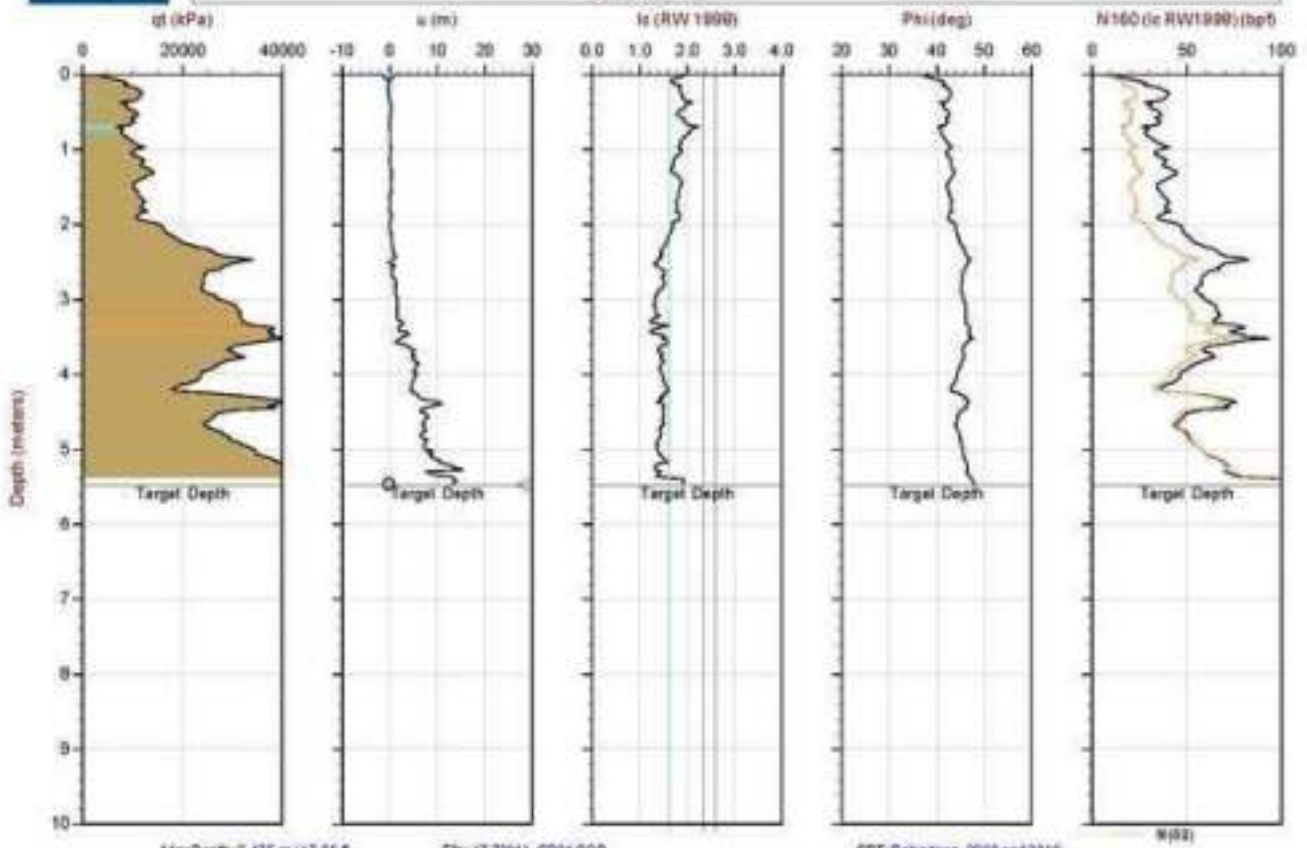


MaxDepth: 4.425 m / 14.52 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Inc: EveryPoint

File: 17-72011_CP23.COR
 User: SETUP(PKR2005)

SBT Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM 125N 261531 m E 512009 m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation equilibrium method
○ Ueq

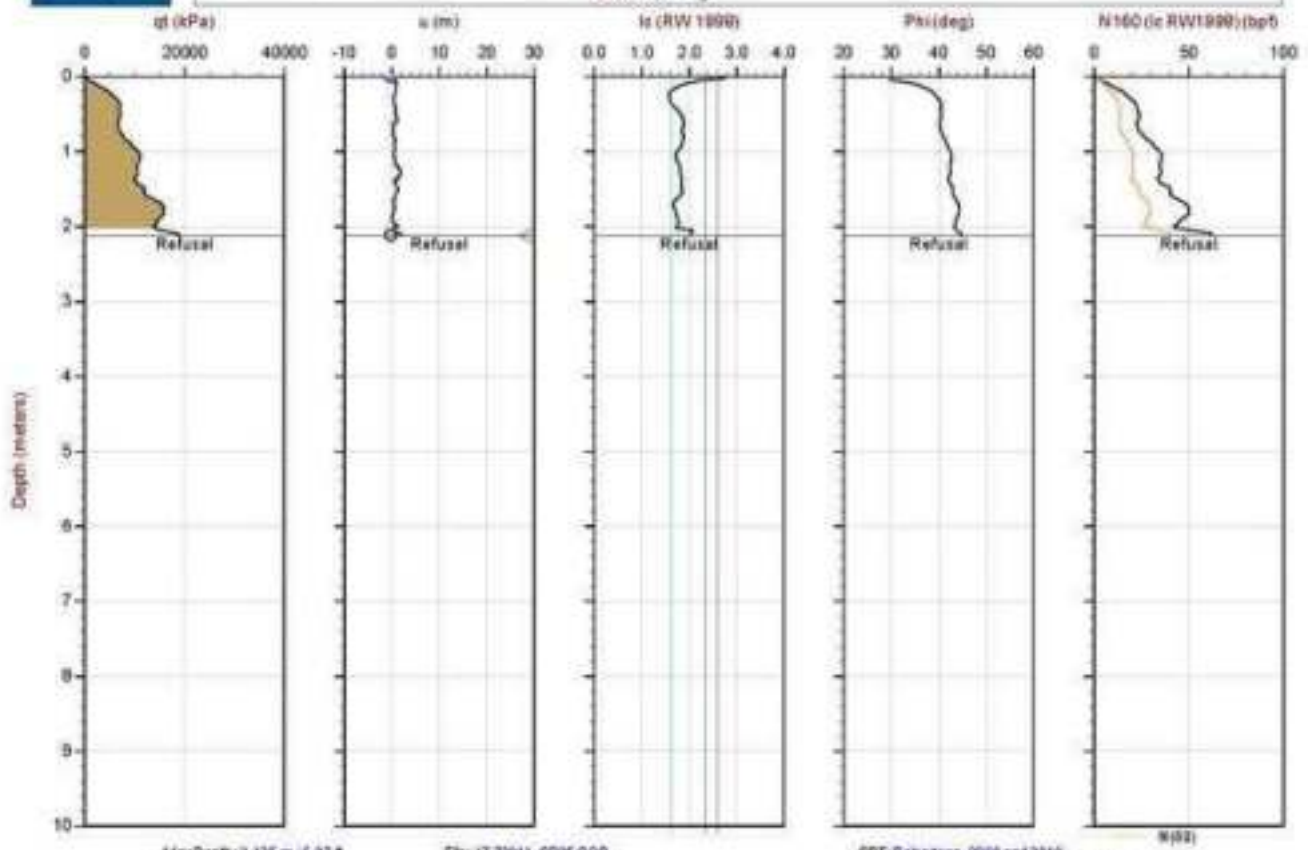


MaxDepth: 5.475 m / 17.96 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP24.COR
 User: SETOR(PKR2005)

SBT Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM125N 2613314mE 312055m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ○ Ueq ◁ Doggston, equilibrium method

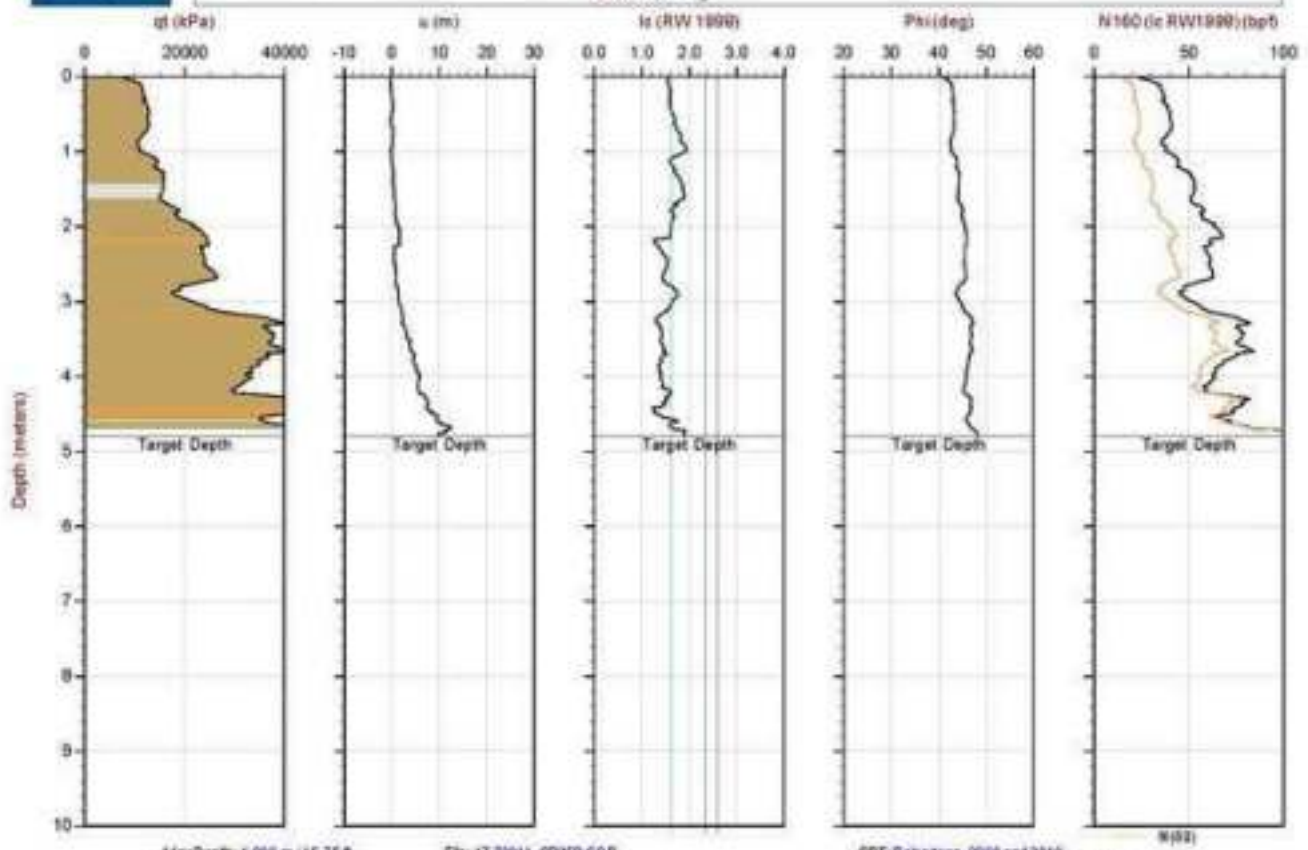


MaxDepth: 2.125 m / 6.97 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP25.COR
 User: SETU@PKR2005

SBT: Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM 18SN 261330m E 512000m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation equilibrium level
○ Ueq

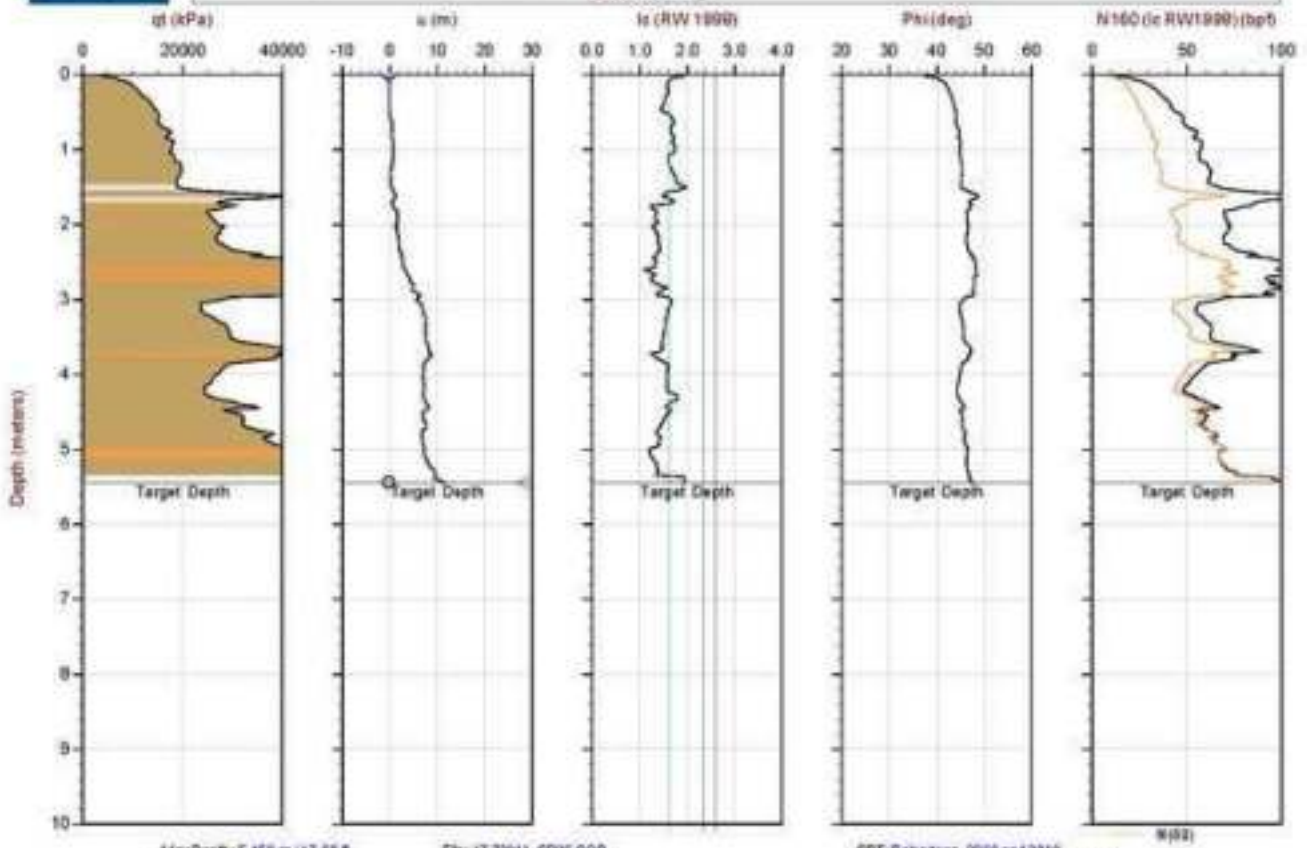


MaxDepth: 4.500 m / 15.75 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP258.COR
 User: SETOP(PK258)

SBT: Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM125N 261330m E 512000m
 Sheet No: 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggston, equilibrium method
○ Ueq

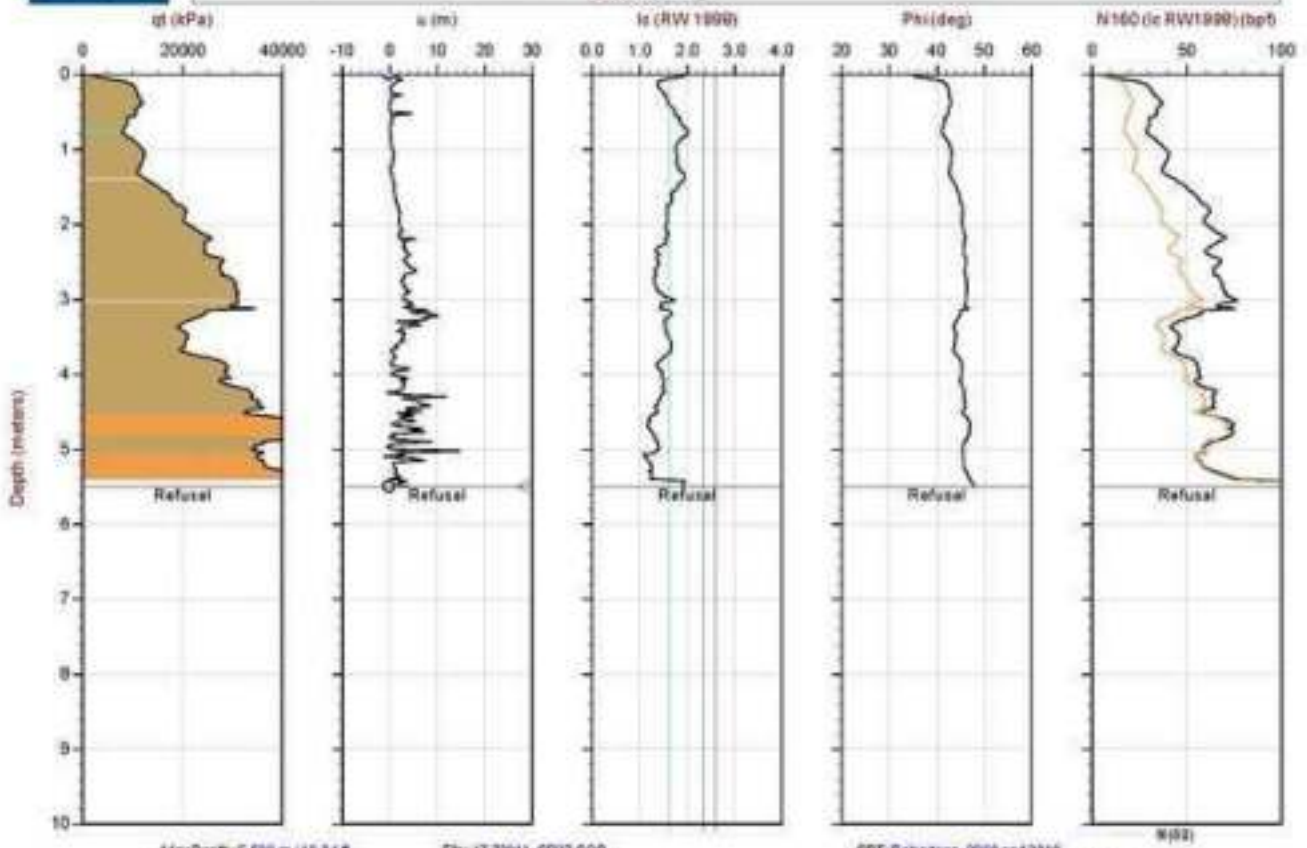


MaxDepth: 5.450 m / 17.88 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP26-COR
 User: SETUP(PK2085)

SBT: Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM 185N 2615317m E 512143m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ○ Ueq ◁ Doggation, equilibrium method

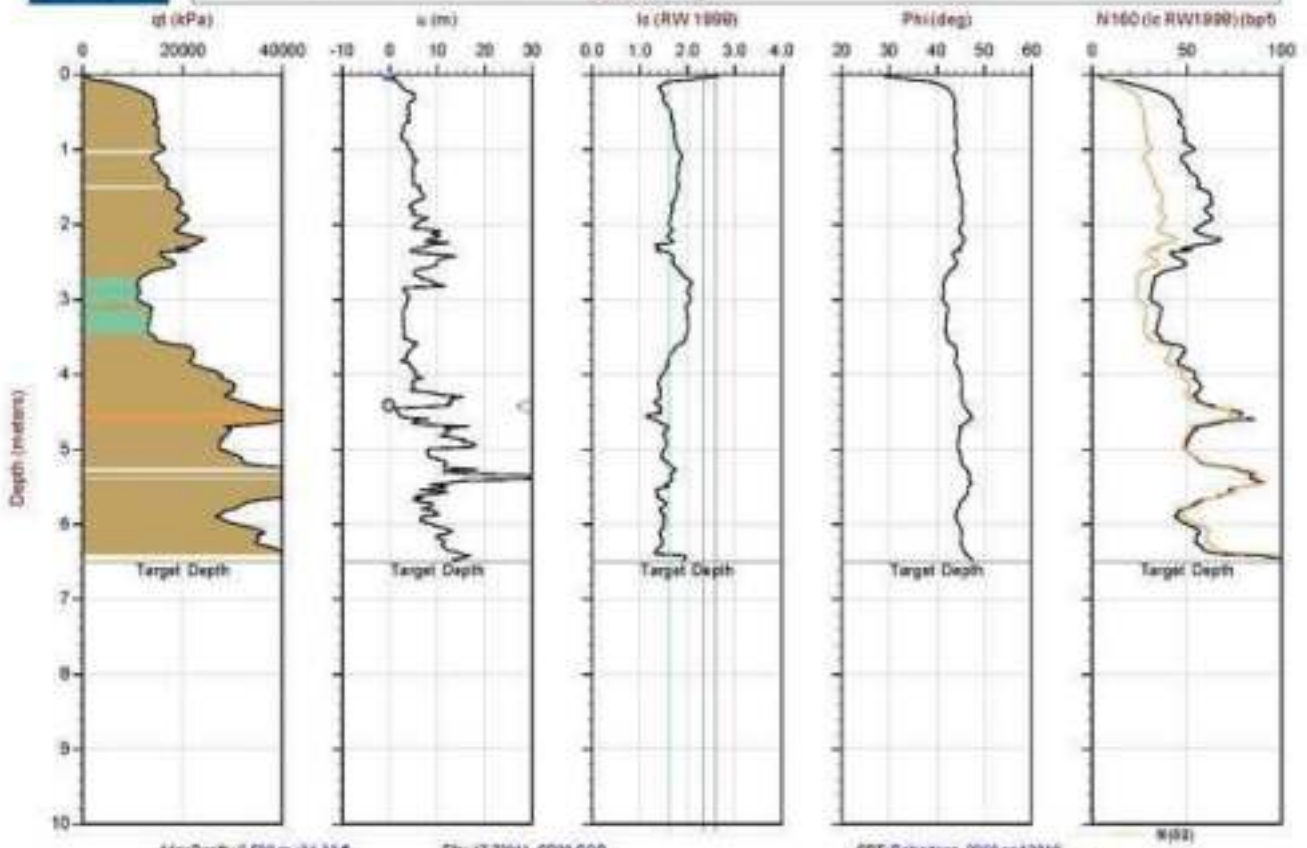


MaxDepth: 5.500 m / 18.34 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP27.COR
 User: SETUP(PK3208)

Legend:
 ● Assumed Ueq
 ● Ueq
 ◁ Doggation, equilibrium method

SBT Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM125N 9615414mE 512013m
 Sheet No. 1 of 1



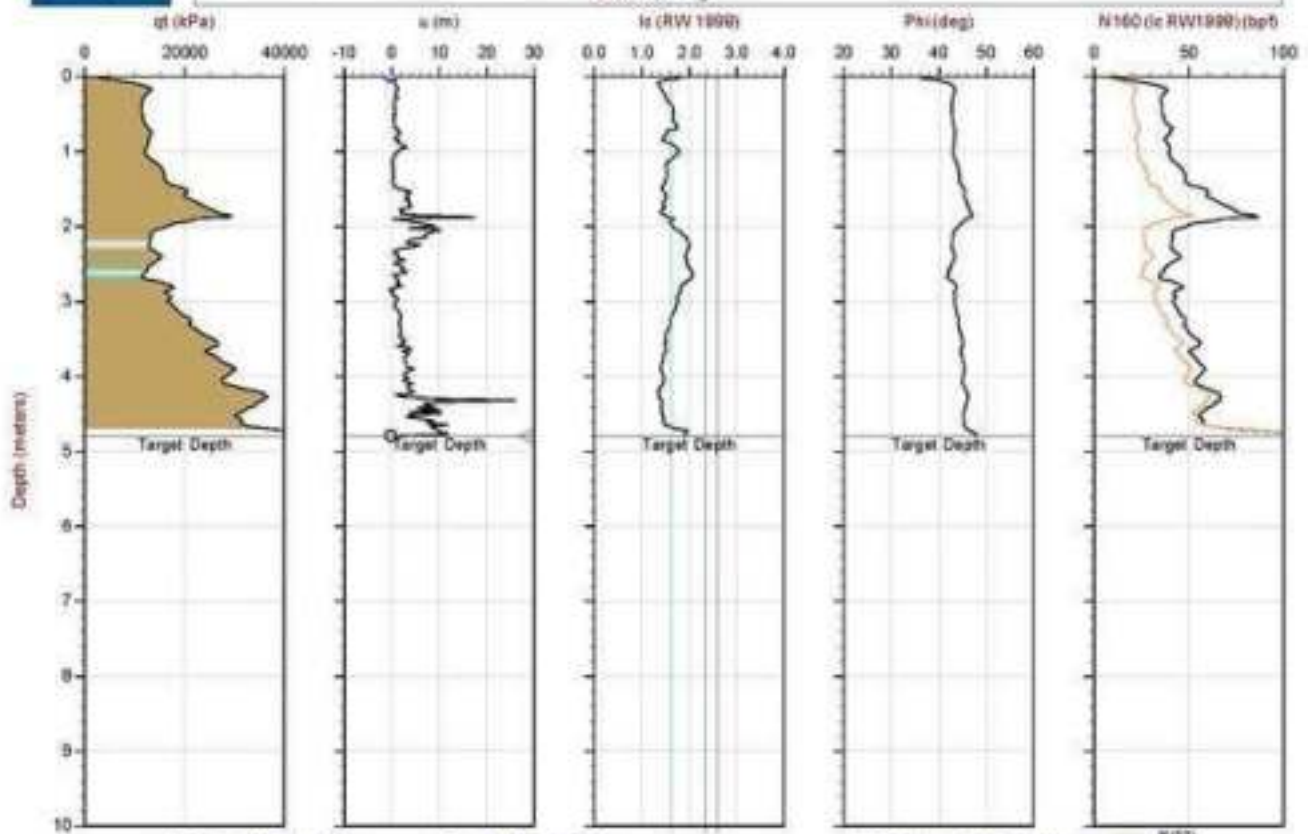
MaxDepth: 6.500 m / 21.32 ft
 Depth Inc: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP29.COR
 User: SETUP(PK2085)

SBT Robertson, 2008 and 2010
 Coord: UTM125N 261550m E 312132m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation, equilibrium method
○ Ueq

N(%)

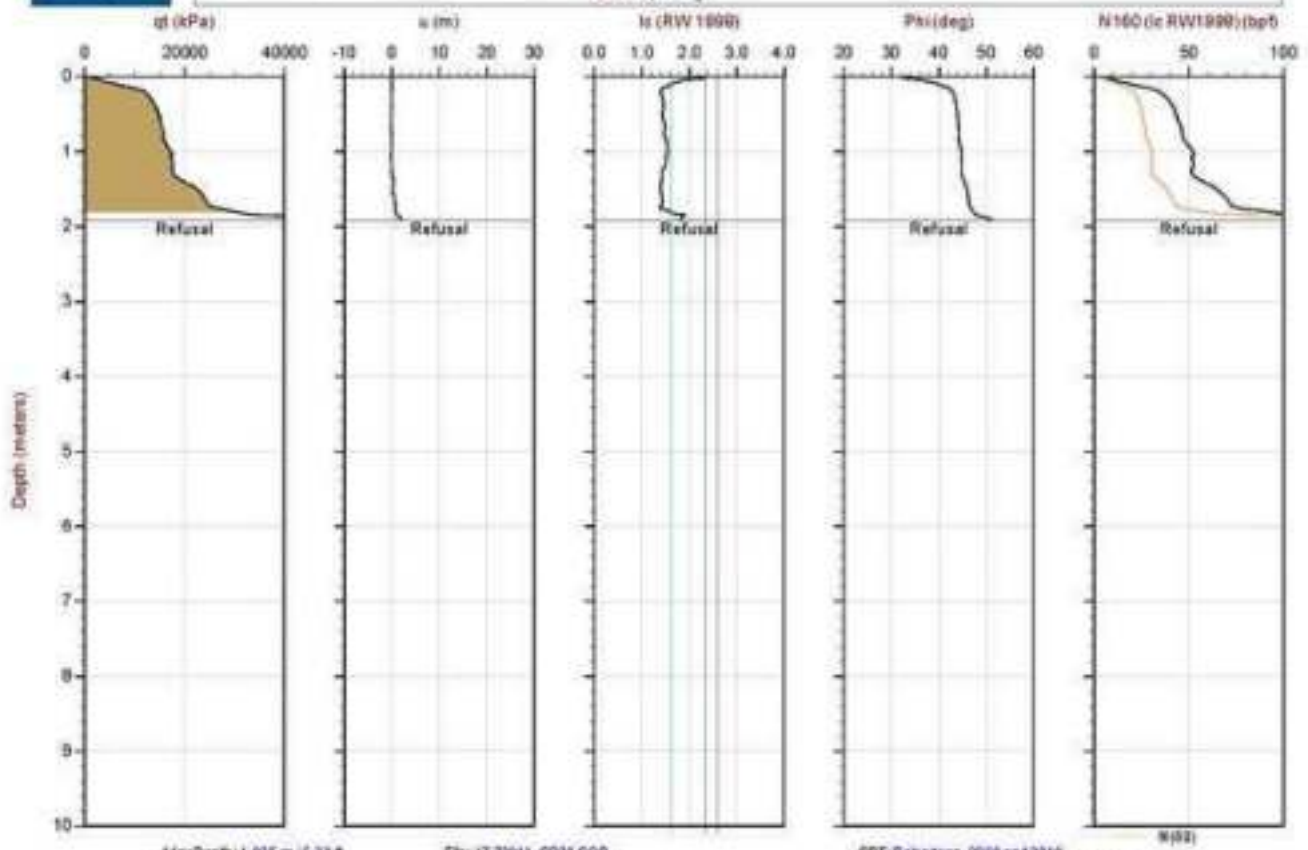


MaxDepth: 4.800 m / 15.75 ft
 Depth Int: 0.025 m / 0.082 ft
 Avg Int: EveryPoint

File: 17-72011_CP29-COR
 User: SETOR(PK208)

SBT Reboton, 2008 and 2010
 Coord: UTM125N 861544m E 312122m
 Sheet No. 1 of 1

Overplotted: ○ Assumed Ueq ◁ Doggation equilibrium method
○ Ueq



MaxDepth: 1.925 m / 6.318
 Depth inc: 0.625 m / 2.052 ft
 Avg Inc: EveryPoint
 Overplotted: ○ Assumed Ueq ○ Ueq

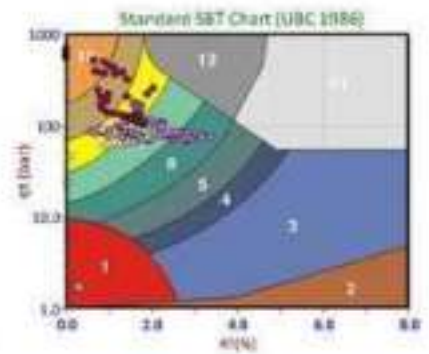
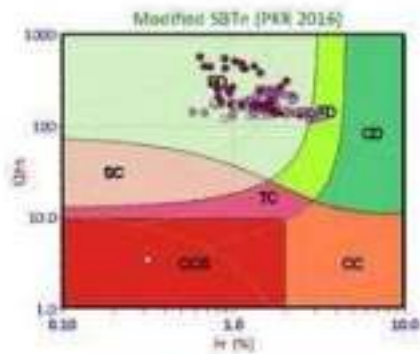
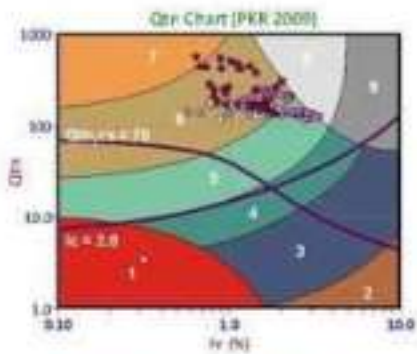
File: 17-72011_CP35.COR
 User: SETOR(PKR2005)
 □ Doggation, equilibrium method

SBT: Robertson, 2003 and 2010
 Coord: UTM125N 861517m E 312143m
 Sheet No: 1 of 1

Soil Behavior Type (SBT) Scatter Plots

Gráficos de dispersión de tipo de comportamiento de suelo





Depth Ranges

- >0.0 to 1.5 m
- >1.5 to 3.0 m
- >3.0 to 4.5 m
- >4.5 to 6.0 m
- >6.0 to 7.5 m
- >7.5 to 9.0 m
- >9.0 to 10.5 m
- >10.5 to 12.0 m
- >12.0 to 13.5 m
- >13.5 to 15.0 m
- >15.0 m

Legend

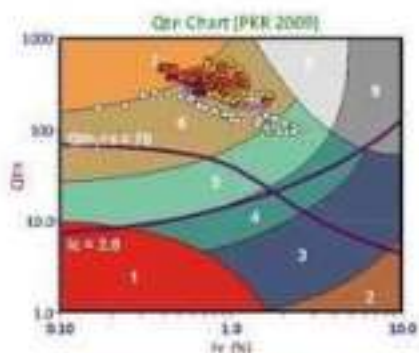
- Sensitive, Fine Grained
- Organic Soils
- Clays
- Silt Mixtures
- Sand Mixtures
- Sands
- Gravelly Sand to Sand
- Stiff Sand to Clayey Sand
- Very Stiff Fine Grained

Legend

- CC5 (Cont. sensitive clay like)
- CC (Cont. clay like)
- TC (Cont. transitional)
- SC (Cont. sand like)
- CD (Cl. clay like)
- TD (Dil. transitional)
- SD (Dil. sand like)

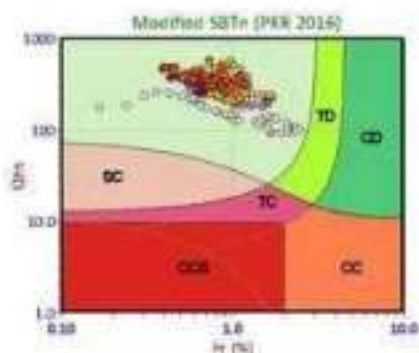
Legend

- Sensitive Fines
- Organic Soil
- Clay
- Silty Clay
- Clayey Silt
- Silt
- Silty Silt
- Silty Sand/Sand
- Sand
- Gravelly Sand
- Stiff Fine Grained
- Cemented Sand

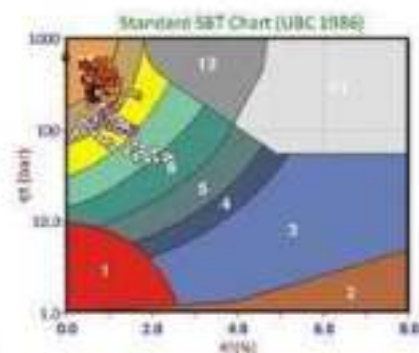


- Depth Ranges**
- >0.0 to 1.5 m
 - >1.5 to 3.0 m
 - >3.0 to 4.5 m
 - >4.5 to 6.0 m
 - >6.0 to 7.5 m
 - >7.5 to 9.0 m
 - >9.0 to 10.5 m
 - >10.5 to 12.0 m
 - >12.0 to 13.5 m
 - >13.5 to 15.0 m
 - >15.0 m

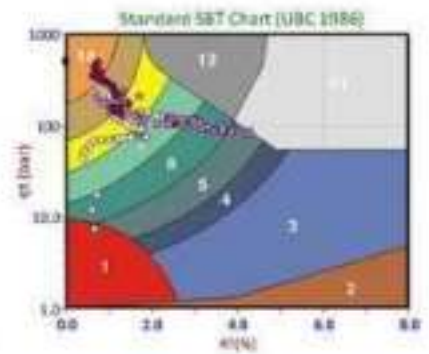
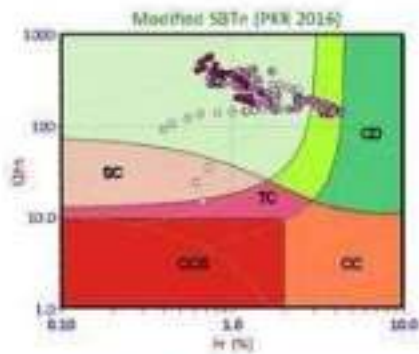
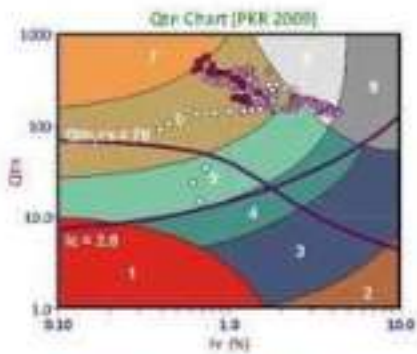
- Legend**
- Sensitive, Fine Grained
 - Organic Soils
 - Clays
 - Silt Mixtures
 - Sand Mixtures
 - Sands
 - Gravelly Sand to Sand
 - Stiff Sand to Clayey Sand
 - Very Stiff Fine Grained



- Legend**
- CC5 (Cont. sensitive clay like)
 - CC (Cont. clay like)
 - TC (Cont. transitional)
 - SC (Cont. sand like)
 - CD (Dist. clay like)
 - TD (Dist. transitional)
 - SD (Dist. sand like)



- Legend**
- Sensitive Fines
 - Organic Soil
 - Clay
 - Silty Clay
 - Clayey Silt
 - Silt
 - Silty Silt
 - Silty Sand/Sand
 - Sand
 - Gravelly Sand
 - Stiff Fine Grained
 - Cemented Sand



Depth Ranges

- >0.0 to 1.5 m
- >1.5 to 3.0 m
- >3.0 to 4.5 m
- >4.5 to 6.0 m
- >6.0 to 7.5 m
- >7.5 to 9.0 m
- >9.0 to 10.5 m
- >10.5 to 12.0 m
- >12.0 to 13.5 m
- >13.5 to 15.0 m
- >15.0 m

Legend

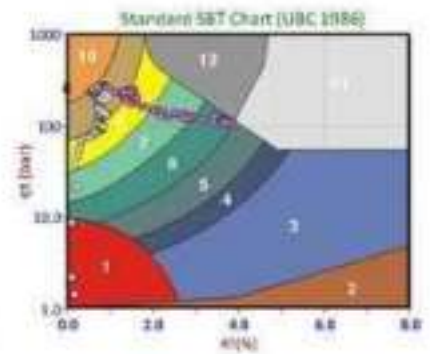
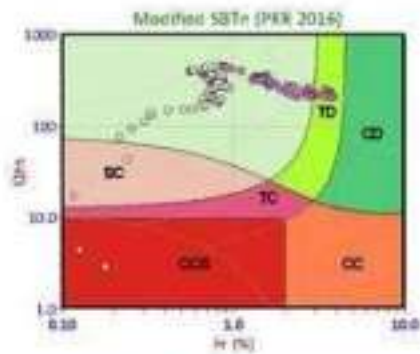
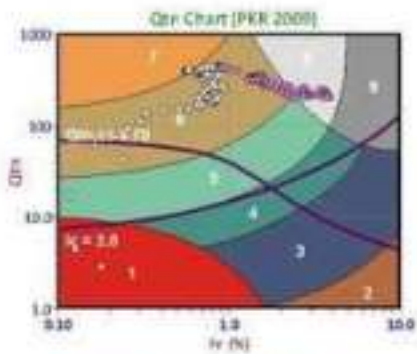
- Sensitive, Fine Grained
- Organic Soils
- Clays
- Silt Mixtures
- Sand Mixtures
- Sands
- Gravelly Sand to Sand
- Stiff Sand to Clayey Sand
- Very Stiff Fine Grained

Legend

- CC5 (Cont. sensitive clay like)
- CC (Cont. clay like)
- TC (Cont. transitional)
- SC (Cont. sand like)
- CD (Dil. clay like)
- TD (Dil. transitional)
- SD (Dil. sand like)

Legend

- Sensitive Fines
- Organic Soil
- Clay
- Silty Clay
- Clayey Silt
- Silt
- Silty Silt
- Silty Sand/Sand
- Sand
- Gravelly Sand
- Stiff Fine Grained
- Cemented Sand



Depth Ranges

- >0.0 to 1.5 m
- >1.5 to 3.0 m
- >3.0 to 4.5 m
- >4.5 to 6.0 m
- >6.0 to 7.5 m
- >7.5 to 9.0 m
- >9.0 to 10.5 m
- >10.5 to 12.0 m
- >12.0 to 13.5 m
- >13.5 to 15.0 m
- >15.0 m

Legend

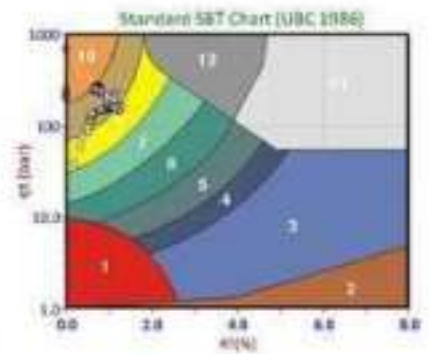
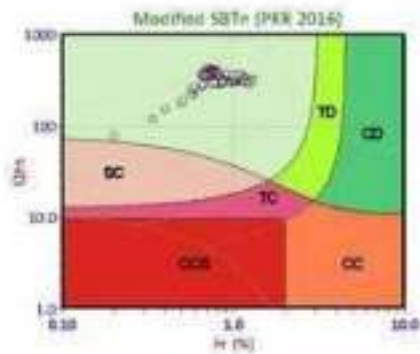
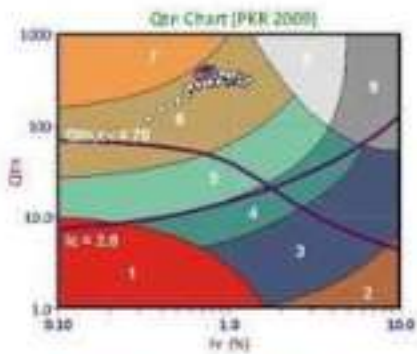
- Sensitive, Fine Grained
- Organic Soils
- Clays
- Silt Mixtures
- Sand Mixtures
- Sands
- Gravelly Sand to Sand
- Stiff Sand to Clayey Sand
- Very Stiff Fine Grained

Legend

- CC5 (Cont. sensitive clay like)
- CC (Cont. clay like)
- TC (Cont. transitional)
- SC (Cont. sand like)
- CD (Dist. clay like)
- TD (Dist. transitional)
- SD (Dist. sand like)

Legend

- Sensitive Fines
- Organic Soil
- Clay
- Silty Clay
- Clayey Silt
- Silt
- Silty Silt
- Silty Sand/Sand
- Sand
- Gravelly Sand
- Stiff Fine Grained
- Cemented Sand



Depth Ranges

- >0.0 to 1.5 m
- >1.5 to 3.0 m
- >3.0 to 4.5 m
- >4.5 to 6.0 m
- >6.0 to 7.5 m
- >7.5 to 9.0 m
- >9.0 to 10.5 m
- >10.5 to 12.0 m
- >12.0 to 13.5 m
- >13.5 to 15.0 m
- >15.0 m

Legend

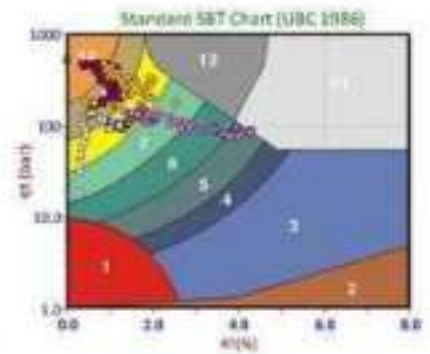
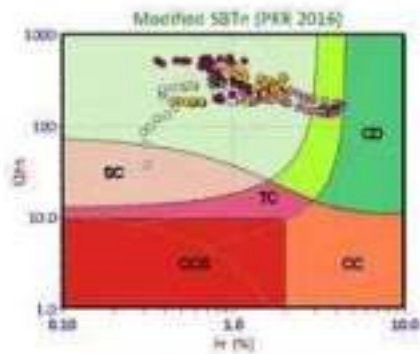
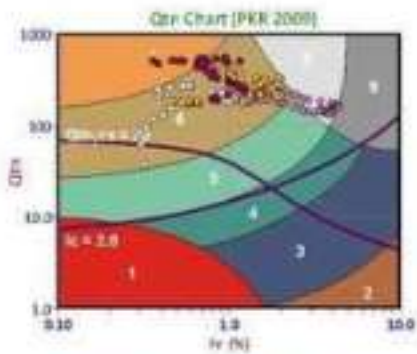
- Sensitive, Fine Grained
- Organic Soils
- Clays
- Silt Mixtures
- Sand Mixtures
- Sands
- Gravelly Sand to Sand
- Stiff Sand to Clayey Sand
- Very Stiff Fine Grained

Legend

- CC5 (Cont. sensitive clay like)
- CC (Cont. clay like)
- TC (Cont. transitional)
- SC (Cont. sand like)
- CD (Cl. clay like)
- TD (Cl. transitional)
- SD (Cl. sand like)

Legend

- Sensitive Fines
- Organic Soil
- Clay
- Silty Clay
- Clayey Silt
- Silt
- Silty Silt
- Silty Sand/Sand
- Sand
- Gravelly Sand
- Stiff Fine Grained
- Cemented Sand

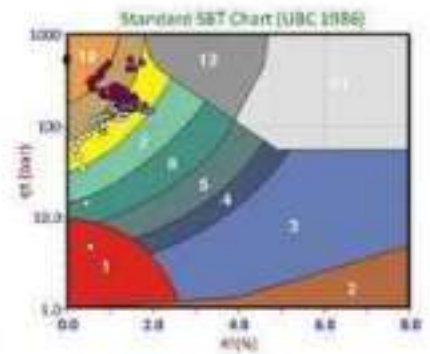
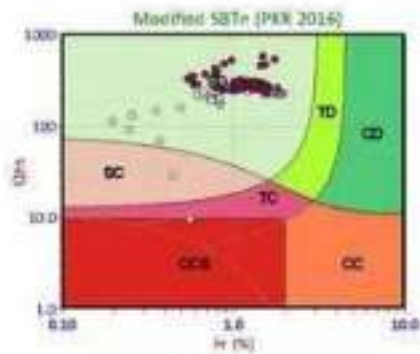
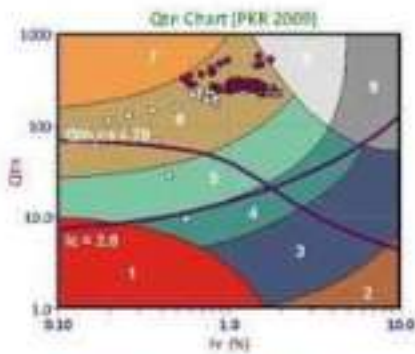


- Depth Ranges**
- >0.0 to 1.5 m
 - >1.5 to 3.0 m
 - >3.0 to 4.5 m
 - >4.5 to 6.0 m
 - >6.0 to 7.5 m
 - >7.5 to 9.0 m
 - >9.0 to 10.5 m
 - >10.5 to 12.0 m
 - >12.0 to 13.5 m
 - >13.5 to 15.0 m
 - >15.0 m

- Legend**
- Sensitive, Fine Grained
 - Organic Soils
 - Clays
 - Silt Mixtures
 - Sand Mixtures
 - Sands
 - Gravelly Sand to Sand
 - Stiff Sand to Clayey Sand
 - Very Stiff Fine Grained

- Legend**
- CC5 (Cont. sensitive clay like)
 - CC (Cont. clay like)
 - TC (Cont. transitional)
 - SC (Cont. sand like)
 - CD (Dist. clay like)
 - TD (Dist. transitional)
 - SD (Dist. sand like)

- Legend**
- Sensitive Fines
 - Organic Soil
 - Clay
 - Silty Clay
 - Clayey Silt
 - Silt
 - Sandy Silt
 - Silty Sand/Sand
 - Sand
 - Gravelly Sand
 - Stiff Fine Grained
 - Cemented Sand



Depth Ranges

- >0.0 to 1.5 m
- >1.5 to 3.0 m
- >3.0 to 4.5 m
- >4.5 to 6.0 m
- >6.0 to 7.5 m
- >7.5 to 9.0 m
- >9.0 to 10.5 m
- >10.5 to 12.0 m
- >12.0 to 13.5 m
- >13.5 to 15.0 m
- >15.0 m

Legend

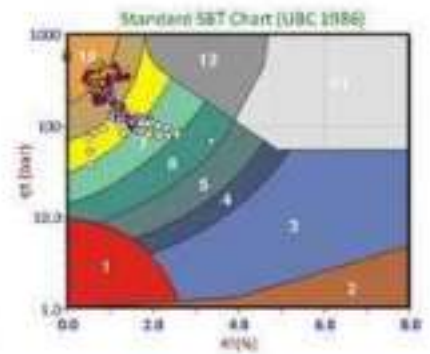
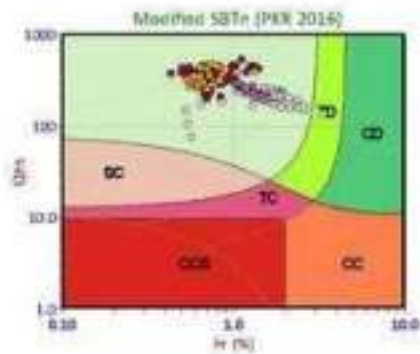
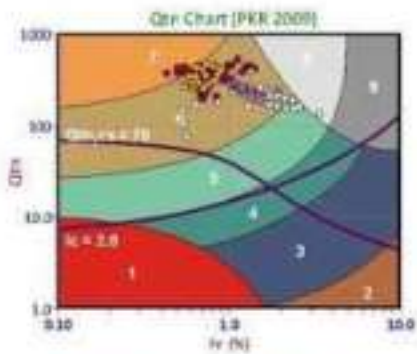
- Sensitive, Fine Grained
- Organic Soils
- Clays
- Silt Mixtures
- Sand Mixtures
- Sands
- Gravelly Sand to Sand
- Stiff Sand to Clayey Sand
- Very Stiff Fine Grained

Legend

- CC5 (Cont. sensitive clay like)
- CC (Cont. clay like)
- TC (Cont. transitional)
- SC (Cont. sand like)
- CD (Cl. clay like)
- TD (Cl. transitional)
- SD (Cl. sand like)

Legend

- Sensitive Fines
- Organic Soil
- Clay
- Silty Clay
- Clayey Silt
- Silt
- Silty Silt
- Silty Sand/Sand
- Sand
- Gravelly Sand
- Stiff Fine Grained
- Cemented Sand



Depth Ranges

- >0.0 to 1.5 m
- >1.5 to 3.0 m
- >3.0 to 4.5 m
- >4.5 to 6.0 m
- >6.0 to 7.5 m
- >7.5 to 9.0 m
- >9.0 to 10.5 m
- >10.5 to 12.0 m
- >12.0 to 13.5 m
- >13.5 to 15.0 m
- >15.0 m

Legend

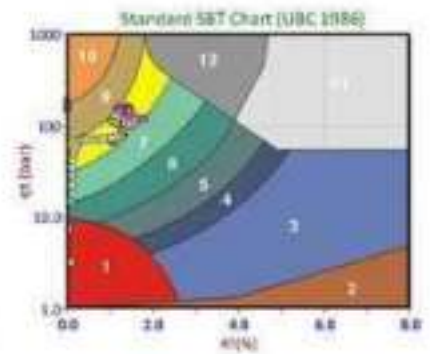
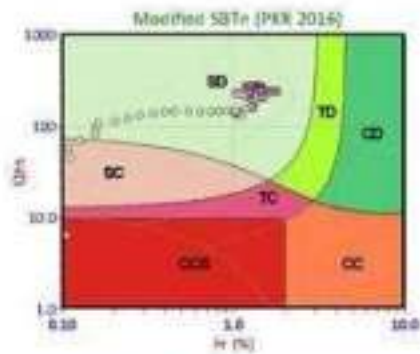
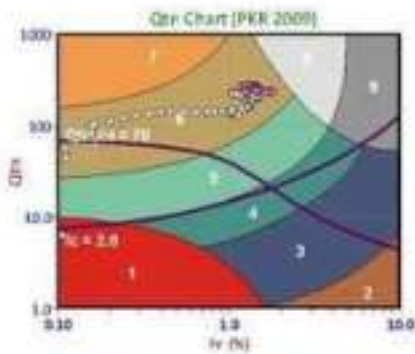
- Sensitive, Fine Grained
- Organic Soils
- Clays
- Silt Mixtures
- Sand Mixtures
- Sands
- Gravelly Sand to Sand
- Stiff Sand to Clayey Sand
- Very Stiff Fine Grained

Legend

- CC5 (Cont. sensitive clay like)
- CC (Cont. clay like)
- TC (Cont. transitional)
- SC (Cont. sand like)
- CD (Dist. clay like)
- TD (Dist. transitional)
- SD (Dist. sand like)

Legend

- Sensitive Fines
- Organic Soil
- Clay
- Silty Clay
- Clayey Silt
- Silt
- Silty Silt
- Silty Sand/Sand
- Sand
- Gravelly Sand
- Stiff Fine Grained
- Cemented Sand



Depth Ranges

- >0.0 to 1.5 m
- >1.5 to 3.0 m
- >3.0 to 4.5 m
- >4.5 to 6.0 m
- >6.0 to 7.5 m
- >7.5 to 9.0 m
- >9.0 to 10.5 m
- >10.5 to 12.0 m
- >12.0 to 13.5 m
- >13.5 to 15.0 m
- >15.0 m

Legend

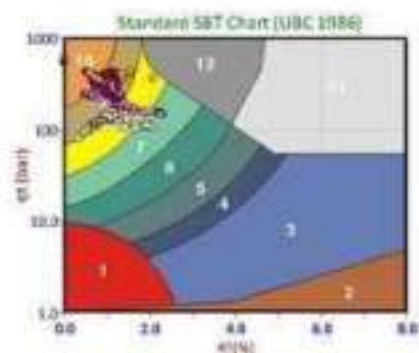
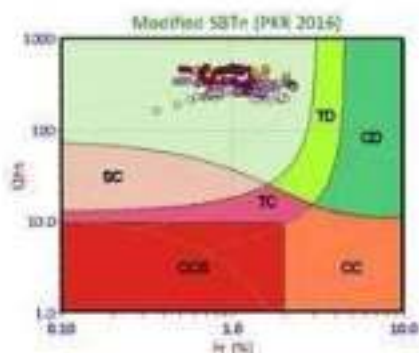
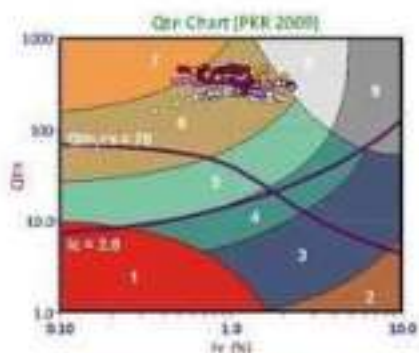
- Sensitive, Fine Grained
- Organic Soils
- Clays
- Silt Mixtures
- Sand Mixtures
- Sands
- Gravelly Sand to Sand
- Stiff Sand to Clayey Sand
- Very Stiff Fine Grained

Legend

- CC5 (Cont. sensitive clay like)
- CC (Cont. clay like)
- TC (Cont. transitional)
- SC (Cont. sand like)
- CD (Dist. clay like)
- TD (Dist. transitional)
- SD (Dist. sand like)

Legend

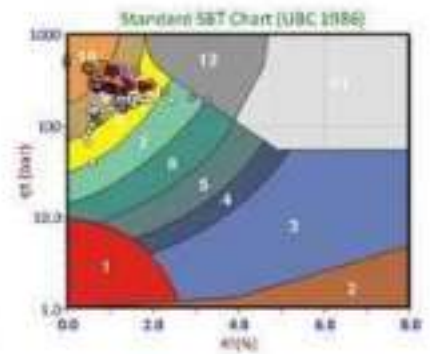
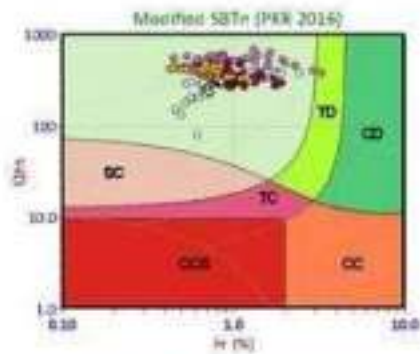
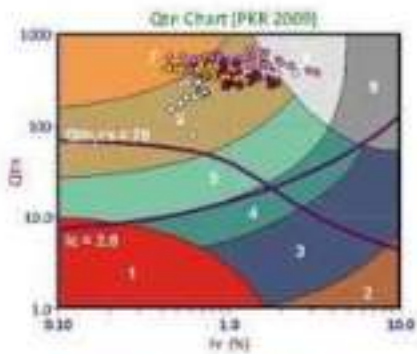
- Sensitive Fines
- Organic Soil
- Clay
- Silty Clay
- Clayey Silt
- Silt
- Silty Silt
- Silty Sand/Sand
- Sand
- Gravelly Sand
- Stiff Fine Grained
- Cemented Sand



- Depth Ranges**
- >0.0 to 1.5 m
 - >1.5 to 3.0 m
 - >3.0 to 4.5 m
 - >4.5 to 6.0 m
 - >6.0 to 7.5 m
 - >7.5 to 9.0 m
 - >9.0 to 10.5 m
 - >10.5 to 12.0 m
 - >12.0 to 13.5 m
 - >13.5 to 15.0 m
 - >15.0 m
- Legend**
- Sensitive, Fine Grained
 - Organic Soils
 - Clays
 - Silt Mixtures
 - Sand Mixtures
 - Sands
 - Gravelly Sand to Sand
 - Stiff Sand to Clayey Sand
 - Very Stiff Fine Grained

- Legend**
- CC5 (Cont. sensitive clay like)
 - CC (Cont. clay like)
 - TC (Cont. transitional)
 - SC (Cont. sand like)
 - CD (Dist. clay like)
 - TD (Dist. transitional)
 - SD (Dist. sand like)

- Legend**
- Sensitive Fines
 - Organic Soil
 - Clay
 - Silty Clay
 - Clayey Silt
 - Silt
 - Sandy Silt
 - Silty Sand/Sand
 - Sand
 - Gravelly Sand
 - Stiff Fine Grained
 - Cemented Sand

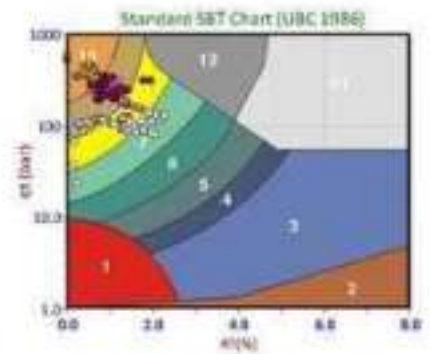
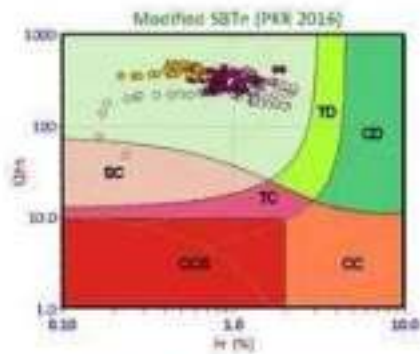
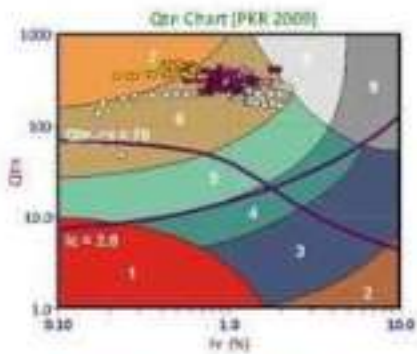


- Depth Ranges**
- >0.0 to 1.5 m
 - >1.5 to 3.0 m
 - >3.0 to 4.5 m
 - >4.5 to 6.0 m
 - >6.0 to 7.5 m
 - >7.5 to 9.0 m
 - >9.0 to 10.5 m
 - >10.5 to 12.0 m
 - >12.0 to 13.5 m
 - >13.5 to 15.0 m
 - >15.0 m

- Legend**
- Sensitive, Fine Grained
 - Organic Soils
 - Clays
 - Silt Mixtures
 - Sand Mixtures
 - Sands
 - Gravelly Sand to Sand
 - Stiff Sand to Clayey Sand
 - Very Stiff Fine Grained

- Legend**
- CC5 (Cont. sensitive clay like)
 - CC (Cont. clay like)
 - TC (Cont. transitional)
 - SC (Cont. sand like)
 - CD (Cl. clay like)
 - TD (Cl. transitional)
 - SD (Cl. sand like)

- Legend**
- Sensitive Fines
 - Organic Soil
 - Clay
 - Silty Clay
 - Clayey Silt
 - Silt
 - Silty Silt
 - Silty Sand/Sand
 - Sand
 - Gravelly Sand
 - Stiff Fine Grained
 - Cemented Sand



Depth Ranges

- >0.0 to 1.5 m
- >1.5 to 3.0 m
- >3.0 to 4.5 m
- >4.5 to 6.0 m
- >6.0 to 7.5 m
- >7.5 to 9.0 m
- >9.0 to 10.5 m
- >10.5 to 12.0 m
- >12.0 to 13.5 m
- >13.5 to 15.0 m
- >15.0 m

Legend

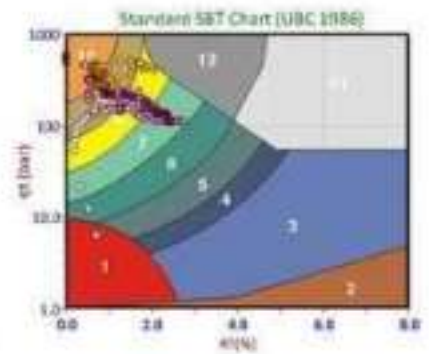
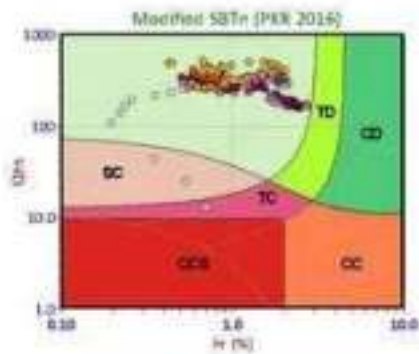
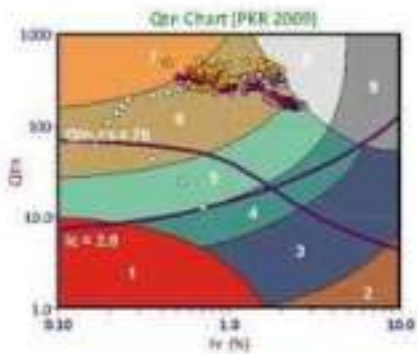
- Sensitive, Fine Grained
- Organic Soils
- Clays
- Silt Mixtures
- Sand Mixtures
- Sands
- Gravelly Sand to Sand
- Stiff Sand to Clayey Sand
- Very Stiff Fine Grained

Legend

- CC5 (Cont. sensitive clay like)
- CC (Cont. clay like)
- TC (Cont. transitional)
- SC (Cont. sand like)
- CD (Cl. clay like)
- TD (Cl. transitional)
- SD (Cl. sand like)

Legend

- Sensitive Fines
- Organic Soil
- Clay
- Silty Clay
- Clayey Silt
- Silt
- Silty Silt
- Silty Sand/Sand
- Sand
- Gravelly Sand
- Stiff Fine Grained
- Cemented Sand



Depth Ranges

- >0.0 to 1.5 m
- >1.5 to 3.0 m
- >3.0 to 4.5 m
- >4.5 to 6.0 m
- >6.0 to 7.5 m
- >7.5 to 9.0 m
- >9.0 to 10.5 m
- >10.5 to 12.0 m
- >12.0 to 13.5 m
- >13.5 to 15.0 m
- >15.0 m

Legend

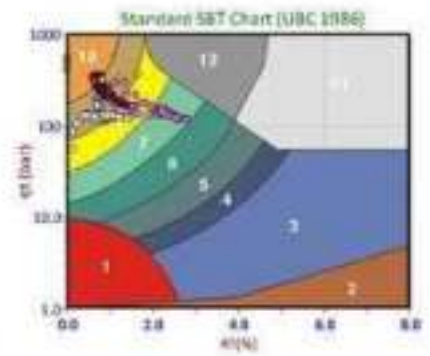
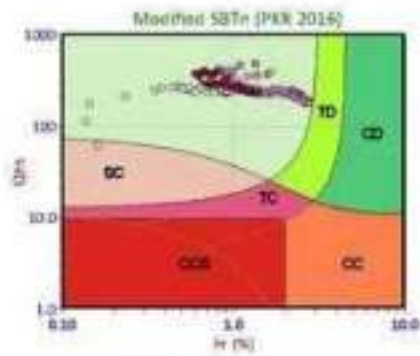
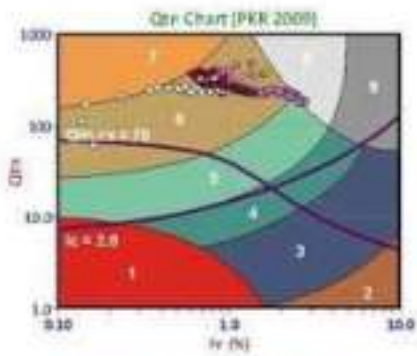
- Sensitive, Fine Grained
- Organic Soils
- Clays
- Silt Mixtures
- Sand Mixtures
- Sands
- Gravelly Sand to Sand
- Stiff Sand to Clayey Sand
- Very Stiff Fine Grained

Legend

- CC5 (Cont. sensitive clay like)
- CC (Cont. clay like)
- TC (Cont. transitional)
- SC (Cont. sand like)
- CD (Cl. clay like)
- TD (Cl. transitional)
- SD (Cl. sand like)

Legend

- Sensitive Fines
- Organic Soil
- Clay
- Silty Clay
- Clayey Silt
- Silt
- Silty Silt
- Silty Sand/Sand
- Sand
- Gravelly Sand
- Stiff Fine Grained
- Cemented Sand

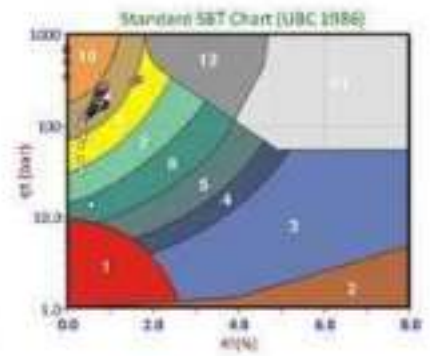
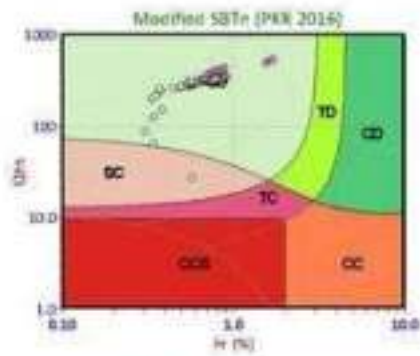
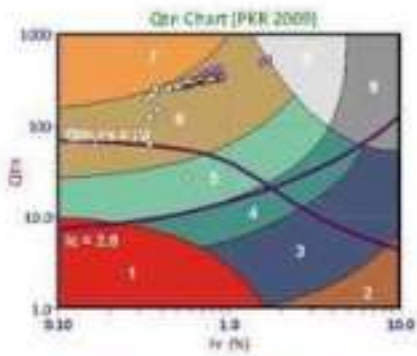


- Depth Ranges**
- >0.0 to 1.5 m
 - >1.5 to 3.0 m
 - >3.0 to 4.5 m
 - >4.5 to 6.0 m
 - >6.0 to 7.5 m
 - >7.5 to 9.0 m
 - >9.0 to 10.5 m
 - >10.5 to 12.0 m
 - >12.0 to 13.5 m
 - >13.5 to 15.0 m
 - >15.0 m

- Legend**
- Sensitive, Fine Grained
 - Organic Soils
 - Clays
 - Silt Mixtures
 - Sand Mixtures
 - Sands
 - Gravelly Sand to Sand
 - Stiff Sand to Clayey Sand
 - Very Stiff Fine Grained

- Legend**
- CC5 (Cont. sensitive clay like)
 - CC (Cont. clay like)
 - TC (Cont. transitional)
 - SC (Cont. sand like)
 - CD (Dist. clay like)
 - TD (Dist. transitional)
 - SD (Dist. sand like)

- Legend**
- Sensible Fines
 - Organic Soil
 - Clay
 - Silty Clay
 - Clayey Silt
 - Silt
 - Silty Silt
 - Silty Sand/Sand
 - Sand
 - Gravelly Sand
 - Stiff Fine Grained
 - Cemented Sand



- Depth Ranges**
- >0.0 to 1.5 m
 - >1.5 to 3.0 m
 - >3.0 to 4.5 m
 - >4.5 to 6.0 m
 - >6.0 to 7.5 m
 - >7.5 to 9.0 m
 - >9.0 to 10.5 m
 - >10.5 to 12.0 m
 - >12.0 to 13.5 m
 - >13.5 to 15.0 m
 - >15.0 m

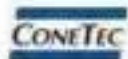
- Legend**
- Sensitive, Fine Grained
 - Organic Soils
 - Clays
 - Silt Mixtures
 - Sand Mixtures
 - Sands
 - Gravelly Sand to Sand
 - Stiff Sand to Clayey Sand
 - Very Stiff Fine Grained

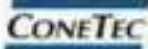
- Legend**
- CC5 (Cont. sensitive clay like)
 - CC (Cont. clay like)
 - TC (Cont. transitional)
 - SC (Cont. sand like)
 - CD (Cl. clay like)
 - TD (Cl. transitional)
 - SD (Cl. sand like)

- Legend**
- Sensitive Fines
 - Organic Soil
 - Clay
 - Silty Clay
 - Clayey Silt
 - Silt
 - Silty Silt
 - Silty Sand/Sand
 - Sand
 - Gravelly Sand
 - Stiff Fine Grained
 - Cemented Sand

Pore Pressure Dissipation Summary and Pore Pressure
Dissipation Plots

Resumen de disipación de presión de poro y gráficos de
disipación de presión de poro

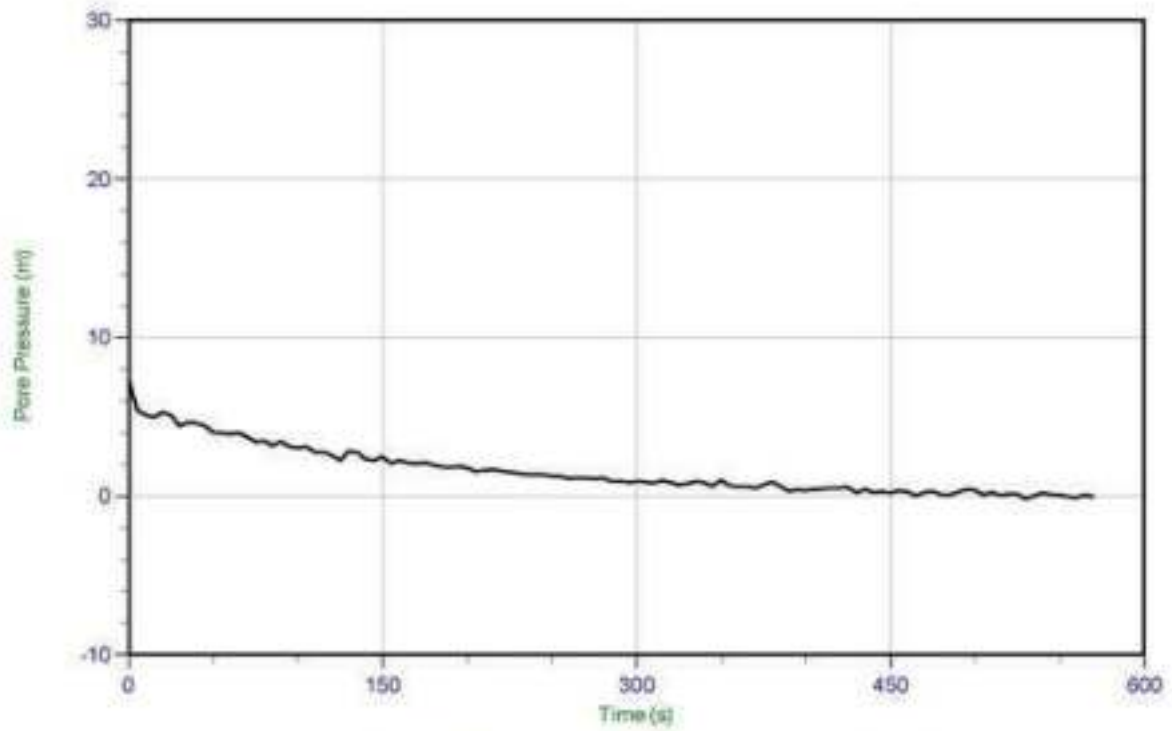




Job No: 17-72011
Client: Soletanche Bachy Peru
Project: Sapallanga
Start Date: 04-Nov-2022
End Date: 26-Nov-2022

CPTu PORE PRESSURE DISSIPATION SUMMARY

Sounding ID	File Name	Cone Area (cm ²)	Duration (s)	Test Depth (m)	Estimated Equilibrium Pore Pressure U _{eq} (m)	Calculated Phreatic Surface (m)
CPT17-18	17-72011_CP18	15	570	5.400	0.0	
CPT17-20	17-72011_CP20	15	420	2.350	0.0	
CPT17-22	17-72011_CP22	15	470	5.425	0.0	
CPT17-23	17-72011_CP23	15	455	4.425	0.0	
CPT17-24	17-72011_CP24	15	440	5.475	0.0	
CPT17-25	17-72011_CP25	15	415	2.125	0.0	
CPT17-26	17-72011_CP26	15	600	5.450	0.0	
CPT17-27	17-72011_CP27	15	400	5.500	0.0	
CPT17-28	17-72011_CP28	15	860	4.425	0.0	
CPT17-29	17-72011_CP29	15	340	4.800	0.0	



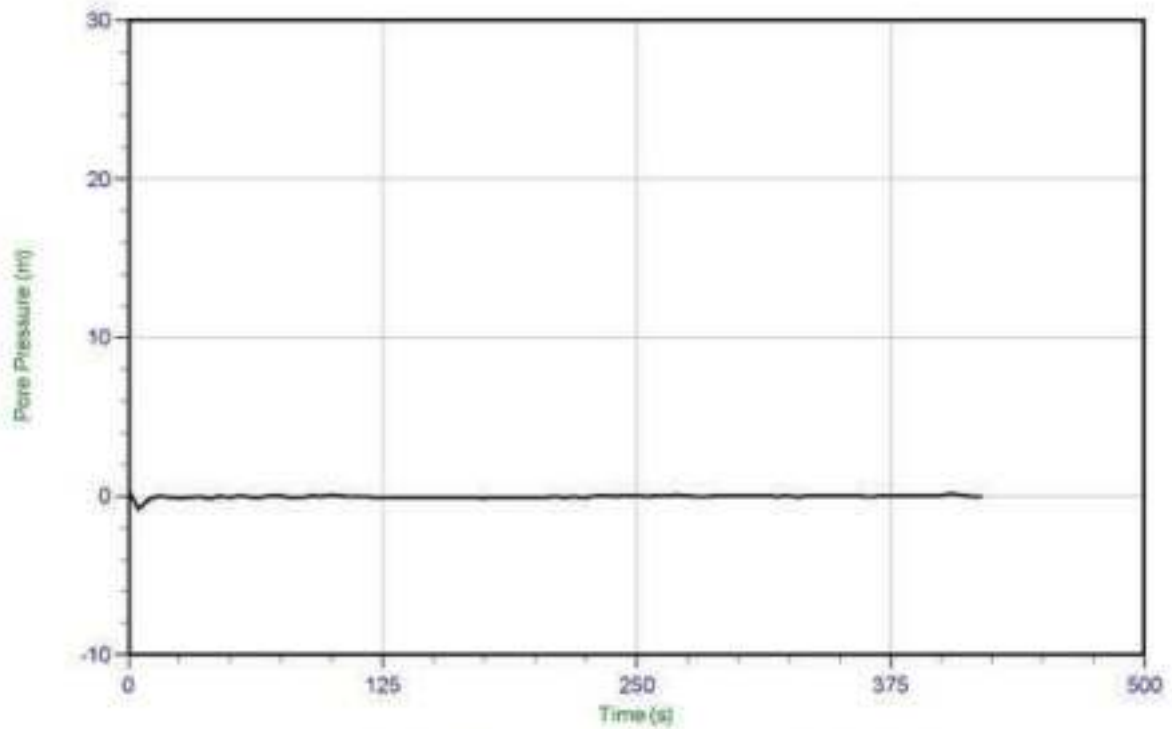
Trace Summary:	Filename: 17-72011_CP18.PPF	U Min: -0.2 m	WT: 5.400 m / 17.716 s
	Depth: 5.400 m / 17.716 s	U Max: 7.4 m	Ueq: 0.0 m
	Duration: 570.0 s		



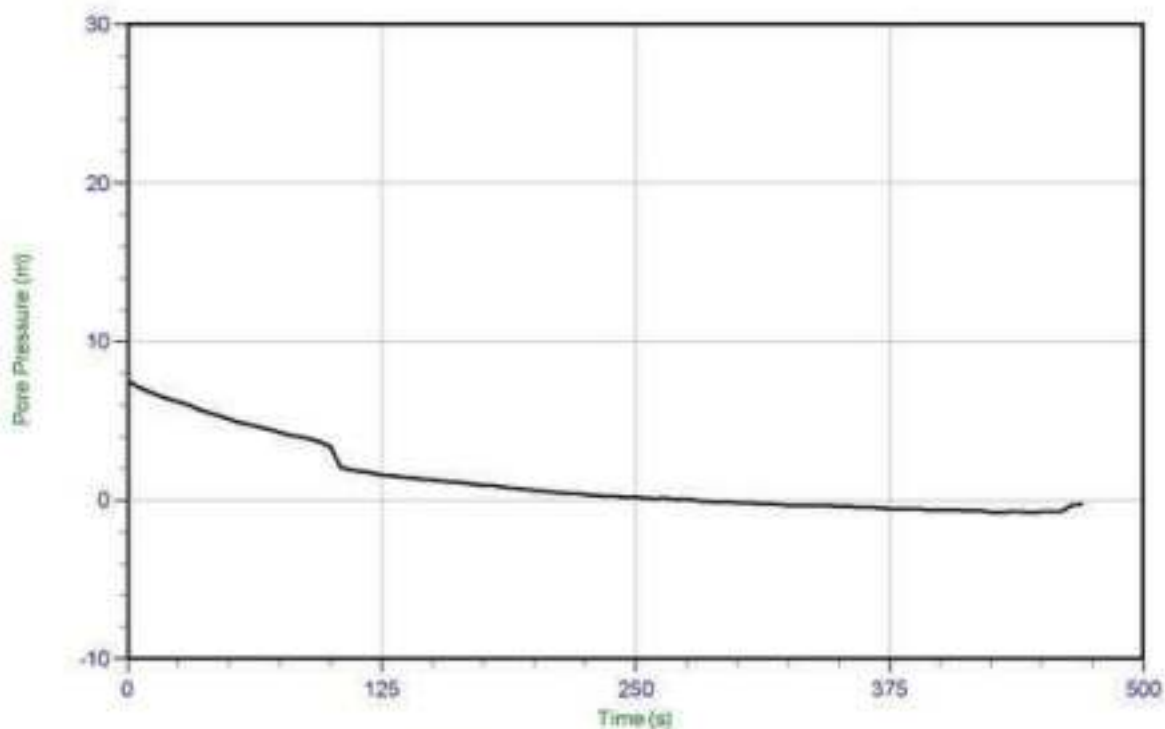
Soletanche Bachy Peru

Job No: 17-72011
Date: 09/25/2022 11:00
Site: Sapallanga

Sounding: CPT17-20
Cone: 432.T1500F15U500 Area=15 cm²



Trace Summary:	Filename: 17-72011_CP20.PPF	U Min: -0.8 m	WT: 2.350 m / 7.710 k
	Depth: 2.350 m / 7.710 k	U Max: 0.4 m	Ueq: 0.0 m
	Duration: 420.0 s		



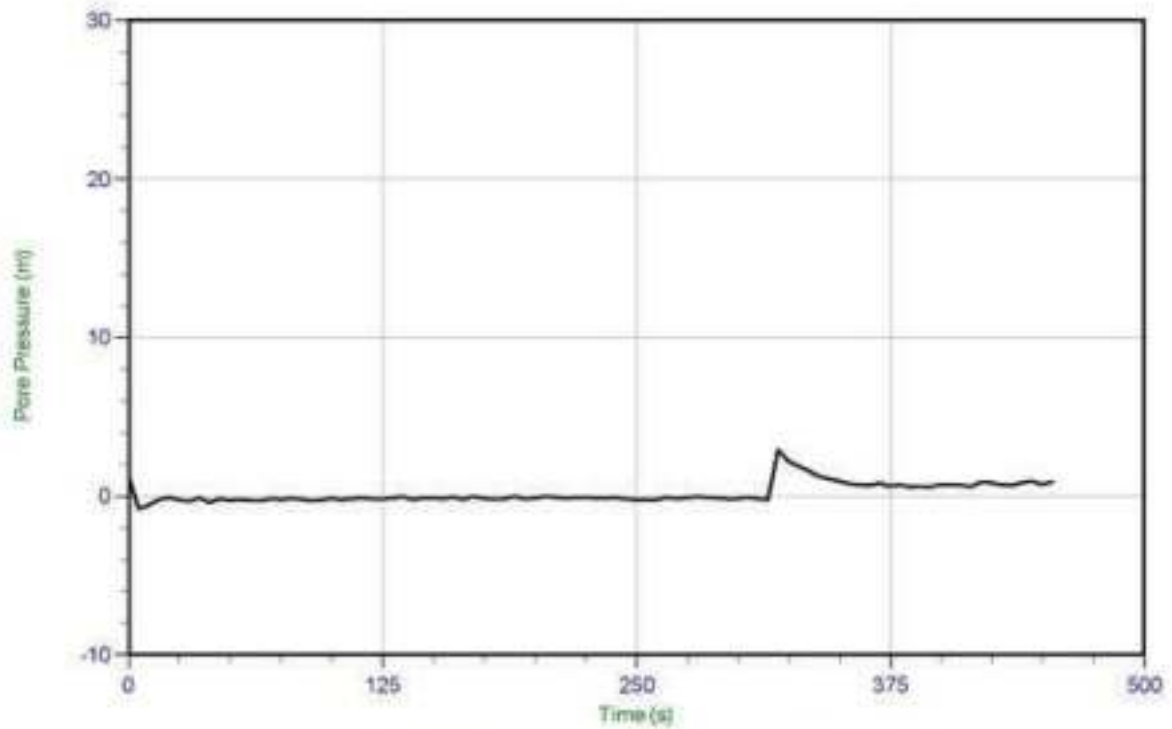
Trace Summary: Filename: 17-72011_CP22.PPF U Min: -0.8 m WT: 5.425 m / 17.706 k
 Depth: 5.425 m / 17.798 k U Max: 7.5 m Ueq: 0.0 m
 Duration: 470.0 s



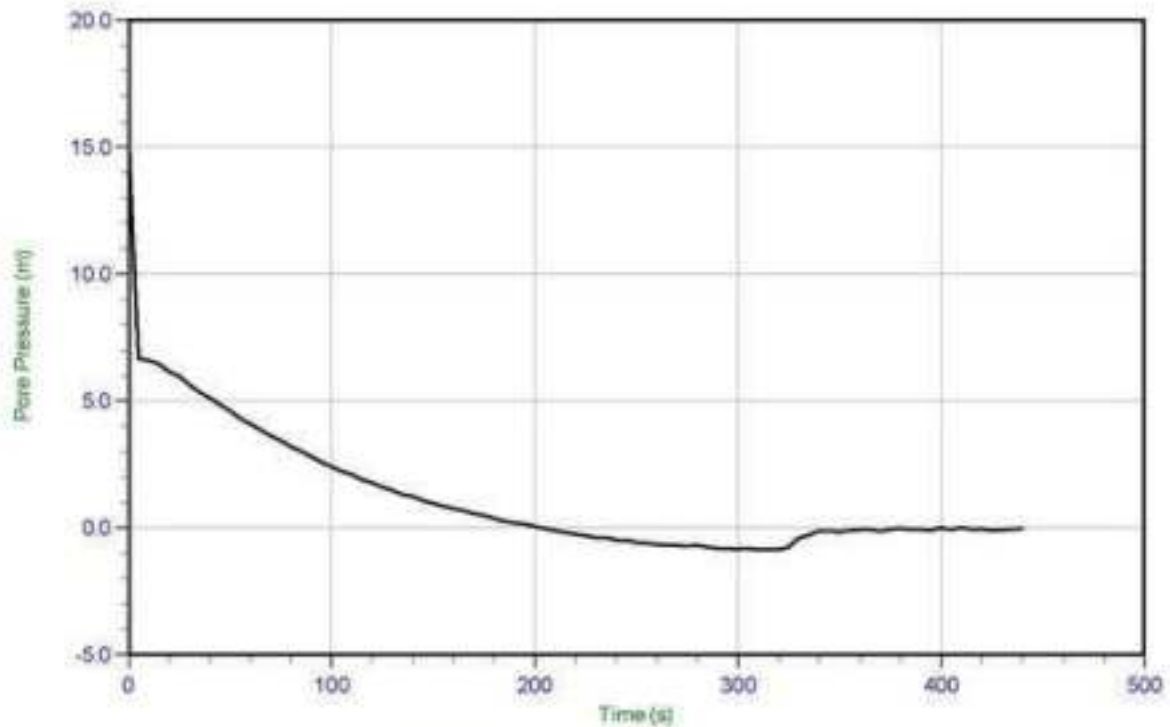
Soletanche Bachy Peru

Job No: 17-72011
Date: 09/14/2022 13:17
Site: Sapallanga

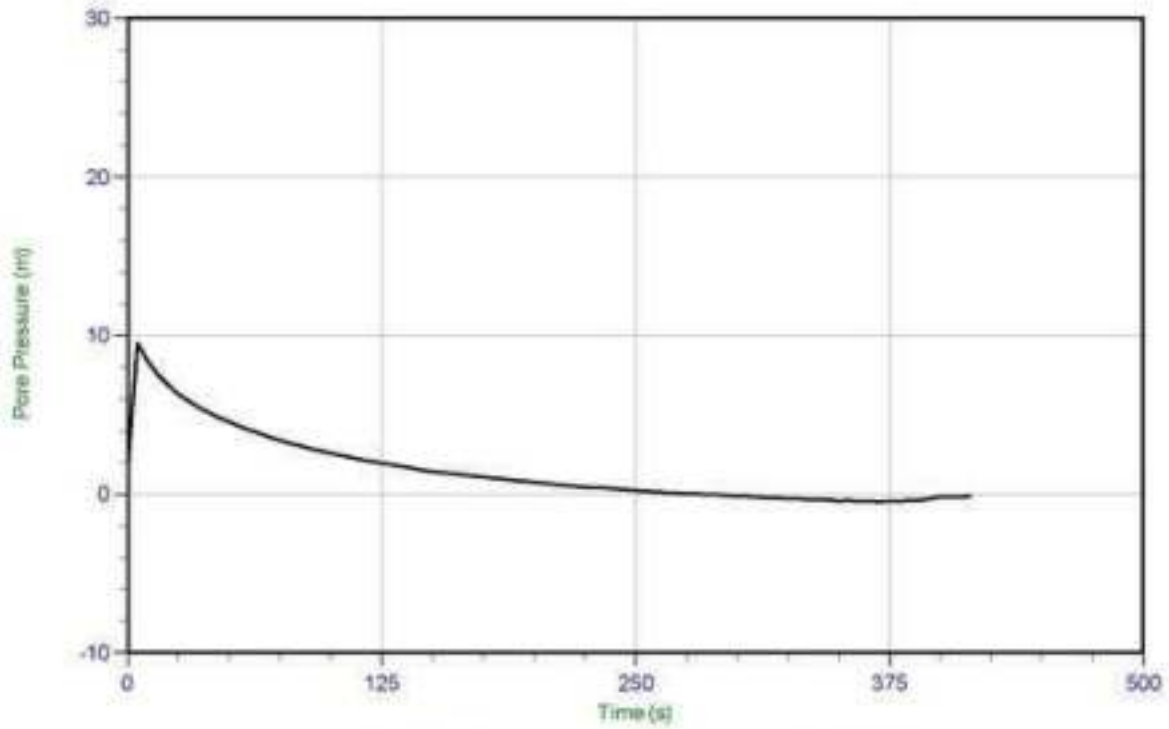
Sounding: CPT17-23
Cone: 373.T1500F15U500 Area=15 cm²



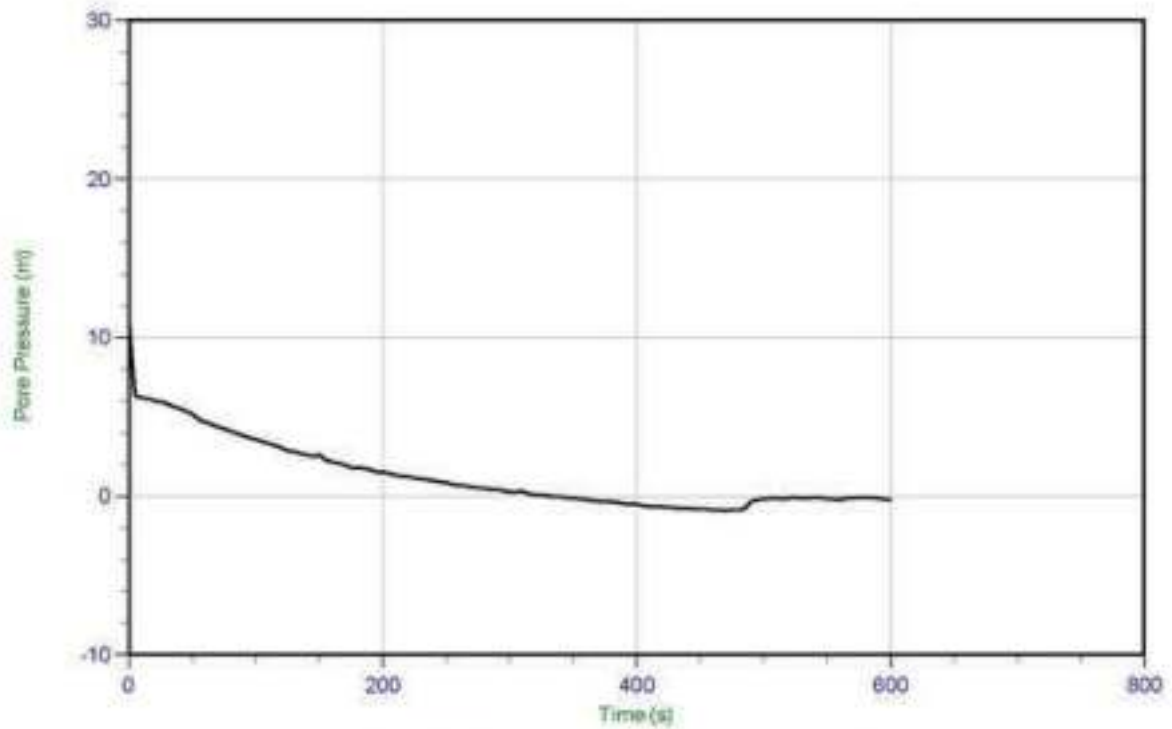
Trace Summary:	Filename: 17-72011_CP23.PPF	U Min: -0.8 m	WT: 4.425 m / 14.518 s
	Depth: 4.425 m / 14.518 s	U Max: 2.9 m	Ueq: 0.0 m
	Duration: 455.0 s		



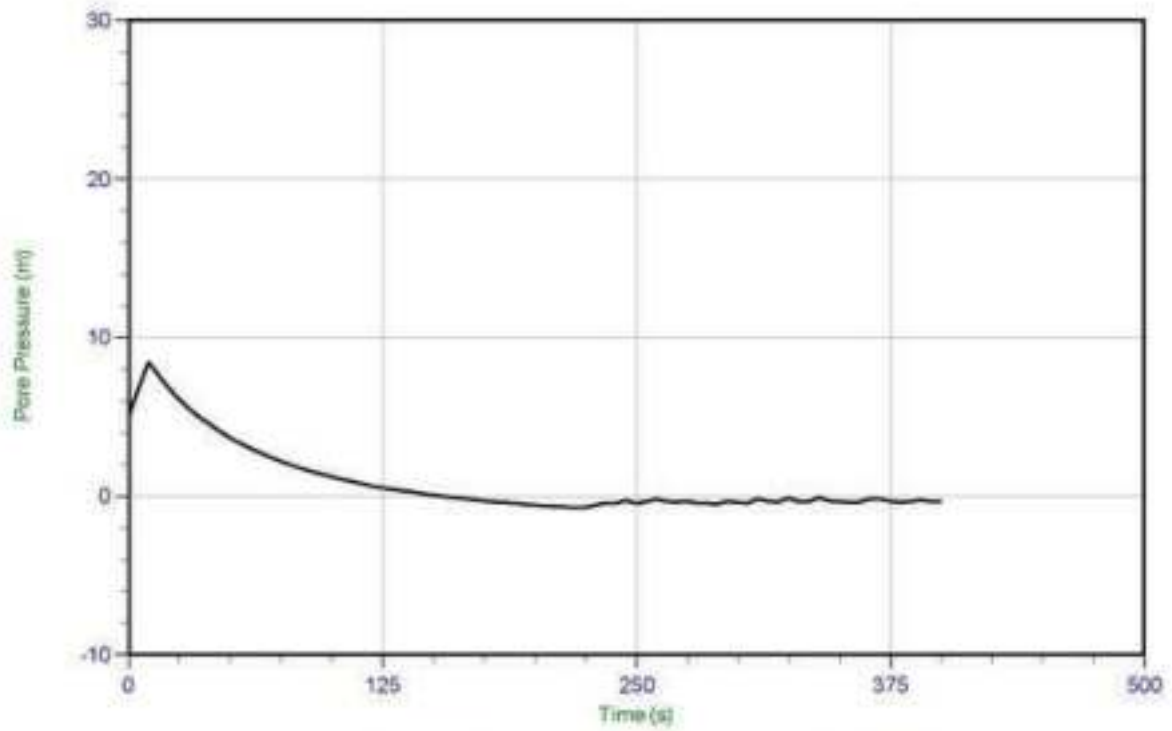
Trace Summary:	Filename: 17-72011_CP24.PPF	U Min: -0.9 m	WT: 5.475 m / 17.962 t
	Depth: 5.475 m / 17.962 t	U Max: 15.6 m	Ueq: 0.0 m
	Duration: 440.0 s		



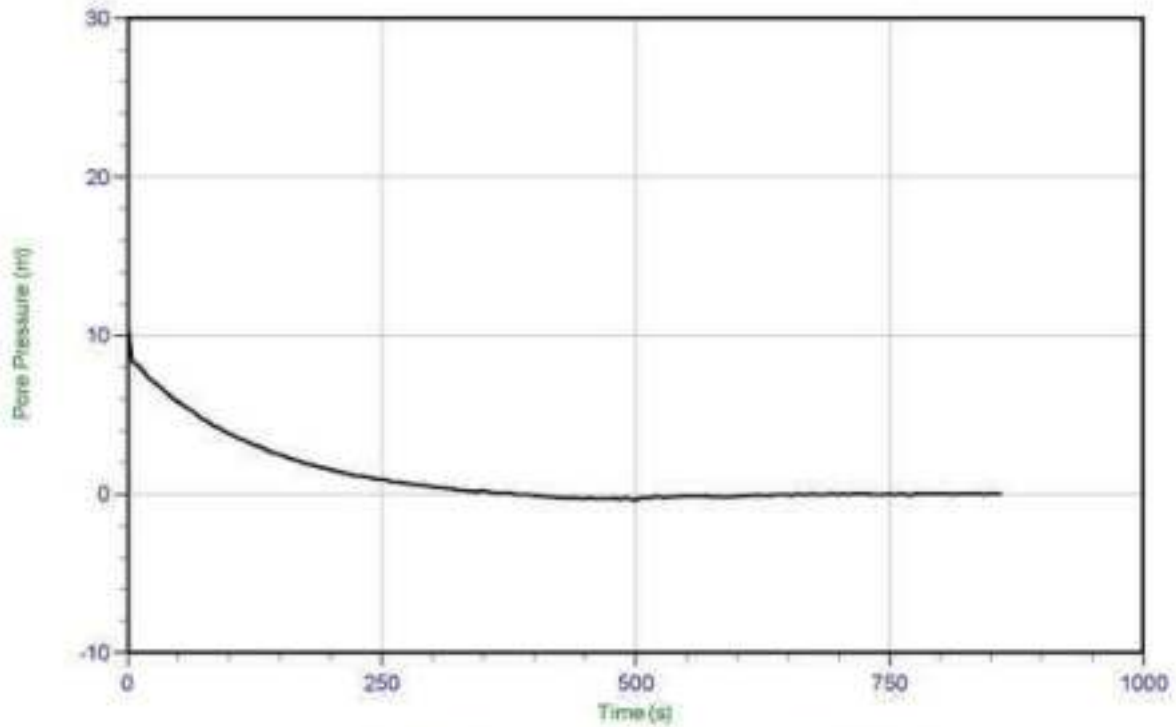
Trace Summary:	Filename: 17-72011_CP25.PPF	U Min: -0.5 m	WT: 2.125 m / 6.972 ft
	Depth: 2.125 m / 6.972 ft	U Max: 9.5 m	Ueq: 0.0 m
	Duration: 415.0 s		



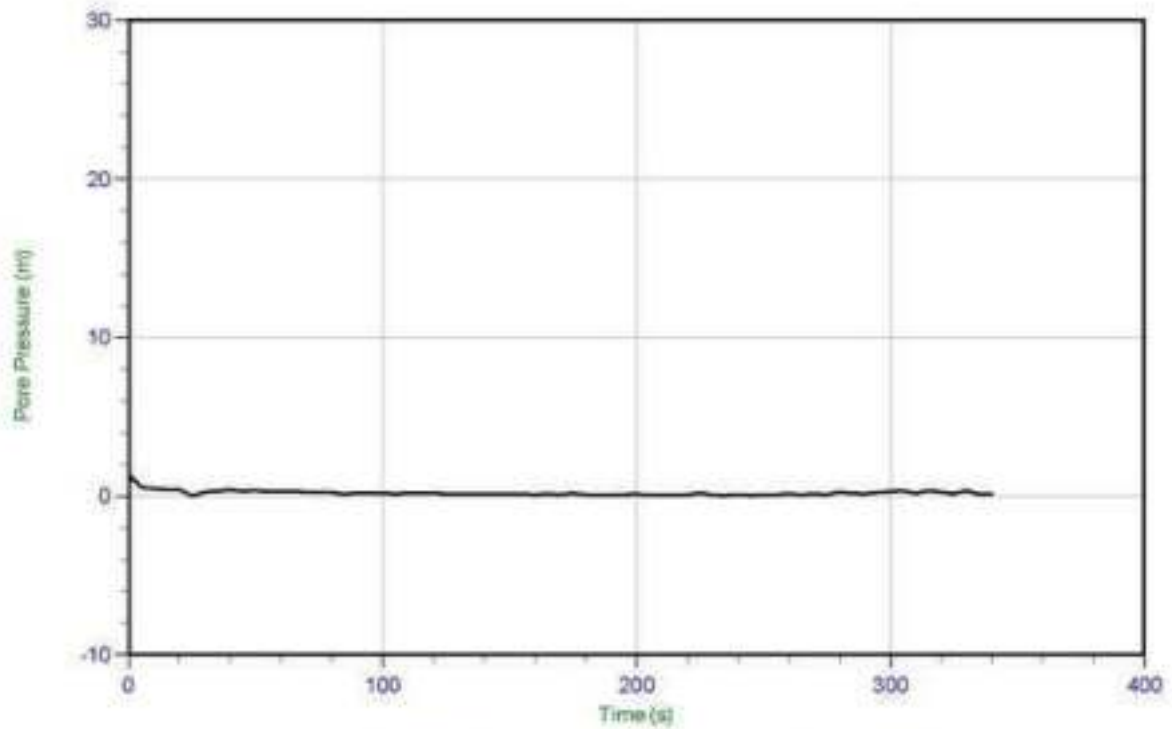
Trace Summary:	Filename: 17-72011_CP20.PPF	U Min: -0.9 m	WT: 5.450 m / 17.880 ft
	Depth: 5.450 m / 17.880 ft	U Max: 11.3 m	Ueq: 0.0 m
	Duration: 000.0 s		



Trace Summary:	Filename: 17-72011_CP27.PPF	U Min: -0.7 m	WT: 5.500 m / 18.044 k
	Depth: 5.500 m / 18.044 k	U Max: 8.4 m	Ueq: 0.0 m
	Duration: 400.0 s		



Trace Summary:	Filename: 17-72011_CP26.PPF	U Min: -0.4 m	WT: 4.425 m / 14.518 s
	Depth: 4.425 m / 14.518 s	U Max: 10.9 m	Ueq: 0.0 m
	Duration: 800.0 s		



Trace Summary:	Filename: 17-72011_CP29.PPF	U Min: 0.0 m	WT: 4.800 m / 15.748 #
	Depth: 4.800 m / 15.748 #	U Max: 1.3 m	Ueq: 0.0 m
	Duration: 340.0 s		

ANALISIS TÉCNICA Y ECONÓMICA

Sapallanga, Huancayo, Junín

Mejoramiento de suelos mediante Compactación Dinámica (CD)



Reporte de conformidad

Reporte: Men170704-ETNA-CR

Revisión A

Páginas 24

Revisión	Fecha	Realizó	Revisó	Detalles de modificación
A	23/11/2022	FM	CP	1ra Revisión

Tabla de contenidos

1. PROPÓSITO DEL DOCUMENTO _____	3
2. REFERENCIAS _____	4
2.1. Documentos específicos del proyecto _____	4
2.2. Otros documentos _____	4
3. OBJETIVOS _____	5
4. CONCLUSIÓN DEL ÁREA DE PRUEBA Y CALIBRACIÓN _____	5
5. ANÁLISIS DE CONFORMIDAD DE LOS ENSAYOS _____	6
5.1. Ensayo de penetración de cono _____	6
5.1.1. Primera campaña de investigación en Julio/Agosto 2017 _____	6
5.1.2. Segunda campaña de investigación en Enero del 2018 _____	6
5.1.3. Resultados _____	8
5.2. ASENTAMIENTOS INDUCIDOS EN EL TERRENO POR LA COMPACTACIÓN _____	15
5.3. Pruebas de Colapsabilidad _____	16
5.4. Ensayos de Caracterización _____	18
5.5. Prueba de placa de carga _____	21
6. CONCLUSION _____	24

1. PROPÓSITO DEL DOCUMENTO

El propósito del presente reporte final es describir y analizar los resultados de los ensayos realizados in situ. Estos ensayos se realizaron en el proyecto de mejoramiento de suelos mediante Compactación Dinámica ejecutada por MENDARD / SOLETANCHE BACHY PERU en la planta de producción ETNA localizada en el distrito de Chilca, provincia de Cañete, departamento de Lima. La campaña del ensayo de penetración de cono (CPT) fue realizado por CONETEC. Los ensayos de colapsabilidad y placa de carga fueron desarrollados por M&M Consultores.

El proyecto ha sido dividido en cinco áreas de construcción (figura 1).



Figura 1. Áreas de Construcción

2. REFERENCIAS

2.1. Documentos específicos del proyecto

Reportes

- [1] Estudio de mecánica de suelos, **M&M CONSULTORES**, Referencia: M4600, Fecha: Junio 2022
- [2] Procedimiento Compactación dinámica, **MENARD**, Referencia: MENARD-ING-ETNA-PRO01 revisión A, Fecha: 29/09/2022
- [3] Presentación de los resultados de investigación de campo, **CONETEC** (con participación de **SOLETANCHE BACHY PERU**), Referencia: 17-72006, Fecha: 18/08/2022
- [4] Reporte de Diseño, **MENARD**, Referencia: Men170704-ETNA-DR revisión A, Fecha: 25/09/2022
- [5] Descripción general del área de prueba y calibración, **MENARD**, Referencia: Men170704-ETNA-TA revisión A, Fecha: 26/09/2022
- [6] Reporte técnico – Aseguramiento de calidad en compactación dinámica, **M&M CONSULTORES**, Referencia: L840-01, Fecha: 03/10/2017
- [7] Test colapso, **M&M CONSULTORES**, Referencia: OE17-1161, Fecha: 12/02/2022
- [8] Test colapso, **M&M CONSULTORES**, Referencia: OE17-1222, Fecha: 03/03/2022
- [9] Reporte técnico – Mejoramiento de suelos: compactación dinámica, **M&M CONSULTORES**, Referencia: L840-04, Fecha: 29/11/2022
- [10] Presentación de los resultados de investigación de campo, **CONETEC** (con participación de **SOLETANCHE BACHY PERU**), Referencia: 17-72011, Fecha: 01/11/2022

Planos

- [11] Plan Maestro de planta, **ETNA SA**, Referencia: 121566-4-AG-001, Rev 0, Fecha: 04-07-2016
- [12] Planta general, **SOLETANCHE BACHY**, Referencia: SBP-1607-032-DWG-001, Rev 00, Fecha: 11-07-2017
- [13] Planta – Ubicación de ensayos CPT previos a la compactación, **SOLETANCHE BACHY**, Referencia: SBP-1607032-ING-DWG-004, Rev 01, Fecha: 24-07-2017
- [14] Planta – Ubicación de ensayos CPT posterior a la compactación, **SOLETANCHE BACHY**, Referencia: SBP-1607032-ING-DWG-014, Rev 00, Fecha: 18-09-2017

2.2. Otros documentos

Los siguientes documentos han sido utilizados en la preparación de este reporte:

- [A] Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones.

3. OBJETIVOS

Los objetivos del reporte son verificar y validar los requerimientos del cliente:

- Máximos asentamientos admisible: 25mm bajo la cimentación;
- Requerimiento de la capacidad portante bajo la cimentación en SLS: 200 kPa;
- Reducción del potencial de colapsabilidad < 5%

Con el objetivo de obtener las características mecánicas que permiten cumplir con los objetivos enumerados se utilizó una malla de 5 m x 5 m en dos fases sucesivas (fase primaria y secundaria), utilizando una masa de 15 tn como máximo y una altura de caída de 20 m. Después de los trabajos de CD, el objetivo promedio a alcanzar en la profundidad tratada es: $q_{t,avg} > 6$ MPa, de acuerdo con el reporte de diseño [4].

4. CONCLUSIÓN DEL ÁREA DE PRUEBA Y CALIBRACIÓN

Al inicio de los trabajos se ejecutó una zona de pruebas para la CD (numero de golpes, malla, altura de caída, etc). Se ensayaron dos configuraciones de mallas, una de 5 m x 5 m y otra de 6 m x 6 m. Al final de las pruebas del ensayo, se desarrollaron campañas CPTs para verificar los objetivos en términos de la resistencia del cono que se estableció en el reporte de diseño [4].

El procedimiento del área de prueba e inundación se explican en el documento [2]. Los resultados son descritos en el documento [5].

- El análisis de los resultados CPT cumplen con los criterios para ambas mallas ensayadas.
- Para ambas mallas de prueba, el análisis de pruebas de inundación mostró que el potencial colapsable restante está en el rango de muy bajo (carga inferior a 50 kPa) a bajo (carga inferior a 200 kPa) según el documento [A] y, por lo tanto, puede considerarse como insignificante en este caso.
- El resultado en global es similar entre ambas mallas de prueba, lo que significa que la malla de 6 m x 6 m es igual de efectiva que la de 5 m x 5 m.

Siguiendo con las pruebas de ensayo, la secuencia de los trabajos de Compactación Dinámica es realizada en dos fases sucesivas en una malla de 5 m x 5 m, adicionalmente una tercera fase en la ubicación de zapatas aisladas, usando una masa máxima de 15tn y una altura de caída de 2 a 20 m.

En el apéndice 1 se presentan los planos de los trabajos de ejecución y su ubicación.

5. ANÁLISIS DE CONFORMIDAD DE LOS ENSAYOS

5.1. Ensayo de penetración de cono

5.1.1. Primera campaña de investigación en Julio/Agosto 2017

CONETEC, en coordinación con MENARD / SOLETANCHE BACHY PERU, desempeño una investigación adicional del terreno en Julio / Agosto 2017 (ver documento [3]) para completar los datos del área del Proyecto y validar la CD en la zona de prueba. La campaña consistió en 16 pruebas de penetración de cono (CPT-1 a CPT-16), 2.2 a 5.9 m de profundidad:

- Antes de los trabajos de CD se ejecutaron 12 CPTs (CPT-1, CPT-4, CPT-7 a CPT-16), incluyendo dos CPT en la zona de prueba (CPT-1, CPT-4);
- Después de los trabajos de CD se ejecutaron 4 CPTs en la zona de prueba (CPT-2, CPT-3, CPT-5, CPT-6)

La ubicación de los CPTs se detalla en en la figura 2 y en el plano [13].

Como se recuerda:

- CPT-1, CPT2 y CPT3 están en una malla de 5 m x 5 m en la zona de prueba;
- CPT-4, CPT5 y CPT6 están en una malla de 6 m x 6 m en la zona de prueba;
- CPT-2 y CPT-5 están en la huella de la CD;
- CPT-3 y CPT-6 están entre la huella de la CD.

5.1.2. Segunda campaña de investigación en Enero del 2018

CONETEC, en coordinación con MENARD / SOLETANCHE BACHY PERU, desempeño una investigación adicional en el terreno entre los meses de noviembre 2017 y Enero del 2018 (ver documento [10]) para validar la conformidad de los trabajos de CD. La campaña consistió en 14 ensayos de penetración del cono (CPT-17 a CPT-30) 1.9 a 7.1 m de profundidad, ejecutados después de los trabajos de CD.

La ubicación de los CPT se presenta en la Figura 2 y en el plano [14].

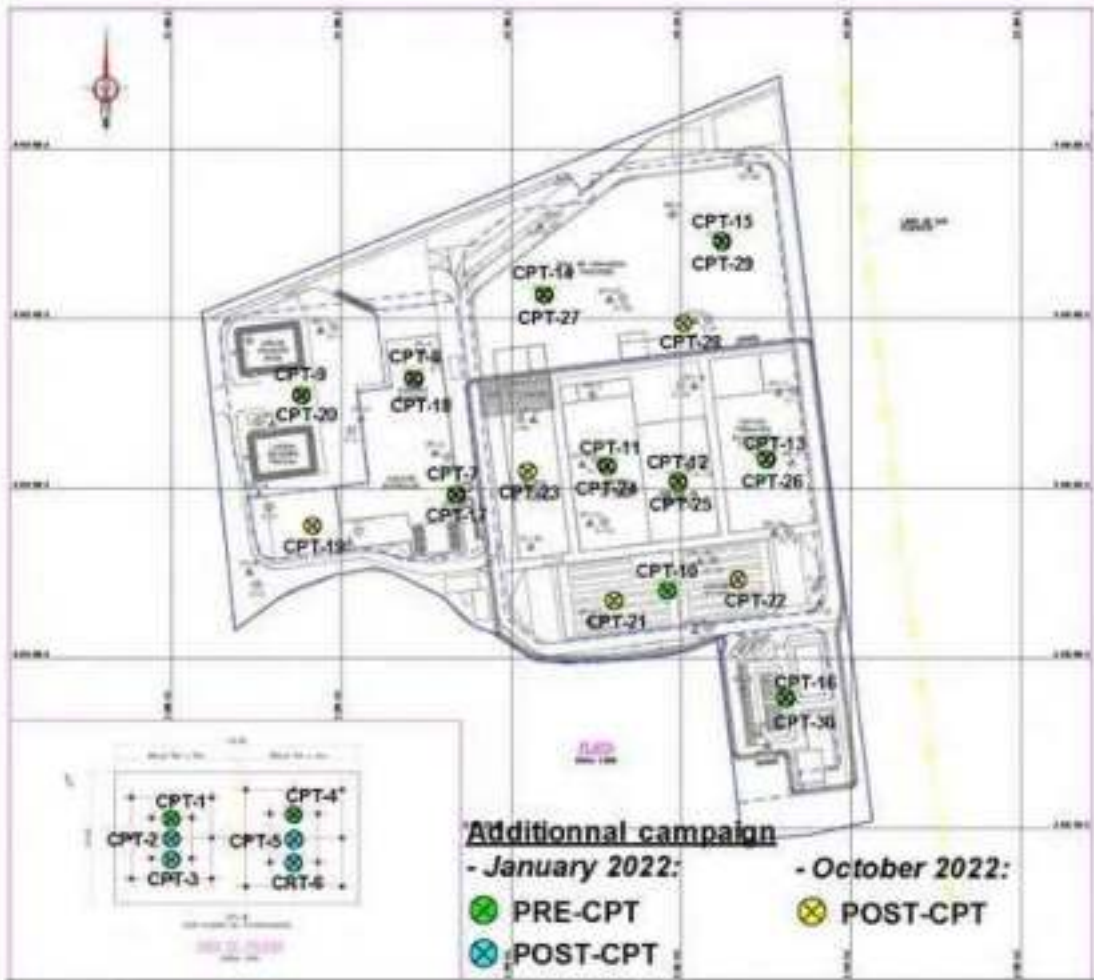


Figura 2. CPTs realizados in situ.

5.1.3. Resultados

Las siguientes graficas comparan los CPT antes y después de los trabajos de CD para cada área de construcción y para todo el Proyecto.

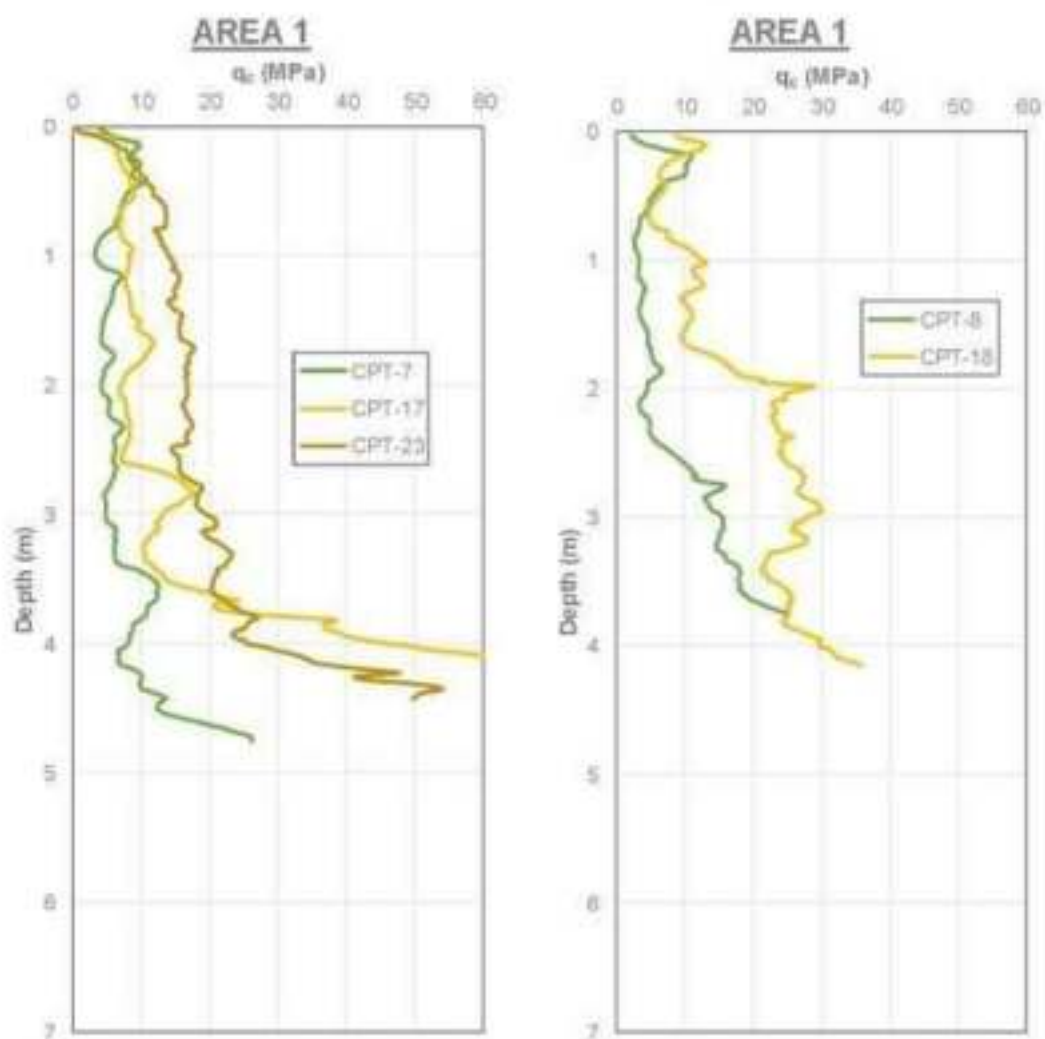


Figura 3. Comparación de la Resistencia del cono antes (CPT-7, CPT-8) y después CD (CPT-17, CPT-23, CPT-18) en el área 1.

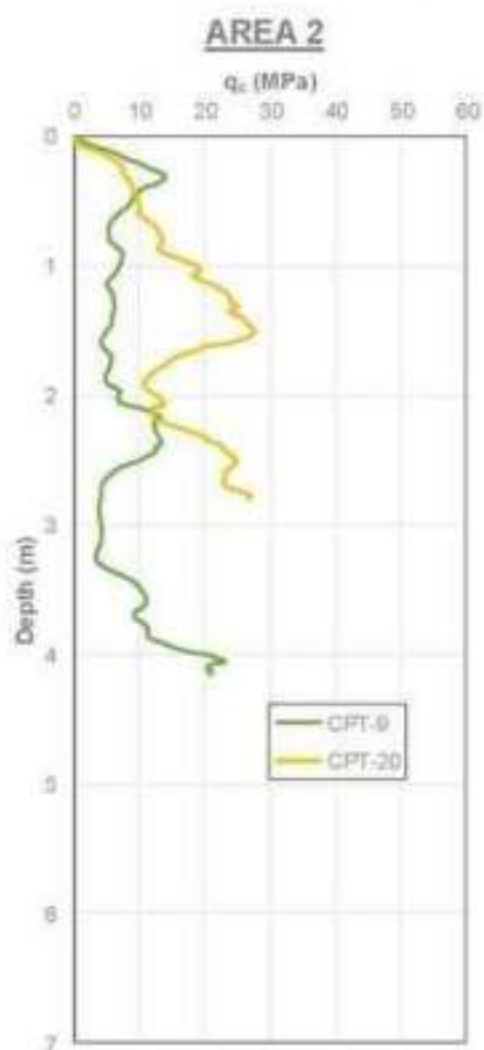
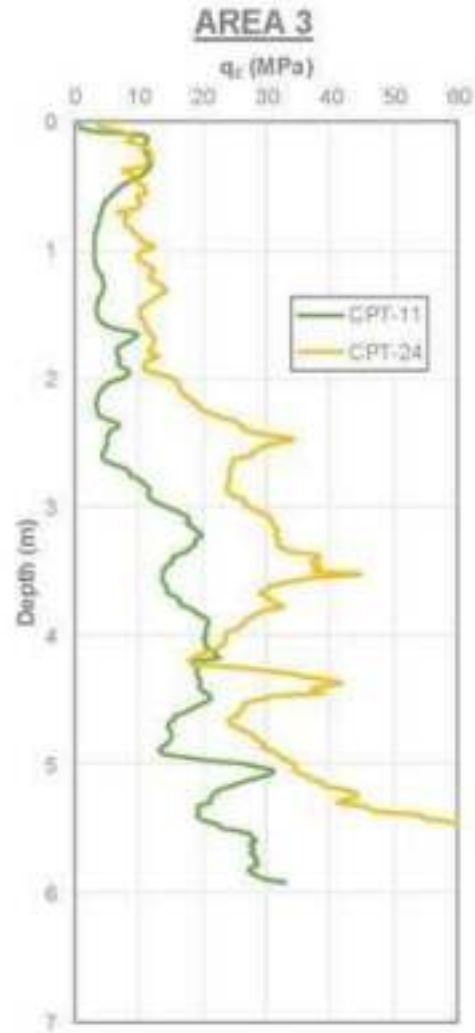
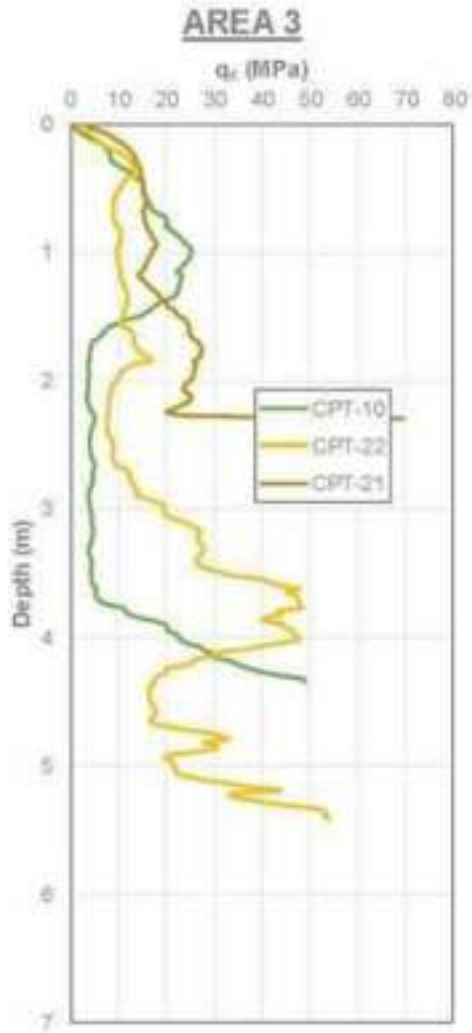


Figura 4. Comparación de la Resistencia del cono antes (CPT-9) y después CD (CPT-20) en el área 2.



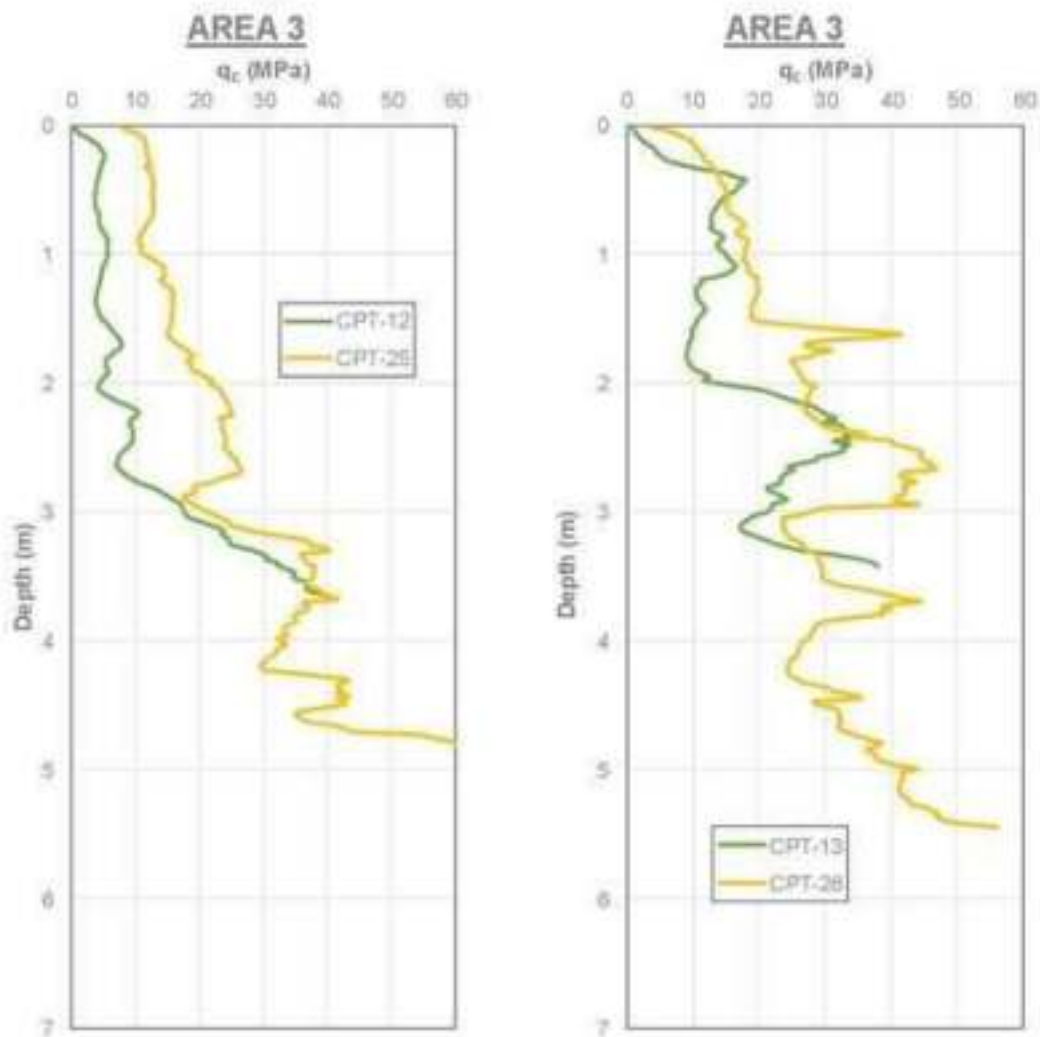


Figura 5. Comparación de la Resistencia del cono antes (CPT-10, CPT-11, CPT-12, CPT-13) y después CD (CPT-21, CPT-22, CPT-24, CPT-25, CPT-26) en el área 3.

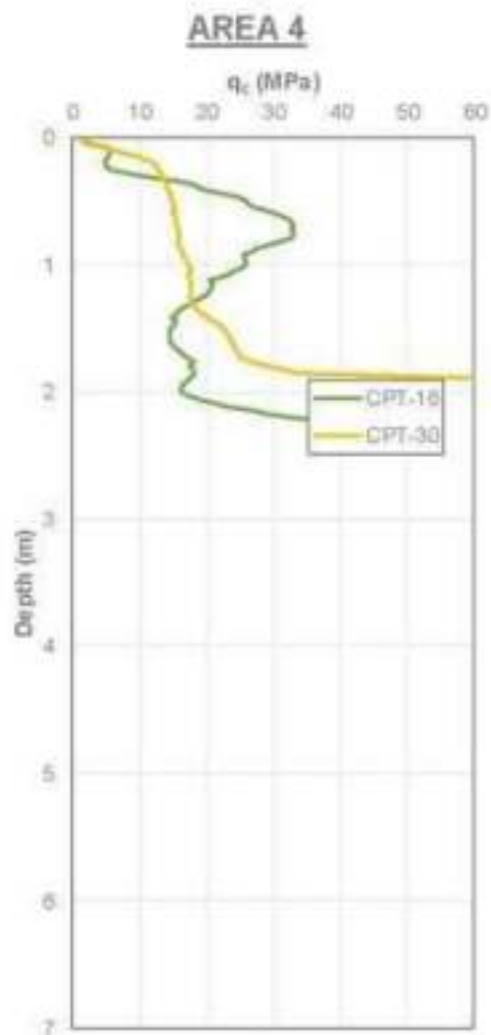


Figura 6. Comparación de la Resistencia del cono antes (CPT-16) y después CD (CPT-30) en el área 4.

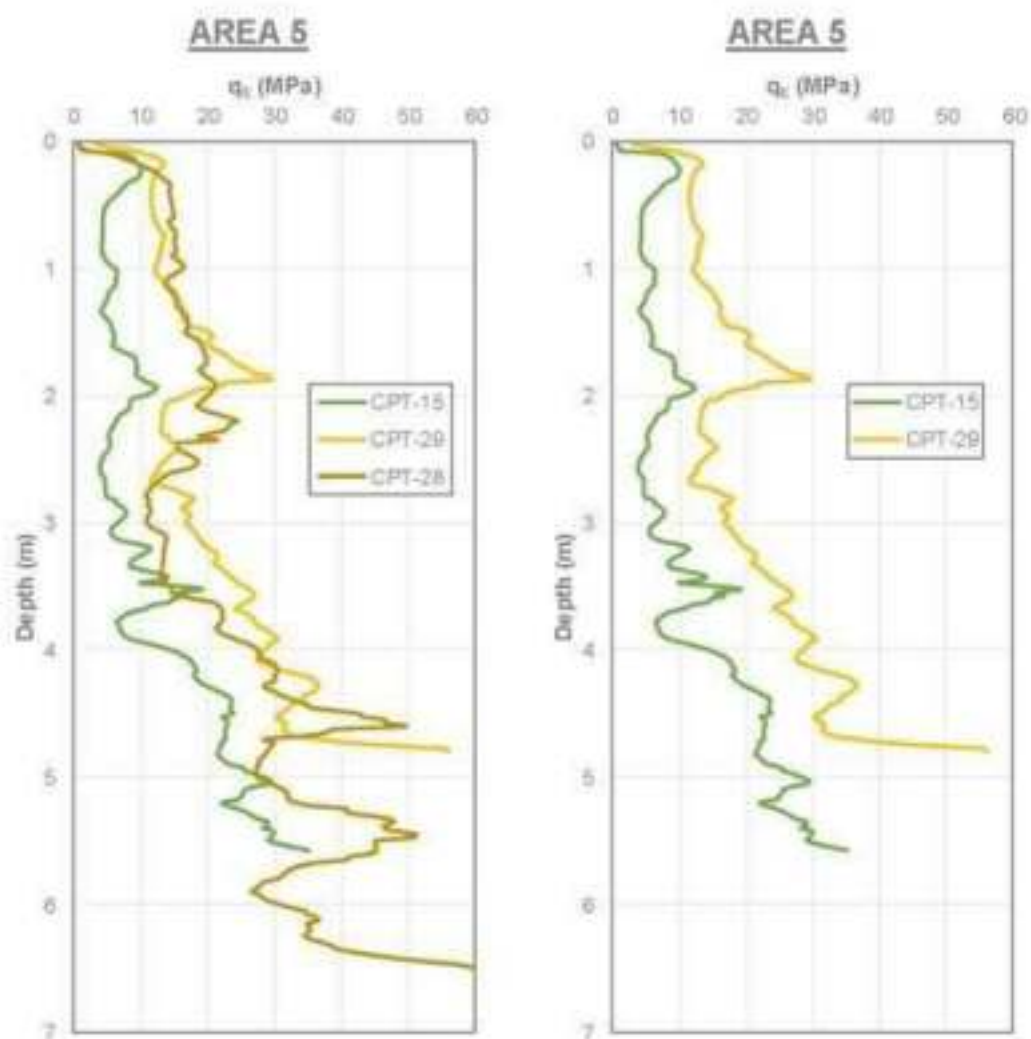


Figura 7. Comparación de la Resistencia del cono antes (CPT-14, CPT-15) y después CD (CPT-27, CPT-28, CPT-29) en el área 5.

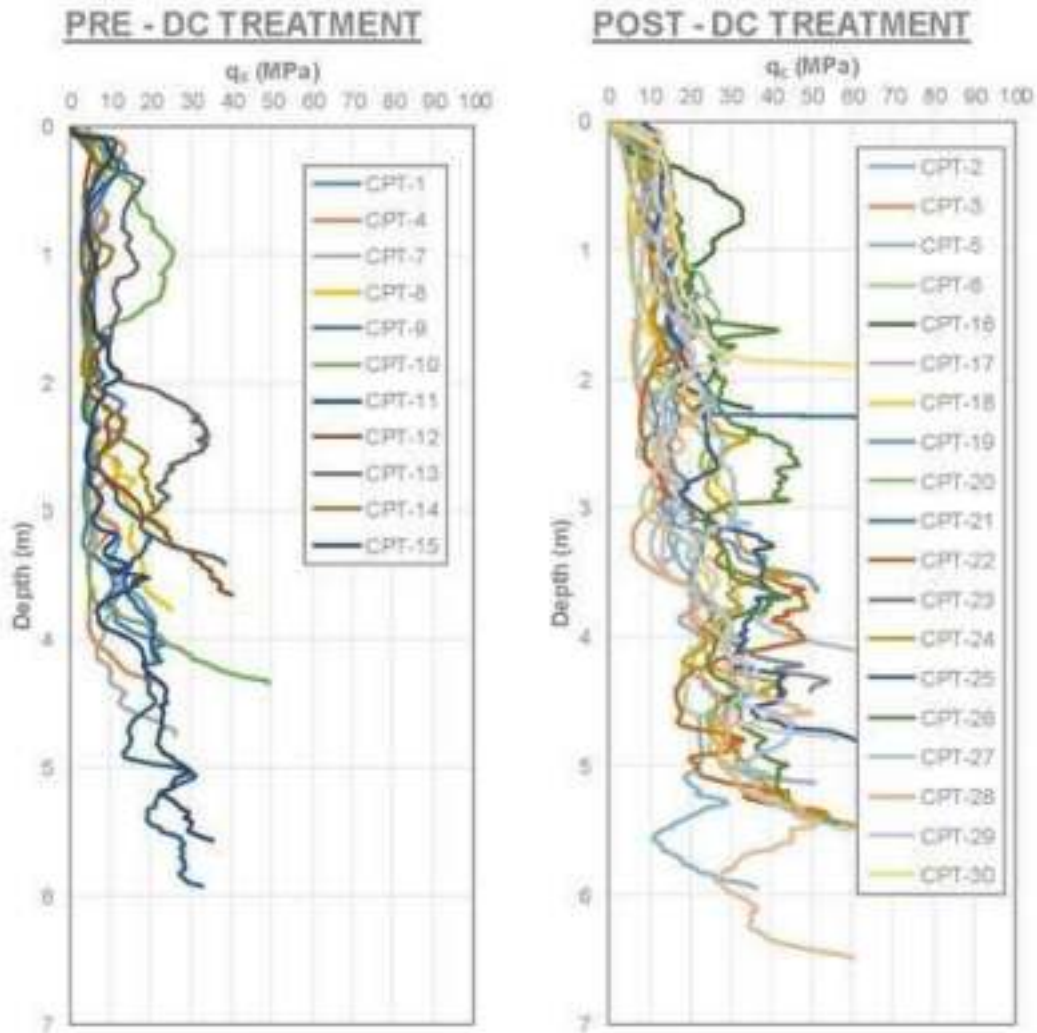


Figura 8. Resistencia del cono antes y después de la CD en todo el terreno.

Estos gráficos permiten evaluar el incremento de resistencia del terreno antes y después del tratamiento de CD.

El promedio de los valores de resistencia del cono en los estratos colapsables ha sido incrementado significativamente inmediatamente debajo y entre las huellas de CD.

- Antes DC: $q_{c,avg} = 5 \text{ MPa}$

- Después DC
 - o En las Huellas: $q_{c,avg} = 11 \text{ MPa (+120 \%)}$
 - o Entre las Huellas: $q_{c,avg} = 16 \text{ MPa (+220\%)}$

A pesar de la diferencia entre los valores de compactación en la huella (+ 220% en valores de q_c), y entre las huellas de (+120% en valores de q_c) el incremento de los valores de CPT (densidad) del terreno después de la CD muestra ser relativamente consistente bajo todo el espesor del terreno compresible/colapsable a pesar de la diferencia entre los tipos de suelos que se presentan (desde arenas hasta limos arcillosos) que demuestran que todos los tipos de suelos (incluyendo los suelos colapsables) han sido adecuadamente compactados durante este proyecto.

Los valores obtenidos del promedio de la resistencia del cono $q_{c,avg}$ son ampliamente mayores a 6 MPa. Consecuentemente, el objetivo que se definió en el reporte de diseño fue alcanzado (ver documento [4]), que permita validar el cumplimiento de los requerimientos del cliente en términos de asentamientos permisibles y capacidad portante.

También es evidente que se ha generado una densificación significativa en el suelo colapsable, por lo tanto, se mitiga en gran medida el potencial colapsable del suelo en el proyecto (ver 5.2 y 5.3).

5.2. ASENTAMIENTOS INDUCIDOS EN EL TERRENO POR LA COMPACTACIÓN

El apéndice 2 presenta para cada área de construcción el nivel de compactación después de cada fase y el asentamiento inducido durante la compactación.

La siguiente tabla muestra para cada área el asentamiento inducido después de la CD, el espesor del suelo colapsable y la densificación lograda.

El promedio del asentamiento inducido después de la CD se presenta en la siguiente tabla.

Área de construcción	Promedio de asentamiento inducido (cm)	Promedio del espesor del terreno compresible/colapsable (m)*	Promedio de la densificación lograda (%)
1	29.5	3.4	8.7
2	28.7	3.4	8.4
3	30.7	3.5	8.7
4	19.0	2	9.5
5	34.6	4	6.6

Tabla 1. Promedio del asentamiento inducido y densificación lograda por área.

* basado en CPT

La densificación inducida por la compactación dinámica en las diferentes áreas es relativamente homogénea alrededor de 9% (8.4% a 9.5%) bajo el espesor de terreno tratado. Estos resultados corroboran la relativa homogeneidad del incremento de los valores q_c observados con el CPT (5.1) y que confirma que todos los tipos de terrenos (incluyendo el terreno colapsable) ha sido adecuadamente compactado bajo el proyecto.

Además, la densificación medida, alrededor de 9% en promedio, es relativamente alta para terrenos arenosos y permite concluir la eficiencia de la compactación dinámica y la reducción del potencial de colapsabilidad del terreno.

5.3. Pruebas de Colapsabilidad

M&M CONSULTORES, realizó diez pruebas de colapsabilidad entre Septiembre 2017 y Enero del 2018 para verificar la conformidad de los trabajos de CD (ver documento [9]). Los 10 terrenos ensayados (AU-04, AU-A05V, AU-07, AU-08, AU-09, AU-A10, AU-A11, AU-A12, AU-A13, AU-A14) han sido obtenidos bajo 3 m de profundidad.

La ubicación de las perforaciones se presenta en la Figura 9.

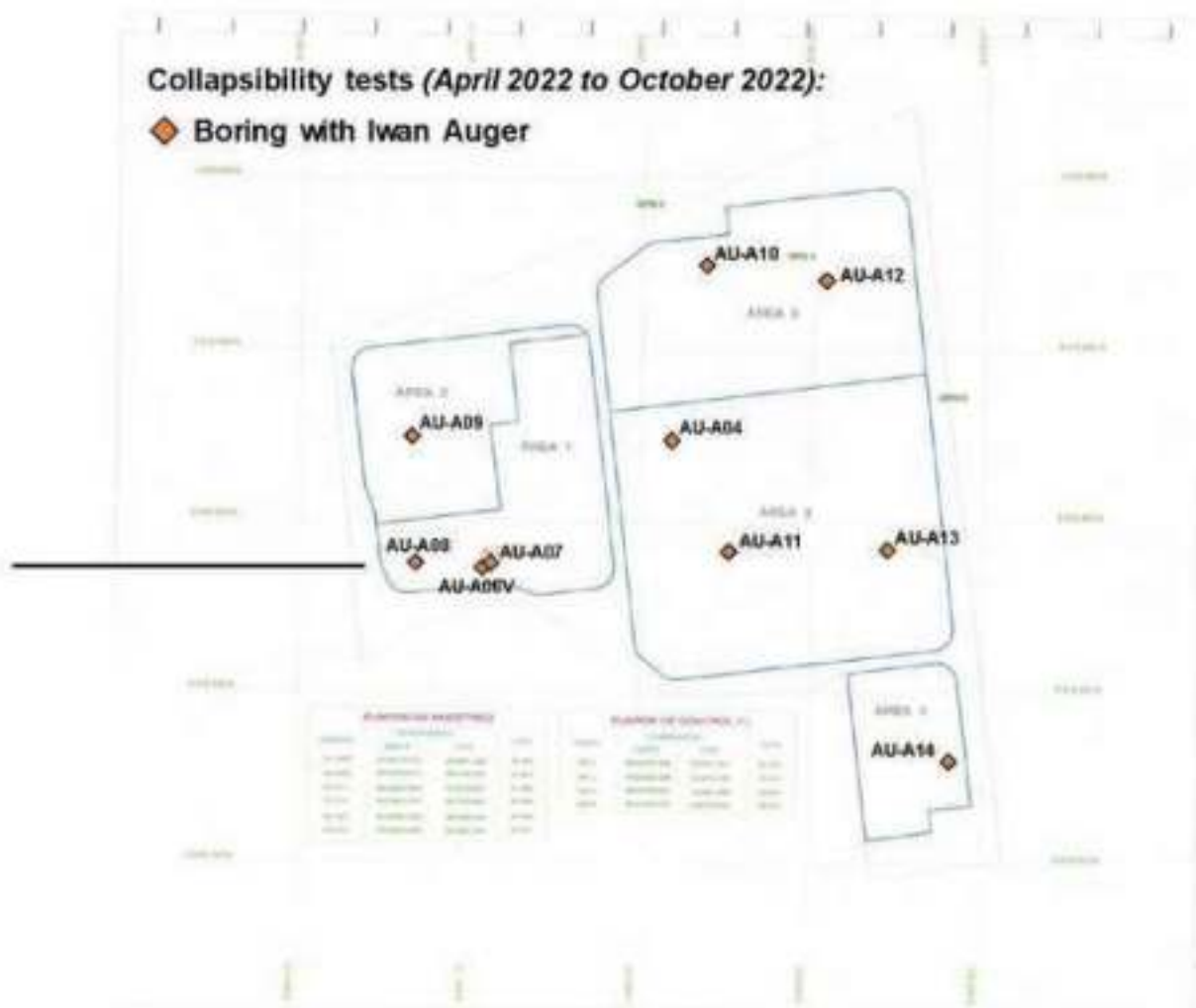


Figura 9. Ubicación de las muestras para las pruebas de colapsabilidad.

Como se recuerda, los suelos colapsables son suelos que experimentan un cambio repentino de volumen al humedecerse, con o sin carga adicional.

El potencial de colapsabilidad se calcula en base a la sección 6.1.3 del documento "Norma Técnica de Edificaciones E050: Suelos y Cimentaciones" [A].

Los resultados se extraen de la sección 3.2 del documento [6], los documentos [7] y [8] y la sección 4.3 del documento [9]. Los resultados se proporcionan en la tabla a continuación.

Área	Denominación	Potencial de Colapsabilidad (%)
Trial area	AU-04	2.7
1	AU-A06V	0.4
1	AU-A07	0.8
1	AU-A08	0.4
2	AU-A09	-
3	AU-A11	0.7
3	AU-A13	0.8
4	AU-A14	0.4
5	AU-A10	0.1
5	AU-A12	0.5

Tabla 2. Resultados del potencial de colapsabilidad.

El ensayo de la muestra AU-04 ejecutada en el área de prueba da un potencial de colapsabilidad en el rango de moderado, pero permanece inferior al criterio del 5%

La secuencia de trabajo de compactación dinámica se ha adaptado después de la prueba para aumentar la eficacia de la compactación y, en consecuencia, todas las demás pruebas colapsables ejecutadas posteriormente dentro de las obras principales han demostrado un potencial colapsable mitigado dentro del rango de "sin colapso" (<1 %) según el documento [A] para todas las pruebas.

Además de los resultados presentados en 5.1 y 5.2 y de las pruebas de ensayo, estos últimos resultados muestran la muy buena eficiencia de los trabajos de Compactación Dinámica realizados para la reducción del potencial de colapsabilidad del suelo del proyecto y podemos concluir con seguridad que el potencial colapsable del suelo del proyecto se ha reducido a "no colapsar" (<1%) según la definición del documento [A].

5.4. Ensayos de Caracterización

M&M CONSULTORES, También realizó ensayos de caracterización, en particular límites de Atterberg y peso unitario, en los diez terrenos muestreados. (AU-04, AU-A06V, AU-07, AU-08, AU-09, AU-A10, AU-A11, AU-A12, AU-A13, AU-A14). El límite líquido y la densidad natural seca permiten evaluar el potencial colapsable según el gráfico del documento Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones [A].

Los resultados se extraen del apéndice 3 del documento [6], los documentos [7] y [8] y el apéndice 1 del documento [9]. Los resultados se proporcionan en la tabla a continuación.

Área	Denominación	LL (%)	γ_d (g/cm ³)
Zona de Ensayo	AU-04	28	1.397
1	AU-A06V	44	1.411
1	AU-A07	51	1.318
1	AU-A08	46	1.482
2	AU-A09	40	1.583
3	AU-A11	25	1.681
3	AU-A13	36	1.369
4	AU-A14	23	1.574
5	AU-A10	26	1.613
5	AU-A12	24	1.76

Tabla 3. Resultados del Limite Liquido y densidad seca.

Es posible analizar la mitigación del potencial de colapsabilidad inducido por la Compactación Dinámica comparando los ensayos del reporte inicial del terreno [1] (realizado antes de los trabajos de Compactación Dinámica) en el gráfico colapsable de la Figura 10 y en el ensayo de la Tabla 3 (después de la Compactación Dinámica) en el gráfico de colapsabilidad de la Figura 11.

EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE COLAPSO

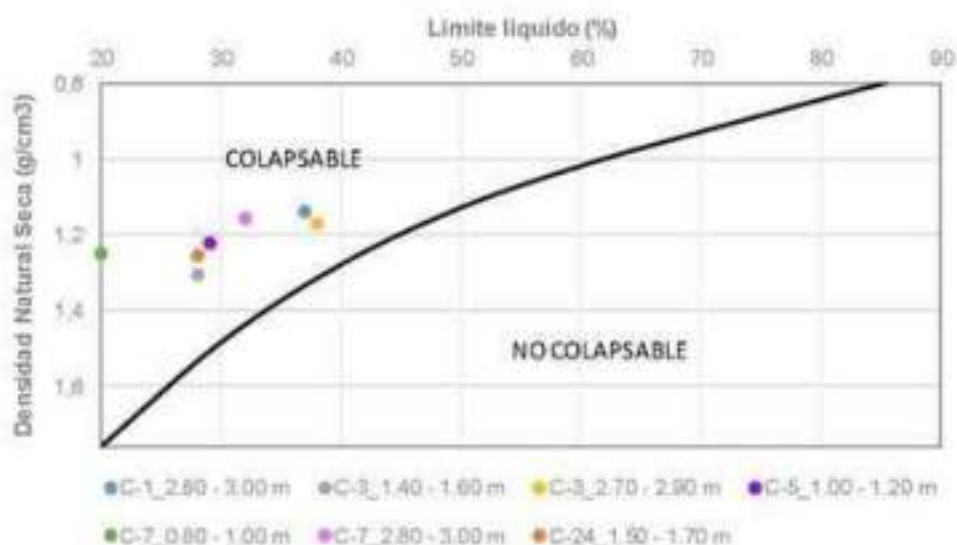


Figura 10. Muestras de suelo en gráficos colapsables antes de la compactación dinámica.



Figura 11. Muestras de suelo en gráficos colapsables después de la compactación dinámica.

Podemos observar que:

1. El ensayo de la muestra AU-04 ejecutado en la zona de pruebas está cerca al límite de la curva del gráfico de colapsabilidad (entre el potencial colapsable y no colapsable del terreno) indicando un potencial de colapsabilidad entre el rango "moderado" (< 5 %), por lo que sigue siendo inferior al criterio del 5%. Esto es consistente con los resultados de las pruebas de colapsabilidad directa en el área de prueba (5.3).
2. Todas las otras pruebas de colapsabilidad, a excepción del ensayo de la muestra AU-A14 ejecutado más tarde dentro de las obras principales (como recordatorio, la secuencia de trabajo de compactación dinámica se ha adaptado después de la prueba para aumentar la eficacia de la compactación) se encuentran en el área no colapsable, correspondiente a un potencial colapsable mitigado dentro del rango de "sin colapso" (<1%) según el documento [A]. Estos resultados corroboran los resultados directos de las pruebas de colapsabilidad dentro de los trabajos principales (ver §5.3).
3. La prueba de colapsabilidad directa realizada en el ensayo de muestra AU-A14 en el mismo lugar (ver §5.3) demuestra un potencial colapsable dentro del rango de "sin colapso" (<1%).

Como 5.3, los resultados de las pruebas de caracterización prueban de nuevo la reducción del potencial colapsable del suelo dentro del rango de "no colapso" (<1%) debido a la muy buena eficiencia de los trabajos de Compactación Dinámica (ver 5.1 y 5.2).

5.5. Prueba de placa de carga

M & M CONSULTORES realizó seis pruebas de carga de placas (PC-01V, PC-02V, PC-03, PC-04, PC-05, PC-06) en enero de 2018 para verificar el cumplimiento de las obras de CD (ver documento [9]). El procedimiento de la prueba de carga de la placa se explica en el documento [9].

La ubicación de las pruebas de carga de placas se presenta en la Figura 12 y en el apéndice 2 del documento [9].

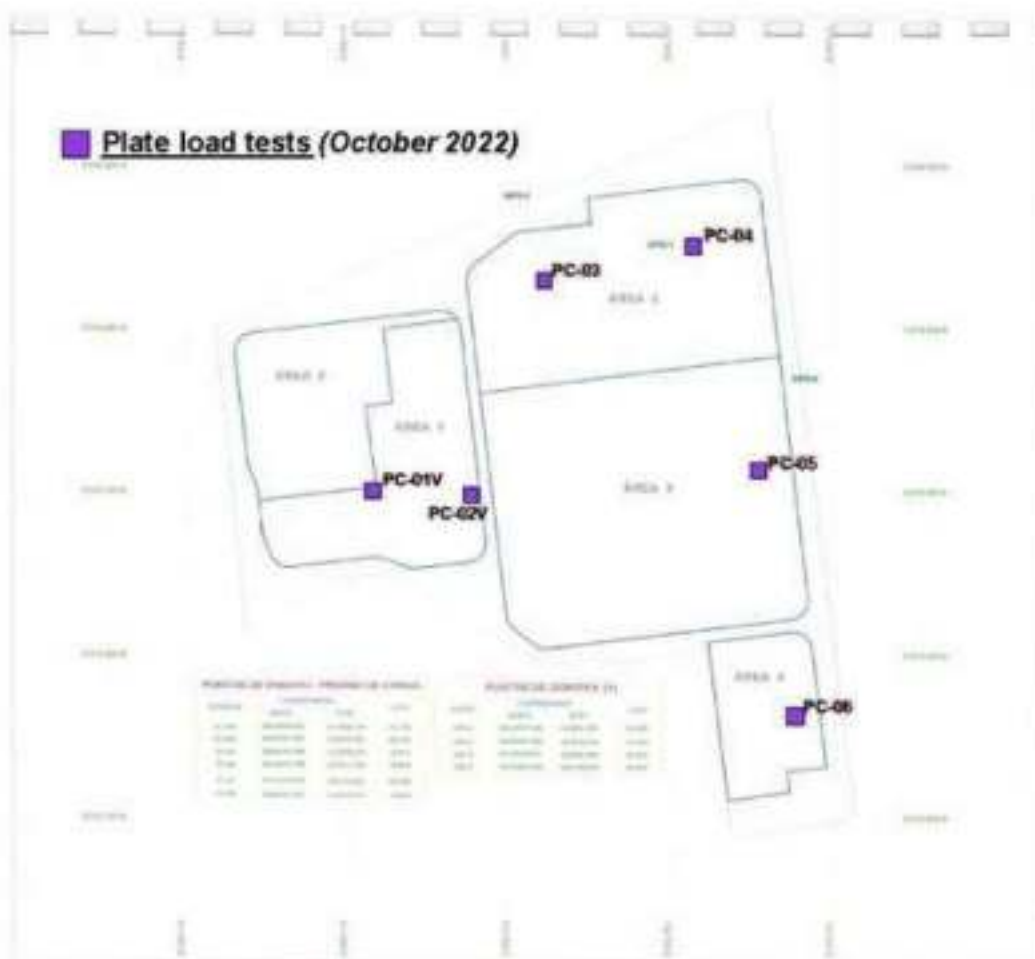


Figura 12. Ubicación de los ensayos de placa de carga en el Proyecto.

Los resultados se resumen en la sección 5.4 del documento [9] y en la tabla a continuación.

Los resultados directos de esas pruebas de carga de placas se presentan en la Tabla 4 a continuación:

Área	Denominación	Asentamiento de la placa bajo una carga de 200 kPa (mm)	
		Terreno con suelo natural	Terreno saturado
1	PC-01V	1.1	14.3
1	PC-02V	3.5	24.7
5	PC-03	0.6	1.4
5	PC-04	2.2	1.9
3	PC-05	1.5	2.2
4	PC-06	0.7	1.5

Tabla 4. Resultado de la placa de carga.

Las pruebas de carga de placas en suelo no saturado muestran un comportamiento muy bueno con asentamientos comprendidos entre 0,6 mm y 3,5 mm, que confirman una muy buena compactación de las capas superficiales (nivel base de la cimentación).

Sin embargo, no creemos que las pruebas con suelo saturado ni la correlación hecha para cimientos de 2 m x 2 m ni el cálculo del potencial de colapso que se deriva por M & M son relevantes o significativos por las siguientes razones:

1. Dado el tamaño pequeño de la placa (30 cm), durante la saturación del suelo de la superficie, una parte significativa del asentamiento adicional medido se debe solo al punzonamiento de la placa en la parte superior de la capa de terreno y no desde el colapso real de las demás capas inferiores. La ejecución de la prueba de carga de placa en el nivel inferior de la futura cimentación (como se presenta en el documento [9]) ha reducido este efecto de punzonamiento en comparación con la prueba de carga de placa inicial ejecutada desde el nivel de terreno natural, pero este efecto todavía está presente en esas pruebas como se puede ver en las imágenes a continuación. Con una base más grande (como una base de 2 m x 2 m después del relleno), este efecto de punzonamiento no ocurrirá.



Figura 13. Vista del terreno después de los ensayos de placa de carga.

2. La placa de tamaño pequeño (30 cm) también es demasiado pequeña para influir en las capas del suelo que se han identificado como colapsables. Por ejemplo, para las pruebas de carga de placa PC-01V, PC-02V, PC-03, los CPT posteriores a estas pruebas revelan que la capa colapsable es limo arenoso a arena arcillosa de menos de 1.0 m de espesor y se encuentra a una profundidad intermedia 2.0 m y 3.5 m. Como las pruebas de carga de la placa se han llevado a cabo a una profundidad de 1.0 m, la capa colapsable está de hecho fuera de la profundidad teórica de influencia de la placa (aproximadamente dos diámetros = 0,6 m). Esto también determina que una gran parte del asentamiento en saturación se debe al punzonamiento de la placa y no al colapso;
3. En teoría, la colapsabilidad del suelo de una determinada capa de terreno solo depende del esfuerzo aplicado, y no depende directamente del tamaño de la cimentación. La correlación utilizada por M & M crea una proporcionalidad directa entre el tamaño de la zapata y el potencial de colapso calculado, lo que es teóricamente incorrecto;
4. Además, se han realizado pruebas de colapsabilidad directa muy satisfactorias en un lugar muy cercano donde se ha medido el asentamiento significativo para la prueba de carga de placa con saturación (por ejemplo, AU-A5 (0,4%) y AU-A7 (0,8%) cerca PC-01V (14,3 mm) y PC-02V (24,7 mm) o AU-A12 (0,6%) cerca de PC-04 (19 mm);
5. Finalmente, como se detalla en 5.1 y 5.2, los resultados del CPT y los resultados de los asentamientos inducidos por la Compactación Dinámica han demostrado una buena compactación en esos mismos lugares.

6. CONCLUSION

Al final de los trabajos, se han realizado diferentes pruebas para verificar los objetivos en términos de resistencia del cono, establecidos en el informe de diseño (documento [4]), y el potencial colapsable bajo una carga de 200 kPa.

Como recordatorio, la resistencia media del cono para alcanzar después de que DC funcione fue: $q_{c,avg} > 6 \text{ MPa}$ para verificar y validar los requisitos del cliente.

- Asentamientos máximos permitidos: 25 mm por debajo de los cimientos;
- Capacidad de soporte del SLS requerida por debajo de las zapatas: 200 kPa.

El análisis de los resultados del CPT permitió cumplir con estos criterios para todo el sitio.

El análisis del CPT, las pruebas de colapsabilidad y el asentamiento inducido durante la compactación dinámica mostraron que el potencial colapsable restante se encuentra principalmente en el rango de "sin colapso" según el documento [A].

Por lo tanto, podemos concluir que los trabajos de compactación dinámica que se han ejecutado en el sitio permiten alcanzar los requisitos técnicos del cliente.