

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO DE PILOTES HELICOIDALES PARA EL
SOPORTE DE LA CIMENTACIÓN DE UNA TORRE DE
ALTA TENSIÓN**

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

AUTOR:

GIOVANNI MANUEL ANFOSSI CANALES

ASESOR:

JORGE VICTOR JOSÉ ZEGARRA PELLANNE

Lima, Enero, 2019

RESUMEN

Actualmente al evaluar las opciones de cimentación para una torre de alta tensión se suelen utilizar sistemas tradicionales de concreto armado. Esto representa un problema, pues en condiciones geográficas demandantes, como es el caso de la mayoría de líneas de transmisión, el costo de esta partida se eleva considerablemente y, en algunos casos, los tiempos de construcción pueden extenderse.

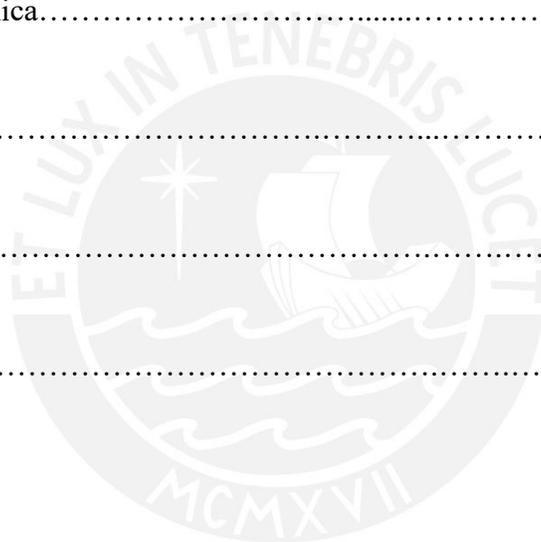
En esta tesis se plantea el uso de un sistema de pilotaje novedoso en Perú, el de pilotes helicoidales, fabricados de acero, con representación de la marca Chance™. Se obtuvieron valores de ensayos en campo realizados por M&M CONSULTORES, requeridos para el diseño del sistema, cumpliendo con proveer la capacidad de carga axial a compresión y a tracción requeridas por la torre de alta tensión evaluada en Tarapoto. Posterior a esto, se realizó el diseño de una zapata convencional de concreto armado y con el apoyo de las empresas EMIN GEOESTRUCTURAS y GRAÑA Y MONTERO, se pudo obtener un costo para ambos sistemas y así poder establecer una comparación económica.

Los resultados obtenidos fueron satisfactorios; los pilotes diseñados cumplieron las solicitudes de la torre hacia la cimentación para el tipo de terreno areno-limoso / areno-arcilloso característico del área evaluada dentro de la selva del Perú. El sistema mixto entre pilotes helicoidales con cabezal de concreto armado resultó ser mucho más competitivo económicamente respecto a ambas soluciones por separado.

INDICE DE CONTENIDO

| | |
|---|----|
| Capítulo 1: Introducción..... | 1 |
| 1.1 Problemática..... | 1 |
| 1.2 Antecedentes históricos..... | 1 |
| 1.3 Objetivos y alcances..... | 5 |
| 1.3.1 Objetivos específicos..... | 5 |
| 1.3.2 Alcances..... | 6 |
| 1.4 Metodología..... | 6 |
| Capítulo 2: Marco Teórico..... | 8 |
| 2.1 Capacidad portante del pilote helicoidal..... | 8 |
| 2.1.1 Método de la capacidad portante individual..... | 10 |
| 2.2 Capacidad a tracción..... | 15 |
| 2.3 Resistencia del fuste por fricción..... | 19 |
| 2.4 Torque mínimo de instalación..... | 20 |
| 2.5 Profundidad mínima..... | 22 |
| 2.6 Diseño por carga lateral..... | 22 |
| 2.7 Diseño por pandeo..... | 27 |
| 2.8 Consideraciones por corrosión..... | 31 |
| Capítulo 3: Diseño de Pilotes Helicoidales..... | 35 |
| 3.1 Diseño por carga axial..... | 51 |
| 3.1.1 Diseño a compresión..... | 51 |
| 3.1.2 Diseño a Tracción..... | 55 |
| 3.1.3 Corroboración mediante el uso del programa de cómputo HeliCap®..... | 57 |

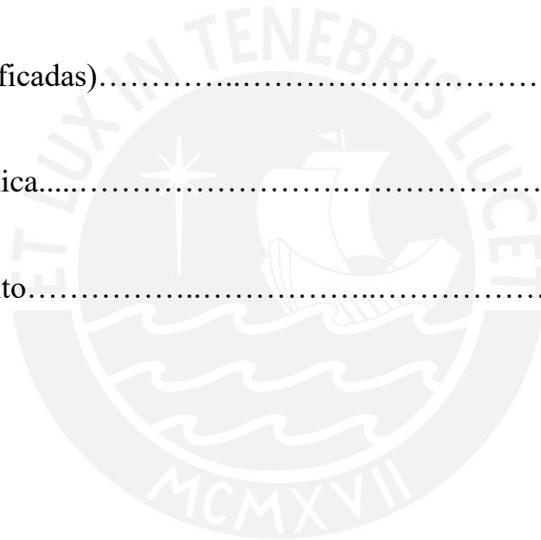
| | |
|--|----|
| 3.2 Cálculo del torque mínimo de instalación..... | 59 |
| 3.3 Cálculo de la profundidad mínima..... | 60 |
| 3.4 Diseño por carga lateral..... | 61 |
| 3.5 Diseño por pandeo..... | 64 |
| 3.6 Diseño por corrosión..... | 66 |
| | |
| Capítulo 4: Comparación Económica entre Sistema de Pilotes Helicoidales Chance® y Sistema Tradicional de Zapatas Aisladas..... | 67 |
| | |
| 4.1 Diseño de Zapata Aislada..... | 67 |
| 4.2 Comparación económica..... | 84 |
| | |
| Capítulo 5: Conclusiones..... | 88 |
| | |
| Capítulo 6: Bibliografía..... | 93 |
| | |
| Capítulo 7: Anexos..... | 95 |



INDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| 2.1 Valores de N_q , N_c y N_γ para distintos valores de ϕ en cimentaciones superficiales..... | 13 |
| 2.2 Coeficiente de Balasto – Valores típicos..... | 29 |
| 2.3 Tiempo de vida esperado para que ocurra un cambio por corrosión..... | 32 |
| 2.4 Propiedades electromecánicas de suelos levemente corrosivos..... | 32 |
| 2.5 Materiales para recubrimiento de acuerdo al control de corrosión..... | 34 |
| 3.1 Cargas a nivel de cimentación en cada para por tipo de torre..... | 36 |
| 3.2 Cargas a nivel de cimentación en cada para por tipo de torre..... | 37 |
| 3.3 Clasificación e información de los distintos tipos de fustes de AB Chance..... | 38 |
| 3.4 Profundidad a la que se ubican las hélices de acuerdo al ángulo de instalación..... | 40 |
| 3.5 Información del ensayo SPT..... | 42 |
| 3.6 Valores de N_{60} corregidos para cada estrato..... | 45 |
| 3.7 Iteración entre NAVFAC, DM-7 y Skempton (1986)..... | 48 |
| 3.8 Parámetros geotécnicos en cada estrato..... | 49 |
| 3.9 Ubicación y dimensiones de las hélices instaladas a 75° | 51 |
| 3.10 Parámetros geotécnicos para el diseño axial por compresión..... | 52 |

| | |
|---|----|
| 3.11 Resumen de resultados en diseño a compresión..... | 53 |
| 3.12 Resumen de resultados en diseño a tracción..... | 56 |
| 3.13a Resumen de resultados en HeliCap® a compresión..... | 57 |
| 3.13b Resumen de resultados en HeliCap® a tracción..... | 58 |
| 3.14 Profundidad mínima de instalación..... | 60 |
| 3.15 Resultados en Group® (Ensoft)..... | 64 |
| 4.1 Cargas últimas (amplificadas)..... | 82 |
| 4.2 Comparación económica..... | 84 |
| 4.3 Costo del sistema mixto..... | 86 |



INDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| 1.1 Partes de un pilote helicoidal..... | 2 |
| 1.2 Primer pilote helicoidal por Alexander Mitchell..... | 3 |
| 1.3 Faro de Maplin Sands..... | 4 |
| 1.4 Puertos ingleses cimentados en pilotes tipo tornillo..... | 4 |
| 2.1 Modos de falla de un pilote helicoidal..... | 8 |
| 2.2 Distribución de esfuerzos del método del cilindro de corte y método individual a compresión..... | 9 |
| 2.3 Valores de N_q de acuerdo al ángulo de fricción interna..... | 14 |
| 2.4 Distribución de esfuerzos del método del cilindro de corte y método individual a tracción..... | 15 |
| 2.5 Factor de ruptura en suelos cohesivos..... | 17 |
| 2.6 Modelo de falla a tracción en pilotes helicoidales instalados superficialmente..... | 18 |
| 2.7 Pilote con extremo superior libre en suelos cohesivos y no cohesivos..... | 24 |
| 2.8 Pilote con extremos superior fijo en suelos cohesivos y no cohesivos..... | 25 |
| 2.9 Ábaco de Broms en suelos granulares (a) y suelos cohesivos (b)..... | 26 |
| 2.10 U_{cr} vs $Imáx$ | 30 |

| | |
|---|----|
| 2.11 Condiciones de extremo en la superficie..... | 30 |
| 2.12 Corrosión del metal en suelos respecto al <i>pH</i> | 31 |
| 2.13 Efecto de la humedad en la resistividad del suelo..... | 33 |
| 3.1 Tipos comunes de torres de alta tensión de acuerdo a su capacidad..... | 35 |
| 3.2 Torre de 220kV tomada de referencia para los cálculos..... | 37 |
| 3.3 Esquema de cimentación instalada a 90°..... | 39 |
| 3.4 Esquema de la cimentación instalada a 90°..... | 40 |
| 3.5 Factor de Corrección C_R en función de la longitud de la sarta de barras..... | 43 |
| 3.6 Correlaciones de resistencia en suelos granulares..... | 46 |
| 3.7 Perfil de suelos del proyecto..... | 50 |
| 3.8 Esquema del comportamiento de los pilotes frente a la carga lateral..... | 61 |
| 3.9 Distribución de elementos – vista en planta..... | 62 |
| 3.10 Casos de carga..... | 63 |
| 4.1a Pre-dimensionamiento de la cimentación..... | 69 |
| 4.1b Pre-dimensionamiento de la cimentación: Vista en planta..... | 69 |
| 4.2 Modelos de capacidad al levantamiento..... | 78 |

4.3 Diagrama de interacción de la columna.....83

4.4 Procedimientos de instalación del sistema de pilotes helicoidales frente al sistema tradicional de concreto armado.....85



INDICE DE ECUACIONES

| | |
|--------------------|----|
| Ecuación 2.1..... | 10 |
| Ecuación 2.2..... | 10 |
| Ecuación 2.3..... | 11 |
| Ecuación 2.4..... | 12 |
| Ecuación 2.5..... | 12 |
| Ecuación 2.6..... | 12 |
| Ecuación 2.7..... | 14 |
| Ecuación 2.8..... | 16 |
| Ecuación 2.9..... | 17 |
| Ecuación 2.10..... | 19 |
| Ecuación 2.11..... | 20 |
| Ecuación 2.12..... | 24 |
| Ecuación 2.13..... | 24 |
| Ecuación 2.14..... | 25 |
| Ecuación 2.15..... | 25 |

Ecuación 2.16.....28

Ecuación 2.17.....28

Ecuación 2.18.....28



Capítulo 1: Introducción

1.1 Problemática

En la actualidad, en nuestro país la gran mayoría, si no todas, las torres de alta tensión se apoyan sobre cimentaciones convencionales de concreto. Dado que las líneas de transmisión eléctrica se encuentran en todo el país, ciertas localidades suponen un montaje no práctico debido al traslado de la maquinaria requerida, facilidad de acceso, disponibilidad de materiales de construcción, entre otras.

Esto genera la necesidad de búsqueda de nuevas tecnologías que puedan brindar los mismos resultados que se han obtenido hasta la fecha utilizando cimentaciones convencionales. Una tecnología que se aplica en Europa y Norte América desde hace 100 años y, que viene ganando aceptación en América del Sur, es la de pilotes helicoidales.

1.2 Antecedentes Históricos

Los pilotes helicoidales son cimentaciones de acero, introducidos en el suelo mediante rotación. Están conformados por una barra principal de acero con un juego de platos helicoidales, seguidos por extensiones del fuste de acuerdo al diseño, como se observa en la Figura 1.1. Son óptimos para solicitaciones que requieran cimentaciones que resistan esfuerzos tanto a tracción como a compresión. Hoy en día, su uso se extiende desde cimentaciones para estructuras comunes y especiales, hasta ser utilizados como anclajes en el sostenimiento de muros de concreto armado.

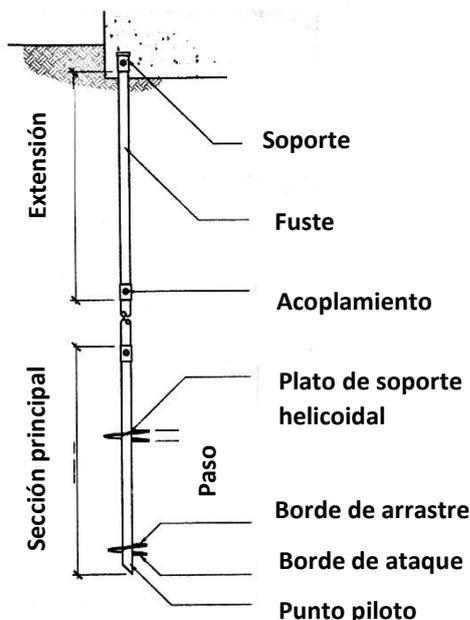


Figura 1.1 Partes de un pilote helicoidal.
 (Fuente: Helical Piles, A Practical Guide to Design and Installation)

No obstante, su presencia ha estado primordialmente en la industria de utilidad eléctrica y de telecomunicaciones, apoyando las torres que conforman las líneas de transmisión de estas.

En el libro “Helical Piles, A Practical Guide to Design and Installation”, Howard A. Perko señala que el primer registro del uso de un pilote helicoidal fue en 1836 por Alexander Mitchell, ingeniero civil nacido en Irlanda en 1780. Uno de los principales problemas que encontró en su vida fue el de cómo cimentar estructuras marinas en suelos de baja capacidad portante, como arrecifes de arena, marismas y bancos de estuarios de río. En 1832 mientras experimentaba con un velero que él mismo había fabricado, uniendo un bote y una vela que consistía en un tornillo de brida ancha cuya parte superior estaba cubierta de lona y la parte inferior descubierta, resultó que había colocado la punta libre en la tierra y un fuerte viento azotó la lona estancándolo de manera firme en el terreno. Fue ahí donde descubrió el principio del pilote tipo tornillo: había descubierto los pilotes helicoidales. Posterior a esto, alquiló un bote y junto a su

hijo salió al mar y plantó un mini pilote. Al día siguiente, antes de que la comunidad iniciara su jornada laboral diaria, salió a ver su experimento, descubriendo así que este había quedado fijo donde lo dejaron, pese a que la noche anterior el mar había estado fuerte. Un año después, en 1833, Mitchell patentó su invento en Londres, llamándolo “Pilote Tipo Tornillo” (“screw pile” en inglés). El esquema de esta temprana versión se muestra en la Figura 1.2. No sería hasta 1838 que Mitchell implementó su invento para la cimentación del faro de Maplin Sands, a orillas del río Támesis en Inglaterra. Esta consistió en la implantación de 9 pilotes, distribuidos octagonalmente con uno al centro (de 6 metros de longitud, un eje de 12.7 centímetros de diámetro y una hélice de 1.2 metros de diámetro). Este faro se ilustra en la Figura 1.3.

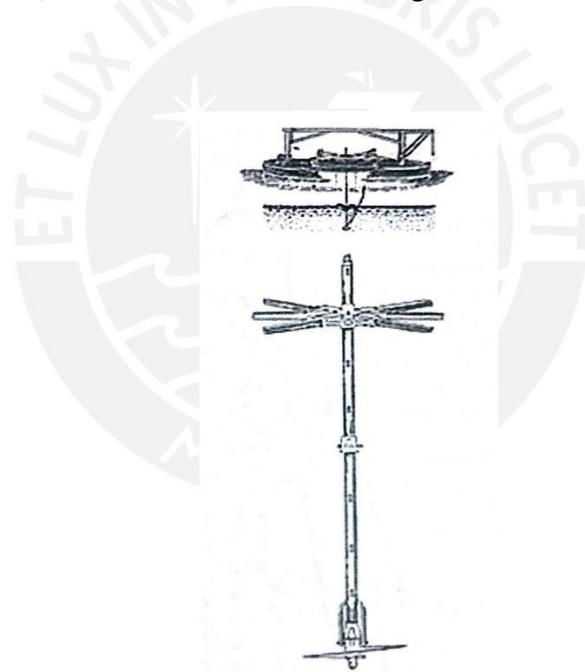


Figura 1.2 Primer pilote helicoidal por Alexander Mitchell
(Fuente: Helical Piles, A Practical Guide to Design and Installation)



Figura 1.3 Faro de Maplin Sands
(Fuente: Helical Piles, A Practical Guide to Design and Installation)

De ahí en adelante, de 1862 a 1872 se implementó en la construcción de puertos como el Puerto Margate, Puerto Eastbourne, Puerto Bournemouth y el Puerto Palace, todos ubicados en Inglaterra. En la Figura 1.4 se muestran tres puertos ingleses cimentados con pilotes tipo tornillo. Años más adelante, con la expansión del imperio británico serían utilizados como cimentación para puentes en distintos continentes, en localidades parte del imperio.

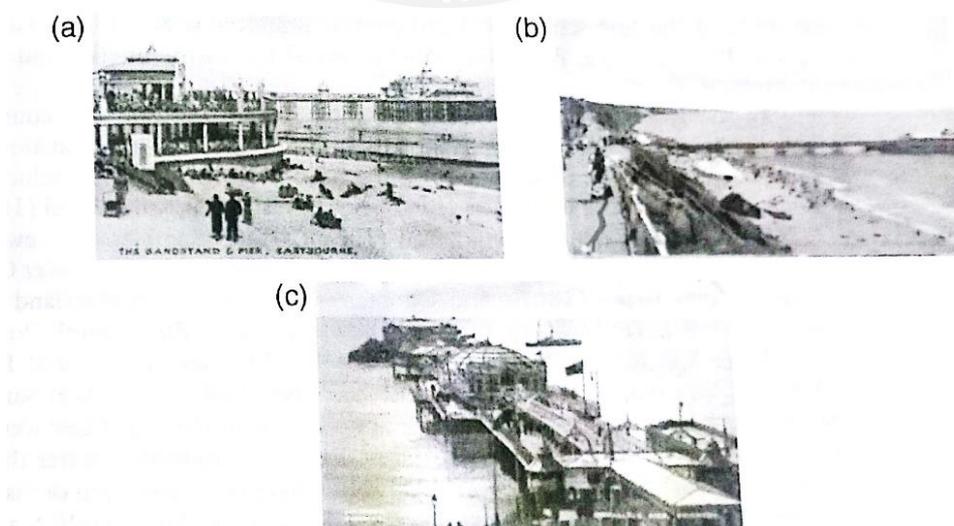


Figura 1.4 Puertos ingleses cimentados en pilotes tipo tornillo:
(a) Eastbourne, (b) Bournemouth y (c) Palace.
(Fuente: Helical Piles, A Practical Guide to Design and Installation)

En la actualidad, existen distintas compañías que fabrican este tipo de cimentación, una de ellas, y cuyos catálogos utilizaremos al momento de seleccionar el perfil de nuestro pilote, es AB Chance.

Entre los proyectos más recientes en América Latina, se encuentran las líneas de transmisión eléctrica de Brasil, en Río de Madeira, y en Chile, en la localidad de Entre Ríos.

1.3 Objetivos y Alcances

La presente tesis tiene como objetivo demostrar que el uso de pilotes helicoidales es una alternativa eficiente tanto en costo como en diseño en el soporte de torres de alta tensión, en especial en suelos blandos o sueltos de poca capacidad portante como es el caso evaluado. Para esto se utilizará información de cargas de una torre de 220 kV, de 25 metros de altura, brindadas por un ingeniero de Hubbell Power Systems.

1.3.1 Objetivos Específicos

- Definir la metodología de diseño.
- Recopilar la información de las características físicas y mecánicas del suelo requeridas para el diseño.
- Diseñar la cimentación utilizando pilotes helicoidales, de la empresa AB Chance, cuyos cálculos se encuentran en el Capítulo 3 de la presente tesis.
- Usar el programa HeliCap v2.0 para la corroboración del diseño por carga axial y el programa LPile o Group de Ensoft® para el diseño por carga lateral.
- Establecer una comparación de costo directo entre el uso de pilotes helicoidales y el de una zapata diseñada para soportar las mismas cargas.

1.3.2 Alcances

Es importante mencionar que el alcance de la presente tesis solo abarcará el análisis de la capacidad última en el diseño del pilote helicoidal. No se diseñará la unión entre la torre y el pilote ni el análisis estructural de la torre. Tampoco se brindará un análisis económico a detalle, pero si un indicador en porcentaje de qué tan eficiente es en cuanto a costo directo comparado a otra alternativa más convencional.

1.4 Metodología

Para poder realizar la siguiente tesis se define la siguiente metodología:

- Búsqueda bibliográfica: Esta etapa consiste en recopilación de diversas fuentes de información sobre la solución a emplear frente a la problemática planteada.
- Selección de un área de estudio: se establece como área de estudio un terreno en Tarapoto, en la región de San Martín.
- Ensayos en el suelo: Con el área definida, se realizan los ensayos necesarios para el diseño de pilotes helicoidales:
 - Ensayos SPT.
 - Ensayos de clasificación: granulometría, límites de Atterberg y contenido de humedad.
 - Ensayos químicos del suelo (contenido de sulfatos y cloruros).
- Selección de elemento a sostener y determinación de la sollicitación: Se define una torre de alta tensión como tal, y se obtendrán las cargas transmitidas por esta torre hacia el suelo. Esta información será brindada por Hubbell Power Systems.

- Diseño del pilote helicoidal: Con la información obtenida anteriormente se escoge un pilote helicoidal de los ofrecidos por AB Chance y luego de esto se realizan los cálculos necesarios para determinar lo siguiente:
 - Capacidad portante del pilote.
 - Capacidad a tracción del pilote.
 - Resistencia del fuste por fricción.
 - Corroboración del diseño utilizando el programa HeliCap® para carga axial.
 - Torque mínimo de instalación
 - Profundidad mínima de instalación.
 - Diseño por carga lateral (mediante el programa LPile o Group, según corresponda).
 - Diseño por pandeo.
 - Consideraciones por corrosión.
- Conclusiones: Finalmente se realiza una comparación entre lo obtenido mediante el programa HeliCap y los resultados teóricos, así como una comparación del costo directo entre el pilote helicoidal diseñado y el uso de una alternativa convencional y se establecen las conclusiones pertinentes al proyecto.

Capítulo 2: Marco Teórico

En este capítulo se discuten los métodos teóricos y las hipótesis asumidas para el diseño de un pilote helicoidal. Cuando se combinan estos cálculos con pruebas de carga in situ, el grado de confiabilidad del diseño es alto.

Entre las principales hipótesis que tomaremos como ciertas, no se considerará que la fricción entre el fuste y el suelo aporta en la capacidad de carga del pilote helicoidal ya que al ser una sección de acero la fricción aportada es relativamente pequeña, entonces se omitirá a fin de darle un factor de seguridad adicional al diseño.

2.1 Capacidad de Carga del Pilote Helicoidal:

Existen dos métodos que se utilizan al determinar la capacidad de carga: en uno se considera el aporte de cada hélice individualmente (Figura 2.1a) y, en el otro, el aporte de la hélice en la punta más la fricción a lo largo del cilindro de suelo encerrado dentro de la proyección de las hélices (Figura 2.1b):

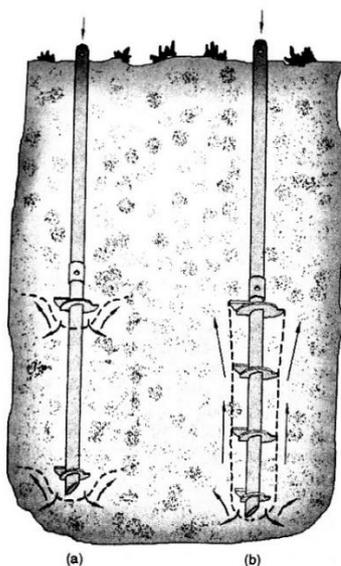


Figura 2.1 Modos de falla de un pilote helicoidal.
(Fuente: AB Chance, Technical Design Manual)

Para el primer caso es necesario que la distancia entre hélices sea por lo menos 3 veces el diámetro de la hélice superior, de lo contrario se tomaría el segundo caso. De acuerdo a AB Chance, en el “Technical Design Manual 2016”, esto se debe a que las presiones superpuestas por la hélice superior se atenúan al punto de ser despreciables cuando se considera el método individual; sin embargo, al considerar el método del cilindro de corte los esfuerzos se superponen. Esto es observado en la Figura 2.2.

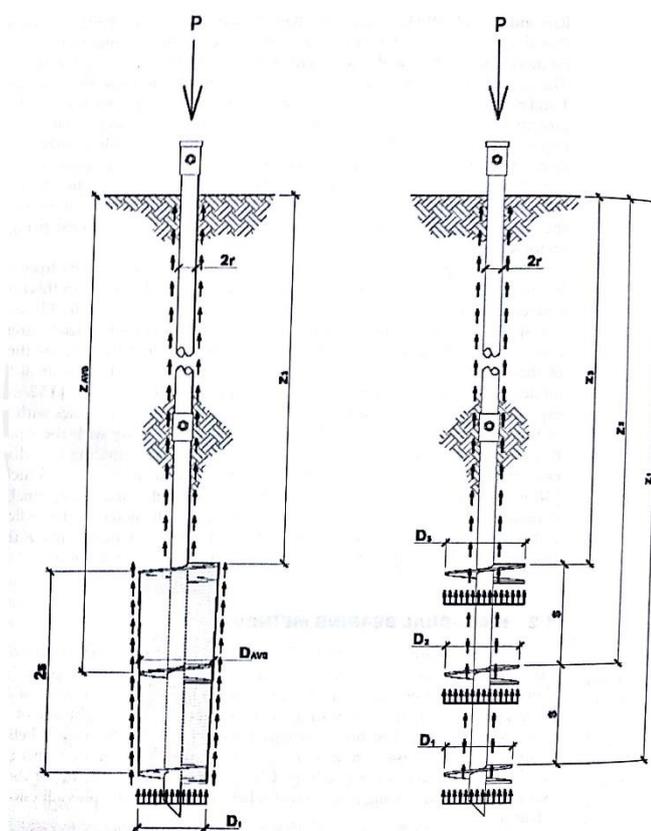


Figura 2.2 Distribución de esfuerzos del método del cilindro de corte y método individual a compresión.

(Fuente: AB Chance, Technical Design Manual)

Para el diseño, se ha decidido utilizar un factor de seguridad de 2, como es usual en distintas normas mundiales de cimentaciones profundas y considerar el aporte de las hélices individualmente, de acuerdo a lo recomendado por AB Chance.

2.1.1 Método de capacidad de carga individual

Este método asume que cada plato helicoidal trabajará individualmente transmitiendo la carga aplicada por la estructura hacia los estratos donde estos se encuentran. La fricción solo se generará a lo largo del fuste, pero como se mencionó anteriormente, esta será despreciada en los cálculos. Por lo tanto, la capacidad portante del pilote helicoidal quedará definida como:

$$Q_u = \sum Q_h \quad (2.1)$$

Donde:

Q_u : Resistencia última del pilote helicoidal.

Q_h : Resistencia individual de cada hélice.

A continuación, podemos obtener la resistencia individual aplicando la fórmula de Terzaghi (1943):

$$Q_h = A_h * (cN_c + q'N_q + 0.5\gamma BN_\gamma) \quad (2.2)$$

Donde:

A_h : Área de cada hélice

c : Cohesión del suelo (en el estrato de apoyo de la hélice)

q' : Sobrecarga efectiva a la profundidad de la hélice

γ : Peso específico del suelo ubicado bajo la hélice

B : Diámetro de cada hélice

N_c , N_q , N_γ : Coeficientes de capacidad de carga asociados a la cohesión, la sobrecarga y el peso del suelo.

En este caso, la sobrecarga efectiva es el esfuerzo efectivo a la profundidad de análisis, es decir, de la hélice. Por ello, q' quedaría definido por:

$$q' = \gamma z \quad (2.3)$$

Donde:

z : Profundidad de análisis.

En el “Technical Design Manual 2016” de AB Chance, se indica:

- El término que involucra N_c predomina en suelos cohesivos.
- El término que involucra N_q predomina en suelos no cohesivos.
- El término que involucra N_γ aumenta la capacidad estos últimos dos casos; sin embargo, este término también depende del ancho B y cuando es menor a 0.61m (2 pies) este término puede ser eliminado de la ecuación con un margen de error mínimo (Bowles, 1988).

Por lo tanto, este último término será obviado de los cálculos ya que, al ser las hélices menores al tamaño mencionado, su aporte será mínimo. Esto quiere decir que se desprecia parte de la resistencia, por lo tanto el FS obtenido es menor que el real.

Entonces, para el cálculo del valor de los coeficientes de capacidad de carga se debe definir si se trata de una instalación superficial o profunda. En el manual se indica que la línea que diferencia una de otra se encuentra entre 3 a 8 veces el diámetro. Para evitar tener problemas con instalaciones superficiales, se

recomienda como mínimo una relación de 5 veces el diámetro. Por ello, para instalaciones superficiales se tendrá que cumplir lo siguiente:

$$H/D \leq 5$$

Donde:

H: Profundidad a la que se encuentra la hélice.

D: Diámetro de la hélice.

Hay diversas ecuaciones para N_c , N_q y N_γ . Usaremos las ecuaciones de Skempton (1951):

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (2.4)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \phi' \quad (2.5)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) * \tan 1.40\phi' \quad (2.6)$$

Tabla 2.1. Valores de N_q , N_c y N_γ para distintos valores de ϕ en cimentaciones superficiales

| ϕ' | N_c | N_γ | N_q |
|---------|-------|------------|-------|
| 0 | 5.7 | 0.0 | 1.0 |
| 10 | 9.6 | 1.2 | 2.7 |
| 12 | 10.8 | 1.7 | 3.3 |
| 14 | 12.1 | 2.3 | 4.0 |
| 16 | 13.7 | 3.0 | 4.9 |
| 18 | 15.5 | 3.9 | 6.0 |
| 20 | 17.7 | 4.9 | 7.4 |
| 22 | 20.3 | 5.8 | 9.2 |
| 24 | 23.4 | 7.8 | 11.4 |
| 26 | 27.1 | 11.7 | 14.2 |
| 28 | 31.6 | 15.7 | 17.8 |
| 30 | 37.2 | 19.7 | 22.5 |
| 32 | 44.0 | 27.9 | 28.5 |
| 34 | 52.6 | 36.0 | 36.5 |
| 36 | 63.5 | 52.0 | 47.2 |
| 38 | 77.5 | 80.0 | 61.5 |
| 40 | 95.7 | 100.4 | 81.3 |
| 42 | 119.7 | 180.0 | 108.7 |
| 44 | 151.9 | 257.0 | 147.7 |
| 46 | 196.2 | 420.0 | 204.2 |
| 48 | 258.3 | 780.1 | 287.8 |

Fuente: AB Chance, Technical Design Manual, 2016

Ahora, si se tratase de una instalación profunda:

$$H/D > 5$$

Se utilizará un valor de $N_c = 9$ (si $\phi = 0$), típico en cimentaciones profundas y se tendrá que hallar N_q utilizando la siguiente ecuación de Meyerhof (1976) ajustada a

cimentaciones profundas; es decir, los valores de N_q están afectos a un coeficiente de 0.5 para aplicaciones a largo plazo:

$$N_q = 0,5 * (12\phi')^{\phi'/54} \quad (2.7)$$

Estos valores pueden ser apreciados en la siguiente Figura 2.3:

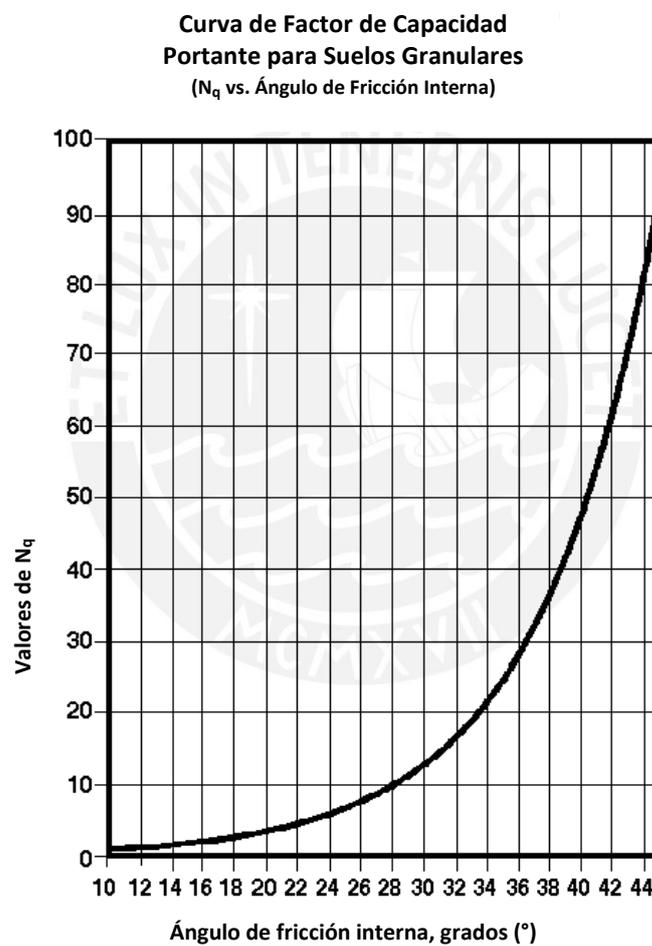


Figura 2.3 Valores de N_q de acuerdo al ángulo de fricción interna
(Fuente: AB Chance, Technical Design Manual)

2.2 Capacidad a Tracción

De acuerdo a A.B. Chance (1993b); Ghaly y Clemence (1998); la capacidad a tracción de un pilote helicoidal puede ser calculada siguiendo los mismos procedimientos para determinar la capacidad a compresión, siempre y cuando la profundidad de empotramiento permita este comportamiento en los pilotes. Además, *“la resistencia del suelo movilizado hacia arriba de la hélice es similar a la resistencia por corte movilizada bajo una cimentación profunda”*, Adams y Klym (1972). De manera análoga, también existen dos modos de falla dependiendo del espaciamiento de las hélices: método del cilindro de corte y método individual (Figura 2.4).

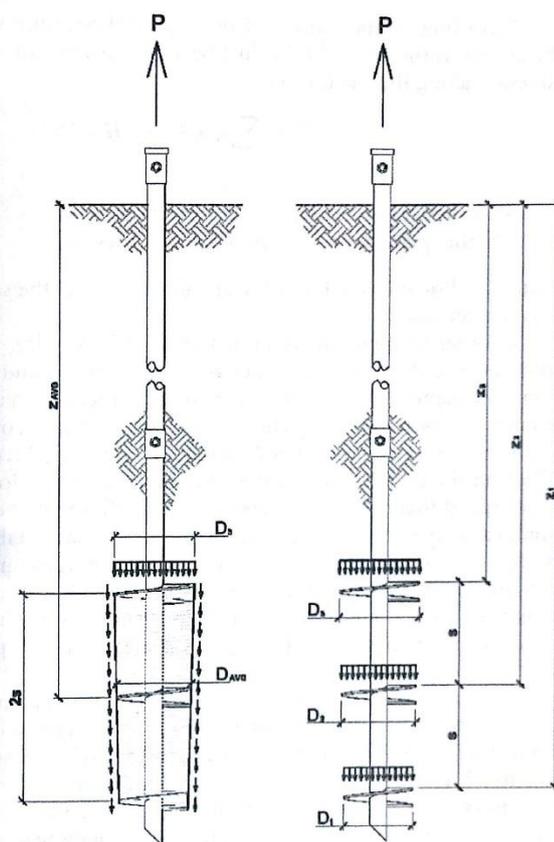


Figura 2.4 Distribución de esfuerzos del método del cilindro de corte y método individual a tracción.

(Fuente: AB Chance, Technical Design Manual)

Bajo este último concepto de Adams y Klym (1972), analizaremos la capacidad a tracción última del pilote helicoidal considerando el aporte de las hélices de manera individual. De igual manera que el cálculo de la capacidad a compresión última, existen dos tipos de instalación: superficial y profunda.

Para el caso de suelos cohesivos la diferencia está en lugar de utilizar el factor de capacidad de carga N_c se utilizará el factor de ruptura F_c , el cuál variará de 0 a 9 si se trata de una instalación superficial. Se define entonces el siguiente criterio para este tipo de instalación:

$$H/D \leq 7.5$$

En el caso de tener que $H/D > 7.5$ se considerará como una instalación profunda y el factor de ruptura (F_c) tomará un valor de 9 constante, al igual que en el caso de cimentaciones profundas en compresión donde N_c es igual a 9. Entonces, se define la siguiente expresión para el cálculo de la capacidad a tracción en suelos cohesivos (dónde $N_q = 1$ para $\phi = 0$):

$$Q_t = A_h * (cF_c + q') \quad (2.8)$$

Donde:

Q_t : Capacidad última a tracción.

c : Cohesión = Resistencia al corte no drenada = s_u

F_c : Factor de ruptura para $\phi' = 0$

q' : Sobrecarga efectiva.

Podemos observar la variación del F_c en la siguiente gráfica:

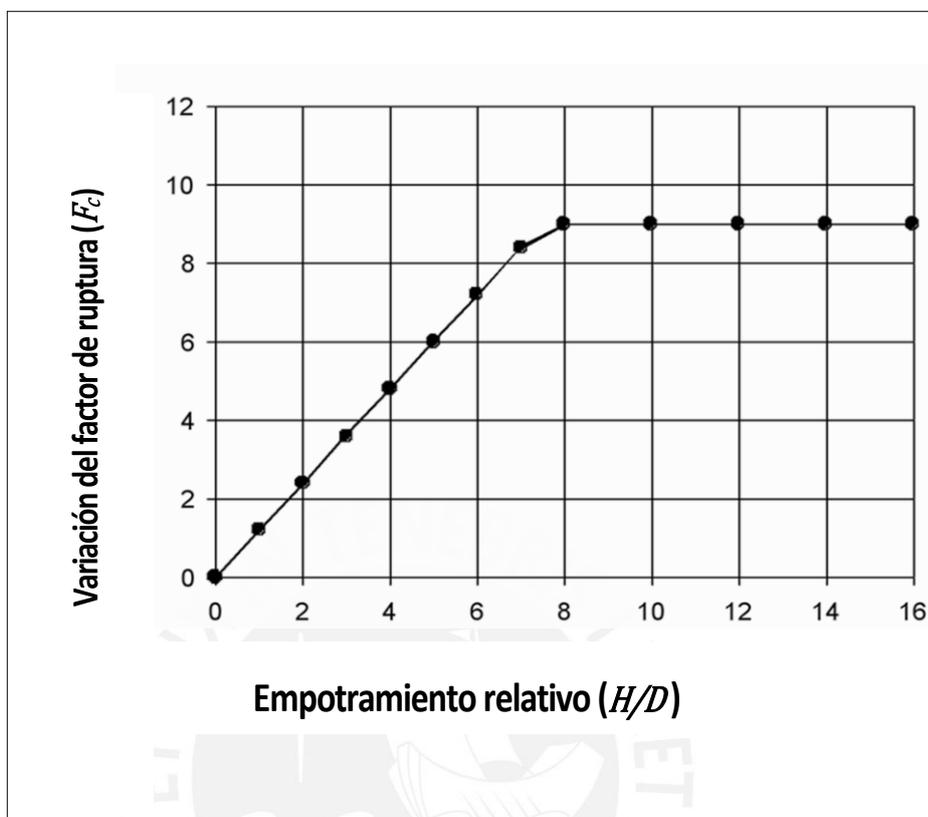


Figura 2.5 Factor de ruptura en suelos cohesivos
(Fuente: AB Chance, Technical Design Manual)

En el caso de suelos granulares, se sigue el mismo concepto de instalación superficial o profunda que en la capacidad a compresión. En caso sea superficial, la falla se extiende hasta la superficie formando un tronco de cono, por ello la expresión para calcular esta capacidad será:

$$Q_{HU} = W_s + \pi\gamma K_0 \tan \phi' \cos^2 \frac{\phi'}{2} \left(\frac{DH^2}{2} + \frac{H^3 \tan \frac{\phi'}{2}}{3} \right) \quad (2.9)$$

Donde:

Q_{HV} : Capacidad última a tracción de la hélice.

W_s : Peso del suelo dentro del cono truncado.

γ : Peso específico del suelo.

D : Diámetro de hélice.

H : Profundidad de hélice.

K_0 : Coeficiente de presión lateral. $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$

ϕ' : Ángulo de fricción interna del suelo.

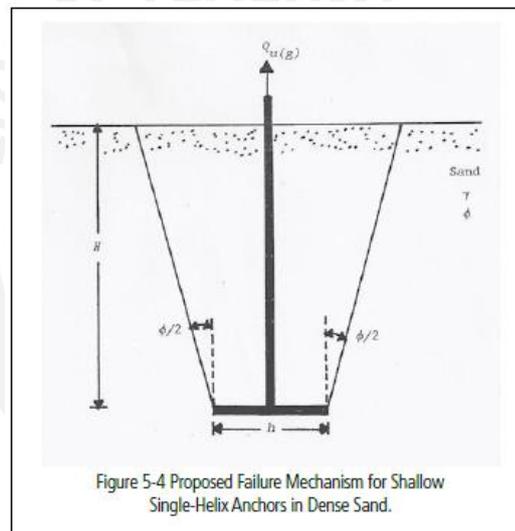


Figura 2.6. Modelo de falla a tracción en pilotes helicoidales instalados superficialmente.
(Fuente: AB Chance Technical Design Manual, 2016)

Para el caso de instalación profunda ($H/D > 5$) se sigue el mismo concepto de capacidad de carga a compresión, pero los parámetros a emplear serán determinados por el estrato donde se apoyarán las hélices, es decir, el estrato por encima de éstas.

2.3 Resistencia del Fuste por Fricción

Como se mencionó anteriormente, la resistencia a fricción del fuste se desprecia ya que es de un orden de magnitud mucho menor a la capacidad cortante de las hélices. Sin embargo, en el caso de utilizar mortero para aumentar la sección del pilote helicoidal con el fin de resistir mejor las cargas laterales y problemas por pandeo, esta fricción no es despreciable y se debe calcular. Esta capacidad por fricción se determina de la siguiente manera:

$$Q_f = \sum \pi \cdot D \cdot f \cdot \Delta L \quad (2.10)$$

Donde:

D : Diámetro del pilote con mortero.

f : Fricción y adhesión entre el suelo y el pilote.

ΔL : Distancia donde D y f son constantes.

Para el cálculo de f , utilizamos 3 tipos de consideraciones:

- Consideración 1: Para arenas y gravas

$$35^\circ < \phi < 45^\circ$$

$$f = q_h \cdot \tan \phi$$

- Consideración 2: Para suelos mixtos con

$$20^\circ < \phi < 30^\circ \text{ y } 0.10 < c < 0.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = q_h \cdot \sin \phi + c \cdot \cos \phi$$

- Consideración 3: Para arcillas y margas

$$f = c; \text{ para } 0.5 < c < 1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 1 \text{ kg/cm}^2; \text{ para } 1 < c < 2 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

$$q_h = K_o \cdot q_v$$

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi$$

2.4 Torque Mínimo de Instalación

Las hélices de los pilotes helicoidales sirven dos propósitos: proveer un medio de instalación (similar al de un taladro con un tornillo) y transferir la carga axial al estrato de apoyo, por lo tanto, el diseño apunta a estos dos. Por ello, AB Chance desarrolló una correlación empírica entre el torque mínimo que debe alcanzar el pilote helicoidal durante su instalación a fin de asegurar la capacidad axial última de diseño. Esta correlación no posee definición en el mundo tradicional de la geotecnia; sin embargo, ha sido corroborada en miles de proyectos a lo largo de Estados Unidos en las últimas décadas. Esta correlación empírica se determina de la siguiente manera:

$$\frac{Q_u}{T} = K_t \quad (2.11)$$

Donde:

Q_u : Resistencia última del pilote helicoidal.

T : Torque mínimo de instalación.

K_t : Relación empírica de torque.

Se puede observar que la relación entre el torque y la resistencia última del pilote helicoidal es directa y no depende del número de hélices o el tamaño de estas. Se deduce, entonces, que una hélice de menor diámetro puede alcanzar la misma capacidad que una mayor, si esta es instalada a una profundidad mayor.

En 1989, Hoyt y Clemence presentaron un artículo en este tema en la XII Conferencia Internacional en Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (XII ICSMFE). En este, se indicaban los siguientes coeficientes:

- Para fustes cuadrados, SS por sus siglas en inglés (*Square Shaft*), y redondos, RS por sus siglas en inglés (*Round Shaft*), menores a 89 mm de diámetro: $K_t = 33 \text{ m}^{-1}$.
- Para fustes redondos (RS) de 89 mm: $K_t = 23 \text{ m}^{-1}$.
- Para fustes redondos (RS) de 219 mm: $K_t = 9.8 \text{ m}^{-1}$.

Sin embargo, esta correlación no es constante ya que depende del tamaño y forma del fuste, espesor de la hélice y aplicación (compresión o tracción) por lo que puede variar entre 10 a 66 m^{-1} . Pese a esto, AB Chance tiene ciertas recomendaciones. Por ejemplo, nos dice que el K_t varía entre 33 a 43 m^{-1} para los fustes cuadrados (SS), siendo 33 m^{-1} el valor recomendado. Para fustes redondos, el valor de K_t varía de 10 a 30 m^{-1} , siendo 30 m^{-1} el valor a escoger para el RS2875, 23 m^{-1} para el RS3500.300 y 20 m^{-1} para el RS4500.337.

Los valores de K_t mencionados anteriormente tienen un mayor grado de confiabilidad en suelos densos ó duros, ya que en suelos sensitivos, sueltos o blandos se pierde parte de la capacidad portante al ser alterados, dando lugar a valores menores a los recomendados. Por este motivo, se recomienda siempre llegar a los estratos resistentes. En el caso de que esto no fuera posible, se deberán realizar todos los estudios necesarios para determinar la viabilidad del proyecto.

Finalmente, cabe resaltar que para que esta correlación sea válida, el pilote helicoidal debe ser introducido a una razón igual o similar al de un paso por revolución.

Fustes mayores a 219 mm difícilmente llegan a esta razón, por lo que no puede usarse en dichos casos la correlación para determinar la resistencia última.

2.5 Profundidad Mínima

Hubbell Power Systems, Inc. recomienda profundidades mínimas de 5 veces el diámetro de la hélice superior, desde esta hélice hasta el fondo de cimentación para asegurar el comportamiento de cimentación profunda. En casos donde existe presencia de nieve o suelos expansivos, debe considerarse una profundidad del tamaño de esta capa más 3 veces el diámetro de la hélice superior.

Para asegurar la falla individual, se considera además un espaciamiento de 3 veces el diámetro de la hélice inferior. Adicionalmente, existe una distancia de 0.15 metros entre la última hélice y la punta del pilote helicoidal (punto piloto).

Finalmente, dependeremos del perfil del suelo para determinar el estrato de apoyo de las hélices; es decir, tener una idea de la profundidad de instalación. Esta se concreta cuando se toman adicionalmente las consideraciones anteriores.

2.6 Diseño por Carga Lateral

En *AB Chance Technical Design Manual (2016)*, se menciona que si bien la función principal de una cimentación profunda es la de resistir cargas axiales, estas no son ajenas a recibir carga lateral sea por eventos sísmicos, sobrecargas, flujos de agua, cargas de viento, entre otras. La resistencia a cargas laterales estará definida entonces por el tipo de suelo y resistencia de este, y el área efectiva proyectada del fuste.

Debido a que el análisis por carga lateral es complicado, ya que la reacción contra el suelo depende del desplazamiento a lo largo del fuste, se recomienda utilizar

programas que utilicen métodos numéricos en una computadora como LPILE® ó GROUP® de ENSOFT Inc.

Abdelghany y Naggar (2010) y Sharnouby y Naggar (2011) aplicaron cargas cíclicas laterales a pilotes helicoidales de la marca AB Chance a fin de simular los efectos de sollicitaciones sísmicas. Se demostró entonces que fustes cuadrados (SS) están provistos de una capacidad de carga lateral muy baja; sin embargo, los fustes redondos (RS) pueden poseer una resistencia estructural significativa, en especial cuando el fuste es llenado de concreto. Para este último caso, la capacidad lateral es tal que se puede desplazar bastante manteniendo su capacidad axial.

AB Chance recomienda que para el caso de nuestro país, al ser un país de zona sísmica activa, se instalen los pilotes helicoidales de manera vertical. Uno de los métodos para realizar el cálculo manualmente y verificar que el esfuerzo que proporcionará el suelo lateralmente no hará fallar por desplazamiento al pilote helicoidal, es el método de Broms. Sin embargo, este método está condicionado por lo siguiente:

- El suelo es homogéneo, sea cohesivo o no cohesivo enteramente.
- El movimiento ocurrido es tal que la superficie de falla está totalmente movilizada.
- El elemento se encuentra instalado verticalmente; es decir, las fuerzas de reacción del suelo son horizontales.

Pese a estas limitaciones, el método ha sido utilizado ampliamente antes de la existencia de software capaz de analizar los diseños mediante métodos numéricos dando buenos resultados en la práctica.

A continuación se presenta el método propuesto por Broms (1964):

Condición de extremo libre

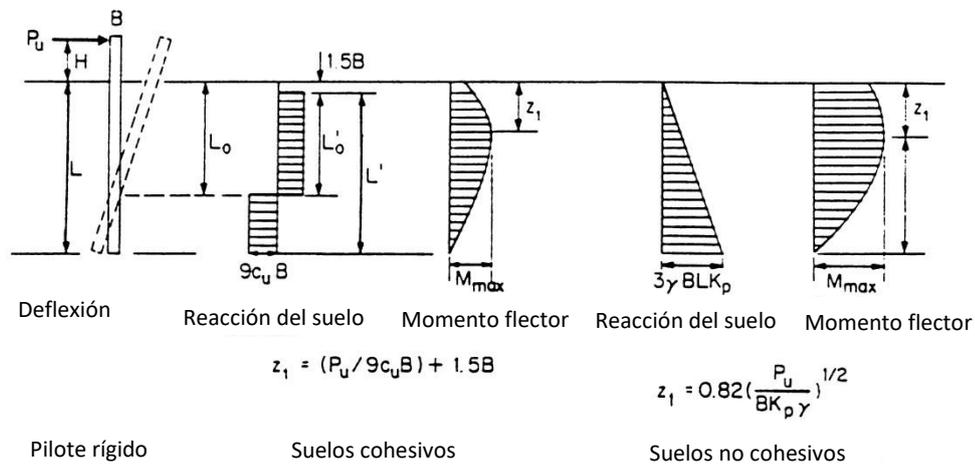


Figura 2.7 Pilote con extremo superior libre en suelos cohesivos y no cohesivos
(Fuente: FHWA, Drilled Shafts Manual)

Para suelos cohesivos:

$$P_u = \frac{L'_0{}^2 - 2 \cdot L'_0 \cdot L' + 0.5 \cdot L'^2}{L' + H + 1.5B} \cdot 9 \cdot C_u \cdot B \quad (2.12)$$

Para suelos no cohesivos:

$$P_u = \frac{0.5 \cdot B \cdot L^3 \cdot K_p \cdot \gamma'}{L + H} \quad (2.13)$$

Condición de extremo fijo:

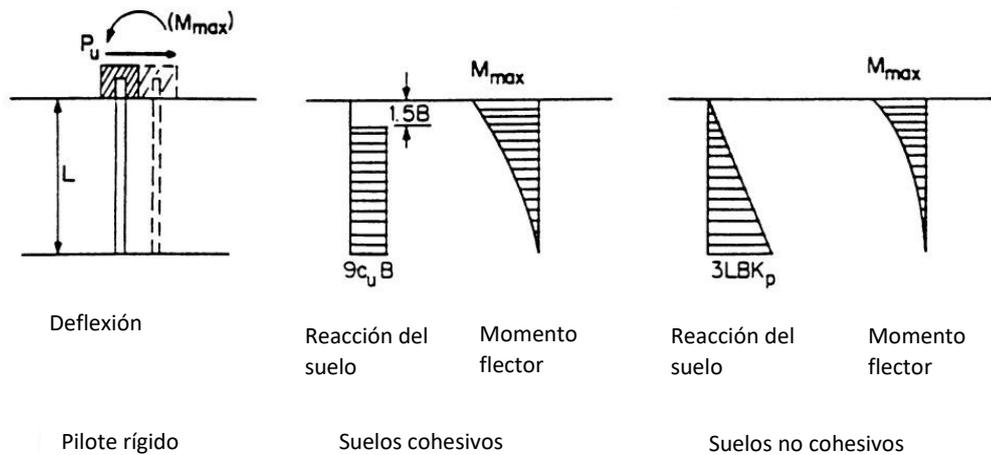


Figura 2.8 Pilote con extremo superior fijo en suelos cohesivos y no cohesivos
(Fuente: FHWA, Drilled Shafts Manual)

Para suelos cohesivos:

$$P_u = (L - 1.5B) \cdot (9 \cdot C_u \cdot B) \quad (2.14)$$

Para suelos no cohesivos:

$$P_u = 1.5 \cdot B \cdot L^2 \cdot K_p \cdot \gamma' \quad (2.15)$$

Donde:

P_u : Resistencia lateral última.

B : Diámetro del pilote

C_u : Cohesión no drenada del suelo.

K_p : Coeficiente de empuje pasivo de Rankine = $\tan^2 45 + \phi'/2$

γ' : Peso específico efectivo del suelo.

H : Distancia a de la superficie del terreno al punto de aplicación de la carga lateral.

L : Longitud empotrada del pilote.

$$L' = L - 1.5B$$

L_0 : Distancia desde la superficie al centro de rotación = $(H + 23L) / (2H + L)$

$$L'_0 = L' - 1.5B$$

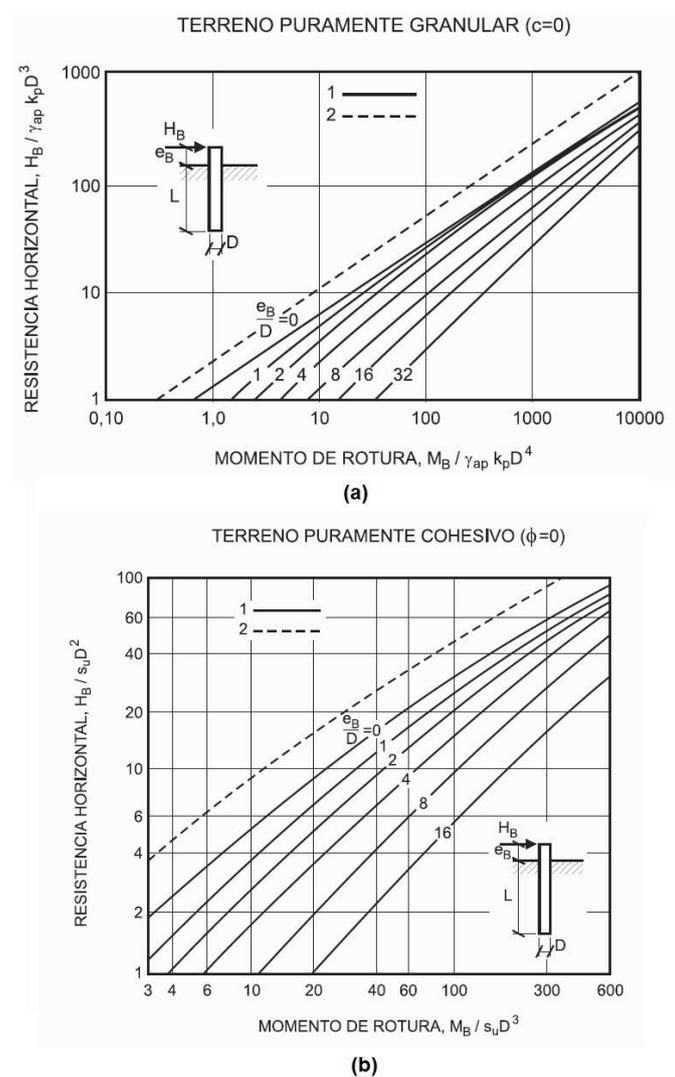


Figura 2.9 Ábacos de Broms en suelos granulares (a) y suelos cohesivos (b)
(Fuente: FHWA, Drilled Shafts Manual)

(Nota: En los ábacos, “1” para extremo libre, “2” para extremo fijo).

2.7 Diseño por Pandeo

En la literatura, de acuerdo a muchos investigadores, el diseño se ve condicionado por pandeo cuando el pilote se encuentra instalado en suelos de poca resistencia; es decir, con número de golpes por pie en el ensayo de penetración estándar bajo ($N < 5$), ya que no le proporcionará el confinamiento necesario al fuste para mantenerse firme cuando soporte la carga axial.

El análisis es más exacto utilizando programas de cómputo para determinar si se producirá pandeo o no en el elemento debido a que involucra parámetros tales como la sección del fuste, propiedades elásticas, resistencia y rigidez del acoplamiento, características del suelo y la excentricidad de la carga axial aplicada. El problema se hace más evidente en las siguientes situaciones, en especial en fustes cuadrados (SS):

- Cuando se instala un pilote en un estrato duro que subyace un estrato débil y la longitud del elemento es mayor a 6 metros.
- Cuando se instala un pilote en suelos que ante eventos sísmicos licúan.
- Cuando un pilote es sometido a una excentricidad alta sin el acoplamiento necesario.

En el siglo XVIII, Leonhard Euler definió la ecuación para encontrar la carga axial crítica en compresión que puede soportar una columna justo antes de pandearse.

Esta ecuación está delimitada de la siguiente manera:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L_u)^2}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del material de la columna.

I: Momento de inercia de la sección de la columna.

K : Parámetro dependiente de la condición del extremo de la columna.

L_u : Longitud libre.

Dado que las secciones de los pilotes helicoidales son muy delgadas, esto podría originar problemas por pandeo si tenemos en cuenta la ecuación anterior. Sin embargo, esto no ocurre ya que el elemento en mención no se encuentra en aire o agua, sino que está confinado por una matriz de suelo. Dicho esto, AB Chance nos propone como guía práctica que aquellos suelos con valores de N mayores a 4 proporcionarán un confinamiento y soporte adecuado para resistir el pandeo del pilote. Para los estratos en los que esta última condición no se cumpla, se puede realizar un cálculo mediante el método de Davisson (1963) ó, análogamente, utilizar los programas de cómputo, mencionados anteriormente, para realizar este análisis.

Continuando con lo anterior, procedemos a definir el método de Davisson: Se asume un comportamiento de carga axial constante a lo largo del fuste, esto implica que no habrá transferencia de carga debido a la fricción generada entre el fuste y el suelo.

Entonces:

$$P_{cr} = \frac{U_{cr} \cdot E_p \cdot I_p}{R^2} \quad (2.16)$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{k_h \cdot d}} \quad (2.17)$$

$$I_{max} = \frac{L}{R} \quad (2.18)$$

Donde:

P_{cr} : Carga axial crítica (última) que produce pandeo (kips).

E_p : Modulo de elasticidad del fuste del pilote helicoidal (psi).

I_p : Momento de inercia del fuste del pilote helicoidal (in^4).

k_h : Coeficiente de balasto (pci).

d : Diámetro del fuste del pilote helicoidal (in).

L : Longitud del fuste del pilote helicoidal en la que k_h es constante (in).

U_{cr} : Relación adimensional.

El valor del coeficiente de balasto lo podemos obtener de la siguiente tabla:

Tabla 2.2. Coeficiente de Balasto – Valores Típicos

| Descripción del suelo | Coeficiente de balasto (k_h) (pci) |
|------------------------------|--|
| Arcilla muy blanda | 15 - 20 |
| Arcilla blanda | 30 - 75 |
| Arena suelta | 20 |

Fuente: AB Chance, Technical Design Manual

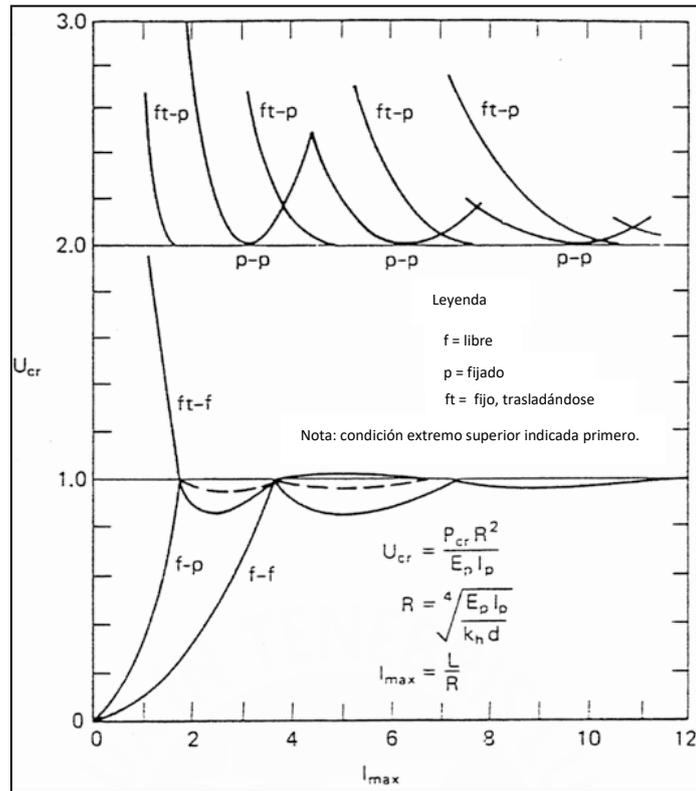


Figura 2.10 U_{cr} vs $l_{m\acute{a}x}$
 (Fuente: Drilled Shafts, Construction Procedures and LRFD Design Methods)

Las condiciones de extremo para la figura anterior se muestran a continuación en la Figura 2.11:

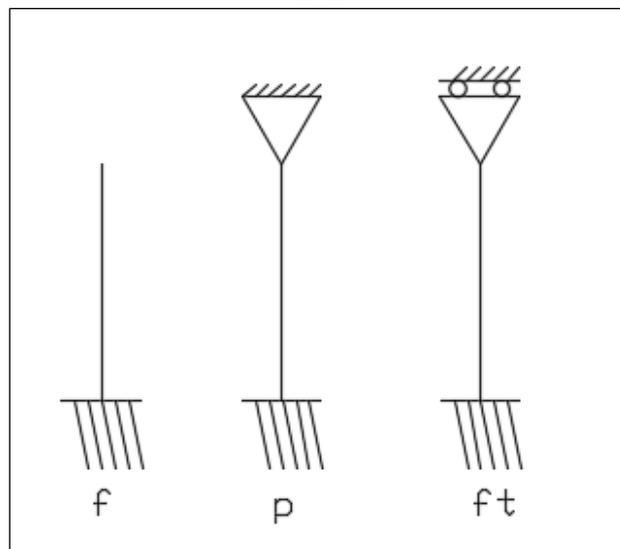


Figura 2.11 Condiciones de extremo en la superficie.
 (Elaboración propia)

2.8 Consideraciones por Corrosión

Para entender de manera correcta el siguiente acápite, es necesario que se defina el proceso de corrosión en sí. Romanoff (1957) estipuló: “Para que ocurra corrosión electroquímica tiene que existir una diferencia de potencial entre dos puntos que están eléctricamente conectados e inmersos en un electrolito. Cuando estas condiciones son alcanzadas, una pequeña corriente fluye desde el área del ánodo a través del electrolito al área del cátodo y luego, a través del metal para completar el circuito, y el área del ánodo es la que tiene el potencial más negativo, y es el área que se corroe a través de la pérdida de iones de metal en el electrolito. El área del cátodo, hacia la cual fluye la corriente a través del electrolito, está protegida de la corrosión debido al depósito de hidrógeno u otros iones que carga la corriente.”

Ya que el agua es el principal detonador en el caso de la corrosión, los suelos húmedos tendrán probablemente el efecto más desfavorable cuando se considera la posibilidad de corrosión. Otro factor importante es el del pH del suelo; ya que para suelos extremadamente ácidos ($pH < 4.5$) y fuertemente alcalinos ($pH > 9.5$), el ratio de corrosión es mayor comparado al resto.

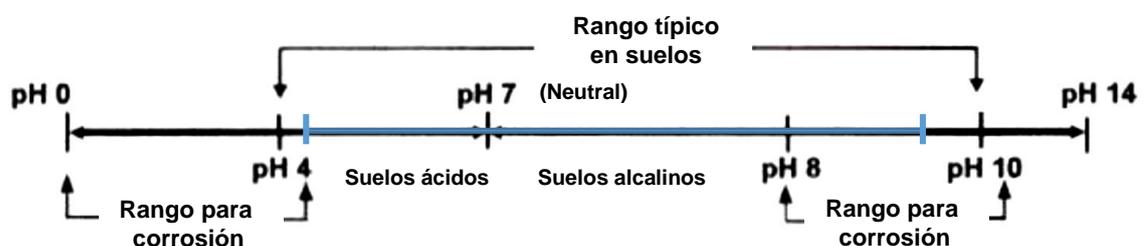


Figura 2.12 Corrosión del metal en suelos respecto al pH
(Fuente: *AB Chance Technical Design Manual*, 2016)

En *Helical Piles, A Practical Guide to Design and Installation*; Howard A. Perko menciona que un factor importante a considerar en el suelo es la resistividad de este, entonces nos dice lo siguiente respecto a la vida útil promedio del elemento:

Tabla 2.3. Tiempo de vida esperado para que ocurra un cambio por corrosión

| Resistividad (Ω/m) | Tiempo de vida esperado |
|-----------------------------|-------------------------|
| 0 – 20 | 30 años |
| 20 – 100 | 70 años |
| 100 – 300 | 55 años |
| >300 | 325 años |

Fuente: Howard A. Perko, Helical Piles A Practical Guide to Design and Installation

La vida útil promedio es amplificada aproximadamente 2.5 veces su valor original cuando se trata de elementos galvanizados. Bajo estos lineamientos y añadiendo algunos más, AASHTO nos indica los criterios bajo los cuales el diseño no presentará problemas por corrosión de importancia:

Tabla 2.4. Propiedades electromecánicas de suelos levemente corrosivos

| Propiedad | Ensayo | Criterio |
|------------------|-----------------|-----------------|
| Resistividad | AASHTO T-288-91 | > 30 Ω/m |
| pH | AASHTO T-289-91 | >5 < 10 |
| Sulfatos | AASHTO T-290-91 | 200 ppm |
| Cloruros | AASHTO T-291-91 | 100 ppm |
| Materia orgánica | AASHTO T-267-86 | 1% máximo |

Fuente: AB Chance, Technical Design Manual

Una forma de determinar la resistividad del suelo a partir del contenido de humedad, de acuerdo a Romanoff (1957), es utilizar la siguiente gráfica:

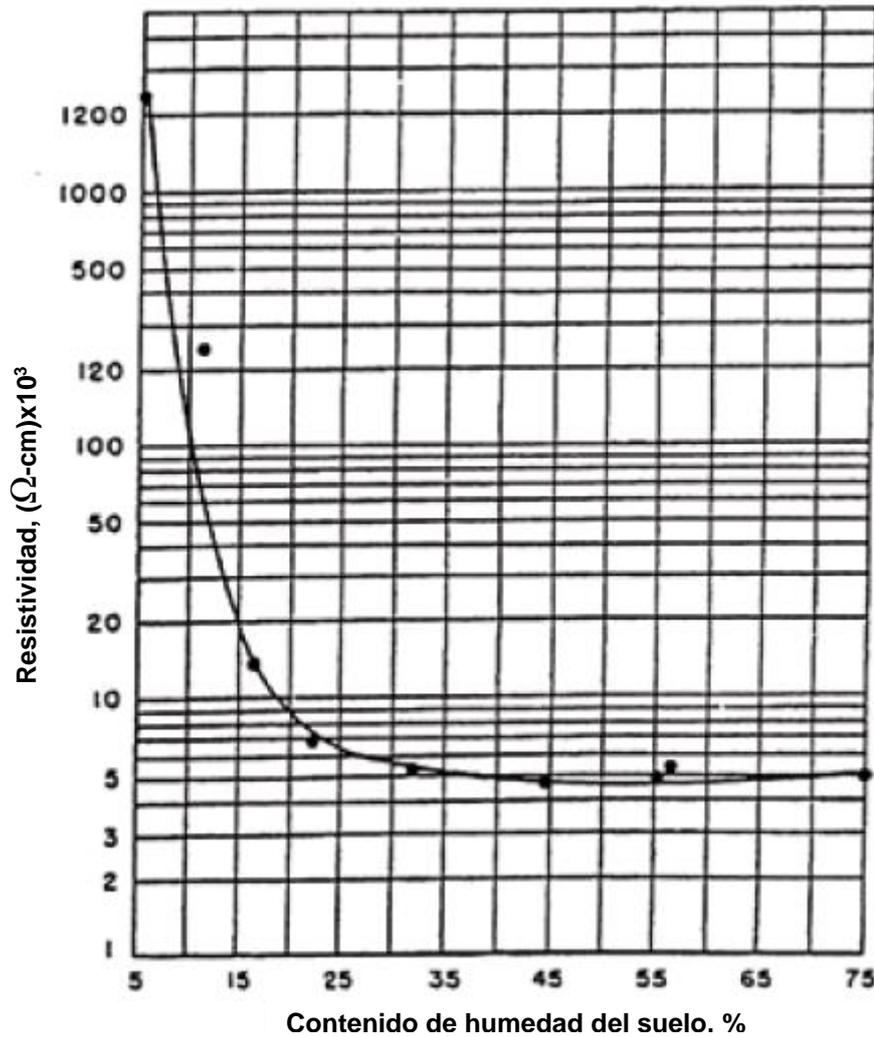


Figura 2.13 Efecto de la humedad en la resistividad del suelo.
(Fuente: Romanoff, 1957)

AB Chance propone 2 soluciones frente a la corrosión:

- Control pasivo: se utiliza en suelos donde el potencial de corrosión varía de leve a moderado. Generalmente, consiste en un máximo de corrosión permitida o en recubrimientos ya sean galvanizados o epóxicos. Este tipo de control es de bajo costo. La corrosión permitida máxima es de 1/8 de pulgada para el diámetro del fuste del pilote

helicoidal, este criterio es el más usado para determinar el tiempo de vida útil del material.

- Control activo: se utiliza en suelos donde el potencial de corrosión varía entre moderado y alto. Generalmente, consiste en la protección catódica utilizando ánodos expiatorios. Esto se logra conectando eléctricamente el pilote helicoidal a un ánodo seleccionado de un metal menos noble (como se observa en la tabla anterior, estos pueden ser magnesio, zinc, berilio, aluminio, entre otros). De esta forma se logra que este último material sacrifique sus ánodos con el fin de preservar los cátodos del material del fuste.
- A continuación, se detallan los materiales a utilizar en la galvanización dependiendo del tipo de control:

Tabla 2.5. Materiales para recubrimiento de acuerdo al control de corrosión

| Control Pasivo | | Control Activo |
|------------------------------|---------------------------|----------------------|
| Corrosión Leve | Corrosión Moderada | Corrosión Alta |
| Grafito | Acero inoxidable (activo) | Magnesio |
| Platino | Bronce de aluminio | Zinc |
| Titanio | Latón naval | Berilio |
| Acero inoxidable (pasivo) | Estaño | Aleación de aluminio |
| Plata | Cobre | Cadmio |

Fuente: Helical Piles, A Practical Guide to Design and Installation

Capítulo 3: Diseño de Pilotes Helicoidales

Para el diseño del pilote helicoidal en la presente tesis se ha considerado una torre de alta tensión de 220kV de 25 metros de altura (tipo 22SD1.1) como la que se muestra en las Figuras 3.1 y 3.2. El análisis estructural de esta es complejo y no se contempla dentro del alcance del presente documento. Por ello, la información de cargas en servicio fue proporcionada por la empresa Hubbell Power Systems, a través del ingeniero Francisco Cárcamo, Gerente de Desarrollo de Negocios Internacionales. Estas cargas consideran el peso propio de la torre, una sobrecarga por viento y la tensión que generan los cables que unen a las torres y se aprecian en la Tabla 3.1.

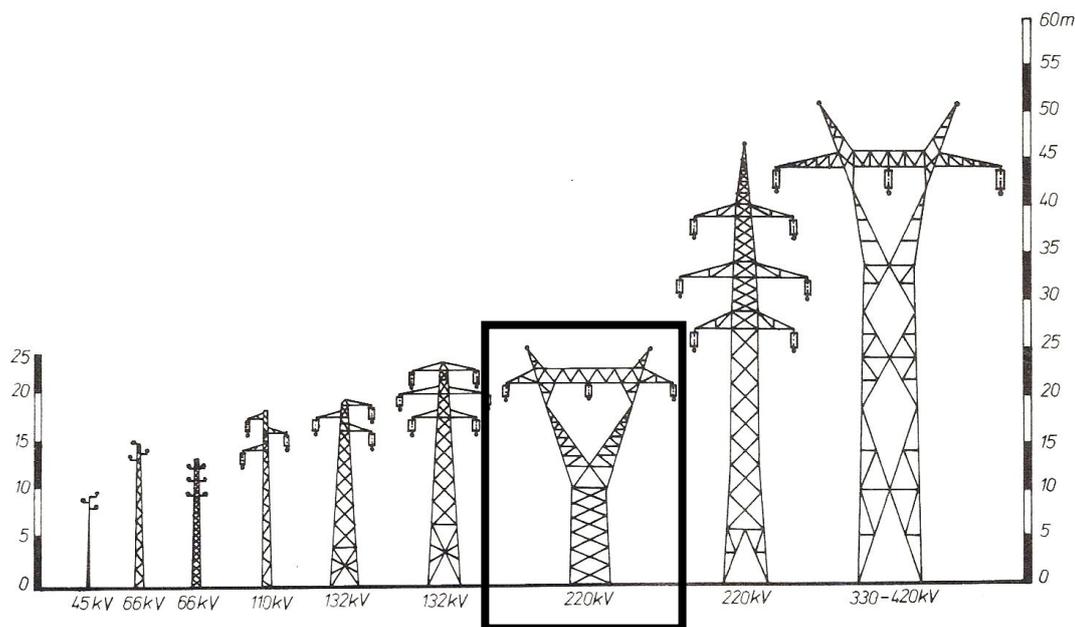


Figura 3.1. Tipos comunes de torres de alta tensión de acuerdo a su capacidad.
 (Fuente: <https://electricidad-viatger.blogspot.pe/2010/05/postes-de-alta-y-baja-tension-1.html>)

Tabla 3.1. Cargas a nivel de cimentación en cada pata por tipo de torre.

| ESTRUCTURA | | | Cargas de Servicio | | |
|------------|---------|----------|--------------------|----------------|----------------|
| ID | VÉRTICE | TIPO | Max Comp (tf) | Max Tracc (tf) | Max Corte (tf) |
| - | ML | ML-ER | | | |
| 2 | VS | 22RD90.2 | 89.15 | 77.82 | 21.69 |
| 3 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 4 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 5 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 6 | | 22RD90.5 | 79.19 | 73.38 | 21.52 |
| 7 | V1 | 22RD90.5 | 79.19 | 73.38 | 21.52 |
| 8 | | 22AD30.1 | 90.78 | 73.82 | 19.82 |
| 9 | | 22AD30.1 | 90.78 | 73.82 | 19.82 |
| 10 | V2 | 22AD70.1 | 129.92 | 116.28 | 28.89 |
| 11 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 12 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 13 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 14 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 15 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 16 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 17 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 18 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 19 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 20 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 21 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 22 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 23 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 24 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 25 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 26 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 27 | V3 | 22AD30.1 | 90.78 | 73.82 | 19.82 |
| 28 | V4 | 22AD30.1 | 90.78 | 73.82 | 19.82 |
| 29 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 30 | V5 | 22AD30.1 | 90.78 | 73.82 | 19.82 |
| 31 | V6 | 22AD30.1 | 90.78 | 73.82 | 19.82 |
| 32 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 33 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 34 | V7 | 22AD30.1 | 90.78 | 73.82 | 19.82 |
| 35 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 36 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 37 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 38 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 39 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 40 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 41 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 42 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 43 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 44 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 45 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 46 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 47 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 48 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 49 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 50 | V8 | 22RD90.5 | 79.19 | 73.38 | 21.52 |
| 51 | | 22RD90.5 | 79.19 | 73.38 | 21.52 |
| 52 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 53 | V9 | 22AD70.1 | 129.92 | 116.28 | 28.89 |
| 54 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 55 | V10 | 22RD90.5 | 79.19 | 73.38 | 21.52 |
| 56 | V11 | 22RD90.5 | 79.19 | 73.38 | 21.52 |
| 57 | | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 58 | V12 | 22FD.N | 71.9 | 67.46 | 12.41 |
| 59 | V13 | 22SD1.1 | 25.74 | 16.11 | 5.1 |
| 60 | VR | 22FD.N | 71.9 | 67.46 | 12.41 |
| 61 | ML | ML-ER | | | |



Figura 3.2. Torre de 220kV tomada de referencia para los cálculos.

(Fuente: <http://autopistaelectricano.blogspot.pe/2015/07/vuelve-el-proyecto-de-recrecimiento-de.html>)

De acuerdo a la información proporcionada, tenemos la siguiente tabla con información de cargas a nivel de cimentación por pata para una torre 22SD1.1:

Tabla 3.2. Cargas a nivel de cimentación

| Capacidad de Torre | $V_{\text{máx}}$ (ton) | $P_{\text{máx tracc.}}$ (ton) | $P_{\text{máx comp.}}$ (ton) |
|--------------------|------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| 220kV | 5.10 | -16.11 | 25.74 |

Fuente: Elaboración propia con base en el listado de cargas de la Tabla 3.1.

El diseño consistirá en uno o más pilotes por pata a fin de resistir lo que la torre solicite. Además, dependerá de la información geotécnica obtenida en el estudio de mecánica de suelos del terreno (SPT, ensayos de laboratorio, etc.) los cuales se encuentran en el Anexo A. Estos pilotes se conectarán a la torre mediante un soporte/braquete de conexión o un dado de concreto para poder transmitir las cargas y

conectarlos a la estructura. La elección del sistema a utilizar es enteramente del ingeniero estructural, por lo que no pertenece a los alcances de la presente tesis.

Algunas consideraciones para el cálculo:

- Debido a la esbeltez del pilote, la resistencia por fricción proporcionada se despreciará, por lo que solo trabajarán las hélices como si fueran “puntas” a distintas profundidades.
- Las hélices vienen de fábrica con un espaciado entre ellas, equivalente a 3 veces el diámetro anterior, por lo que se tomará en cuenta el método de falla individual para el cálculo de la capacidad de éstas, de acuerdo a lo visto en el Capítulo 2: Marco Teórico.
- No se tomará en consideración la carga en la punta del fuste, debido a que el área de esta es considerablemente menor a la de las hélices.

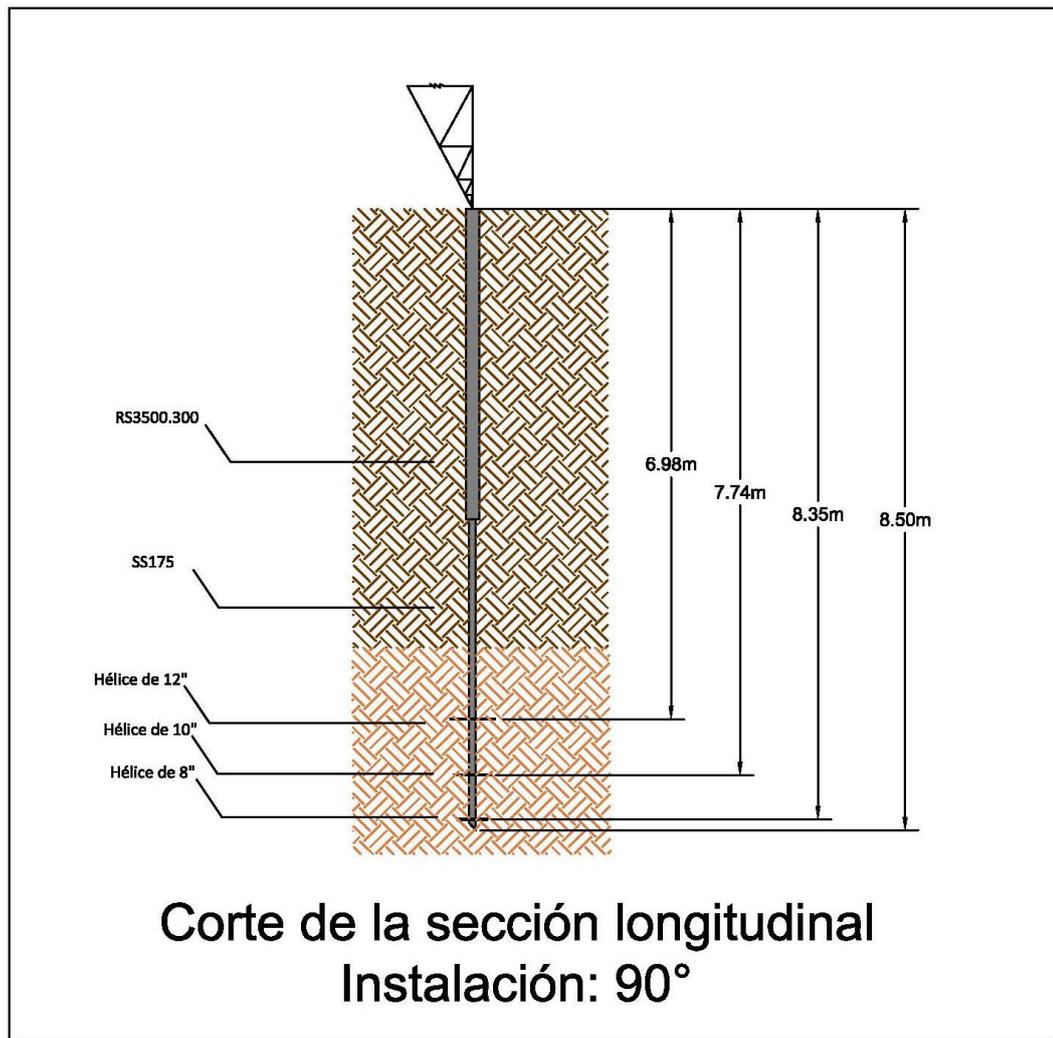
Se ha decidido utilizar un pilote helicoidal combo SS175-RS3500.300. La información respecto a estos fustes se encuentra en la Tabla 3.2. El pilote tendrá 8.50 metros (28 pies) de longitud y una configuración de tres hélices: 8”, 10” y 12” (203, 254 y 305 mm) tal como se muestra en la Figura 3.3.

Tabla 3.3. Clasificación e información de los distintos tipos de fustes de AB Chance

| TIPOS DE FUSTES | TAMAÑO in (mm) | TORQUE ÚLTIMO Ft-lb (N-m) | VALOR-N* MÁX. Arcilla | VALOR-N* MÁX. Arena |
|-----------------|-------------------|------------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| SS125 | 1-1/4 (32) | 4,000 (5,400) | 25 | 20 |
| SS5 | 1-1/2 (38) | 5,700 (7,730) | 40 | 30 |
| SS150 | 1-1/2 (38) | 7,000 (9,500) | 60 | 50 |
| SS175 | 1-3/4 (44) | 10,500 (14,240) | 65 | 65 |
| SS200 | 2 (51) | 16,000 (21,700) | <80 | <80 |
| SS225 | 2-1/4 (57) | 21,000 (28,475) | <80 | <80 |
| RS2875.203 | 2-7/8 (73) | 5,500 (7,500) | 25 | 20 |
| RS2875.276 | 2-7/8 (73) | 8,000 (10,847) | 25 | 20 |
| RS3500.300 | 3-1/2 (89) | 13,000 (17,600) | 25 | 20 |
| RS4500.337 | 4-1/2 (114) | 23,000 (31,200) | 30 | 25 |
| LDPP | | De acuerdo al fuste. | 30 | 30 |

*Valor-N ó Número de Golpes, del Ensayo de Penetración Estándar (SPT, ASTM D 1586)

Fuente: AB Chance, Technical Design Manual



**Figura 3.3. Esquema de la cimentación instalada a 90°
(Fuente: Elaboración propia)**

Sin embargo, este deberá ser instalado a 75° grados debido a que la resistencia lateral última del elemento es de 2 toneladas, entonces esta inclinación aportará parte de la resistencia axial como lateral. Se deben hallar las profundidades en las cuales se encontrarán las hélices para realizar los cálculos correspondientes a la capacidad de carga tanto a tracción como a compresión. Entonces, multiplicando las profundidades que se muestran en la figura anterior por el seno de 75° se obtienen las nuevas profundidades:

Tabla 3.4. Profundidad a la que se ubican las hélices de acuerdo al ángulo de instalación

| Profundidad a 90° | Hélice | Profundidad a 75° |
|-------------------|--------|-------------------|
| 6.98 | 12" | 6.74 |
| 7.74 | 10" | 7.48 |
| 8.35 | 8" | 8.07 |

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se tiene el siguiente esquema de instalación:

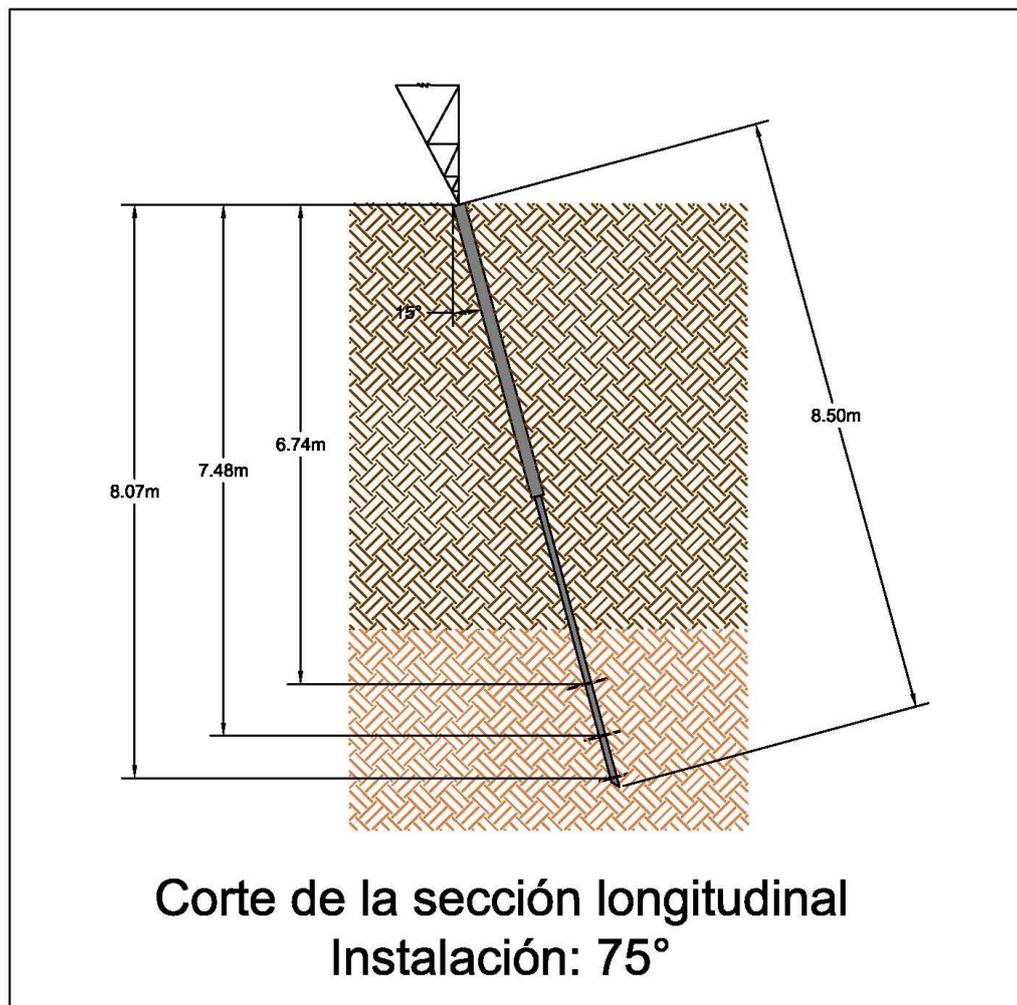


Figura 3.4. Esquema de la cimentación instalada a 75°
(Fuente: Elaboración propia)

El Anexo A contiene un estudio de mecánica de suelos (EMS) realizado por la empresa M y M Consultores S.R.L., en la ciudad de Tarapoto, en la región de San Martín. Este será utilizado como referencia para determinar las características geotécnicas del terreno y poder realizar los diseños correspondientes. De acuerdo a lo expresado en este, el terreno presenta una topografía plana en general con una pendiente ascendente de 2 a 3° en dirección Noreste. En este documento se detallan todos los ensayos realizados dentro del alcance del estudio; sin embargo, para el diseño de los pilotes helicoidales en esta tesis, se considerarán los siguientes: ensayos SPT (realizados en 2 perforaciones tipo wash boring de 11.05 y 11.50 metros de profundidad, denominadas P-1 y P-2, respectivamente), ensayos de granulometría y clasificación unificada, contenido de humedad, límites de Atterberg y ensayos químicos (contenido de sulfatos y cloruros).

En general el perfil de suelos encontrado en las perforaciones consiste en un relleno de arena fina limosa con restos de desmonte, basura y raíces hasta una profundidad de 0.20 metros, arenas arcillosas sueltas hasta una profundidad de 4.00 metros, seguidas de arenas arcillosas medianamente densas hasta una profundidad de 6.00 metros, subyacidas por arenas limosas medianamente densas hasta una profundidad de 9.00 metros. Finalmente, se encuentra un estrato de arenas limosas muy densas hasta la máxima profundidad de exploración a los 11.45 metros. No se registró presencia del nivel freático en las exploraciones realizadas.

Para el perfil de suelo del terreno a modelar para obtener los parámetros geotécnicos de diseño se ha decidido utilizar la información correspondiente a la perforación P-2 de los ensayos SPT realizados, dado que representa un promedio desfavorable de las condiciones del suelo en dicho terreno. Este perfil se puede apreciar en la Figura 3.7. En el estudio de mecánica de suelos, que se encuentra en el Anexo A, no se indica información sobre el peso unitario de los estratos ni el ángulo de fricción de éstos, por ello se utilizará la iteración entre la densidad relativa (D_r) hallada mediante la ecuación de Skempton (1986) y el gráfico planteado por el US NAVFAC DM-7 (1986) que se encuentra en la Figura 3.6.

Tabla 3.5. Información del ensayo SPT

| Prof. (m) | SUCS | N_{campo} | Long. Barra (m) |
|-------------|---------|--------------------|-----------------|
| 0.00-0.20 | Relleno | 2 | - |
| 1.00-1.45 | SC | 5 | 2.25 |
| 2.00-2.45 | SC | 5 | 3.85 |
| 3.00-3.45 | SC | 7 | 3.85 |
| 4.00-4.45 | SC | 13 | 5.45 |
| 5.00-5.45 | SC | 12 | 7.05 |
| 6.00-6.45 | SM | 22 | 7.05 |
| 7.00-7.45 | SM | 25 | 8.65 |
| 8.00-8.45 | SM | 27 | 10.25 |
| 9.00-9.45 | SM | 60 | 10.25 |
| 10.00-10.45 | SM | 94 | 11.85 |
| 11.00-11.45 | SM | 60 | 11.85 |

Fuente: Elaboración propia con base en el Estudio de Mecánica de Suelos

Como se observa en la tabla anterior, esto se realizará a partir del primer metro de profundidad en adelante, dado que anterior a este estrato no se cuenta con información del número de golpes del SPT. Para realizar estas iteraciones, se debe corregir el número de golpes para hallar el N_{60} con todas las correcciones. Estas son: C_E , C_R , C_B y C_s . Para ello se tiene lo siguiente:

- C_E : Corrección por energía. En el caso analizado $C_E = 1$, dado que el procedimiento de los ensayos SPT del EMS fue el tradicional.
- C_R : Corrección por la longitud de la sarta de barras empleadas (Rod length). Se emplea el factor de corrección de acuerdo a la siguiente gráfica:

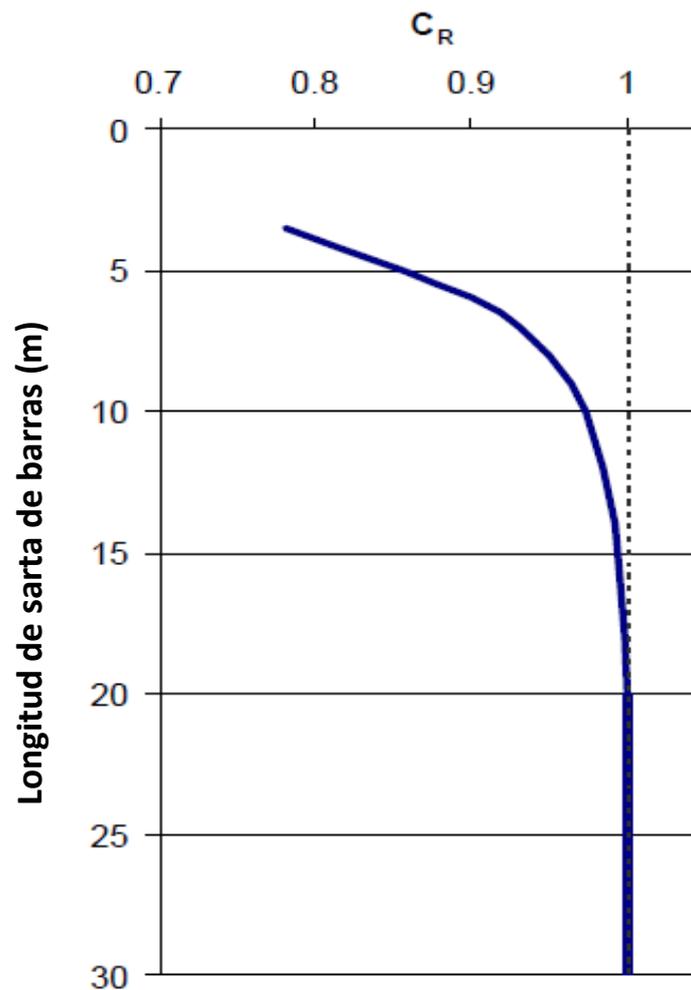


Figura 3.5. Factor de corrección C_R en función de la longitud de la sarta de barras. (Fuente: R.B. Seed et al. 2003, Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering)

- C_B : Corrección por diámetro. Se debe considerar lo siguiente:

- $C_B = 1$; $2.5'' \leq d_p^* \leq 4.5''$
- $C_B = 1.05$; $d_p \leq 6''$
- $C_B = 1.15$; $d_p \leq 8''$

**Diámetro de perforación.*

- C_S : Corrección por revestimiento del muestreador. En el caso analizado $C_S = 1$, dado que no se hace mención del uso de un revestimiento para el ensayo.

Entonces, de 1.00 a 1.45 metros de profundidad en el perfil de suelos analizado se tiene una arena arcillosa (SC) con número de golpes N_{spt} igual a 5. Se realizan las correcciones para el valor de N :

$C_E = 1$, dado que se utilizó el método tradicional (energía = 60%).

$C_B = 1$, dado que se utilizó un diámetro de 4.0''.

Como $L = 2.25\text{m}$; $C_R = 0.7164$.

$C_S = 1$, dado que no se utilizó revestimiento.

$$N_{60} = C_E * C_B * C_R * C_S * N$$

$$N_{60} = 1 * 1 * 0.7164 * 1 * 5$$

$$N_{60} = 3.58$$

Posterior a esto, se procede a hallar el valor corregido de N_{60} para cada estrato, lo que finalmente se ve representado en la siguiente tabla:

Tabla 3.6. Valores de N_{60} corregidos para cada estrato.

| Prof. (m) | SUCS | N | Long. Barra (m) | C_E | C_R | C_B | C_S | N_{60} |
|-----------|---------|----|-----------------|-------|-------|-------|-------|----------|
| 0 | Relleno | 2 | - | - | - | - | - | - |
| 1.30 | SC | 5 | 2.25 | 1 | 0.72 | 1 | 1 | 3.58 |
| 2.30 | SC | 5 | 3.85 | 1 | 0.80 | 1 | 1 | 3.99 |
| 3.30 | SC | 7 | 3.85 | 1 | 0.80 | 1 | 1 | 5.59 |
| 4.30 | SC | 13 | 5.45 | 1 | 0.89 | 1 | 1 | 11.57 |
| 5.30 | SC | 12 | 7.05 | 1 | 0.93 | 1 | 1 | 11.17 |
| 6.30 | SM | 22 | 7.05 | 1 | 0.93 | 1 | 1 | 20.47 |
| 7.30 | SM | 25 | 8.65 | 1 | 0.96 | 1 | 1 | 23.93 |
| 8.30 | SM | 27 | 10.25 | 1 | 0.97 | 1 | 1 | 26.26 |
| 9.30 | SM | 60 | 10.25 | 1 | 0.97 | 1 | 1 | 58.35 |
| 10.30 | SM | 94 | 11.85 | 1 | 0.98 | 1 | 1 | 92.01 |
| 11.30 | SM | 60 | 11.85 | 1 | 0.98 | 1 | 1 | 58.73 |

Fuente: Elaboración propia.

Para hallar el peso unitario y ángulo de fricción de cada estrato, se procede a realizar entonces la iteración mencionada anteriormente. Para ello se utilizarán las siguientes expresiones:

Skempton (1986):

Si $\sigma'_o \leq 0.346 \text{ kg/cm}^2$

$$D_r(\%) = 1.207 \sqrt{\frac{N_{60}}{32 + 28.24 * \sigma'_o}}$$

Si $\sigma'_o > 0.346 \text{ kg/cm}^2$

$$D_r(\%) = \frac{0.92}{\sqrt[4]{\sigma'_o}} * \sqrt{\frac{N_{60}}{32 + 28.24 * \sigma'_o}}$$

NAVFAC, DM-7:

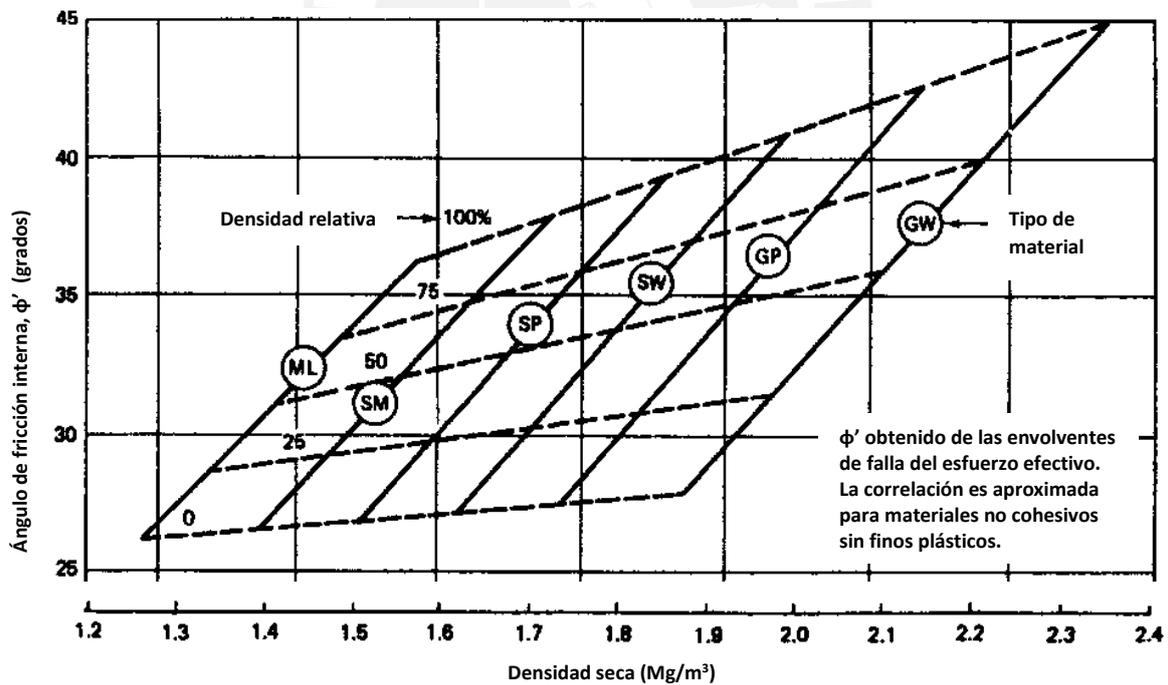


Figura 3.6. Correlaciones de resistencia en suelos granulares
(Fuente: US NAVFAC DM-7,1986)

Para las ecuaciones de Skempton (1986) se necesita calcular la presión efectiva al punto de análisis. Sin embargo, no se podrá calcular ésta ya que se desconoce el valor del peso específico para la capa de relleno de 20 cm. Pese a esto, los ensayos de laboratorio en este estrato demuestran que es un relleno básicamente conformado por arenas limosas y arenas gravosas con restos de algunos desmontes. En base a que es un relleno granular no controlado, se estimará el peso específico mediante unas relaciones al número de golpes de campo del SPT que se encuentran en el manual de diseño técnico de AB Chance. Aquí se indica que las siguientes expresiones fueron modificadas, respecto a las originales que figuran en el libro “Foundation Analysis and Design” (Bowles, 1988), de acuerdo a lo que la práctica sugiere. A continuación, la relación en mención:

- Si $N=0$, $\gamma = 1.04$ (ton/m³)
- Si $N > 0$ y $N \leq 7$, $\gamma = 0.96 + 0.08N$ (ton/m³)
- Si $N \geq 8$ y $N \leq 10$, $\gamma = 1.60$ (ton/m³)
- Si $N \geq 11$ y $N < 50$, $\gamma = 1.44 + 0.016N$ (ton/m³)
- Si $N \geq 50$, $\gamma = 2.24$ (ton/m³)

Asumiendo un valor de N igual a 2, se obtiene lo siguiente:

$$\gamma = 0.96 + 0.08N$$

$$\gamma = 0.96 + 0.08*2$$

$$\gamma = 1.12 \text{ ton/m}^3$$

Ahora, se procede a estimar el peso específico y ángulo de fricción interna de los estratos siguientes. Para ejemplo del cálculo, se tomará el primer estrato de 0.2 a 4.00 metros. Dado que lo que se encuentra a esta profundidad es una arena arcillosa (SC), se utilizará la línea correspondiente del NAVFAC, DM-7 correspondiente a una arena limosa (SM). Asumiendo un valor de D_r igual a 50% para este estrato, se calcula el peso específico seco del estrato:

$$\gamma_d = 1.55 \frac{gr}{cm^3}$$

Se toma un valor de N_{60} promedio en todo el estrato, los valores que se encuentran dentro de este son: 3.58, 3.99 y 5.59, cuyo promedio es de 4.39. Posterior a esto, se calcula el valor de D_r mediante la ecuación de Skempton (1986), verificando primero el valor de σ'_o para emplear la ecuación adecuada.

Se observa que la D_r asumida de 50% no es la misma que la calculada con la expresión de Skempton (1986). Por ello, se procede a realizar el mismo procedimiento asumiendo ahora un valor de D_r igual a 38.7%. Realizando esta iteración hasta que el valor de D_r asumido y D_r calculado converjan se obtiene el siguiente cuadro:

Tabla 3.7. Iteración entre NAVFAC, DM-7 y Skempton (1986) para un estrato.

| Estrato 1-3 | | SC | w(%) | 10.9% | N_{60} | 4.39 | | | |
|----------------|-----------|-----------|----------------------------------|--------------------------------|-------------|-----------|------------|------------------|--|
| Prof. Inicio | Iteración | D_r (%) | γ_d (kg/cm ³) | γ (kg/cm ³) | σ'_v | D_r (%) | ϕ (°) | ΔD_r (%) | |
| 0.20 | 1 | 50.0 | 1.55 | 1.72 | 0.349 | 38.7 | - | -22.5 | |
| Prof. Análisis | 2 | 38.7 | 1.51 | 1.68 | 0.342 | 39.2 | - | 1.1 | |
| 2.10 | 3 | 39.2 | 1.52 | 1.68 | 0.342 | 39.2 | 30.5 | 0.0 | |

Fuente: Elaboración propia.

Realizando esto para el resto de estratos, se obtienen los siguientes parámetros para el perfil de suelos:

Tabla 3.8. Parámetros geotécnicos en cada estrato.

| Profundidad (m) | SUCS | N | ϕ (°) | γ (ton/m ³) |
|-----------------|---------|-------|------------|--------------------------------|
| 0 – 0.20 | RELLENO | 2.00 | - | 1.12 |
| 0.20-4.00 | SC | 4.39 | 30.5 | 1.68 |
| 4.00-6.00 | SC | 11.37 | 31.0 | 1.70 |
| 6.00-9.20 | SM | 23.55 | 31.9 | 1.69 |
| 9.20-11.50 | SM | 50.00 | 34.6 | 1.81 |

Fuente: Elaboración propia.

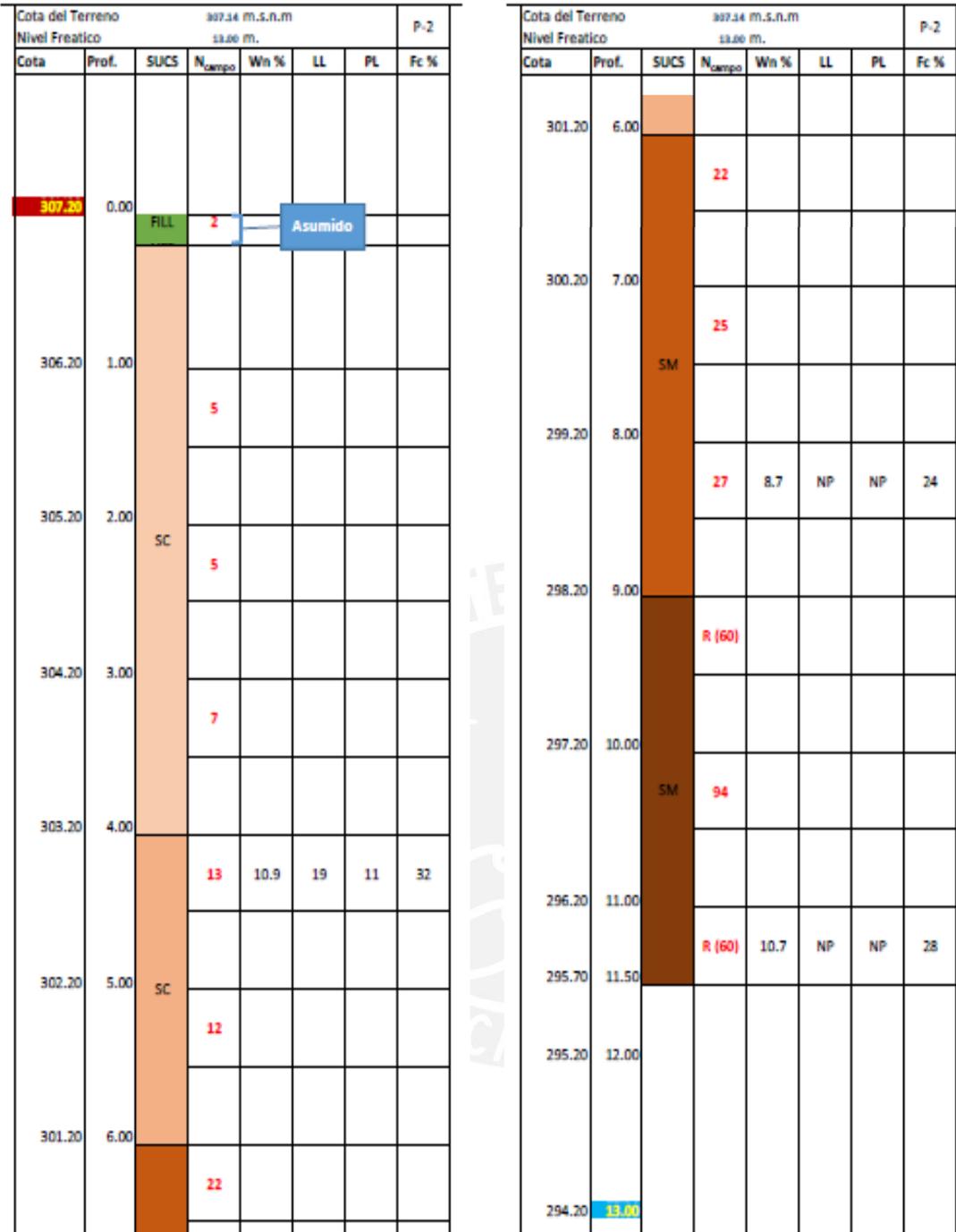


Figura 3.7. Perfil de suelos del proyecto.
 (Fuente: Perfil elaborado con base en el EMS del Anexo A)

3.1 Diseño por Carga Axial

La carga máxima en servicio de compresión es de 25.74 toneladas y en tracción es de 16.11 toneladas. Adicionalmente, la carga lateral es de 5.11 toneladas. Para las cargas de diseño se ha considerado un factor de seguridad de 2, como recomendación por parte del fabricante. Cabe recalcar que en la nueva Norma Técnica de Edificaciones NTE E.050, publicada en Diciembre de 2018, se indica el uso de un factor de seguridad igual a 2 y 3 para pilotes individuales y en grupo, respectivamente.

3.1.1 Diseño a compresión

Teniendo en cuenta las consideraciones mencionadas anteriormente, la estimación de la capacidad portante de cada hélice quedaría determinada por la siguiente expresión:

$$Q_h = A_h * (q' N_q)$$

De la Figura 3.4 podemos obtener la profundidad a la que se ubica cada hélice, al instalar el elemento a 75°:

Tabla 3.9. Ubicación y dimensiones de las hélices instaladas a 75°

| Diámetro de Hélice | Profundidad (m) | Área (m²) |
|---------------------------|----------------------------|---------------------------------|
| 12" | 6.74 | 0.0716 |
| 10" | 7.48 | 0.0493 |
| 8" | 8.07 | 0.0312 |

Fuente: Elaboración propia.

Esta información es sumamente importante, pues a partir de ahora se podrán establecer los parámetros de la capacidad portante para cada hélice. Ahora, se debe hallar el valor de N_q para poder realizar el cálculo de la capacidad última a compresión del pilote helicoidal. Para esto, se utiliza la gráfica de la Figura 2.3. Se deben seleccionar los valores de N_q que correspondan al estrato de apoyo de las hélices.

Como las hélices se ubican a 6.74, 7.48 y 8.07m, se utilizará el ángulo de fricción interna del estrato que subyace estas profundidades; es decir, se utilizará el estrato de 6.00 a 9.20 metros. Para dicho estrato los parámetros a utilizar quedarían definidos así:

Tabla 3.10. Parámetros geotécnicos para el diseño axial por compresión

| Hélice | Profundidad (m) | Área (m ²) | ϕ (°) | γ (ton/m ³) | N_q |
|--------|-----------------|------------------------|------------|--------------------------------|-------|
| 12" | 6.78 | 0.0716 | | | |
| 10" | 7.48 | 0.0493 | 31.9 | 1.69 | 16.78 |
| 8" | 8.07 | 0.0312 | | | |

Fuente: Elaboración propia.

Para el cálculo de la capacidad última del pilote a compresión se empleará la siguiente fórmula, previamente definida:

$$Q_{cu} = \sum Q_h$$

$$Q_h = A_h * (cN_c + q'N_q + 0.5\gamma BN_\gamma)$$

Para el tipo de suelo de este proyecto, solo se considera la capacidad de carga a compresión en un suelo granular, de acuerdo a lo expuesto anteriormente en el Capítulo 2: Marco Teórico.

$$Q_h = A_h * (q' N_q)$$

Dado que se cuenta con el valor de N_q , área y demás parámetros para el diseño axial por compresión en la Tabla 3.10, lo siguiente a realizar será el cálculo de la sobrecarga efectiva en cada hélice. Finalmente, la capacidad última a compresión será la siguiente:

Tabla 3.11. Resumen de resultados en diseño a compresión

| Hélice | Profundidad (m) | Área (m ²) | q' (ton/m ³) | N _q | Q _{cu} (ton) |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------------|----------------|-----------------------|
| 12" | 6.78 | 0.0716 | 11.33 | | 13.61 |
| 10" | 7.48 | 0.0493 | 12.51 | 16.78 | 10.35 |
| 8" | 8.07 | 0.0312 | 13.51 | | 7.07 |
| | | | | Σ | 31.03 |

Fuente: Elaboración propia.

Debido a que no se ha utilizado un sistema Pulldown™ (pilote helicoidal con parte de la zona superior con lechada de concreto), no se calculará la resistencia del fuste por fricción ya que al ser solo una sección de acero lisa su aporte puede ser despreciado. Bajo esta premisa, la capacidad admisible del pilote helicoidal sería:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{cu}}{F.S.}$$

Para un F.S. de 2 como se estipuló en un inicio, se logrará una capacidad admisible a compresión de:

$$Q_{adm} = \frac{31.03}{2} = 15.51 \text{ ton}$$

La carga actuante a compresión es de 25.74 ton verticalmente y la carga lateral es de 5.11 ton, deben ser descompuestas de acuerdo al ángulo de instalación del pilote helicoidal:

$$Q_{act} = 25.74 * \text{sen}(75^\circ) + 5.11 * \text{cos}(75^\circ) = 26.19 \text{ ton}$$

Dado que $Q_{act} > Q_{adm}$, se requerirá tomar una de las siguientes 2 acciones:

- 1) Utilizar una longitud de elemento mayor para darle más capacidad al pilote, lo cual requerirá un mayor torque de instalación y, de sobrepasar el torque admisible del fuste, deberá evaluarse el uso de un fuste mayor el cual tendrá un impacto en el costo directo dado que el RS3500.300 y el SS175 son las alternativas más económicas.
- 2) Utilizar 2 pilotes helicoidales a fin de resistir la carga a compresión.

La primera opción sería viable de no ser que las arenas que se encuentran debajo de los 9 metros son muy densas, con $N > 50$, por lo que el sistema podría tener problemas de instalación y probablemente sea mejor en ese caso cambiar a

un fuste SS200 o SS225, los cuáles pueden llegar a esas profundidades en arenas con ese número de golpes. Sin embargo, este fuste tiene una capacidad lateral última menor por lo que se tendría que utilizar un sistema combo con transición a extensiones RS4500.337 las cuales son 196% más costosas que extensiones RS3500.300 o, por otro lado, emplear el sistema Pulldown™ que afecta no solo el costo directo del sistema sino también los tiempos de construcción pues se emplea lechada. Adicionalmente, los fustes SS200 y SS225 son más costosos en un 162% y 175%, respectivamente. La razón de que los fustes SS200, SS225 y RS4500.337 sean más costosos es que tienen más procesos de soldadura durante su fabricación y no se fabrican en cantidad, a diferencia de los SS175 y RS3500.300 que por lo general siempre se cuenta con stock pues son los más solicitados internacionalmente. Por ello, la mejor opción sería la de utilizar 2 pilotes helicoidales por pata a fin de resistir la solicitación de carga a compresión.

3.1.2 Diseño a tracción:

Como se vio en el Capítulo 2: Marco Teórico, al tratarse de una instalación profunda ($H/D > 5$) la falla a tracción de las hélices será individual, siguiendo los mismos conceptos del cálculo de la capacidad a compresión, con la diferencia que los parámetros del suelo a tomar en cuenta en los cálculos son los correspondientes al estrato superior ya que al estar sometido a tracción se apoyará en estos para generar su capacidad. Dado que los parámetros se mantienen respecto a los de compresión, con excepción del valor de N_q del estrato de apoyo de la hélice de 12", la capacidad última a tracción será la siguiente:

Tabla 3.12. Resumen de resultados en diseño a tracción

| Hélice | Profundidad (m) | Área (m ²) | q' (ton/m ³) | N _q | Q _{cu} (ton) |
|--------|-----------------|------------------------|--------------------------|----------------|-----------------------|
| 12" | 6.78 | 0.0716 | 11.33 | 14.95 | 12.13 |
| 10" | 7.48 | 0.0493 | 12.51 | 16.78 | 10.35 |
| 8" | 8.07 | 0.0312 | 13.51 | 16.78 | 7.07 |
| | | | | Σ | 29.55 |

Fuente: Elaboración propia.

De igual forma que en el diseño a compresión, se debe utilizar un F.S. de 2 para hallar el valor de la capacidad a tracción admisible:

$$Q_{adm} = \frac{29.55}{2} = 14.78 \text{ ton}$$

La carga actuante a tracción es de 16.11 ton verticalmente y la carga lateral es de 5.11 ton y deben ser descompuestas de acuerdo al ángulo de instalación del pilote helicoidal:

$$Q_{act} = 16.11 * \text{sen}(75^\circ) + 5.11 * \text{cos}(75^\circ) = 16.88 \text{ ton}$$

Dado que $Q_{act} > Q_{adm}$, por capacidad a tracción también se requieren 2 pilotes para resistir la sollicitación.

3.1.3 Corroboración mediante el uso del programa de cómputo HeliCap®

Para validar el diseño por carga axial se ha utilizado el software HeliCap®. Este programa considera a compresión la misma fórmula de capacidad de carga que la que se ha expuesto en esta tesis en el Capítulo 2: Marco Teórico. Sin embargo, a tracción utiliza una falla en la forma de un tronco de cono proyectado hacia la superficie para el caso de instalaciones superficiales y, utiliza la misma fórmula que a compresión tomando los parámetros del suelo que se encuentra por encima de la hélice en el caso de instalaciones profundas, en lugar de un cilindro idealizado de corte que toma los promedios de los valores a lo largo de los estratos. Una breve guía del modelamiento y el reporte en este programa se encuentra en el Anexo B.

Una vez que se ha modelado la estratigrafía del suelo en el programa y escogido el mismo pilote helicoidal, los resultados de este se encuentran resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 3.13a. Resumen de resultados en HeliCap® a compresión

| Hélice | Profundidad (m) | Q _{cu} (ton) |
|----------|--------------------|--------------------------|
| 12" | 6.70 | 14.12 |
| 10" | 7.50 | 10.67 |
| 8" | 8.10 | 7.33 |
| Σ | | 32.12 |

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3.13b. Resumen de resultados en HeliCap® a tracción

| Hélice | Profundidad (m) | Q _{tu} (ton) |
|----------|-----------------|-----------------------|
| 12" | 6.70 | 12.92 |
| 10" | 7.50 | 9.98 |
| 8" | 8.10 | 6.98 |
| Σ | | 29.88 |

Fuente: Elaboración propia.

El programa brinda los resultados en kN, por lo que dichos valores fueron convertidos a toneladas utilizando un valor de la aceleración de la gravedad de $g = 9.8065 \text{ m/s}^2$. La diferencia entre estos valores y los hallados teóricamente:

$$\varepsilon_{cu} = \frac{32.12 - 31.03}{32.12} * 100\% = 3.39\%$$

$$\varepsilon_{tu} = \frac{29.88 - 29.55}{29.88} * 100\% = 1.10\%$$

Se observa que no existe una variación considerable entre el resultado del programa y el teórico en cuanto al cálculo de la capacidad de carga tanto a compresión como a tracción. Sin embargo, el método considerado en los cálculos teóricos resulta en valores de capacidad un poco menor respecto a los obtenidos mediante el programa, por lo que se emplearán estos para el diseño final.

3.2 Cálculo del Torque Mínimo de Instalación

En el Capítulo 2: Marco Teórico, se definió la siguiente relación empírica entre torque y capacidad última:

$$\frac{Q_u}{T} = K_t$$

Para fustes de sección sólida (SS) un valor de $K_t = 33\text{m}^{-1}$ generalmente es utilizado.

Dado que se cuenta con el valor de Q_{cu} , se procede a hallar el torque mínimo de instalación:

$$\frac{31.03}{33 \text{ m}^{-1}} = T$$

$$0.9403 \text{ ton} * \text{m} = T$$

Esto quiere decir que, teóricamente, es necesario llegar a un torque de instalación de 0.9403 ton-m para poder llegar a la capacidad de diseño. Corroborándolo con el valor que se muestra en el HeliCap® en el Anexo B, este torque es igual a 9,214 N-m, el cual es 0.9396 ton-m. Se observa que pese a utilizar un coeficiente K_t empírico, el valor del torque de instalación es prácticamente el mismo. Sin embargo, habría que realizar pruebas de instalación y de carga en el terreno de interés, a fin de establecer el coeficiente adecuado para cada proyecto. Por lo general, el valor que utiliza el HeliCap® es más exacto pues este utiliza relaciones más complejas en el cálculo del torque de instalación, de acuerdo al perfil de suelo suministrado al programa.

3.3 Cálculo de la Profundidad Mínima

Como se mencionó en el Capítulo 2: Marco Teórico, se deben cumplir ciertos espaciamientos para permitir que cada hélice se comporte de manera individual. Se especificó en aquel acápite que la distancia entre hélices debía ser igual a 3 veces el diámetro de la inferior de cada intervalo, y que la distancia entre la hélice superior y el fondo de cimentación debía ser igual a 5 veces el diámetro de dicha hélice. Bajo este criterio y considerando una distancia de 0.15 metros desde la punta hasta la primera hélice, se obtiene lo siguiente:

Tabla 3.14. Profundidad mínima de instalación.

| | | |
|----------------------------------|------------------|--------------|
| Distancia a la punta (m) | 0.15 | |
| Diámetro de Hélice (pulg) | S* (pulg) | S (m) |
| 12 | 60 | 1.52 |
| 10 | 30 | 0.76 |
| 8 | 24 | 0.61 |
| Prof. Mínima (m) | | 3.05 |

Fuente: Elaboración propia.

Se observa entonces que, para asegurar que las hélices fallen individualmente y garantizar un comportamiento de cimentación profunda, es necesaria una longitud de 3.05 metros desde la superficie del terreno. El diseño contempla una profundidad de 8.50 metros, por lo tanto, se cumple esta condición adecuadamente.

3.4 Diseño por Carga Lateral

Se definió previamente que para evaluar la capacidad lateral última del pilote se podría usar el método de Broms, siempre y cuando el suelo fuera de estrato homogéneo. Dado que las condiciones del perfil de suelo en mención no son esas, se deberá evaluar la capacidad mediante un software de elementos finitos como lo es el Group® de Ensoft. El uso de este software y no del LPile® se debe a que este último solo toma en cuenta la evaluación de un pilote, en cambio el primero analiza el comportamiento en grupo de los pilotes y cómo se comportan individualmente dentro del grupo. Por otra parte, en los cálculos anteriores se llegó a la conclusión que para poder resistir las sollicitaciones era necesario el uso de dos pilotes helicoidales por pata. Entonces, como se aprecia en la Figura 3.8, al momento de recibir la carga lateral en el plano de los pilotes, un pilote trabajará a tracción y el otro a compresión. Por lo tanto, se deberá calcular el aporte a la capacidad lateral del pilote que brinda la capacidad axial, tanto en compresión como en tracción, por tener un ángulo de inclinación de 75° .

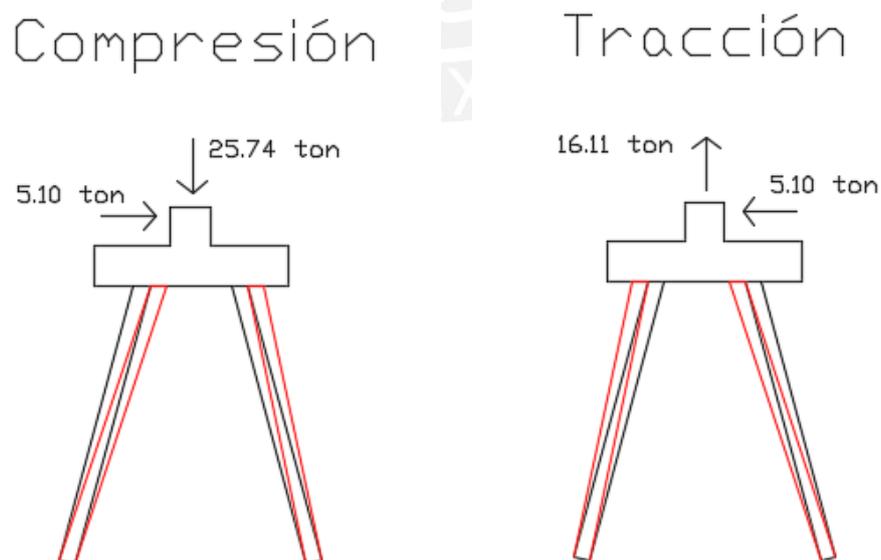


Figura 3.8. Esquema del comportamiento de los pilotes frente a la carga lateral.
(Fuente: Elaboración propia)

Sin embargo, de acuerdo a Jason W. Herren de Hubbell Power Systems, en la práctica en condiciones dinámicas el aporte del pilote a tracción es aproximadamente de un 33%, y el aporte del pilote a compresión un 100%. Entonces:

$$Q_{ca} = 15.51 \text{ ton}$$

$$Q_{ta} = 14.78 \text{ ton}$$

$$Q_{la} = (15.51 + 14.78 * 0.33) * \cos(75^\circ) = 5.28 \text{ ton}$$

Se observa que la capacidad lateral admisible (Q_{la}) que brinda la configuración en mención es similar a la carga de trabajo lateral de 5.11 toneladas. Sin embargo, si la carga viniera en dirección perpendicular a la proyección de los fustes, las capacidades axiales aportarían poco o nada a la capacidad lateral, por lo tanto se necesita colocar un tercer pilote a fin de poder resistir esta condición. Chance™ recomienda entonces la siguiente configuración para el uso de 3 pilotes SS175 con transición a RS3500.300:

(3) SS175 a RS3500.300 Pilotes Combo

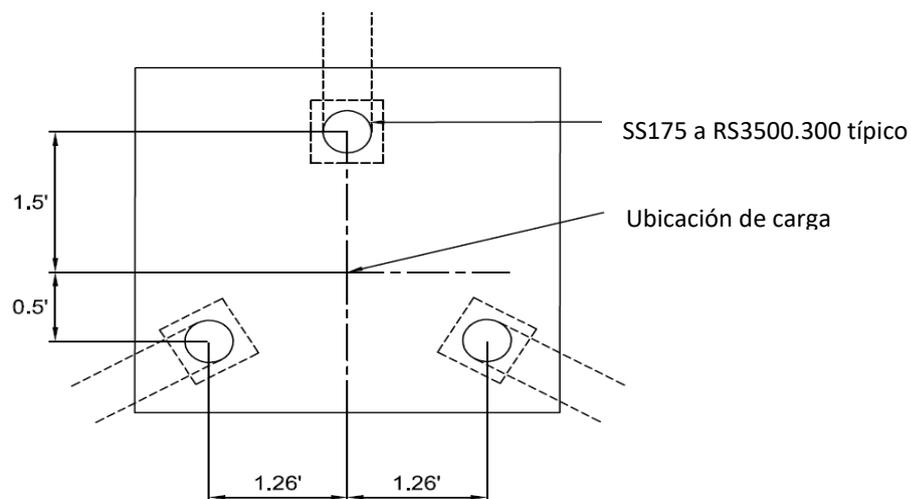


Figura 3.9. Distribución de elementos – vista en planta.
(Fuente: AB Chance)

Se aprecian los casos de carga para cada evento: cuando la fuerza cortante es paralela al eje Y (Caso 1) y cuando esta es paralela al eje X (Caso 2):

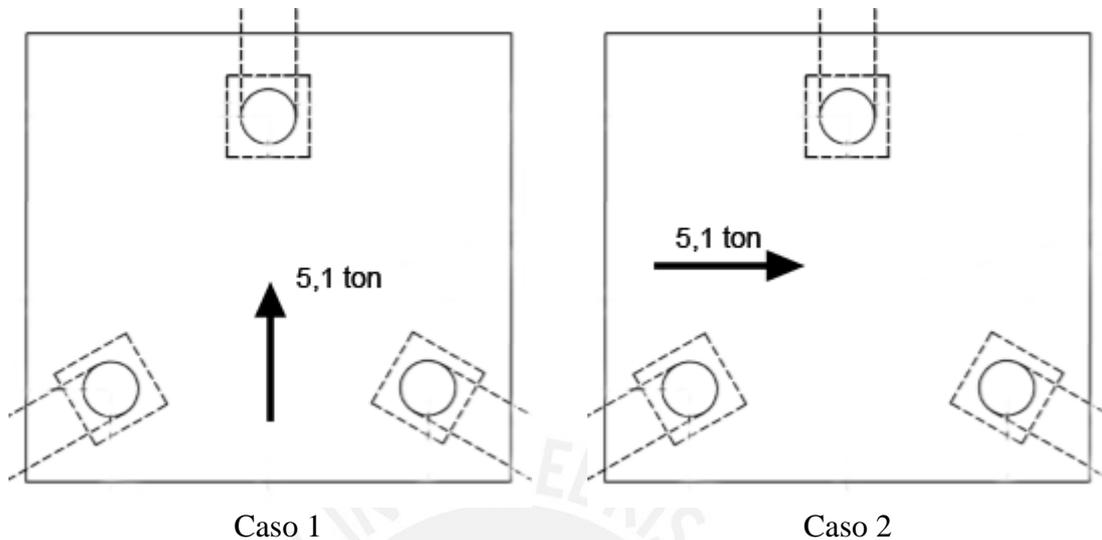


Figura 3.10. Casos de Carga.
(Fuente: Elaboración propia)

De los resultados obtenidos del programa Group® adjuntos en el Anexo C, se observa que cuando la fuerza cortante es aplicada paralela al eje Y los pilotes inferiores (2 y 3) se comportan de la misma forma; es decir, los diagramas de momento flector, fuerza cortante y deflexión son los mismos y el pilote superior (1) se comporta distinto a estos. Esto no ocurre cuando la fuerza se aplica paralela al eje X; en este caso los tres pilotes se comportan distintamente, sin embargo, esta diferencia es mínima. Se resumen los resultados obtenidos a continuación, en unidades métricas:

Tabla 3.15. Resultados en Group® (Ensoft)

| Caso | 1 | (Paralela al eje Y) | | |
|----------------|----------------------------|----------------------------------|-----------------------------|--|
| Pilote (N°) | Deflexión total (cm) | Momento Resultante (ton-m) | Fuerza Cortante (ton) | |
| 1 | 1.18 | 0.82 | 1.01 | |
| 2 | 1.45 | 0.98 | 1.25 | |
| 3 | 1.45 | 0.98 | 1.25 | |

| Caso | 2 | (Paralela al eje X) | | |
|----------------|----------------------------|----------------------------------|-----------------------------|--|
| Pilote (N°) | Deflexión total (cm) | Momento Resultante (ton-m) | Fuerza Cortante (ton) | |
| 1 | 1.37 | 0.93 | 1.18 | |
| 2 | 1.47 | 0.99 | 1.27 | |
| 3 | 1.19 | 0.83 | 1.03 | |

Fuente: Elaboración propia.

Una breve guía del modelamiento en el programa Group®, de la solución planteada en esta tesis, y reporte de los resultados puede ser encontrada en el Anexo C.

3.5 Diseño por Pandeo

AB Chance menciona en su manual técnico que sólo se debe hacer el cálculo para verificar la falla por pandeo cuando se tengan estratos con un número de golpes del SPT menor a 5. Dado que hasta los 4 metros de profundidad el promedio del número de golpes del estrato en análisis es 4.39, se deberá calcular la carga crítica mediante lo visto en el acápite de “Diseño por pandeo” en el Capítulo 2 de la presente tesis. De la ecuación 2.17 se obtiene el valor de R , para ello se utilizan los siguientes valores obtenidos por el fabricante:

$$E_p = 29'600,000.00 \text{ psi}$$

$$I_p = 2.41 \text{ in}^4$$

$$d = 3.50 \text{ in}$$

El valor de k_h se obtiene de la tabla 2.3 para el caso de una arena suelta, el cual es de 20 pci. Con esta información se procede a calcular el valor de R :

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p * I_p}{k_h * d}} = \sqrt[4]{\frac{29'600,000.00 * 2.41}{20 * 3.5}} = 31.77 \text{ in}$$

Luego, se obtiene el valor de I_{max} con la ecuación 2.18. Se tomará un valor de L igual a 13.12 pies (4 metros):

$$I_{max} = \frac{L}{R} = \frac{13.12 * 12}{31.77} = 4.9556 \cong 5$$

De la Figura 2.10, para un valor de I_{max} igual a 5 y una condición p-p (apoyado-apoyado, caso más desfavorable) se obtiene un valor de U_{cr} igual a 2.225. Finalmente, reemplazando todos los valores hallados en la ecuación 2.16 se obtiene el valor de P_{cr} (para un F.S. de 2.00):

$$P_{cr} = \frac{U_{cr} * E_p * I_p}{R^2 * FS} = \frac{2.225 * 29'600,000.00 * 2.41}{31.77^2 * 2.00} = 78,627.50 \text{ lb}$$

$$P_{cr} = 35.70 \text{ ton}$$

Dado que la carga de servicio es de 25.74 toneladas, se determina que:

$$25.74 \text{ ton} < 35.70 \text{ ton}$$

Se aprecia que la carga necesaria para que un pilote helicoidal tenga problemas por pandeo es superior a la aplicada a la cimentación. Dado que se emplearán 3 pilotes helicoidales, cualquier problema por pandeo con las cargas aplicadas por la torre queda descartado.

3.6 Diseño por Corrosión

Del estudio de mecánica de suelos se obtienen los valores de 41 ppm y 100 ppm para sulfatos y cloruros respectivamente. Se observa de la tabla 2.4 que estos valores corresponden a suelos en los cuales no se presentarán problemas de corrosión de importancia. Además, de la Figura 2.12 para un contenido de humedad del 10.9%, se obtiene una resistividad de 1,000 Ω/m y, de acuerdo a Howard A. Perko, en un suelo con una resistividad mayor a 300 Ω/m se pueden esperar 325 años de vida útil del elemento.

Capítulo 4: Comparación Económica entre Sistema de Pilotes Helicoidales Chance® y Sistema Tradicional de Zapatas Aisladas

El costo asociado a las cimentaciones de torres de alta tensión es muy variable ya que, a diferencia de un proyecto convencional como un centro comercial, un edificio de viviendas, entre otros, este no tiene una ubicación fija, sino que varía a lo largo de kilómetros donde pueden cambiar el tipo de suelo, las condiciones geográficas, los accesos, la disponibilidad de materiales, entre otras cosas.

Es por ello que los precios que se utilizarán para comparar ambas soluciones han enfocado como principal referente la ciudad de Tarapoto dado que es ahí donde se han realizado los estudios de mecánica de suelos. Para fines académicos, el costo por cimentación asociado a la solución de pilotes helicoidales ha sido brindado por EMIN Geoestructuras S.A.C. y el costo por m³ de concreto armado construido en la zona por G y M S.A. Estos valores incluyen: mano de obra, materiales, movilización y desmovilización, eliminación de residuos de la construcción y relleno compactado, estas dos últimas partidas en el caso de la cimentación de concreto armado.

4.1 Diseño de Zapata Aislada

Se ha decidido utilizar una zapata de concreto armado como alternativa de cimentación, la cual deberá ser diseñada de acuerdo a las solicitudes de la torre. Para ello, se deberá calcular la zapata utilizando conceptos geotécnicos para encontrar las dimensiones que cumplan con el criterio de asentamiento admisible.

En el libro “IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing” del Instituto de Ingenieros Eléctricos y Electrónicos (IEEE por sus siglas en inglés) se menciona que no existe un criterio de asentamiento permisible normado a

nivel internacional; este valor dependerá del criterio del ingeniero geotécnico y estructural del proyecto.

Dicho esto, en la guía de la IEEE mencionan que uno de los criterios a diseñar la cimentación es por levantamiento. Esto último quiere decir que, la cimentación deberá tener un peso tal que no sea levantada por la carga a tracción aplicada. En la guía se menciona que se debe determinar un factor de seguridad al levantamiento que varía de acuerdo al criterio del ingeniero geotécnico del proyecto. Valores usuales suelen variar entre 1.10 y 1.50, para el caso en análisis se considerará un factor de seguridad de 1.25. Considerando esto, el peso de la cimentación y del volumen de suelo sobre esta deberá ser por lo menos:

$$W_{cim} + W_{suelo} = 16.11 * 1.25 = 20.14 \text{ ton}$$

Para el pre-dimensionamiento de la cimentación se asumirá como peralte de la zapata un valor de 50 cm para un correcto desarrollo del anclaje. Además, la columna asociada a esta zapata tendrá 30 cm por encima del terreno natural, según recomendación de la IEEE y será de una sección de 0.50x0.50 m², dimensiones adecuadas para colocar el montante de la torre. Esto se aprecia en la Figura 4.1.

Con estas dimensiones y el peso calculado previamente, se determinará el ancho de la cimentación por el criterio de levantamiento de la IEEE y la fórmula de capacidad admisible por asentamiento en arenas de (Terzaghi, Peck y Mesri, 1996).

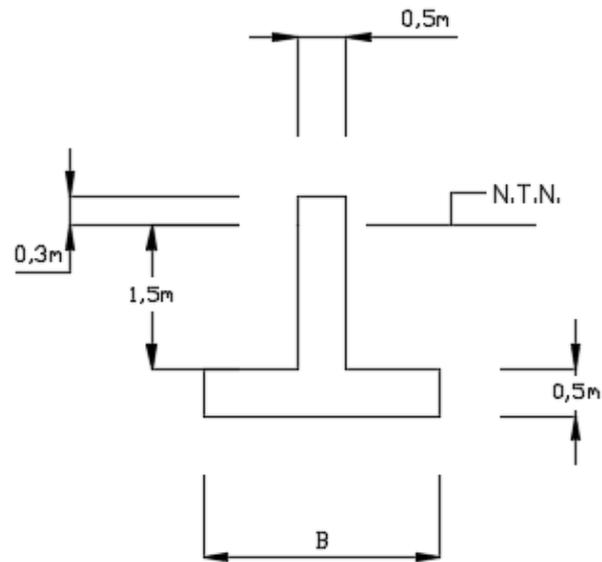


Figura 4.1a. Pre-dimensionamiento de la cimentación.
(Fuente: Elaboración propia)

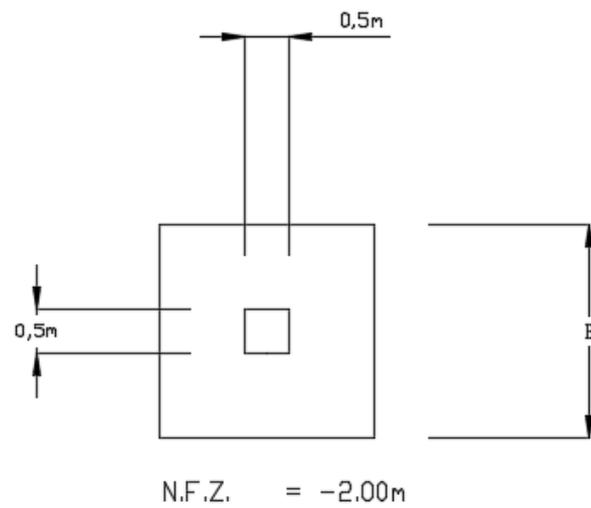


Figura 4.1b. Pre-dimensionamiento de la cimentación: Vista en planta.
(Fuente: Elaboración propia)

Entonces:

$$W_{zap} + W_{suelo} \geq 16.11 * 1.25 = 20.14 \text{ ton}$$

$$(B^2 * 0.5 + 0.5^2 * 1.8) * 2.4 + (B^2 - 0.5^2) * 1.5 * 1.68 \geq 20.14 \text{ ton}$$

$$B \geq 2.30 \text{ m}$$

Ahora, para el dimensionamiento geotécnico de la cimentación de la torre:

$$q_{adm} = \frac{0.006 * \bar{N}^{1.4} * \delta_t * f_F}{B'^{0.75} * C_{ve}}$$

Donde:

\bar{N} : Promedio aritmético del número de golpes del ensayo SPT con todas las correcciones a la profundidad de análisis.

δ_t : Asentamiento total admisible.

f_F : Factor de forma, igual a 1 en zapatas cuadradas.

B' : ancho efectivo de la cimentación, $B = B'$ si no existe excentricidad.

C_{ve} : Coeficiente de variabilidad. $C_{ve} = 1.6$

Para una profundidad de desplante de 2 metros de la zapata, se consideran los estratos 2 y 3 para el promedio aritmético del valor de N dado que se van a excavar 2 metros desde la superficie. Debido a la fuerza horizontal de 5.10 toneladas, se generará un momento en la base que creará una excentricidad de:

$$e = \frac{M}{Q} = \frac{5.10 * 2.30}{25.74 + 0.5 * 0.5 * 1.8 * (2.4 - 1.68)} = 0.45 \text{ m}$$

(Nota: Se debe considerar la diferencia de pesos de la columna con el suelo extraído).

Entonces, el ancho efectivo de la cimentación queda definido por:

$$B' = B - 2 * e$$

Para una carga de 25.74 toneladas, considerando además la diferencia de pesos entre la cimentación y el suelo extraído, y un asentamiento de 1 pulgada (25mm):

$$q_{adm} \geq q_{ap}$$

$$q_{adm} = \frac{0.006 * \bar{N}^{1.4} * \delta_t * f_F}{B'^{0.75} * C_{ve}} \geq \frac{Q}{B'^2} = q_{ap}$$

$$\frac{0.006 * 4.79^{1.4} * 25 * 1}{B'^{0.75} * 1.6} \geq \frac{25.74 + \Delta W}{B'^2} * 0.10$$

$$\Delta W = (B^2 * 0.5 + 0.5^2 * 1.8) * 2.4 + 1.68 * (B^2 - 0.5^2) * 1.5 - B^2 * 2 * 1.68$$

Resolviendo:

$$B \geq 3.76 \text{ m}$$

Se define entonces como asentamiento admisible 1 pulgada (25 mm) y se utilizará una dimensión de 3.80 metros para la base de la zapata de acuerdo a lo calculado por

asentamientos. Seguido a esto, se verifica si el N asumido es el correcto, es decir, que la zona de influencia está dentro de los primeros 4.30 metros:

$$Z = B'^{0.75} = (3.80 - 2 * 0.45)^{0.75} = 2.22 \text{ m}$$

$$D_f + Z = 2.00 + 2.22 = 4.22 \text{ m}$$

Se aprecia que la zona de influencia cumple con estar dentro de los primeros 4.30 metros. Entonces, para un ancho de base igual a 3.80m y un asentamiento permisible de 25 mm se tiene:

$$q_{adm} = \frac{0.006 * 4.79^{1.4} * 25 * 1}{2.90^{0.75} * 1.6} = 0.378 \frac{kg}{cm^2}$$

La zapata deberá tener un área en planta de 3.80 x 3.80 m². Posterior a esto, se calcula el esfuerzo real en el suelo de acuerdo a las recomendaciones del diseño en concreto armado:

$$\sigma_N = \frac{P}{A_z}$$

$$\sigma_{min,max} = \frac{P}{A_z} \pm \frac{6 * M}{B * L^2}$$

Donde:

P : Carga total aplicada al suelo.

A_z : Área de la zapata.

M : Momento aplicado.

B : ancho de la cimentación.

L : largo de la cimentación.

Se calcula primero el esfuerzo normal aplicado, considerando que B y L son iguales:

$$\sigma_N = \frac{P}{A_z} = \frac{25.74 + W_{cim}}{3.80^2} * 0.10$$

$$W_{cim} = (B^2 * 0.5 + 0.5^2 * 1.8) * 2.4 + 1.68 * (B^2 - 0.5^2) * 1.5$$

$$\sigma_N = \frac{25.74 + 54.17}{3.80^2} * 0.10 = 0.553 \frac{kg}{cm^2}$$

Se ve que $\sigma_N > q_{adm}$, el esfuerzo aplicado es mayor al admisible, por lo tanto, no cumple las recomendaciones del diseño en concreto armado. Para obtener una mayor capacidad portante, manteniendo el criterio de asentamiento máximo en 1 pulgada, se deberá utilizar el N promedio considerando un estrato más, es decir, aquel valor promedio de los estratos 2, 3 y 4. Para esto, la zona de influencia deberá estar por lo menos en 4.30 metros de profundidad. Se calcula entonces el ancho requerido de la zapata:

$$D_f + Z \geq 4.30 \text{ m}$$

$$2 + B^{0.75} = 2 + (B - 2 * 0.45)^{0.75} \geq 4.30 \text{ m}$$

$$B \geq 3.94 \text{ m}$$

Se calcula ahora la capacidad portante y esfuerzos aplicados para un ancho de base igual a 3.95 metros:

$$q_{adm} = \frac{0.006 * 7.05^{1.4} * 25 * 1}{(3.95 - 2 * 0.45)^{0.75} * 1.6} = 0.625 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_N = \frac{P}{A_z} = \frac{25.74 + W_{cim}}{3.95^2} * 0.10$$

$$W_{cim} = (B^2 * 0.5 + 0.5^2 * 1.8) * 2.4 + 1.68 * (B^2 - 0.5^2) * 1.5$$

$$\sigma_N = \frac{25.74 + 58.49}{3.95^2} * 0.10 = 0.540 \frac{kg}{cm^2}$$

Considerado ahora que la fuerza cortante actuando sobre el tope de la columna ejercerá un momento en la cimentación, el cual generará presiones adicionales, se calcula el esfuerzo máximo en la cimentación y se compara con $1.3 q_{adm}$:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{P}{A_z} + \frac{6 * M}{B * L^2} = \frac{25.74 + 58.49}{3.95^2} + \frac{6 * 5.10 * 2.30}{3.95^3}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0.654 \frac{kg}{cm^2}$$

$$1.30 * q_{adm} = 1.30 * 0.625 = 0.813 \frac{kg}{cm^2}$$

Se ve que se cumple que $\sigma_{m\acute{a}x} < 1.3 q_{adm}$ y $\sigma_N < q_{adm}$, el esfuerzo aplicado es menor al admisible, por lo tanto, cumple los criterios de dise\~no geot\~cnicos y las recomendaciones del dise\~no en concreto armado.

Se considera que existir\~a una falla por punzonamiento debido al valor del ensayo SPT ($N=5$); por ello se utilizar\~a un valor de \~angulo de fricci\~on cuya tangente es 2/3 de la tangente del \~angulo de fricci\~on del suelo de cimentaci\~on. Considerando el nivel de desplante de la zapata, el \~angulo de fricci\~on interna para ese estrato es de 30.5° , por lo tanto:

$$\tan \phi^* = (\tan 30.5^\circ) * \frac{2}{3} = 0.393$$

$$\phi^* = \arctan(\tan 0.393) = 21.44^\circ$$

Siguiendo las fórmulas de Skeptom (1951) para cimentaciones superficiales:

$$N_q = e^{\pi \tan 21.44^\circ} \tan^2 45^\circ + \frac{21.44^\circ}{2} = 7.39$$

$$N_c = (7.39 - 1) * \cot 21.44^\circ = 16.27$$

$$N_\gamma = (7.39 - 1) * \tan 1.40 * 21.44^\circ = 3.69$$

Para suelos granulares:

$$q_d = \gamma_I * D_f * N_q * i_q + 0.50 * \gamma_{II} * B' * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma$$

Donde los valores de γ y γ_{II} son el mismo valor de 1.68 ton/m³, ya que estos representan el peso del suelo por encima y por debajo del nivel de fondo de cimentación (D_f), respectivamente. Además, s_γ es el factor de corrección por forma e i_q e i_γ son los factores de corrección por inclinación de la carga. Entonces:

$$s_\gamma = 1 - 0.20 * \frac{B'}{L'} = 1 - 0.20 * \frac{3.05}{3.05} = 0.80$$

$$\alpha = \arctan \frac{5.10}{26.06} = 11.07^\circ$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{11.07^\circ}{90^\circ}\right)^2 = 0.77$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{11.07^\circ}{20.33^\circ}\right)^2 = 0.21$$

Finalmente:

$$q_d = 1.68 * 2 * 7.39 * 0.77 + 0.50 * 1.68 * 3.69 * 3.05 * 0.80 * 0.21$$

$$q_d = 20.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Utilizando un factor de seguridad (FS) de 3 para cimentaciones superficiales:

$$q_{adm} = \frac{q_d}{3} = 6.97 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.697 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se aprecia que $\sigma_{m\acute{a}x} < 1.3q_{adm}$ y $\sigma_N < q_{adm}$, por lo tanto el dise\u00f1o controla la falla por punzonamiento. Continuando con los criterios de dise\u00f1o:

- Dise\u00f1o por levantamiento: En la Figura 4.2 se presentan los siguientes modelos que pueden ser considerados al momento de hallar la capacidad al levantamiento de la cimentaci\u00f3n:

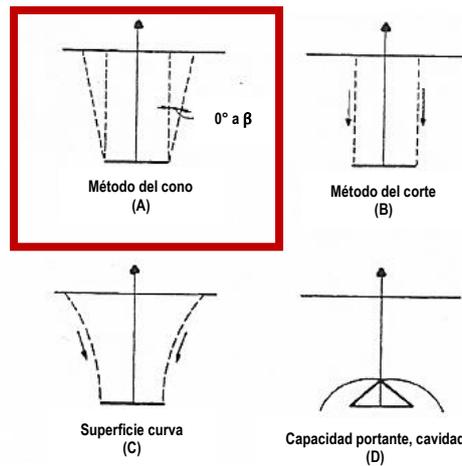


Figura 4.2. Modelos de capacidad al levantamiento.
(Fuente: Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing)

Se empleará el modelo del método del cono. Se indica que para el modelo en análisis el ángulo del tronco de cono (β) variará entre 0 y 30.9°. Entonces, considerando un ángulo β de 30°:

$$V_{cono} = 53 \text{ m}^3$$

$$W_{suelo} = 75.19 \text{ ton}$$

$$W_{cim} = 19.80 \text{ ton}$$

$$F.S. = \frac{W_{cim} + W_{suelo}}{16.11} = \frac{94.99 \text{ ton}}{16.11 \text{ ton}} = 5.90 > 1.25$$

Ahora, considerando un ángulo β de 0°:

$$V_{cono} = 31.20 \text{ m}^3$$

$$W_{suelo} = 38.55 \text{ ton}$$

$$W_{cim} = 19.80 \text{ ton}$$

$$F.S. = \frac{W_{cim} + W_{suelo}}{16.11} = \frac{58.35 \text{ ton}}{16.11 \text{ ton}} = 3.62 > 1.25$$

- Diseño en concreto armado: Se procederá a realizar el cálculo del acero de refuerzo y se corroborará el diseño de la zapata y columna (pedestal).

$$\sigma_u = \sigma_{m\acute{a}x} * 1.6 = 0.568 * 1.6 = 0.909 * 10 = 9.09 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Para el peralte elegido, le corresponde un peralte efectivo de 40 cm, verificando que este sea el adecuado por punzonamiento:

$$\sigma_u * 0.1 * (A_{tot} - A_o) = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Considerando un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$:

$$\begin{aligned} 0.909 * (15.60 - (d + 0.5) * (d + 0.5)) \\ = 13.06 * 2 * (0.5 + d + 0.50 + d) * d \end{aligned}$$

$$d = 0.32 \text{ m}$$

El peralte efectivo d es mayor que el calculado, por lo tanto, no habrá problemas por punzonamiento.

Para verificar el corte por metro lineal:

$$V_u = \sigma_u * (0.5 * L - d - l_c * 0.5) * 1$$

$$V_u = 9.09 * (0.5 * 3.95 - 0.4 - 0.5 * 0.5) * 1 = 12.04 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * d * 1$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 100}{1,000} = 26.11 \text{ ton}$$

Como $\phi V_c > V_u$, solo necesitará acero mínimo en ambas direcciones. Se coloca el acero mínimo por temperatura de la norma E0.60 de Concreto Armado para losas:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * b * h$$

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * 100 * 50 = 9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Para verificar la resistencia a la flexión y hallar el refuerzo:

$$M_u = \sigma_u * \frac{(0.5 * L - l_c * 0.5)^2}{2} * 1$$

$$M_u = 9.09 * \frac{(0.5 * 3.95 - 0.5 * 0.5)^2}{2} * 1 = 13.52 \text{ ton} * m$$

$$K_u = \frac{M_u * 10^5}{b * d^2}$$

$$K_u = \frac{13.52 * 10^5}{100 * 40^2} = 8.45 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{M_u * 10^5}{f'_c * b * d^2} = \varphi * \omega * (1 - 0.59 * \omega)$$

$$\frac{13.52 * 10^5}{210 * 100 * 40^2} = 0.9 * \omega * (1 - 0.59 * \omega)$$

$$\omega = 0.046$$

$$\rho (\%) = \omega * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.046 * \frac{210}{4,200} = 0.0023$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0023 * 100 * 40 = 9.20 \text{ cm}^2 / m$$

Como el refuerzo calculado (A_s) es mayor que el $A_{s \text{ mín}}$, se colocará el A_s en ambas direcciones. Estas áreas de refuerzo están calculadas por 1 metro de ancho, por lo tanto,

se debe multiplicar por los 3.95 metros de la zapata para obtener la cantidad de acero requerida:

$$A_{s \text{ mín}} = 9 * 3.95 = 36.34 \text{ cm}^2$$

El refuerzo será de una malla de 5/8" @20 cm en ambas direcciones. Para el refuerzo superior dado que no hay tracciones residuales debido al diseño por levantamiento, se colocará como mínimo un tercio de la cantidad de acero requerida en la zona inferior. Se colocará una malla de 5/8" @55 cm.

Con la zapata diseñada, se calcula ahora el acero de refuerzo y verifica el diseño de la columna (pedestal) que une la pata de la torre a la cimentación. Se consideran las siguientes cargas últimas:

Tabla 4.1. Cargas últimas (amplificadas)

| | (ton) |
|-------|-------|
| C_u | 41.18 |
| T_u | 25.78 |
| V_u | 8.16 |
| M_u | 14.69 |

Fuente: Elaboración propia.

Para una sección de 0.50x0.50 m², el acero mínimo de refuerzo (para una cuantía de 1%) es de 25 cm². Con 24 varillas de ½" repartidas en las cuatro caras del pedestal, se obtiene el siguiente diagrama de interacción:

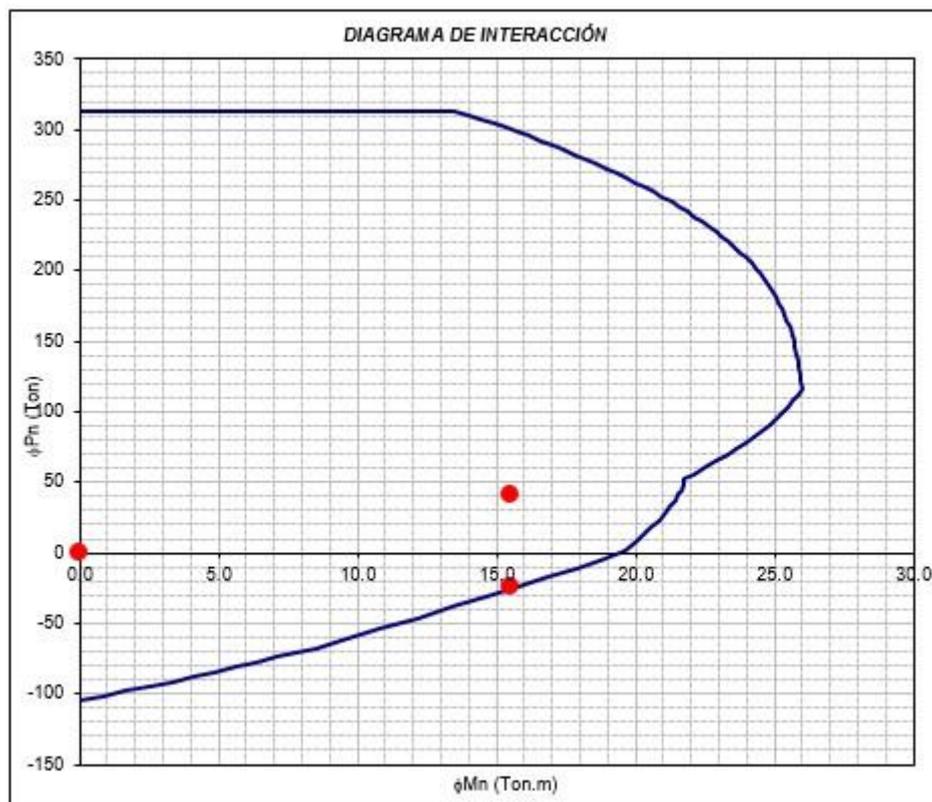


Figura 4.3. Diagrama de interacción de la columna.
(Fuente: Elaboración propia)

Verificación por corte:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_c = \frac{0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 44}{1,000} = 14.36 \text{ ton}$$

Como la resistencia al corte de la columna es mayor que la carga cortante aplicada, se utilizarán estribos mínimos de 3/8" @30 cm.

4.2 Comparación Económica

Con la cimentación diseñada por completo, se realizará la comparación económica a nivel de costo directo entre el sistema tradicional y el sistema de pilotes helicoidales.

Tabla 4.2. Comparación económica

| Sistema | Unidad | Metrado | P.U. (S/.) | P.T. (S/.) |
|--------------------------------|----------------|---------|-------------------|---------------|
| Pilotes helicoidales | pilote | 3.00 | 5,406.59* | 16,219.80 |
| Cimentación de concreto armado | m ³ | 8.25 | 1,766.14** | 14,572.90 |
| | | | Δ (S/.) | 1,646.87 |

Fuente: Elaboración propia.

*Precio por pilote instalado brindado por EMIN GEOESTRUCTURAS S.A.C.

**Precio por m³ de concreto armado construido brindado por G y M S.A.

Se aprecia que el sistema de pilotes helicoidales es un 11.30% más costoso que el sistema de cimentación tradicional mediante zapata de concreto armado; esto se debe principalmente a la parrilla de acero la cual si bien le da un valor económico más alto en cuanto a costo directo se refiere, tiene una serie de ventajas adicionales que se ven reflejadas principalmente durante la instalación. En primer lugar, la instalación de la solución tradicional supone el siguiente proceso: trazado y replanteo, excavación, instalación de la armadura de acero, encofrado, vaciado de concreto, curado, desencofrado, relleno y apisonado, armado de torre. Frente a esto, la solución de pilotes helicoidales es mucho más simple respecto a su instalación, ya que sigue lo siguiente:

trazado y replanteo, instalación del pilote y acoplo a la parrilla, instalación de la torre.

Esto se puede observar de mejor forma en la Figura 4.4:

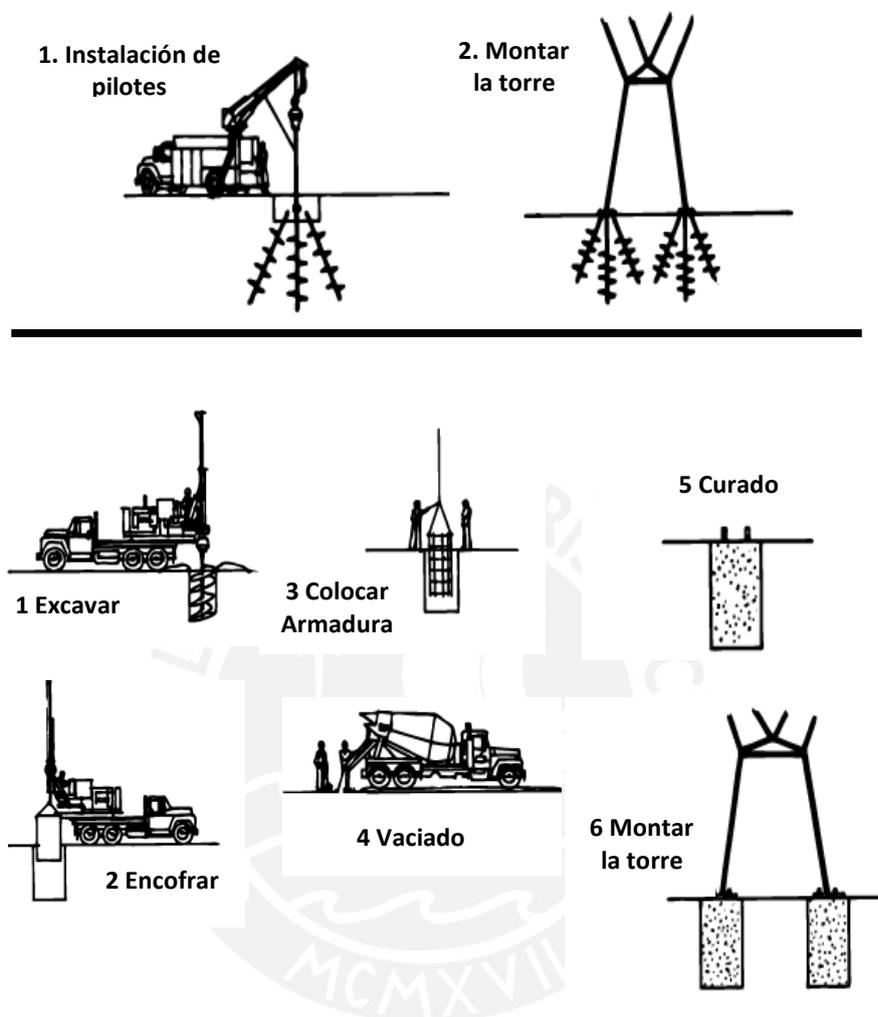


Figura 4.4. Procedimientos de instalación del sistema de pilotes helicoidales frente al sistema tradicional de concreto armado.

(Fuente: Hubbell Power Systems – Helical Pile System)

Se aprecia que la instalación de los pilotes helicoidales presenta una gran ventaja frente a la solución tradicional que demanda mayor cantidad de tiempo entre la construcción y el montaje de la torre. Un análisis más a detalle en futuros proyectos podría ayudar a demostrar que esto efectivamente se cumple en el Perú, pero a nivel internacional existen miles de proyectos ejecutados con esta solución demostrando ser siempre competente en cuanto a tiempo respecto a soluciones de concreto armado.

Sin embargo, un punto de equilibrio puede ser hallado en el uso mixto de estas soluciones. Chance® recomienda que, para la solución propuesta, una zapata de 1.00x1.00 m² sea utilizada con un peralte no menor a 0.20m (la norma E.060 indica que el peralte deberá ser mínimo 0.30m, por seguridad se escoge un peralte de 0.50 m para un buen desarrollo del anclaje del pedestal) y un dado de concreto de 0.50x0.50 con una altura no menor a 0.90m (se recomendó 1.00m de altura). Todo esto en reemplazo de la parrilla de acero. Entonces, se tendrá el siguiente cuadro:

Tabla 4.3. Costo del sistema mixto

| Sistema | Unidad | Metrado | P.U. (S/.) | P.T. (S/.) |
|-----------------------------|--------|---------|------------------|---------------|
| Pilotes helicoidales | pilote | 3.00 | 2,558.53* | 7,675.60 |
| + | | | | |
| zapata de concreto | m3 | 0.75 | 1,766.14 | 1,324.61 |
| Total (S/.) | | | | 9,000.21 |
| Δ1 (S/.)** | | | | -7,219.56 |
| Δ2 (S/.)*** | | | | -5,572.69 |

Fuente: Elaboración propia.

*Precio por pilote instalado sin considerar la parrilla de acero.

**Variación respecto al sistema de pilotes helicoidales.

***Variación respecto al sistema de concreto armado.

Se aprecia que el sistema mixto es más económico que ambos sistemas por separado. En el caso de los pilotes helicoidales este aumento de precio se debe a que la parrilla de acero es costosa, pero su beneficio yace en la facilidad y rapidez de instalación, lo cual genera un ahorro en tiempo considerable en obra ya que no se debe realizar ningún tipo de excavación, eliminación de material, etc. Respecto al sistema

tradicional, se deben considerar todas las partidas mencionadas anteriormente y un volumen mucho mayor lo cual aumenta el precio de la partida de cimentación y además implica un mayor tiempo de ejecución.

En el Anexo D se presentan los esquemas de las soluciones planteadas en esta tesis (vista en planta y perfil).



Capítulo 5: Conclusiones

Los pilotes helicoidales representan una tecnología que está empezando su trayecto en el mercado peruano; a la fecha no se tiene información de proyectos ejecutados en donde se hayan empleado como sistema de cimentación. De acuerdo a lo desarrollado a lo largo de esta tesis, se exponen las siguientes conclusiones:

1) Se demostró que el diseño en este sistema consiste básicamente en lineamientos similares a los seguidos en el diseño de pilotes tradicionales en punta, con la diferencia de que este tendrá distintas puntas (hélices) en la sección principal, para el cálculo de la capacidad de carga a compresión, y su resistencia a la tracción no será determinada por una armadura, sino que será un aporte de las hélices similar a la capacidad a compresión. Se diseña entonces la cimentación por capacidad de carga axial, capacidad lateral y pandeo. Además, se calcula el torque de instalación para asegurar que el pilote llegue a la capacidad última para la que es diseñado y se toman consideraciones por corrosión, debido al material del que están hechos estos elementos.

2) En lo que respecta a capacidad de carga axial, se demostró mediante los cálculos hechos que dos pilotes helicoidales pueden resistir la sollicitación axial que la estructura les demanda a estos elementos. Los valores obtenidos fueron de 31.02 y 29.56 toneladas, para la capacidad a compresión y tracción respectivamente, frente a una sollicitación de 25.74 y 16.11 toneladas, de igual forma. Sin embargo, una desventaja que tiene el sistema de pilotaje helicoidal estándar es su baja resistencia a fuerzas cortantes al tener secciones tan reducidas. El fabricante sugiere que para el perfil RS3500.300 se busque una fuerza de trabajo de 0.50 a 1.50 toneladas para asegurar un buen comportamiento lateral. Por ello, luego de analizar que la fuerza cortante podría

ir en cualquier dirección, se decidió utilizar un elemento más a fin de poder soportar la sollicitación de carga lateral.

3) El método de Broms no pudo ser utilizado en esta tesis debido a que el perfil de suelos no era homogéneo y esta es una de las condiciones para el correcto uso del método. No se tiene una fórmula exacta para determinar la capacidad lateral del pilote cuando se tiene un suelo heterogéneo, dado que la interacción entre el elemento y la masa de suelo es distinta y se debe emplear un programa de cálculo en base a elementos finitos, como es el caso de los dos programas presentados en un inicio. Finalmente, el diseño consistió en tres pilotes helicoidales para la cimentación de cada pata de la torre.

4) Se emplearon también 2 herramientas para calcular y corroborar la capacidad de carga requerida del pilote, conocidas las sollicitaciones actuantes en la cimentación. Por un lado, se utilizó el programa HeliCap® para el cálculo de capacidad de carga axial. Este trae predeterminadamente las configuraciones más comerciales del sistema y también se pueden introducir configuraciones de usuario necesarias si el diseño lo exige. Además, se demostró que las capacidades obtenidas con este programa son similares a aquellas calculadas teóricamente. Las variaciones entre las capacidades obtenidas mediante este programa y las teóricas son de un 3.39% y un 1.10% para la capacidad de carga a compresión y tracción, respectivamente. Existe el respaldo por parte de Chance® de que los valores obtenidos mediante el HeliCap® tanto a compresión como a tracción son totalmente válidos, evidenciado en la amplia cantidad de proyectos ejecutados hasta la fecha a nivel internacional sin problema alguno. Por otro lado, se utilizó el programa Group® o LPile® para verificar el desempeño del elemento cuando es sometido a cargas laterales, momentos y cargas verticales. De esta manera se obtienen los diagramas de deflexión, momento flector y fuerza cortante, propios de la interacción del elemento con el suelo donde se instalará, y se verifica que

no se excedan los criterios máximos para el proyecto en análisis. Como se mencionó líneas atrás, se recomienda que la carga de trabajo lateral del pilote no exceda de 1.50 toneladas y, luego de realizar el análisis en Group® se obtuvo un valor máximo de 1.27 toneladas del diagrama de fuerza cortante, demostrando que el elemento tendrá un buen desempeño. De esta forma se logra emplear una herramienta sencilla para un diseño que podría ser más tedioso en otro tipo de alternativa de cimentación.

5) Se aprecia que la capacidad de carga axial es importante no solo para las sollicitaciones verticales. Esto debido a que la mayoría de elementos instalados en torres de alta tensión suelen tener algún grado de inclinación, de esta forma parte de su capacidad axial aporta en la resistencia a cargas laterales. Por lo tanto, el hecho de conseguir un torque de instalación adecuado se vuelve de suma importancia. Como se vio en el Capítulo 3, existe una correlación entre la capacidad de carga axial y el torque de instalación. Este valor fue determinado tanto teóricamente como con el programa HeliCap® y su valor fue aproximadamente, en ambos casos, de 0.94 ton-m. Ahora, si bien los valores que Chance® ha desarrollado empíricamente a lo largo de su historia permiten determinar el torque de instalación con gran precisión, se puede determinar una mejor relación realizando pruebas de instalación en el terreno de interés y pruebas de carga, con el fin de verificar la capacidad axial desarrollada y asociarla al torque medido durante la instalación del pilote helicoidal.

6) Para el caso de suelos con un número de golpes del SPT bajo ($N < 5$), es necesaria la verificación del elemento por pandeo, con el fin de determinar una carga crítica. Se demostró que el perfil tubular RS3500.300 reacciona bien ante este tipo de demanda, obteniendo una carga crítica de 35.70 toneladas, lo cual es aproximadamente 2.30 veces el valor de la capacidad de carga a compresión de diseño.

7) Es necesario, en cada proyecto, realizar ensayos en el terreno para obtener los parámetros de corrosión del suelo, tales como el contenido de cloruros, sulfatos, pH ensayos geofísicos para determinar la resistividad del suelo, entre otros. De esta manera se puede determinar si el sistema requiere o no algún tipo de recubrimiento especial. En el caso evaluado, los parámetros obtenidos corresponden a un suelo levemente corrosivo, por lo que no fue necesario el uso de ningún tipo de recubrimiento adicional. Por lo tanto, el tiempo de vida de los elementos estará acorde con lo expuesto por Howard A. Perko, siendo aproximadamente de 325 años.

8) Finalmente, el sistema combo SS175 con transición a RS3500.300 demostró ser un sistema capaz de resistir las solicitaciones de este proyecto. Con referencia a la evaluación económica, se obtuvo que el sistema de cimentación tradicional es 11.30% más económico respecto al sistema de pilotes helicoidales con parrilla de acero. Esto no considera otras ventajas del sistema que se han comentado durante el desarrollo de esta tesis, las cuales radican principalmente en la rapidez de instalación y la necesidad de maquinaria relativamente pequeña en comparación a las máquinas utilizadas en la instalación de otras alternativas de cimentación de concreto armado. Por otra parte, el sistema mixto demostró ser un 44.51% y un 38.24% más económico que los sistemas de pilotes helicoidales con parrilla de acero y cimentación de concreto armado, respectivamente. Al final, será decisión del cliente final el optar por una de estas tecnologías, lo cual dependerá de la condición crítica del proyecto; es decir, si el ahorro en tiempo compensa el costo extra de la cimentación, entonces el sistema de pilotes helicoidales con parrilla de acero será la mejor opción. Dicho esto, se recomienda el uso del sistema mixto, pues se logra abaratar costos considerablemente frente a ambas soluciones por separado.

9) Esta tesis cubre los aspectos técnicos del diseño de pilotes helicoidales. A modo de continuar con ella se podrían realizar pruebas en campo a fin de medir el torque de instalación y correlacionarlo a la capacidad última de carga axial del pilote en distintos tipos de suelos dentro del país.



Capítulo 6: Bibliografía

Referencias Bibliográficas:

ACI Committee 318. (2005). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*. Michigan.

Blanco Blasco, J. T. (1990). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima.

Bowles, J. E. (1988). *Foundation Analysis and Design*. Peoria: McGraw-Hill.

Clayton, D. J. (2005). *Basic Helical Screw Pile Design*. Kansas.

Das, B. M. (2012). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones* (7ma ed.). Santa Fe: Cengage Learning Editores.

Federal Highway Administration. (2010). *Drilled Shafts Manual*. New York: PB Americas, Inc.

Gonzales de Vallejo, L. (2004). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación S.A.

Helical Pier Systems. (2010). *Helical Pile Engineering Handbook*. Alberta.

Hoyt, R. M., & Clemence, S. P. (1989). 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation. *Uplift Capacity of Helical Anchors in Soil*. Río de Janeiro, Brasil.

Hubbell Power Systems, Inc. (2016). *Technical Design Manual*. Missouri.

Institute of Electrical and Electronics Engineers. (2001). *IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing*. New York.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: Sencico.

Naval Facilities Engineering Command. (1986). Foundation and Earth Structures. En *Design Manual 7.02*. Virginia.

Ottazzi Pasino, G. (2006). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: Capítulo Peruano del American Concrete Institute.

Perko, H. A. (2001). *Energy Method for Predicting Installation Torque of Helical Foundation Anchors*. Reston: New Technological and Design Developments in Deep Foundations.

Perko, H. A., & Brown, D. (2009). *Helical Piles, A Practical Guide to Design and Installation*. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc.

Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., . . . Faris, A. (30 de Abril de 2003). 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar. *Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework*. Long Beach, California, E.E.U.U.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, Inc.

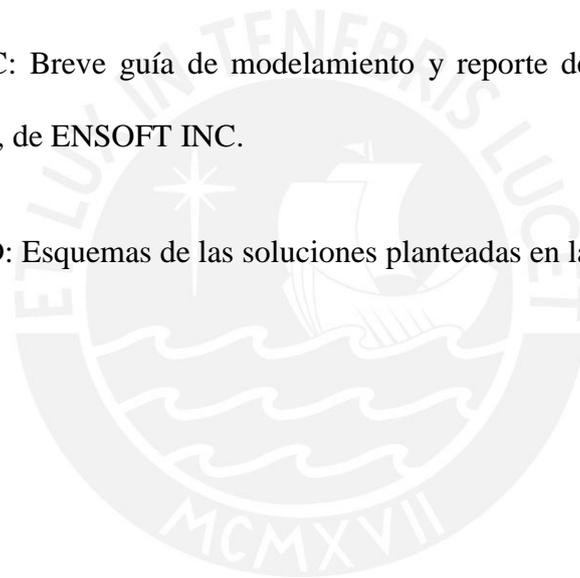
Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley & Sons, Inc.

Universidad Alfonso X El Sabio. (s.f.). NBE-AE/88. *Acciones en la edificación*. Madrid.

Capítulo 7: Anexos

A continuación, se muestran los anexos comentados en el cuerpo de esta tesis.

- Anexo A: Estudio de Mecánica de Suelos.
- Anexo B: Breve guía de modelamiento y reporte del programa de cómputo HeliCap v2.0, de Hubbell Power Systems.
- Anexo C: Breve guía de modelamiento y reporte del programa de cómputo GROUP, de ENSOFT INC.
- Anexo D: Esquemas de las soluciones planteadas en la tesis.





ANEXO A: Estudio de Mecánica de Suelos

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
LOCAL COMERCIAL
TARAPOTO, SAN MARTÍN



Estudio No M4337

Lima, Julio de 2014

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

LOCAL COMERCIAL

TARAPOTO, SAN MARTÍN

Indice

| | |
|-----|---|
| | Resumen y Conclusiones |
| 1.0 | Contenido del Informe |
| 2.0 | Características del Terreno |
| 2.1 | Ubicación |
| 2.2 | Descripción del Lugar |
| 3.0 | Estructuras Previstas |
| 4.0 | Trabajos Efectuados |
| 4.1 | Exploración de Campo |
| 4.2 | Ensayos de Laboratorio |
| 5.0 | Calibración del Cono de Peck |
| 6.0 | Características del Subsuelo |
| 6.1 | Perfil Estratigráfico |
| 6.2 | Nivel Freático |
| 7.0 | Alternativas de Cimentación |
| 8.0 | Parámetros de Cimentación Profunda por Medio de Pilotes Estructurales |
| 8.1 | Introducción |
| 8.2 | Tipo de Pilote |
| 8.3 | Carga de Trabajo por Pilote |
| 8.4 | Capacidad de Carga de un Grupo de Pilotes |
| 8.5 | Capacidad de Carga en Tracción |
| 8.6 | Asentamientos |
| 8.7 | Recomendaciones para las Pruebas de Carga |
| 8.8 | Recomendaciones Adicionales |
| 9.0 | Parámetros de Cimentación Convencional Rígida |

- 9.1 Profundidad de Cimentación
- 9.2 Presión Admisible
- 10.0 Efectos de Sismo
- 11.0 Empujes de Tierras
- 12.0 Agresividad de las Sales del Subsuelo
- 13.0 Características de la Subrasante
- 14.0 Movimientos de Tierras
- 15.0 Recomendaciones para los Pisos
- 16.0 Limitaciones del Estudio

Bibliografía

Láminas

| | |
|---------------------|--|
| M4337-1 | Ubicación de Sondajes |
| M4337-2 a M4337-3A | Perfiles de Suelos de las Perforaciones |
| M4337-4 a M4337-10 | Perfiles de Suelos de las Calicatas |
| M4337-11 a M4337-16 | Registros de las Auscultaciones con Cono de Peck |
| M4337-17 a M4337-33 | Curvas Granulométricas |
| M4337-34 y M2630-35 | Proctor Modificado y CBR |
| M4337-36 | Secciones Estratigráficas |

Cuadros

| | |
|-------------------|---|
| M4337-1 y M4337-2 | Ensayos de Penetración Estándar (SPT) |
| M4337-3 y M4337-4 | Análisis Granulométrico por Tamizado, Límites de Atterberg, Contenido de Humedad y Clasificación Unificada |
| M4337-5 a M4337-9 | Análisis Químicos de Laboratorio |

Fotografías

Anexos

- 1.- Cálculos de las Capacidades de Carga por Compresión, Tracción y Asentamientos de Pilotes
- 2.- Fotografías del Sistema de Mejoramiento del Terreno Impact



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

LOCAL COMERCIAL

TARAPOTO, SAN MARTÍN

Resumen y Conclusiones

El presente informe comprende el Estudio de Mecánica de Suelos llevado a cabo con la finalidad de determinar las condiciones de cimentación de un local comercial en un terreno ubicado entre la avenida Salaverry y los jirones Aviación, Francisco Pizarro y Rafael Díaz, en la ciudad de Santa Cruz de los Motilones de Tarapoto, capital del departamento de San Martín.

El terreno presenta una topografía sensiblemente plana, con una pendiente ascendente de 2 a 3° en dirección Noreste, siendo la diferencia de nivel entre los puntos más bajo y más alto del terreno de 6.50 m. En el interior del terreno existen 7 edificaciones de material noble de 1 piso de altura, una de éstas es una vivienda y las demás son oficinas de agencias de viaje. Existe también una cisterna enterrada. El resto del área se encuentra libre.

El proyecto comprende un local comercial de uno a dos pisos de altura, que incluirá una sala de ventas con nivel de piso terminado a -2.00 m, una trastienda con nivel de piso terminado a un nivel de +/- 0.00 m, locales comerciales menores y un área de estacionamientos.

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

- 2 perforaciones por lavado tipo wash boring de 11.05 y 11.50 m de profundidad con respecto a la superficie del terreno, denominadas P-1 y P-2, respectivamente; en las cuales se llevaron a cabo ensayos de penetración estándar (SPT) espaciados cada 1 m.
- 7 calicatas excavadas en forma manual hasta profundidades comprendidas entre 0.80 y 3.00 m con respecto a la superficie del terreno, denominadas C-1 a C-7, complementadas con perforaciones con barrenos manuales tipo iwan auger de 2.5 pulgadas de diámetro hasta profundidades comprendidas entre 3.00 y 8.20 m.

- 6 auscultaciones con cono de Peck denominadas CP-1 a CP-7, las cuales se ubicaron adyacente a las calicatas y alcanzaron rechazo a profundidades comprendidas entre 8.30 y 11.10 m con respecto al nivel de la superficie del terreno.

Características del Suelo

En las perforaciones y calicatas se encontró una capa superior de relleno de arena fina, limosa, medianamente densa, con piedras redondeadas y sub angulares de hasta 6 pulgadas de tamaño máximo, restos de desmonte, basura y/o raíces, de 0.20 a 0.40 m de espesor; bajo la cual, se encuentra un depósito de arena fina con contenido variable de limo y arcilla, cuya densidad relativa tiende a aumentar con la profundidad, encontrándose en estado suelto hasta profundidades comprendidas entre 3.70 y 4.40 m, en estado suelto a medianamente denso hasta profundidades comprendidas entre 6.00 y 7.20 m y en estado medianamente denso hasta profundidades comprendidas entre 8.30 y 11.10 m.

A continuación y hasta el límite de la profundidad investigada (11.50 m), se encuentran gravas y arenas limosas cementadas, muy densas.

En la Lámina No M4337-36 se presentan 2 secciones estratigráficas del terreno.

El nivel freático no se registró dentro de la profundidad investigada (11.50 m).

Alternativas de Cimentación

Teniendo en cuenta las características físicas y mecánicas de los suelos que conforman el perfil del suelo y las características de la edificaciones proyectadas, en el presente caso se tienen las siguientes alternativas de cimentación:

- Para las estructuras: cimentación de tipo profundo por medio de pilotes estructurales, los cuales deben penetrar por lo menos 2.00 m en el depósito de suelos de alta resistencia, el

cual está conformado por arenas y gravas muy densas. Los pilotes deberán alcanzar una profundidad no menor de 11.00 m con respecto a la superficie actual del terreno.

- Para los tabiques interiores y cerco perimétrico: cimentación rígida por medio de cimientos corridos armados apoyados sobre las arenas sueltas.
- Efectuar un mejoramiento del terreno bajo la cimentación. Puede usarse el sistema denominado impact de Geopier Foundation Company que consiste en la instalación de pilas de agregado compactado en el subsuelo. El proceso de instalación de estas pilas origina una densificación de los suelos entre las pilas, lo cual puede cuantificarse con el incremento de los valores de N del ensayo de penetración estándar (SPT); finalmente, se obtienen un suelo reforzado conformado por las pilas de agregado compactado y el suelo densificado. Ver foto al final del informe.

A continuación se presentan los parámetros de cimentación correspondientes a los tipos de cimentación profunda y convencional rígida.

Para el mejoramiento del terreno debe efectuarse un análisis específico teniendo en cuenta la distribución y cargas que transmitirá al subsuelo cada zapata y cimiento corrido.

Cimentación Profunda por medio de Pilotes Estructurales

- Tipo de cimentación recomendado: pilotes estructurales de concreto.
Se han analizado los siguientes tipos de pilotes:
 - . Pilotes de desplazamiento hincados tipo Franki de concreto de 0.35 y 0.45 m de diámetro, con bulbo (base ensanchada al doble del área del pilote).
 - . Pilotes perforados de concreto de 0.60 m de diámetro.
- Profundidad mínima que debe alcanzar la punta de los pilotes: 11.00 m con respecto al nivel de la superficie actual del terreno.
- Longitud mínima de los pilotes: 10.00 m.

- Capacidad de carga por compresión:

| Tipo y diámetro del pilote (m) | Profundidad de la punta del pilote (m) | Condición | Capacidad de carga Qa (Ton) |
|-----------------------------------|--|-----------|-----------------------------|
| Franki, $\varnothing = 0.35$ m | 11 | Estática | 55 |
| | | Sísmica | 70 |
| Franki, $\varnothing = 0.45$ m | 11 | Estática | 120 |
| | | Sísmica | 140 |
| Perforado, $\varnothing = 0.60$ m | 11 | Estática | 75 |
| | | Sísmica | 90 |

- . La elección del diámetro del de pilote y la longitud dependerá de las características y cargas de las estructuras, así como del costo de los pilotes.
 - . Para alcanzar mayor capacidad de carga puede incrementarse el diámetro y/o la longitud de los pilotes
- Capacidad de carga por tracción:

| Tipo y diámetro del pilote (m) | Profundidad de la punta del pilote (m) | Condición | Carga Admisible por Tracción Ta (Ton) |
|-----------------------------------|--|-----------|---------------------------------------|
| Franki, $\varnothing = 0.35$ m | 11 | Estática | 11 |
| | | Sísmica | 12 |
| Franki, $\varnothing = 0.45$ m | 11 | Estática | 18 |
| | | Sísmica | 20 |
| Perforado, $\varnothing = 0.60$ m | 11 | Estática | 17 |
| | | Sísmica | 19 |

- Factores de seguridad:
 Condiciones estáticas: FS = 3.0
 Condiciones sísmicas: FS = 2.5
- Asentamientos calculados menores de 2.5 cm.
- Espaciamiento mínimo entre centros de pilotes: 4 veces el diámetro.

- Recomendaciones adicionales:
 - . Al inicio de la obra deberá ejecutarse una prueba de carga para verificar la capacidad de carga del pilote.
 - . De acuerdo a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones (NTE E050, 2)* deberá efectuarse una prueba de carga por cada lote o grupo de pilotes, con un mínimo de una prueba por cada cincuenta pilotes, debiendo realizarse estas pruebas en zonas con perfil de suelos conocido. Las pruebas de carga deben ejecutarse según la norma ASTM D 1143.
 - . Deberá considerarse en la cimentación sobre pilotes un amarre adecuado de zapatas mediante vigas o considerando bases anchas y rígidas. También puede considerarse una platea sobre pilotes.
 - . Cualquiera sea el pilote elegido, la empresa encargada de su provisión, construcción e instalación deberá garantizar mediante pruebas de carga que se alcancen las capacidades de carga consideradas en los cálculos estructurales. En el caso que sea requerido podrán incrementarse las longitudes de pilotes para alcanzar las capacidades de carga incluyendo los factores de seguridad estipulados en la Norma NTE E050 (2).

Cimentación Convencional Rígida

Esta alternativa se recomienda para tabiques, muros divisorios, cercos y estructuras menores, .

- Tipo de cimentación: convencional rígida, por medio de cimientos corridos armados.
- Material de apoyo de la cimentación: arenas arcillosas sueltas.
- Profundidad mínima de cimentación: $D_f \text{ min} = 1.20 \text{ m}$ con respecto a la superficie actual del terreno.
- Presión admisible: $q_a = 0.30 \text{ Kg/cm}^2$
- Factor de seguridad por esfuerzo cortante en condiciones estáticas: $FS = 3$.
- Asentamiento total estimado $< 2.5 \text{ cm}$.

* Los números entre paréntesis indican las referencias bibliográficas.

- Recomendaciones adicionales:
 - . En cualquier caso que en el emplazamiento de un cimiento haya sido efectuada una excavación hasta una profundidad mayor que la considerada para la cimentación, deberá rellenarse la profundidad de sobre excavación efectuada con concreto pobre.
 - . La profundidad de cimentación debe ser mayor que la profundidad de cimentación de las edificaciones existentes que sean demolidas.

Parámetros de Diseño Sismorresistente

El perfil del suelo que se encontrará dentro de la profundidad activa de cimentación se puede clasificar en cualquier caso según la Norma Técnica de Edificación E030: Diseño Sismorresistente como Tipo S₂ y le corresponde un Factor de Suelo S igual a 1.2 y un Período Predominante de Vibración T_p de 0.6 s.

Empujes de Tierras

Para el cálculo de los empujes de tierras de las paredes de las estructuras enterradas que se proyecten, se recomienda considerar los siguientes parámetros promedio de las arenas sueltas que se encuentran cerca a la superficie del terreno, las cuales son las que someterán a mayor empuje a los muros:

- Ángulo de fricción interna $\phi = 30^\circ$
- Coeficiente de empuje de tierras activo $K_A = 0.33$
- Coeficiente de empuje de tierras en reposo $K_O = 0.50$
- Coeficiente de empuje de tierras pasivo $K_p = 3.00$
- Peso volumétrico del suelo $\gamma = 1.90 \text{ Ton/m}^3$

Características de la Subrasante

De acuerdo al perfil estratigráfico del subsuelo, se tiene que al nivel de la subrasante se encuentran arenas finas, arcillosas, sueltas, a las cuales les corresponde un valor de CBR = 14, un módulo elástico (M_r) de 13,833 lb/pulg² y un módulo de reacción de la subrasante (k) de 225 lb/pulg³ que equivale a 6.23 Kg/cm² x cm.

Movimientos de Tierras

Previo a la colocación de cualquier capa de relleno, deberá retirarse la capa superior de relleno que se encuentre muy contaminada con restos de desmonte y/o basura. Debe tenerse en cuenta que en las perforaciones y calicatas la capa superior de relleno tienen entre 0.20 y 0.30 m de espesor.

Los rellenos requeridos en el proyecto deberán conformarse con un material granular seleccionado, preferentemente grava arenosa, bien o mal graduada, limpia o ligeramente limosa o ligeramente arcillosa, con contenido de partículas que pasa la malla No 200 menor de 12% en peso y tamaño máximo no mayor de 3 pulgadas, colocado por capas horizontales de no más de 0.25 m de espesor, cada una de las cuales deberá compactarse a un mínimo del 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado.

El contenido de sales solubles totales del material de relleno no deberá exceder de 5 000 p.p.m.

Recomendaciones para los Pisos

Las losas de piso y los pavimentos deberán apoyarse sobre una capa de relleno de material granular seleccionado, colocado y compactado por capas, de por lo menos 0.25 m de espesor, que reemplace íntegramente a la capa superior de relleno existente que contiene restos de desmonte, basura y/o raíces.

Limitaciones del Estudio

El Estudio de Mecánica de Suelos efectuado es válido exclusivamente para el terreno mostrado en la Lámina No M4337-1.

Lima, Julio de 2014



Ing. Maggie Martinelli Montoya

Reg. Col. Ings. CIP 26250



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

LOCAL COMERCIAL

TARAPOTO, SAN MARTÍN

Informe

1.0 CONTENIDO DEL INFORME

En este Informe se presenta la descripción de los trabajos realizados en campo y laboratorio, los resultados de los análisis efectuados y las conclusiones obtenidas en el Estudio de Mecánica de Suelos llevado a cabo con la finalidad de determinar la información requerida para el diseño de las estructuras de cimentación de un local comercial en un terreno ubicado entre la avenida Salaverry y los jirones Aviación, Francisco Pizarro y Rafael Díaz, en la ciudad de Santa Cruz de los Motilones de Tarapoto, capital del departamento de San Martín.

2.0 CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO

2.1 Ubicación

El terreno estudiado tiene una extensión de 11,695.16 m² y se encuentra ubicado entre la avenida Salaverry y los jirones Aviación, Francisco Pizarro y Rafael Díaz, en la ciudad de Santa Cruz de los Motilones de Tarapoto, distrito de Morales, provincia y departamento de San Martín. En la Lámina No M4337-1 se muestra la ubicación del terreno.

2.2 Descripción del Lugar

El terreno estudiado posee una forma irregular y presenta una topografía sensiblemente plana, con una pendiente ascendente de 2 a 3° en dirección Noreste, siendo la diferencia de nivel entre los puntos más bajo y más alto del terreno de 6.50 m.

En el interior del terreno existen 7 edificaciones de material noble de 1 piso de altura, una de éstas es una vivienda y las demás son oficinas de agencias de viaje. Existe también una cisterna enterrada. El resto del área se encuentra libre.

El terreno colinda con edificaciones de 1 a 2 pisos de altura y con un grifo.

3.0 ESTRUCTURAS PREVISTAS

El proyecto comprende un local comercial de uno a dos pisos de altura, que incluirá una sala de ventas con nivel de piso terminado a -2.00 m, una trastienda con nivel de piso terminado a un nivel de ± 0.00 m, locales comerciales menores y un área de estacionamientos.

Las edificaciones tendrán estructura convencional de concreto armado y tabiquería de ladrillos.

4.0 TRABAJOS EFECTUADOS

4.1 Exploración de Campo

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

- 2 perforaciones por lavado tipo wash boring de 11.05 y 11.50 m de profundidad con respecto a la superficie del terreno, denominadas P-1 y P-2, respectivamente; en las cuales se llevaron a cabo ensayos de penetración estándar (SPT) espaciados cada 1 m.
- 7 calicatas excavadas en forma manual hasta profundidades comprendidas entre 0.80 y 3.00 m con respecto a la superficie del terreno, denominadas C-1 a C-7, complementadas con perforaciones con barrenos manuales tipo iwan auger de 2.5 pulgadas de diámetro hasta profundidades comprendidas entre 3.00 y 8.20 m.

- 6 auscultaciones con cono de Peck denominadas CP-1 a CP-7, las cuales se ubicaron adyacente a las calicatas y alcanzaron rechazo a profundidades comprendidas entre 8.30 y 11.10 m con respecto al nivel de la superficie del terreno.

En las perforaciones y calicatas se realizó un perfilaje minucioso, el cual incluyó el registro cuidadoso de las características de los suelos que conforman cada estrato del perfil del suelo, la clasificación visual de los materiales encontrados de acuerdo con los procedimientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos y la extracción de muestras alteradas, las cuales debidamente protegidas e identificadas fueron remitidas al laboratorio para su verificación y análisis.

En la Lámina No M4337-1 se muestra la ubicación de las perforaciones, calicatas, auscultaciones con cono de Peck; en las Láminas Nos M4337-2 a M4337-3A se presentan los perfiles de suelos de las perforaciones por el método de lavado (wash boring); en las Láminas Nos M4337-4 a M4337-10 se presentan los perfiles de suelos de las calicatas complementadas con perforaciones tipo iwan auger; y en las Láminas Nos M4337-11 a M4337-16 se presentan los registros de las auscultaciones con cono de Peck.

Los valores de N del ensayo de penetración estándar SPT se presentan en los perfiles de suelos de las perforaciones P-1 y P-2 en las Láminas Nos M4337-2 a M4337-3A y en los Cuadros Nos M4337-1 y M4337-2.

4.2 Ensayos de Laboratorio

En el laboratorio se verificó la clasificación las muestras obtenidas y luego se procedió a efectuar con ellas los siguientes ensayos:

- Análisis Granulométrico por Tamizado
- Límites de Atterberg

- Contenido de Humedad
- Clasificación Unificada SUCS
- Proctor Modificado
- CBR
- Contenido de Sales Solubles Totales
- Contenido de Sulfatos Solubles
- Contenido de Cloruros Solubles

Los ensayos de laboratorio fueron realizados de acuerdo con las normas NTP respectivas y con los resultados obtenidos se procedió a efectuar una comparación con las características de los suelos obtenidas en el campo y las compatibilizaciones correspondientes en los casos en que fue necesario para obtener los perfiles de suelos definitivos, que son los que se presentan.

En las Láminas Nos M4337-17 a M4337-35 y los Cuadros Nos M4337-3 a M4337-9 se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio.

5.0 CALIBRACIÓN DEL CONO DE PECK

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

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

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

Donde:

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

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

6.0 CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

6.1 Perfil del Suelo

En las perforaciones y calicatas se encontró una capa superior de relleno de arena fina, limosa, medianamente densa, con piedras redondeadas y sub angulares de hasta 6 pulgadas de tamaño máximo, restos de desmonte, basura y/o raíces, de 0.20 a 0.40 m de espesor; bajo la cual, se encuentra un depósito de arena fina con contenido variable de limo y arcilla, cuya densidad relativa tiende a aumentar con la profundidad, encontrándose en estado suelto hasta profundidades comprendidas entre 3.70 y 4.40 m, en estado suelto a medianamente denso hasta profundidades comprendidas entre 6.00 y 7.20 m y en estado medianamente denso hasta profundidades comprendidas entre 8.30 y 11.10 m.

A continuación y hasta el límite de la profundidad investigada (11.50 m), se encuentran gravas y arenas limosas cementadas, muy densas.

En la Lámina No M4337-36 se presentan 2 secciones estratigráficas del terreno.

6.2 Nivel Freático

El nivel freático no se registró dentro de la profundidad investigada (11.50 m).

7.0 ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

Teniendo en cuenta las características físicas y mecánicas de los suelos que conforman el perfil del suelo y las características de la edificaciones proyectadas, en el presente caso se tienen las siguientes alternativas de cimentación:

- Para las estructuras: cimentación de tipo profundo por medio de pilotes estructurales, los cuales deben penetrar por lo menos 2.00 m en el depósito de suelos de alta resistencia, el cual está conformado por arenas y gravas muy densas. Los pilotes deberán alcanzar una profundidad no menor de 11.00 m con respecto a la superficie actual del terreno.
- Para los tabiques interiores y cerco perimétrico: cimentación rígida por medio de cimientos corridos armados apoyados sobre las arenas sueltas.
- Efectuar un mejoramiento del terreno bajo la cimentación. Puede usarse el sistema denominado impact de Geopier Foundation Company que consiste en la instalación de pilas de agregado compactado en el subsuelo. El proceso de instalación de estas pilas origina una densificación de los suelos entre las pilas, lo cual puede cuantificarse con el incremento de los valores de N del ensayo de penetración estándar (SPT); finalmente, se obtienen un suelo reforzado conformado por las pilas de agregado compactado y el suelo densificado. Ver foto al final del informe.

En los acápites siguientes se determinan los parámetros de cimentación correspondientes a los tipos de cimentación profunda y convencional rígida. Para el mejoramiento del terreno debe efectuarse un análisis específico teniendo en cuenta la distribución y cargas que transmitirá al subsuelo cada zapata y cimiento corrido.

8.0 PARÁMETROS DE CIMENTACIÓN PROFUNDA POR MEDIO DE PILOTES ESTRUCTURALES

8.1 Introducción

Los pilotes deberán atravesar las capas de arenas sueltas a medianamente densas y penetrar por lo menos 2.00 m en el depósito de suelos granulares de resistencia media a alta, el cual está conformado por arenas y gravas muy densas.

Los pilotes deberán alcanzar profundidades variables entre 11.00 y 13.00 m con respecto a la superficie actual del terreno, siendo 11.00 m con respecto a la superficie del terreno la profundidad mínima recomendada para la punta de los pilotes y la longitud mínima de los pilotes = 10.00 m..

8.2 Tipo de Pilote

En el presente caso se recomienda utilizar pilotes estructurales de concreto armado.

Se está descartando el uso de pilotes de acero de sección H o tubulares debido a que si bien éstos tienen una resistencia estructural muy alta, son a su vez costosos. Para que su uso resulte económico, es indispensable que el acero sea solicitado a una tensión muy cercana a su tensión admisible, lo cual ocurre generalmente cuando los pilotes se apoyan sobre roca resistente. En este caso no se da esta situación, por lo cual el uso de este tipo de pilotes resultaría antieconómico.

Con respecto a los pilotes de madera, a la fecha no existe una investigación suficiente y continuada acerca del tipo de madera que se adapte al pilotaje en el Perú y al tratamiento al que hay que someterla antes de su uso, por lo que no se recomienda su uso en el presente caso.

Los pilotes que se analizarán son los siguientes:

- 1.- Pilotes de desplazamiento - hinchado tipo Franki, de sección circular de 0.35 y 0.45 m de diámetro, con bulbo inferior (base ensanchada) de por lo menos 2 veces el área del pilote. Estos pilotes deben penetrar en el depósito resistente de alta resistencia por lo menos 2.00 m.
- 2.- Pilote perforado de 0.60 m de diámetro.

8.3 Carga de Trabajo por Pilote

Las fórmulas existentes para calcular la capacidad de carga de pilotes son de dos tipos: estáticas y dinámicas. Las fórmulas dinámicas son adecuadas sólo para pilotes hincados que trabajen por punta (no por fricción), mientras que las fórmulas estáticas presentan el inconveniente de tener que utilizar propiedades del suelo que son modificadas en forma sustancial durante el hincado de los pilotes.

En el presente caso que se recomienda pilotes de concreto vaciados in situ se utilizará una fórmula estática.

La metodología seguida en este caso ha sido elegir primero dos secciones de pilotes disponibles en el mercado nacional y determinar una carga de trabajo en base a las características del perfil del suelo. Posteriormente durante la construcción del primer pilote deberá verificarse que la capacidad de carga real del pilote* sea mayor o igual que la carga de trabajo adoptada, y deberán establecerse en forma definitiva las especificaciones de instalación de los demás pilotes.

* Incluyendo factor de seguridad.

Para estimar la carga de trabajo en el caso de los pilotes se ha utilizado el programa AllPile que considera la fórmula estática recomendada en el NAVFAC DM 7.2 (1)*:

$$Q_{ult} = \text{Capacidad de carga} = Q_{\text{punta}} + Q_{\text{fricción}}$$

en donde:

| | | |
|---------------|---|---|
| Q punta | = | $c N_c A_T$ (en arcillas y limos) |
| Q punta | = | $P_T N_q A_T$ (en arenas y gravas) |
| Q fricción | = | $\sum c_a S_1$ (en arcillas y limos) + $\sum K_{HC} P_o \tan \delta S_2$ (en arenas y gravas) |
| c | = | Cohesión a la profundidad de la punta del pilote |
| N_c y N_q | = | Factores de capacidad de carga |
| A_T | = | Área de la punta del pilote |
| P_T | = | Presión efectiva vertical a la profundidad de la punta del pilote (aumenta hasta 20 veces el diámetro del pilote) |
| c_a | = | Adherencia en la superficie lateral del pilote (arcillas y limos) |
| S_1 | = | Área lateral donde se desarrolla la adherencia (arcillas y limos) |
| K_{HC} | = | Coefficiente de empuje horizontal |
| P_o | = | Presión efectiva vertical a la profundidad donde se está considerando la fricción (aumenta hasta 20 veces el diámetro del pilote) |
| δ | = | Ángulo de fricción pilote-suelo (arenas y gravas) |
| S_2 | = | Área lateral donde se desarrolla la fricción (arenas y gravas) |

Los cálculos de capacidades de carga última por compresión de los pilotes individuales se han efectuado con los perfiles de suelos de las perforaciones P-1 y P-2 que son las más desfavorables y se presentan en el Anexo 1 de este informe. Los valores más desfavorables

** Los números entre paréntesis indican las referencias bibliográficas.

obtenidos considerando que la punta de los pilotes se apoye a 11.00 m de profundidad, son los siguientes:

- Pilote Franki $\varnothing = 0.35$ m, con bulbo (base ensanchada al doble del área):
 $Q_{ult} = 135 + 43 = 178$ Ton
- Pilote Franki $\varnothing = 0.45$ m, con bulbo (base ensanchada al doble del área):
 $Q_{ult} = 299 + 67 = 366$ Ton
- Pilote perforado de concreto $\varnothing = 0.60$ m:
 $Q_{ult} = 170 + 54 = 224$ Ton

De acuerdo a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones (NTE E050, 2) en el cálculo de la carga admisible por compresión en condiciones estáticas se ha considerado un factor de seguridad de 3 y en el cálculo de la capacidad de carga en condiciones pseudo estáticas (sísmicas) se ha considerado un factor de seguridad de 2.5. Considerando los factores de seguridad indicados en la norma (NTE E050,2) se han determinado las siguientes capacidades de carga por pilote individual, que son las recomendamos utilizar:

| Tipo y diámetro del pilote (m) | Profundidad de la punta del pilote (m) | Condición | Capacidad de carga Q_a (Ton) |
|-----------------------------------|--|-----------|--------------------------------|
| Franki, $\varnothing = 0.35$ m | 11 | Estática | 55 |
| | | Sísmica | 70 |
| Franki, $\varnothing = 0.45$ m | 11 | Estática | 120 |
| | | Sísmica | 140 |
| Perforado, $\varnothing = 0.60$ m | 11 | Estática | 75 |
| | | Sísmica | 90 |

La elección del diámetro del de pilote y la longitud dependerá de las características y cargas de las estructuras, así como del costo de los pilotes. Para alcanzar mayor capacidad de carga puede incrementarse el diámetro y/o la longitud de los pilotes.

8.4 Espaciamiento entre Pilotes y Capacidad de Carga de un Grupo de Pilotes

De acuerdo a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones (NTE E050, 2) se recomienda considerar un espaciamiento entre centros de pilotes no menor de 4 veces el diámetro de los pilotes, los cuales tendrán 10 m de longitud mínima.

En el presente caso que la mayor capacidad de carga se dará en la punta de los pilotes en el estrato resistente, no se considera necesario aplicar una reducción de la capacidad de carga por efecto de grupo y por lo tanto la capacidad de carga de un grupo de pilotes será igual a la suma de la capacidad de carga de los pilotes individuales.

8.5 Capacidad de Carga por Tracción

Para estimar la resistencia última en tracción (arranque) se ha utilizado el programa AllPile que considera la siguiente fórmula recomendada en el NAVFAC DM 7.2 (1):

$$T_{ult} = \sum c_a S_1 (\text{en arcillas y limos}) + \sum K_{HT} P_o \tan \delta S_1 (\text{arenas y gravas})$$

Donde:

- c_a = Adherencia en la superficie lateral del pilote (arcillas y limos)
- S_1 = Área lateral donde se desarrolla la adherencia (arcillas y limos)
- K_{HT} = Coeficiente de empuje horizontal
- P_o = Presión efectiva vertical a la profundidad donde se está considerando la fricción (aumenta hasta 20 veces el diámetro del pilote)

- δ = Ángulo de fricción pilote-suelo (arenas y gravas)
- S_1 = Área lateral donde se desarrolla la fricción (arenas y gravas)

En el Anexo 1 de este informe se presentan los cálculos de las capacidades de carga por tracción de los pilotes. Los valores menores de las capacidades de carga por tracción obtenidos son los siguientes:

- Pilote Franki $\varnothing = 0.35$ m, con bulbo (base ensanchada al doble del área):
Tult = 26 Ton
- Pilote Franki $\varnothing = 0.45$ m, con bulbo (base ensanchada al doble del área):
Tult = 41 Ton
- Pilote perforado de concreto $\varnothing = 0.60$ m:
Tult = 31 Ton

De acuerdo a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones (NTE E050, 2) para determinar la capacidad de carga admisible por tracción, se ha considerado un factor de seguridad de 3 para condiciones estáticas y factor de seguridad de 2.5 para condiciones pseudo estáticas (sísmicas).

Los valores de carga admisible por tracción que recomendamos utilizar obtenidos considerando estos factores más el peso del pilote son los siguientes:

| Tipo y diámetro del pilote (m) | Profundidad de la punta del pilote (m) | Condición | Carga Admisible por Tracción T_a (Ton) |
|--------------------------------|--|-----------|--|
| Franki, $\varnothing = 0.35$ m | 11 | Estática | 11 |
| | | Sísmica | 12 |

| Tipo y diámetro del pilote (m) | Profundidad de la punta del pilote (m) | Condición | Carga Admisible por Tracción Ta (Ton) |
|--------------------------------|--|-----------|---------------------------------------|
| Franki, Ø = 0.45 m | 11 | Estática | 18 |
| | | Sísmica | 20 |
| Perforado, Ø = 0.60 m | 11 | Estática | 17 |
| | | Sísmica | 19 |

8.6 Asentamientos

Los asentamientos de los pilotes individuales han sido determinados con el procedimiento estipulado en el NAVFAC DM 7.2 (1). El asentamiento total corresponde a la suma del asentamiento por deformación axial del pilote, el asentamiento de la punta del pilote causado para la carga transmitida por la punta y el asentamiento de la punta del pilote por la carga transmitida por fricción. Los cálculos efectuados se presentan en el Anexo 1.

Los asentamientos obtenidos varían entre 0.51 y 0.69 cm para pilotes Franki de 0.35 y 0.45 m de diámetro que alcancen 11 m de profundidad y entre 1.45 y 1.91 cm para pilotes perforados de 0.60 m de diámetro que alcancen 11.00 m de profundidad.

Los asentamientos calculados son menores de 2.5 cm y por lo tanto se consideran aceptables.

8.7 Recomendaciones para las Pruebas de Carga

Al inicio de la obra deberá ejecutarse una prueba de carga para verificar la capacidad de carga del pilote.

De acuerdo a lo estipulado en la Norma NTE E050 (2) deberá efectuarse una prueba de carga por cada lote o grupo de pilotes, con un mínimo de una prueba por cada cincuenta

pilotes, debiendo realizarse estas pruebas en zonas con perfil de suelos conocido. Las pruebas de carga deben ejecutarse según la norma ASTM D 1143.

8.8 Recomendaciones Adicionales

Deberá considerarse en la cimentación sobre pilotes un amarre adecuado de zapatas mediante vigas o considerando bases anchas y rígidas.

También pueden considerarse plateas sobre pilotes.

Cualquiera sea el pilote elegido, la empresa encargada de su provisión, construcción e instalación deberá garantizar mediante pruebas de carga que se alcancen las capacidades de carga consideradas en los cálculos estructurales. En el caso que sea requerido podrán incrementarse las longitudes de pilotes para alcanzar las capacidades de carga incluyendo los factores de seguridad estipulados en la Norma NTE E050 (2).

En el caso de utilizar pilotes tipo Franki (hincados), el hincado de cada pilote deberá controlarse en la obra mediante la aplicación de una fórmula dinámica apropiada para el tipo de pilote y martillo utilizado.

9.0 PARÁMETROS DE CIMENTACION CONVENCIONAL RÍGIDA

Este tipo de cimentación se recomendable solo para tabiques interiores y cerco perimétrico.

9.1 Profundidad de Cimentación

Se recomienda considerar una profundidad mínima de cimentación de 1.20 m con respecto al nivel de la superficie actual del terreno.

En cualquier caso que en el emplazamiento de un cimiento haya sido efectuada una excavación hasta una profundidad mayor que la considerada para la cimentación, deberá rellenarse la profundidad de sobre excavación efectuada con concreto pobre.

La profundidad de cimentación debe ser mayor que la profundidad de cimentación de las edificaciones existentes que serán demolidas.

9.2 Presión Admisible

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

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

En el presente caso, no se dará la primera condición, por lo que se puede afirmar que el factor de seguridad por esfuerzo cortante será mayor de 3 y su verificación es innecesaria.

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

Para determinar la presión admisible se ha utilizado la siguiente expresión (Terzaghi, Peck, Mesri, 3):

$$q_a = 0.096 \frac{(N_{60})^{1.4} f_{\delta} f_{NF} f_F}{B^{0.75}}$$

Donde:

- q_a = Presión admisible en Kg/cm²
- N_{60} = $N f_l f_d f_E$
- N = No de golpes obtenido en el ensayo SPT dentro del espesor $B^{0.75}$ (profundidad activa de cimentación)
- B = Ancho o diámetro de la cimentación en metros
- f_l = Factor de corrección por longitud de barras de ensayo SPT
 $f_l = 0.75$ para $l_b < 4$ m, $f_l = 0.85$ para $4 < l_b < 6$ m, $f_l = 0.95$ para $6 < l_b < 10$ m y $f_l = 1$ para $10 \text{ m} < l_b$
- f_d = Factor de corrección por diámetro de barras de ensayo SPT
 $f_d = 1$ para $2.5'' < d_p < 4.5''$
- f_E = Factor de corrección por energía = 1, para el martillo tipo donut utilizado en los ensayos SPT y las auscultaciones con cono de Peck
- f_{δ} = Factor de corrección por asentamiento, $f_{\delta} = 1$ para $\delta = 2.5$ cm
- f_{NF} = Factor de corrección por napa
- f_F = Factor de corrección por forma
 $f_F = ((L/B + 0.25) / 1.25 L/B)^2$, $f_F = 0.64$ para $L/B = \infty$ y
 $f_F = 1$ para $L/B = 1$, siendo L = largo de la zapata y B = ancho de la zapata.

El valor de N promedio desfavorable dentro de la profundidad activa obtenido en base a los ensayos de penetración estándar y los registros de las auscultaciones con cono de Peck, es igual a 5 para un ancho de cimiento corrido de hasta 1.50 m.

Para fines de cálculo hemos considerado un asentamiento total máximo permisible de 2.50 cm, el cual es tolerado generalmente por cimientos corridos.

El nivel freático se encuentra fuera de la profundidad activa de cimentación y no interviene en los cálculos, por lo que corresponde considerar un factor de corrección por napa $f_{NF} = 1$.

Reemplazando en la expresión indicada:

$$\begin{aligned}
 N_{60} &= N f_l f_d \\
 N &= 5 \\
 f_l &= 0.75 \\
 f_d &= 1 \\
 f_E &= 1 \\
 f_\delta &= 1, \text{ para } \delta \text{ total} = 2.5 \text{ cm} \\
 f_{NF} &= 1 \\
 f_F &= 0.64 \text{ (cimiento corrido)}
 \end{aligned}$$

Se obtiene la siguiente presión admisible:

$$q_a = 0.096 \frac{(0.75 \times 5)^{1.4}}{(1.50)^{0.75}} \times 1 \times 1 \times 0.64 = 0.29 \text{ Kg/cm}^2$$

Teniendo en cuenta el valor obtenidos, se recomienda considerar una presión admisible $q_a = 0.30 \text{ Kg/cm}^2$.

10.0 EFFECTOS DE SISMO

Los suelos que se encontrarán dentro de la profundidad activa de cimentación no son susceptibles de sufrir cambios bruscos en sus propiedades físicas y mecánicas debido a vibraciones violentas, por lo que se recomienda calcular las fuerzas sísmicas en la forma usual y recomendada en la Norma Técnica de Edificación E030: Diseño Sismorresistente (NTE E030, 4).

El Factor de Suelo contemplado en dicha Norma depende de las características y espesores de los suelos que conforman el perfil estratigráfico del subsuelo. En el terreno analizado el perfil del suelo que se encontrará dentro de la profundidad activa de cimentación se clasifica como Tipo S_2 y le corresponde un Factor de Suelo S de 1.2 y un Período Predominante de Vibración T_p de 0.6 s.

11.0 EMPUJES DE TIERRAS

Para el cálculo de los empujes de tierras de las paredes de las estructuras enterradas que se proyecten, se recomienda considerar los siguientes parámetros promedio de las arenas sueltas que se encuentran cerca a la superficie del terreno, las cuales son las que someterán a mayor empuje a los muros:

- Ángulo de fricción interna $\phi = 30^\circ$
- Coeficiente de empuje de tierras activo $K_A = 0.33$
- Coeficiente de empuje de tierras en reposo $K_O = 0.50$
- Coeficiente de empuje de tierras pasivo $K_p = 3.00$
- Peso volumétrico del suelo $\gamma = 1.90 \text{ Ton/m}^3$

12.0 AGRESIVIDAD DE LAS SALES DEL SUBSUELO

El contenido de sulfatos solubles del suelo determinado mediante análisis químicos de laboratorio en 2 muestras representativas es igual a 41 p.p.m.

Según la Norma Técnica de Edificación E060: Concreto Armado (NTE E060, 5), cuando el contenido de sulfatos solubles del suelo es menor de 1000 p.p.m. el ataque de los sulfatos del suelo al concreto es despreciable; cuando dicho contenido está comprendido entre 1000 y 2000 p.p.m. el ataque es considerable; y cuando dicho contenido es mayor de 2000 p.p.m. el ataque es severo.

Teniendo en cuenta el contenido de sulfatos solubles del suelo podemos concluir que la agresividad de los sulfatos al concreto será despreciable y no es necesario tomar precauciones al respecto.

13.0 CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE

De acuerdo al perfil estratigráfico del subsuelo, se tiene que el suelos que se encuentra al nivel de la subrasante es arena fina, arcillosa, suelta. El valor de CBR de esta arena obtenido en el laboratorio es igual a 20.5 al 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado.

Conservadoramente, considerando que la arena se encuentra suelta, para los diseños de los pavimentos de las vías de circulación interna, estacionamientos y el patios de maniobras se recomienda considerar un valor 30% menor, esto es un CBR = 14, al cual le corresponde un módulo elástico (M_r) de 13,833 lb/pulg² y un módulo de reacción de la subrasante (k) de 225 lb/pulg³ que equivale a 6.23 Kg/cm² x cm (6).

14.0 MOVIMIENTOS DE TIERRAS

Previo a la colocación de cualquier capa de relleno, deberá retirarse la capa superior de relleno que se encuentre muy contaminada con restos de desmonte y/o basura. Debe tenerse en cuenta que en las perforaciones y calicatas la capa superior de relleno tienen entre 0.20 y 0.30 m de espesor.

Los rellenos requeridos en el proyecto deberán conformarse con un material granular seleccionado, preferentemente grava arenosa, bien o mal graduada, limpia o ligeramente limosa o ligeramente arcillosa, con contenido de partículas que pasa la malla No 200 menor de 12% en peso y tamaño máximo no mayor de 3 pulgadas, colocado por capas horizontales de no más de 0.25 m de espesor, cada una de las cuales deberá compactarse a un mínimo del 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado.

El contenido de sales solubles totales del material de relleno no deberá exceder de 5 000 p.p.m.

15.0 RECOMENDACIONES PARA LOS PISOS

Las losas de piso y los pavimentos deberán apoyarse sobre una capa de relleno de material granular seleccionado, colocado y compactado por capas, de por lo menos 0.25 m de espesor, que reemplace íntegramente a la capa superior de relleno existente que contiene restos de desmonte, basura y/o raíces.

16.0 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

El Estudio de Mecánica de Suelos efectuado es válido exclusivamente para el terreno mostrado en la Lámina No M4337-1.

Lima, Julio de 2014



Ing. Maggie Martinelli Montoya
Reg. Col. Ings. CIP 26250

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- “NAVFAC DM 7.2 ”
Foundation and Earth Structures - Design Manual 7.2
Department of the Navy Naval Facilities Engineering Command
Alexandria, Va, Mayo 1982
- 2.- “Reglamento Nacional de Construcciones
Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones”
Publicada en el diario oficial El Peruano
Lima, Junio de 2012
- 3.- “Soil Mechanics in Engineering Practice”
K.Terzaghi, R.Peck y G.Mesri
Third Edition
John Wiley & Sons, Inc
United States of America, 1996
- 4.- “Reglamento Nacional de Construcciones
Norma Técnica de Edificación E030: Diseño Sismorresistente”
Publicada en El Peruano
Lima, Junio de 2006
- 5.- “Reglamento Nacional de Construcciones
Norma Técnica de Edificación E060: Concreto Armado”
Publicada en El Peruano
Lima, Junio de 2006

6.- “Civil Engineering Pavements”

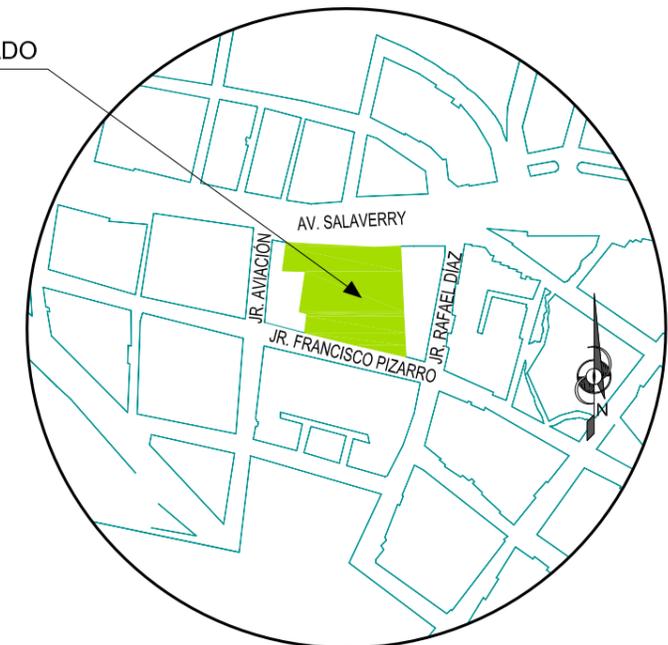
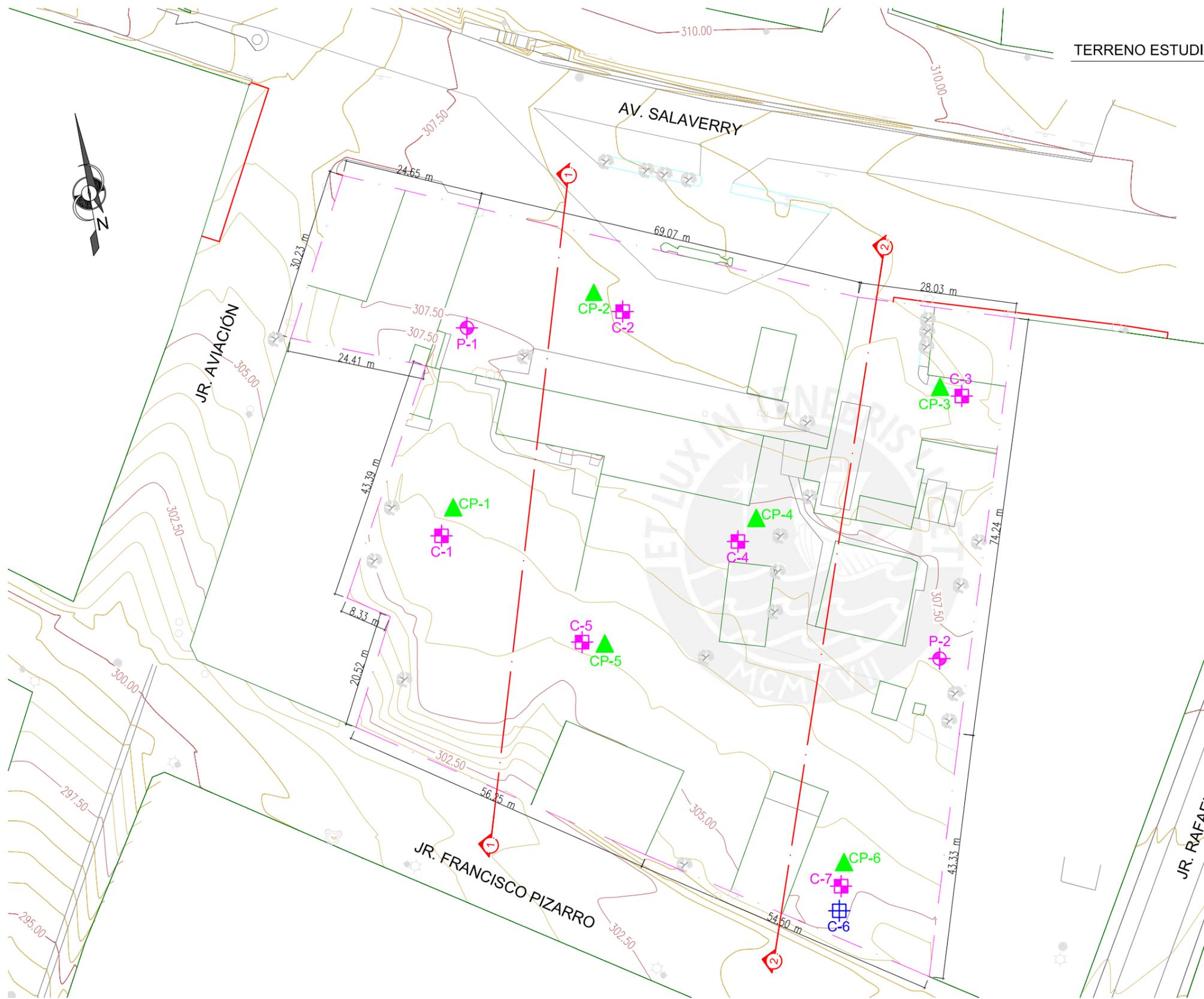
Design Manual 5.4 (DM-5.4)

Department of the Navy Naval Facilities Engineering Command

Alexandria, October 1979







ESQUEMA DE UBICACIÓN
ESCALA 1/1,000

LEYENDA

- PERFORACIÓN POR LAVADO TIPO WASH BORING
- CALICATA
- CALICATA COMPLEMENTADA CON IWAN AUGER
- AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK
- SECCIONES ESTRATIGRÁFICAS

| REV. | FECHA | DESCRIPCIÓN | AP. | DS. | RE. | DIB. | ITEM | NOTAS | DIB. | REV. | APROB. | CLIENTE : |
|------|------------|-------------------------------|-----|-----|-----|------|------|-------|------|------|--------|-----------|
| A | 26-06-2013 | EMITIDO PARA REVISIÓN INTERNA | M.M | M.M | M.M | S.R | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | |

INRETAIL

ATENCIÓN
EL PRESENTE ESTUDIO ES VALIDO EXCLUSIVAMENTE PARA EL ÁREA DE TERRENO MOSTRADA EN ESTA LAMINA. MYM CONSULTORES S.R.L. NO SE HACE RESPONSABLE DEL USO DE ESTE ESTUDIO PARA ÁREAS NO SEÑALADAS DENTRO DE ESTA LAMINA. SU USO Y REPRODUCCIÓN SIN AUTORIZACIÓN DE INRETAIL, ESTAN PROHIBIDOS.



| | |
|---------------|-------------------------------|
| PROYECTO : | LOCAL COMERCIAL |
| UBICACION : | TARAPOTO, SAN MARTÍN |
| ESPECIALIDAD: | ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS |
| PLANO : | UBICACION DE SONDAJES |

| | | | |
|-------------|---------------|--------------|------------|
| APROBADO | M. MARTINELLI | ESCALA | 1/100 |
| DISENADO | M. MARTINELLI | FECHA | JUNIO-2014 |
| RESPONSABLE | R. DIAZ | REVISION | B |
| DIBUJADO | F. TAPIA | N° DE LAMINA | M4337-1 |

Sondaje: P-1

Tipo: WASH BORING

Proyecto : LOCAL COMERCIAL

Cota del Terreno: 307.50 m

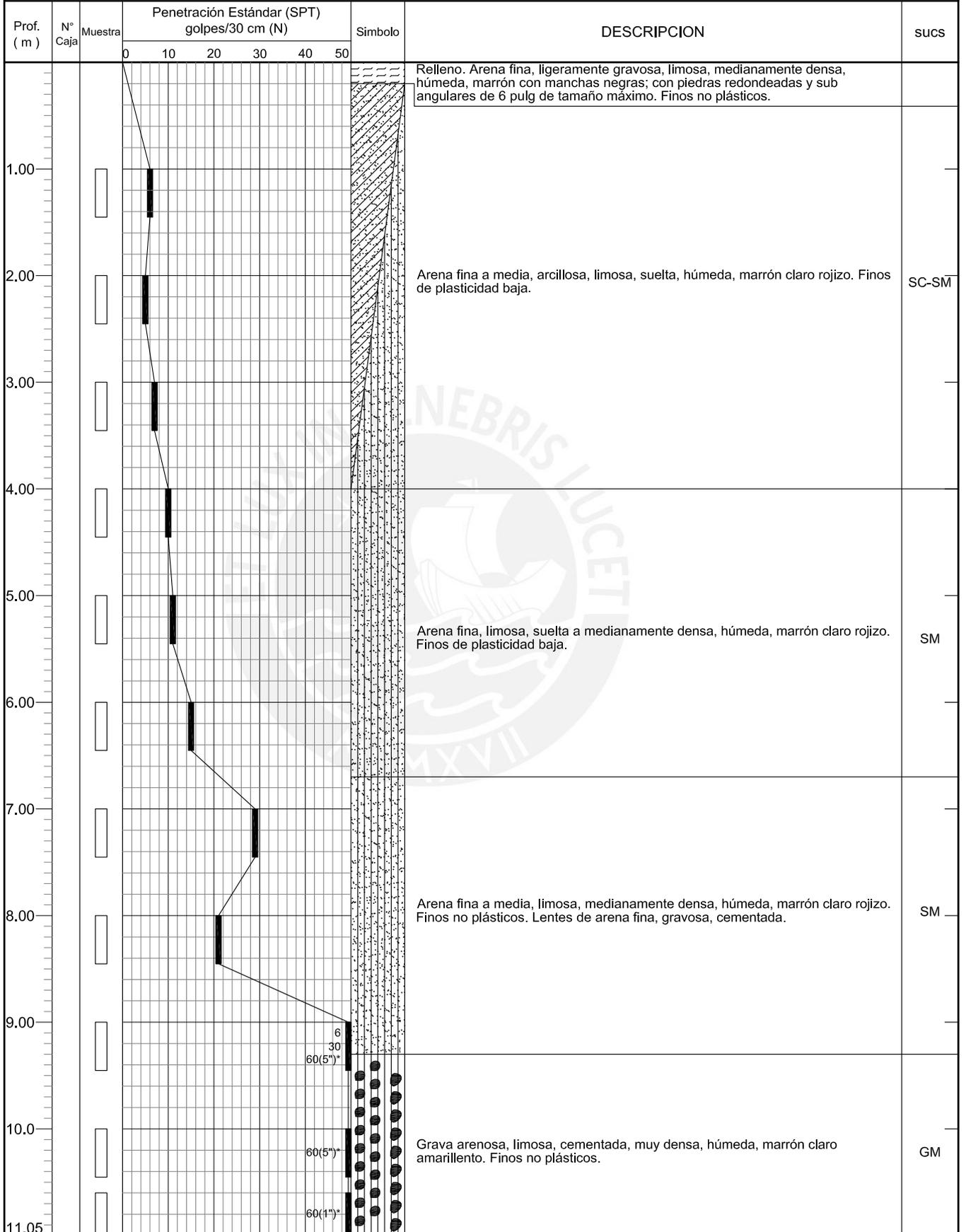
Registrado: J. CHOCCE

TARAPOTO, SAN MARTÍN

Prof. del Agua Subterránea: --

Revisado: M. MARTINELLI

Fecha: JUNIO/2014



LEYENDA

- M. Alterada
- M. en Bloque
- M. Inalterada
- M. de agua

OBSERVACIONES:

* Los números entre paréntesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo de penetración estándar

Sondaje: **P-2**

Tipo: **WASH BORING**

Proyecto : **LOCAL COMERCIAL**

Cota del Terreno: **307.14 m**

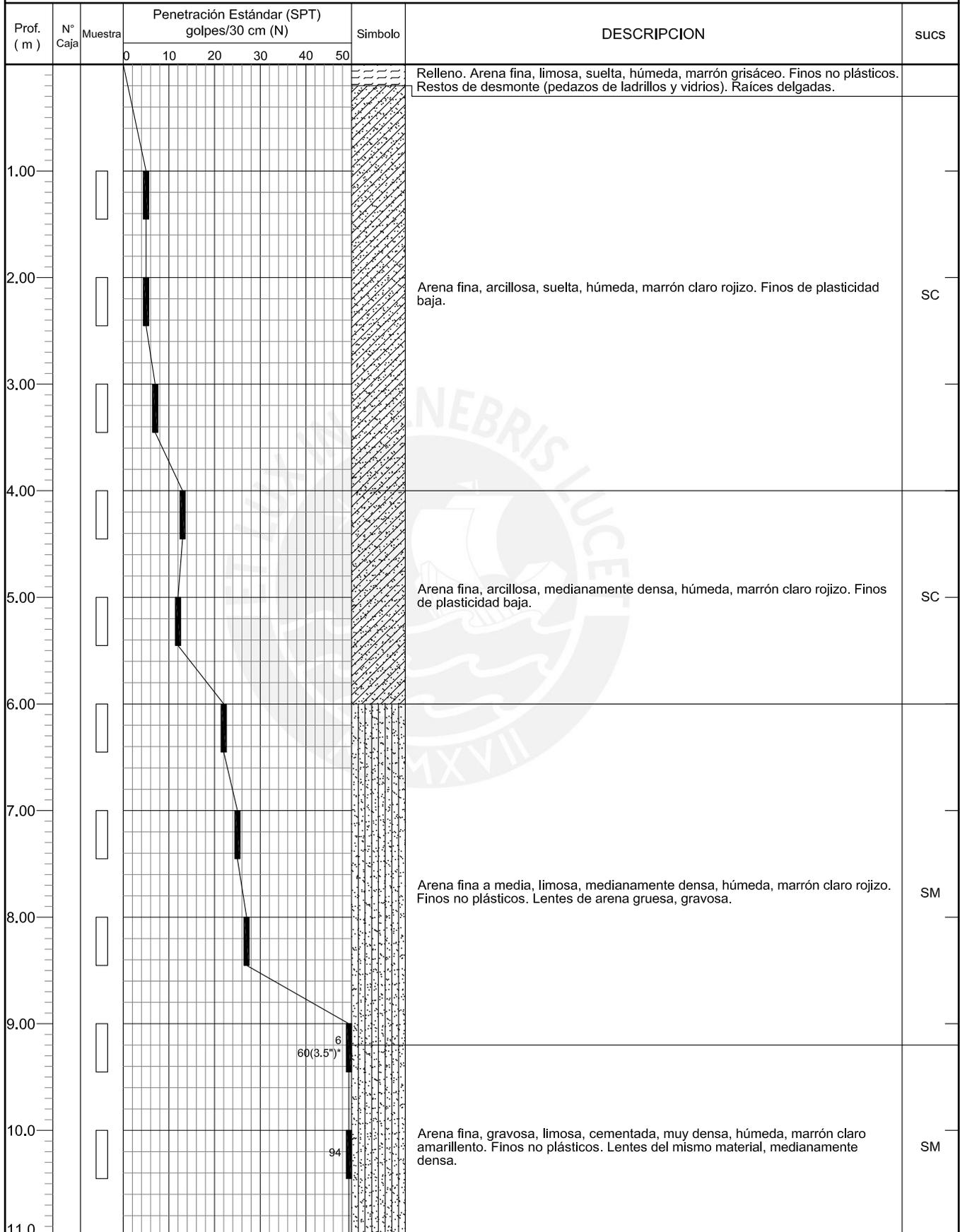
Registrado: **J. CHOCCE**

TARAPOTO, SAN MARTÍN

Prof. del Agua Subterránea: **--**

Revisado: **M. MARTINELLI**

Fecha: **JUNIO/2014**



LEYENDA

- M. Alterada
- M. en Bloque
- M. Inalterada
- M. de agua

OBSERVACIONES:

* El número entre paréntesis indica la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo de penetración estándar

Sondaje: **P-2** Tipo: **WASH BORING** Proyecto : **LOCAL COMERCIAL**
 Cota del Terreno: **307.14 m** Registrado: **J. CHOCCE** **TARAPOTO, SAN MARTÍN**
 Prof. del Agua Subterránea: **--** Revisado: **M. MARTINELLI** Fecha: **JUNIO/2014**

| Prof. (m) | N° Caja | Muestra | Penetración Estándar (SPT) golpes/30 cm (N) | | | | | | Símbolo | DESCRIPCION | sucs |
|-----------|---------|---------|---|----|----|----|----|---------|--|-------------|------|
| | | | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | | | |
| | | | | | | | | 60(1)** | Arena fina, gravosa, limosa, cementada, muy densa, húmeda, marrón amarillento. Finos no plásticos. Lentes del mismo material medianamente denso. | SM | |
| 12.0 | | | | | | | | | | | |
| 13.0 | | | | | | | | | | | |
| 14.0 | | | | | | | | | | | |
| 15.0 | | | | | | | | | | | |
| 16.0 | | | | | | | | | | | |
| 17.0 | | | | | | | | | | | |
| 18.0 | | | | | | | | | | | |
| 19.0 | | | | | | | | | | | |
| 20.0 | | | | | | | | | | | |
| 21.0 | | | | | | | | | | | |
| 22.0 | | | | | | | | | | | |

LEYENDA

| | | | |
|--|---------------|--|--------------|
| | M. Alterada | | M. en Bloque |
| | M. Inalterada | | M. de agua |

OBSERVACIONES:
 * El número entre paréntesis indica la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo de penetración estándar

Sondaje: **C-1** Tipo: **CALICATA/IWAN AUGER** Proyecto : **LOCAL COMERCIAL TARAPOTO, SAN MARTÍN**
 Cota del Terreno: **305.91 m** Registrado: **J. CHOCCE**
 Prof. del Agua Subterránea: **--** Revisado: **M. MARTINELLI** Fecha: **JUNIO/2014**

| Profund. (m) | Muestra | Símbolo | DESCRIPCION | sucs |
|--------------|---------|---------|---|------|
| | | | Relleno. Arena fina, ligeramente gravosa, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón oscuro; con piedras redondeadas de 5 pulg de tamaño máximo. Finos no plásticos. Restos de desmonte (pedazos de ladrillos). | |
| 1.00 | | | Arena fina, arcillosa, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón claro amarillento. Finos de plasticidad baja. | SC |
| 2.00 | | | Arena fina, arcillosa, limosa, suelta, húmeda, marrón rojizo. Finos de plasticidad baja. | SC |
| 3.00 | | | | |
| 4.00 | | | | |
| 5.00 | | | Arena fina, arcillosa, limosa, suelta a medianamente densa, húmeda, marrón claro rojizo. Finos de plasticidad baja. | SC |
| 6.00 | | | | |
| 7.00 | | | | |
| 8.00 | | | | |
| 9.00 | | | | |
| 10.0 | | | | |
| 11.0 | | | | |

| LEYENDA | |
|---------|---------------|
| | M. Alterada |
| | M. en Bloque |
| | M. Inalterada |
| | M. de agua |

OBSERVACIONES:
 De 0.00 a 2.00 m de profundidad: Calicata.
 De 2.00 a 6.00 m de profundidad: Perforación con Iwan auger.

Sondaje: **C-2** Tipo: **CALICATA/IWAN AUGER** Proyecto : **LOCAL COMERCIAL TARAPOTO, SAN MARTÍN**
 Cota del Terreno: **308.03 m** Registrado: **J. CHOCCE**
 Prof. del Agua Subterránea: **--** Revisado: **M. MARTINELLI** Fecha: **JUNIO/2014**

| Profund. (m) | Muestra | Símbolo | DESCRIPCION | sucs |
|--------------|---------|---------|--|-------|
| 0.00 - 0.50 | | | Relleno. Arena fina, ligeramente gravosa, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón claro; con gravas redondeadas aisladas de 3 pulg de tamaño máximo. Restos de basura (pedazos de plásticos). | |
| 0.50 - 1.00 | | | Arena fina, arcillosa, limosa, suelta, húmeda, marrón claro amarillento. Finos de plasticidad baja. | SC-SM |
| 1.00 - 3.00 | | | Arena fina, arcillosa, suelta, húmeda, marrón rojizo. Finos de plasticidad baja. | SC |
| 3.00 - 7.00 | | | Arena fina, arcillosa, suelta a medianamente densa, húmeda, marrón rojizo. Finos de plasticidad baja. | SC |
| 7.00 - 8.30 | | | Arena fina, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón rojizo. Finos no plásticos. Lentes del mismo material blanquecino; con gravas aisladas de 2 pulg de tamaño máximo. | SM |
| 8.30 - 11.00 | | | | |

| LEYENDA | |
|---------|---------------|
| | M. Alterada |
| | M. en Bloque |
| | M. Inalterada |
| | M. de agua |

OBSERVACIONES:
 De 0.00 a 1.50 m de profundidad: Calicata.
 De 1.50 a 8.30 m de profundidad: Perforación con Iwan auger.

Sondaje: **C-3**

Tipo: **CALICATA/IWAN AUGER**

Proyecto : **LOCAL COMERCIAL**

Cota del Terreno: **308.85 m**

Registrado: **J. CHOCCE**

TARAPOTO, SAN MARTÍN

Prof. del Agua Subterránea: **--**

Revisado: **M. MARTINELLI**

Fecha: **JUNIO/2014**

| Profund. (m) | Muestra | Símbolo | DESCRIPCION | sucs |
|---------------|---------|---------|---|-------|
| 0.00 - 0.10 | | | Relleno. Arena fina, ligeramente gravosa, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón oscuro; con gravas redondeadas de 2 pulg de tamaño máximo. Finos no plásticos. Restos de basura (pedazos de plásticos y trapos). Tubería de agua de 0.40 m de profundidad. | |
| 0.10 - 0.20 | | | Arena fina, arcillosa, medianamente densa, húmeda, marrón claro amarillento. Finos de plasticidad baja. | SC |
| 0.20 - 0.30 | | | Arena fina, arcillosa, suelta, húmeda, marrón rojizo. Finos de plasticidad baja. Raíces delgadas aisladas. | SC-SM |
| 0.30 - 0.40 | | | Arena fina, arcillosa, suelta, húmeda, marrón rojizo. Finos de plasticidad baja. | SC |
| 0.40 - 0.50 | | | Arena fina, arcillosa, medianamente densa, húmeda, marrón rojizo; con gravas redondeadas de 1 ½ pulg de tamaño máximo. Finos de plasticidad baja. Lentes del mismo material grueso. | SC |
| 0.50 - 0.60 | | | Arena fina, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón rojizo. Finos no plásticos. Lentes del mismo material blanquecino; con gravas angulares aisladas de 1 ½ pulg de tamaño máximo | SM |
| 0.60 - 0.70 | | | | |
| 0.70 - 0.80 | | | | |
| 0.80 - 0.90 | | | | |
| 0.90 - 1.00 | | | | |
| 1.00 - 1.10 | | | | |
| 1.10 - 1.20 | | | | |
| 1.20 - 1.30 | | | | |
| 1.30 - 1.40 | | | | |
| 1.40 - 1.50 | | | | |
| 1.50 - 1.60 | | | | |
| 1.60 - 1.70 | | | | |
| 1.70 - 1.80 | | | | |
| 1.80 - 1.90 | | | | |
| 1.90 - 2.00 | | | | |
| 2.00 - 2.10 | | | | |
| 2.10 - 2.20 | | | | |
| 2.20 - 2.30 | | | | |
| 2.30 - 2.40 | | | | |
| 2.40 - 2.50 | | | | |
| 2.50 - 2.60 | | | | |
| 2.60 - 2.70 | | | | |
| 2.70 - 2.80 | | | | |
| 2.80 - 2.90 | | | | |
| 2.90 - 3.00 | | | | |
| 3.00 - 3.10 | | | | |
| 3.10 - 3.20 | | | | |
| 3.20 - 3.30 | | | | |
| 3.30 - 3.40 | | | | |
| 3.40 - 3.50 | | | | |
| 3.50 - 3.60 | | | | |
| 3.60 - 3.70 | | | | |
| 3.70 - 3.80 | | | | |
| 3.80 - 3.90 | | | | |
| 3.90 - 4.00 | | | | |
| 4.00 - 4.10 | | | | |
| 4.10 - 4.20 | | | | |
| 4.20 - 4.30 | | | | |
| 4.30 - 4.40 | | | | |
| 4.40 - 4.50 | | | | |
| 4.50 - 4.60 | | | | |
| 4.60 - 4.70 | | | | |
| 4.70 - 4.80 | | | | |
| 4.80 - 4.90 | | | | |
| 4.90 - 5.00 | | | | |
| 5.00 - 5.10 | | | | |
| 5.10 - 5.20 | | | | |
| 5.20 - 5.30 | | | | |
| 5.30 - 5.40 | | | | |
| 5.40 - 5.50 | | | | |
| 5.50 - 5.60 | | | | |
| 5.60 - 5.70 | | | | |
| 5.70 - 5.80 | | | | |
| 5.80 - 5.90 | | | | |
| 5.90 - 6.00 | | | | |
| 6.00 - 6.10 | | | | |
| 6.10 - 6.20 | | | | |
| 6.20 - 6.30 | | | | |
| 6.30 - 6.40 | | | | |
| 6.40 - 6.50 | | | | |
| 6.50 - 6.60 | | | | |
| 6.60 - 6.70 | | | | |
| 6.70 - 6.80 | | | | |
| 6.80 - 6.90 | | | | |
| 6.90 - 7.00 | | | | |
| 7.00 - 7.10 | | | | |
| 7.10 - 7.20 | | | | |
| 7.20 - 7.30 | | | | |
| 7.30 - 7.40 | | | | |
| 7.40 - 7.50 | | | | |
| 7.50 - 7.60 | | | | |
| 7.60 - 7.70 | | | | |
| 7.70 - 7.80 | | | | |
| 7.80 - 7.90 | | | | |
| 7.90 - 8.00 | | | | |
| 8.00 - 8.10 | | | | |
| 8.10 - 8.20 | | | | |
| 8.20 - 8.30 | | | | |
| 8.30 - 8.40 | | | | |
| 8.40 - 8.50 | | | | |
| 8.50 - 8.60 | | | | |
| 8.60 - 8.70 | | | | |
| 8.70 - 8.80 | | | | |
| 8.80 - 8.90 | | | | |
| 8.90 - 9.00 | | | | |
| 9.00 - 9.10 | | | | |
| 9.10 - 9.20 | | | | |
| 9.20 - 9.30 | | | | |
| 9.30 - 9.40 | | | | |
| 9.40 - 9.50 | | | | |
| 9.50 - 9.60 | | | | |
| 9.60 - 9.70 | | | | |
| 9.70 - 9.80 | | | | |
| 9.80 - 9.90 | | | | |
| 9.90 - 10.00 | | | | |
| 10.00 - 10.10 | | | | |
| 10.10 - 10.20 | | | | |
| 10.20 - 10.30 | | | | |
| 10.30 - 10.40 | | | | |
| 10.40 - 10.50 | | | | |
| 10.50 - 10.60 | | | | |
| 10.60 - 10.70 | | | | |
| 10.70 - 10.80 | | | | |
| 10.80 - 10.90 | | | | |
| 10.90 - 11.00 | | | | |

| LEYENDA | |
|---------|---------------|
| | M. Alterada |
| | M. en Bloque |
| | M. Inalterada |
| | M. de agua |

OBSERVACIONES:
 De 0.00 a 3.00 m de profundidad: Calicata.
 De 3.00 a 8.20 m de profundidad: Perforación con Iwan auger.

Sondaje: **C-4** Tipo: **CALICATA/IWAN AUGER** Proyecto : **LOCAL COMERCIAL TARAPOTO, SAN MARTÍN**
 Cota del Terreno: **307.21 m** Registrado: **J. CHOCCE**
 Prof. del Agua Subterránea: **--** Revisado: **M. MARTINELLI** Fecha: **JUNIO/2014**

| Profund. (m) | Muestra | Símbolo | DESCRIPCION | sucs |
|--------------|---------|---------|---|-------|
| 0.00 | | | Relleno. Arena fina, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón oscuro. Finos no plásticos. Raíces delgadas. Tubo de agua. | |
| 0.50 | | | Arena fina, arcillosa, limosa, suelta, húmeda, marrón amarillento. Finos de plasticidad baja, Raíces. | SC-SM |
| 1.00 | | | | |
| 2.00 | | | | |
| 3.00 | | | Arena fina, arcillosa, suelta, húmeda, marrón claro rojizo. Finos de plasticidad baja. | SC |
| 4.00 | | | | |
| 5.00 | | | | |
| 6.00 | | | Arena fina, arcillosa, suelta a medianamente densa, húmeda, marrón rojizo. Finos de plasticidad baja. | SC |
| 7.00 | | | | |
| 8.00 | | | | |
| 9.00 | | | | |
| 10.0 | | | | |
| 11.0 | | | | |

LEYENDA

| | |
|---------------|--------------|
| M. Alterada | M. en Bloque |
| M. Inalterada | M. de agua |

OBSERVACIONES:
 De 0.00 a 2.50 m de profundidad: Calicata.
 De 2.50 a 7.00 m de profundidad: Perforación con Iwan auger.

Sondaje: **C-5**

Tipo: **CALICATA/IWAN AUGER**

Proyecto : **LOCAL COMERCIAL**

Cota del Terreno: **305.60 m**

Registrado: **J. CHOCCE**

TARAPOTO, SAN MARTÍN

Prof. del Agua Subterránea: **--**

Revisado: **M. MARTINELLI**

Fecha: **JUNIO/2014**

| Profund. (m) | Muestra | Símbolo | DESCRIPCION | sucs |
|--------------|---------|---------|---|-------|
| | | | Relleno. Arena fina, gravosa, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón oscuro con manchas negras; con piedras redondeadas de 4 pulg de tamaño máximo. Restos de desmonte (pedazos de ladrillos y trapos). | |
| | | | Arena fina, arcillosa, limosa, suelta, húmeda, marrón claro. Finos de plasticidad baja. | SC-SM |
| 1.00 | | | | |
| 2.00 | | | Arena fina, arcillosa, limosa, suelta, húmeda, marrón rojizo. Finos de plasticidad baja. | SC-SM |
| 3.00 | | | | |
| 4.00 | | | | |
| 5.00 | | | | |
| 6.00 | | | | |
| 7.00 | | | | |
| 8.00 | | | | |
| 9.00 | | | | |
| 10.0 | | | | |
| 11.0 | | | | |



| LEYENDA | |
|---------|---------------|
| | M. Alterada |
| | M. en Bloque |
| | M. Inalterada |
| | M. de agua |

OBSERVACIONES:
De 0.00 a 1.50 m de profundidad: Calicata.
De 1.50 a 3.00 m de profundidad: Perforación con Iwan auger.

Sondaje: **C-6**

Tipo: **CALICATA**

Proyecto : **LOCAL COMERCIAL**

Cota del Terreno: **305.01 m**

Registrado: **J. CHOCCE**

TARAPOTO, SAN MARTÍN

Prof. del Agua Subterránea: **--**

Revisado: **M. MARTINELLI**

Fecha: **JUNIO/2014**

| Profund. (m) | Muestra | Símbolo | DESCRIPCION | sucs |
|--------------|---------|---------|--|-------|
| 0.00 | | | Relleno. Arena fina, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón oscuro. Finos no plásticos. Raíces delgadas. Suelo orgánico. | |
| 1.00 | | | Arena fina, arcillosa, limosa, suelta, húmeda, marrón claro rojizo. Finos de plasticidad baja. | SC-SM |
| 2.00 | | | | |
| 3.00 | | | | |
| 4.00 | | | | |
| 5.00 | | | | |
| 6.00 | | | | |
| 7.00 | | | | |
| 8.00 | | | | |
| 9.00 | | | | |
| 10.00 | | | | |
| 11.00 | | | | |



| LEYENDA | |
|---------|---------------|
| | M. Alterada |
| | M. en Bloque |
| | M. Inalterada |
| | M. de agua |

OBSERVACIONES:

Sondaje: **C-7**

Tipo: **CALICATA/IWAN AUGER**

Proyecto : **LOCAL COMERCIAL**

Cota del Terreno: **305.07 m**

Registrado: **J. CHOCCE**

TARAPOTO, SAN MARTÍN

Prof. del Agua Subterránea: **--**

Revisado: **M. MARTINELLI**

Fecha: **JUNIO/2014**

| Profund. (m) | Muestra | Símbolo | DESCRIPCION | sucs |
|--------------|---------|---------|--|-------|
| 0.00 | □ | | Relleno. Arena fina, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón negruzco. Finos no plásticos. Raíces. | |
| 1.00 | | | Arena fina, arcillosa, limosa, suelta, húmeda, marrón claro rojizo. Finos de plasticidad baja. | SC-SM |
| 2.00 | | | | |
| 3.00 | | | Arena fina, arcillosa, limosa, suelta a medianamente densa a densa, húmeda, marrón rojizo. Finos de plasticidad baja. | SC |
| 4.00 | □ | | | |
| 5.00 | | | Arena fina, limosa, medianamente densa, húmeda, marrón rojizo. Finos de plasticidad baja. Lentes del mismo material blanquecino; con gravas aisladas de 1.5 pulg de tamaño máximo. | SM |
| 6.00 | □ | | | |
| 7.00 | | | | |
| 8.00 | □ | | | |
| 9.00 | | | | |
| 10.0 | | | | |
| 11.0 | | | | |

LEYENDA

- M. Alterada
- ▨ M. en Bloque
- M. Inalterada
- M. de agua

OBSERVACIONES:

De 0.00 a 0.80 m de profundidad: Calicata.
De 0.80 a 8.20 m de profundidad: Perforación con Iwan auger.

LÁMINA N° M4337-11
AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-1

PROYECTO : LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN

REGISTRO : J. CHOCCE

REVISADO : M.MARTINELLI

FECHA: JUN-14

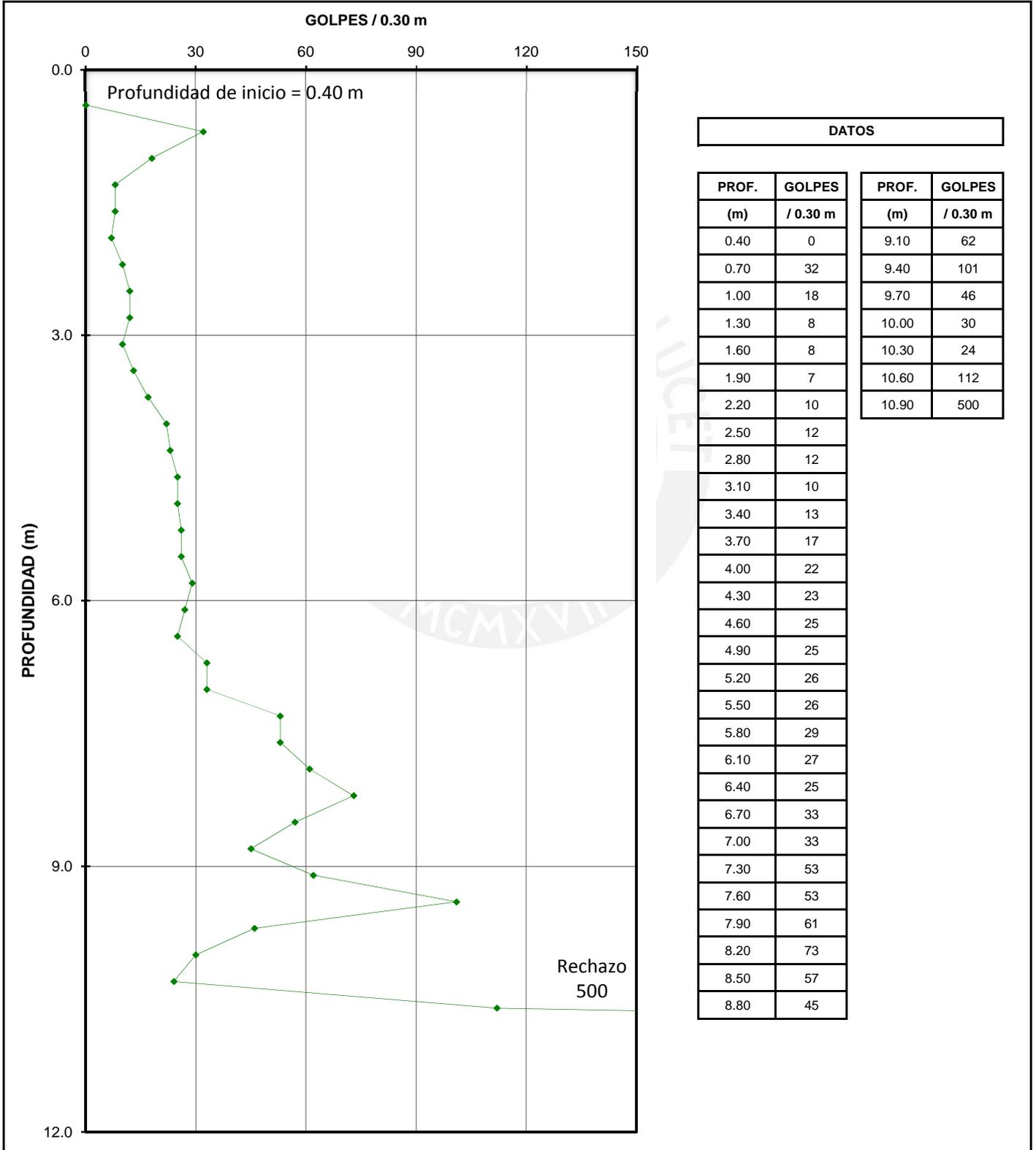


LÁMINA N° M4337-12
AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-2

PROYECTO : LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN

REGISTRO : J. CHOCCE

REVISADO : M.MARTINELLI

FECHA: JUN-14

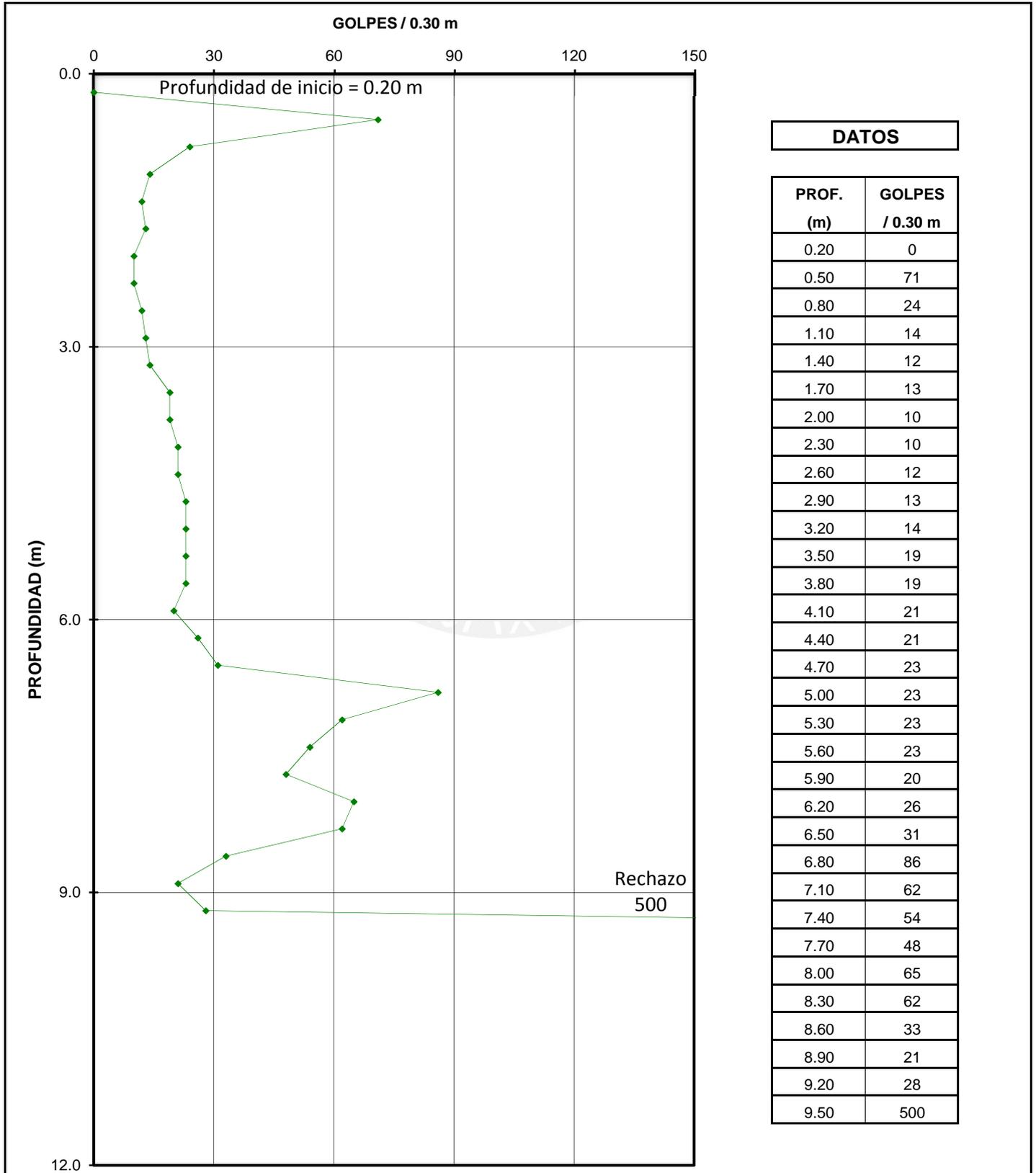


LÁMINA N° M4337-13
AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-3

PROYECTO : LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN

REGISTRO : J. CHOCCE

REVISADO : M.MARTINELLI

FECHA: JUN-14

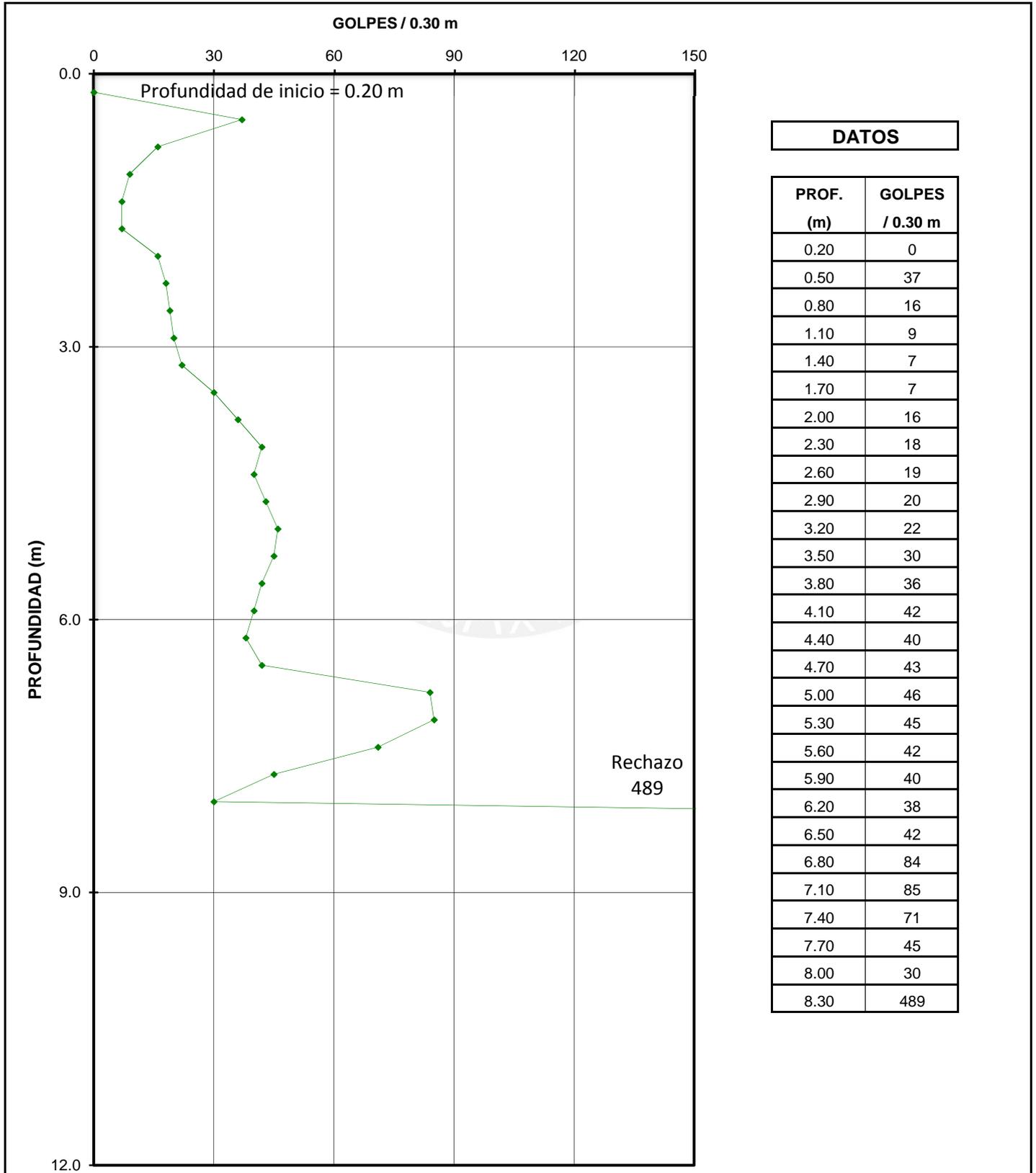


LÁMINA N° M4337-14
AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-4

PROYECTO : LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN

REGISTRO : J. CHOCCE

REVISADO : M.MARTINELLI

FECHA: JUN-14

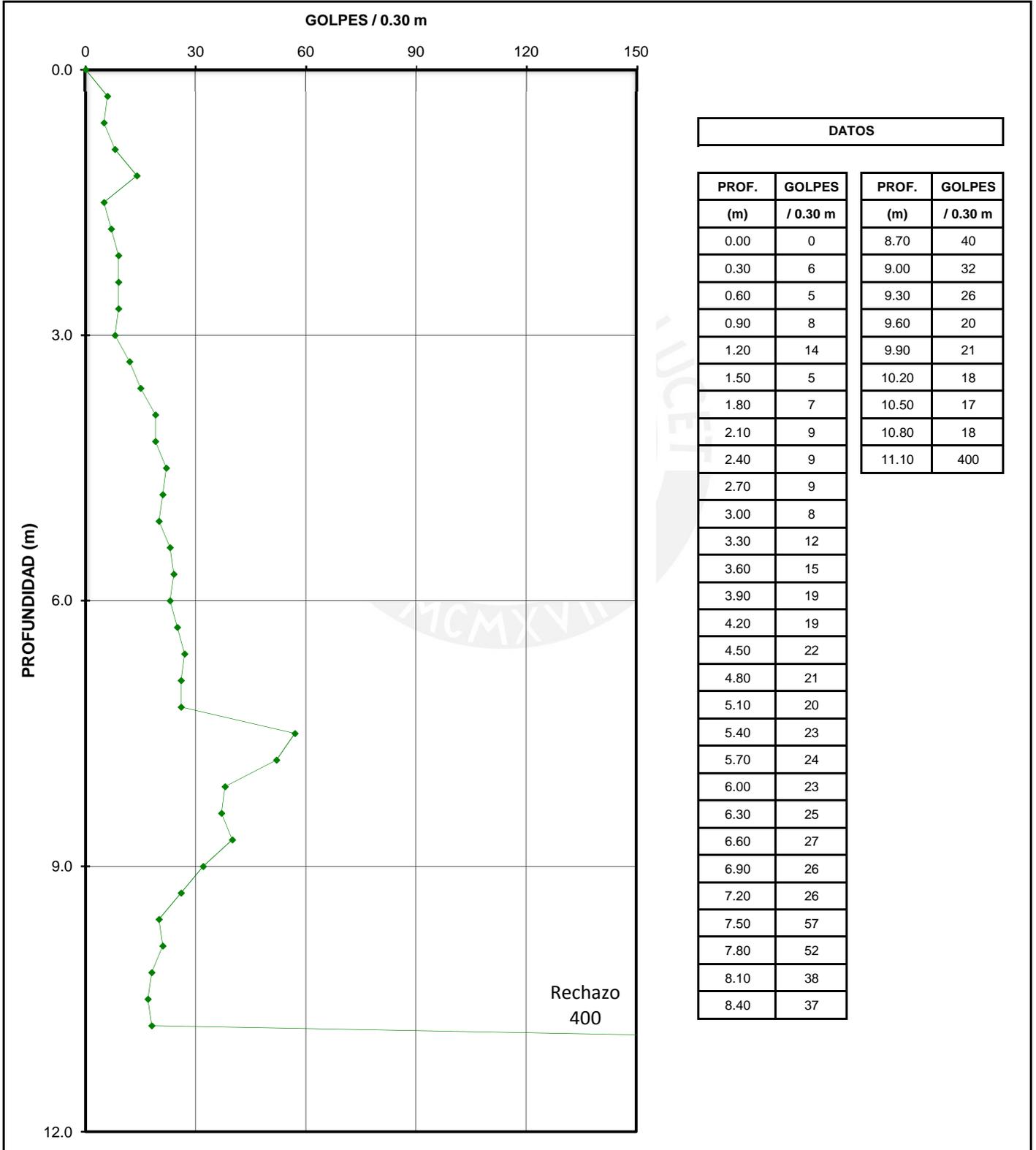


LÁMINA N° M4337-15
AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-5

PROYECTO : LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN

REGISTRO : J. CHOCCE

REVISADO : M.MARTINELLI

FECHA: JUN-14

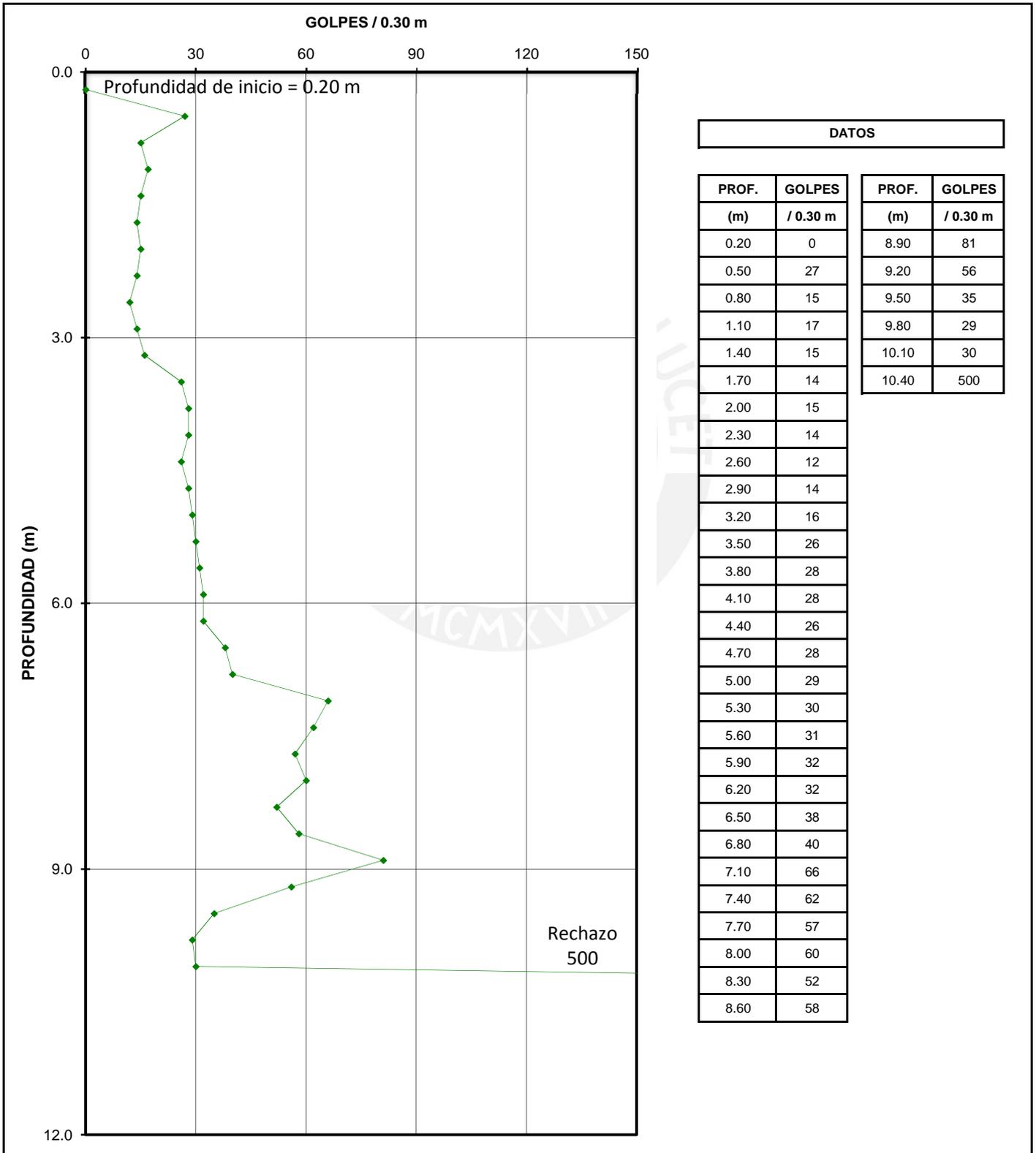


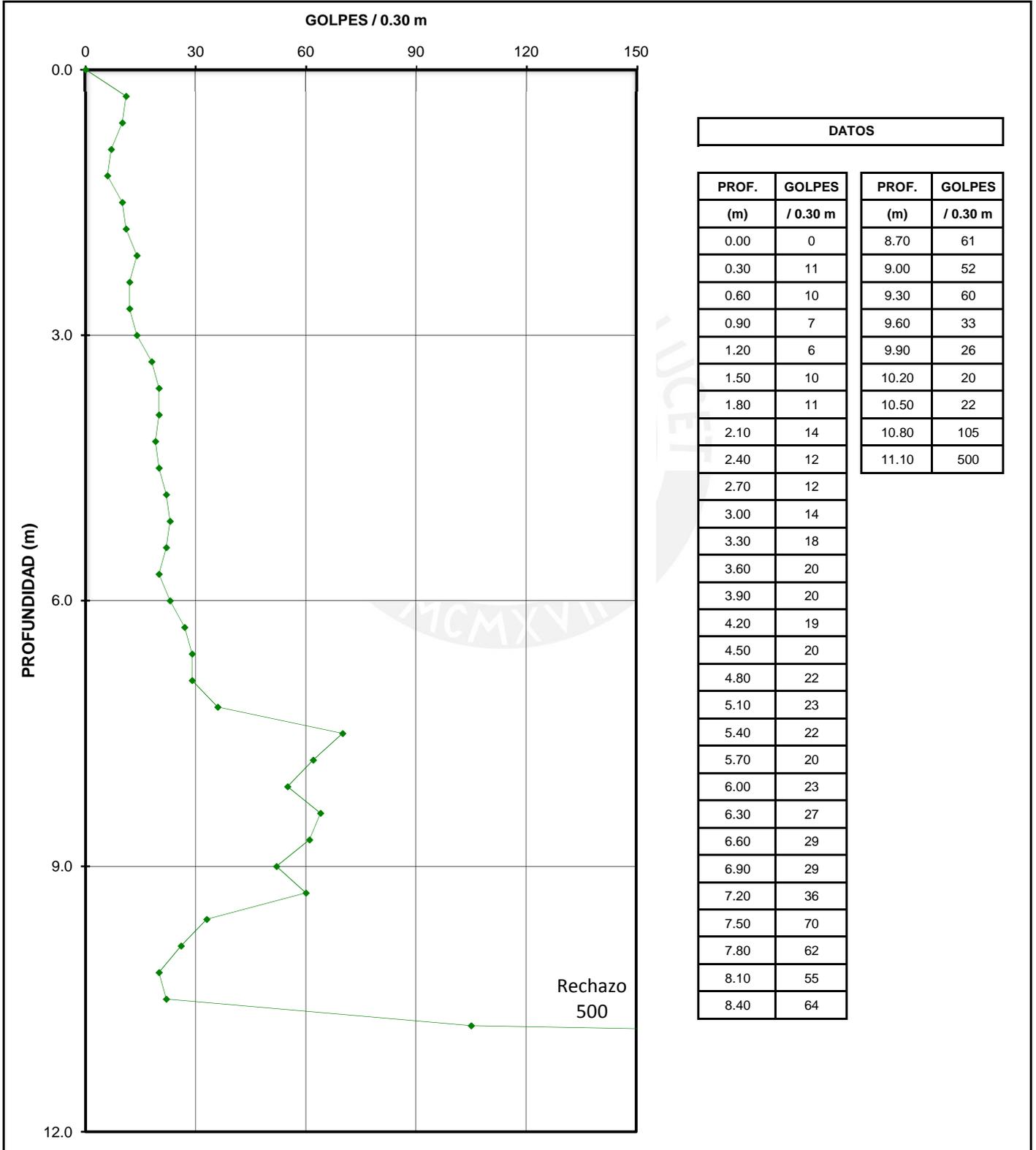
LÁMINA N° M4337-16
AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-6

PROYECTO : LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN

REGISTRO : J. CHOCCE

REVISADO : M.MARTINELLI

FECHA: JUN-14



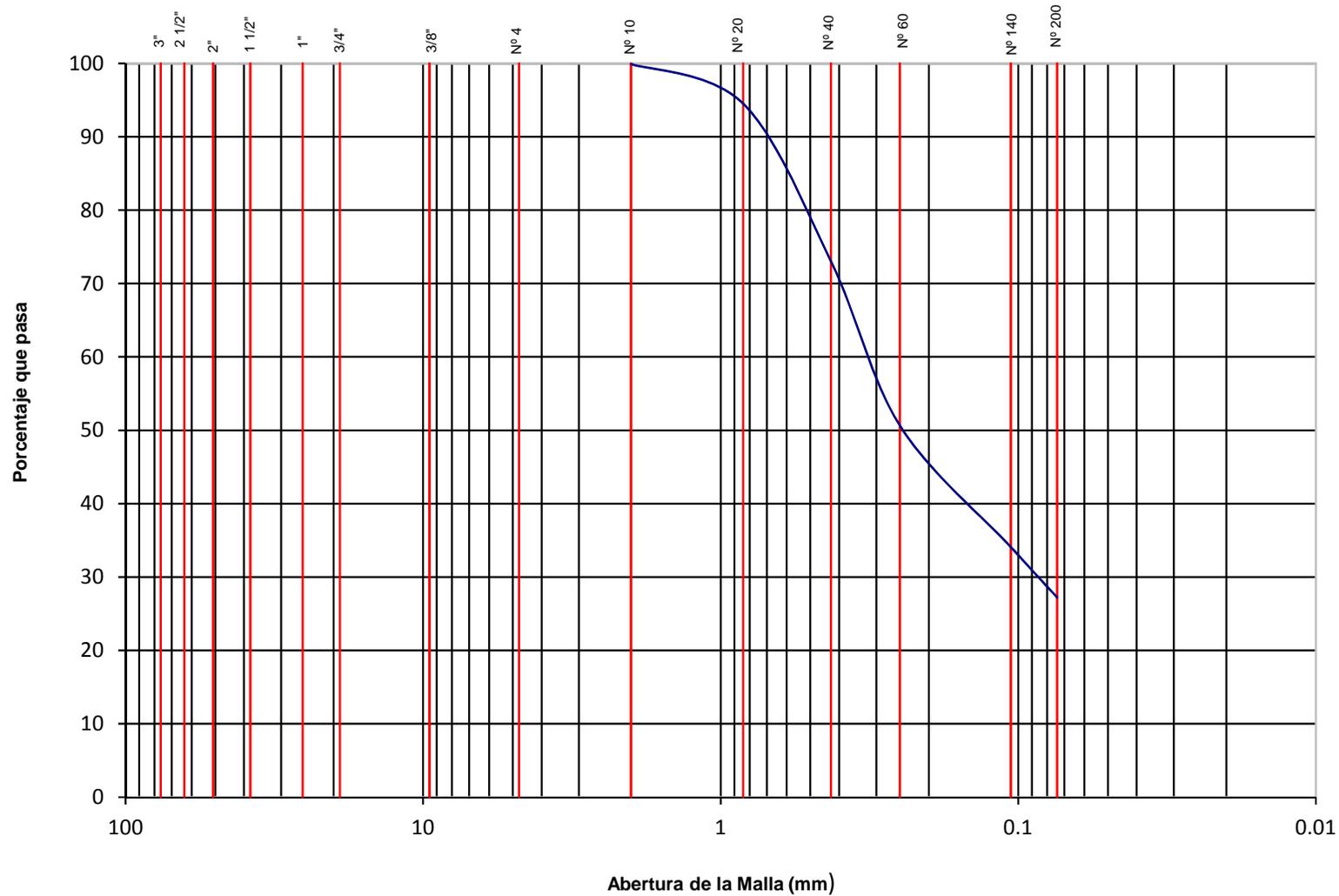
PROYECTO: **LOCAL COMERCIAL**

UBICACIÓN: **TARAPOTO, SAN MARTÍN**

SONDAJE: **P-1**

PROFUNDIDAD: **1.00 - 1.45 m**

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERÍA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= 19

LP= 12

IP= 7

SUCS= SC-SM

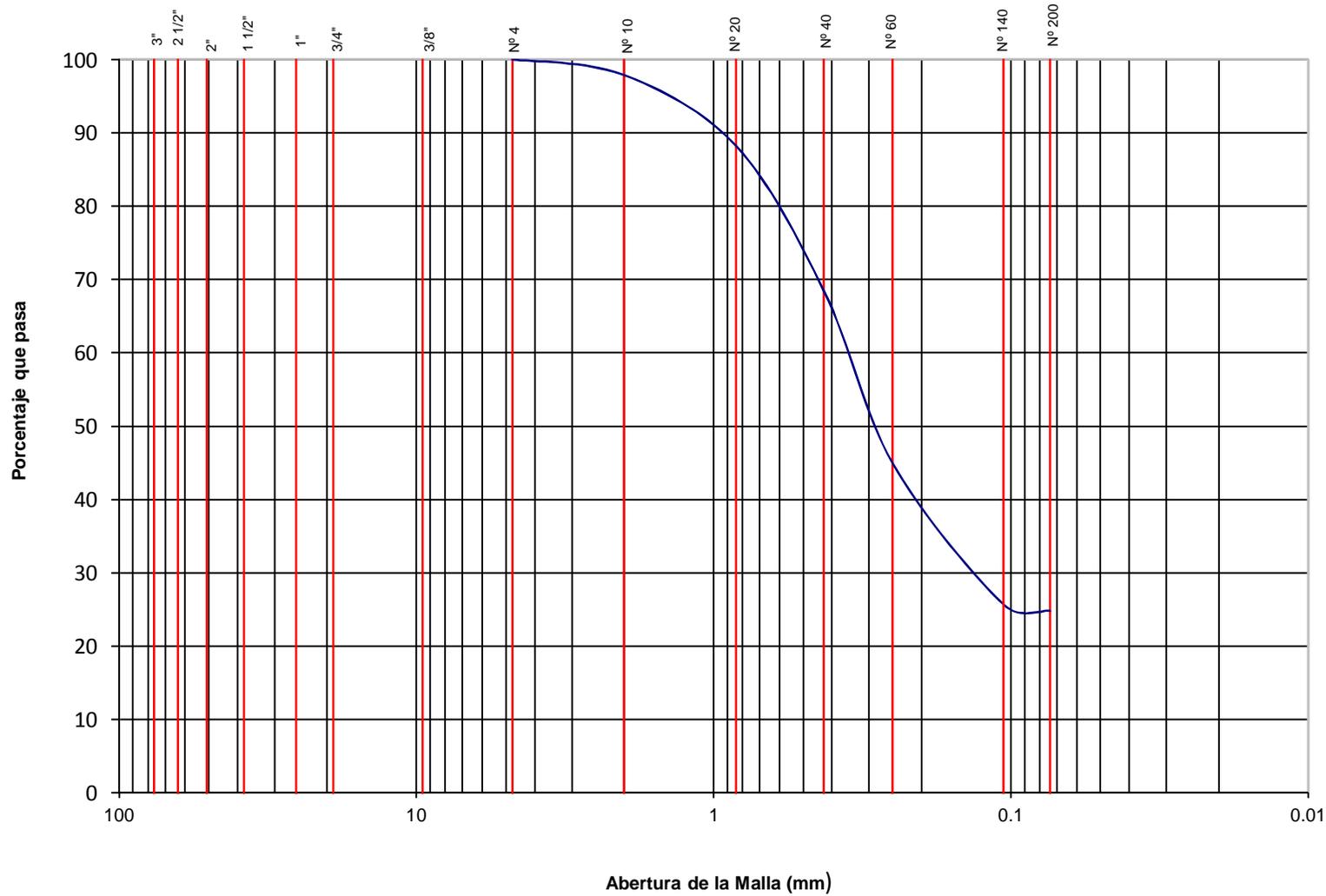
PROYECTO: **LOCAL COMERCIAL**

UBICACIÓN: **TARAPOTO, SAN MARTÍN**

SONDAJE: **P-1**

PROFUNDIDAD: **6.00 - 6.45 m**

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= 16

LP= 13

IP= 3

SUCS= SM



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA Nº M4337-19

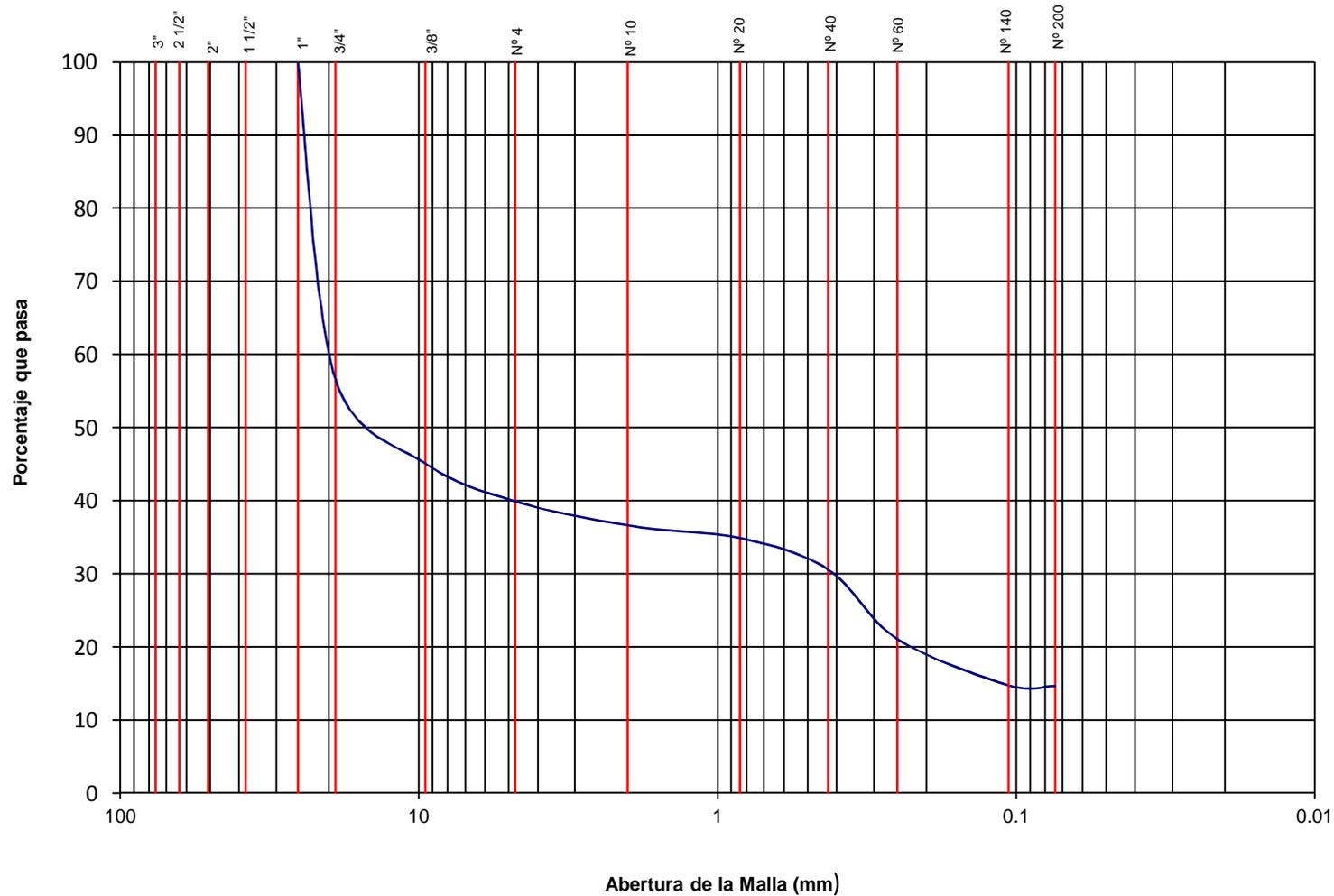
PROYECTO: LOCAL COMERCIAL

UBICACIÓN: TARAPOTO, SAN MARTÍN

SONDAJE: P-1

PROFUNDIDAD: 10.60 - 11.05 m

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= -

LP= NP

IP= NP

SUCS= GM



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA Nº M4337-21

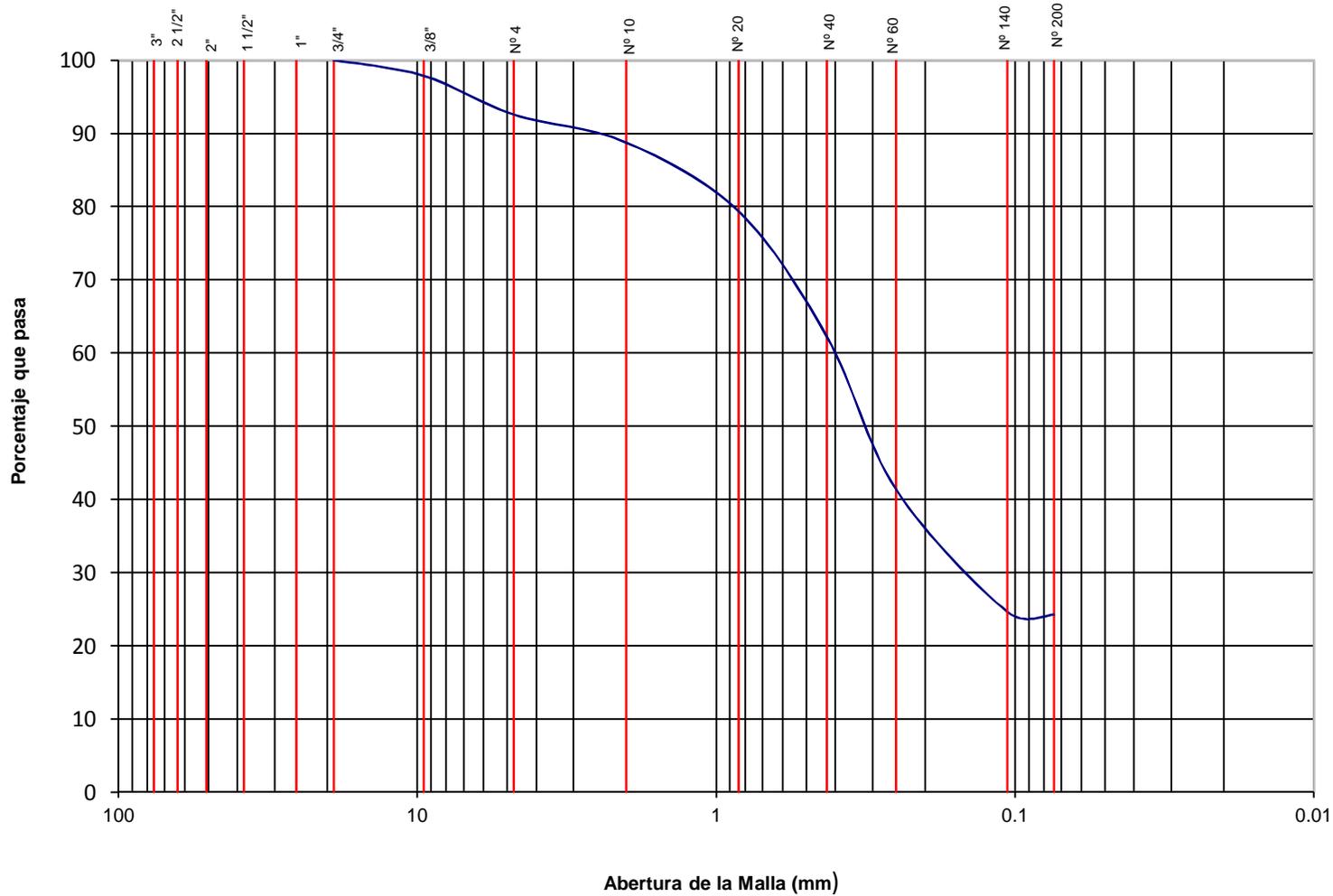
PROYECTO: LOCAL COMERCIAL

UBICACIÓN: TARAPOTO, SAN MARTÍN

SONDAJE: P-2

PROFUNDIDAD: 8.00 - 8.45 m

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= -

LP= NP

IP= NP

SUCS= SM



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA Nº M4337-22

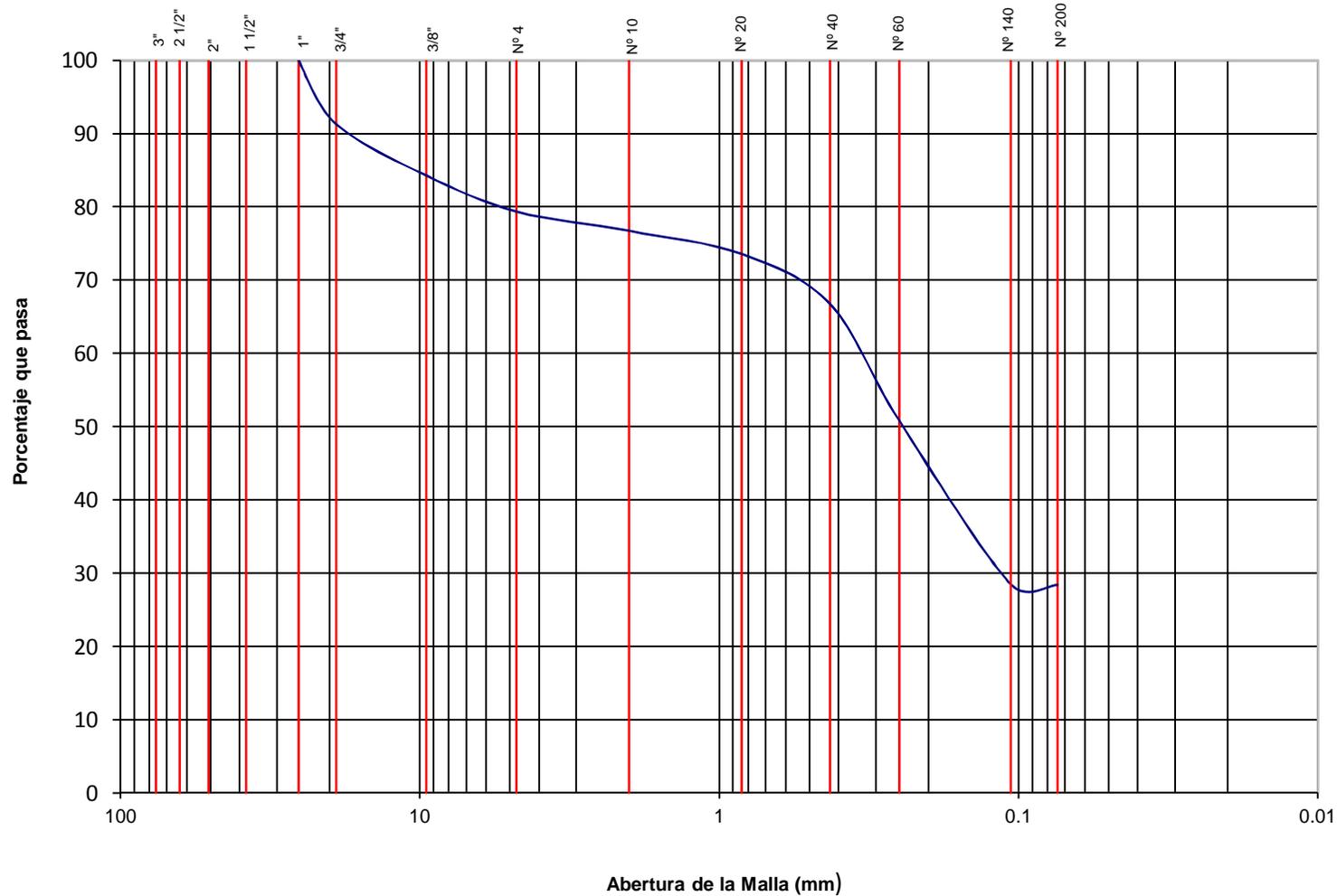
PROYECTO: LOCAL COMERCIAL

UBICACIÓN: TARAPOTO, SAN MARTÍN

SONDAJE: P-2

PROFUNDIDAD: 11.00 - 11.45 m

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= -

LP= NP

IP= NP

SUCS= SM



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA N° M4337-23

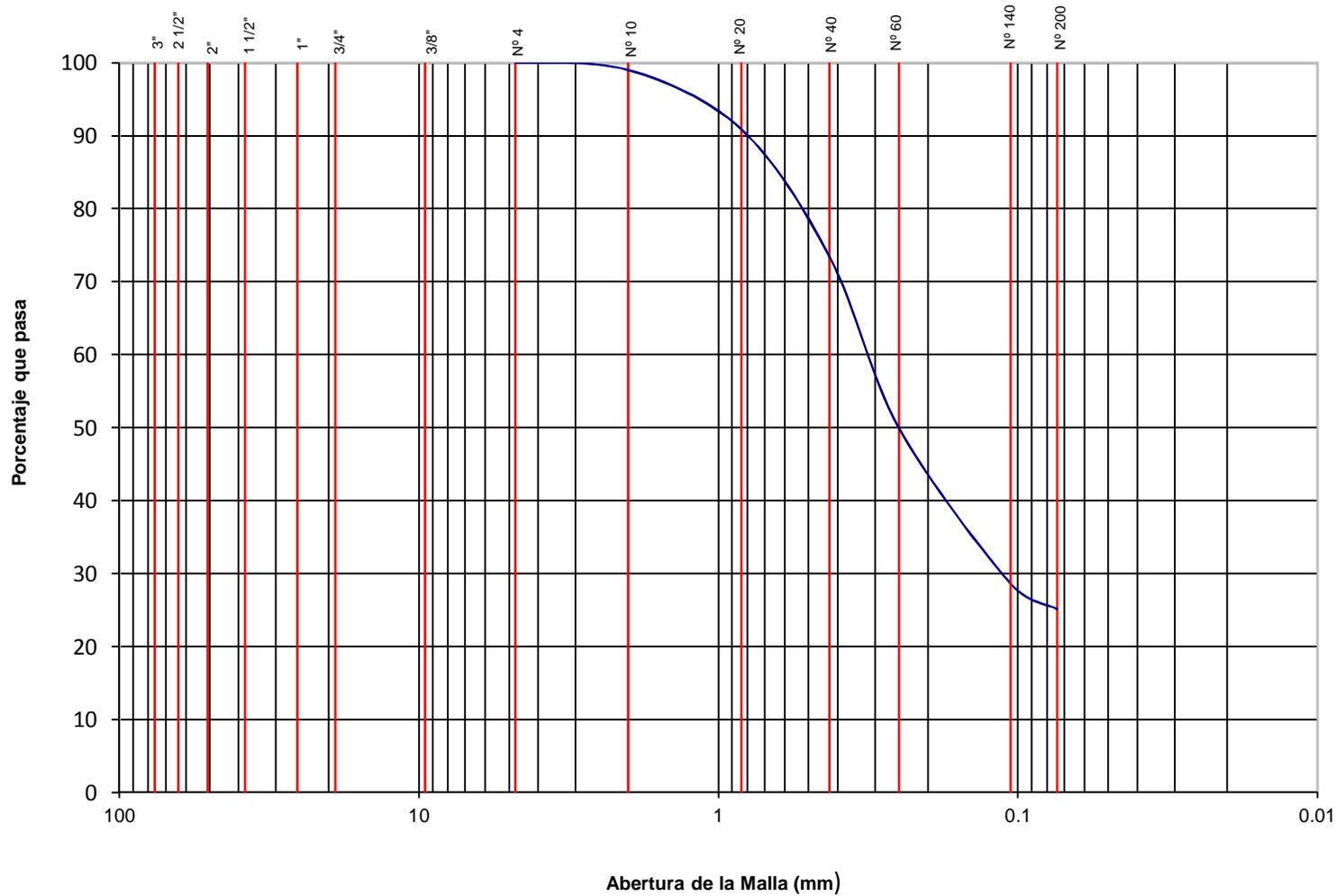
PROYECTO: LOCAL COMERCIAL

UBICACIÓN: TARAPOTO, SAN MARTÍN

SONDAJE: C-1

PROFUNDIDAD: 5.80 - 6.00 m

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |





ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA N° M4337-24

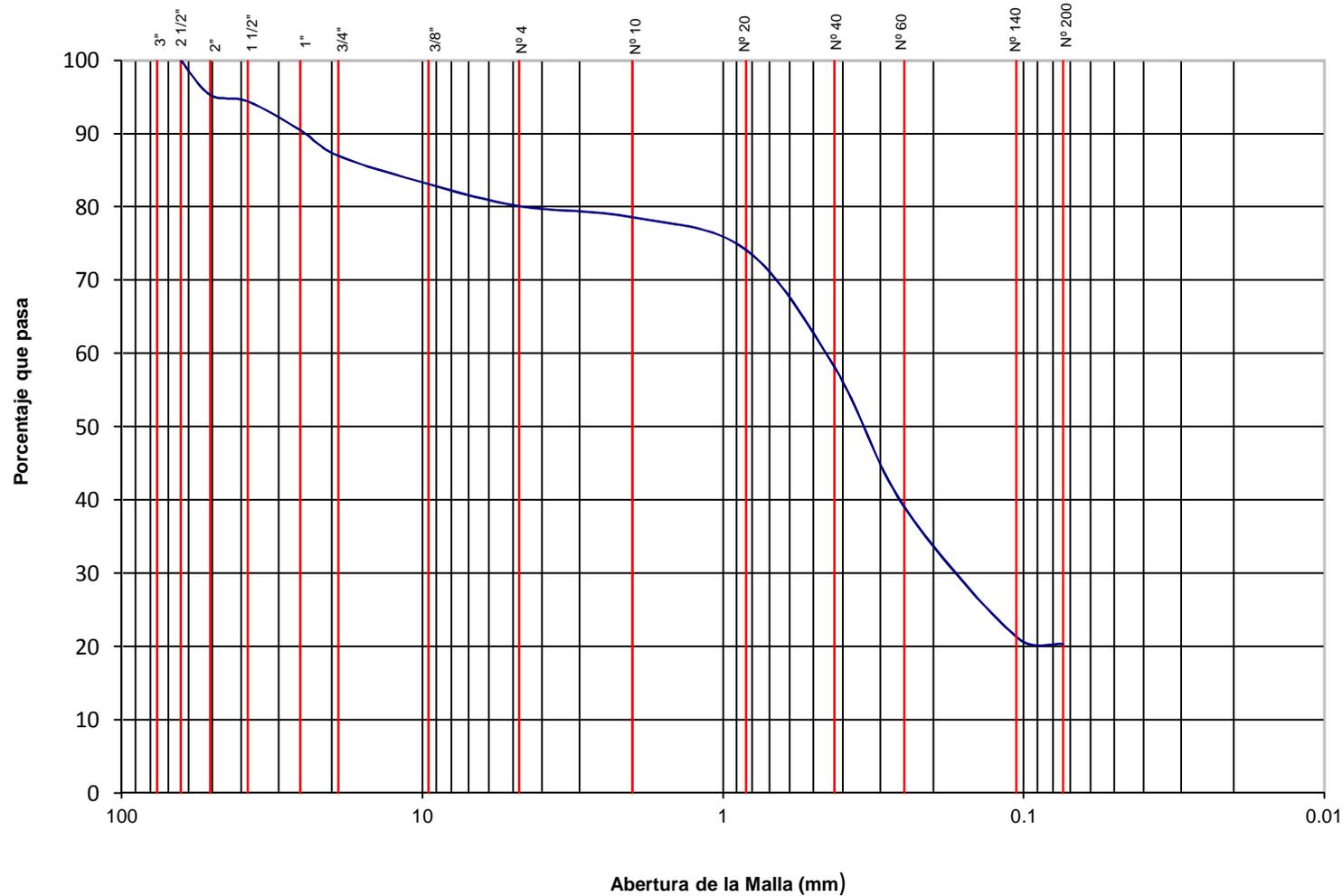
PROYECTO: **LOCAL COMERCIAL**

UBICACIÓN: **TARAPOTO, SAN MARTÍN**

SONDAJE: **C-2**

PROFUNDIDAD: **0.00 - 0.20 m**

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= -

LP= NP

IP= NP

SUCS= SM



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA N° M4337-25

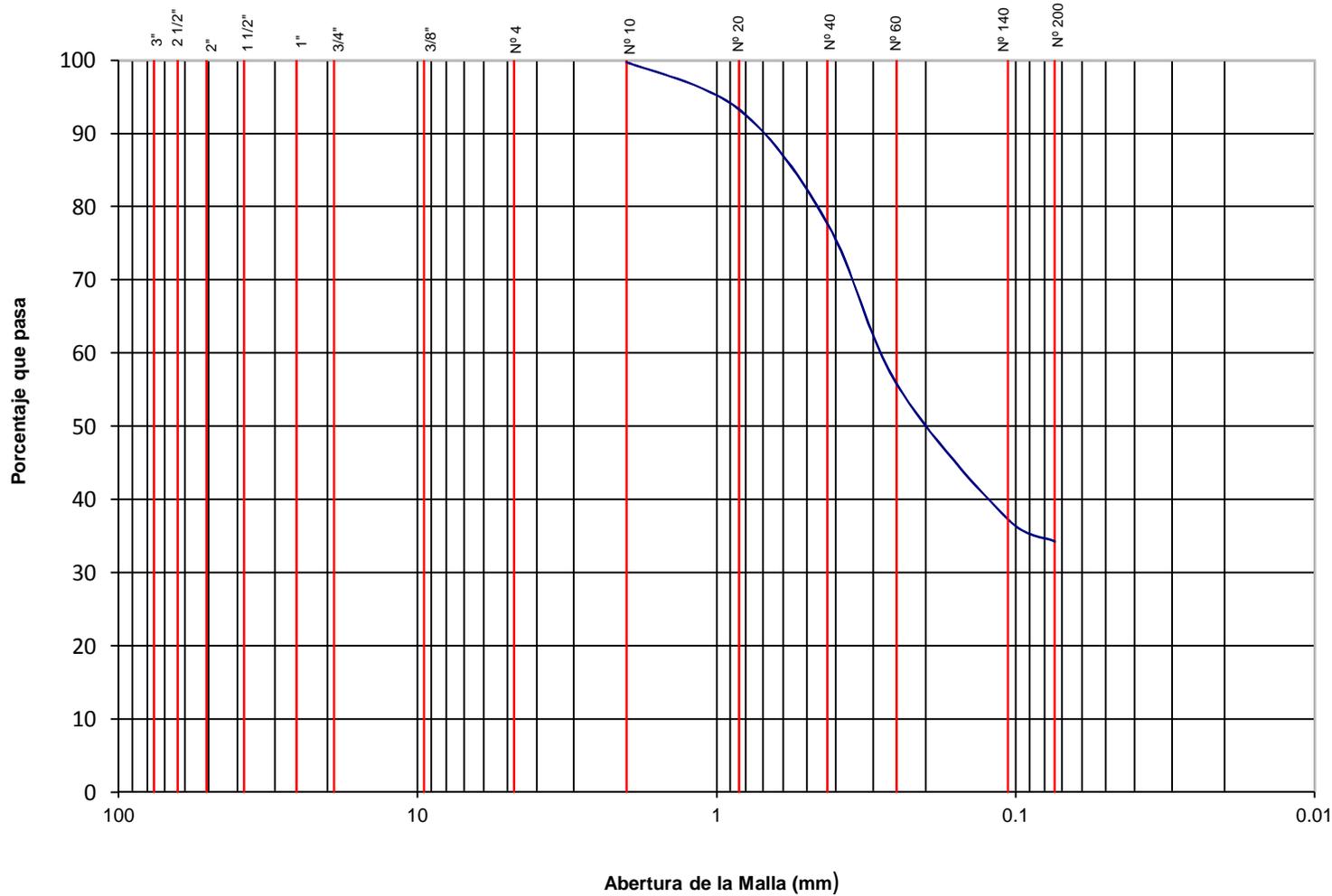
PROYECTO: LOCAL COMERCIAL

UBICACIÓN: TARAPOTO, SAN MARTÍN

SONDAJE: C-2

PROFUNDIDAD: 3.00 - 3.20 m

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= 21

LP= 12

IP= 9

SUCS= SC



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA N° M4337-26

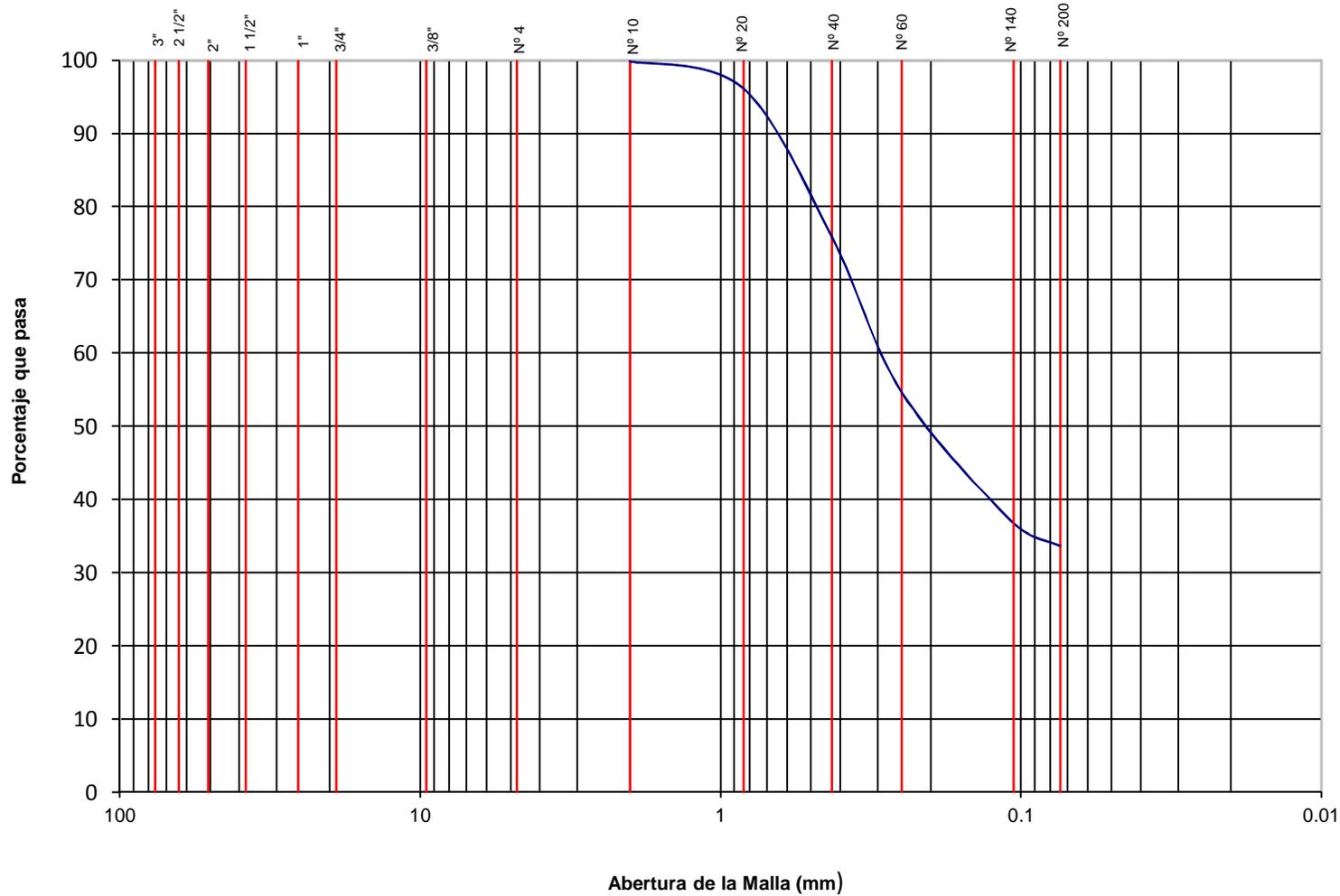
PROYECTO: **LOCAL COMERCIAL**

UBICACIÓN: **TARAPOTO, SAN MARTÍN**

SONDAJE: **C-3**

PROFUNDIDAD: **0.80 - 1.00 m**

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= 21

LP= 13

IP= 8

SUCS= SC



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA N° M4337-27

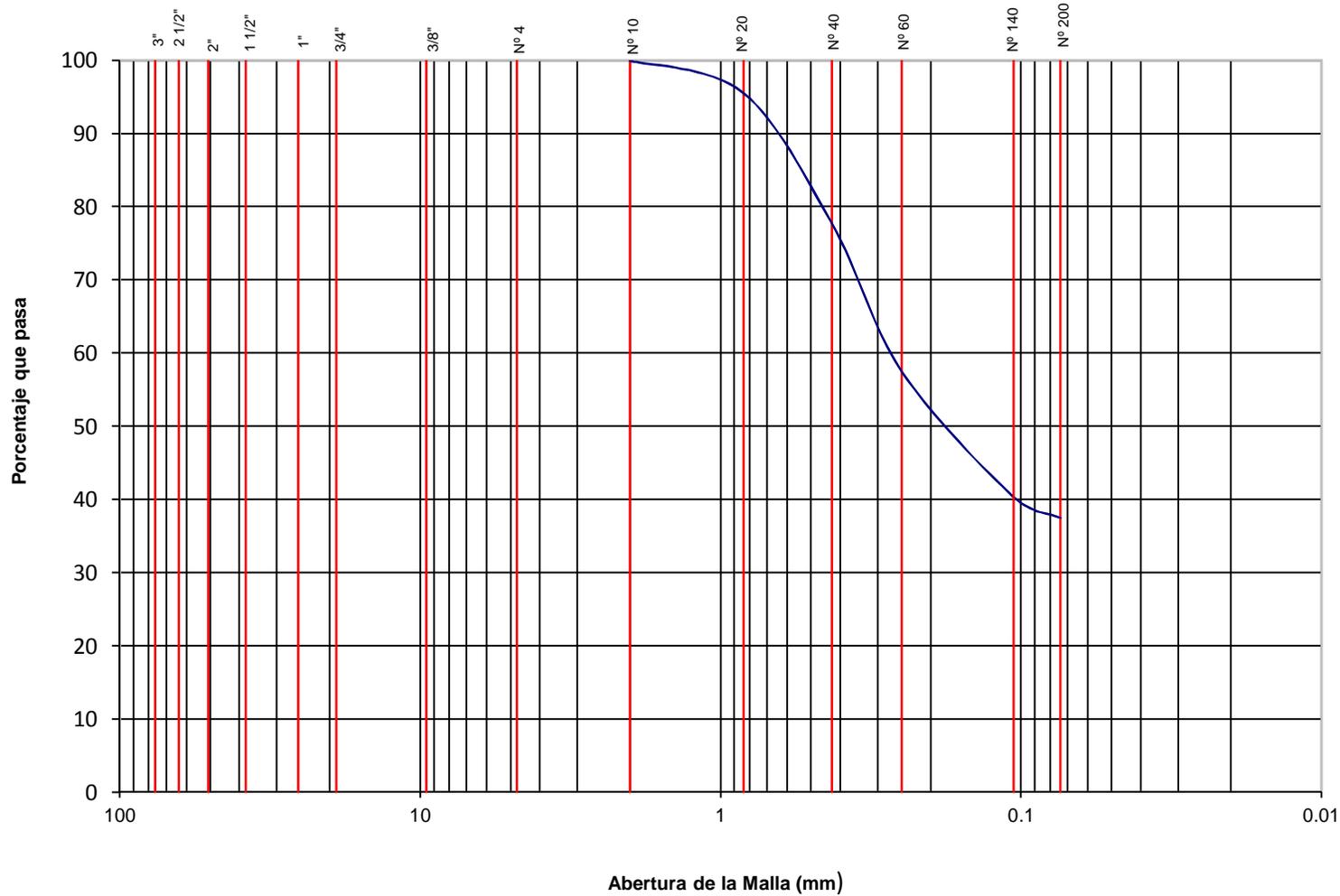
PROYECTO: **LOCAL COMERCIAL**

UBICACIÓN: **TARAPOTO, SAN MARTÍN**

SONDAJE: **C-3**

PROFUNDIDAD: **1.80 - 2.00 m**

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= 19

LP= 13

IP= 6

SUCS= SC-SM



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA Nº M4337-29

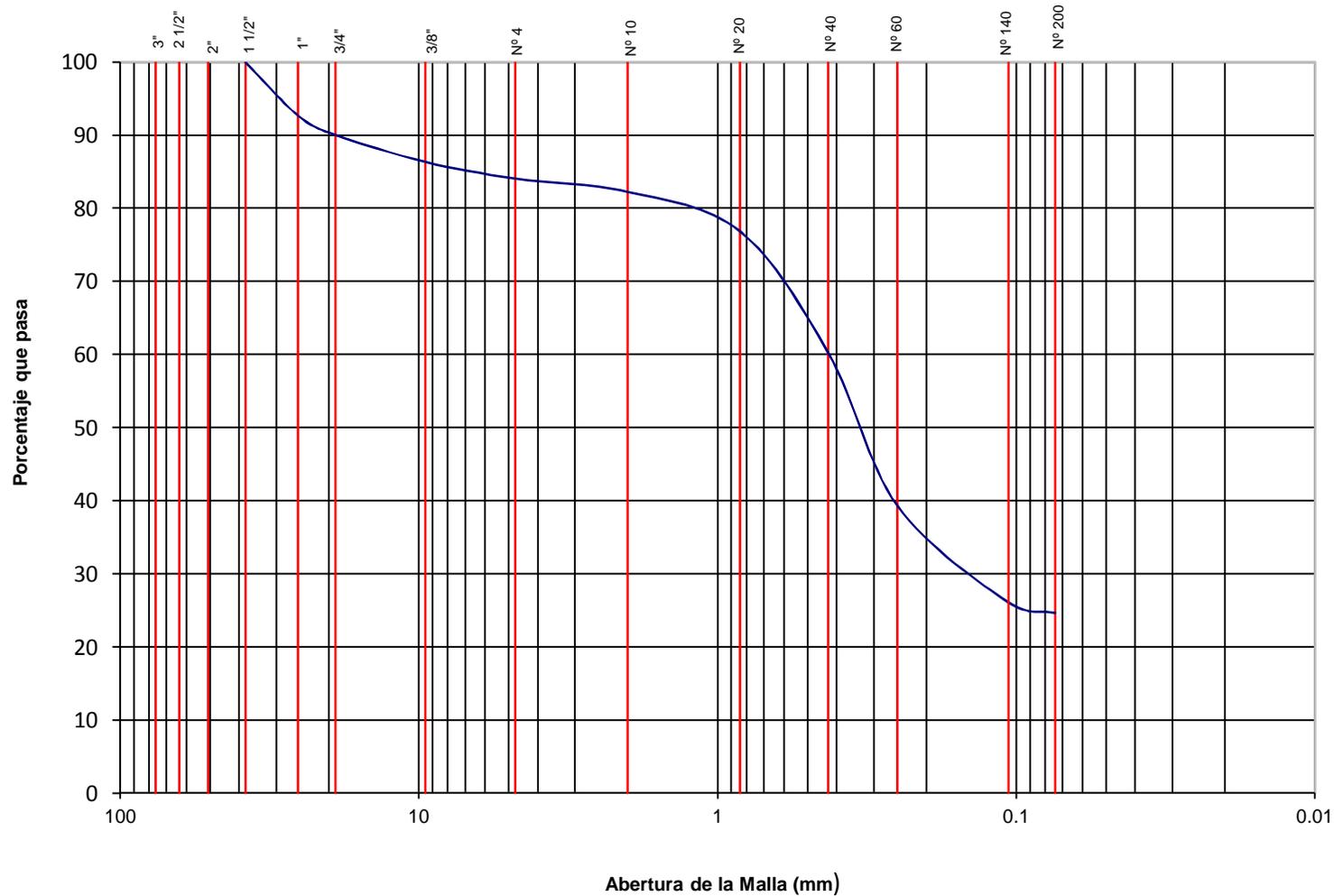
PROYECTO: LOCAL COMERCIAL

UBICACIÓN: TARAPOTO, SAN MARTÍN

SONDAJE: C-5

PROFUNDIDAD: 0.05 - 0.25 m

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= -

LP= NP

IP= NP

SUCS= SM



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA N° M4337-30

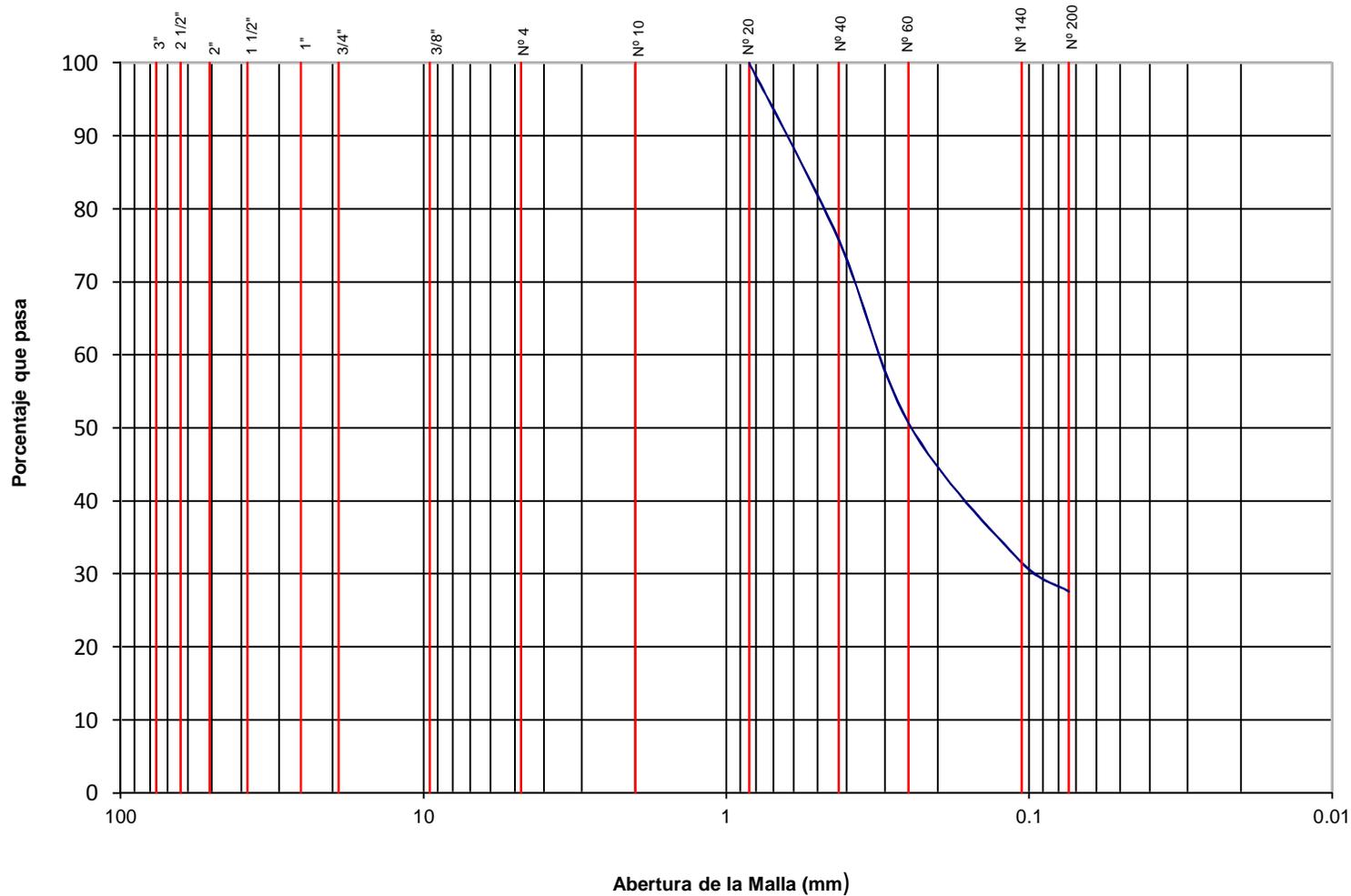
PROYECTO: **LOCAL COMERCIAL**

UBICACIÓN: **TARAPOTO, SAN MARTÍN**

SONDAJE: **C-5**

PROFUNDIDAD: **2.80 - 3.00 m**

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= 19

LP= 12

IP= 7

SUCS= SC-SM



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA N° M4337-31

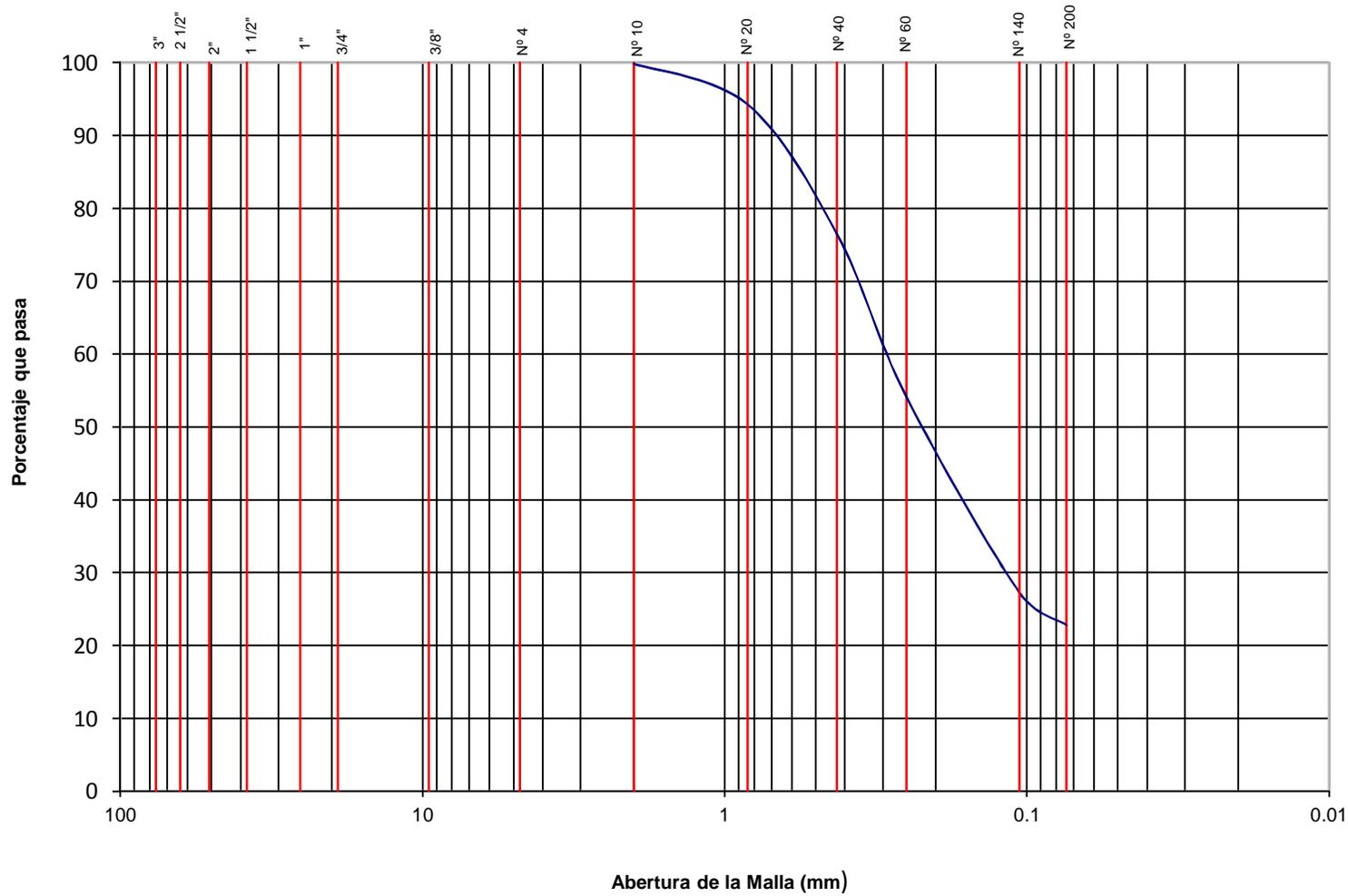
PROYECTO: LOCAL COMERCIAL

UBICACIÓN: TARAPOTO, SAN MARTÍN

SONDAJE: C-6

PROFUNDIDAD: 0.10 - 0.30 m

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= -

LP= NP

IP= NP

SUCS= SM



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

LÁMINA N° M4337-32

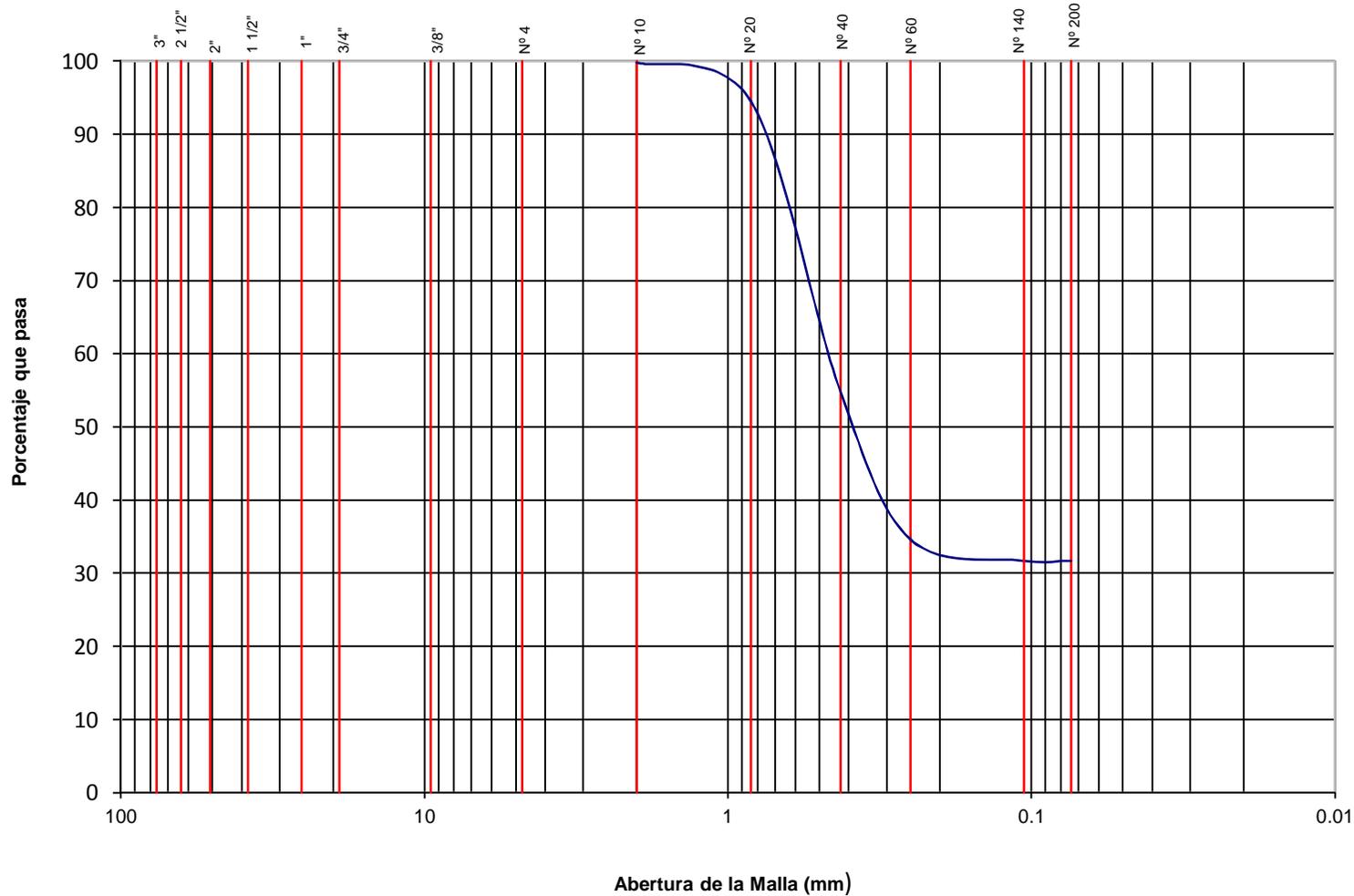
PROYECTO: LOCAL COMERCIAL

UBICACIÓN: TARAPOTO, SAN MARTÍN

SONDAJE: C-7

PROFUNDIDAD: 3.80 - 4.00 m

| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |



Cu= -

Cc= -

LL= 18

LP= 13

IP= 5

SUCS= SC-SM

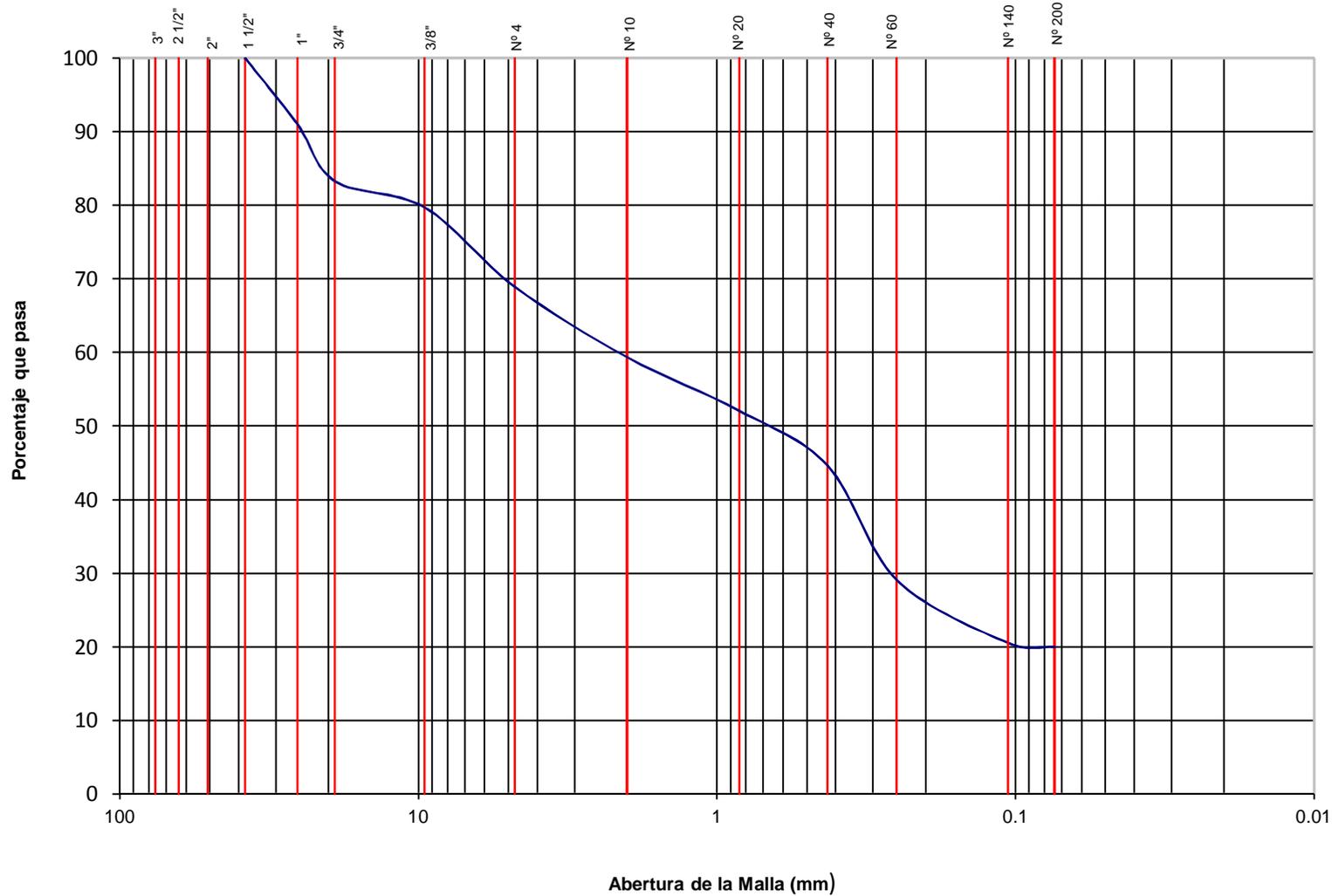
PROYECTO: **LOCAL COMERCIAL**

UBICACIÓN: **TARAPOTO, SAN MARTÍN**

SONDAJE: **C-7**

PROFUNDIDAD: **8.00 - 8.20 m**

| | | | | | | |
|-----------|--------|------|--------|-------|------|----------------|
| BOLONERIA | GRAVA | | ARENA | | | LIMO Y ARCILLA |
| | GRUESA | FINA | GRUESA | MEDIA | FINA | |





LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

LÁMINA N° M4337-34

| | |
|------------------------|---------------------|
| CERTIFICADO N°: | OE-798-07-PM |
| Fecha de Emisión: | 01/07/2014 |

| DATOS DEL SOLICITANTE | | DATOS DE LA MUESTRA | | DATOS DEL MUESTREO* | |
|-----------------------|--|---------------------|------------------------|------------------------|---------------|
| Cliente: | MyM Consultores S.R.L. | Tipo: | MAB | Identificación: | C-3 |
| Solicitante: | Sr. Percy Perez Castañeda | Material: | Suelo | Profundidad: | 0.80 - 1.00 m |
| Proyecto: | M-4337 Local Comercial, Tarapoto, San Martín | Procedencia: | Calicata | Progresiva: | - |
| Ubicación: | Tarapoto, San Martín | Fecha de recepción: | 23/06/2014 | Coordenadas: | - |
| | | Presentación: | Bolsa Plástica Sellada | Elevación: | - |
| | | Muestra recibida: | 56.6 Kg | Ubicación de Muestreo: | Calicata |
| | | | | Muestreado por: | J.CH.S. |
| | | | | Fecha de Muestreo: | 17/06/2014 |

DETERMINACIÓN DE CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN DE SUELOS UTILIZANDO ESFUERZO MODIFICADO (PROCTOR)

| | | | | | |
|------------------|------------|-------------------|-----------------|------------------|---------------|
| Fecha de Ensayo: | 25/06/2014 | Resp. del ensayo: | J. C. Rodríguez | Norma utilizada: | ASTM D1557-09 |
|------------------|------------|-------------------|-----------------|------------------|---------------|

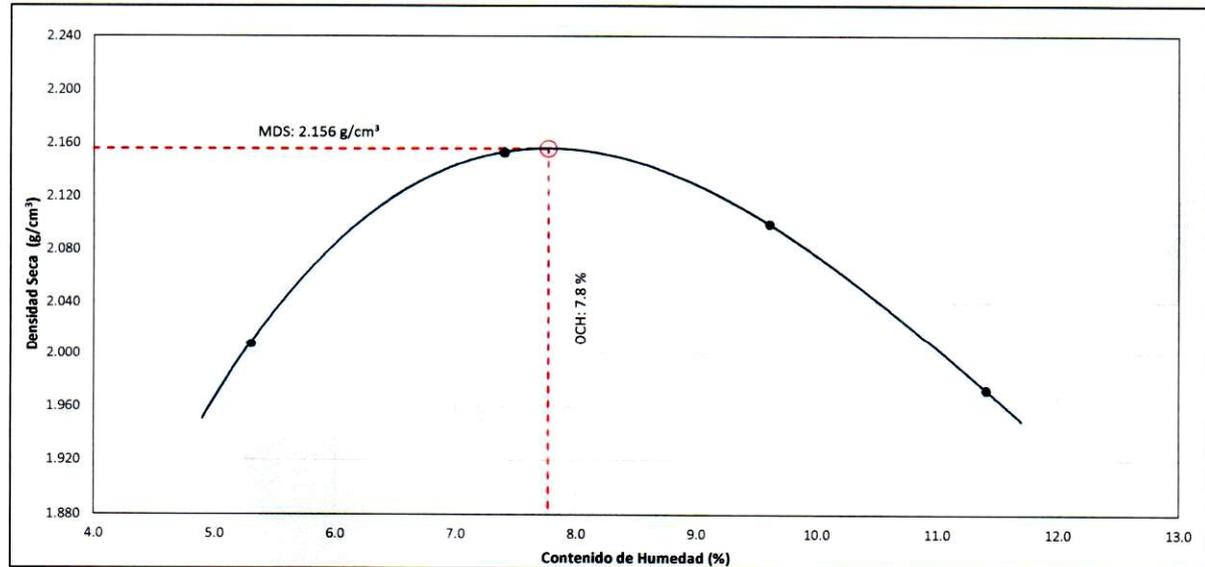
DATOS GENERALES

| | | | | | |
|--------------------|-----|-------------------------------|-------|-----------------------------|-----------------|
| % Ret. Tamiz 3/4": | 0.0 | Fracción sobretamaño (%): | 0.0 | Humedad de recepción (%): | 8 |
| % Ret. Tamiz 3/8": | 0.0 | Fracción de ensayo (%): | 100.0 | Método de preparación: | Oreado |
| % Ret. Tamiz N°4: | 0.0 | Peso espec. de mat. ensayado: | - | Descripción ASTM (D2488): | Arena arcillosa |
| Método de Ensayo: | A | Método utilizado para Gs: | - | Clasificación ASTM (D2487): | SC |

DATOS DEL ENSAYO

| | | | | |
|-------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Densidad Seca (g/cm ³): | 2.008 | 2.153 | 2.099 | 1.973 |
| Humedad (%): | 5.3 | 7.4 | 9.6 | 11.4 |

GRAFICO



RESULTADO DEL ENSAYO

| | |
|--|-------------------------------|
| Máxima Densidad Seca (Mod- γ_{dmax}): | 2.156 g/cm³ |
| Optimo Contenido de Humedad (Mod- W_{opt}): | 7.8 % |

OBSERVACIONES

| |
|--|
| |
|--|

*Datos proporcionados por el cliente.

Revisado por:

MyM LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

 Luis Rejas Mendoza
 JEFE TÉCNICO DE LABORATORIO

Certificado:

GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. C.I.P. N° 49965



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

LÁMINA N° M4337-35

| | |
|------------------------|----------------------|
| CERTIFICADO N°: | OE-798-07-CBR |
| Fecha de Emisión: | 01/07/2014 |

| DATOS DEL SOLICITANTE | | DATOS DE LA MUESTRA | | DATOS DEL MUESTREO | |
|-----------------------|--|---------------------|------------------------|------------------------|---------------|
| Cliente: | MyM Consultores S.R.L. | Tipo: | MAB | Identificación: | C-3 |
| Solicitante: | Sr. Percy Perez Castañeda | Material: | Suelo | Profundidad: | 0.80 - 1.00 m |
| Proyecto: | M-4337 Local Comercial, Tarapoto, San Martín | Procedencia: | Calicata | Progresiva: | - |
| Ubicación: | Tarapoto, San Martín | Fecha de recepción: | 23/06/2014 | Coordenadas: | - |
| | | Presentación: | Bolsa Plástica Sellada | Elevación: | - |
| | | Muestra recibida: | 56.6 Kg | Ubicación de Muestreo: | Calicata |
| | | | | Muestreado por: | J.CH.S. |
| | | | | Fecha de Muestreo: | 17/06/2014 |

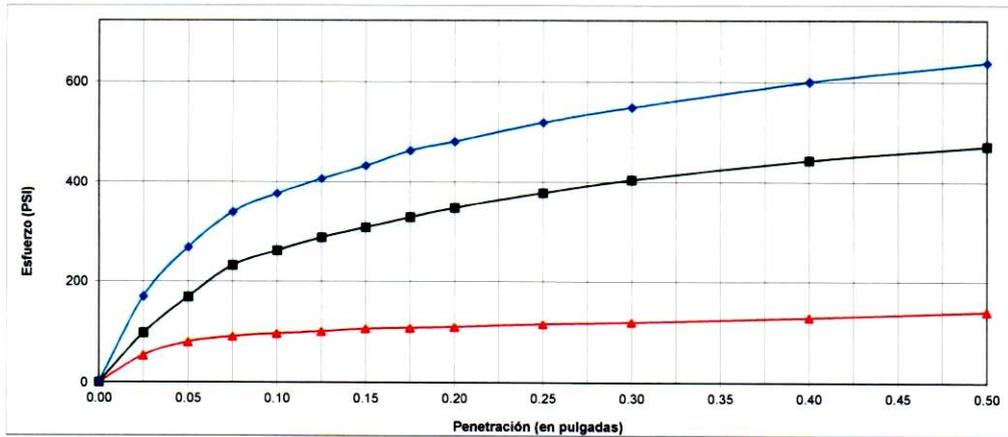
CBR DE LABORATORIO

| | | | | | |
|------------------|------------|-------------------|-----------------|------------------|---------------|
| Fecha de Ensayo: | 26/06/2014 | Resp. del ensayo: | J. C. Rodríguez | Norma utilizada: | ASTM D1883-07 |
|------------------|------------|-------------------|-----------------|------------------|---------------|

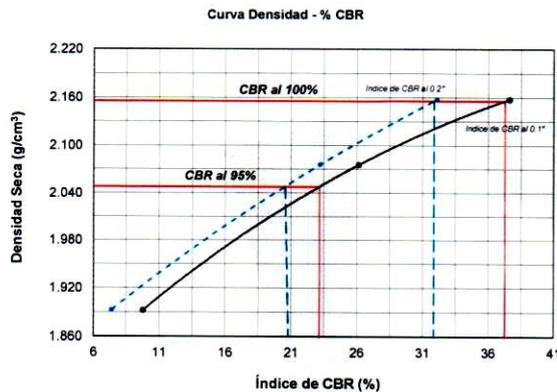
DATOS GENERALES

| | | | |
|---|-------------------|-----------------------|-------|
| Norma y método de ensayo de compactación: | ASTM D1557-09 - A | Fracción sobretamaño: | 0.0 % |
|---|-------------------|-----------------------|-------|

ENSAYO



RESULTADOS



| Especimen | 56 | 25 | 10 |
|-----------------------|-------|-------|-------|
| Densidad seca (g/cm³) | 2.158 | 2.075 | 1.892 |
| Humedad Inicial (%) | 7.7 | 7.7 | 7.8 |
| Humedad Final (%) | 8.9 | 9.4 | 13.7 |
| Hinchamiento (%) | 0.1 | 0.2 | 0.3 |
| CBR al 0.1" | 37.6 | 26.1 | 9.8 |
| CBR al 0.2" | 32.1 | 23.2 | 7.4 |

| | |
|---------------------------------|-------|
| Máxima densidad seca (g/cm³) | 2.156 |
| Optimo contenido de humedad (%) | 7.8 |

| Índices de CBR al 0.1" de penetración | |
|---------------------------------------|------|
| CBR al 100% MDS | 37.3 |
| CBR al 95% MDS | 23.2 |

| Índices de CBR al 0.2" de penetración | |
|---------------------------------------|------|
| CBR al 100% MDS | 31.9 |
| CBR al 95% MDS | 20.5 |

OBSERVACIONES

[Empty box for observations]

*Datos proporcionados por el cliente.

Revisado por:

MyM LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

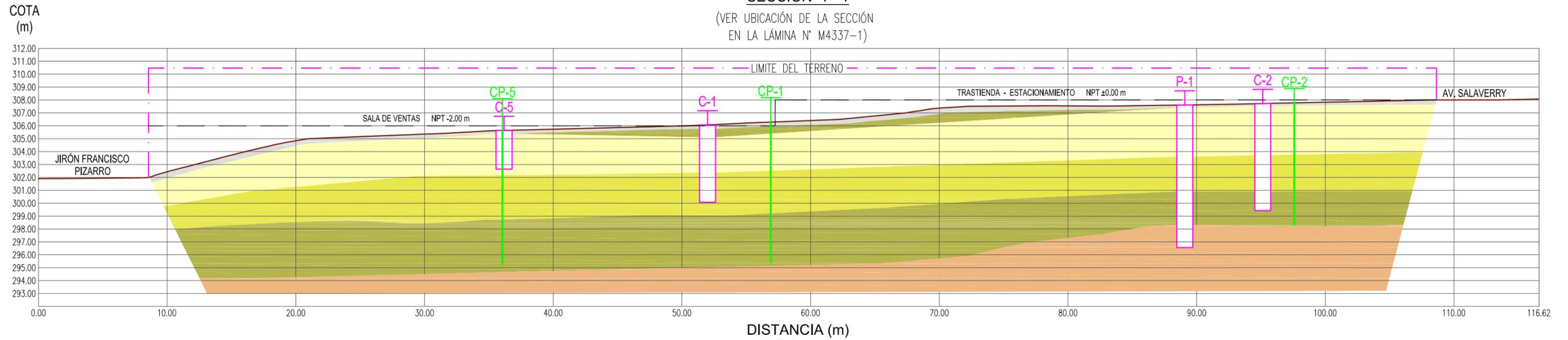
 Luis Rojas Mendoza
 JEFE TÉCNICO DE LABORATORIO

Certificado:

GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. C.L.P. N° 49966

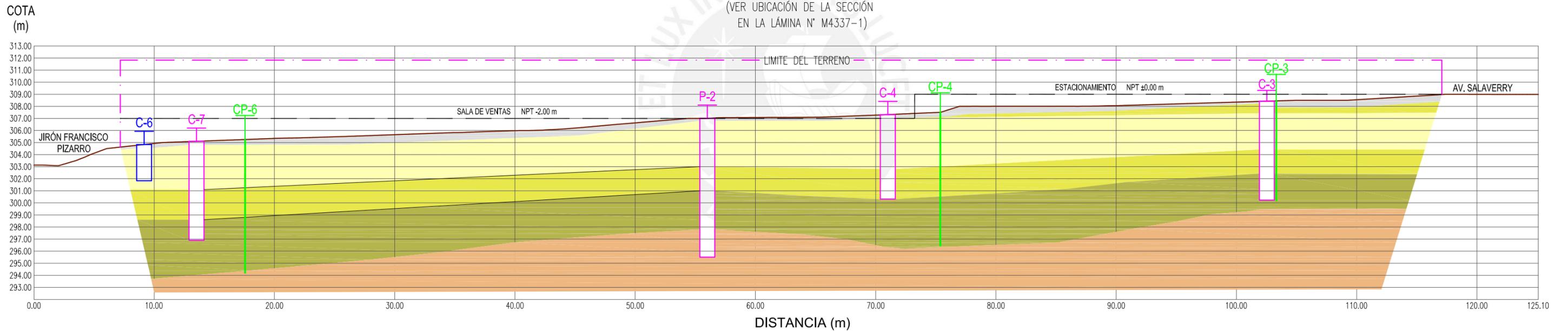
SECCIÓN 1 - 1

(VER UBICACIÓN DE LA SECCIÓN EN LA LÁMINA N° M4337-1)



SECCIÓN 2 - 2

(VER UBICACIÓN DE LA SECCIÓN EN LA LÁMINA N° M4337-1)



LEYENDA

| | | |
|--|---|--|
| RELLENO | ARENA FINA, ARCILLOSA, Y/O LIMOSA, SUELTA A MEDIANAMENTE DENSA. | GRAVAS Y ARENAS LIMOSAS, CEMENTADA, MUY DENSA. |
| ARENA FINA ARCILLOSA Y/O LIMOSA, SUELTA. | ARENA FINA, LIMOSA, MEDIANAMENTE DENSA. | |

SIMBOLOGÍA

| | | | | |
|-----------------------------------|----------|---|-------------------------------|------------------------|
| PERORACIÓN POR LAVADO WASH BORING | CALICATA | CALICATA COMPLEMENTADA CON PERFORACIÓN IWAN AUGER | AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK | NPT ± NPT DEL PROYECTO |
|-----------------------------------|----------|---|-------------------------------|------------------------|

| REV. | FECHA | DESCRIPCIÓN | AP. | DS. | RE. | DIB. | ITEM | NOTAS | DIB. | REV. | APROB. | CLIENTE : |
|------|-------|-------------|-----|-----|-----|------|------|-------|------|------|--------|-----------|
| | | | | | | | | | | | | |

INRETAIL

ATENCIÓN
 EL PRESENTE ESTUDIO ES VALIDO EXCLUSIVAMENTE PARA EL AREA DE TERRENO MOSTRADA EN ESTA LAMINA. MYM CONSULTORES S.R.L. NO SE HACE RESPONSABLE DEL USO DE ESTE ESTUDIO PARA AREAS NO SEÑALADAS DENTRO DE ESTA LAMINA. SU USO Y REPRODUCCION SIN AUTORIZACION DE INRETAIL ESTAN PROHIBIDOS.



| | |
|----------------|-------------------------------|
| PROYECTO : | LOCAL COMERCIAL |
| UBICACION : | TARAPOTO, SAN MARTIN |
| ESPECIALIDAD : | ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS |
| PLANO : | SECCIONES ESTRATIGRAFICAS |

| | | | |
|-------------|---------------|--------------|------------|
| APROBADO | M. MARTINELLI | ESCALA | 1/300 |
| DISEÑADO | M. MARTINELLI | FECHA | JULIO-2014 |
| RESPONSABLE | R. DIAZ | REVISION | B |
| DELIBADO | F. TAPIA | N° DE LAMINA | M4337-36 |



CUADRO N° M4337-1

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTÁNDAR (SPT)**

PERFORACIÓN P-1

| N° | Profundidad (m) | Número de golpes cada 0.30 cm de penetración (N) |
|-----------|----------------------------|---|
| 1 | 1.00 - 1.45 | 6 |
| 2 | 2.00 - 2.45 | 5 |
| 3 | 3.00 - 3.45 | 7 |
| 4 | 4.00 - 4.45 | 10 |
| 5 | 5.00 - 5.45 | 11 |
| 6 | 6.00 - 6.45 | 15 |
| 7 | 7.00 - 7.45 | 29 |
| 8 | 8.00 - 8.45 | 21 |
| 9 | 9.00 - 9.45 | 6,30,60(5")* |
| 10 | 10.00 - 10.45 | 60(5")* |
| 11 | 10.60 - 11.05 | 60(1")* |

* Los números entre paréntesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo de penetración estándar

CUADRO N° M4337-2

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTÁNDAR (SPT)**

PERFORACIÓN P-2

| N° | Profundidad (m) | Número de golpes cada 0.30 cm de penetración (N) |
|-----------|----------------------------|---|
| 1 | 1.00 - 1.45 | 5 |
| 2 | 2.00 - 2.45 | 5 |
| 3 | 3.00 - 3.45 | 7 |
| 4 | 4.00 - 4.45 | 13 |
| 5 | 5.00 - 5.45 | 12 |
| 6 | 6.00 - 6.45 | 22 |
| 7 | 7.00 - 7.45 | 25 |
| 8 | 8.00 - 8.45 | 27 |
| 9 | 9.00 - 9.45 | 6,60(3.5")* |
| 10 | 10.00 - 10.45 | 94 |
| 11 | 11.00 - 11.45 | 60(1")* |

* Los números entre paréntesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo de penetración estándar



CUADRO N° M4337-3

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

| MUESTRA | | ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO | | | | | | | | | | | | LÍMITES DE ATTERBERG | | | HUMEDAD | SUCS | | |
|---------|-----------------|--------------------------------------|--------|----|--------|-----|------|------|-----|------|------|------|------|----------------------|----|----|----------|------|-------|-------|
| Sondaje | Profundidad (m) | % QUE PASA LA MALLA N° | | | | | | | | | | | | LL | LP | LP | (w) % | | | |
| | | 3" | 2 1/2" | 2" | 1 1/2" | 1" | 3/4" | 3/8" | N°4 | N°10 | N°20 | N°40 | N°60 | | | | | | N°140 | N°200 |
| P-1 | 1.00 - 1.45 | | | | | | | | | 100 | 95 | 73 | 51 | 34 | 27 | 19 | 12 | 7 | 13 | SC-SM |
| P-1 | 6.00 - 6.45 | | | | | | | | 100 | 98 | 88 | 68 | 45 | 26 | 25 | 16 | 13 | 3 | 10 | SM |
| P-1 | 10.60 - 11.05 | | | | | 100 | 57 | 45 | 40 | 37 | 35 | 31 | 21 | 15 | 15 | - | NP | NP | 3 | GM |
| P-2 | 4.00 - 4.45 | | | | | | | | 100 | 99 | 93 | 78 | 55 | 35 | 32 | 19 | 11 | 8 | 10.9 | SC |
| P-2 | 8.00 - 8.45 | | | | | | 100 | 98 | 93 | 89 | 79 | 62 | 41 | 25 | 24 | - | NP | NP | 8.7 | SM |
| P-2 | 11.00 - 11.45 | | | | | 100 | 91 | 84 | 79 | 77 | 74 | 67 | 51 | 28 | 28 | - | NP | NP | 10.7 | SM |

CUADRO N° M4337-4

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

| MUESTRA | | ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO | | | | | | | | | | | | | | LÍMITES DE ATTERBERG | | | HUMEDAD | SUCS |
|---------|-----------------|--------------------------------------|--------|----|--------|----|------|------|-----|------|------|------|------|-------|-------|----------------------|----|-----|----------|-------|
| Sondaje | Profundidad (m) | % QUE PASA LA MALLA N° | | | | | | | | | | | | | | LL | LP | LP | (w) % | |
| | | 3" | 2 1/2" | 2" | 1 1/2" | 1" | 3/4" | 3/8" | N°4 | N°10 | N°20 | N°40 | N°60 | N°140 | N°200 | | | | | |
| C-1 | 5.80 - 6.00 | | | | | | | | 100 | 99 | 91 | 73 | 50 | 29 | 25 | 19 | 11 | 8 | 5.3 | SC |
| C-2 | 0.00 - 0.20 | 100 | 95 | 94 | 90 | 87 | 83 | 80 | 79 | 74 | 58 | 39 | 21 | 20 | - | NP | NP | 5.4 | SM | |
| C-2 | 3.00 - 3.20 | | | | | | | | 100 | 93 | 78 | 56 | 37 | 34 | 21 | 12 | 9 | 6.2 | SC | |
| C-3 | 0.80 - 1.00 | | | | | | | | 100 | 96 | 76 | 55 | 37 | 34 | 21 | 13 | 8 | 8.1 | SC | |
| C-3 | 1.80 - 2.00 | | | | | | | | 100 | 96 | 78 | 58 | 40 | 37 | 19 | 13 | 6 | 8.9 | SC-SM | |
| C-4 | 4.00 - 4.20 | | | | | | | | 100 | 95 | 78 | 54 | 35 | 32 | 19 | 11 | 8 | 7.5 | SC | |
| C-5 | 0.05 - 0.25 | | | | 100 | 93 | 90 | 86 | 84 | 82 | 77 | 60 | 39 | 26 | 25 | - | NP | NP | 6.0 | SM |
| C-5 | 2.80 - 3.00 | | | | | | | | | 100 | 76 | 51 | 32 | 28 | 19 | 12 | 7 | 6 | SC-SM | |
| C-6 | 0.10 - 0.30 | | | | | | | | | 100 | 94 | 77 | 54 | 27 | 23 | - | NP | NP | 9 | SM |
| C-7 | 3.80 - 4.00 | | | | | | | | | 100 | 94 | 55 | 35 | 32 | 32 | 18 | 13 | 5 | 6.2 | SC-SM |
| C-7 | 8.00 - 8.20 | | | | 100 | 91 | 83 | 80 | 69 | 59 | 52 | 45 | 29 | 21 | 20 | 16 | 14 | 2 | 4 | SM |



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

CUADRO N° M4337-5

| | |
|------------------------|----------------------|
| CERTIFICADO N°: | OE-805-01-SST |
| Fecha de Emisión: | 27/06/2014 |

| DATOS DEL SOLICITANTE | DATOS DE LA MUESTRA | DATOS DEL MUESTREO* |
|--|--------------------------------------|------------------------------------|
| Cliente: MyM Consultores S.R.L. | Tipo: MAP | Identificación: P-1 |
| Solicitante: Sr. Percy Perez Castañeda | Material: Suelo | Profundidad: 5.00 - 5.45 m |
| Proyecto: M-4337 Local Comercial, Tarapoto, San Martín | Procedencia: Perforación | Progresiva: - |
| Ubicación: Tarapoto, San Martín | Fecha de recepción: 26/06/2014 | Coordenadas: - |
| | Presentación: Bolsa Plástica Sellada | Elevación: - |
| | Muestra recibida: 784.1 g | Ubicación de Muestreo: Perforación |
| | | Muestreado por: J.C.H.S. |
| | | Fecha de Muestreo: 12/06/2014 |

DETERMINACIÓN DE LAS SALES SOLUBLES

| | | |
|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Fecha de Ensayo: 26/06/2014 | Resp. del ensayo: K. Ávila | Norma utilizada: NTP 339.152 2002 |
|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------------|

| | |
|---|--------------------|
| Contenido de sales solubles totales en muestra de Suelo(ppm) | S.S.T.: 180 |
|---|--------------------|

OBSERVACIONES

| |
|--|
| |
|--|

*Datos proporcionados por el cliente.

Revisado por:

MYM LABORATORIO DE
SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

Luis Refas Mendoza
Luis Refas Mendoza
JEFE TÉCNICO DE LABORATORIO

Certificado:

Gilmar Natividad Camacho Huapaya
GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.P. N° 49965



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

CUADRO N° M4337-6

| | |
|------------------------|---------------------|
| CERTIFICADO N°: | OE-805-01-SO |
| Fecha de Emisión: | 27/06/2014 |

| DATOS DEL SOLICITANTE | DATOS DE LA MUESTRA | DATOS DEL MUESTREO* |
|--|--------------------------------------|------------------------------------|
| Cliente: MyM Consultores S.R.L. | Tipo: MAP | Identificación: P-1 |
| Solicitante: Sr. Percy Perez Castañeda | Material: Suelo | Profundidad: 5.00 - 5.45 m |
| Proyecto: M-4337 Local Comercial, Tarapoto, San Martín | Procedencia: Perforación | Progresiva: - |
| Ubicación: Tarapoto, San Martín | Fecha de recepción: 26/06/2014 | Coordenadas: - |
| | Presentación: Bolsa Plástica Sellada | Elevación: - |
| | Muestra recibida: 784.1 g | Ubicación de Muestreo: Perforación |
| | | Muestreado por: J.C.H.S. |
| | | Fecha de Muestreo: 12/06/2014 |

DETERMINACIÓN DE SULFATOS SOLUBLES

| | | |
|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Fecha de Ensayo: 27/06/2014 | Resp. del ensayo: K. Ávila | Norma utilizada: NTP 339.178 2002 |
|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------------|

| | |
|--|---------------------------------------|
| Contenido de sulfatos solubles totales en muestra de Suelo(ppm) | SO₄⁻: 41 |
|--|---------------------------------------|

OBSERVACIONES

| |
|--|
| |
|--|

*Datos proporcionados por el cliente.

Revisado por:

MyM LABORATORIO DE
SUELOS Y CONCRETO S.A.C.


Luis Rojas Mendoza
JEFE TÉCNICO DE LABORATORIO

Certificado:


GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.P. N° 49965



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

CUADRO N° M4337-7

| | |
|------------------------|---------------------|
| CERTIFICADO N°: | OE-805-01-CL |
| Fecha de Emisión: | 27/06/2014 |

| DATOS DEL SOLICITANTE | DATOS DE LA MUESTRA | DATOS DEL MUESTREO* |
|--|--------------------------------------|------------------------------------|
| Cliente: MyM Consultores S.R.L. | Tipo: MAP | Identificación: P-1 |
| Solicitante: Sr. Percy Perez Castañeda | Material: Suelo | Profundidad: 5.00 - 5.45 m |
| Proyecto: M-4337 Local Comercial, Tarapoto, San Martín | Procedencia: Perforación | Progresiva: - |
| Ubicación: Tarapoto, San Martín | Fecha de recepción: 26/06/2014 | Coordenadas: - |
| | Presentación: Bolsa Plástica Sellada | Elevación: - |
| | Muestra recibida: 784.1 g | Ubicación de Muestreo: Perforación |
| | | Muestreado por: J.C.H.S. |
| | | Fecha de Muestreo: 12/06/2014 |

DETERMINACIÓN DE CLORUROS SOLUBLES

| | | |
|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Fecha de Ensayo: 27/06/2014 | Resp. del ensayo: K. Ávila | Norma utilizada: NTP 339.177 2002 |
|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------------|

| | |
|--|-----------------------------|
| Contenido de cloruros solubles totales en muestra de Suelo(ppm) | Cl⁻ : 100 |
|--|-----------------------------|

OBSERVACIONES

| |
|--|
| |
|--|

*Datos proporcionados por el cliente.

Revisado por:

MyM LABORATORIO DE
SUELOS Y CONCRETO S.A.C

Luis Rojas Mendoza
JEFE TÉCNICO DE LABORATORIO

Certificado:


GILMAR NATIMIDAD CAMACHO HUAPAYA
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.P. N° 49965



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

CUADRO N° M4337-8

| | |
|------------------------|----------------------|
| CERTIFICADO N°: | OE-799-05-SST |
| Fecha de Emisión: | 27/06/2014 |

| DATOS DEL SOLICITANTE | DATOS DE LA MUESTRA | DATOS DEL MUESTREO* |
|--|--------------------------------------|------------------------------------|
| Cliente: MyM Consultores S.R.L. | Tipo: MAP | Identificación: P-2 |
| Solicitante: Sr. Percy Perez Castañeda | Material: Suelo | Profundidad: 1.00 - 1.45 m |
| Proyecto: M-4337 Local Comercial, Tarapoto, San Martín | Procedencia: Perforación | Progresiva: - |
| Ubicación: Tarapoto, San Martín | Fecha de recepción: 23/06/2014 | Coordenadas: - |
| | Presentación: Bolsa Plástica Sellada | Elevación: - |
| | Muestra recibida: 335.0 g | Ubicación de Muestreo: Perforación |
| | | Muestreado por: J.C.H.S. |
| | | Fecha de Muestreo: 11/06/2014 |

DETERMINACIÓN DE LAS SALES SOLUBLES

| | | | | | |
|------------------|------------|-------------------|----------|------------------|------------------|
| Fecha de Ensayo: | 24/06/2014 | Resp. del ensayo: | K. Ávila | Norma utilizada: | NTP 339.152 2002 |
|------------------|------------|-------------------|----------|------------------|------------------|

| | |
|---|--------------------|
| Contenido de sales solubles totales en muestra de Suelo(ppm) | S.S.T.: 120 |
|---|--------------------|

OBSERVACIONES

| |
|--|
| |
|--|

*Datos proporcionados por el cliente.

Revisado por:

MyM LABORATORIO DE
SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

Luis Rejas Mendoza
Luis Rejas Mendoza
JEFE TÉCNICO DE LABORATORIO

Certificado:

Gilmar Natividad Camacho Huapaya
GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.P. N° 49965



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

CUADRO N° M4337-9

| | |
|------------------------|---------------------|
| CERTIFICADO N°: | OE-799-05-SO |
| Fecha de Emisión: | 27/06/2014 |

| DATOS DEL SOLICITANTE | DATOS DE LA MUESTRA | DATOS DEL MUESTREO* |
|--|--------------------------------------|------------------------------------|
| Cliente: MyM Consultores S.R.L. | Tipo: MAP | Identificación: P-2 |
| Solicitante: Sr. Percy Perez Castañeda | Material: Suelo | Profundidad: 1.00 - 1.45 m |
| Proyecto: M-4337 Local Comercial, Tarapoto, San Martín | Procedencia: Perforación | Progresiva: - |
| Ubicación: Tarapoto, San Martín | Fecha de recepción: 23/06/2014 | Coordenadas: - |
| | Presentación: Bolsa Plástica Sellada | Elevación: - |
| | Muestra recibida: 335.0 g | Ubicación de Muestreo: Perforación |
| | | Muestreado por: J.C.H.S. |
| | | Fecha de Muestreo: 11/06/2014 |

DETERMINACIÓN DE SULFATOS SOLUBLES

| | | |
|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| Fecha de Ensayo: 24/06/2014 | Resp. del ensayo: K. Ávila | Norma utilizada: NTP 339.178 2002 |
|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------------|

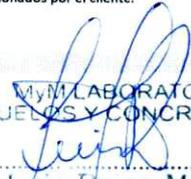
| | |
|---|----------------------|
| Contenido de sulfatos solubles totales en muestra de Suelo(ppm) | SO ₄ : 41 |
|---|----------------------|

OBSERVACIONES

| |
|--|
| |
|--|

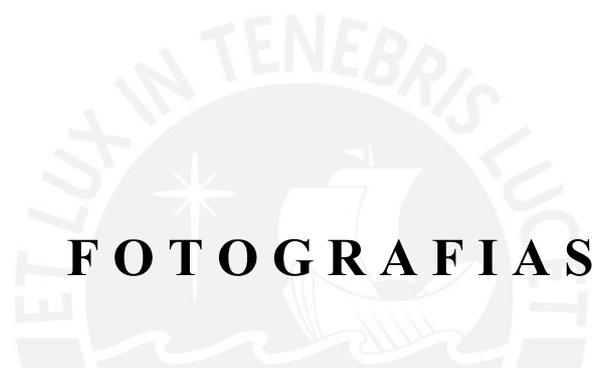
*Datos proporcionados por el cliente.

Revisado por:

MyM LABORATORIO DE
SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

Luis Rojas Mendoza
JEFE TÉCNICO DE LABORATORIO

Certificado:


GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.P. N° 49965



FOTOGRAFÍAS

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



VISTA DEL FRENTE DEL TERRENO ESTUDIADO.

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



PERFORACIÓN POR LAVADO TIPO
WASH BORING P-1



PERFORACIÓN POR LAVADO TIPO
WASH BORING P-2

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



UBICACIÓN DE LA CALICATA C-1.



VISTA HACIA EL INTERIOR DE LA CALICATA C-1

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



UBICACIÓN DE LA CALICATA C-2. SE APRECIA EL EQUIPO DE PERFORACIÓN IWAN AUGER UTILIZADO PARA PROFUNDIZAR LA CALICATA.

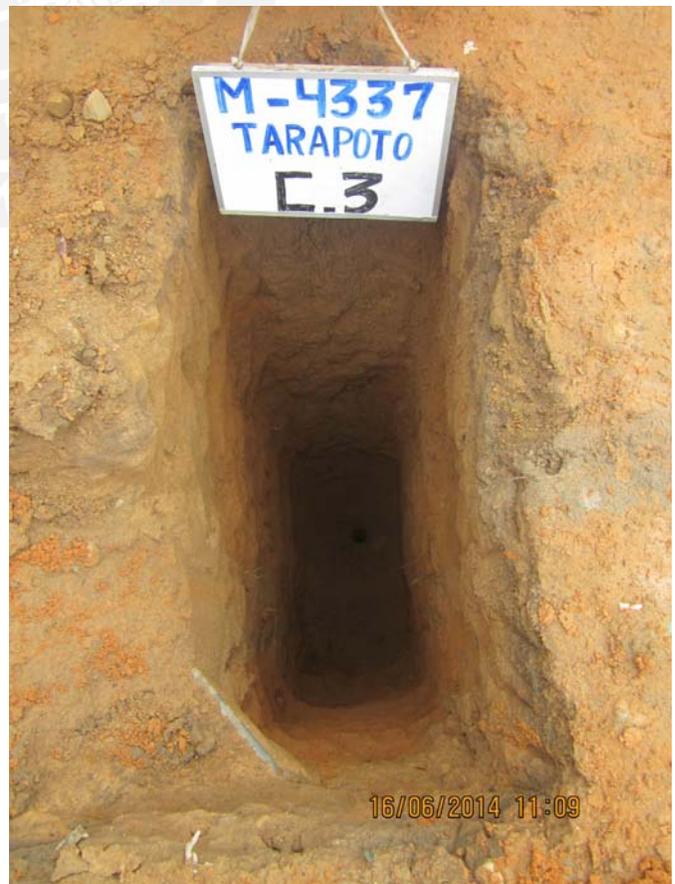


VISTA HACIA EL INTERIOR DE LA CALICATA C-2

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



PROFUNDIZACIÓN DE LA CALICATA C-3 CON PERFORACIÓN CON IWAN AUGER.



VISTA HACIA EL INTERIOR DE LA CALICATA C-3

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



UBICACIÓN DE LA CALICATA C-4. SE APRECIA EL EQUIPO DE PERFORACIÓN IWAN AUGER UTILIZADO PARA PROFUNDIZAR LA CALICATA.



VISTA HACIA EL INTERIOR DE LA CALICATA C-4

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



UBICACIÓN DE LA CALICATA C-5.



VISTA HACIA EL INTERIOR DE LA CALICATA C-5. SE APRECIA EL EQUIPO DE PERFORACIÓN IWAN AUGER UTILIZADO PARA PROFUNDIZAR LA CALICATA.

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



UBICACIÓN DE LA CALICATA C-6.



VISTA HACIA EL INTERIOR DE LA CALICATA C-6

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



PROFUNDIZACIÓN DE LA CALICATA C-7 CON PERFORACIÓN CON IWAN AUGER.



VISTA HACIA EL INTERIOR DE LA CALICATA C-7

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-1



AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-2

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-3



AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-4

LOCAL COMERCIAL, TARAPOTO, SAN MARTÍN



AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-5



AUSCULTACIÓN CON CONO DE PECK CP-6



1. ***Cálculos de las Capacidades de Carga por Compresión, Tracción y Asentamientos de los Pilotes.***



**CUADRO RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTE POR COMPRESIÓN
CONDICIÓN ESTÁTICA FS=3**

| SONDAJE | LONGITUD PILOTE (m) | PROFUNDIDAD PUNTA DE PILOTE (m) | TIPO DE PILOTE | DIAMETRO (m) | CARGA DE PILOTE POR COMPRESION (Tn) | | | |
|---------|---------------------|---------------------------------|----------------|--------------|-------------------------------------|-----|------|----------------|
| | | | | | Qf | Qp | Qult | Qadm = Qult/FS |
| P-1 | 10.00 | 11.00 | Franki | 0.35 | 42 | 166 | 208 | 69 |
| | | | | 0.45 | 67 | 366 | 433 | 144 |
| | | | Perforado | 0.60 | 54 | 211 | 265 | 88 |
| P-2 | 10.00 | 11.00 | Franki | 0.35 | 43 | 135 | 178 | 59 |
| | | | | 0.45 | 67 | 299 | 366 | 122 |
| | | | Perforado | 0.60 | 54 | 170 | 224 | 75 |

**CUADRO RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTE POR COMPRESIÓN
CONDICIÓN SÍSMICA FS=2.5**

| SONDAJE | LONGITUD PILOTE (m) | PROFUNDIDAD PUNTA DE PILOTE (m) | TIPO DE PILOTE | DIAMETRO (m) | CARGA DE PILOTE POR COMPRESION (Tn) | | | |
|---------|---------------------|---------------------------------|----------------|--------------|-------------------------------------|-----|------|----------------|
| | | | | | Qf | Qp | Qult | Qadm = Qult/FS |
| P-1 | 10.00 | 11.00 | Franki | 0.35 | 42 | 166 | 208 | 83 |
| | | | | 0.45 | 67 | 366 | 433 | 173 |
| | | | Perforado | 0.60 | 54 | 211 | 265 | 106 |
| P-2 | 10.00 | 11.00 | Franki | 0.35 | 43 | 135 | 178 | 71 |
| | | | | 0.45 | 67 | 299 | 366 | 146 |
| | | | Perforado | 0.60 | 54 | 170 | 224 | 90 |

Notas:

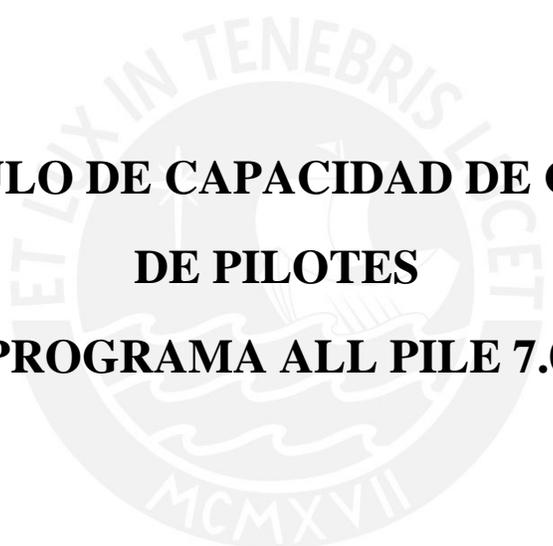
1. Se ha considerado una profundidad de cimentación (Df) de 1.00 m con respecto a la superficie actual del terreno.
2. La profundidad de punta de pilote está medida con respecto a la superficie actual del terreno.
3. Para calcular la capacidad de carga de los pilotes, no se han considerado el efecto de la fricción en los 6 m superiores, los cuales corresponden a las arenas sueltas a medianamente densas.

**CUADRO RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTE POR TRACCIÓN
CONDICIÓN ESTÁTICA FS=3**

| SONDAJE | LONGITUD PILOTE (m) | PROFUNDIDAD PUNTA DE PILOTE (m) | TIPO DE PILOTE | DIAMETRO (m) | CARGA DE PILOTE POR TRACCION (Tn) | | |
|---------|---------------------|---------------------------------|----------------|--------------|-----------------------------------|----|-------------------|
| | | | | | Tult | Wp | Tadm = Tult/FS+Wp |
| P-1 | 10.00 | 11.00 | Franki | 0.35 | 26 | 2 | 11 |
| | | | | 0.45 | 41 | 4 | 18 |
| | | | Perforado | 0.60 | 31 | 7 | 17 |
| P-2 | 10.00 | 11.00 | Franki | 0.35 | 26 | 2 | 11 |
| | | | | 0.45 | 41 | 4 | 18 |
| | | | Perforado | 0.60 | 31 | 7 | 17 |

**CUADRO RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTE POR TRACCIÓN
CONDICIÓN SÍSMICA FS=2.5**

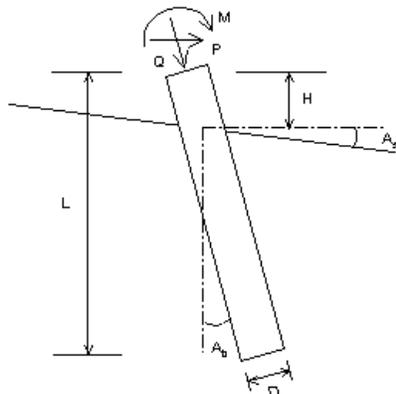
| SONDAJE | LONGITUD PILOTE (m) | PROFUNDIDAD PUNTA DE PILOTE (m) | TIPO DE PILOTE | DIAMETRO (m) | CARGA DE PILOTE POR TRACCION (Tn) | | |
|---------|---------------------|---------------------------------|----------------|--------------|-----------------------------------|----|-------------------|
| | | | | | Tult | Wp | Tadm = Tult/FS+Wp |
| P-1 | 10.00 | 11.00 | Franki | 0.35 | 26 | 2 | 12 |
| | | | | 0.45 | 41 | 4 | 20 |
| | | | Perforado | 0.60 | 31 | 7 | 19 |
| P-2 | 10.00 | 11.00 | Franki | 0.35 | 26 | 2 | 12 |
| | | | | 0.45 | 41 | 4 | 20 |
| | | | Perforado | 0.60 | 31 | 7 | 19 |



**CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA
DE PILOTES
PROGRAMA ALL PILE 7.0**

VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



Driving Concrete Pile

Loads:

Load Factor for Vertical Loads= 1.0
 Load Factor for Lateral Loads= 1.0
 Loads Supported by Pile Cap= 0 %
 Shear Condition: Static

Vertical Load, Q= 0.0 -kN
 Shear Load, P= 0.0 -kN
 Moment, M= 0.0 -kN-m

Profile:

Pile Length, L= 10.0 -m
 Top Height, H= -1 -m
 Slope Angle, As= 0
 Batter Angle, Ab= 0

| Soil Data: | | | | | | | Pile Data: | | | | | | |
|------------|--------|------|--------|--------|-----------|------|------------|-------|--------|-------|----------|-------|--------|
| Depth | Gamma | Phi | C | K | e50 or Dr | Nspt | Depth | Width | Area | Per. | I | E | Weight |
| -m | -kN/m3 | | -kN/m2 | -MN/m3 | % | | -m | -cm | -cm2 | -cm | -cm4 | -MP | -kN/m |
| 0 | 16.9 | 30.0 | 0.0 | 4.3 | 20.65 | 5 | 0.0 | 35 | 962.1 | 110.0 | 73661.8 | 20000 | 2.271 |
| 4 | 18.1 | 33.1 | 0.0 | 12.4 | 35.04 | 10 | 10.0 | 50 | 1963.5 | 157.1 | 306796.2 | 20000 | 4.634 |
| 6.70 | 18.6 | 34.0 | 0.0 | 37.0 | 60.63 | 25 | | | | | | | |
| 9.30 | 20.6 | 37.0 | 0.0 | 96.4 | 95.94 | 60 | | | | | | | |
| 11 | 20.6 | 37.0 | 0.0 | 94.4 | 95.03 | 59 | | | | | | | |

Vertical capacity:

Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 22.68-kN *Soil Weight is not included
 Side Resistance (Down)= 415.819-kN Side Resistance (Up)= 255.889-kN
 Tip Resistance (Down)= 1624.423-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
 Total Ultimate Capacity (Down)= 2040.241-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 278.567-kN
 Total Allowable Capacity (Down)= 680.080-kN Total Allowable Capacity (Up)= 107.975-kN
 OK! Qallow > Q

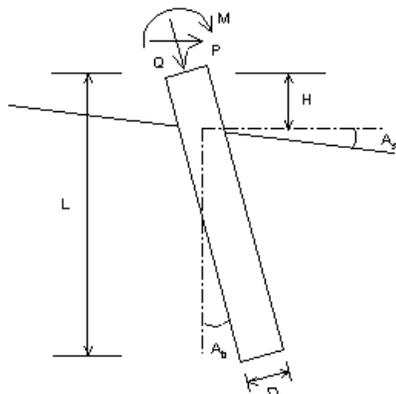
Settlement Calculation:

At Q= 0.00-kN Settlement= 0.00000-cm
 At Xallow= 2.50-cm Qallow= 1961.42834-kN

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.

VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



Driving Concrete Pile

Loads:

Load Factor for Vertical Loads= 1.0
 Load Factor for Lateral Loads= 1.0
 Loads Supported by Pile Cap= 0 %
 Shear Condition: Static

Vertical Load, Q= 0.0 -kN
 Shear Load, P= 0.0 -kN
 Moment, M= 0.0 -kN-m

Profile:

Pile Length, L= 10.0 -m
 Top Height, H= -1 -m
 Slope Angle, As= 0
 Batter Angle, Ab= 0

| Soil Data: | | | | | | | Pile Data: | | | | | | |
|-------------|-----------------------------|------|-------------------------|-------------------------|----------------|------|-------------|--------------|--------------------------|-------------|-----------------------|----------|-----------------|
| Depth -m | Gamma -kN/m ³ | Phi | C -kN/m ² | K -MN/m ³ | e50 or Dr % | Nspt | Depth -m | Width -cm | Area -cm ² | Per. -cm | I -cm ⁴ | E -MP | Weight -kN/m |
| 0 | 16.9 | 30.0 | 0.0 | 4.3 | 20.65 | 5 | 0.0 | 45 | 1590.4 | 141.4 | 201289.0 | 20000 | 3.753 |
| 4 | 18.1 | 33.1 | 0.0 | 12.4 | 35.04 | 10 | 10.0 | 65 | 3318.3 | 204.2 | 876240.5 | 20000 | 7.831 |
| 6.70 | 18.6 | 34.0 | 0.0 | 37.0 | 60.63 | 25 | | | | | | | |
| 9.30 | 20.6 | 37.0 | 0.0 | 96.4 | 95.94 | 60 | | | | | | | |
| 11 | 20.6 | 37.0 | 0.0 | 94.4 | 95.03 | 59 | | | | | | | |

Vertical capacity:

Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 37.48-kN *Soil Weight is not included
 Side Resistance (Down)= 659.239-kN Side Resistance (Up)= 405.688-kN
 Tip Resistance (Down)= 3588.017-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
 Total Ultimate Capacity (Down)= 4247.256-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 443.165-kN
 Total Allowable Capacity (Down)= 1415.752-kN Total Allowable Capacity (Up)= 172.707-kN
 OK! Qallow > Q

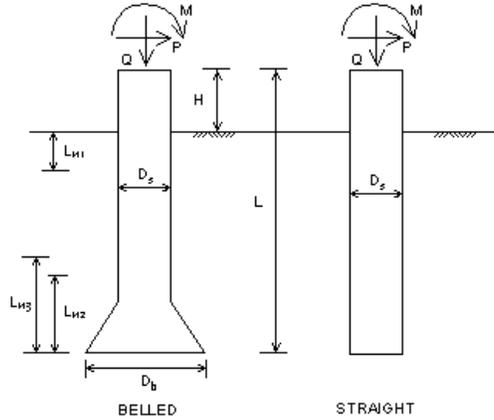
Settlement Calculation:

At Q= 0.00-kN Settlement= 0.00000-cm
 At Xallow= 2.50-cm Qallow= 3611.66357-kN

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.

VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



Drilled Shaft (dia >24 in. or 61 cm)

Loads:

Load Factor for Vertical Loads= 1.0
 Load Factor for Lateral Loads= 1.0
 Loads Supported by Pile Cap= 0 %
 Shear Condition: Static

Vertical Load, Q= 0.0 -kN
 Shear Load, P= 0.0 -kN
 Moment, M= 0.0 -kN-m

Profile:

Pile Length, L= 10.0 -m
 Top Height, H= -1 -m
 Slope Angle, As= 0
 Batter Angle, Ab= 0

Nocontributing Zone, L_{n1}=L_{n2}=L_{n3}=0.

| Soil Data: | | | | | | | Pile Data: | | | | | | |
|------------|--------------------|------|--------------------|--------------------|-----------|------|------------|-------|------------------|-------|------------------|-------|--------|
| Depth | Gamma | Phi | C | K | e50 or Dr | Nspt | Depth | Width | Area | Per. | I | E | Weight |
| -m | -kN/m ³ | | -kN/m ² | -MN/m ³ | % | | -m | -cm | -cm ² | -cm | -cm ⁴ | -MP | -kN/m |
| 0 | 16.9 | 30.0 | 0.0 | 4.3 | 20.65 | 5 | 0.0 | 60 | 2827.4 | 188.5 | 636172.5 | 20000 | 6.673 |
| 4 | 18.1 | 33.1 | 0.0 | 12.4 | 35.04 | 10 | 10.0 | 60 | 2827.4 | 188.5 | 636172.5 | 20000 | 6.673 |
| 6.70 | 18.6 | 34.0 | 0.0 | 37.0 | 60.63 | 25 | | | | | | | |
| 9.30 | 20.6 | 37.0 | 0.0 | 96.4 | 95.94 | 60 | | | | | | | |
| 11 | 20.6 | 37.0 | 0.0 | 94.4 | 95.03 | 59 | | | | | | | |

Vertical capacity:

Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 66.64-kN *Soil Weight is not included
 Side Resistance (Down)= 529.520-kN Side Resistance (Up)= 302.582-kN
 Tip Resistance (Down)= 2074.151-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
 Total Ultimate Capacity (Down)= 2603.670-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 369.218-kN
 Total Allowable Capacity (Down)= 867.890-kN Total Allowable Capacity (Up)= 167.497-kN
 OK! Q_{allow} > Q

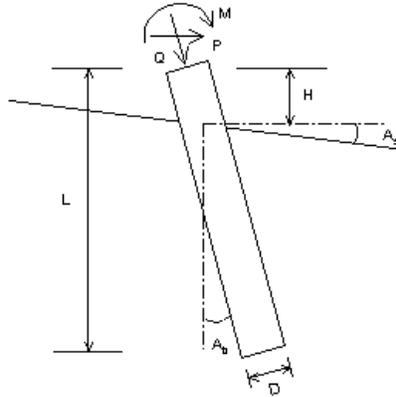
Settlement Calculation:

At Q= 0.00-kN Settlement= 0.00000-cm
 At X_{allow}= 2.50-cm Q_{allow}= 1908.68774-kN

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.

VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



Driving Concrete Pile

Loads:

Load Factor for Vertical Loads= 1.0
 Load Factor for Lateral Loads= 1.0
 Loads Supported by Pile Cap= 0 %
 Shear Condition: Static

Vertical Load, Q= 0.0 -kN
 Shear Load, P= 0.0 -kN
 Moment, M= 0.0 -kN-m

Profile:

Pile Length, L= 10.0 -m
 Top Height, H= -1 -m
 Slope Angle, As= 0
 Batter Angle, Ab= 0

| Soil Data: | | | | | | | Pile Data: | | | | | | |
|-------------|-----------------------------|------|-------------------------|-------------------------|----------------|------|-------------|--------------|--------------------------|-------------|-----------------------|----------|-----------------|
| Depth -m | Gamma -kN/m ³ | Phi | C -kN/m ² | K -MN/m ³ | e50 or Dr % | Nspt | Depth -m | Width -cm | Area -cm ² | Per. -cm | I -cm ⁴ | E -MP | Weight -kN/m |
| 0 | 16.9 | 30.0 | 0.0 | 4.0 | 19.97 | 5 | 0.0 | 35 | 962.1 | 110.0 | 73661.8 | 20000 | 2.271 |
| 4 | 18.4 | 33.9 | 0.0 | 15.4 | 39.11 | 12 | 10.0 | 50 | 1963.5 | 157.1 | 306796.2 | 20000 | 4.634 |
| 6 | 18.6 | 34.0 | 0.0 | 35.9 | 59.71 | 25 | | | | | | | |
| 9 | 19.1 | 36.0 | 0.0 | 96.4 | 95.94 | 60 | | | | | | | |
| 11 | 19.1 | 36.0 | 0.0 | 94.9 | 95.24 | 59 | | | | | | | |

Vertical capacity:

Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 22.68-kN *Soil Weight is not included
 Side Resistance (Down)= 417.076-kN Side Resistance (Up)= 256.664-kN
 Tip Resistance (Down)= 1328.774-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
 Total Ultimate Capacity (Down)= 1745.851-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 279.342-kN
 Total Allowable Capacity (Down)= 581.950-kN Total Allowable Capacity (Up)= 108.233-kN
 OK! Qallow > Q

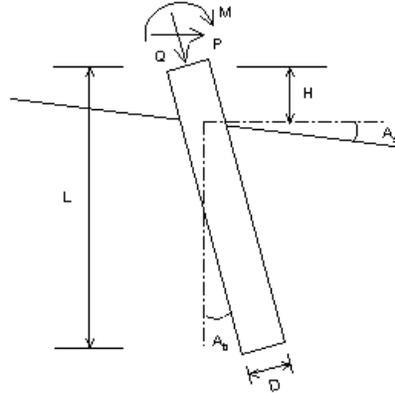
Settlement Calculation:

At Q= 0.00-kN Settlement= 0.000000-cm
 At Xallow= 2.50-cm Qallow= 1735.98694-kN

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.

VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



Driving Concrete Pile

Loads:

Load Factor for Vertical Loads= 1.0
 Load Factor for Lateral Loads= 1.0
 Loads Supported by Pile Cap= 0 %
 Shear Condition: Static

Vertical Load, Q= 0.0 -kN
 Shear Load, P= 0.0 -kN
 Moment, M= 0.0 -kN-m

Profile:

Pile Length, L= 10.0 -m
 Top Height, H= -1 -m
 Slope Angle, As= 0
 Batter Angle, Ab= 0

| Soil Data: | | | | | | | Pile Data: | | | | | | |
|-------------|-----------------------------|------|-------------------------|-------------------------|----------------|------|-------------|--------------|--------------------------|-------------|-----------------------|----------|-----------------|
| Depth -m | Gamma -kN/m ³ | Phi | C -kN/m ² | K -MN/m ³ | e50 or Dr % | Nspt | Depth -m | Width -cm | Area -cm ² | Per. -cm | I -cm ⁴ | E -MP | Weight -kN/m |
| 0 | 16.9 | 30.0 | 0.0 | 4.0 | 19.97 | 5 | 0.0 | 45 | 1590.4 | 141.4 | 201289.0 | 20000 | 3.753 |
| 4 | 18.4 | 33.9 | 0.0 | 15.4 | 39.11 | 12 | 10.0 | 65 | 3318.3 | 204.2 | 876240.5 | 20000 | 7.831 |
| 6 | 18.6 | 34.0 | 0.0 | 35.9 | 59.71 | 25 | | | | | | | |
| 9 | 19.1 | 36.0 | 0.0 | 96.4 | 95.94 | 60 | | | | | | | |
| 11 | 19.1 | 36.0 | 0.0 | 94.9 | 95.24 | 59 | | | | | | | |

Vertical capacity:

Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 37.48-kN *Soil Weight is not included
 Side Resistance (Down)= 660.354-kN Side Resistance (Up)= 406.375-kN
 Tip Resistance (Down)= 2933.794-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
 Total Ultimate Capacity (Down)= 3594.147-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 443.853-kN
 Total Allowable Capacity (Down)= 1198.049-kN Total Allowable Capacity (Up)= 172.936-kN
 OK! Qallow > Q

Settlement Calculation:

At Q= 0.00-kN Settlement= 0.00000-cm
 At Xallow= 2.50-cm Qallow= 3254.50366-kN

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.

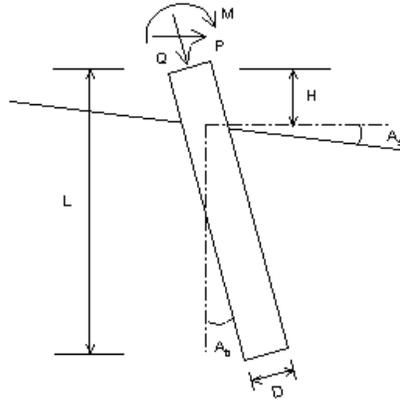


MyM Consultores
AIPile

Local Comercial. Tarapoto
 Pilote Franki D=0.45 m. P-2

VERTICAL ANALYSIS

Figure 1



Loads:

Load Factor for Vertical Loads= 1.0
 Load Factor for Lateral Loads= 1.0
 Loads Supported by Pile Cap= 0 %
 Shear Condition: Static

Vertical Load, Q= 0.0 -kN
 Shear Load, P= 0.0 -kN
 Moment, M= 0.0 -kN-m

Profile:

Pile Length, L= 10.0 -m
 Top Height, H= -1 -m
 Slope Angle, As= 0
 Batter Angle, Ab= 0

Drilled Pile (dia <=24 in. or 61 cm)

| Soil Data: | | | | | | | Pile Data: | | | | | | |
|-------------|-----------------|------|-------------|-------------|----------------|------|-------------|--------------|--------------|-------------|-----------|----------|-----------------|
| Depth -m | Gamma -kN/m3 | Phi | C -kN/m2 | K -MN/m3 | e50 or Dr % | Nspt | Depth -m | Width -cm | Area -cm2 | Per. -cm | I -cm4 | E -MP | Weight -kN/m |
| 0 | 16.9 | 30.0 | 0.0 | 4.0 | 19.97 | 5 | 0.0 | 60 | 2827.4 | 188.5 | 636172.5 | 20000 | 6.673 |
| 4 | 18.4 | 33.9 | 0.0 | 15.4 | 39.11 | 12 | 10.0 | 60 | 2827.4 | 188.5 | 636172.5 | 20000 | 6.673 |
| 6 | 18.6 | 34.0 | 0.0 | 35.9 | 59.71 | 25 | | | | | | | |
| 9 | 19.1 | 36.0 | 0.0 | 96.4 | 95.94 | 60 | | | | | | | |
| 11 | 19.1 | 36.0 | 0.0 | 94.9 | 95.24 | 59 | | | | | | | |

Vertical capacity:

Weight above Ground= 0.00 Total Weight= 66.64-kN *Soil Weight is not included
 Side Resistance (Down)= 527.649-kN Side Resistance (Up)= 301.513-kN
 Tip Resistance (Down)= 1669.126-kN Tip Resistance (Up)= 0.000-kN
 Total Ultimate Capacity (Down)= 2196.775-kN Total Ultimate Capacity (Up)= 368.149-kN
 Total Allowable Capacity (Down)= 732.258-kN Total Allowable Capacity (Up)= 167.140-kN
 OK! Qallow > Q

Settlement Calculation:

At Q= 0.00-kN Settlement= 0.00000-cm
 At Xallow= 2.50-cm Qallow= 1659.34790-kN

Note: If the program cannot find a result or the result exceeds the upper limit. The result will be displayed as 99999.



CALCULO DE ASENTAMIENTOS PERFORACIÓN P-1

**PILOTE TIPO FRANKI D=0.35 m
PROFUNDIDAD DE PUNTA: 11.00 m**

| Parámetro | Unidad | P-1 |
|--------------|--------------------|-----------|
| Long. pilote | m | 10.00 |
| D pilote | m | 0.35 |
| A p | cm ² | 1963.50 |
| Q punta | Ton | 166.00 |
| Q fricción | Ton | 42.00 |
| Q total | Ton | 208.00 |
| % punta | % | 79.81 |
| % fricción | % | 20.19 |
| QA recom. | Ton | 69.00 |
| E | Kg/cm ² | 230000.00 |
| as | | 0.67 |
| cp | | 0.02 |
| Pt/c | Kg/cm ² | 1.12 |
| Nq/Nc | | 75.00 |
| cs | | 0.11 |
| ws | cm | 0.14 |
| wpp | cm | 0.37 |
| wps | cm | 0.02 |
| W total | cm | 0.53 |

**PILOTE TIPO FRANKI D=0.45 m
PROFUNDIDAD DE PUNTA: 11.00 m**

| Parámetro | Unidad | WB-3 |
|--------------|--------------------|-----------|
| Long. pilote | m | 10.00 |
| D pilote | m | 0.45 |
| A p | cm ² | 3318.32 |
| Q punta | Ton | 366.00 |
| Q fricción | Ton | 67.00 |
| Q total | Ton | 433.00 |
| % punta | % | 84.53 |
| % fricción | % | 15.47 |
| QA recom. | Ton | 144.00 |
| E | Kg/cm ² | 230000.00 |
| as | | 0.67 |
| cp | | 0.02 |
| Pt/c | Kg/cm ² | 1.47 |
| Nq/Nc | | 75.00 |
| cs | | 0.09 |
| ws | cm | 0.18 |
| wpp | cm | 0.49 |
| wps | cm | 0.02 |
| W total | cm | 0.69 |

**PILOTE TIPO PERFORADO D=0.60 m
PROFUNDIDAD DE PUNTA: 11.00 m**

| Parámetro | Unidad | WB-3 |
|--------------|--------------------|-----------|
| Long. pilote | m | 10.00 |
| D pilote | m | 0.60 |
| A p | cm ² | 2827.44 |
| Q punta | Ton | 211.00 |
| Q fricción | Ton | 54.00 |
| Q total | Ton | 265.00 |
| % punta | % | 79.62 |
| % fricción | % | 20.38 |
| QA recom. | Ton | 88.00 |
| E | Kg/cm ² | 230000.00 |
| as | | 0.67 |
| cp | | 0.08 |
| Pt | Kg/cm ² | 2.02 |
| Nq | | 37.00 |
| cs | | 0.29 |
| ws | cm | 0.13 |
| wpp | cm | 1.25 |
| wps | cm | 0.07 |
| W total | cm | 1.45 |

*Nota:

Se recalculó con una carga admisible de 240 Tn para obtener un asentamiento igual o menor a 2.50 cm.



CALCULO DE ASENTAMIENTOS PERFORACIÓN P-2

**PILOTE TIPO FRANKI D=0.35 m
PROFUNDIDAD DE PUNTA: 11.00 m**

| Parámetro | Unidad | P-2 |
|--------------|--------------------|-----------|
| Long. pilote | m | 10.00 |
| D pilote | m | 0.35 |
| A p | cm ² | 1963.50 |
| Q punta | Ton | 135.00 |
| Q fricción | Ton | 43.00 |
| Q total | Ton | 178.00 |
| % punta | % | 75.84 |
| % fricción | % | 24.16 |
| QA recom. | Ton | 59.00 |
| E | Kg/cm ² | 230000.00 |
| as | | 0.67 |
| cp | | 0.02 |
| Pt/c | Kg/cm ² | 1.13 |
| Nq/Nc | | 61.00 |
| cs | | 0.11 |
| ws | cm | 0.12 |
| wpp | cm | 0.37 |
| wps | cm | 0.02 |
| W total | cm | 0.51 |

**PILOTE TIPO FRANKI D=0.45 m
PROFUNDIDAD DE PUNTA: 11.00 m**

| Parámetro | Unidad | P-2 |
|--------------|--------------------|-----------|
| Long. pilote | m | 10.00 |
| D pilote | m | 0.45 |
| A p | cm ² | 3318.32 |
| Q punta | Ton | 299.00 |
| Q fricción | Ton | 67.00 |
| Q total | Ton | 366.00 |
| % punta | % | 81.69 |
| % fricción | % | 18.31 |
| QA recom. | Ton | 122.00 |
| E | Kg/cm ² | 230000.00 |
| as | | 0.67 |
| cp | | 0.02 |
| Pt/c | Kg/cm ² | 1.48 |
| Nq/Nc | | 61.00 |
| cs | | 0.09 |
| ws | cm | 0.15 |
| wpp | cm | 0.49 |
| wps | cm | 0.02 |
| W total | cm | 0.66 |

**PILOTE TIPO PERFORADO D=0.60 m
PROFUNDIDAD DE PUNTA: 11.00 m**

| Parámetro | Unidad | P-2 |
|--------------|--------------------|-----------|
| Long. pilote | m | 10.00 |
| D pilote | m | 0.60 |
| A p | cm ² | 2827.44 |
| Q punta | Ton | 170.00 |
| Q fricción | Ton | 54.00 |
| Q total | Ton | 224.00 |
| % punta | % | 75.89 |
| % fricción | % | 24.11 |
| QA recom. | Ton | 88.00 |
| E | Kg/cm ² | 230000.00 |
| as | | 0.67 |
| cp | | 0.09 |
| Pt | Kg/cm ² | 2.00 |
| Nq | | 30.00 |
| cs | | 0.32 |
| ws | cm | 0.12 |
| wpp | cm | 1.67 |
| wps | cm | 0.11 |
| W total | cm | 1.91 |

*Nota:

Se recalculó con una carga admisible de 240 Tn para obtener un asentamiento igual o menor a 2.50 cm.



ANEXO B: Breve guía de modelamiento y reporte del programa de cómputo HeliCap v2.0, de Hubbell Power Systems.

1. Seleccionar la herramienta "FILE", y escoger la opción "NEW" para guardar el archivo del proyecto en la ubicación deseada.

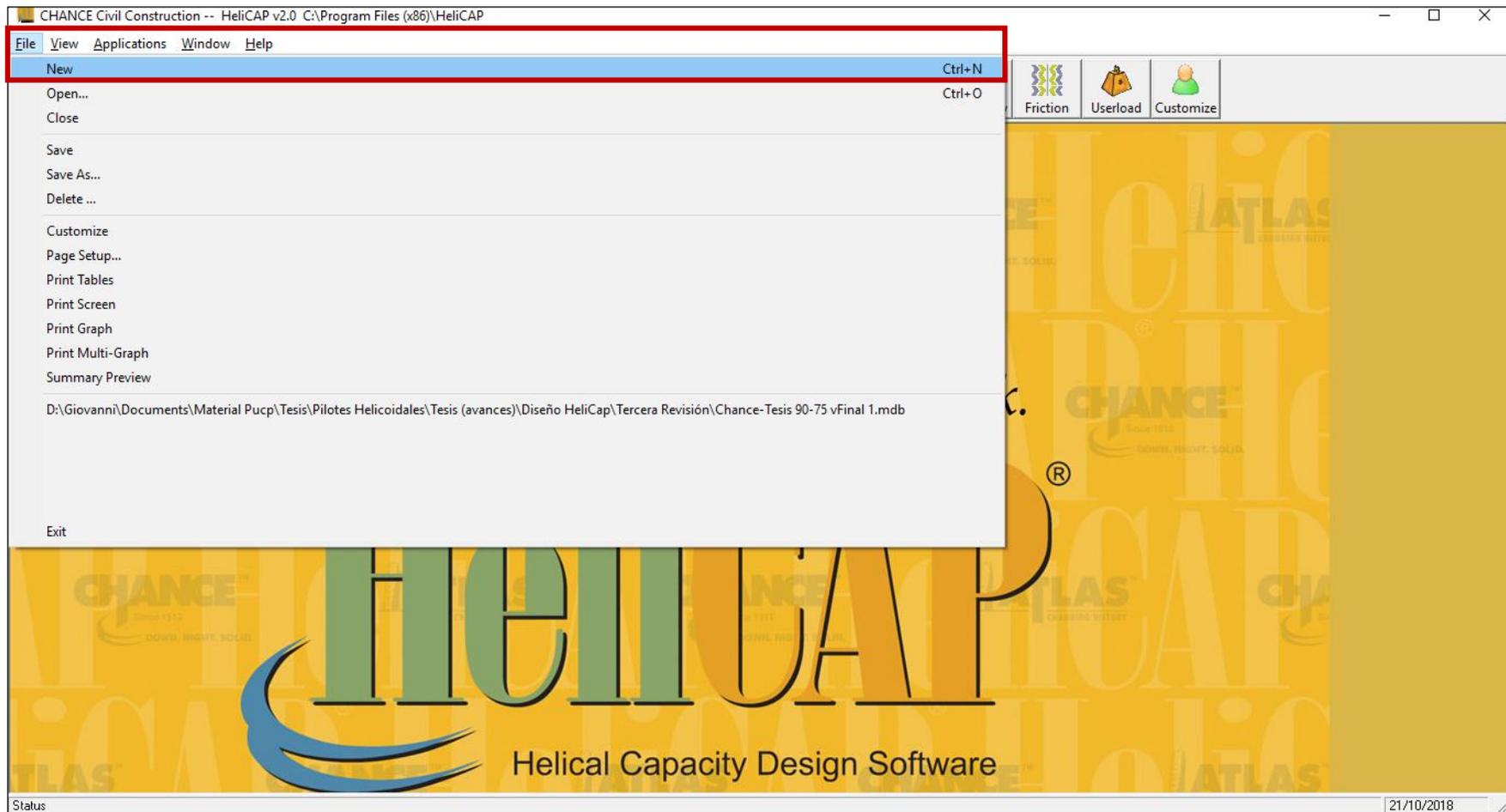


Figura B1. Ventana de inicio de proyecto.
(Fuente: Elaboración propia)

2. Escoger la opción “INFO” dónde se deberá colocar la información relevante al proyecto así como el tipo de unidades a emplear.

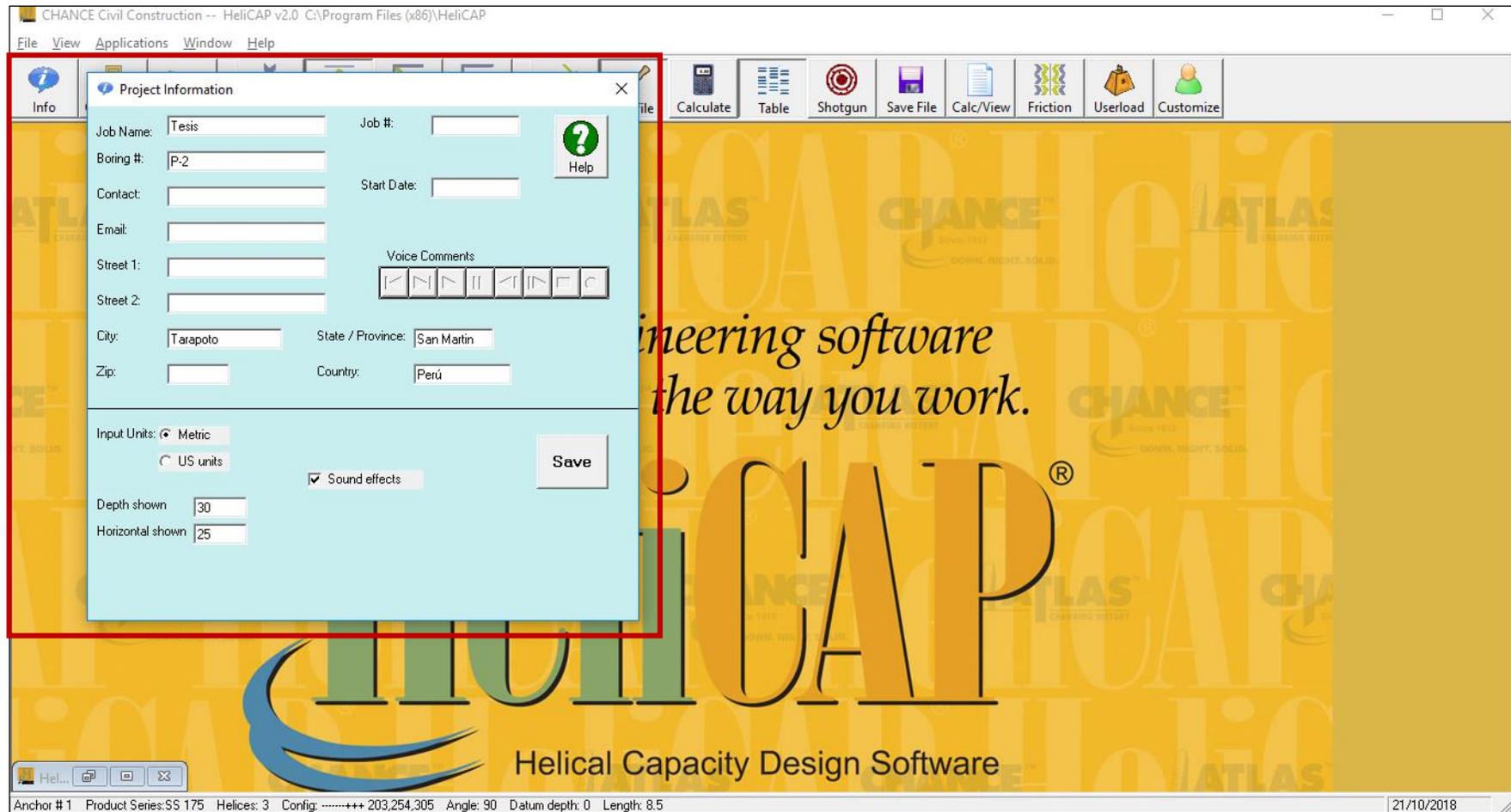


Figura B2. Información general respecto al proyecto y al modelo.
(Fuente: Elaboración propia)

- Luego, escoger la opción "PROFILE" y colocar el perfil de suelo en el que se modelará el pilote helicoidal. Se debe colocar primero la profundidad a la que empieza el estrato, luego escoger el tipo de suelo de acuerdo a lo predeterminado por el programa. Cabe resaltar que éste utiliza correlaciones para ϕ , γ , c y Nq en base al valor de N colocado. Si se cuenta con mayor información geotécnica, como valor de ϕ , c o γ , deberá ser introducida de izquierda a derecha como figuran en el recuadro, de lo contrario se sobrescribirán los valores colocados anteriormente.

The screenshot shows the HeliCAP v2.0 software interface. The 'Profile' tab is selected in the toolbar. The main window displays a form for inputting job details and soil profile data. The 'Soil Profile' table is highlighted with a red box.

| Soil Profile (click on profile icon in toolbar to close) | | | | | | | | | |
|--|-----------|----------|-------|------------------|------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|-------------|
| | Depth (m) | SoilType | N | Cohesion (kN/m2) | Angle of internal friction degrees | Nq-sand bearing capacity factor | In-situ unit weight (kN/m3) | Nc-clay bearing capacity factor | Bor Val kN. |
| | 0 | 2-Sand F | 2 | 0 | 27.9 | 10.07 | 10.99 | | |
| | 0.2 | Sand | 4.39 | 0 | 30.5 | 14.02 | 16.49 | | |
| | 4 | Sand | 11.37 | 0 | 31 | 14.95 | 16.64 | | |
| | 6 | Sand | 23.55 | 0 | 31.9 | 16.78 | 16.57 | | |
| | 9.2 | Sand | 50 | 0 | 34.6 | 23.8 | 17.71 | | |
| | * | | | | | | | | |

Below the table, the formula for Effective Unit Weight is shown: $\text{Effective Unit Weight} = \text{In Situ Unit Weight} - \text{Weight of Water}$.

Figura B3. Definición de los estratos de suelo y características de estos.
(Fuente: Elaboración propia)

4. Posterior a esto, se deberá escoger el tipo de configuración a emplear en la opción “SERIES”, en el caso de esta tesis se optó por un sistema combo SS175-RS3500.300 con 3 hélices (8”, 10” y 12”) de 8,50 metros de profundidad. HeliCap v2.0 no tiene la opción de modelar sistemas combo, por lo tanto se debe modelar empleando la sección principal con sus respectivas hélices (en este caso sería un SS175 con hélices de 8”, 10” y 12” de diámetro). Adicionalmente, la opción de “ADD ANCHOR” permite colocar un segundo pilote helicoidal con diferente configuración o característica de instalación. Para este modelo se optó por colocar dos pilotes: uno instalado a 90° y el segundo a 75°, como se ha propuesto en esta tesis.

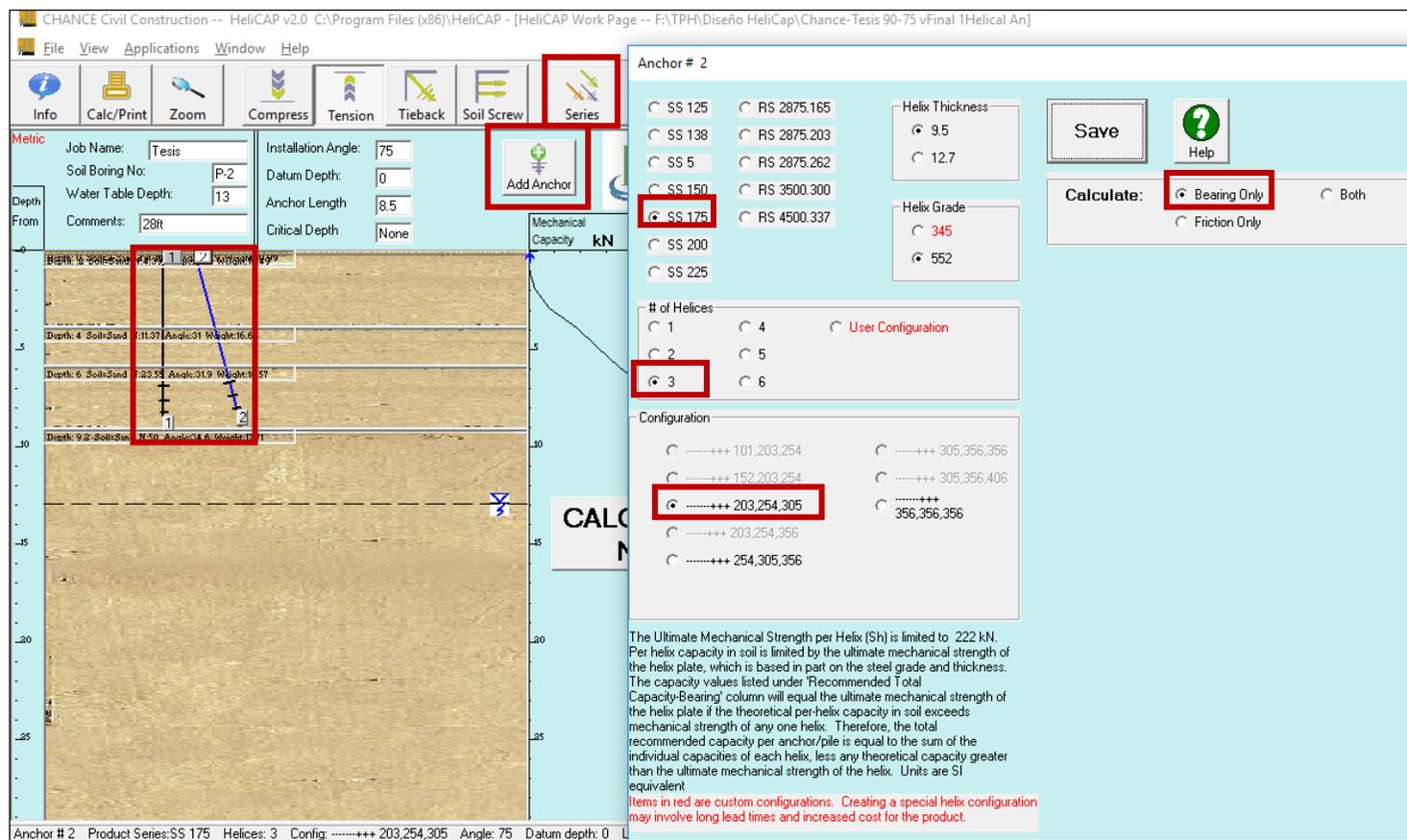
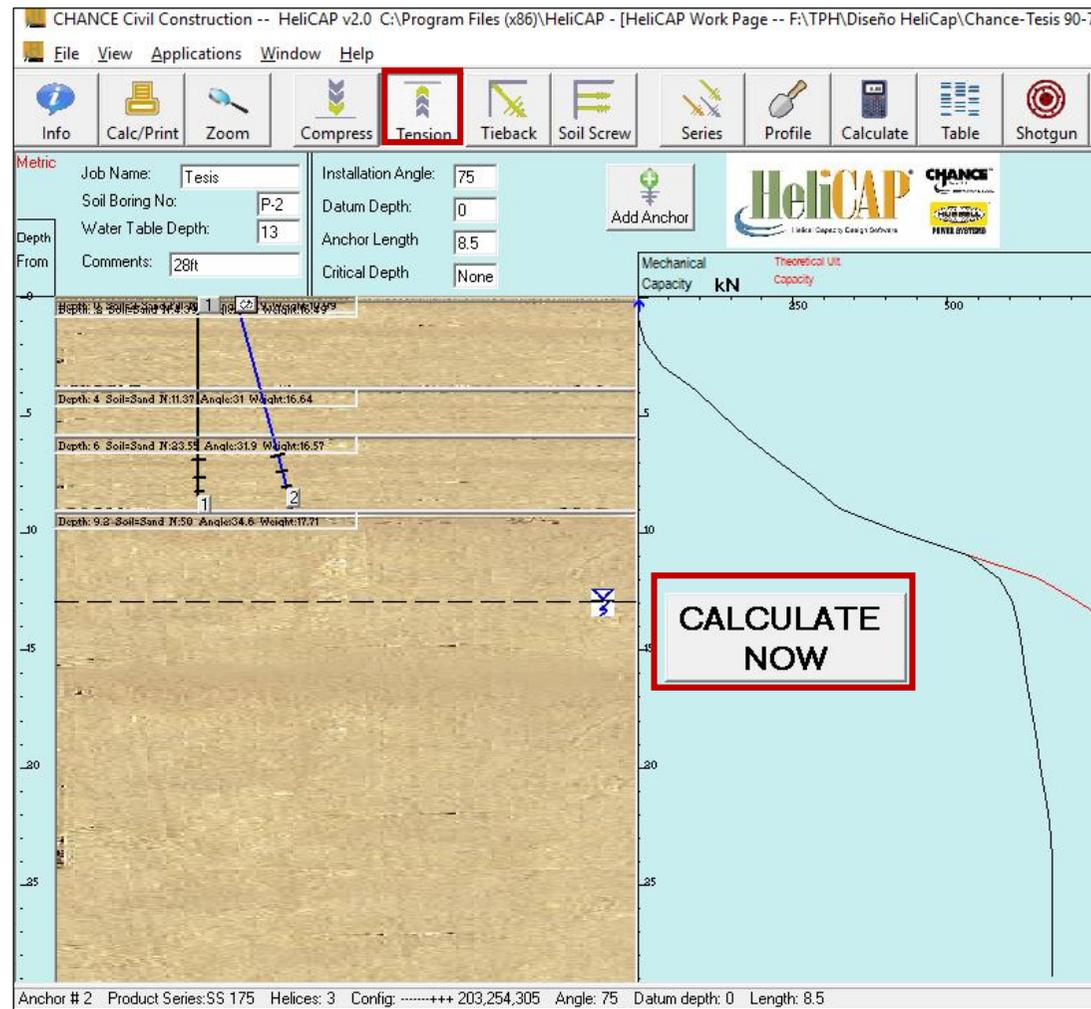


Figura B4. Elección del tipo de perfil y configuración de hélices a emplear.
(Fuente: Elaboración propia)

5. Finalmente, se escoge el tipo de aplicación principal para la cuál será diseñado el pilote y se calcula la capacidad de carga:



**Figura B5. Elección del tipo de aplicación y ejecución del modelo.
(Fuente: Elaboración propia)**

6. Se obtiene la siguiente tabla resumen de los resultados:

The screenshot shows the HeliCAP v2.0 software interface. The 'Calc/View' button in the top toolbar is highlighted with a red box. The main window displays a soil profile with two helical anchors (1 and 2) installed at different depths. A results table is overlaid on the right side of the profile, also outlined in red. The table provides detailed data for each helix depth, including ultimate bearing capacity and recommended capacity. The 'Install torque' column is only populated for the total tension capacity.

| Helical Anchor | Helix Depth (m) | Ultimate Helix Bearing Capacity (kN) | Ultimate Recommended Helix Capacity (kN) | Install torque (N-m) |
|--|-----------------|--------------------------------------|--|----------------------|
| Total Ult. Helix Compression (Qbc\Qhc) | | 326.2c | 326.2c | |
| Number: 2 | | | | |
| Product: SS 175 | Helix Gr: 552 | Thk: 9.5mm | | |
| Helix Strength: 222.4 kN | Length: 8.5 | Angle: 75.0 | | |
| Datum Depth: 0.0 | | | | |
| 305mm helix | 6.7 | 126.7t 138.4c | 126.7t 138.4c | |
| 254mm helix | 7.5 | 97.9t 104.6c | 97.9t 104.6c | |
| 203mm helix | 8.1 | 68.4t 71.9c | 68.4t 71.9c | |
| Total Ult. Helix Tension (Qt\Qht) | | 293.1t | 293.1t | 9214 |
| Total Ult. Helix Compression (Qbc\Qhc) | | 315.0c | 315.0c | |

Anchor # 2 Product Series: SS 175 Helices: 3 Config: -----+++ 203,254,305 Angle: 75 Datum depth: 0 Length: 8.5

Figura B6. Resumen de resultados: Capacidad axial última y torque de instalación.
(Fuente: Elaboración propia)

Para obtener el reporte solo se debe colocar la opción "CALC/VIEW".

HeliCAP-v2.0 SUMMARY REPORT

Job Name: Tesis

21/10/2018 11:09:08 p. m.

Job Number:

F:\TPH\Diseño HeliCap\Chance-ANEXO II.mdb

Boring Number: P-2

Water Table Depth: 13.0 m

Application: Tension

Capacity Summary

| Anchor Number | Helix Depth (m) | Ult. Helix Bearing Capacity (kN) | Ultimate Recommended Helix Capacity (kN) | Installation Torque N-m |
|--|-----------------|----------------------------------|--|-------------------------|
| Number:1 | | | | |
| Product: SS 175 | Helix Gr:552 | Thk:9.5mm | | |
| Helix Strength: | 222.4 kN | | | |
| Datum Depth:0.0 | Length:8.5 | Angle:90.0 | | |
| 305mm helix | 7.0 | 131.2t 143.3c | 131.2t 143.3c | |
| 254mm helix | 7.7 | 101.4t 108.4c | 101.4t 108.4c | |
| 203mm helix | 8.3 | 70.8t 74.4c | 70.8t 74.4c | |
| Total Ult. Helix Tension (Qbt\Qht) | | 303.5t | 303.5t | 9542 |
| Total Ult. Helix Compression (Qbc\Qhc) | | 326.2c | 326.2c | |
| Number:2 | | | | |
| Product: SS 175 | Helix Gr:552 | Thk:9.5mm | | |
| Helix Strength: | 222.4 kN | | | |
| Datum Depth:0.0 | Length:8.5 | Angle:75.0 | | |
| 305mm helix | 6.7 | 126.7t 138.4c | 126.7t 138.4c | |
| 254mm helix | 7.5 | 97.9t 104.6c | 97.9t 104.6c | |
| 203mm helix | 8.1 | 68.4t 71.9c | 68.4t 71.9c | |
| Total Ult. Helix Tension (Qbt\Qht) | | 293.1t | 293.1t | 9214 |
| Total Ult. Helix Compression (Qbc\Qhc) | | 315.0c | 315.0c | |

HeliCAP-v2.0 SUMMARY REPORT

Job Name: Tesis

21/10/2018 11:09:08 p. m.

Job Number:

F:\TPH\Diseño HeliCap\Chance-ANEXO II.mdb

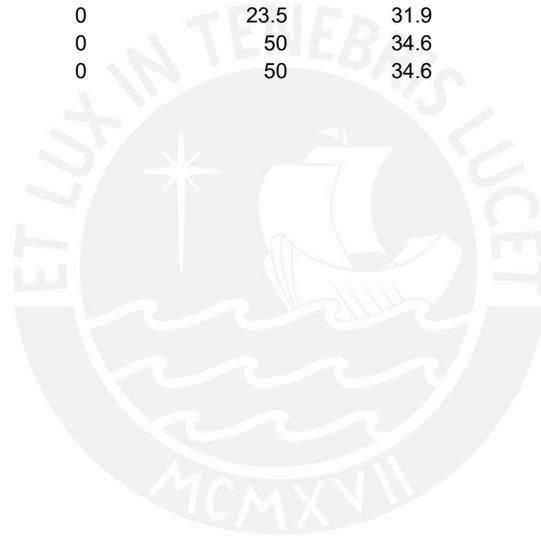
Boring Number: P-2

Water Table Depth: 13.0 m

Application: Tension

Soil Profile

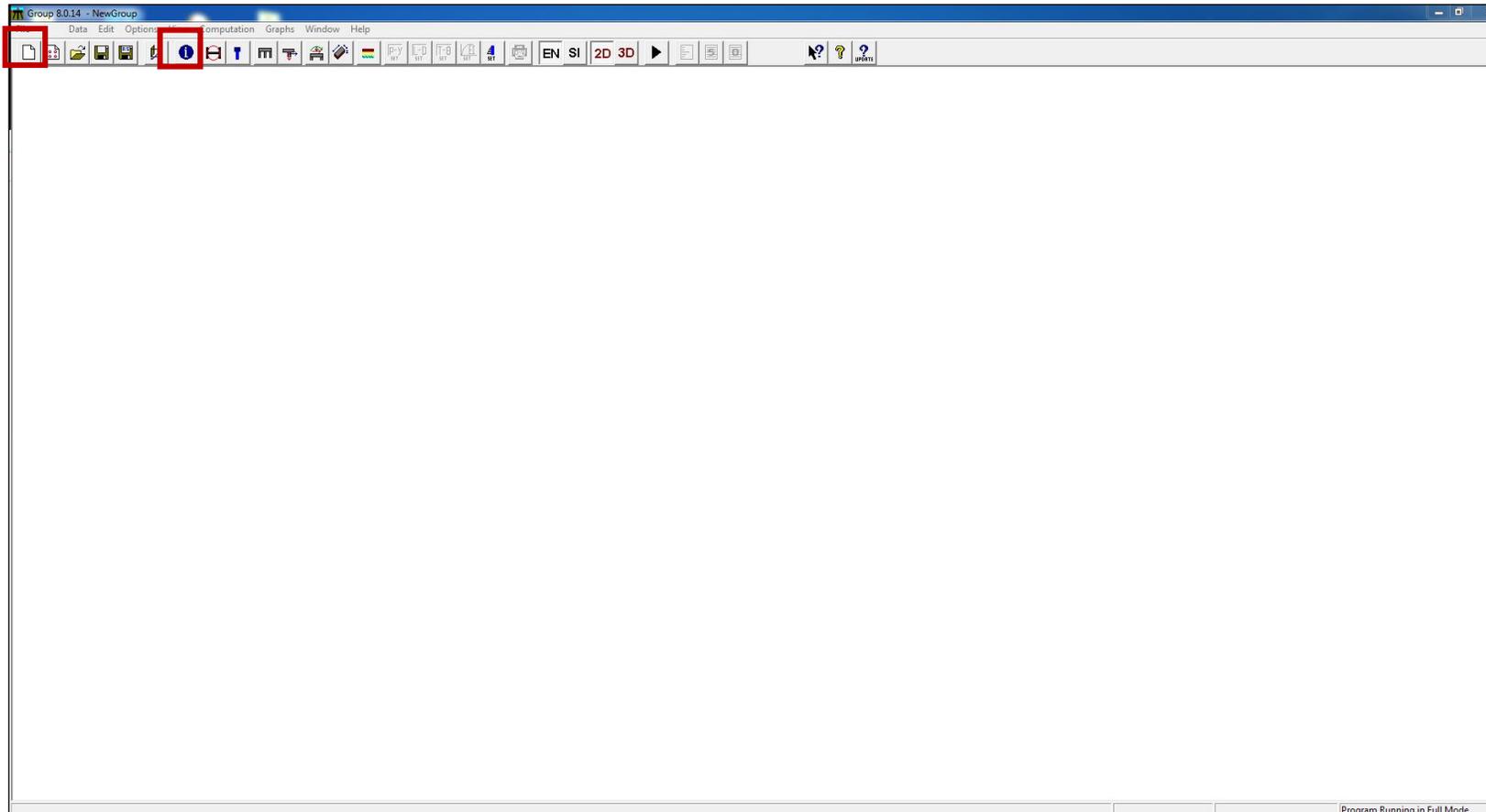
| Top of Layer Depth (m) | Soil Type | Cohesion (kN/m ²) | N | Angle of Internal Friction (Degrees) | Nc \ Nq | In-situ Unit Weight (kN/m ³) | Effect. Unit Weight (kN/m ³) |
|------------------------|-------------|-------------------------------|------|--------------------------------------|---------|--|--|
| 0.0 | 2-Sand Fill | 0 | 2 | 27.9 | 0 \ 10 | 10.9 | 10.9 |
| 0.2 | Sand | 0 | 4.39 | 30.5 | 0 \ 14 | 16.4 | 16.4 |
| 4.0 | Sand | 0 | 11.3 | 31.0 | 0 \ 15 | 16.6 | 16.6 |
| 6.0 | Sand | 0 | 23.5 | 31.9 | 0 \ 17 | 16.5 | 16.5 |
| 9.2 | Sand | 0 | 50 | 34.6 | 0 \ 24 | 17.7 | 17.7 |
| 13.0 | Sand | 0 | 50 | 34.6 | 0 \ 24 | 17.7 | 7.9 |





ANEXO C: Breve guía de modelamiento y reporte del programa de cómputo GROUP, de ENSOFT INC.

1. Se debe crear un nuevo archivo mediante la opción “NEW” para poder comenzar con el modelo y las unidades e información típica del proyecto se coloca en “INFO”:



**Figura C1. Ventana de inicio de proyecto.
(Fuente: Elaboración propia)**

2. Seguido, una vez creado el archivo, se debe utilizar la opción de “SECTION” para determinar las propiedades geométricas de sección del pilote. Adicionalmente, el modo de falla del pilote helicoidal será cuando se supere el 60% del Momento Plástico (M_p) de la sección (de acuerdo a lo recomendado por el AISC en el *Structural Steel Designer Handbook*):

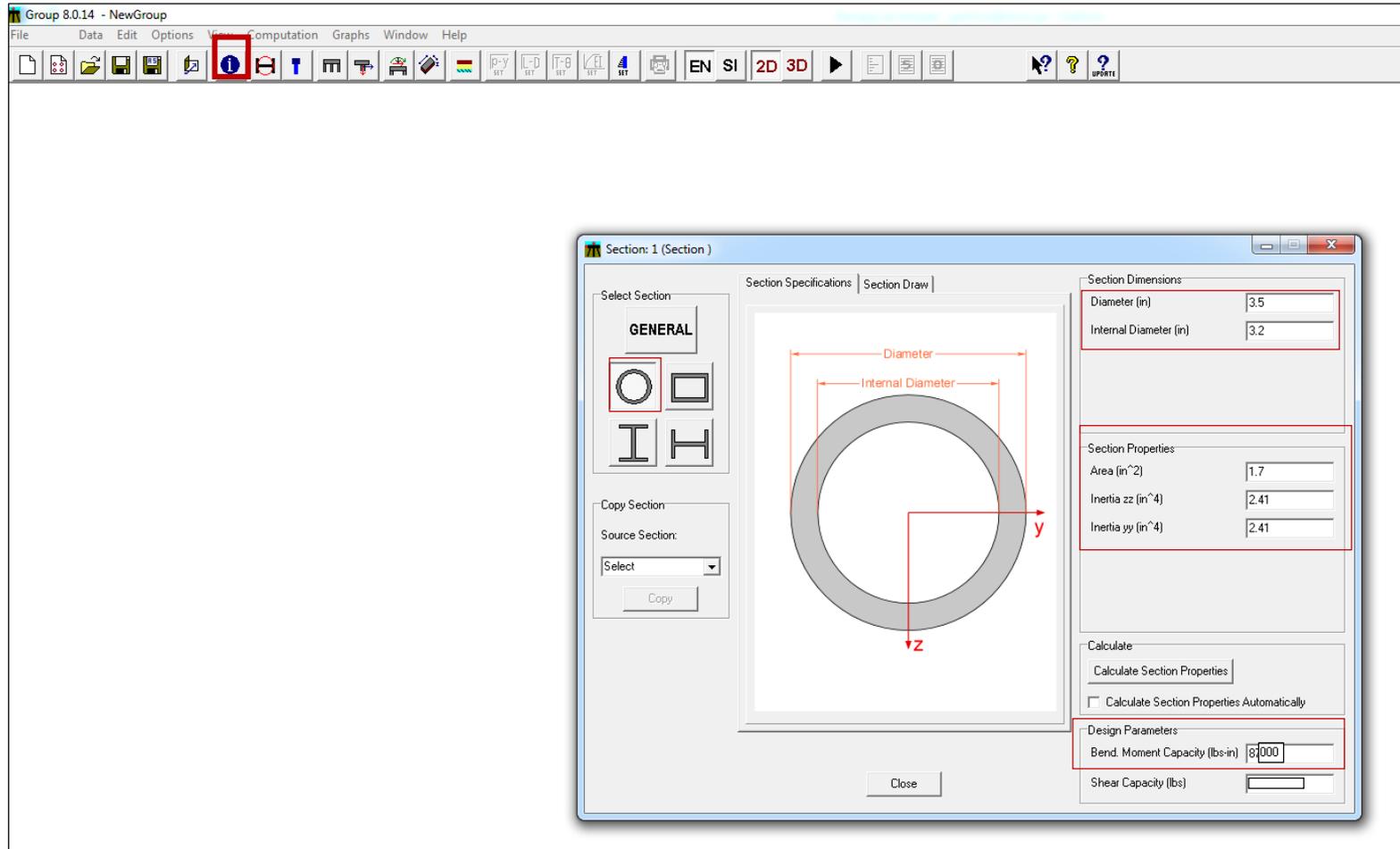


Figura C2. Información de la sección transversal del pilote a modelar.
(Fuente: Elaboración propia)

3. Luego, se deben colocar las propiedades del pilote en la opción “PILE PROPERTIES”, para el modelo se está considerando solo la sección tubular pues es la más predominante de las dos secciones empleadas y esta continúa hasta la superficie:

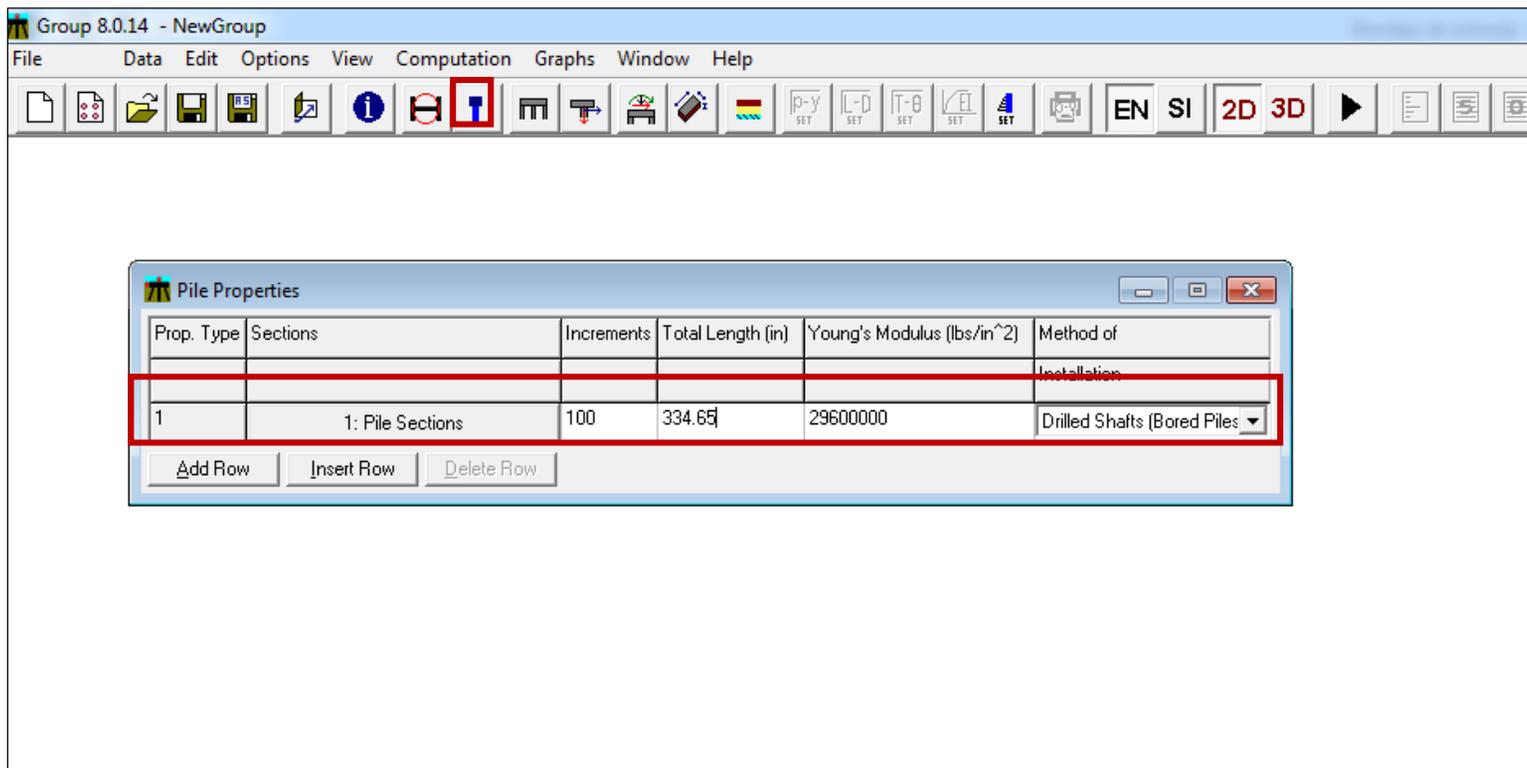


Figura C3. Propiedades generales del pilote a modelar.
(Fuente: Elaboración propia)

4. Posterior a esto, se debe ubicar al grupo de pilotes en el espacio mediante la opción “PILE GROUP”, para ello se usa de referencia la Figura 3.9. del documento de tesis, dónde se puede apreciar la distribución de pilotes helicoidales planteada para el proyecto.

Group 8.0.14 - NewGroup

File Data Edit Options View Computation Graphs Window Help

EN SI 2D 3D

Pile-Head Coordinates (2-D)

| Pile # | Pile-Top Vertical (*) | Pile-Top Horizontal | Batter Angle (from X Axis to Pile Axis) | Dist. from Pile Top to Ground Line (*), (in) |
|--------|-----------------------|---------------------|---|--|
| | X-Coordinates, (in) | Y-Coordinates, (in) | Use "+" for Count-clockwise, (DEGREES) | |
| 1 | 0 | 6 | -15 | 0 |
| 2 | 0 | 6 | 15 | 0 |
| 3 | 0 | 18 | -15 | 0 |

Add Row Insert Row Delete Row

* Distance from pile top to ground line
(+) positive if soil ground line is below the pile top
(-) negative if soil ground line is above the pile top
** X coordinate should always be positive (below origin)

Coordinates and reference angles

Distance from pile top to ground line

**Figura C4. Ubicación en planta del grupo de pilotes.
(Fuente: Elaboración propia)**

5. El siguiente paso es el colocar los casos de carga en el programa. Para esto se debe seleccionar la opción de “LOAD DEFINITION”, ahí se introducen los casos de carga que haya para el modelo (tipo de caso de carga, nombre, factor de escala). Para el caso en evaluación sería un caso de carga con la fuerza lateral en dirección de X y otro caso con la fuerza en dirección de Y.

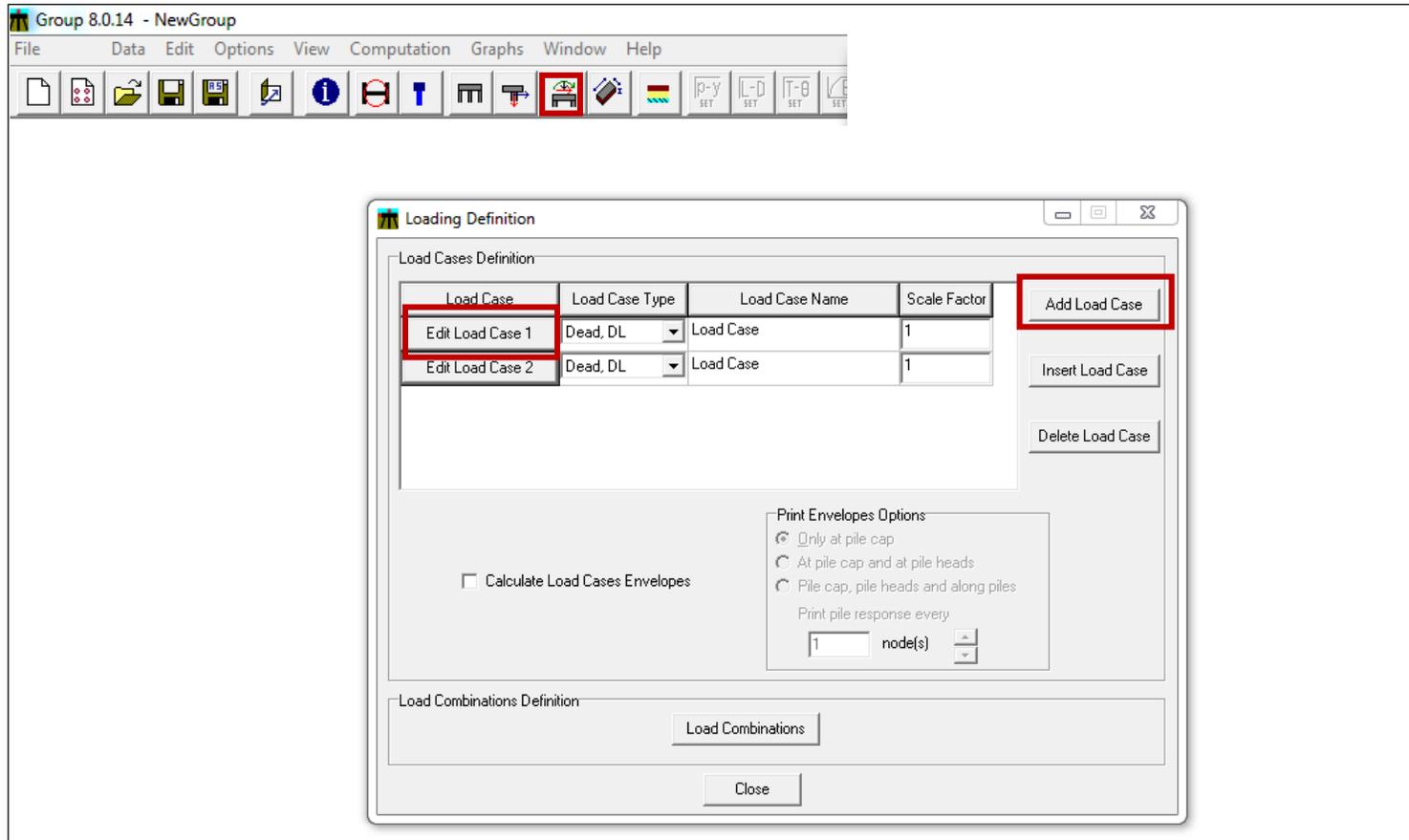


Figura C5. Definición de los casos de carga.
(Fuente: Elaboración propia)

Se debe colocar en cada caso de carga, las cargas correspondientes al caso en evaluación.

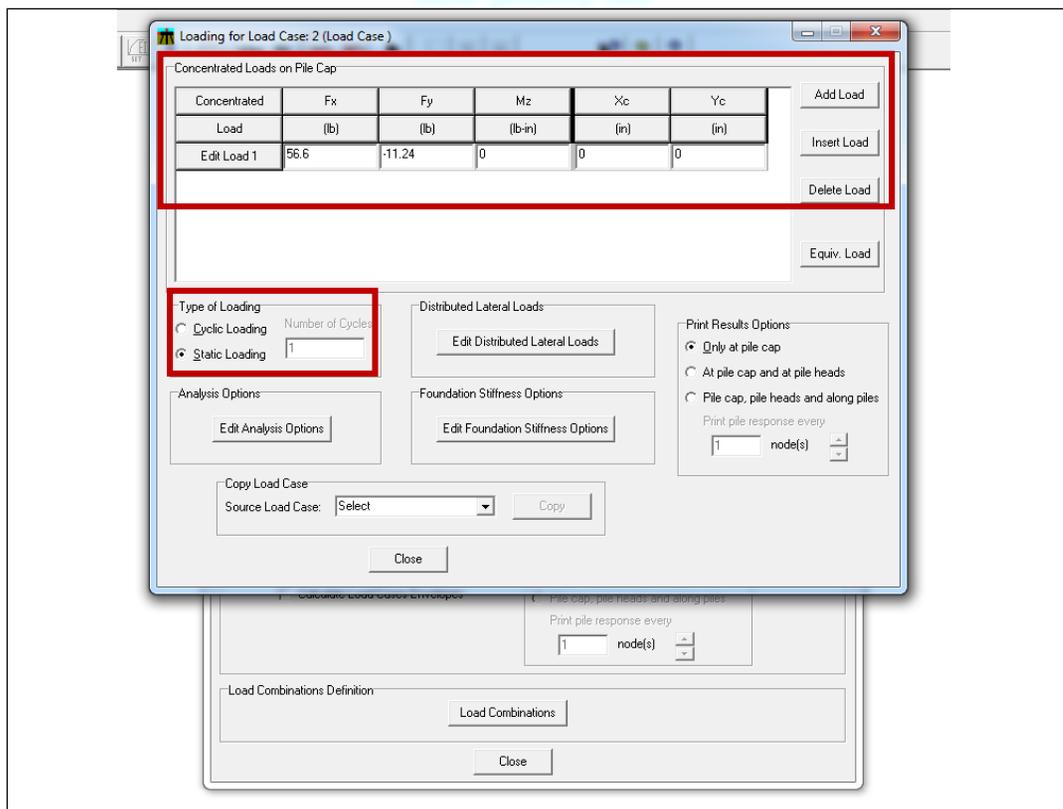


Figura C6. Definición de las cargas a las cuales se someterá el grupo de pilotes.
(Fuente: Elaboración propia)

6. Finalmente, se debe determinar el perfil de suelo en el cual se modelará el pilote. Para ello, se escoge la opción “Soil Layers” y se introducen los espesores de estratos y el tipo de suelo que representan. En el caso evaluado, al tener un perfil de suelos conformado por SC y SM, se deberá escoger el tipo de suelo “Sand” (Arena) en el programa.

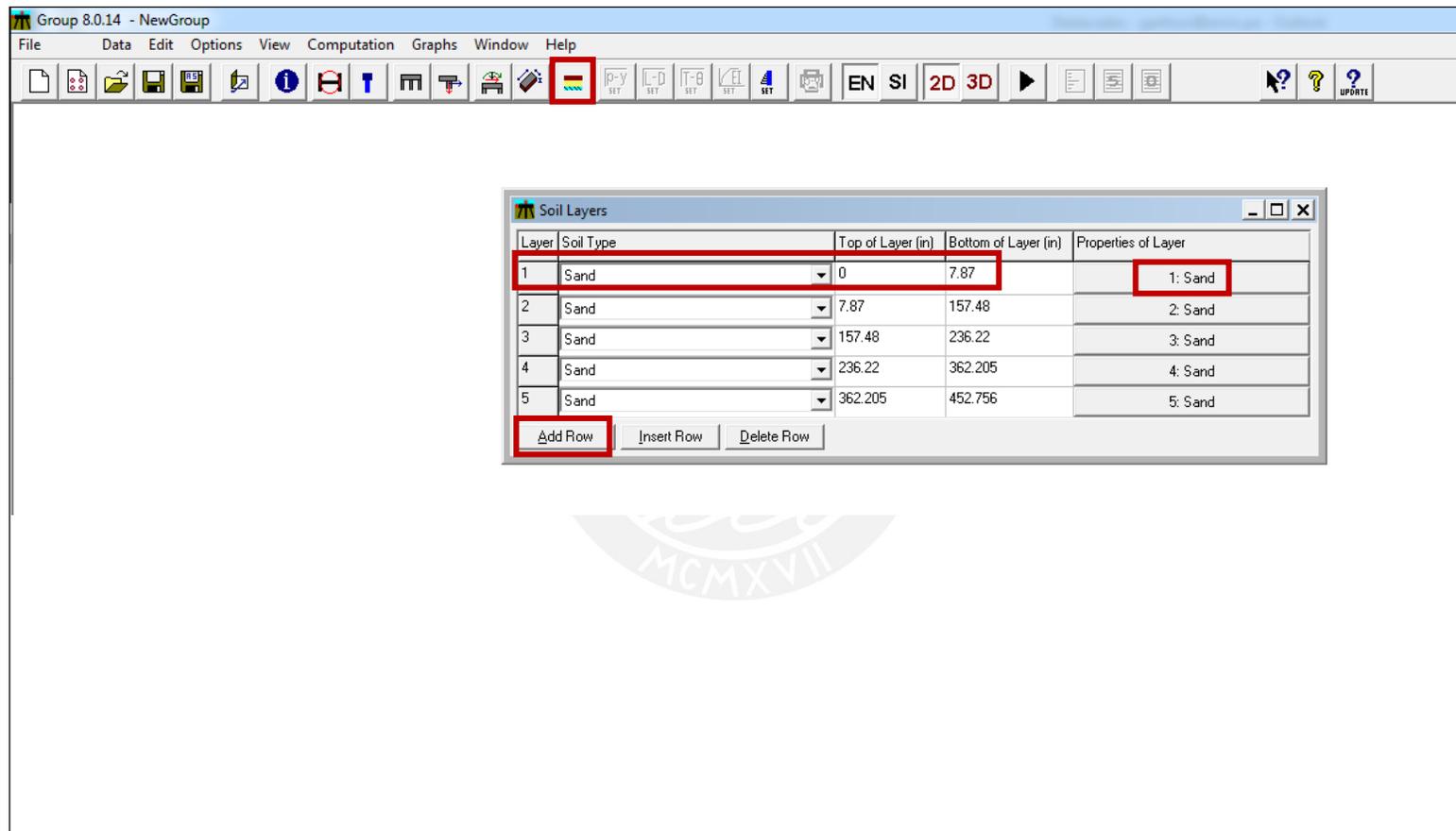


Figura C7. Definición de los estratos de suelo.
(Fuente: Elaboración propia)

Finalmente se debe introducir las características de los estratos empleando la opción “Sand” que se encuentra al lado derecho. Siempre aparecerán 2 filas “1 y 2”, donde “1” representa a las propiedades del inicio del estrato y “2” las propiedades del fondo del estrato. Con todo esto realizado, se selecciona la opción “Run” (en amarillo) y se ejecuta el programa.

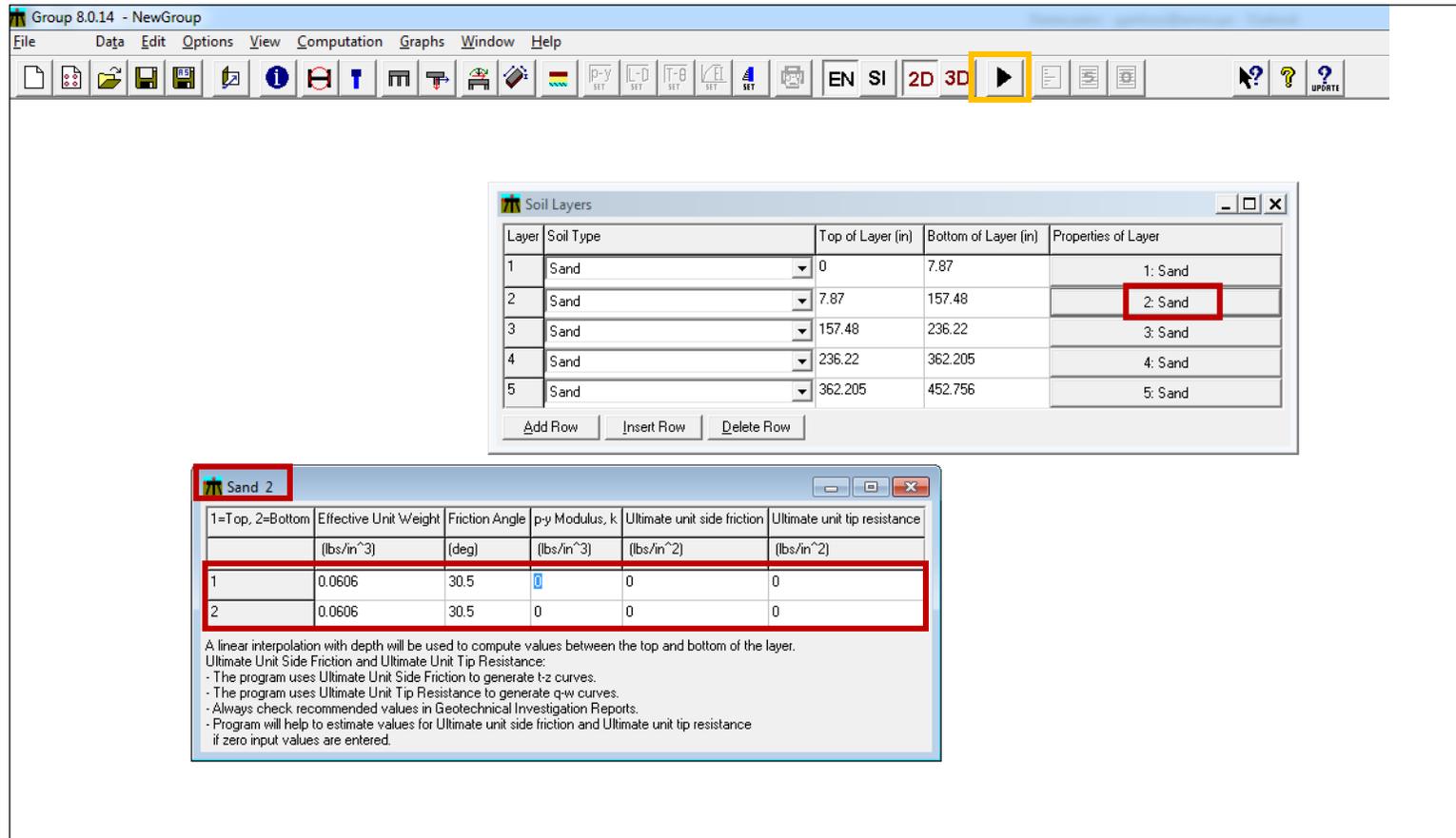


Figura C8. Definición de las características de los estratos de suelo.
 (Fuente: Elaboración propia)

GROUP for Windows, Version 2016.10.7

Serial Number : 139692114

Analysis of A Group of Piles
Subjected to Axial and Lateral Loading

(c) Copyright ENSOFT, Inc., 1987-2015
All Rights Reserved

Time and Date of Analysis

Date: September 15, 2018 Time: 10:03:17

***** COMPUTATION RESULTS *****

New Group

***** LOAD CASES RESULTS *****

LOAD CASE : 1
CASE NAME : Load Case
LOAD TYPE : Dead, DL

* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

| | | |
|------------------|------------------|------------------|
| VERT. LOAD,KIPS | HOR. LOAD Y,KIPS | HOR. LOAD Z,KIPS |
| 56.4620 | 11.2600 | 0.00000 |
| MOMENT X ,KIP-IN | MOMENT Y,KIP-IN | MOMENT Z,KIP-IN |
| 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

| | | |
|------------------|------------------|------------------|
| VERTICAL ,IN | HORIZONTAL Y,IN | HORIZONTAL Z,IN |
| 0.23535 | 0.54267 | -2.20314E-20 |
| ANGLE ROT. X,RAD | ANGLE ROT. Y,RAD | ANGLE ROT. Z,RAD |
| 2.39614E-21 | 3.14624E-22 | 7.78688E-04 |



THE GLOBAL STRUCTURAL COORDINATE SYSTEM

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

| PILE GROUP | DISP. X,IN | DISP. Y,IN | DISP. Z,IN | ROT. X,RAD | ROT. Y,RAD | ROT. Z,RAD |
|------------|------------|------------|-------------|-------------|------------|------------|
| 1 | 0.2213 | 0.5427 | 2.1099E-20 | 2.3961E-21 | 3.1462E-22 | 7.7869E-04 |
| 2 | 0.2424 | 0.5427 | 2.7756E-17 | -2.7105E-20 | 0.0000 | 7.7869E-04 |
| 3 | 0.2424 | 0.5427 | -2.7756E-17 | 2.7105E-20 | 0.0000 | 7.7869E-04 |
| MINIMUM | 0.2213 | 0.5427 | -2.7756E-17 | -2.7105E-20 | 0.0000 | 7.7869E-04 |
| Pile N. | 1 | 1 | 3 | 2 | 2 | 1 |
| MAXIMUM | 0.2424 | 0.5427 | 2.7756E-17 | 2.7105E-20 | 3.1462E-22 | 7.7869E-04 |
| Pile N. | 2 | 1 | 2 | 3 | 1 | 1 |

* PILE TOP REACTIONS *

| PILE GROUP | FOR. X,KIP | FOR. Y,KIP | FOR. Z,KIP | MOM X,KIP-IN | MOM Y,KIP-IN | MOM Z,KIP-IN |
|------------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | 27.579 | 9.6689 | 1.3950E-19 | 1.9843E-18 | -4.5197E-18 | 71.077 |
| 2 | 14.442 | 0.7955 | -3.0915 | 18.091 | -7.7785 | 82.696 |
| 3 | 14.442 | 0.7955 | 3.0915 | -18.091 | 7.7785 | 82.696 |
| MINIMUM | 14.442 | 0.7955 | -3.0915 | -18.091 | -7.7785 | 71.077 |
| Pile N. | 2 | 2 | 2 | 3 | 2 | 1 |
| MAXIMUM | 27.579 | 9.6689 | 3.0915 | 18.091 | 7.7785 | 82.696 |
| Pile N. | 1 | 1 | 3 | 2 | 3 | 2 |

THE PILE COORDINATE SYSTEM (LOCAL AXES)

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

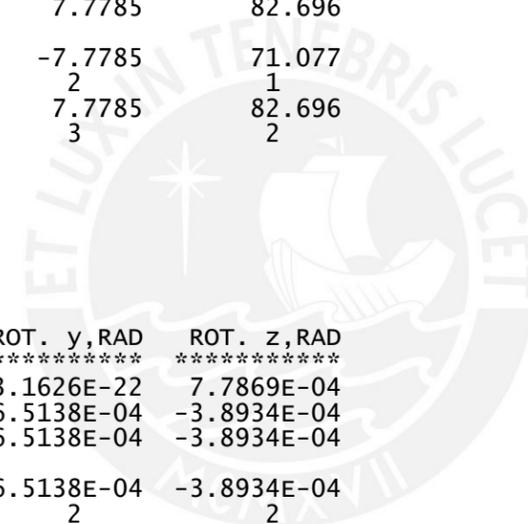
| PILE GROUP | DISP. x,IN | DISP. y,IN | DISP. z,IN | ROT. x,RAD | ROT. y,RAD | ROT. z,RAD |
|------------|------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | 0.3542 | 0.4669 | 2.1099E-20 | 2.3959E-21 | -3.1626E-22 | 7.7869E-04 |
| 2 | 0.1639 | -0.3248 | 0.4700 | -1.7454E-04 | -6.5138E-04 | -3.8934E-04 |
| 3 | 0.1639 | -0.3248 | -0.4700 | 1.7454E-04 | 6.5138E-04 | -3.8934E-04 |
| MINIMUM | 0.1639 | -0.3248 | -0.4700 | -1.7454E-04 | -6.5138E-04 | -3.8934E-04 |
| Pile N. | 2 | 2 | 3 | 2 | 2 | 2 |
| MAXIMUM | 0.3542 | 0.4669 | 0.4700 | 1.7454E-04 | 6.5138E-04 | 7.7869E-04 |
| Pile N. | 1 | 1 | 2 | 3 | 3 | 1 |

* PILE TOP REACTIONS *

| PILE GROUP | AXIAL,KIP | LAT. y,KIP | LAT. z,KIP | MOM x,KIP-IN | MOM y,KIP-IN | MOM z,KIP-IN |
|------------|-----------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | 29.142 | 2.2015 | 1.3950E-19 | 7.4690E-19 | -4.8792E-18 | 71.077 |
| 2 | 14.540 | -1.5359 | 2.2347 | -0.054410 | -70.102 | -48.084 |
| 3 | 14.540 | -1.5359 | -2.2347 | 0.054410 | 70.102 | -48.084 |
| MINIMUM | 14.540 | -1.5359 | -2.2347 | -0.054410 | -70.102 | -48.084 |
| Pile N. | 2 | 2 | 3 | 2 | 2 | 2 |
| MAXIMUM | 29.142 | 2.2015 | 2.2347 | 0.054410 | 70.102 | 71.077 |
| Pile N. | 1 | 1 | 2 | 3 | 3 | 1 |

PILE GROUP STRESS,KIP/IN**2

| | |
|---------|--------|
| 1 | 43.917 |
| 2 | 45.353 |
| 3 | 45.353 |
| MINIMUM | 43.917 |



Group, 3 pile.gp10t

Pile N. 1
 MAXIMUM 45.353
 Pile N. 2

* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

* MINIMUM VALUES AND LOCATIONS *

| PILE | DISPL. y-DIR IN | DISPL. z-DIR IN | MOMENT z-DIR KIP-IN | MOMENT y-DIR KIP-IN | SHEAR y-DIR KIP | SHEAR z-DIR KIP | SOIL REACT y-DIR KIP/IN | SOIL REACT z-DIR KIP/IN | TOTAL STRESS KIP/IN**2 | FLEX. RIG. z-DIR KIP-IN**2 | FLEX. RIG. y-DIR KIP-IN**2 |
|---------|-----------------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** |
| 1 | -0.012957 | -6.6671E-22 | -71.077 | -4.8792E-18 | -0.7458 | -3.9073E-20 | -0.021260 | -1.1063E-21 | 10.288 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 7.5600 | 7.9200 | 0.0000 | 0.0000 | 6.1200 | 6.4800 | 7.9200 | 8.2800 | 36.000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2 | -0.3248 | -0.012113 | -17.807 | -70.102 | -1.5497 | -0.7072 | -0.075587 | -0.019904 | 5.1332 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 0.0000 | 7.9200 | 4.6800 | 0.0000 | 0.0000 | 6.4800 | 3.9600 | 7.9200 | 36.000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 3 | -0.3248 | -0.4700 | -17.807 | -25.812 | -1.5497 | -2.2548 | -0.075587 | -0.1099 | 5.1332 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 0.0000 | 0.0000 | 4.6800 | 4.6800 | 0.0000 | 0.0000 | 3.9600 | 3.9600 | 36.000 | 0.0000 | 0.0000 |
| Min. | -0.3248 | -0.4700 | -71.077 | -70.102 | -1.5497 | -2.2548 | -0.075587 | -0.1099 | 5.1332 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| Pile N. | 2 | 3 | 1 | 2 | 2 | 3 | 2 | 3 | 2 | 1 | 1 |

* MAXIMUM VALUES AND LOCATIONS *

| PILE | DISPL. y-DIR IN | DISPL. z-DIR IN | MOMENT z-DIR KIP-IN | MOMENT y-DIR KIP-IN | SHEAR y-DIR KIP | SHEAR z-DIR KIP | SOIL REACT y-DIR KIP/IN | SOIL REACT z-DIR KIP/IN | TOTAL STRESS KIP/IN**2 | FLEX. RIG. z-DIR KIP-IN**2 | FLEX. RIG. y-DIR KIP-IN**2 |
|---------|-----------------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** |
| 1 | 0.4669 | 2.2266E-20 | 26.274 | 1.3533E-18 | 2.2424 | 1.4230E-19 | 0.1236 | 7.2336E-21 | 43.917 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 0.0000 | 0.7200 | 4.6800 | 5.0400 | 0.0000 | 0.0000 | 3.6000 | 3.6000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2 | 8.3563E-03 | 0.4700 | 48.084 | 25.812 | 0.4877 | 2.2548 | 0.013732 | 0.1099 | 45.353 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 7.9200 | 0.0000 | 0.0000 | 4.6800 | 6.4800 | 0.0000 | 7.9200 | 3.9600 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 3 | 8.3563E-03 | 0.012113 | 48.084 | 70.102 | 0.4877 | 0.7072 | 0.013732 | 0.019904 | 45.353 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 7.9200 | 7.9200 | 0.0000 | 0.0000 | 6.4800 | 6.4800 | 7.9200 | 7.9200 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| Max. | 0.4669 | 0.4700 | 48.084 | 70.102 | 2.2424 | 2.2548 | 0.1236 | 0.1099 | 45.353 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| Pile N. | 1 | 2 | 2 | 3 | 1 | 2 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 |

LOAD CASE : 2
 CASE NAME : Load Case
 LOAD TYPE : Dead, DL

* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

| | | |
|------------------|------------------|------------------|
| VERT. LOAD,KIPS | HOR. LOAD Y,KIPS | HOR. LOAD Z,KIPS |
| 56.4620 | 0.00000 | 11.2600 |
| MOMENT X ,KIP-IN | MOMENT Y,KIP-IN | MOMENT Z,KIP-IN |
| 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

| | | |
|------------------|------------------|------------------|
| VERTICAL ,IN | HORIZONTAL Y,IN | HORIZONTAL Z,IN |
| 0.23622 | -3.59044E-03 | 0.53442 |
| ANGLE ROT. X,RAD | ANGLE ROT. Y,RAD | ANGLE ROT. Z,RAD |

1.17993E-04

-8.18808E-04

9.44763E-05

Group, 3 pile.gp10t

THE GLOBAL STRUCTURAL COORDINATE SYSTEM

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

| PILE GROUP | DISP. X,IN | DISP. Y,IN | DISP. Z,IN | ROT. X,RAD | ROT. Y,RAD | ROT. Z,RAD |
|------------|------------|-------------|------------|------------|-------------|------------|
| 1 | 0.2345 | -3.5904E-03 | 0.5365 | 1.1799E-04 | -8.1881E-04 | 9.4476E-05 |
| 2 | 0.2495 | -1.8064E-03 | 0.5333 | 1.1799E-04 | -8.1881E-04 | 9.4476E-05 |
| 3 | 0.2247 | -5.3745E-03 | 0.5333 | 1.1799E-04 | -8.1881E-04 | 9.4476E-05 |
| MINIMUM | 0.2247 | -5.3745E-03 | 0.5333 | 1.1799E-04 | -8.1881E-04 | 9.4476E-05 |
| Pile N. | 3 | 3 | 2 | 1 | 1 | 1 |
| MAXIMUM | 0.2495 | -1.8064E-03 | 0.5365 | 1.1799E-04 | -8.1881E-04 | 9.4476E-05 |
| Pile N. | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 |

* PILE TOP REACTIONS *

| PILE GROUP | FOR. X,KIP | FOR. Y,KIP | FOR. Z,KIP | MOM X,KIP-IN | MOM Y,KIP-IN | MOM Z,KIP-IN |
|------------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | 18.831 | 4.7585 | 2.5479 | 20.871 | -78.011 | -8.5031 |
| 2 | 11.073 | -1.3175 | 0.2711 | -10.168 | -85.254 | 5.1290 |
| 3 | 26.558 | -3.4410 | 8.4410 | -10.265 | -70.866 | 3.6578 |
| MINIMUM | 11.073 | -3.4410 | 0.2711 | -10.265 | -85.254 | -8.5031 |
| Pile N. | 2 | 3 | 2 | 3 | 2 | 1 |
| MAXIMUM | 26.558 | 4.7585 | 8.4410 | 20.871 | -70.866 | 5.1290 |
| Pile N. | 3 | 1 | 3 | 1 | 3 | 2 |

THE PILE COORDINATE SYSTEM (LOCAL AXES)

* PILE TOP DISPLACEMENTS *

| PILE GROUP | DISP. x,IN | DISP. y,IN | DISP. z,IN | ROT. x,RAD | ROT. y,RAD | ROT. z,RAD |
|------------|------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | 0.2256 | -0.064167 | 0.5365 | -9.7951E-05 | -8.2145E-04 | 9.4476E-05 |
| 2 | 0.1216 | -0.5099 | -0.2682 | 1.9876E-04 | 2.8588E-04 | -7.5635E-04 |
| 3 | 0.3373 | 0.3906 | -0.2620 | 2.4111E-04 | 4.4395E-04 | 6.6187E-04 |
| MINIMUM | 0.1216 | -0.5099 | -0.2682 | -9.7951E-05 | -8.2145E-04 | -7.5635E-04 |
| Pile N. | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | 2 |
| MAXIMUM | 0.3373 | 0.3906 | 0.5365 | 2.4111E-04 | 4.4395E-04 | 6.6187E-04 |
| Pile N. | 3 | 3 | 1 | 3 | 3 | 3 |

* PILE TOP REACTIONS *

| PILE GROUP | AXIAL,KIP | LAT. y,KIP | LAT. z,KIP | MOM x,KIP-IN | MOM y,KIP-IN | MOM z,KIP-IN |
|------------|-----------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | 19.421 | -0.2775 | 2.5479 | -0.030535 | -80.754 | -8.5031 |
| 2 | 10.805 | -2.4564 | -1.2766 | 0.061960 | 39.515 | -76.396 |
| 3 | 27.990 | 1.8492 | -1.2405 | 0.075163 | 39.942 | 59.543 |
| MINIMUM | 10.805 | -2.4564 | -1.2766 | -0.030535 | -80.754 | -76.396 |
| Pile N. | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | 2 |
| MAXIMUM | 27.990 | 1.8492 | 2.5479 | 0.075163 | 39.942 | 59.543 |
| Pile N. | 3 | 3 | 1 | 3 | 3 | 3 |

| PILE GROUP | STRESS,KIP/IN**2 |
|------------|------------------|
| 1 | 45.275 |
| 2 | 44.509 |

3 43.805

MINIMUM 43.805
 Pile N. 3
 MAXIMUM 45.275
 Pile N. 1

* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

* MINIMUM VALUES AND LOCATIONS *

| PILE | DISPL. y-DIR IN | DISPL. z-DIR IN | MOMENT z-DIR KIP-IN | MOMENT y-DIR KIP-IN | SHEAR y-DIR KIP | SHEAR z-DIR KIP | SOIL REACT y-DIR KIP/IN | SOIL REACT z-DIR KIP/IN | TOTAL STRESS KIP/IN**2 | FLEX. RIG. z-DIR KIP-IN**2 | FLEX. RIG. y-DIR KIP-IN**2 |
|-----------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** |
| 1 | -0.064167 | -0.014182 | -3.4497 | -80.754 | -0.2807 | -0.8241 | -0.014261 | -0.023304 | 6.8566 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 0.0000 | 7.9200 | 4.6800 | 0.0000 | 0.0000 | 6.4800 | 3.6000 | 7.9200 | 36.000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2 | -0.5099 | -0.2682 | -27.911 | -14.625 | -2.4727 | -1.2850 | -0.1200 | -0.062496 | 3.8149 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 0.0000 | 0.0000 | 4.6800 | 4.6800 | 0.0000 | 0.0000 | 3.9600 | 3.9600 | 36.000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 3 | -0.010776 | -0.2620 | -59.543 | -14.731 | -0.6210 | -1.2625 | -0.017705 | -0.069451 | 9.8819 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 7.5600 | 0.0000 | 0.0000 | 4.6800 | 6.1200 | 0.0000 | 7.9200 | 3.6000 | 36.000 | 0.0000 | 0.0000 |
| Min. Pile N. | -0.5099 2 | -0.2682 2 | -59.543 3 | -80.754 1 | -2.4727 2 | -1.2850 2 | -0.1200 2 | -0.069451 3 | 3.8149 2 | 1.0948E+05 1 | 1.0948E+05 1 |

* MAXIMUM VALUES AND LOCATIONS *

| PILE | DISPL. y-DIR IN | DISPL. z-DIR IN | MOMENT z-DIR KIP-IN | MOMENT y-DIR KIP-IN | SHEAR y-DIR KIP | SHEAR z-DIR KIP | SOIL REACT y-DIR KIP/IN | SOIL REACT z-DIR KIP/IN | TOTAL STRESS KIP/IN**2 | FLEX. RIG. z-DIR KIP-IN**2 | FLEX. RIG. y-DIR KIP-IN**2 |
|-----------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** |
| 1 | 1.6447E-03 | 0.5365 | 8.5031 | 29.719 | 0.095108 | 2.5789 | 2.7027E-03 | 0.1276 | 45.275 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 7.9200 | 0.0000 | 0.0000 | 4.6800 | 6.4800 | 0.0000 | 7.9200 | 3.6000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 2 | 0.012925 | 6.7727E-03 | 76.396 | 39.515 | 0.7572 | 0.3965 | 0.021239 | 0.011129 | 44.509 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 7.9200 | 7.9200 | 0.0000 | 0.0000 | 6.4800 | 6.4800 | 7.9200 | 7.9200 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 3 | 0.3906 | 7.2286E-03 | 21.960 | 39.942 | 1.8821 | 0.4166 | 0.1035 | 0.011877 | 43.805 | 1.0948E+05 | 1.0948E+05 |
| x(FT) | 0.0000 | 7.5600 | 4.6800 | 0.0000 | 0.0000 | 6.1200 | 3.6000 | 7.9200 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| Max. Pile N. | 0.3906 3 | 0.5365 1 | 76.396 2 | 39.942 3 | 1.8821 3 | 2.5789 1 | 0.1035 3 | 0.1276 1 | 45.275 1 | 1.0948E+05 1 | 1.0948E+05 1 |

***** SUMMARY FOR LOAD CASES AND COMBINATIONS *****

***** LOAD CASES RESULTS *****

LOAD CASE : 1

* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

| LOAD X,KIP | LOAD Y,KIP | LOAD Z,KIP | MOM X,KIP-IN | MOM Y,KIP-IN | MOM Z,KIP-IN |
|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| 56.4620 | 11.2600 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

| DISP X,IN | DISP Y,IN | DISP Z,IN | ROT X,RAD | ROT Y,RAD | ROT Z,RAD |
|-----------|-----------|--------------|-------------|-------------|-------------|
| 0.23535 | 0.54267 | -2.20314E-20 | 2.39614E-21 | 3.14624E-22 | 7.78688E-04 |

* PILE TOP DISPLACEMENTS, GLOBAL *

| | DISP. X,IN | DISP. Y,IN | DISP. Z,IN | ROT. X,RAD | ROT. Y,RAD | ROT. Z,RAD |
|---------|------------|------------|-------------|-------------|------------|------------|
| MINIMUM | 0.2213 | 0.5427 | -2.7756E-17 | -2.7105E-20 | 0.0000 | 7.7869E-04 |
| Pile N. | 1 | 1 | 3 | 2 | 2 | 1 |

MAXIMUM 0.2424 0.5427 2.7756E-17 2.7105E-20 3.1462E-22 7.7869E-04
 Pile N. 2 1 2 3 1 1

* PILE TOP REACTIONS, GLOBAL *

| | FOR. X,KIP | FOR. Y,KIP | FOR. Z,KIP | MOM X,KIP-IN | MOM Y,KIP-IN | MOM Z,KIP-IN |
|---------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| MINIMUM | 14.442 | 0.7955 | -3.0915 | -18.091 | -7.7785 | 71.077 |
| Pile N. | 2 | 2 | 2 | 3 | 2 | 1 |
| MAXIMUM | 27.579 | 9.6689 | 3.0915 | 18.091 | 7.7785 | 82.696 |
| Pile N. | 1 | 1 | 3 | 2 | 3 | 2 |

* PILE TOP DISPLACEMENTS, LOCAL *

| | DISP. x,IN | DISP. y,IN | DISP. z,IN | ROT. x,RAD | ROT. y,RAD | ROT. z,RAD |
|---------|------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| MINIMUM | 0.1639 | -0.3248 | -0.4700 | -1.7454E-04 | -6.5138E-04 | -3.8934E-04 |
| Pile N. | 2 | 2 | 3 | 2 | 2 | 2 |
| MAXIMUM | 0.3542 | 0.4669 | 0.4700 | 1.7454E-04 | 6.5138E-04 | 7.7869E-04 |
| Pile N. | 1 | 1 | 2 | 3 | 3 | 1 |

* PILE TOP REACTIONS, LOCAL *

| | AXIAL,KIP | LAT. y,KIP | LAT. z,KIP | MOM x,KIP-IN | MOM y,KIP-IN | MOM z,KIP-IN |
|---------|-----------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| MINIMUM | 14.540 | -1.5359 | -2.2347 | -0.054410 | -70.102 | -48.084 |
| Pile N. | 2 | 2 | 3 | 2 | 2 | 2 |
| MAXIMUM | 29.142 | 2.2015 | 2.2347 | 0.054410 | 70.102 | 71.077 |
| Pile N. | 1 | 1 | 2 | 3 | 3 | 1 |

* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

| PILE | DISPL. y-DIR IN | DISPL. z-DIR IN | MOMENT z-DIR KIP-IN | MOMENT y-DIR KIP-IN | SHEAR y-DIR KIP | SHEAR z-DIR KIP | SOIL REACT y-DIR KIP/IN | SOIL REACT z-DIR KIP/IN | TOTAL STRESS KIP/IN**2 |
|---------|-----------------|-----------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|
| Min. | -0.3248 | -0.4700 | -71.077 | -70.102 | -1.5497 | -2.2548 | -0.075587 | -0.1099 | 5.1332 |
| Pile N. | 2 | 3 | 1 | 2 | 2 | 3 | 2 | 3 | 2 |
| Max. | 0.4669 | 0.4700 | 48.084 | 70.102 | 2.2424 | 2.2548 | 0.1236 | 0.1099 | 45.353 |
| Pile N. | 1 | 2 | 2 | 3 | 1 | 2 | 1 | 2 | 2 |

LOAD CASE : 2

* TABLE L * COMPUTATION ON PILE CAP

* EQUIVALENT CONCENTRATED LOAD AT ORIGIN *

| LOAD X,KIP | LOAD Y,KIP | LOAD Z,KIP | MOM X,KIP-IN | MOM Y,KIP-IN | MOM Z,KIP-IN |
|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| 56.4620 | 0.00000 | 11.2600 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |

* DISPLACEMENT OF GROUPED PILE FOUNDATION AT ORIGIN *

| DISP X,IN | DISP Y,IN | DISP Z,IN | ROT X,RAD | ROT Y,RAD | ROT Z,RAD |
|-----------|--------------|-----------|-------------|--------------|-------------|
| 0.23622 | -3.59044E-03 | 0.53442 | 1.17993E-04 | -8.18808E-04 | 9.44763E-05 |

* PILE TOP DISPLACEMENTS, GLOBAL *

| | DISP. X,IN | DISP. Y,IN | DISP. Z,IN | ROT. X,RAD | ROT. Y,RAD | ROT. Z,RAD |
|---------|------------|-------------|------------|------------|-------------|------------|
| MINIMUM | 0.2247 | -5.3745E-03 | 0.5333 | 1.1799E-04 | -8.1881E-04 | 9.4476E-05 |
| Pile N. | 3 | 3 | 2 | 1 | 1 | 1 |
| MAXIMUM | 0.2495 | -1.8064E-03 | 0.5365 | 1.1799E-04 | -8.1881E-04 | 9.4476E-05 |
| Pile N. | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 |

* PILE TOP REACTIONS, GLOBAL *

| | FOR. X,KIP | FOR. Y,KIP | FOR. Z,KIP | MOM X,KIP-IN | MOM Y,KIP-IN | MOM Z,KIP-IN |
|---------|------------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| MINIMUM | 11.073 | -3.4410 | 0.2711 | -10.265 | -85.254 | -8.5031 |
| Pile N. | 2 | 3 | 2 | 3 | 2 | 1 |
| MAXIMUM | 26.558 | 4.7585 | 8.4410 | 20.871 | -70.866 | 5.1290 |
| Pile N. | 3 | 1 | 3 | 1 | 3 | 2 |

Group, 3 pile.gp10t

* PILE TOP DISPLACEMENTS, LOCAL *

| | DISP. X,IN | DISP. y,IN | DISP. z,IN | ROT. x,RAD | ROT. y,RAD | ROT. z,RAD |
|---------|------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| MINIMUM | 0.1216 | -0.5099 | -0.2682 | -9.7951E-05 | -8.2145E-04 | -7.5635E-04 |
| Pile N. | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | 2 |
| MAXIMUM | 0.3373 | 0.3906 | 0.5365 | 2.4111E-04 | 4.4395E-04 | 6.6187E-04 |
| Pile N. | 3 | 3 | 1 | 3 | 3 | 3 |

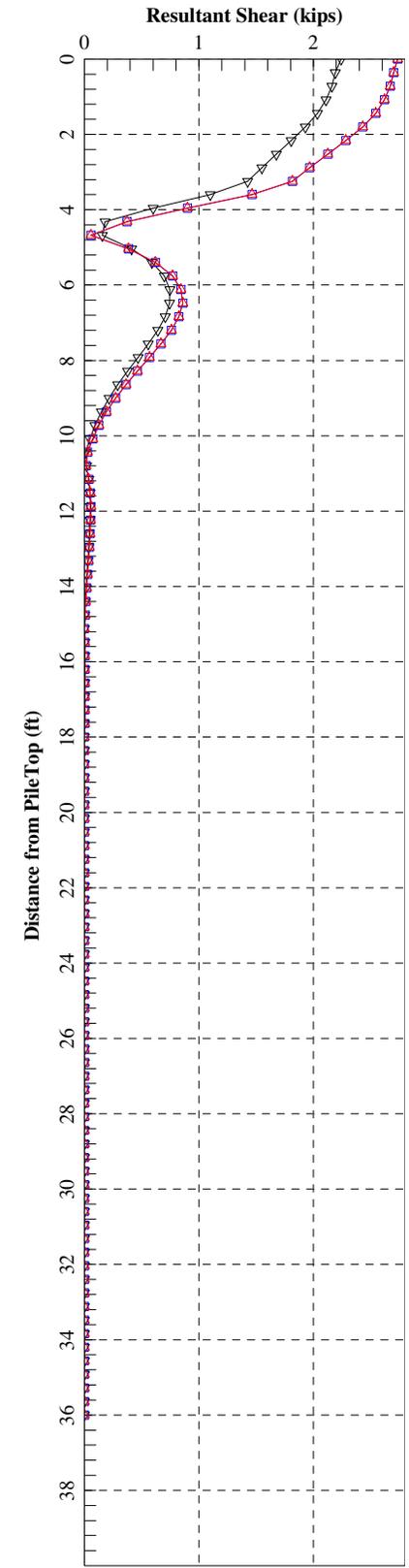
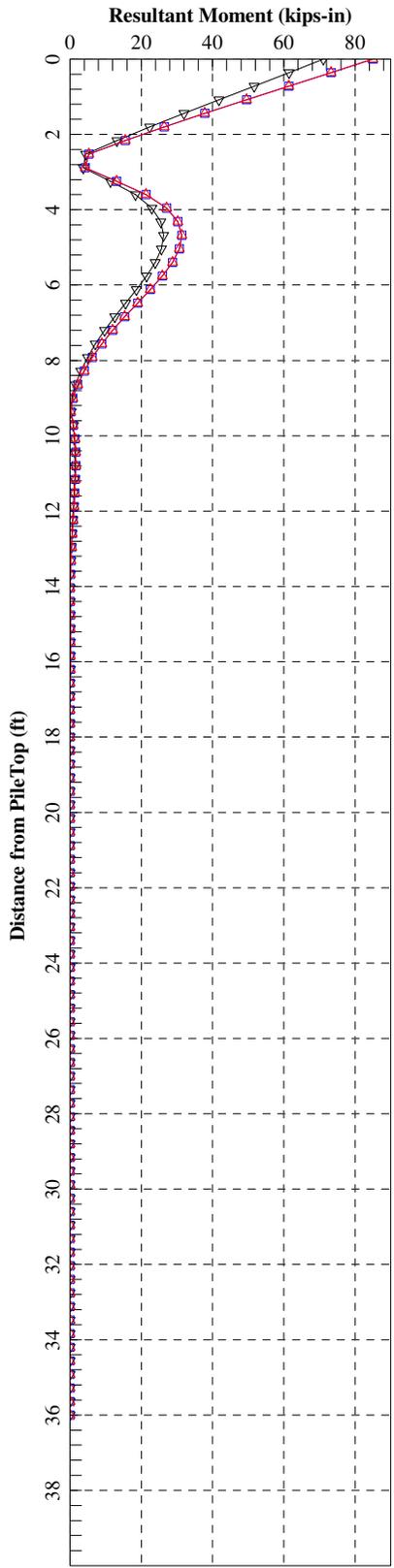
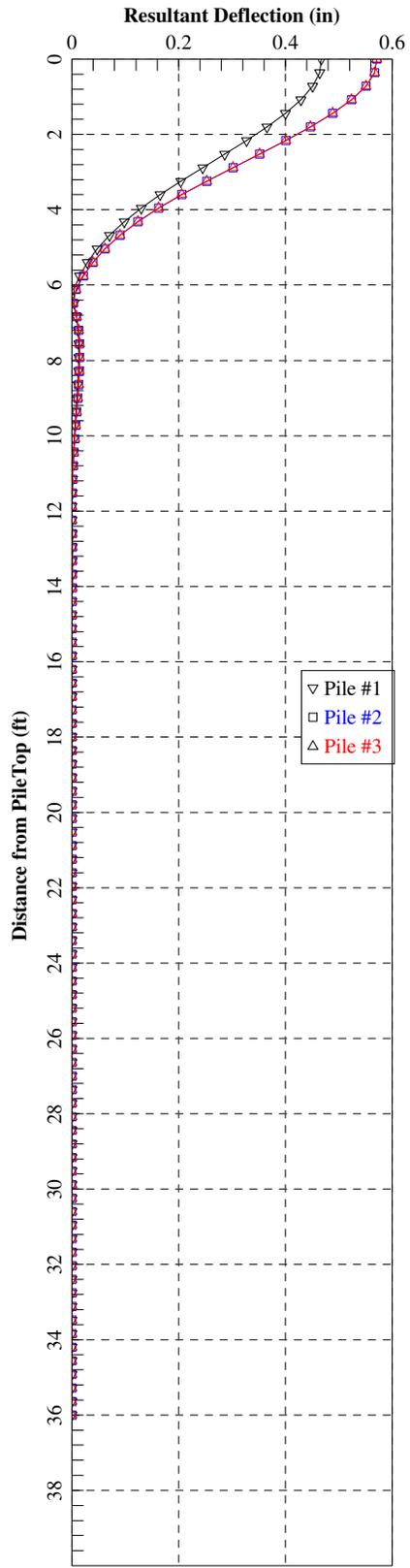
* PILE TOP REACTIONS, LOCAL *

| | AXIAL,KIP | LAT. y,KIP | LAT. z,KIP | MOM x,KIP-IN | MOM y,KIP-IN | MOM z,KIP-IN |
|---------|-----------|------------|------------|--------------|--------------|--------------|
| MINIMUM | 10.805 | -2.4564 | -1.2766 | -0.030535 | -80.754 | -76.396 |
| Pile N. | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | 2 |
| MAXIMUM | 27.990 | 1.8492 | 2.5479 | 0.075163 | 39.942 | 59.543 |
| Pile N. | 3 | 3 | 1 | 3 | 3 | 3 |

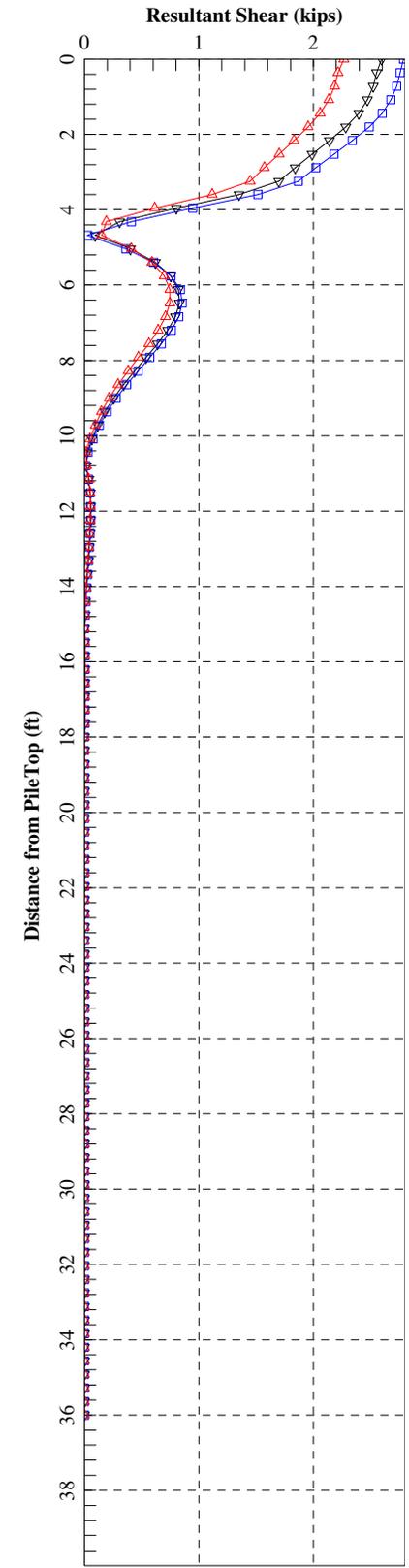
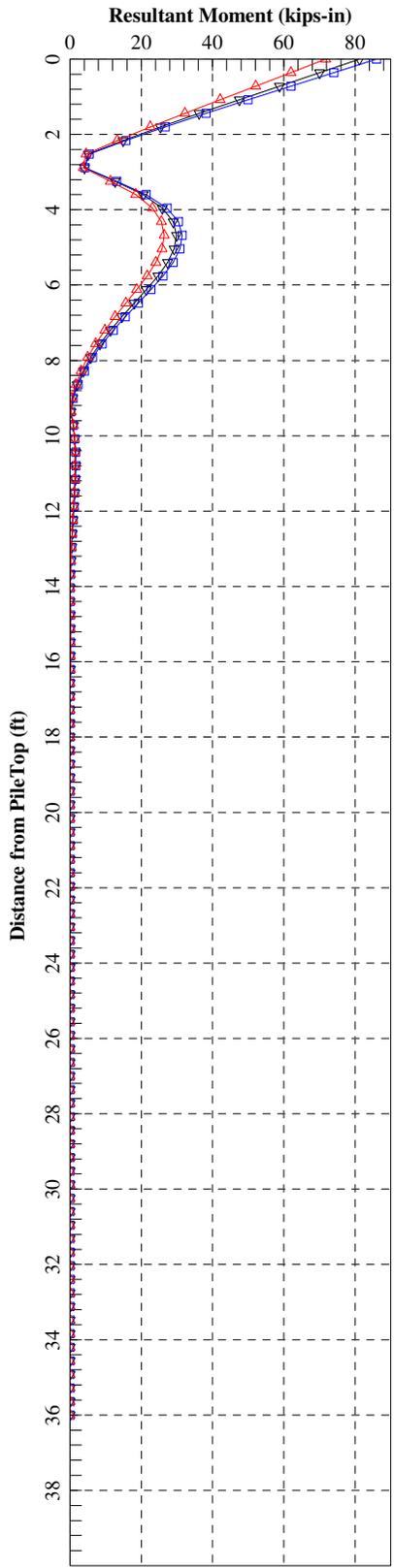
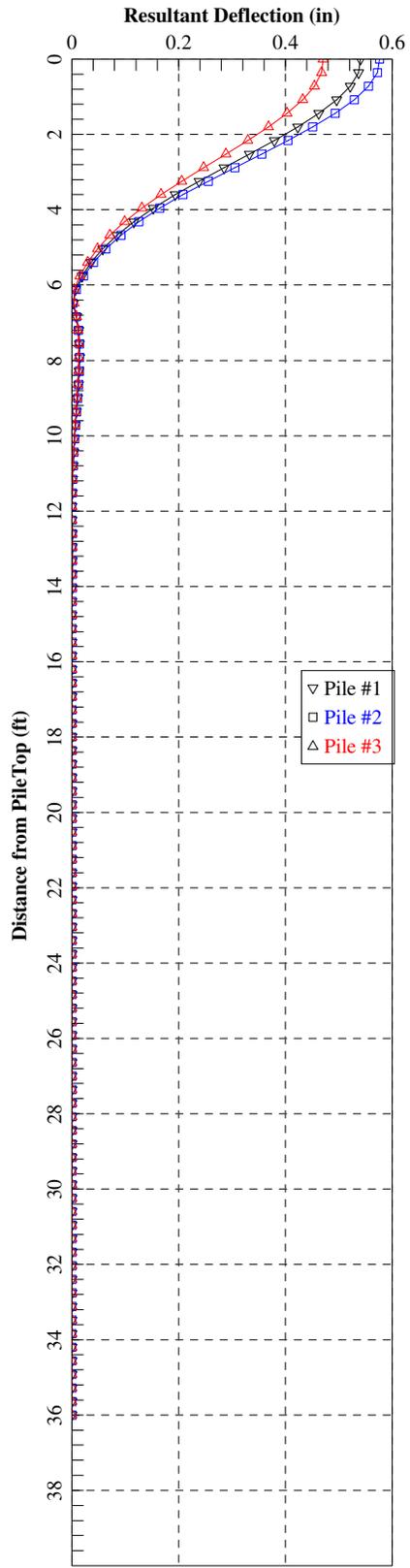
* EFFECTS FOR LATERALLY LOADED PILE *

| PILE | DISPL. y-DIR IN | DISPL. z-DIR IN | MOMENT z-DIR KIP-IN | MOMENT y-DIR KIP-IN | SHEAR y-DIR KIP | SHEAR z-DIR KIP | SOIL REACT y-DIR KIP/IN | SOIL REACT z-DIR KIP/IN | TOTAL STRESS KIP/IN**2 |
|---------|-----------------|-----------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|
| ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** | ***** |
| Min. | -0.5099 | -0.2682 | -59.543 | -80.754 | -2.4727 | -1.2850 | -0.1200 | -0.069451 | 3.8149 |
| Pile N. | 2 | 2 | 3 | 1 | 2 | 2 | 2 | 3 | 2 |
| Max. | 0.3906 | 0.5365 | 76.396 | 39.942 | 1.8821 | 2.5789 | 0.1035 | 0.1276 | 45.275 |
| Pile N. | 3 | 1 | 2 | 3 | 3 | 1 | 3 | 1 | 1 |





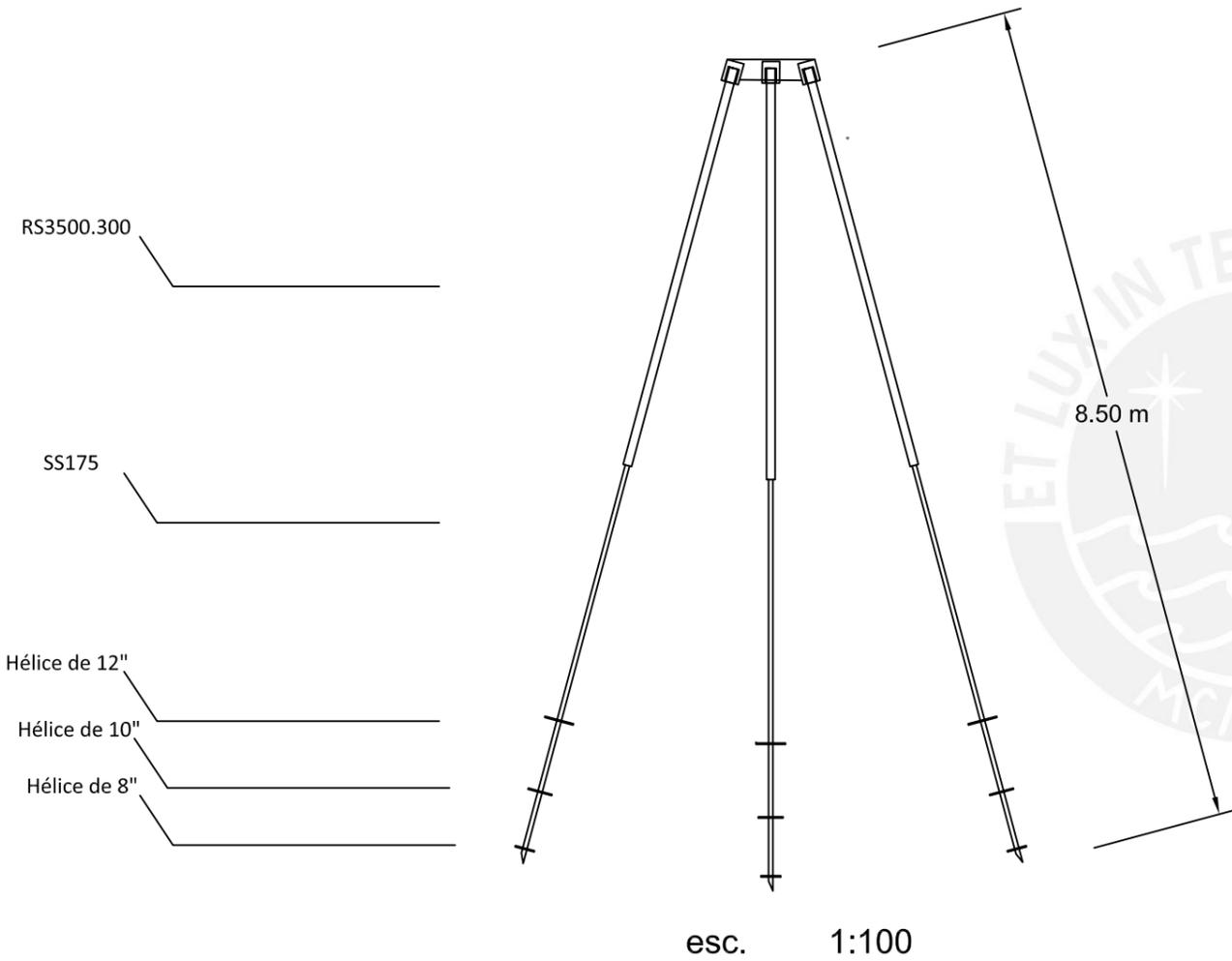
Load Case 1



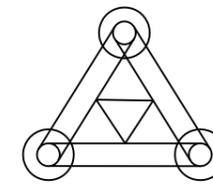
Load Case 2



ANEXO D: Esquemas de las soluciones planteadas en la tesis.



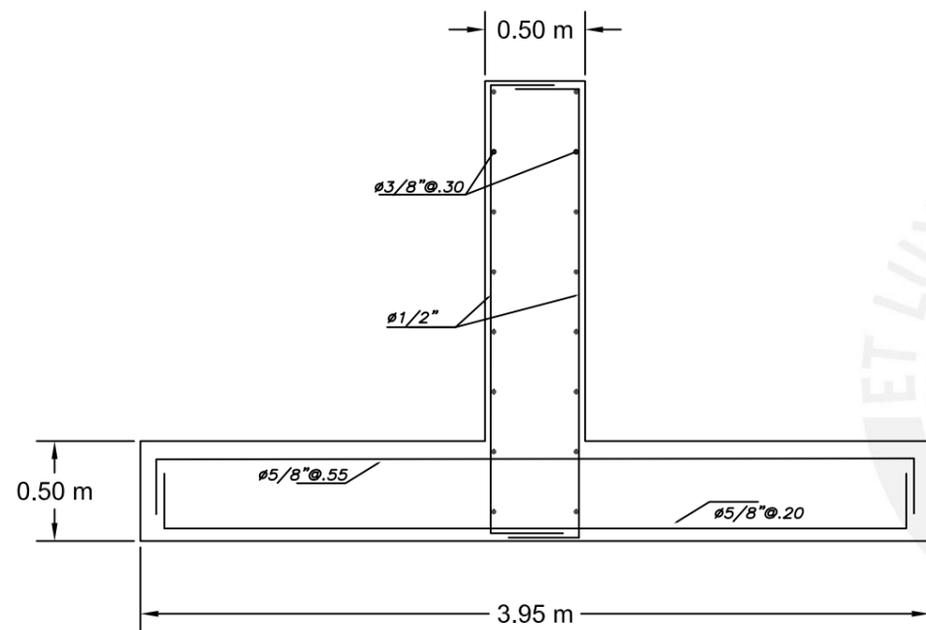
Vista en perfil
 Instalación: 75°



esc. 1:50

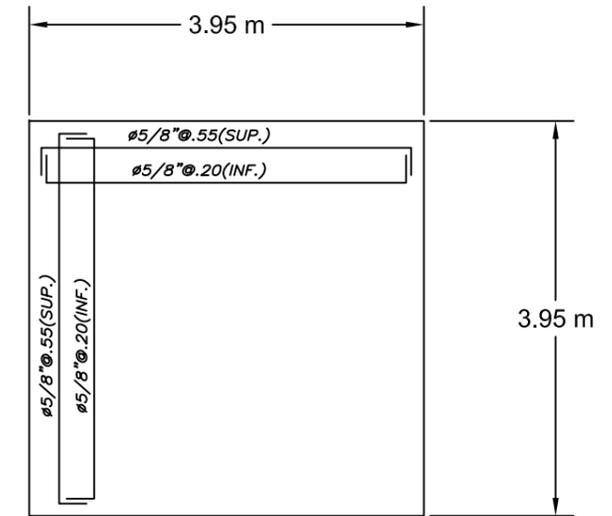
Vista en planta
 referencial de la parrilla

SOLUCIÓN:
PILOTES HELICOIDALES
CON PARRILLA DE ACERO



esc. 1:50

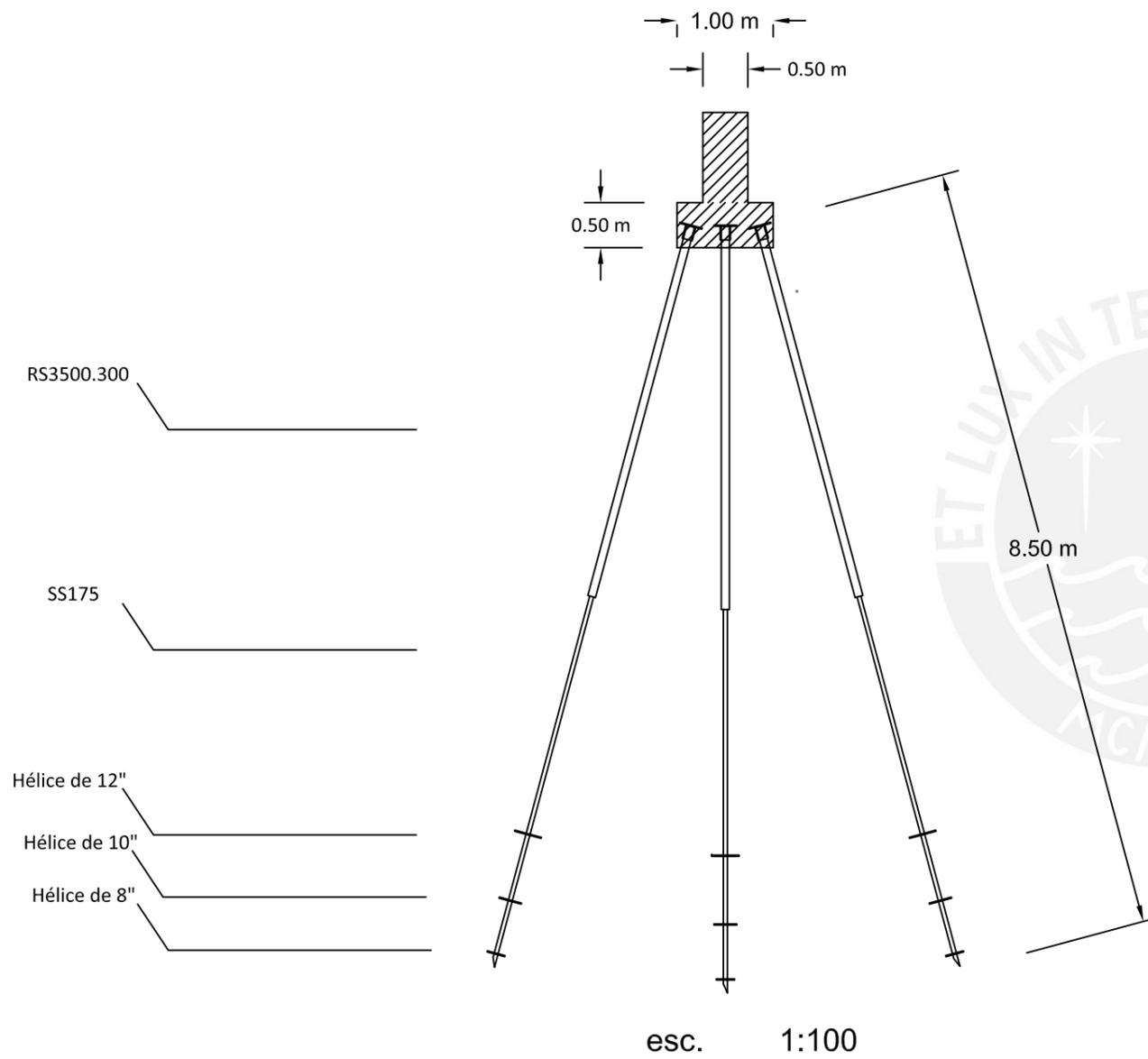
Vista en perfil



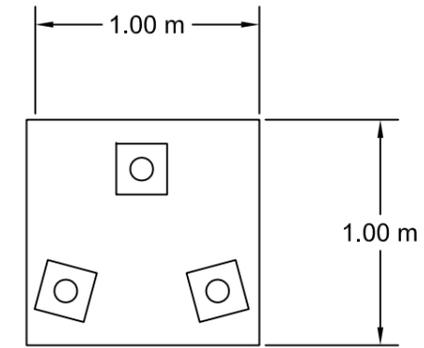
esc. 1:100

Vista en planta

**SOLUCIÓN:
ZAPATA AISLADA DE
CONCRETO ARMADO**



Vista en perfil
 Instalación: 75°



Vista en planta

SOLUCIÓN:
PILOTES HELICOIDALES
CON ZAPATA DE CONCRETO