

## INDICE DE CONTENIDO

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>Capítulo 1 EL PROBLEMA .....</b>	<b>2</b>
<b>1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....</b>	<b>2</b>
<b>1.2. IMPORTANCIA DEL PROBLEMA .....</b>	<b>3</b>
<b>1.3. ALCANCE.....</b>	<b>4</b>
<b>1.4. LIMITACIONES .....</b>	<b>4</b>
<b>Capítulo 2 LOS OBJETIVOS.....</b>	<b>5</b>
<b>2.1. OBJETIVO GENERAL .....</b>	<b>5</b>
<b>2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....</b>	<b>5</b>
<b>Capítulo 3 MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>6</b>
<b>3.1. RESEÑA HISTÓRICA.....</b>	<b>6</b>
<b>3.2. ESTUDIO GEOTECNICO .....</b>	<b>9</b>
<b>3.2.1. GEOTECNIA .....</b>	<b>9</b>
<b>3.2.2. ESTUDIO GEOTÉCNICO .....</b>	<b>10</b>
<b>3.2.3. INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA .....</b>	<b>11</b>
<b>3.2.4. MONITOREO EN CAMPO .....</b>	<b>11</b>
<b>3.3. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....</b>	<b>12</b>
<b>3.4. CIMENTACIONES.....</b>	<b>14</b>

<b>3.5.</b>	<b>CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES</b> .....	15
<b>3.5.1.</b>	<b>Cimentaciones superficiales</b> .....	15
<b>3.5.1.1.</b>	<b>Zapatas</b> .....	15
<b>3.5.1.2.</b>	<b>Losas</b> .....	16
<b>3.5.2.</b>	<b>Cimentaciones profundas (pilotes)</b> .....	16
<b>3.5.2.1.</b>	<b>Según el material</b> .....	16
<b>3.5.2.1.1.</b>	<b>Pilotes de acero</b> .....	17
<b>3.5.2.1.2.</b>	<b>Pilotes de concreto</b> .....	18
<b>3.5.2.2.</b>	<b>Según la forma de colocación</b> .....	20
<b>3.5.2.2.1.</b>	<b>Pre-formados</b> .....	20
<b>3.5.2.2.2.</b>	<b>Hincados</b> .....	20
<b>3.5.2.2.3.</b>	<b>Roscados</b> .....	21
<b>3.5.2.2.4.</b>	<b>Vaciados In Situ</b> .....	23
<b>3.5.2.2.5.</b>	<b>Con tubos recuperables</b> .....	23
<b>3.5.2.2.6.</b>	<b>Con tubos perdidos</b> .....	23
<b>3.5.2.2.7.</b>	<b>Perforados</b> .....	24
<b>3.5.2.2.8.</b>	<b>Excavados</b> .....	24
<b>3.5.2.3.</b>	<b>Según la forma de trabajo</b> .....	24
<b>3.5.2.3.1.</b>	<b>Trabajando por punta</b> .....	24

3.5.2.3.2.	Resistencia por fricción lateral.....	24
3.5.2.3.3.	Por punta y fricción al mismo tiempo .....	25
3.6.	PRESIÓN LATERAL DE TIERRA.....	25
3.7.	INCLINÓMETRO .....	27
3.8.	SOFTWARE LPILE.....	28
3.8.1.	Descripción LPILE.....	29
3.8.2.	Desarrollo cronológico del programa:.....	29
3.8.2.1.	LPILE 1.9 (1986):.....	29
3.8.2.2.	LPILE 2.0 (1987):.....	30
3.8.2.3.	LPILE 3.0 (1989) .....	30
3.8.2.4.	LPILE 4.0 (Dos versiones, 1993).....	31
3.8.2.5.	LPILE Plus 1.0 (Dos versión, 1993).....	31
3.9.	MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS .....	32
3.10.	MÉTODO DE REESE.....	34
3.11.	CURVAS p-y.....	37
<b>Capítulo 4 MARCO METODOLÓGICO.....</b>		<b>39</b>
4.1.	MODALIDAD DE INVESTIGACIÓN.....	40
4.2.	DESCRIPCIÓN DEL CASO DOCUMENTADO.....	40
4.2.1.	Descripción del tipo de suelo .....	41

4.2.2.	Descripción del pilote .....	42
4.3.	CONSIDERACIONES ESPECIALES .....	44
4.4.	PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE COULOMB .....	44
4.5.	DISTRIBUCIÓN DE EMPUJES MANUAL NAVFAC.....	44
4.6.	AJUSTE DE PARAMETROS.....	45
4.6.1.	Ajuste de la constante “k” .....	45
4.6.2.	Ajuste de parámetros del suelo.....	46
<b>Capítulo 5 CÁLCULOS Y RESULTADOS .....</b>		<b>46</b>
5.1.	Cálculo de la fuerza vertical sobre el muro.....	46
5.2.	Cálculo empujes lateral, Manual NAVFAC.....	49
5.3.	Mediciones realizas en campo (MRC) .....	52
5.4.	Análisis N°1: Condiciones originales del suelo. (COS1).....	56
5.5.	Análisis N°2: Condiciones modificadas del suelo. (CMS2) .....	57
5.6.	Análisis N°3: Condiciones modificadas del suelo. (CMS3) .....	59
5.7.	Análisis N°4: Condiciones modificadas del suelo. (CMS4) .....	64
5.8.	Análisis N°5: Condiciones modificadas del suelo. (CMS5) .....	65
<b>Capítulo 6 ANÁLISIS DE RESUTADOS .....</b>		<b>66</b>
6.1.	Mediciones realizadas en campo (MRC) vs. Condiciones originales del suelo (COS1)..	66
6.2.	Condiciones originales del suelo (COS1) vs. Condiciones modificadas del suelo (CMS2)	

<b>6.3. Condiciones modificadas del suelo (CMS2) vs. Condiciones modificadas del suelo (CMS3)</b> .....	67
<b>6.4. Condiciones modificadas del suelo (CMS3) vs. Condiciones modificadas del suelo (CMS4)</b> .....	69
<b>6.5. Condiciones modificadas del suelo (CMS4) vs. Condiciones modificadas del suelo (CMS5)</b> .....	70
<b>6.6. Resumen de análisis de resultados</b> .....	71
<b>CONCLUSIONES</b> .....	73
<b>RECOMENDACIONES</b> .....	75
<b>BILIOGRAFÍA CONSULTADA</b> .....	76

## INDICE DE FIGURAS

<b>FIGURA N° 1</b> .....	7
<b>FIGURA N° 2</b> .....	8
<b>FIGURA N° 3</b> .....	18
<b>FIGURA N° 4</b> .....	18
<b>FIGURA N° 5</b> .....	19
<b>FIGURA N° 6</b> .....	21
<b>FIGURA N° 7</b> .....	22
<b>FIGURA N° 8</b> .....	22
<b>FIGURA N° 9</b> .....	26
<b>FIGURA N° 10</b> .....	27
<b>FIGURA N° 11</b> .....	37
<b>FIGURA N° 12</b> .....	39
<b>FIGURA N° 13</b> .....	41
<b>FIGURA N° 14</b> .....	42
<b>FIGURA N° 15</b> .....	43
<b>FIGURA N° 16</b> .....	43
<b>FIGURA N° 17</b> .....	50
<b>FIGURA N° 18</b> .....	54
<b>FIGURA N° 19</b> .....	55
<b>FIGURA N° 26</b> .....	68
<b>FIGURA N° 27</b> .....	69
<b>FIGURA N° 29</b> .....	71

## **INDICE DE TABLAS**

<b>Tabla 1 Propiedades del suelo</b> .....	47
<b>Tabla 2 Peso del muro</b> .....	49
<b>Tabla 3 Cálculo de los esfuerzos laterales y verticales</b> .....	51
<b>Tabla 4 Cálculo de la ubicación de la fuerza lateral resultante</b> .....	51
<b>Tabla 5 Mediciones hechas en campo</b> .....	52
<b>Tabla 6 Valores del factor k</b> .....	56
<b>Tabla 7</b> .....	56
<b>Tabla 8</b> .....	58
<b>Tabla 9 Constantes elásticas de las rocas</b> .....	60
<b>Tabla 10 Clasificación del RQD % según Calidad del macizo</b> .....	61
<b>Tabla 11</b> .....	62
<b>Tabla 12</b> .....	63
<b>Tabla 13</b> .....	64
<b>Tabla 14</b> .....	65
<b>Tabla 15 Resumen de los resultados de los Análisis</b> .....	72

## **INTRODUCCIÓN**

La Ingeniería como ciencia se ha dedicado a buscar soluciones a problemas o acontecimientos que afectan al hombre. Es por ello que el presente Trabajo Especial de Grado se ha planteado analizar el comportamiento de un caso documentado de pilotes cargados lateralmente, utilizando el Método de los Elementos Finitos y el Método de Reese.

El Trabajo Especial de Grado consta de seis capítulos. Los primeros tres capítulos se centraron en los fundamentos teóricos necesarios para su desarrollo. Los capítulos restantes están dedicados a presentar el proceso y resultados del caso estudiado.

- Capítulo 1: Contempla el problema, importancia, alcance y limitaciones del Trabajo Especial de Grado.
- Capítulo 2: Concierne al objetivo general y específicos.
- Capítulo 3: Contempla el Marco Teórico. Hace referencia a lo relacionado con los pilotes, estudios geotécnicos, instrumentación geotécnica, presión lateral de tierra.
- Capítulo 4: Presenta la modalidad de investigación, así como la metodología de trabajo y el ajuste de parámetros del suelo.
- Capítulo 5: Comprende la presentación de cálculos y resultados mediante gráficos y tablas.
- Capítulo 6: Análisis, comparación y resumen de resultados.

Finalizamos con conclusiones y recomendaciones para estudios posteriores.



## **Capítulo 1 EL PROBLEMA**

### **1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Con este Trabajo Especial de Grado se busca conocer parte de los métodos para el análisis de pilotes sometidos a cargas laterales, a fin de analizar cómo pueden afectar las fuerzas laterales a este tipo de estructuras. Esta investigación será una excelente oportunidad para adquirir conocimientos sobre programas de análisis de pilotes y pilas sometidos a cargas laterales, los cuales calculan la deflexión, el corte, el momento flector y la respuesta del suelo con respecto a la profundidad en suelos no lineales. Es de gran importancia conocer y modelar la interacción suelo-estructura cuando se ejecutan este tipo de fundaciones, debido a que en muchos proyectos de ingeniería es necesario diseñar y construir cimentaciones por pilotaje sometidas principalmente a cargas horizontales. Entre las obras para las cuales se utilizan este tipo de análisis se tiene:

- Muros de contención apoyados sobre pilotes, en donde se origina una carga horizontal permanente sobre la cabeza de los mismos. (Zeevaert, L., 1980).
- Elementos que trabajen a tracción como estructuras de cables o cualquier estructura anclada al suelo y muelles sujetos a fuerzas horizontales transitorias producidas por el atraque de embarcaciones.
- Apoyos de puentes donde se originan fuerzas de arrastre durante las crecidas. (Zeevaert, L., 1980).
- Cimentaciones de estructuras elevadas apoyadas sobre pilotes donde se desarrollan fuerzas transitorias por la acción del viento. (Zeevaert, L., 1980).
- Plataformas marinas sujetas a la acción del oleaje. (Zeevaert, L., 1980).

Esta investigación busca comparar las mediciones realizadas en campo de un caso en particular (real) con los resultados obtenidos de los cálculos realizados con el Método de Reese (Reese et al, 2004), modificando los parámetros geotécnicos de la medición hecha in situ, para obtener un orden de magnitud que se asemeje más al caso real.

Todo esto permitirá desarrollar un criterio de diseño que se podrá aplicar en el campo laboral al momento de realizar proyectos de cimentaciones.

Como se puede observar, el campo de aplicación de esta área de la geotecnia es muy amplio, por lo cual se espera que este Trabajo Especial de Grado lleve a la elaboración de nuevas investigaciones que permitan conocer otras técnicas de cimentación y otros programas especializados en el análisis de cimentaciones.

## **1.2. IMPORTANCIA DEL PROBLEMA**

La ingeniería en el tiempo ha ido cambiando. Esto se debe a que el hombre ha buscado de diferentes maneras una mejor forma de vivir, llevándolo al punto de diseñar, proyectar, construir y mejorar las edificaciones que se encuentran a su alrededor, poniendo así sus conocimientos al máximo.

Es por ello que a los integrantes de este trabajo de investigación les surgió la duda de qué ocurre cuando un pilote es sometido a fuerzas laterales, debido a que este tipo de casos, si bien se estudia y analiza, a veces no se considera la importancia y la cantidad de parámetros involucrados en los análisis (análisis a través de los cuales puede obtenerse una disminución en los costos significativa para la obra).

También como parte del proceso de investigación será una excelente oportunidad de tomar en consideración el manejo de los programas de computadora, poniendo especial énfasis en los parámetros que deben ser introducidos para obtener un resultado confiable, creando un

criterio de trabajo. Además, permitirá demostrar porque es importante realizar un estudio de suelo completo.

### **1.3. ALCANCE**

Estudiar el comportamiento del suelo bajo la acción de solicitaciones laterales con el método propuesto por Reese et al (2004), basado en las Diferencias Finitas, y con el Método de los Elementos Finitos; con la finalidad de comparar los resultados obtenidos con las mediciones que se realizaron en campo (Residencias los Peñascales Urbanización Lomas de San Román, Caracas, Venezuela).

### **1.4. LIMITACIONES**

1. El tipo de suelo a analizar será aquel del cual se tiene mediciones hechas en campo. Dicho suelo no tiene un estudio geotécnico completo, solo se cuenta con una tabla de parámetros utilizada para el diseño del pilote suministrada por la empresa que proporcionó las mediciones (Centeno-Rodriguez y Asociados).
2. Debido a que no se domina la información referente al cálculo aplicando el Método de Reese que se basa en las diferencias finitas, se investigará y se estudiarán los conceptos de este método. La misma actividad aplica para el Método de los Elementos Finitos.
3. Es de destacar que solo se hará análisis en 2D, a pesar de que el mismo pueden trabajar en 3D. Esto se debe a que los conocimientos adquiridos hasta ahora no permiten hacer análisis en 3D.

## **Capítulo 2 LOS OBJETIVOS**

### **2.1. OBJETIVO GENERAL**

Analizar pilotes individuales cargados lateralmente aplicando el Método de los Elementos Finitos y el Método de Reese y comparar los resultados obtenidos con un caso documentado.

### **2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

1. Analizar pilotes cargados lateralmente con el Método de Reese.
2. Analizar pilotes cargados lateralmente con el Método de los Elementos Finitos.
3. Ajustar los parámetros del suelo hasta que los resultados obtenidos a través de los programas empleados se asemejen a las mediciones obtenidas en campo.
4. Comparar los resultados obtenidos a través de un ajuste de parámetros del suelo con las mediciones hechas en campo.
5. Analizar qué parámetros influyen en análisis de pilotes sometidos a carga lateral.

## Capítulo 3 MARCO TEÓRICO

### 3.1. RESEÑA HISTÓRICA

En el tiempo la Ingeniería se ha convertido en una de las principales profesiones que busca estudiar y entender el mundo así como lo que sucede en él, en especial la Ingeniería Civil profesión enfocada no solo en construir (edificios, puentes, muros, vías, etc.) si no en desarrollar nuevas técnicas que permitan que las fuerzas de la naturaleza trabajen en bien del hombre.

El hombre día a día ocupa más espacios, en algunos casos estos espacios son accesibles y otros no tanto, es por ello que los Ingenieros Civiles se ven en la necesidad de buscar nuevos espacios, esto se fundamenta en que su población aumenta con el pasar del tiempo obligándolos a buscar soluciones rápidas, sencillas y poco costosas que le permitan construir y resolver rápidamente los problemas.

En tiempos muy antiguos la construcción no venía representada por el crecimiento de su población si no que venía representada por la necesidad de sobrevivir, es por ello que normalmente las construcciones eran altas debido a que el principal problema eran los animales y con el tiempo representantes de otras civilizaciones. De aquí podemos decir que nace el “pilote” el cual permitía poder elevar las construcciones permitiéndole poder crear un desnivel entre la superficie y la estructura, lo que hoy en día funciona como soporte de muchas edificaciones dándole una mayor resistencia.

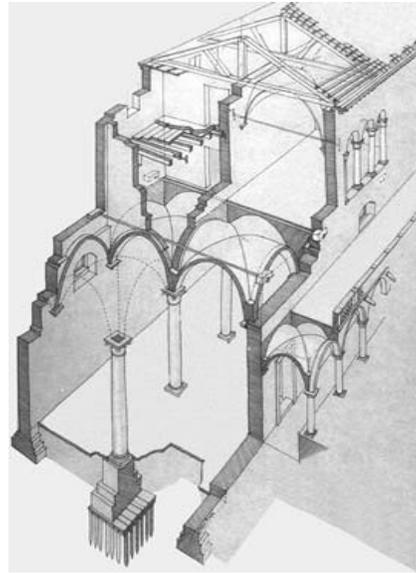
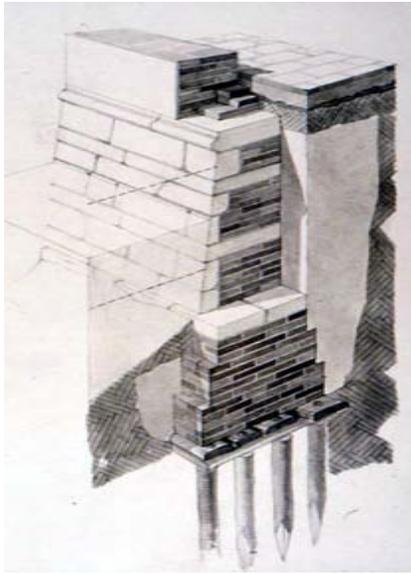
Por ejemplo Venecia está construida sobre pilotes de madera en el delta pantanoso del río Po. El Ingeniero Jaime Cabello Andrade en su trabajo presentado Construcción de Obras (Pilotes) (2010), menciona que en 1498, Cristóbal Colón llegó al Golfo de Paria. Al año siguiente, una expedición comanda por Alonso de Ojeda recorrió la costa del territorio hasta llegar al desagüe del actual Lago de Maracaibo, en un golfo localizado entre las penínsulas de Paraguaná y de la Guajira. En aquella travesía, la tripulación observó las viviendas construidas por lo indígenas, erigidas sobre “pilotes” de madera que sobresalía del agua. Recordando a Américo Vespucio la ciudad de Venecia - Venecia, en italiano, según lo manifestó en una carta a Piero de Médici. Fue éste un motivo que inspiró a Ojeda a dar el nombre de Veneziola o Venezuela (pequeña Venecia) a la región y al golfo en el que habían hecho el descubrimiento. En América, los españoles dieron el nombre de Venezuela.



**FIGURA N° 1**

**Vista de palafitos indígenas en Venezuela, y de la ciudad de Venecia en Italia**

*(FUENTE: <http://brinolfito.blogspot.com/>)*



**FIGURA N° 2**

**Fotos representativas de los cimientos de la ciudad de Venecia en Italia**

**(FUENTE: [www.venicethefuture.com](http://www.venicethefuture.com))**

Todo este auge de poder elevar las construcciones y de poder hacer sus bases más resistentes y que pudieran soportar una mayor carga dio como inicio el estudio del suelo lo que conocemos hoy como Geotecnia. La geotecnia ha llevado a que los Ingenieros tengan que utilizar instrumentos que le permitan estudiar de manera correcta el suelo, es por esto que nace la instrumentación geotécnica (1930-1940), en estos primeros años predominaba los instrumentos mecánicos y neumáticos simples en donde la mayoría de los programas de instrumentación estaban en manos de ingenieros capacitados con un propósito claro y con la motivación necesaria para que los llevara a ser exitosos.

En la actualidad la tecnología ha avanzado mucho y los instrumentos geotécnicos se han vuelto más seguros y complejos con transductores eléctricos que hacen por decirlo así sencilla la medición y lectura de dichos instrumentos, trayendo consigo muchos triunfos pero a la vez fracasos debido a profesionales no capacitados en el manejo de los instrumentos. Se vuelve entonces fundamental que los profesionales los cuales poseen acceso a una gran

variedad de instrumentos sean responsables y se capaciten sobre los instrumentos que desean utilizar de esta forma se podrá sacar el máximo provecho de los mismos.

Uno de los programas que ha ayudado al avance en muchos sentidos al estudio Geotécnico y a los Ingenieros es LPILE, programa destinado al análisis de cimentaciones profundas (pilotes) bajo carga lateral creado por el Dr. Lymon Reese fundador de Ensoft, Inc. en 1985, quien diseño un software para el análisis de pilotes. Posterior a ello, por primera vez en el mismo año de la creación de Ensoft, Inc. y 1986 bajo el nombre de “LPILE 1.0” pone al público el programa desarrollado para el análisis de pilas individuales y para ejes menores perforados y cargados lateralmente.

A medida que fueron pasando los años LPILE se ha mantenido y convertido entre uno de los programas usados por Ingenieros de todo el mundo ya que cumple con las herramientas necesaria para realizar un análisis lateral de un pilote, no obstante hoy en día ha sufrido modificaciones debido a los avances en la Ingeniería y en el tema, llegando así a LPILE 6.0 comercializado en 2010 por Ensoft, INC. el cual se encuentra vigente.

## **3.2. ESTUDIO GEOTECNICO**

### **3.2.1. GEOTECNIA**

La Geotecnia se puede definir como el conjunto de técnicas, tanto de laboratorio como de campo, que permiten conocer el terreno para utilizarlo como elemento de construcción, bien sea directamente como material (en caminos, diques, canales, etc.), o como soporte de una estructura determinada (cimentaciones).

El Profesor Dr. Karl Von Terzaghi publicó en 1925 su teoría sobre mecánica de suelos, lo que ha dado lugar a la actual geotecnia.

Para Maurice Cassan (1982)

“La Mecánica del Suelo, que se llama con frecuencia “Geotecnia”, puede parecer en algunos casos como una rama de la geología aplicada, mientras que, en realidad, es una adaptación de un conjunto de teorías de la mecánica racional; elasticidad, plasticidad, hidráulica, por citar solo las principales.

Pero todas estas teorías no son aplicables más que a medios homogéneos y continuos, mientras que el suelo es, por naturaleza incluso, discontinuo, heterogéneo y anisótropo. Resulta, pues, que sólo se podría utilizar para los suelos que cumpliera estos postulados.”

Esto no quiere decir que no haga falta teoría, ni matemáticas, sino simplemente no hay que ver en un razonamiento matemático o en el resultado de un cálculo más que en un medio de apreciar el aspecto cualitativo de los fenómenos, y no siempre es razonable ni prudente dar demasiada importancia al rigor de las cifras.

### **3.2.2. ESTUDIO GEOTÉCNICO**

Este tipo de estudios se realizan para tener conocimiento de las características geológicas y geotécnicas del suelo y subsuelo en todos aquellos aspectos que interesen para el proyecto.

La finalidad de todo estudio geotécnico es dar recomendaciones suficientemente concretas que permitan saber las características de resistencia y de deformación del suelo, así como recomendaciones constructivas.

### **3.2.3. INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA**

La Instrumentación Geotécnica incluye todos los instrumentos utilizados para la medición en campo de parámetros relacionados con la geotécnica.

Dunnicliff, (1992) en su libro divide la instrumentación en dos categorías:

1. La Instrumentación para la determinación in situ de las propiedades de la roca o del suelo (resistencia, compresibilidad, permeabilidad, etc.); normalmente esto se utiliza en la fase de diseño de un proyecto.
2. La Instrumentación utilizada para el seguimiento de los resultados en la fase de construcción que lleva consigo las medidas in situ de esfuerzos totales, cargas, tensiones, deformaciones, presión de aguas subterráneas, etc.

En campo se debe de planificar con anterioridad cómo y dónde se hará el proceso de medición, con el fin de obtener correctamente la información. Adicionalmente, el operador debe poseer un previo entrenamiento con el instrumento a utilizar, ya que esto conlleva a que los resultados que se obtengan en el proceso de medición sean confiables.

### **3.2.4. MONITOREO EN CAMPO**

Se vuelve importante monitorear el comportamiento en campo debido a que en la Ingeniería de Suelos conocer las propiedades de la roca o el suelo donde se va a realizar la construcción es fundamental. Es por esto que se hacen pruebas en laboratorios y hasta en campo de muestras de suelos seleccionadas para obtener un amplio rango de posibles valores de sus propiedades. La base del diseño de un proyecto parte del buen juicio de su diseñador, el cual selecciona los valores adecuados de las propiedades del sitio o del terreno, dentro de estos rangos y con el avance de la construcción el comportamiento y condiciones del terreno son monitoreados y a la vez las decisiones tomadas por dicho diseñador son reevaluadas, no

obstante esto lleva a que se podría tomar nuevas decisiones que se adapten a las condiciones o cambios del terreno. (Dunnicliff, (1992))

Las mediciones y observaciones durante la construcción forman parte del proceso de diseño y ejecución de proyectos, y los instrumentos geotécnicos son herramientas que hacen posible el poder medir y observar.

Los instrumentos deben ser sencillos de manejar y leer, confiables y poseer una alta calidad. El costo de ellos raramente es un factor que afecte la selección del mismo a menos que su calidad sea muy bien especificada. Es fundamental saber que en ocasiones los instrumentos obtenidos a bajos costos pueden tener problemas, esto conllevan a un mal desempeño en campo. (Dunnicliff, (1992)).

### **3.3. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

El terreno soporte, la cimentación y la superestructura forman una sola unidad y, por tanto hay que considerarlos siempre un conjunto (Tschebotarioff, 1958). El estudio de la interacción entre estos tres elementos es de gran importancia debido a que cualquier deformación en el terreno afectará a la fundación, y a su vez a la superestructura que se apoye sobre ésta. La Interacción Suelo – Estructura puede definirse como las expresiones de compatibilidad que permitan encontrar un sistemas de reacciones que, aplicadas de forma simultaneas al suelo y a la cimentación de una estructura, produzcan los mismos desplazamientos y deformaciones en ambos elementos.

Los problemas relacionados a esta interacción son muy complejos. Por ello los avances en la Ingeniería de Cimientos han sido más lentos que los de la Ingeniería Estructural. Para el diseño de Fundaciones comúnmente se requiere de métodos de aproximación, los cuales muchas veces son diferentes a los utilizados en la Ingeniería Estructural, además de factores de seguridad mucho más elevados.

La dificultad en la distribución de esfuerzos en la masa de terreno reside principalmente en sus propiedades técnicas, debido a que la mayoría de los suelos son sistemas trifásicos, es decir, están compuestos de materiales sólidos, líquidos y gaseosos. Por ello uno de los objetivos en la determinación de las propiedades de esfuerzo – deformación de los suelos es el uso de estas propiedades mecánicas para estimar desplazamientos verticales y horizontales en la masa del suelo cuando este se somete a un incremento de esfuerzos (Zeevaert, 1980). Factores como la densidad del suelo, la proporción de agua y aire que llenan sus poros, el tiempo y la forma y aplicación de cargas sobre la estructura, influyen en el estudio de la función tensión – deformación del suelo.

El suelo donde se apoya la estructura de cimentación se debe suponer como un medio continuo, donde la acción ejercida en un punto tendrá influencia en otro punto de la misma masa. Por ello se hace uso de la Teoría de Elasticidad, o alguna de sus modificaciones, para el cálculo de los esfuerzos en el suelo. Como el suelo en realidad es elasto-plástico y viscoso, se deberán efectuar varios ciclos de cálculo para aumentar la precisión y así lograr la compatibilidad de las propiedades mecánicas de esfuerzo-deformación del suelo y del material que se utilizará en cálculos futuros.

Para hacer los cálculos correctos y la elección más adecuada de tipo de cimentación es necesario que el ingeniero también tome en cuenta otros factores como la estratigrafía de la zona, las condiciones hidráulicas, posibles cambios en el futuro de las mismas y fenómenos naturales como sismos y vientos de alta velocidad. Una vez analizados estos factores se deberán hacer hipótesis simples y conservadoras que permitan calcular las fuerzas que soportarán los cimientos y la posible respuesta del suelo al transmitirle dichas cargas. Se deberán conocer las propiedades de esfuerzo-deformación-tiempo en cada una de las capas del subsuelo hasta que no se vean afectados los cálculos relacionados con la interacción suelo estructura.

### **3.4. CIMENTACIONES**

Los cimientos son los elementos de enlace entre la estructura y el terreno cuya función es soportar las cargas que actúan sobre él (su peso propio, peso de la superestructura y cualquier otra fuerza que actúe sobre ella) distribuyéndola sobre el terreno de tal forma que no se produzcan tensiones excesivas que puedan causar la rotura de la masa de suelo, un notable basculamiento y asiento de la estructura.

Cuando la capa superficial del terreno es muy débil se debe profundizar la cimentación hasta alcanzar capas más resistentes. Según el tipo de suelo y estructura a construir esto se puede hacer:

- Por excavación a cielo abierto
- Por pilotes
- Por cajones hincados

Sin importar el tipo de cimentación a utilizar las cargas transmitidas al terreno siempre generarán tensiones y deformaciones en el mismo.

Así, para la elección del tipo de cimentación, debe tenerse en cuenta, por una parte, la estructura que soporta, y por otra, las características del terreno en que se sitúa, teniendo en cuenta que una vez alcanzado un nivel de seguridad adecuado para la misma, esta debe de ser lo más económica posible.

Además, se debe garantizar que la cimentación tenga una durabilidad adecuada, ya que al tratarse de estructuras enterradas, la detección de deficiencias así como las posibles medidas de actuación para corregir estas deficiencias resultan complicadas.

Se debe prevenir, por tanto, que la cimentación se vea afectada por la posible agresividad del terreno, así mismo, debe estar protegidas de las acciones físicas y a las

modificaciones naturales o artificiales del terreno (heladas, cambios de volumen, variaciones del nivel freático, excavaciones próximas, etc.).

### **3.5. CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES**

Las cimentaciones se clasifican en superficiales (zapatas y losas) y profundas (pilotes), entre ambos casos podríamos considerar una solución intermedia que serían los pozos de cimentación.

#### **3.5.1. Cimentaciones superficiales**

Cimentaciones adecuadas en zonas donde el terreno presenta en su superficie y en diferentes cotas cualidades adecuadas, es decir, en zonas próximas a la parte inferior de la estructura en donde se puedan establecer. Las cimentaciones superficiales se clasifican en zapatas y losas:

##### **3.5.1.1. Zapatas**

Es el tipo de cimentación superficial más común. Se emplean cuando el terreno alcanza a cotas poco profundas la resistencia adecuada en relación a las cargas a transmitir siendo el suelo lo suficientemente homogéneo como para que no sufran asientos diferenciales.

### **3.5.1.2. Losas**

Se emplean cuando las cargas transmitidas al terreno con respecto a la planta a cimentar son elevadas (grandes silos, depósitos elevados, etc.)

### **3.5.2. Cimentaciones profundas (pilotes)**

Los pilotes son elementos estructurales de fundación de tipo columnar, pueden ser cilíndricos, tronco-cónicos, prismáticos, en I, en H, entre otros. Se utilizan cuando el estrato superior del suelo tienen baja capacidad portante y se necesita transmitir las cargas a estratos fuertes más profundos, también son utilizados para resistir fuerzas horizontales, la cimentación con pilotes resisten por flexión dichas fuerzas mientras aun soportan las cargas verticales generadas por la superestructura. Son más costosos que las cimentaciones superficiales, sin embargo, son frecuentemente utilizados para garantizar la seguridad estructural. Cuando existen suelos expansivos y colapsables la cimentación con pilotes es una buena alternativa para evitar que la estructura sufra daños por la expansión y contracción del suelo siempre y cuando la longitud de los pilotes se extienda más allá de la zona activa. Los pilotes se clasifican:

#### **3.5.2.1. Según el material**

Los pilotes según el material del que están hechos pueden clasificarse en Pilotes de Acero, Pilotes de Concreto y Pilotes de Madera, en este trabajo solo se explicaran los de Acero y Concreto por ser los más utilizados en el país.

### **3.5.2.1.1. Pilotes de acero**

Los pilotes de acero por lo general son hechos con tubos o perfiles H laminados. Los pilotes de tubo son hincados en el suelo ya sea con sus extremos abiertos o cerrados. Las secciones de patín ancho y las secciones I de acero también se usan como pilotes; sin embargo, se prefieren los perfiles H porque los espesores de sus almas y patines son iguales. En los perfiles de patín ancho y de vigas I, los espesores del alma son menores que los espesores de los patines. En muchos casos, los pilotes a base de tubos son rellenados con concreto una vez que han sido hincados. (Das (2001), Fundamentos de Ingeniería Geotécnica).

La Figura N°3 muestra los empalmes por remaches o soldadura que se suelen realizar en los pilotes de acero, cuando es necesario.

- a. Empalme típico con soldadura para un pilote H.
- b. Empalme típico con soldadura para un pilote de tubo.
- c. Empalme de un pilote H por medio de remaches o pernos.
- d. Punta de hincado de placa plana de un pilote de tubo
- e. Punta de hincado cónica de un pilote de tubo.

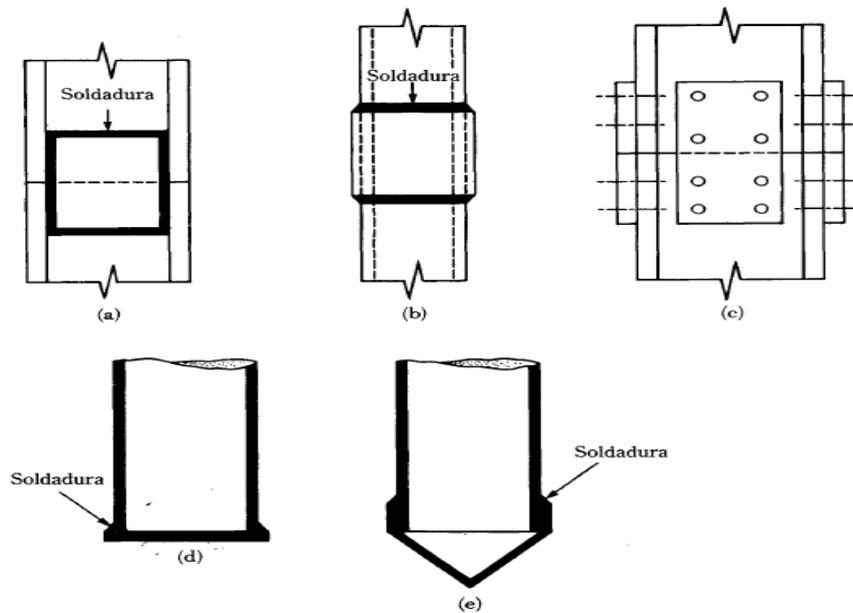


FIGURA N° 3

**Empalmes por remaches o soldadura que se suelen realizar en los pilotes de acero**  
(FUENTE: Fundamentos Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. (2001))

### 3.5.2.1.2. Pilotes de concreto

Podemos encontrar dos tipos de pilotes de concreto los prefabricados y los fundidos in situ. Los prefabricados se preparan usando concreto reforzado, se hace con refuerzo debido a que debe resistirlos esfuerzos producidos por el manejo y transporte así como el momento de flexión debido a cargas verticales y cargas laterales producidos durante y después del hincado.

Los pilotes prefabricados también son presforzados usando torones de presfuerzo de acero de alta resistencia, durante el colado estos torones son pretensados y se vierte el concreto alrededor de ellos. Después del curado los torones son cortados produciendo así una fuerza de compresión sobre la sección del pilote. (Das (2001), Fundamentos de Ingeniería Geotécnica).

Adicionalmente existen pilotes de tubos de concreto que se fabrican en tramos cortos, de 2 a 3 metros de largo, dejando perforaciones longitudinales en la pared del tubo. Para formar el pilote se unen los tramos por medio de cables de acero que pasan por las perforaciones y se post-tensan luego. (Perez y Carrillo (1981), Ingeniería de Fundaciones)

Los pilotes colados in situ se construyen haciendo un agujero en el terreno y llenándolo luego con concreto, se dividen en dos grandes grupos con ademe y sin ademe, en ambos casos tienen un pedestal en el fondo. Los pilotes con ademe o camisa pérdida se hacen hincando una funda de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro de la funda. Cuando el pilote alcanza la profundidad apropiada, el mandril se retira y la funda se llena con concreto. El pedestal es un bulbo de concreto expandido que se forma dejando caer un martillo sobre el concreto fresco. Los pilotes sin ademe o con camisa recuperable se hacen primero hincando la funda a la profundidad deseada y luego llenándola de concreto fresco; entonces, la funda se retira gradualmente. (Das (2001), Fundamentos de Ingeniería Geotécnica)

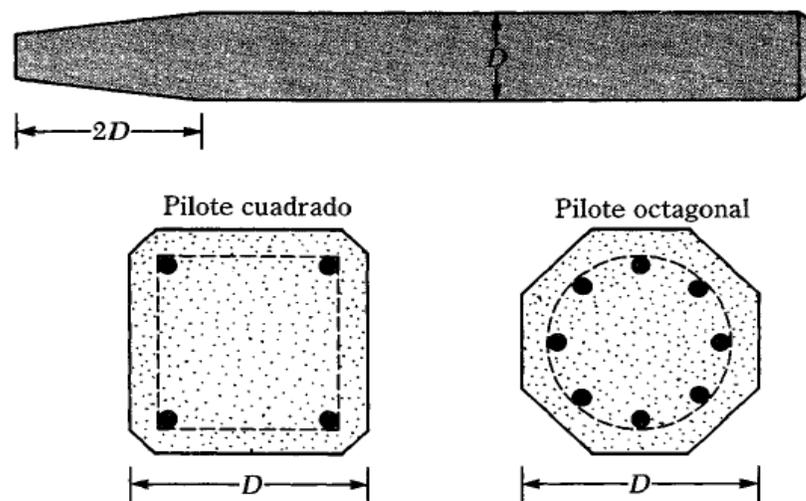


FIGURA N° 5

Pilotes prefabricados con refuerzo ordinario.

(FUENTE: Fundamentos Ingeniería Geotécnica, Braja M. Das. (2001))

### **3.5.2.2. Según la forma de colocación**

#### **3.5.2.2.1. Pre-formados**

Ya sea de madera, acero o prefabricados de concreto armado y pretensado los pilotes según la forma de colocación tenemos:

#### **3.5.2.2.2. Hincados**

Son pilotes que se usan como apoyos puntuales en cimentaciones de edificaciones sobre terrenos sin capacidad portante. La manera del hincado se hace con maquinaria pesada, esto se hace hasta alcanzar una capa con suficiente capacidad portante o al llegar a un estrato de rocas. Das (1999) indica que la mayoría de los pilotes son hincados en el terreno por medio de martillos o hincadores vibratorios. En circunstancias especiales, los pilotes también se insertan por chorro de agua a gran presión o barrenado parcial. Los tipos de martillos usados para el hincado de pilotes son (a) martillo de caída libre, (b) martillo de aire o vapor de acción simple, (c) martillo de aire o vapor de acción doble y diferencial y (d) martillo diésel. En el hincado, un capuchón o cabezal se conecta a la parte superior del pilote. Un cojinete es usado entre el pilote y el capuchón, con la finalidad de reducir la fuerza de impacto y repartirla sobre un tiempo más largo; sin embargo, su uso es opcional. Un cojinete se coloca sobre el capuchón del pilote. El martillo cae sobre el cojinete.

Recientemente se ha empezado a usar vibradores de alta frecuencia, los cuales son más eficaces, efectivos y no producen ruido en comparación a los martillos. Algunos de los equipos de hincados se muestran a continuación:

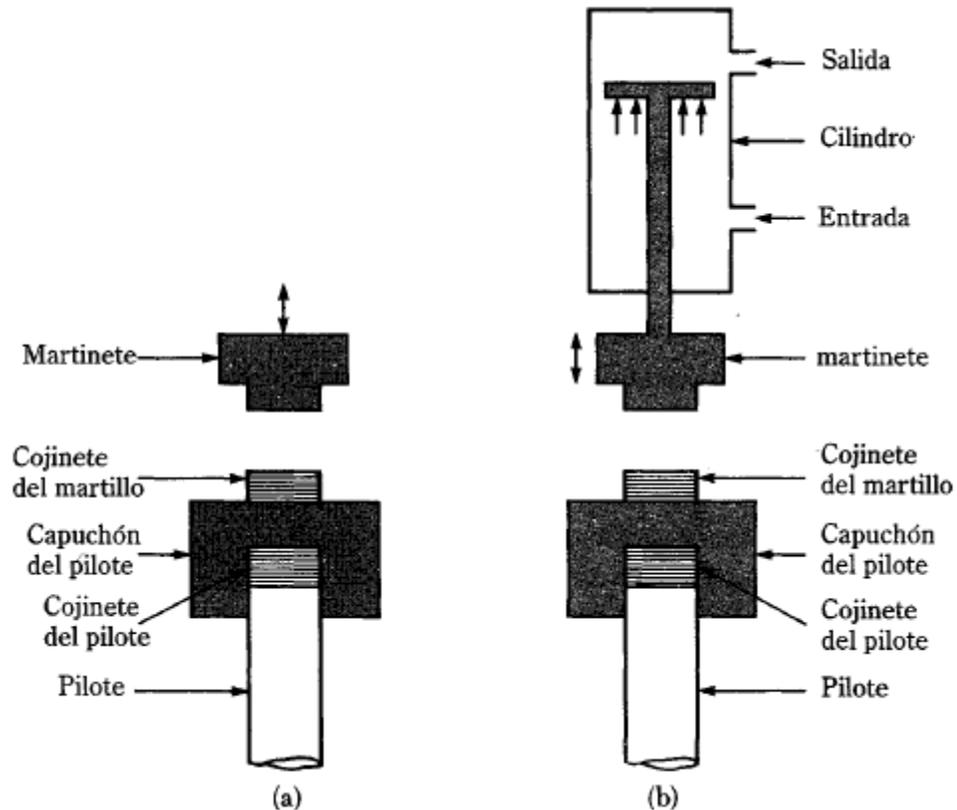


FIGURA N° 6

**Equipo de hincado de pilotes:**  
**(a) Martillo de caída libre (b) Martillo de aire o vapor de acción simple**  
**(FUENTE: Principio de Ingeniería de Cimentación, Braja M. Das (2001))**

### 3.5.2.2.3. Roscados

Es un sistema que mediante un cabezal de giro axial va penetrando en el suelo con una punta provista de un tornillo de Arquímedes (ver figura N° 7), el cual permite incrementar el área portante. En suelos considerados duros (resistentes), como las gravas y arenas se usan normalmente roscas con cuerpo cónico y hélices poco salientes mientras que en suelos blandos, los cuerpos son cilíndricos y muy salientes.



**FIGURA N° 7**

**Equipo de roscado del suelo**

**(FUENTE: [www.pilotesyobras.com](http://www.pilotesyobras.com))**



**FIGURA N° 8**

**Tornillo de Arquímedes**

**(FUENTE: [www.pilotesyobras.com](http://www.pilotesyobras.com))**

#### **3.5.2.2.4. Vaciados In Situ**

De concreto armado o sin armar, perforando previamente el terreno y rellenando luego la excavación realizada:

#### **3.5.2.2.5. Con tubos recuperables**

La colocación de tubos recuperables se hace perforando el terreno y colocando una camisa recuperable fuerte de gran espesor para contener las paredes de la perforación. En el proceso de hincado se coloca un tapón de piedra picada en su extremo inferior, el cual se martilla con una masa cilíndrica alargada de gran espesor. El tapón comienza a hincarse desde la superficie y el forro es arrastrado y va descendiendo; cuando el forro ha alcanzado la profundidad requerida se lo fija para que no baje más y se martilla el tapón para expulsarlo del forro. A continuación se vacía un cierto volumen de concreto y se compacta con el mismo martillo, lo cual produce la formación de una expansión en la base, o bulbo, de manera que la extremidad inferior del pilote tenga una base expandida de mayor diámetro que el fuste del pilote. Se continúa vaciando y compactando el concreto, al mismo tiempo que se va extrayendo el forro. (Pérez y Carrillo (1981) Ingeniería de Fundaciones).

Podemos encontrar también pilotes que no sean de bases expandidas utilizando el mismo proceso de hincado.

#### **3.5.2.2.6. Con tubos perdidos**

Se coloca una camisa de acero delgada que permite la protección exterior del pilote, una vez alcanzada la profundidad se vacía el concreto.

### **3.5.2.2.7. Perforados**

Este tipo de pilotes va penetrando en el suelo generando un desplazamiento al entrar en el terreno, produciendo una serie de perturbaciones en el mismo, es decir, desplazan la masa del suelo. Luego de hecha la perforación se vacía el concreto.

### **3.5.2.2.8. Excavados**

Se realiza un hueco en la tierra que puede ser de diferentes forma, a diferencia de los perforados no producen un desplazamiento considerable en el suelo.

## **3.5.2.3. Según la forma de trabajo**

### **3.5.2.3.1. Trabajando por punta**

Los pilotes trabajan por punta cuando se encuentran en un estrato poco capaz de resistir cargas, no obstante su altura alcanza un estrato resistente, de modo que su comportamiento es parecido al de una columna transmitiendo las cargas de la superestructura, directamente por compresión, al suelo firme.

### **3.5.2.3.2. Resistencia por fricción lateral**

Los pilotes trabajan por fricción cuando el suelo resistente se encuentra muy profundo, el pilote debe “flotar” en un estrato de gran espesor con escasa capacidad portante, de modo que las cargas transmitidas por la estructura son soportadas principalmente por fricción lateral o adherencia entre el suelo y las caras del pilote en toda la altura del fuste.

### 3.5.2.3.3. Por punta y fricción al mismo tiempo

En suelos intermedios, con una cierta capacidad portante, la resistencia total del pilote resulta la suma de la resistencia por punta y por fricción.

## 3.6. PRESIÓN LATERAL DE TIERRA

La presión lateral del suelo es muy importante ya sea que estemos trabajando con muros de retención, tablestacas, pilotes, etc.; debido a que su construcción y diseño depende mucho de los esfuerzos que se generan. Existe un estado de reposo, un estado activo y un estado pasivo en el suelo (Das, (1999)):

El de reposo es cuando el movimiento del elemento está restringido, es decir, no se está generando ningún movimiento (Das, (1999)) define éste como presión de la tierra en reposo. Ver Figura N° 9.

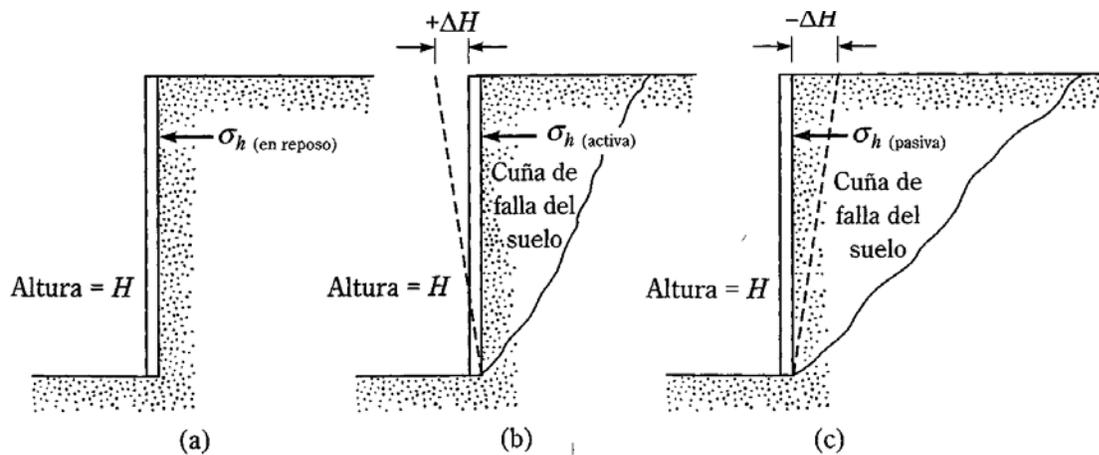
Normalmente el estado de reposo no se da y dependiendo de cómo sea el movimiento del elemento se producirán los otros dos estados.

Cuando dicho elemento se inclina respecto al suelo que se encuentra retenido quiere decir que la presión que se genera es activa. Ver Figura N° 9.

Por otra parte si el elemento empieza a empujar la masa de suelo nos encontramos que la presión de tierra es pasiva. Ver figura N° 9.

Por ejemplo, si se tiene un pilote ya sea que su manera de colocación haya sido perforado o excavado y se le sujeta a través de una guaya a un camión o grúa y se empieza a halar hacia atrás o hacia adelante, el pilote al moverse de la posición que estaba contra la tierra produce generalmente una presión pasiva o empuje pasivo cuando hablamos de interacción

suelo-estructuras, ahora el problema está en que el suelo para poder generar todo este empuje pasivo debe de deformarse mucho, condición por la cual se debe de tener cuidado ya que si la superestructura no soporta la deformación tan grande que está sufriendo el suelo la misma puede colapsar en algunos puntos. Vale destacar que también se produce empuje activo pero este necesita muy poca deformación del suelo.



- a. Presión de la tierra en reposo.
- b. Presión activa de la tierra.
- c. Presión pasiva de la tierra.

FIGURA N° 9

Presión lateral de tierra sobre un muro de retención

(FUENTE: Braja M. Das. (2001). Fundamentos Ingeniería Geotécnica)

### **3.7. INCLINÓMETRO**

El inclinómetro es un instrumento de alta precisión que mide ángulos de desviación respecto a la vertical. Su principal aplicación es el control de movimientos del terreno.

Para realizar las medidas hay que tener previamente instalada la tubería en el terreno para poder introducir el inclinómetro. Esta tubería posee cuatro carriles que sirve de guía para posicionar el torpedo.

Además del torpedo el inclinómetro consta de un cable de alta resistencia marcado cada 50 cm y de una central que recibe toda la señal del torpedo a través del cable, mostrando ésta central la inclinación en las unidades seleccionadas por el usuario y a su vez almacena los datos que recibe.

Para conocer los movimientos del terreno, se realiza una primera medición en la cual se toman varias lecturas tras la instalación del tubo. Estas lecturas iniciales marcan el punto de referencia para conocer desplazamientos posteriores. Como el torpedo mide la inclinación en dos ejes perpendiculares entre sí entonces de esta forma se conocen todos los desplazamientos horizontales del terreno. Ver Figura N°9.



**FIGURA N° 10**

**Inclinómetro**

### 3.8. SOFTWARE LPILE

LPILE es un software basado en procedimientos racionales que estudia un pilote perforado o bajo carga lateral. El programa calcula la deflexión, esfuerzo cortante, momento de flexión, y la respuesta del suelo con respecto a la profundidad en suelos no lineales, dicho programa tiene la capacidad de presentar los resultados con gráficas además posee una interfaz que le permite al usuario introducir los datos. Esto hace posible que se pueda comprobar automáticamente varias longitudes de pilotes con el fin de ayudar al usuario a generar un diseño de un pilote con una penetración óptima.

El comportamiento del suelo se modela con curvas p-y conocidas como curvas de transferencia horizontal la cual son curvas que representan el esfuerzo que se le aplica al suelo p contra la deformación y que en el sucede, estas curvas son generadas internamente por el programa de computadora siguiendo lo establecido para cada tipo de suelo pero a su vez y como opción los usuarios pueden introducir manualmente otras curva p-y.

También hay varios tipos de condiciones límites que pueden ser establecidas como parte del movimiento de la cabeza del pilote lo cual puede ser seleccionado, así como las propiedades del pilote pueden ser variadas en función de la profundidad. LPILE tiene la capacidad de calcular el momento último que puede resistir una sección de pilote y puede proporcionar información sobre el diseño para la disposición de barras de refuerzo. Opcionalmente el usuario puede hacer que el programa genere y tome en cuenta los valores no lineales de rigidez a la flexión (EI) que se generan internamente basado en unas dimensiones específicas del pilote, las propiedades del material y el comportamiento agrietado y/o sin fisuras del concreto.

### **3.8.1. Descripción LPILE**

Programa especial para los análisis de pilotes y perforaciones, cargados lateralmente, calcula la deflexión, esfuerzo cortante, momento flector y la respuesta del suelo en función a la profundidad en suelos no lineales.

El programa genera internamente curvas de transferencia de carga lateral (curvas p-y) para modelar las condiciones del terreno, adicionalmente el usuario puede introducir manualmente curvas p-y para una capa de suelo. De igual forma el programa contiene procedimientos especializados para el cálculo de curvas p-y para suelos estratificados.

LPILE permite:

- Seleccionar las condiciones de contorno para la cabeza del pilote.
- Introducir las propiedades del pilote en función a su longitud.
- Calcular la capacidad nominal del momento.
- Obtener información para el diseño de acero de refuerzo.
- Tomar en cuenta la rigidez a la flexión de secciones agrietadas y no agrietadas mientras se calcula la respuesta de un pilote.

### **3.8.2. Desarrollo cronológico del programa:**

#### **3.8.2.1. LPILE 1.9 (1986):**

LPILE 1.0 fue desarrollado para los primeros ordenadores personales IBM XT, inicio su distribución comercial en 1985 y finalizo en 1986. Aunque era similar a COM 624, que funcionaba principalmente en ordenadores centrales, el programa proporcionó un nuevo método de entrada interactiva de datos y solución de problemas.

El LPILE 1.0 fue desarrollado para el análisis de perforaciones y pilotes cargados lateralmente y tiene las siguientes características:

- El programa puede generar curvas p-y para arcillas blandas, arcillas duras saturadas, arcillas duras no saturadas y arenas.
- Se pueden introducir curvas p-y definidas por el usuario para capas seleccionadas.
- Cuatro condiciones de contorno para la cabeza del pilote estaban disponibles.
- Las cargas distribuidas pueden ser especificarse a cualquier profundidad del pilote.
- El usuario puede introducir los datos paso a paso a través de la entra interactiva.
- Se introdujo una opción para considerar las curvas de resistencia de punta.

#### **3.8.2.2. LPILE 2.0 (1987):**

La segunda versión introdujo mejoras en la representación gráfica, en el programa principalmente y en el editor de entrada.

#### **3.8.2.3. LPILE 3.0 (1989)**

Como el programa obtuvo una gran aceptación en el campo de la ingeniería en 1989 se introdujeron las siguientes mejoras:

- Menú desplegable, celdas de hojas de cálculo, comandos de ayuda en pantalla y gráfico de alta resolución.
- Nuevos criterios para curvas p-y de rocas y piedras calizas porosas.
- Opciones para modificar curvas p-y generadas internamente en condiciones especiales.

#### **3.8.2.4. LPILE 4.0 (Dos versiones, 1993)**

Las características incorporadas en esta versión son:

- Nuevos criterios para curvas p-y cuya fuerza es representada utilizando tanto cohesión como ángulo de fricción.
- Nuevos criterios para curvas p-y de arenas basadas en la recomendaciones de la American Petroleum Del Instituto API-RP2A (1987).
- Nuevos procedimientos para incluir los efectos de terrenos inclinados sobre las curvas p-y.
- Nuevas representaciones gráficas de cargas vs. deflexiones en la cabeza del pilote y cargas vs. momento flector máximo.

#### **3.8.2.5. LPILE Plus 1.0 (Dos versión, 1993)**

La nueva tecnología para fundaciones por pilotes requirió la incorporación de propiedades no lineales para la rigidez a la flexión del pilote durante el análisis de las desviaciones laterales.

Para el 1993 se desarrolló esta nueva versión que combina LPILE 4.0 con el programa STIFF, este último es un programa desarrollado en 1987 que permite obtener información acerca de la relación del momento aplicado con respecto a la rigidez a la flexión de un elemento estructural también calcula la rotura por flexión de una sección estructural específica. Esta combinación permite tomar en cuenta la rigidez a la flexión de las secciones agrietadas y no agrietadas por separado, obteniendo así una solución más razonable para la flexibilidad de un pilote bajo carga lateral.

### 3.9. MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

Jiménez y otros (1980), en su libro hacen referencia al Método de los Elementos Finitos (MEF) como el método más potente y más aplicado hoy dentro del cálculo numérico en Geotecnia. Este método permite estudiar cualquier caso real de interacción suelo–estructura mediante una representación matemática donde el elemento en estudio es subdividido partes más pequeñas unidas por nudos. Como todo método numérico no es exacto con el mismo se busca obtener resultados lo más semejantes posible a la respuesta real. Una de las ventajas del método de los elementos finitos sobre otros métodos numéricos es su fácil comprensión por parte de los técnico con un poco de intuición el método resulta obvio y simple.

La primera idea básica del método es la división del dominio del problema en trozos pequeños de forma sencilla (triángulos, rectángulos, cuadriláteros, etc.). La segunda idea es postular «a priori» la forma de la solución dentro de uno de los elementos. (Jiménez y otros (1980))

El autor indica que este segundo paso es de gran importancia ya que una vez postuladas las funciones dentro del elemento obtendremos unos coeficientes indeterminados los cuales son los valores de la solución en los vértices de la figura. Esta es la única peculiaridad del método, la forma de la solución puede ser cualquiera pero los coeficientes que la describen han de ser valores de la variable buscada en los nudos del elemento.

Una de las formas seleccionadas para aplicar el MEF es el C.T.S (Constant Strain Triangle), como su nombre lo indica es un triángulo, el cual nos permite obtener tres funciones lineales, en el caso de tener solo tres nudos (uno en cada vértice), los desplazamientos dentro de esta figura serán lineales y la deformaciones unitarias y constantes. Si se requiere de más precisión se pueden utilizar funciones cuadráticas pero para ello necesitamos definir más nudos en el triángulo (puntos medios de los lados), este elemento de 6 nudos es conocido como L.S.T (Linear Strain Triangle). Otra de las figuras y quizás la más usada en la geotecnia es el cuadrilátero de cinco nudos (QFIVE), el quinto nudo se ubica en el

centro de la figura, las funciones obtenidas son incompletas de segundo grado. (Jiménez y otros (1980))

Una vez postulada la forma de la solución en un elemento el tercer paso, lógicamente, es establecer las condiciones que tales funciones han de cumplir para que se aproxime lo más posible a la solución real de nuestro problema. Entre las variables del problema a resolver tenemos: el desplazamiento, la deformación unitaria, la tensión y por último una variable generalmente desconocida, la presión. (Jiménez y otros (1980))

En algunos nudos se conocerán la fuerza actuante sobre él, su desplazamiento o una relación de ambos, al aplicar estas condiciones de contorno se podrá completar el sistema de ecuaciones, en todos los nudos se conocerán las fuerzas nodales o los desplazamientos. Una vez obtenidas las ecuaciones lineales se procederá a darle solución a las mismas, para ello se pueden aplicar métodos directos o métodos iterativos. Los métodos directos busca de una vez la solución satisfaciendo todas las ecuaciones mientras que el método iterativo se plantea vector solución (valor semilla) y en base al error se establece un proceso de iteración que nos permitirá obtener la solución correcta. El método directo más utilizado en la Geotecnia es el de Gauss ya que es el más simple conceptualmente y difícilmente aventajado por ningún otro método. (Jiménez y otros, (1980)). En la actualidad la solución de este tipo de problemas es mucho más sencillo gracias el uso de los ordenadores.

Con la finalidad de cumplir con la mayoría de los objetivos planteados es necesario cambiar el enfoque de la tesis, es decir, con la información obtenida en campo del caso documentado se procedió realizar un ajuste de parámetros, utilizando el programa LPILE, con la finalidad de determinar las características del suelo que se asemejen más a las condiciones reales.

### 3.10. MÉTODO DE REESE

Pedro A. Arrúa y Gonzalo M. Aiassa, Revista EIA, (Julio, 2009):

Matlock y Reese (1960) calculan la deflexión, momento flector y esfuerzo de corte a lo largo del pilote mediante la solución de la ecuación:

$$\frac{d^4y}{dx^4} + \frac{k_h y}{EI} = 0$$

#### **Ecuación 1**

Donde

y = deflexión

$k_h$  = módulo de reacción horizontal del suelo

I = momento de inercia de la sección del pilote

E = módulo de elasticidad del material que constituye el pilote.

Para pilotes flexibles, los autores introducen un factor de rigidez relativa suelo-pilote T empleado para calcular las deflexiones en suelos arenosos o arcillosos a partir de ecuaciones que incluyen coeficientes adimensionales. Para carga lateral y momento aplicado en la cabeza del pilote, la ecuación (1) se escribe respectivamente como:

$$\frac{d^4A}{dz^4} + \phi_{(z)}A = 0$$

#### **Ecuación 2**

$$\frac{d^4B}{dz^4} + \phi_{(z)}B = 0$$

#### **Ecuación 3**

Donde  $z$ =variable intermedia,  $f(z)$ =función que depende del tipo de suelo, A y B son coeficientes adimensionales. Para la deflexión, el momento flector, el esfuerzo de corte y la presión lateral del suelo a lo largo del pilote la formulación permite establecer los coeficientes  $A_y$ ,  $B_y$ ,  $A_s$ ,  $B_s$ ,  $A_m$ ,  $B_m$ ,  $A_V$ ,  $B_V$ ,  $A_p$ ,  $B_p$ , empleados para el cálculo y obtenidos con la solución de las ecuaciones (2) y (3).

Para el cómputo de deflexiones en pilotes sometidos a solicitaciones horizontales, se requiere una clasificación de comportamiento global (pilote rígido o flexible) (Prakash y Sharma, 1990). Para esto se emplea un coeficiente T obtenido mediante la relación entre la rigidez flexural del pilote y la rigidez del suelo (ecuación (4)). La rigidez a deformaciones transversales del pilote se obtiene mediante el producto entre el módulo de elasticidad y el momento de inercia, EI, mientras que la rigidez del suelo es un parámetro geotécnico caracterizado por el módulo de elasticidad del suelo  $E_s$  o el módulo transversal de corte  $G_s$ .

$$T = \sqrt[4]{\frac{EI}{E_s}}$$

**Ecuación 4**

En el rango elástico (pequeñas deformaciones) es suficiente conocer  $E_s$  y  $G_s$ , para los cuales, por lo general, no se considera su variación en profundidad. Cuando se pretende evaluar el comportamiento del pilote en el rango no lineal, estos parámetros son insuficientes y se recurre al módulo de reacción lateral  $k_h$  definido como el cociente entre la presión desarrollada por el suelo  $p$  ante la aplicación de la carga y la deflexión producida y (Shen y Teh, 1990).

$$k_h = \frac{p}{y}$$

#### Ecuación 5

Las solicitaciones aplicadas sobre la cabeza del pilote provocan desplazamientos laterales que disminuyen en profundidad, debido a la transferencia de carga al suelo. Este escenario se representa por curvas p-y (figura 11). Por otro lado, el suelo puede tener diferente rigidez en profundidad. Por ejemplo, se acepta que los suelos granulares poseen un incremento del módulo de reacción horizontal proporcional a la profundidad, caracterizado por el coeficiente de reacción horizontal  $n_h$ . En este caso la relación entre rigidez suelo-pilote se establece como:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

#### Ecuación 6

En suelos netamente cohesivos el módulo de reacción horizontal se suele considerar constante en profundidad y, por lo tanto, no existe relación funcional entre el módulo  $k_h$  y la profundidad  $x$ . De este modo  $E_s = k_h$  en la ecuación (4).

En suelos limosos la determinación de la ley de variación de  $k_h$  está ligada a los parámetros resistentes, los límites de plasticidad y condiciones generales del suelo, como el contenido de humedad, el peso unitario seco y los niveles de cementación.

Para el uso del método de Matlock y Reese es necesario establecer variaciones del módulo de reacción horizontal en profundidad que permitan realizar un análisis dimensional

cerrado. De esta manera, las curvas de carga-deflexión pueden obtenerse considerando variaciones del módulo de reacción lateral  $k_h$  en profundidad intermedias al comportamiento constante y lineal utilizado generalmente para arcillas o arenas en la formulación de curvas p-y.

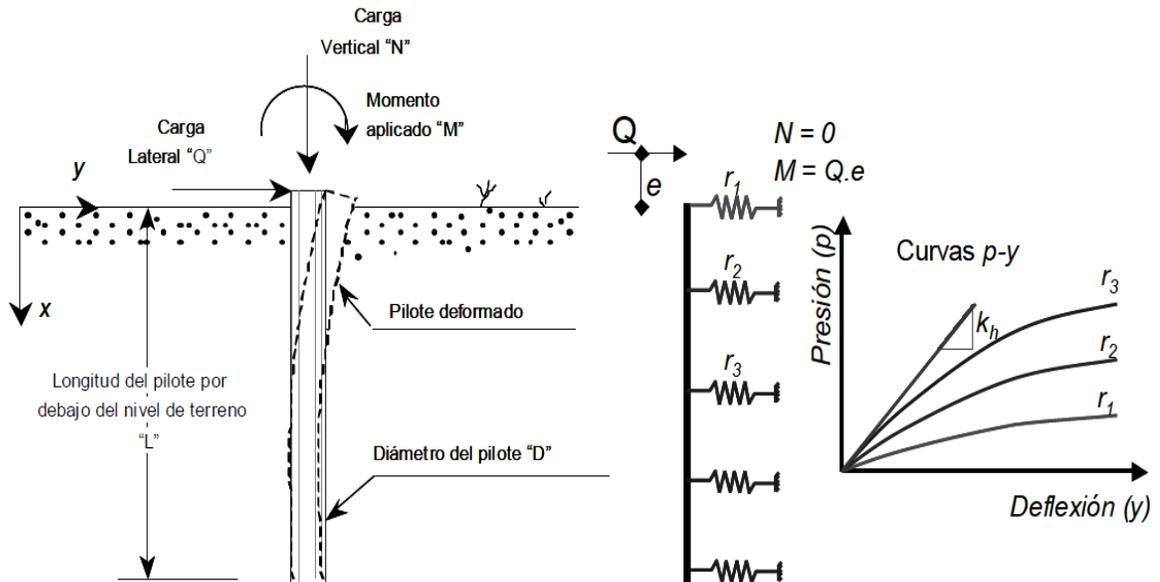


FIGURA N° 11

Pilote sometido a carga vertical, lateral y momento con cabezal libre

### 3.11. CURVAS p-y

Sergio Urrego M., (2009):

El método p-y es el método más popular en la actualidad, porque sintetiza los ensayos de carga en el campo con ensayos de laboratorio. El primer antecedente de este método se atribuye al trabajo publicado por McClelland y Focht (1956), en él se analizan los resultados de un ensayo a gran escala de una pila de 25 m de largo realizado por The Texas Agricultural

and Mechanical Research Foundation. Se determinó que independientemente de la profundidad (confinamiento) la relación esfuerzo-deformación ( $p$  vs  $y$ ) en el pilote estaba relacionada con el módulo secante de la curva esfuerzo-deformación obtenida en laboratorio por una constante:

$$k_h = 11 * \left( \frac{\Delta\sigma}{\varepsilon} \right)_x$$

### Ecuación 7

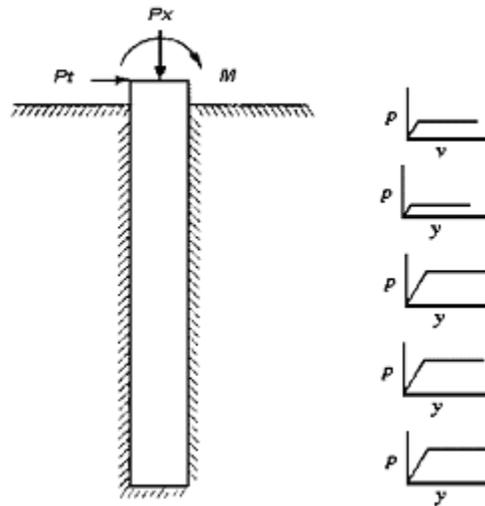
Dónde:

$(k_h)_x$  : Módulo de reacción lateral o pendiente de la curva  $p$ - $y$  para una profundidad  $x$ .

$\Delta\sigma, \varepsilon$  : Esfuerzo desviador y deformación unitaria para la profundidad  $x$ .

Esta fue la primera versión de una curva  $p$ - $y$ , ya que esta ecuación permite calcular  $k_h$  a una profundidad  $x$ . Basados en este procedimiento Reese y Matlock sugieren una modificación a modelo de Winckler, representando la reacción del suelo con parámetros  $k_h$  distintos y no lineales (Fig. N°11), es decir, proponen la determinación de curvas  $p$ - $y$  a diferentes profundidades para tener en cuenta:

- La variación de  $k_h$  con la profundidad
- La variación de  $k_h$  para perfiles interestratificados
- La no linealidad
- La plastificación del suelo



**FIGURA N° 12**

**Modelo mecánico de Reese**

Las curvas  $p$ - $y$  propuestas solo consideran situaciones de carga estática y de corta duración y eventualmente carga cíclica. Para otros tipos de carga tales como, cargas sostenidas o sísmicas los métodos se encuentran aún en etapa de desarrollo. Las curvas  $p$ - $y$  de Reese y Matlock fueron desarrolladas para representar algunas condiciones particulares de carga fundamentalmente en suelos sedimentarios: arcillas, arenas y roca. De esta forma, las curvas  $p$ - $y$  desarrolladas por Reese y Matlock sólo requieren parámetros tales como la resistencia al corte no drenada, densidades relativas y relaciones esfuerzo deformación de ensayos triaxiales CU. Sin embargo, numerosas publicaciones han demostrado la marcada influencia en las curvas  $p$ - $y$  de parámetros tales como el origen.

**Capítulo 4 MARCO METODOLÓGICO**

#### **4.1. MODALIDAD DE INVESTIGACIÓN**

El presente Trabajo Especial de Grado se basó en una investigación de tipo Documental debido que se aumentó y profundizó el conocimiento de su naturaleza, apoyándose principalmente en trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales y electrónicos que permiten la integración, organización y evaluación teórica y empírica existente sobre Pilotes Cargados Lateralmente.

#### **4.2. DESCRIPCIÓN DEL CASO DOCUMENTADO**

El caso a estudiar es un caso real de varios pilotes que se encuentran en la base de un muro de contención. El suelo que retiene dicho muro posee una geomalla para reforzar el talud (ver Figura N°12). La ubicación del lugar a estudiar es en la Ciudad de Caracas, específicamente en la Urbanización Lomas de San Román, Conjunto Residencial Los Peñascales. Las mediciones realizadas en campo en este caso documentado se hicieron usando un inclinómetro. Dicho aparato permite saber la deflexión producida por el pilote a lo largo de su longitud. La manera de colocación fue amarrando una tubería de PVC de diámetro 2” al suncho del pilote para que una vez vaciado el pilote se pueda realizar la toma de datos correspondientes.

Las mediciones se realizaron una vez por semana desde el 16/09/2010 hasta el 02/02/2011.

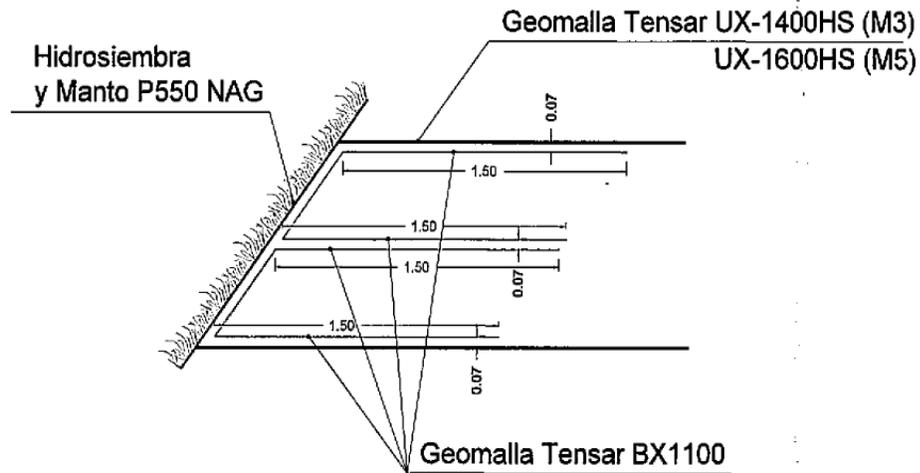


FIGURA N° 13

Sección transversal talud reforzado con geomallas

#### 4.2.1. Descripción del tipo de suelo

No se cuenta con información del subsuelo. Sin embargo, dadas las condiciones geológicas de la zona y según la información suministrada por la empresa que construyó los pilotes, se presume que el suelo está dividido primero por un suelo residual luego una roca fracturada y posteriormente a una roca menos fracturada. Ver Figura N°13.

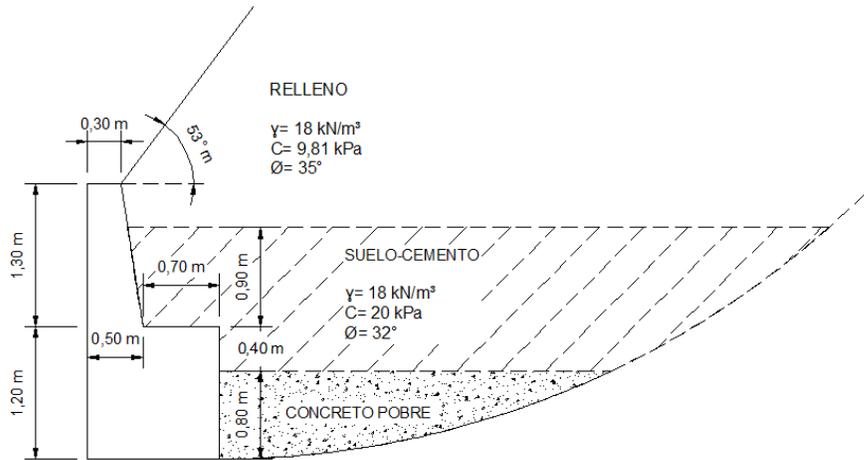


**FIGURA N° 14**

**Formación geológica, Conjunto Residencial Los Peñascales**

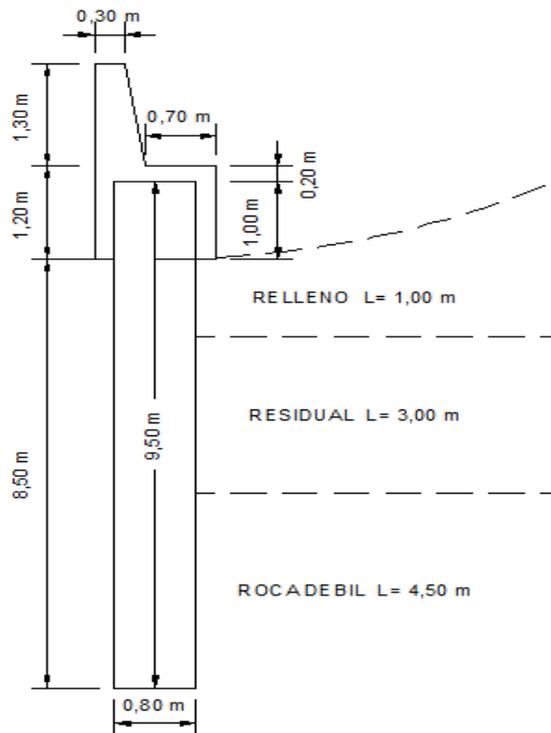
#### **4.2.2. Descripción del pilote**

El pilote a estudiar se encuentra enterrado 1mts en el cabezal de un muro de contención. Dicho muro y pilote se representan en la Figura N°14 y Figura N°15.



**FIGURA N° 15**

**Detalle del Muro, Conjunto Residencial Los Peñascales**



**FIGURA N° 16**

**Muro y Pilote, Conjunto Residencial Los Peñascales**

### **4.3. CONSIDERACIONES ESPECIALES**

Es importante destacar que durante el desarrollo del trabajo sucedió que se disponía de la información sobre la instrumentación de un muro (información imprescindible para desarrollar el Trabajo Especial de Grado), más no con el estudio geotécnico completo.

Debido a lo anterior, y con la finalidad de cumplir con la mayoría de los objetivos planteados, surgió la necesidad de modificar el enfoque del Trabajo Especial de Grado, por lo cual se procedió a realizar un análisis ajustando parámetros del suelo, utilizando el programa LPILE, con la finalidad de determinar las características del terreno que se asemejen más a las condiciones reales; pero se consideró inapropiado realizar los análisis con el Método de los Elementos Finitos.

Esta decisión se tomó porque, al no disponer del estudio geotécnico completo, no sería útil evaluar esta metodología, ya que no se llegaría a resultados concluyentes.

### **4.4. PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE COULOMB**

Los cálculos de la presión activa de tierra de Coulomb se aplicaron para hallar la fuerza vertical sobre el muro debido a que Coulomb considera la fricción con el muro.

### **4.5. DISTRIBUCIÓN DE EMPUJES MANUAL NAVFAC**

La distribución de empujes laterales sobre un pilote fue estudiada según lo estipulado en el Manual NAVFAC (1986). Esta metodología se utilizó para el cálculo de la fuerza lateral sobre el pilote.

## **4.6. AJUSTE DE PARAMETROS**

Puesto que no se contaba con un estudio de suelos para el terreno estudiado, a fin de estimar las características reales del suelo a introducir en el programa LPILE, se llevó a cabo un ajuste de los mismos. Para ello, se tomó como punto de partida la deflexión medida en campo y los criterios utilizados para el diseño del pilote (información transmitida por la empresa que proporcionó las mediciones de campo), llamando al mismo Análisis 1 (Condiciones Originales). Posteriormente, se procedió a ajustar los parámetros recomendados por el software (valor “k”) y por último, al ver que las características del suelo tomadas para el diseño del pilote eran muy conservadoras y que el valor “k” no influía de forma significativa en los resultados obtenidos, se procedió a realizar un retrocálculo para aproximar los resultados arrojados por el programa a las condiciones medidas en campo.

### **4.6.1. Ajuste de la constante “k”**

Como se mencionó anteriormente, una vez introducidos en el programa los parámetros del suelo utilizados para el diseño del pilote, se procedió a ajustar los valores de “k” (constante del resorte) utilizados por el programa en la ecuación  $E_s = k \cdot x$ . Dicha constante está en unidades de fuerza sobre longitud cúbica y depende del tipo de suelo y de la carga ejercida sobre el pilote. Estos valores fueron tomados de la TABLA N°6.

Según la tabla anterior, entre mayor es el valor de “k”, mayor es la resistencia del suelo a la deformación. Una vez introducidos los valores de las constantes para cada capa de suelo, se obtuvo una deflexión diez veces mayor a la medida en campo. Por lo anterior, se decidió hacer un segundo análisis aumentando los valores de k al doble, con el fin de observar que tanto influía el valor de k en los cálculos del programa. Dicho análisis mostró una disminución poco significativa en las deflexiones calculadas con el programa, por lo cual se procedió a modificar los parámetros del suelo.

#### 4.6.2. Ajuste de parámetros del suelo

Al observar que utilizando los criterios de diseño del pilote el programa arrojaba una deflexión mucho mayor a la realmente medida, se procedió a modificar las condiciones del suelo. Así, se variaron parámetros del suelo tales como (peso unitario),  $\phi$  (ángulo de fricción),  $c$  (cohesión),  $E$  (módulo de deformación) entre otros. Todas estas modificaciones se realizaron con la finalidad de realizar un ajuste de parámetros, con el cual se estimaron los parámetros del suelo que, según la estratigrafía arriba mencionada, generarían resultados en el modelo (con el programa) similares a los observados en campo. Esto permitió observar que los criterios de diseño del proyectista resultan ser conservadores.

## Capítulo 5 CÁLCULOS Y RESULTADOS

### 5.1. Cálculo de la fuerza vertical sobre el muro

El cálculo de la fuerza vertical sobre el muro se hizo usando la teoría de la presión activa de Coulomb. Con esta metodología se obtiene una estimación gruesa de dicha componente vertical.

Además será considerada una sobrecarga motivado a que la teoría de coulomb solo puede ser utilizada para ángulos del terreno menores  $25^\circ$  ya que si los ángulos son mayores a este entonces los coeficientes de presión activa de la tierra ( $K_a$ ) empiezan a dar valores negativos. Es importante destacar que el muro posee una geomalla que permite que los ángulos de los taludes sean mayores a  $45^\circ$ .

$$K_a = \frac{\text{sen}^2 (\beta + \emptyset)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\emptyset + \delta) \text{sen}(\emptyset + \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

**Ecuación 8**

**Coefficiente de Presión Activa de la tierra**

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

**Ecuación 9**

**Empujes Activos**

$$P_v = P_a \text{sen} \left( 8,75 + \frac{2}{3} \emptyset \right)$$

**Ecuación 10**

**Componente vertical de las fuerzas activas**

**Tabla 1 Propiedades del suelo**

A	0
B	81,25°
$\emptyset_1$	35°
$\emptyset_2$	32°
$\delta = (2/3) \emptyset$	23,33°
$\gamma$ (Kn/m <sup>3</sup> )	18
C (kpa)	20

**Cálculos coeficiente de presión activa de la tierra:**

$$K_{a_1} = \frac{\text{sen}^2(81,25 + 35)}{\text{sen}^2(81,25)\text{sen}(81,25 - 23,33) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(35 + 23,33)\text{sen}(35 + 0)}{\text{sen}(81,25 - 23,33)\text{sen}(0 + 81,25)}} \right]^2} = 0,3125$$

$$K_{a_2} = \frac{\text{sen}^2(81,25 + 32)}{\text{sen}^2(81,25)\text{sen}(81,25 - 23,33) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(35 + 23,33)\text{sen}(35 + 0)}{\text{sen}(81,25 - 23,33)\text{sen}(0 + 81,25)}} \right]^2} = 0,3442$$

**Empujes activos:**

$$P_{a_1} = \frac{1}{2}(18)(0,40)^2(0,3124) = 0,4500 \text{ kN/m}$$

$$P_{a_2} = \frac{1}{2}(18)(1,30)^2(0,3436) = 5,2352 \text{ kN/m}$$

$$P_{v_1} = (0,4500)\text{sen}\left(8,75 + \frac{2}{3}(35)\right) = 0,2390 \text{ kN/m}$$

$$P_{v_2} = (5,2352)\text{sen}\left(8,75 + \frac{2}{3}(32)\right) = 2,6242 \text{ kN/m}$$

**Tabla 2 Peso del muro**

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Peso por unidad de longitud (kN/m)
A	(0,30)(1,30) = 0,39	(0,39)(25) = 9,75
B	$\frac{(1,30)(0,20)}{2} = 0,13$	(0,13)(25) = 3,25
C	(1,20)(1,20) = 36	(36)(25) = 36
Σ	-	49

**Sobrecarga:**

$$W_{sv} = \frac{(4,48)(5,41)(18)}{2} = 218,131 \text{ kN/m}$$

$$W_{sh} = (218,13)(0,3124) = 68,166 \text{ kN/m}$$

**Fuerza vertical resultante:**

$$\sum F_v = 269,994 \text{ kN/m}$$

## 5.2. Cálculo empujes lateral, Manual NAVFAC

Este método se utilizó para estimar el empuje lateral sobre el pilote, tomando como parte del pilote al muro de contención, este último es como una extensión del pilote trabajando ambos como un solo elemento, es decir, todas las cargas generadas sobre el muro son transferidas al pilote. Según el Manual NAVFAC la ley de empujes máximos sobre los pilotes es función exclusiva del terreno en que se insertan y se define por la siguiente expresión:

$$\sigma_L = k_q + c' * k_c$$

**Ecuación 11**

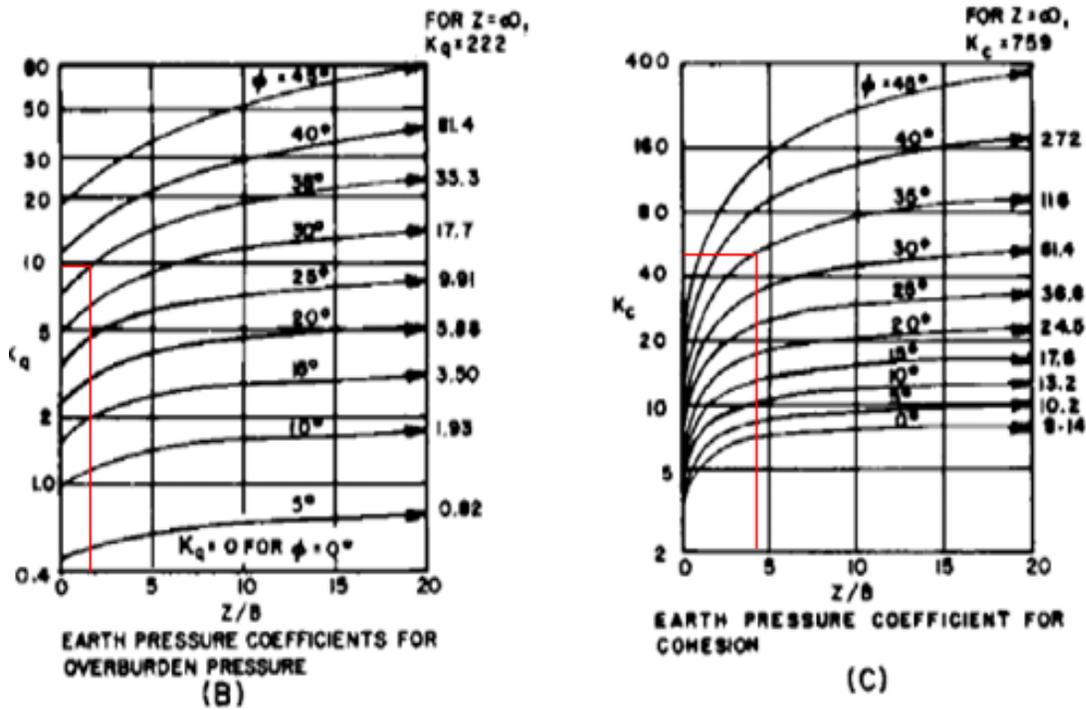
Dónde:

$\sigma_L$  = Tensión horizontal sobre el pasador a la profundidad L

$\sigma_C$  = Tensión vertical efectiva a la profundidad L

$c'$  = Cohesión efectiva del terreno

$k_q$  y  $k_c$  = Coeficientes de empujes dependientes de la profundidad, del ancho del pilote y del ángulo de rozamiento interno del terreno



**FIGURA N° 17**

**(B) Coeficientes de empuje de presión de sobrecarga**

**(C) Coeficientes de empuje para la cohesión**

**FUENTE:** Soil Mechanics Design Manual 7.01. Manual NAVFAC, 1986.

**Tabla 3 Cálculo de los esfuerzos laterales y verticales**

Profundidad (m)	z/b	K <sub>q</sub>	K <sub>c</sub>	σ <sub>v</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>L</sub> (KN/m)
0	0	7.5	14	0	137.34
0.5	0.625	8	15	9	219.15
1	1.25	10	35	18	523.35
1.5	1.875	11	37	27	659.97
2	2.5	12	39	36	814.59
2.5	3.125	13	40	45	977.40

**Tabla 4 Cálculo de la ubicación de la fuerza lateral resultante**

Rango (m)	Resultante (KN/m)	Z (m)	fZ (KN-m)
0-0,5	89.123	0.250	22.281
0,5-1	185.625	0.750	139.219
1-1,5	295.830	1.250	369.788
1,5-2	368.640	1.750	645.120
2-2,5	447.998	2.250	1007.994
Σ	1387.215	-	2184.401

**Nota:** valores en función del diámetro.

Z(resultante) (m)	0.635
-------------------	-------

**Cálculo de la fuerza lateral resultante:**

$$\sum F_h = 795 \text{ kN/m}$$

**Cálculo del momento resultante:**

$$M = 795 \times (2,50 - 0,64) = 1480$$

$$\sum M = 1480 \text{ kN} - \text{m/m}$$

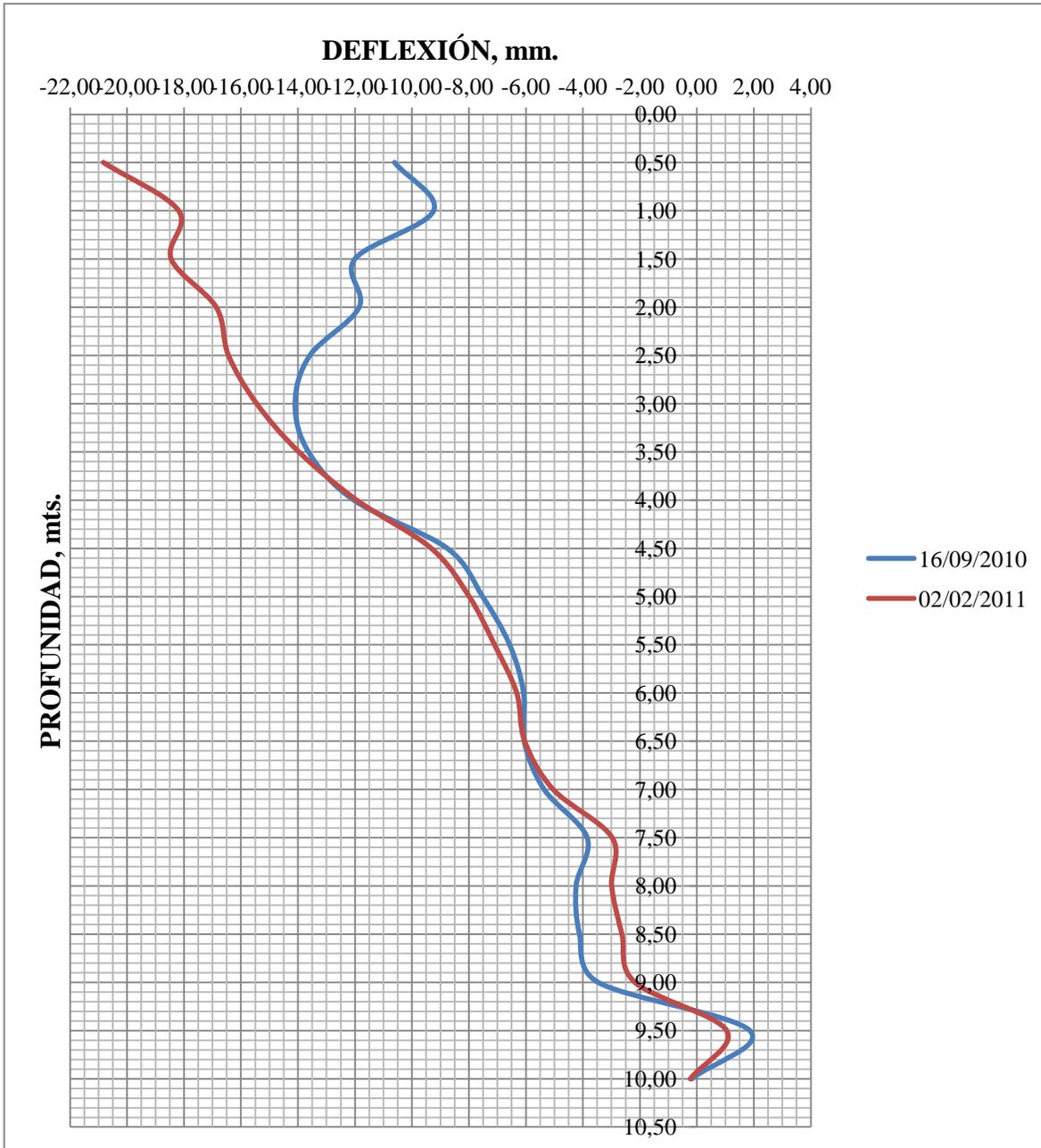
### 5.3. Mediciones realizadas en campo (MRC)

Las mediciones en campo como, ya se mencionó, fueron hechas usando un inclinómetro. Dichas mediciones fueron realizadas una vez por semana y se tomará como referencia para el estudio la primera y la última medición, es decir, la del 16/09/2010 y la del 02/02/2011 a una profundidad de 1,50 mts (ver TABLA N°5), a pesar de que el contacto pilote-cabezal es a un 1,00 mts. Las mediciones fueron hechas a la profundidad antes mencionadas debido al sistema de instalación o colocación de la tubería de PVC.

**Tabla 5 Mediciones hechas en campo**

Profundidad	16/09/2010	02/02/2011	Deflexión
-------------	------------	------------	-----------

0.50	-10.61	-20.83	10.22
1.00	-9.24	-18.19	8.95
1.50	-12.00	-18.45	6.45
2.00	-11.85	-16.87	5.02
2.50	-13.58	-16.44	2.86
3.00	-14.10	-15.45	1.35
3.50	-13.63	-13.97	0.34
4.00	-12.04	-11.94	-0.10
4.50	-8.76	-9.32	0.56
5.00	-7.52	-7.99	0.47
5.50	-6.57	-7.1	0.53
6.00	-6.08	-6.32	0.24
6.50	-6.06	-6.04	-0.02
7.00	-5.36	-5.04	-0.32
7.50	-3.85	-2.97	-0.88
8.00	-4.24	-2.99	-1.25
8.50	-4.12	-2.63	-1.49
9.00	-3.46	-2.17	-1.29
9.50	1.86	1.05	0.81
10.00	-0.18	-0.23	0.05



**FIGURA N° 18**

**Deflexiones mediadas en campo, Residencia Los Peñascales.**

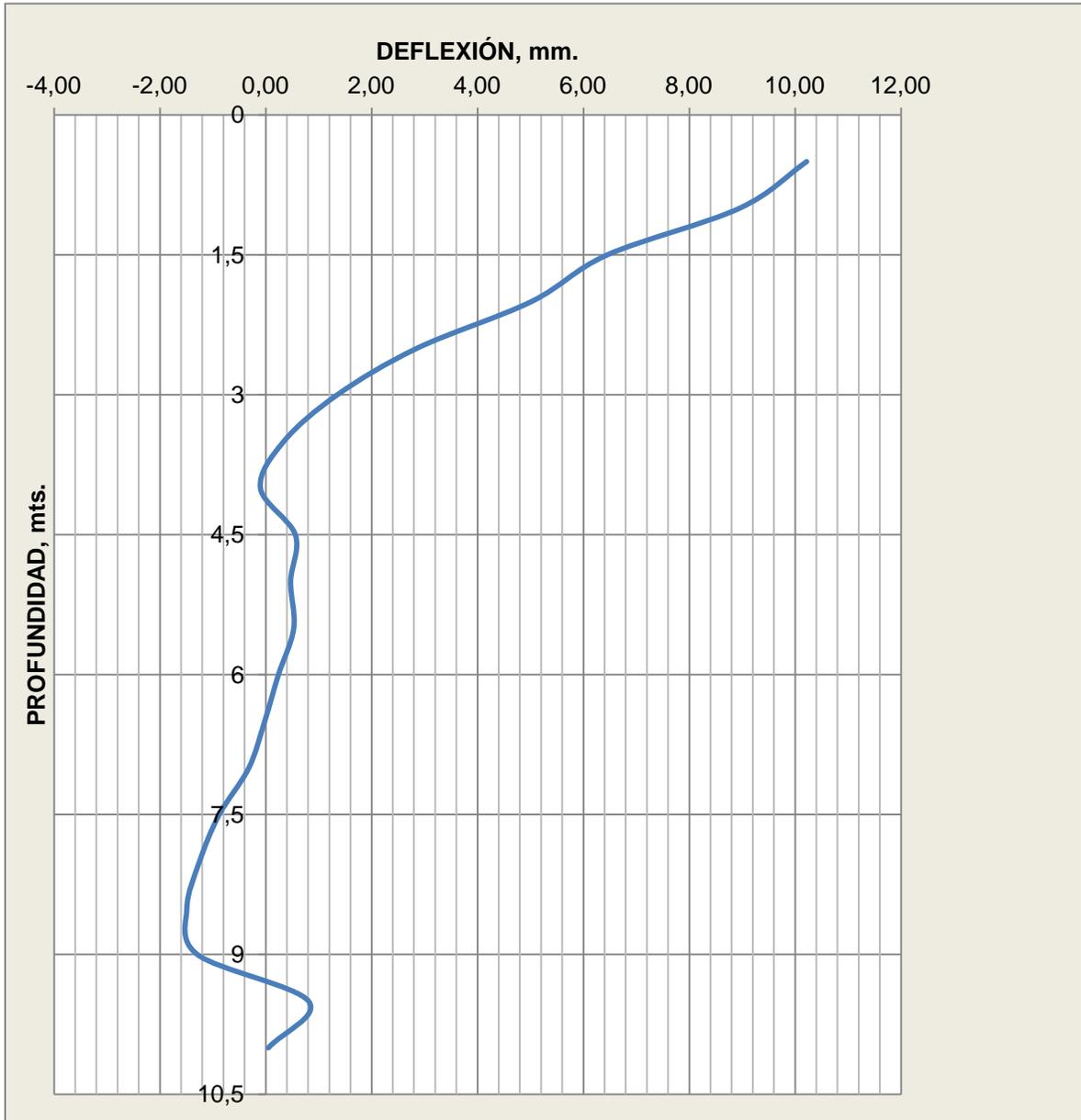


FIGURA N° 19

Deflexión medida en campo

#### 5.4. Análisis N°1: Condiciones originales del suelo. (COS1)

Este primer análisis se inició introduciendo en el programa LPILE las condiciones con las cuales fue diseñado el pilote para carga axial. Vale destacar que se seleccionó la opción de cabezal fijo debido a que el pilote, como ya se indicó, está empotrado en el muro.

De la TABLA N°6 se toman los valores del factor k (constante del resorte).

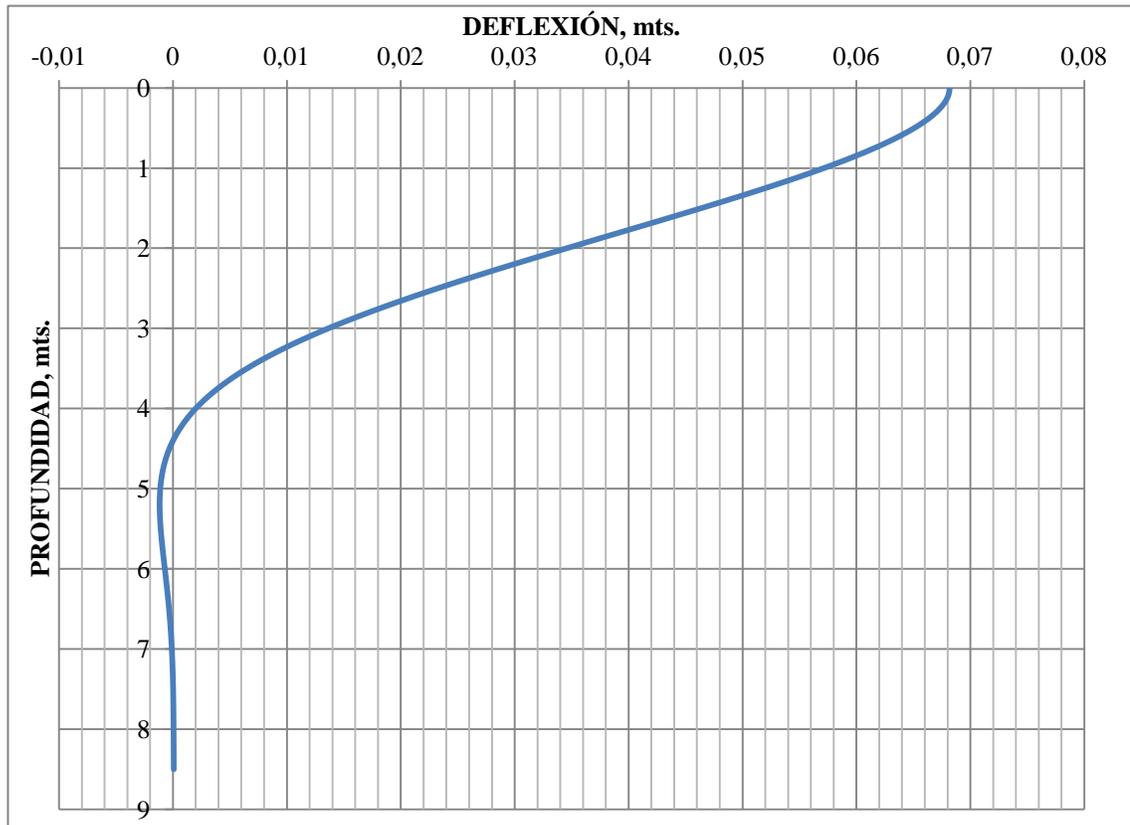
**Tabla 6 Valores del factor k**

Soil Modulus Parameter k for Sands			
Relative Density	Loose	Medium	Dense
Submerged Sand	20 lb/in <sup>3</sup>	60 lb/in <sup>3</sup>	125 lb/in <sup>3</sup>
Submerged Sand	5430 kPa/m	16300 kPa/m	33900 kPa/m
Sand Above WT	25 lb/in <sup>3</sup>	90 lb/in <sup>3</sup>	225 lb/in <sup>3</sup>
Sand Above WT	6790 kPa/m	24430 kPa/m	61000 kPa/m

En la TABLA N°7 se representa los parámetros utilizados para el primer análisis así como en el Figura N°20 muestra la deflexión arrojada.

**Tabla 7**

	$\mu$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\emptyset$	c [kN/m <sup>2</sup> ]	k [kPa/m]	$\epsilon_{50}$	E [kN/m <sup>2</sup> ]	RQD %	q [kN/m <sup>2</sup> ]	$\delta$ [mm]
Relleno	18	32	-	61000	-	-	-	-	68
Roca fracturada	19	18	40	24430	0,0005	-	-	-	
Roca débil (roca fracturada)	21	35	-	61000	-	-	-	-	



**FIGURA N° 20**

**Deflexión obtenida del Análisis N°1**

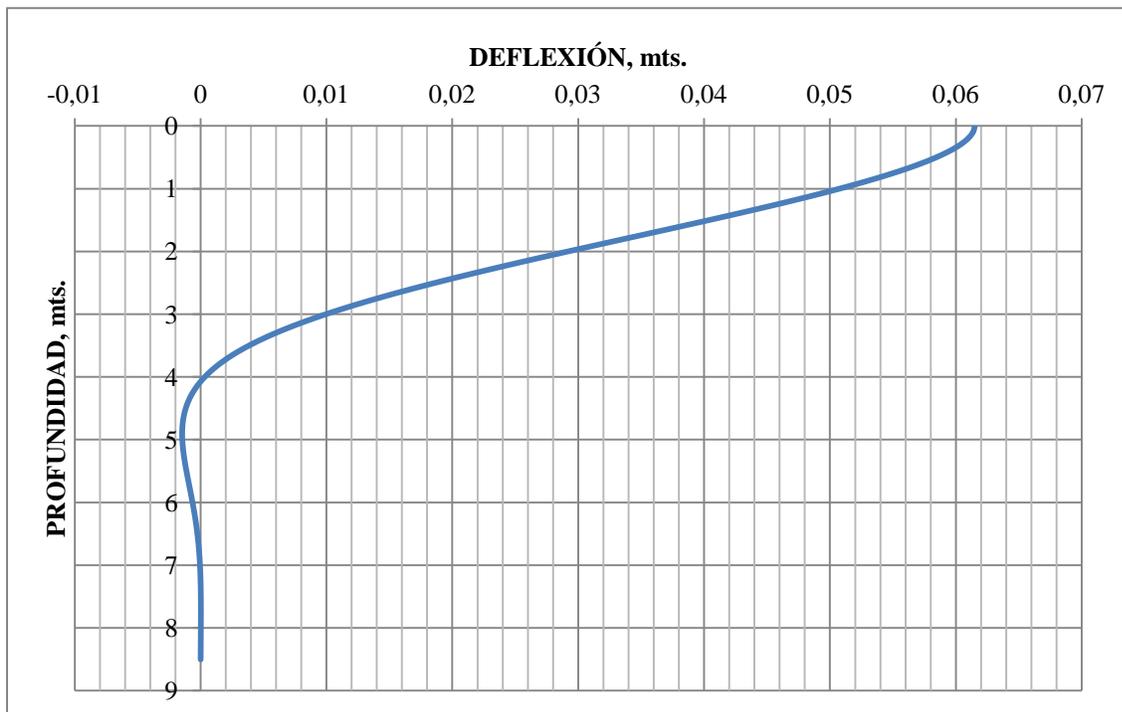
### 5.5. Análisis N°2: Condiciones modificadas del suelo. (CMS2)

Se modificó el parámetro  $k$  (el cual representa la rigidez del suelo), aumentándolo al doble (ver TABLA N°8), considerando los valores recomendados por los desarrolladores del programa LPILE (ver TABLA N°6), en comparación al primer análisis. Ver TABLA N°7.

La deflexión medida se representa en la Figura N°21.

**Tabla 8**

	$\mu$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\emptyset$	c [kN/m <sup>2</sup> ]	k [kPa/m]	$\epsilon_{50}$	E [kN/m <sup>2</sup> ]	RQD %	q [kN/m <sup>2</sup> ]	$\delta$ [mm]
Relleno	18	32	-	122000	-	-	-	-	62
Roca fracturada	19	18	40	48860	0,0005	-	-	-	
Roca débil (roca fracturada)	21	35	-	122000	-	-	-	-	



**FIGURA N° 21**

**Deflexión obtenida del Análisis N°2**

### **5.6. Análisis N°3: Condiciones modificadas del suelo. (CMS3)**

Para este tercer análisis se seleccionó en el programa LPILE el modelo que se desarrolló para roca débil, tomando en cuenta de que el pilote se encuentra en un lugar montañoso. Dicho modelo hizo que se tuviera que introducir nuevos parámetros que en los análisis anteriores no fueron tomados en consideración. Estos parámetros son: el módulo de deformación (E) (ver TABLA N°9), el %RQD (ver TABLA N°10) y la compresión uniaxial (q) (ver TABLA N°11). Para la primera capa se mantuvieron las condiciones originales del suelo. Para la segunda capa el módulo de deformación (E) solo fue el 1% del valor recomendado por la bibliografía para un espécimen de roca sana, debido a que se trabajó con una roca muy meteorizada.

Con lo que respecta al %RQD, el mismo se consideró del 20% para la segunda capa, debido a que se consideró que es una roca fracturada y meteorizada, y un valor de 50% para la última capa del subsuelo, suponiendo que también es una roca fracturada, pero siendo de mejor calidad.

Para la compresión uniaxial (q) de la segunda capa se consideró un valor típico de roca muy blanda, partiendo del hecho de que la misma se desmenuza al golpear con la punta de un martillo de geólogo, tomando el valor mínimo de 1 MPa según la referencia bibliográfica utilizada; y para la tercera capa 2,5 MPa, ya que se consideró que es una roca más competente. En la TABLA N°12 se presenta los parámetros y la deflexión calculada.

**Tabla 9 Constantes elásticas de las rocas**

Roca intacta	Módulo de elasticidad estático, $E$ kg/cm <sup>2</sup> (x10 <sup>5</sup> )	Módulo de elasticidad dinámico, $E_d$ kg/cm <sup>2</sup> (x10 <sup>5</sup> )	Coefficiente de Poisson, $\nu$
Andesita	3,0-4,0	4,6-10,5	0,23-0,32
Anfibolita	1,3-9,2		
Anhidrita	0,15-7,6		
Arenisca	0,3-6,1	0,5-5,6	0,1-0,4
			0,24-0,31
Basalto	3,2-10	4,1-8,7	0,19-0,38
			0,25
Caliza	1,5-9,0	0,8-9,9	0,12-0,33
	2,9-6,0		0,25-0,30
Cuarcita	2,2-10		0,08-0,24
	4,2-8,5		0,11-0,15
Diabasa	6,9-9,6	6,0-9,8	0,28
Diorita	0,2-1,7	2,5-4,4	
Dolomía	0,4-5,1	2,2-8,6	0,29-0,34
Gabro	1-6,5		0,12-0,20
Gneiss	1,7-7,7	2,5-10,5	0,08-0,40
	5,3-5,5		0,20-0,30
Esquisto	0,6-3,9		0,01-0,31
	2,0	0,12	
Granito	1,7-7,7	1,0-8,4	0,1-0,4
			0,18-0,24
Grauvaca	4,7-6,3	2,3-10,7	0,25
Limolita	5,3-7,5	0,7-6,5	
Lutita	0,3-2,2	1,0-7,0	0,25-0,29
Marga	0,4-3,4	1,0-4,9	

Mármol	2,8-7,2		0,1-0,4
			0,23
Micaesquisto	0,1-2,0		
Pizarra	0,5-3,0		0,22
Toba	0,3-7,6		0,24-0,29
Yeso	1,5-3,6		

**FUENTE:** Gonzales et al 2002.

**Tabla 10 Clasificación del RQD % según Calidad del macizo**

RQD %	Calidad
<25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Media
75-90	Buena
90-100	Muy buena

**FUENTE:** Gonzales et al 2002.

Tabla 11

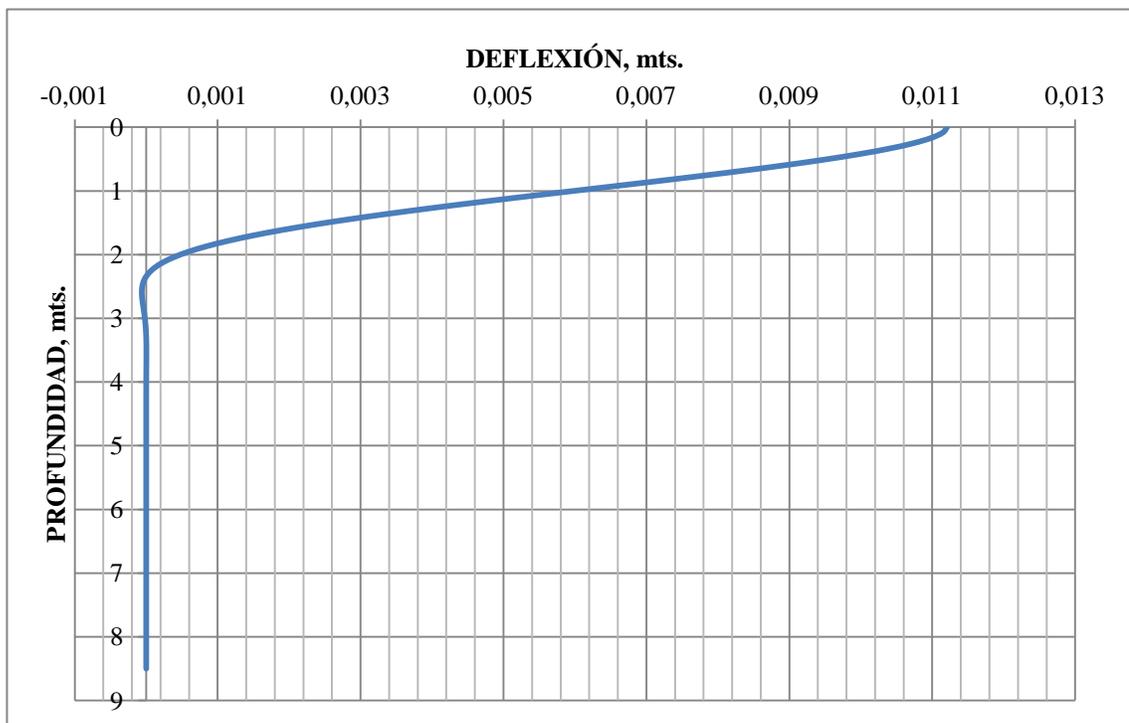
Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de índices de campo.

Clase	Descripción	Identificación de campo	Aproximación al rango de resistencia a compresión simple (MPa)
S <sub>1</sub>	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm.	< 0,025
S <sub>2</sub>	Arcilla débil	El dedo penetra fácilmente varios cm.	0,025-0,05
S <sub>3</sub>	Arcilla firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo	0,05-0,1
S <sub>4</sub>	Arcilla rígida	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0,1-0,25
S <sub>5</sub>	Arcilla muy rígida	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0,25-0,5
S <sub>6</sub>	Arcilla dura	Se marca con dificultad al presionar con la uña.	>0,5
R <sub>0</sub>	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0,25-5,0
R <sub>1</sub>	Roca muy blanda	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo. Con una navaja se talla fácilmente.	1,0-5,0
R <sub>2</sub>	Roca blanda	Roca blanda se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas.	5,0-25
R <sub>3</sub>	Roca moderadamente dura	No puede tallarse con la navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo.	25-50
R <sub>4</sub>	Roca dura	Se requiere más de un golpe con el martillo para fracturarla.	50-100
R <sub>5</sub>	Roca muy dura	Se requieren muchos golpes con el martillo para fracturarla	100-250
R <sub>6</sub>	Roca extremadamente dura	Al golpearlo con el martillo sólo saltan esquilas	>250

FUENTE: Gonzales et al 2002.

**Tabla 12**

	$\mu$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\emptyset$	c [kN/m <sup>2</sup> ]	k [kPa/m]	$\epsilon_{50}$	E [kN/m <sup>2</sup> ]	RQD %	q [kN/m <sup>2</sup> ]	$\delta$ [mm]
Relleno	18	32	-	61000	-	-	-	-	11
Roca fracturada	19	-	-	-	0,0005	58000	20	1000	
Roca débil (roca fracturada)	21	-	-	-	0,00005	294000	50	2500	



**FIGURA N° 22**

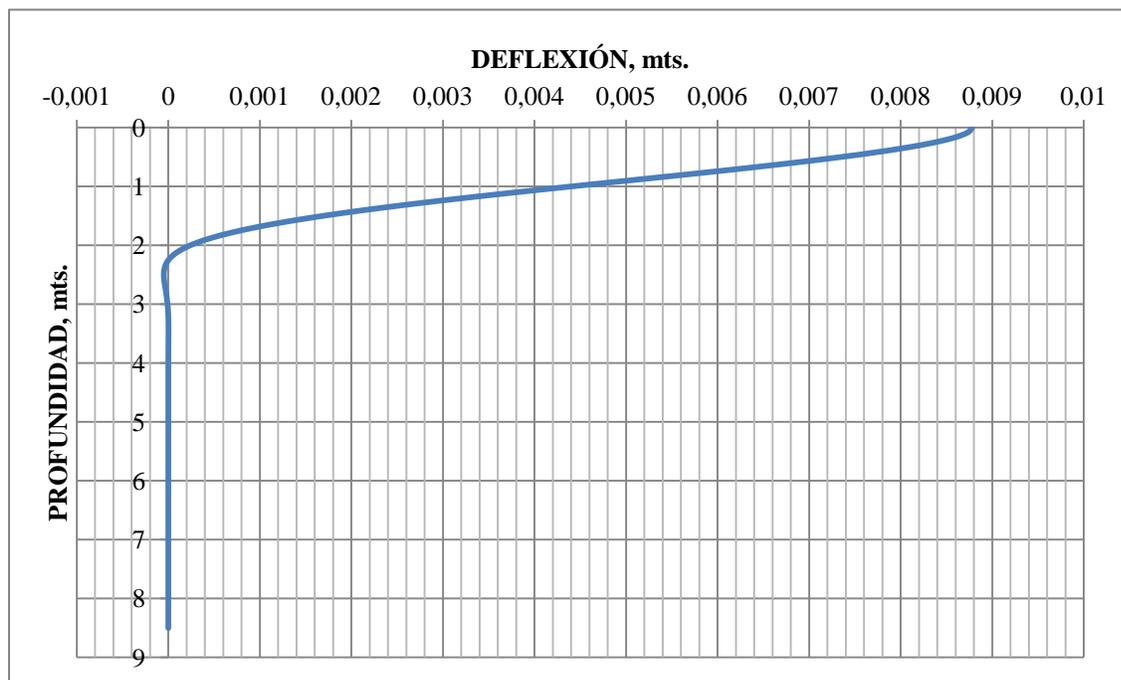
**Deflexión obtenida del Análisis N°3**

### 5.7. Análisis N°4: Condiciones modificadas del suelo. (CMS4)

Se realizó un nuevo ajuste, en donde se cambió el modelo del programa LPILE, es decir, se colocó el modelo de un suelo  $\phi$ -c para el primer estrato. Para este cálculo se consideraron iguales valores del módulo de deformación (E), %RQD y la compresión uniaxial (q) igual (ver TABLA N°13).

**Tabla 13**

	$\mu$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$	c [kN/m <sup>2</sup> ]	k [kPa/m]	$\epsilon_{50}$	E [kN/m <sup>2</sup> ]	RQD %	q [kN/m <sup>2</sup> ]	$\delta$ [mm]
Relleno	18	32	40	61000	0,005	-	-	-	8,7
Roca fracturada	19	-	-	-	0,0005	58000	20	1000	
Roca débil (roca fracturada)	21	-	-	-	0,00005	294000	50	2500	



**FIGURA N° 23**

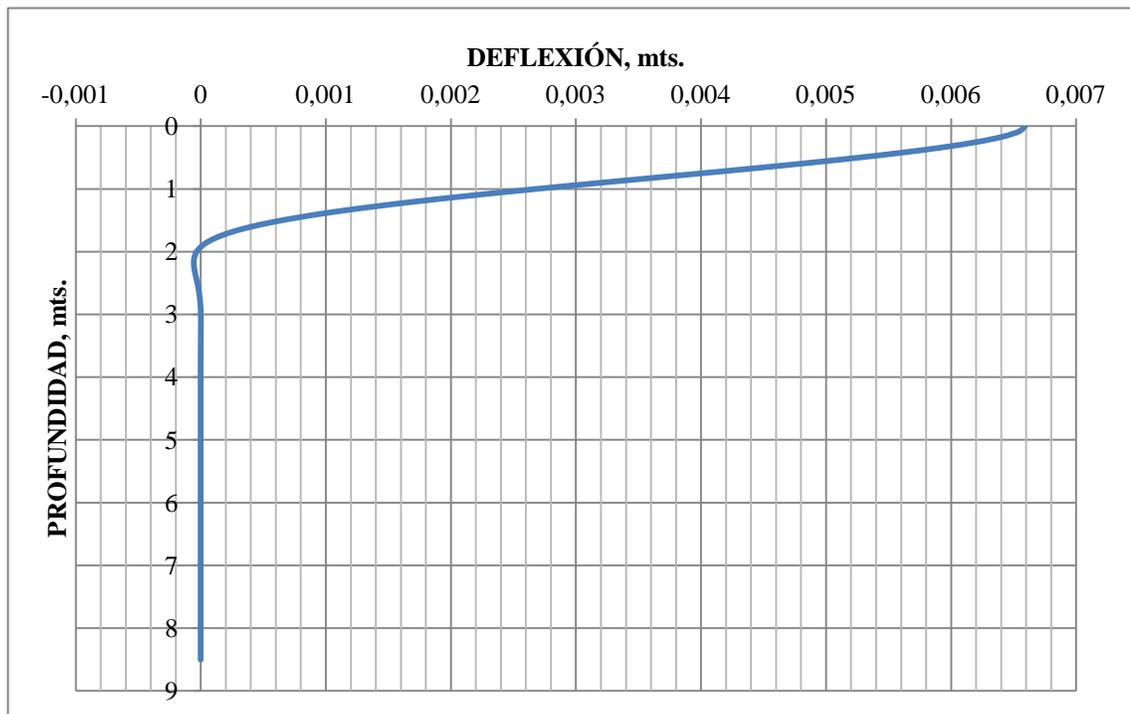
**Deflexión obtenida del Análisis N°4**

### 5.8. Análisis N°5: Condiciones modificadas del suelo. (CMS5)

Con el análisis 5 se continuó trabajando con un suelo  $\phi$ -c, pero se modificó el %RQD y la compresión uniaxial (q) (ver TABLAS N°10 y 11). En ambos caso se aumentaron los valores de estos parámetros en comparación al análisis anterior.

**Tabla 14**

	$\mu$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$	c [kN/m <sup>2</sup> ]	k [kPa/m]	$\epsilon_{50}$	E [kN/m <sup>2</sup> ]	RQD %	q [kN/m <sup>2</sup> ]	$\delta$ [mm]
Relleno	18	32	40	61000	0,005	-	-	-	6,5
Roca fracturada	19	-	-	-	0,0005	58000	25	2000	
Roca débil (roca fracturada)	21	-	-	-	0,00005	29400 0	50	2500	



**FIGURA N° 24**

**Deflexión obtenida del Análisis N°5**

## Capítulo 6 ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 6.1. Mediciones realizadas en campo (MRC) vs. Condiciones originales del suelo (COS1)

Las mediciones realizadas en campo (MCR) con el uso del inclinómetro permitieron registrar las deflexiones a lo largo de todo el pilote. Sin embargo, en este trabajo solo será tomada en cuenta la deflexión registrada a una profundidad de 1,50 mts medidos desde la cota del terreno, cuyo valor fue de 6,5 mm. Al comparar esta deflexión y la estimada con el programa LPILE, la cual fue de 68 mm usando los parámetros con los cuales fue diseñado el pilote a carga axial, puede notarse que dio diez veces más de lo medido en campo. Por lo anterior, se consideró necesario realizar un ajuste de los parámetros del suelo.

### 6.2. Condiciones originales del suelo (COS1) vs. Condiciones modificadas del suelo (CMS2)

Al comparar las Condiciones Originales del Suelo (Análisis 1) con las Condiciones Modificadas del Suelo (Análisis 2), trabajando con cabezal fijo en el programa LPILE, se observa cómo la deflexión se reduce de 68 mm a 62 mm (véase Figura N°25). Esta reducción tiene sentido debido a que se aumentó la constante de rigidez del suelo  $k$  al doble (de 61000 kPa/m a 122000 kPa/m para la primera capa y para la segunda y tercera capa se hizo lo mismo de 24430 kPa/m a 48860 kPa/m y de 61000 kPa/m a 122000 kPa/m respectivamente). Esto supone un suelo más rígido. Sin embargo, se observa que la disminución de la deflexión no es significativa, y es considerablemente mayor a la medición de 6,5 mm realizada en campo.

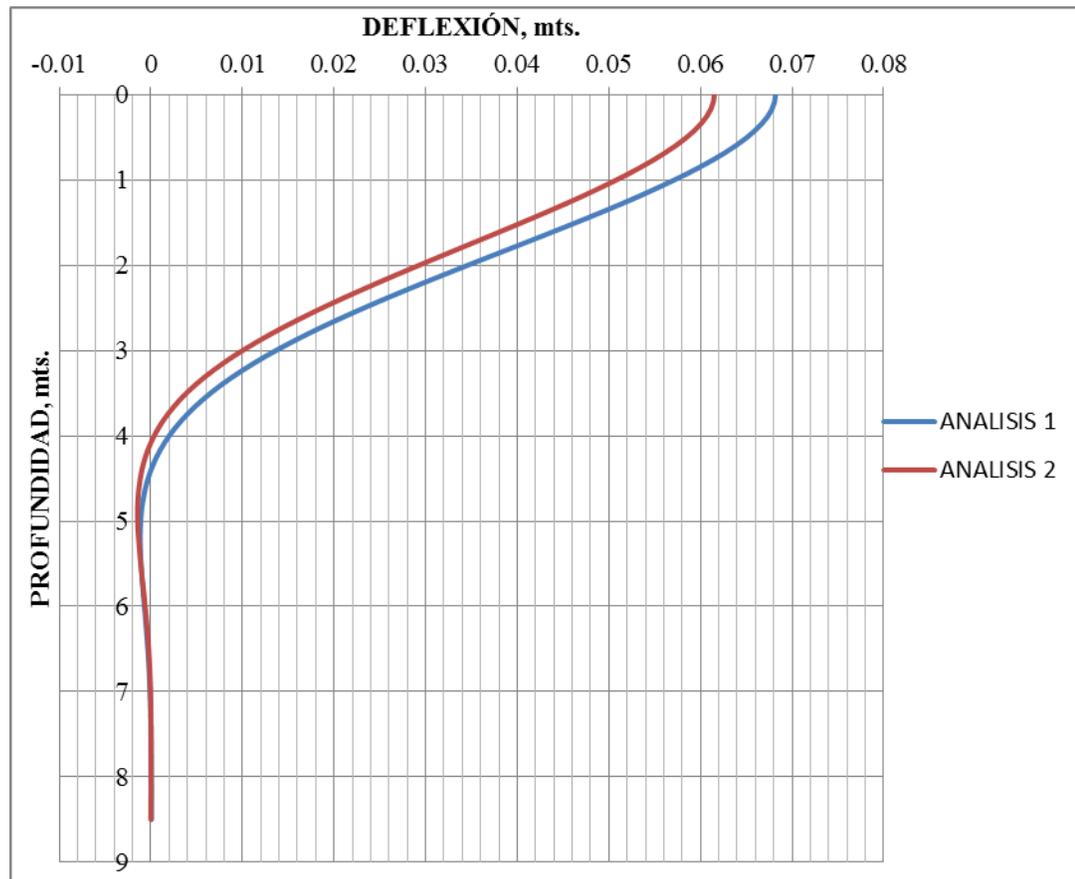


FIGURA N° 25

Comparación de Deflexiones, Análisis N°1 vs Análisis N°2

### 6.3. Condiciones modificadas del suelo (CMS2) vs. Condiciones modificadas del suelo (CMS3)

Comparando las Condiciones Modificadas del Suelo correspondientes al Análisis 2 con las correspondientes al Análisis 3, y tomando en cuenta que el tipo de suelo en donde se encuentra el pilote es un suelo montañoso, se cambió el modelo y se seleccionó el de roca débil en el programa LPILE. Según este nuevo modelo, la deflexión depende de la constante

de rigidez del suelo  $k$  y también de otros factores, como el módulo de deformación ( $E$ ), %RQD y la compresión uniaxial ( $q$ ).

Introduciendo este nuevo modelo, la deflexión estimada con el programa disminuyó de forma considerable de 62 mm (ver TABLA N°8) a 11mm (ver TABLA N° 12). En el Figura N°26 se presenta la deflexión de los dos análisis y como disminuye.

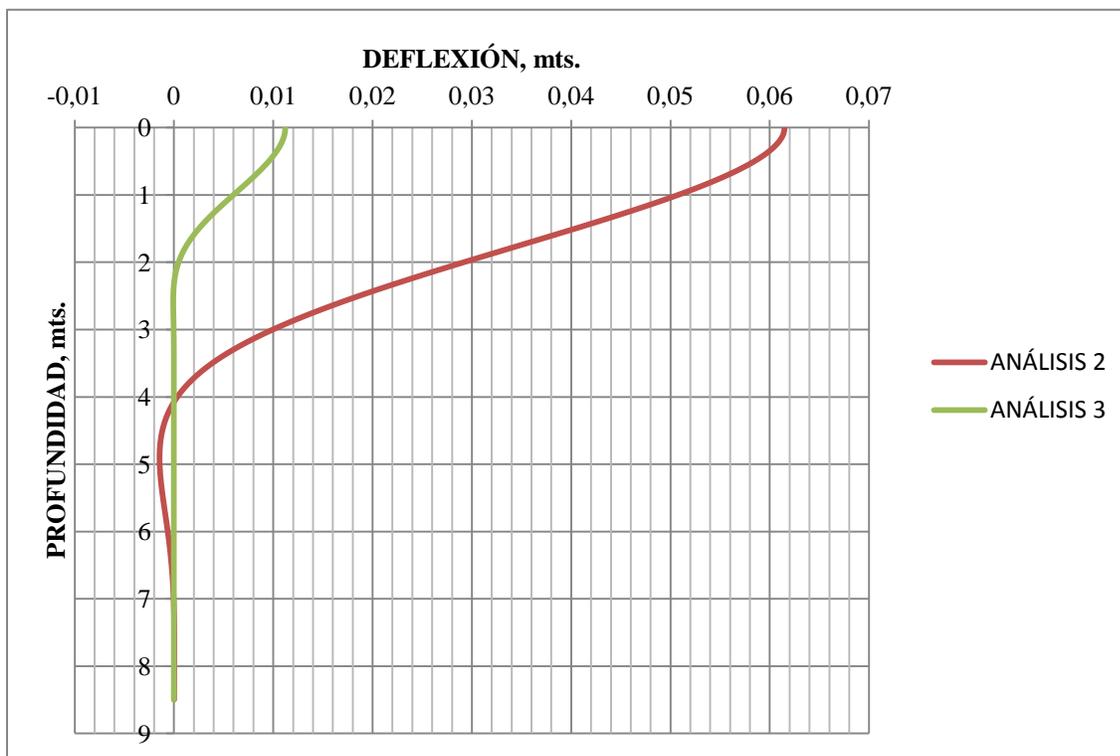


FIGURA N° 20

Comparación de Deflexiones, Análisis N°2 vs Análisis N°3

#### 6.4. Condiciones modificadas del suelo (CMS3) vs. Condiciones modificadas del suelo (CMS4)

Partiendo del hecho que la primera capa es un relleno y que, además, el relleno identificado en el terreno estudiado no es totalmente granular, se modificó el modelo del programa seleccionando un suelo  $\phi - c$ , lo cual resulta lógico debido a que dicho suelo posee material fino que genera cohesión. Las capas dos y tres se dejaron igual, es decir, sus parámetros no fueron modificados. Comparando las deflexiones obtenidas, se puede notar que hubo una reducción de 11mm a 8,5 mm (ver Figura N° 27), lo cual permitió observar la influencia que genera la cohesión en un suelo de relleno. Como aún no se alcanzó la deflexión medida en campo se procedió a seguir ajustando los parámetros de las otras capas de suelo.

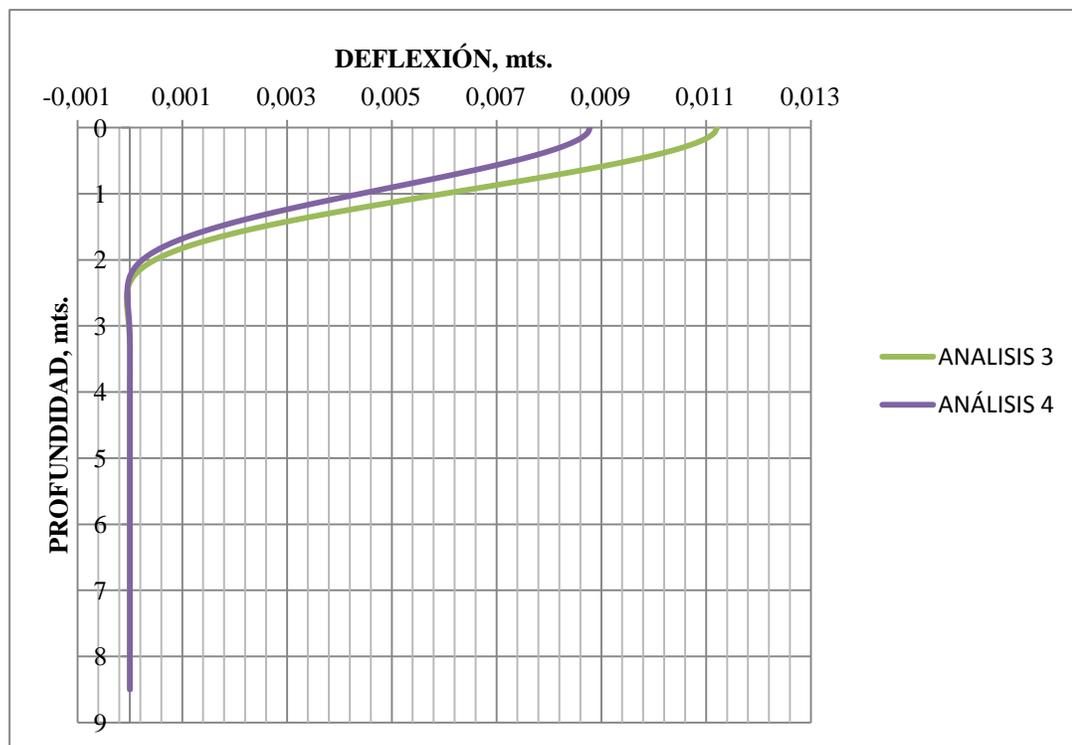


FIGURA N° 217

Comparación de Deflexiones, Análisis N°3 vs Análisis N°4

## 6.5. Condiciones modificadas del suelo (CMS4) vs. Condiciones modificadas del suelo (CMS5)

Para la segunda capa se realizó un ajuste en la compresión uniaxial de 1,0 MPa a 2,0 MPa, partiendo del hecho de que el tipo de suelo ubicado en la zona tenía una resistencia a la compresión mayor. La primera capa y la tercera capa se dejaron con los mismos parámetros del Análisis 4. Esta última modificación arrojó como resultado una deflexión de 6,5 mm, igual a la medida en campo, lo que demostró que el programa toma en cuenta toda la estructura del suelo. (Véase Figura N°28).

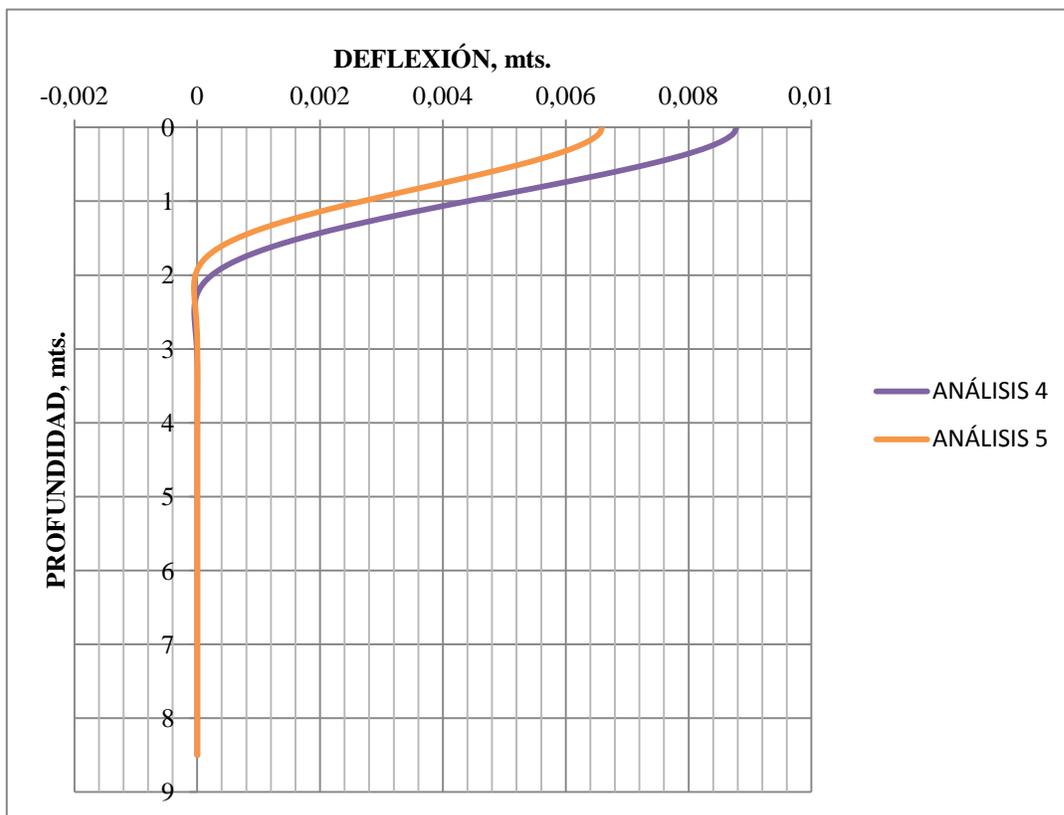
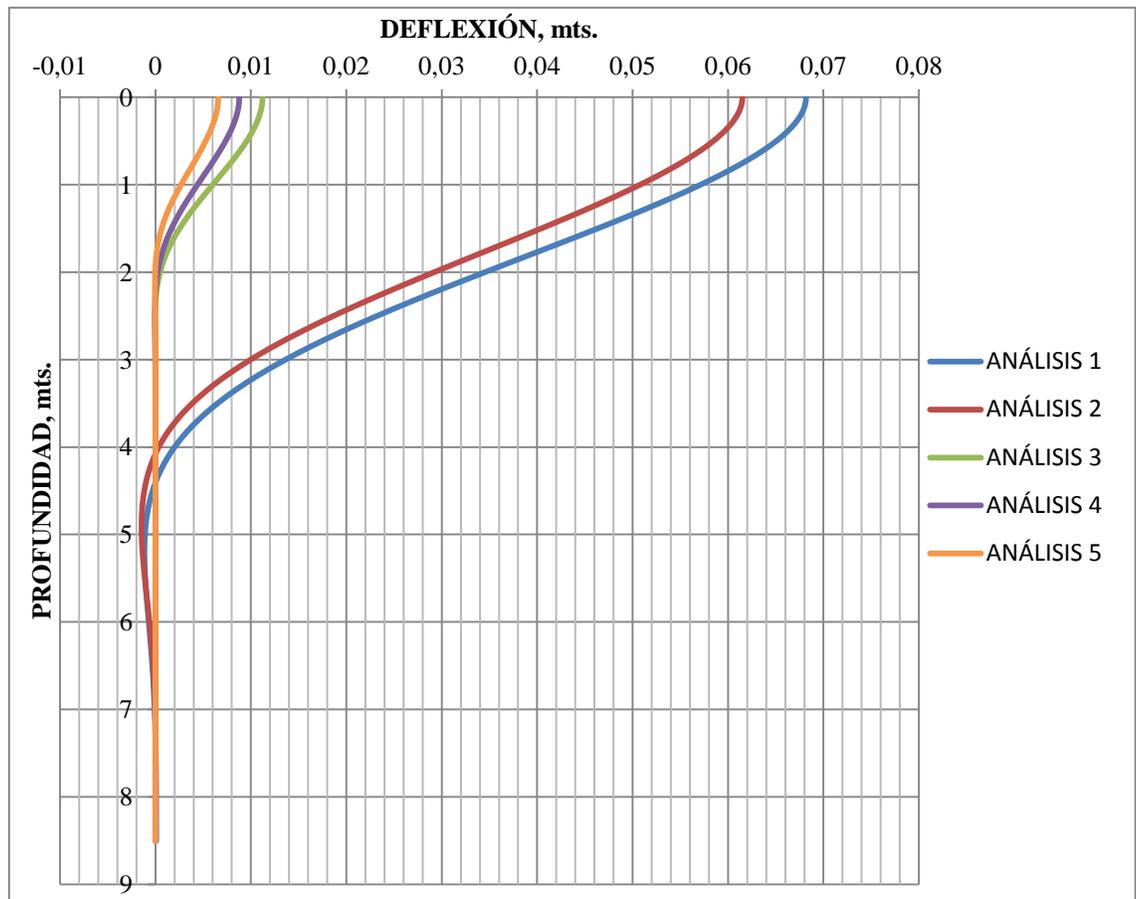


FIGURA N° 28

Comparación de Deflexiones, Análisis N°4 vs Análisis N°6

### 6.6. Resumen de análisis de resultados

A continuación se presenta gráfica y tabla que resumen los resultados obtenidos:



**FIGURA N° 229**

**Resumen de Deflexiones**

**Tabla 15 Resumen de los resultados de los Análisis**

TIPO DE ANÁLISIS	DEFLEXIÓN (mm)
Condiciones originales del suelo. Análisis 1	65
Condiciones modificadas del suelo. Análisis 2	62
Condiciones modificadas del suelo. Análisis 3	11
Condiciones modificadas del suelo. Análisis 4	8,5
Condiciones modificadas del suelo. Análisis 5	6,5

## **CONCLUSIONES**

- Se concluye respecto al objetivo específico 1 que el programa LPILE es una gran herramienta para el diseño de pilotes cargados lateralmente basado en el Método de Reese. Además de tener el estudio de suelo se puede determinar y analizar no sólo la deflexión de la estructura, sino también los valores de fuerza cortante y momento para saber dónde debe ser reforzada la estructura. En caso de no contar con el estudio de suelo, pero sí contar con información sobre las deflexiones medidas en campo, es posible emplear el programa como una herramienta de retro-cálculo, a fin de estimar los parámetros representativos de las condiciones de suelo más cercanas a las reales.
- Con respecto al objetivo específico 2, no fue posible realizar el análisis con el Método de los Elementos Finitos debido a la falta de información en lo que concierne al estudio geotécnico. Esta decisión se tomó porque, al no contar con información geotécnica completa, no se llegaría a resultados concluyentes respecto al empleo de este método.
- Al comparar los resultados con las mediciones hechas en campo y dando respuesta a lo que respecta al objetivo específico 4, el programa toma en cuenta toda la estructura del suelo que rodea el pilote, es decir, las reacciones generadas en todas las capas afectan el resultado final de la deflexión en la cabeza del pilote. Además, es imprescindible la realización de estudios geotécnicos en todas las obras de ingeniería civil, ya que un diseño conservador (con parámetros estimados), si bien puede generar estructuras relativamente seguras, en ocasiones puede generar costos muy elevados.
- En relación al objetivo específico 5, se concluye que al ajustar los parámetros, los valores de  $k$  empiezan a ser asintóticos después del valor más alto recomendado por los diseñadores del programa. Esto se puede observar en el Análisis 2, ya que al momento

de cambiar los valores de  $k$  al doble de los utilizados se observó una disminución prácticamente insignificante en la deflexión. Posteriormente se procedió a reajustar los parámetros de las capas de suelo lo que permitió observar que el valor de  $k$  no es el único parámetro que influye en el programa, ya que al modificar parámetros como módulo de deformación ( $E$ ), %RQD, compresión uniaxial ( $q$ ), entre otros, la deflexión disminuyó considerablemente lo que reafirma la necesidad de tener un estudio de suelo para realizar mejores diseños de cimentaciones.

- Los programas de diseño deben ser utilizados con mucho criterio, al igual que la selección de los parámetros que serán introducidos en dichos programas. Por ello, quienes trabajan con dichos programas deben ser personas preparadas que puedan sustentar su razonamiento con referencias bibliográficas y criterio basado en la experiencia, así como también en resultados obtenidos de estudios geotécnicos completos.

## **RECOMENDACIONES**

- La incertidumbre es un factor muy importante cuando se desea diseñar fundaciones, por lo que se recomienda realizar estudios de suelo antes de hacer dicho diseño. Esta información permitirá usar parámetros menos conservadores que se reflejarán en menores costos al momento de construir dicha cimentación.
- Cuando se desea analizar el comportamiento de pilotes con programas especializados, el operador debe tener una considerable atención a los detalles y tener experiencia en los fundamentos de la Ingeniería Geotécnica. Esto último le permitirá adquirir el criterio necesario para manejar de forma adecuada los programas e interpretar correctamente los resultados obtenidos.
- Es importante que los datos utilizados para modelar el comportamiento de una fundación sean confiables. Es por ello que cuando se miden en campo parámetros como cargas, esfuerzos y deformaciones es recomendable instalar varios puntos de medición para monitorear dichos parámetros en masas considerables de terreno.
- Los softwares para análisis de problemas geotécnicos indudablemente son herramientas muy útiles. Sin embargo, se deben conocer sus limitaciones, ya que no existe programa computarizado que pueda remplazar el juicio del Ingeniero. Por ello el manejo de estos programas debe estar bajo supervisión especializada.

## **BILIOGRAFÍA CONSULTADA**

- Zeevart, Leonardo (1980). Interacción Suelo-Estructura de Cimentación. México: Limusa.
- Tschebotarioff, Gregory (1958). Mecánica del Suelo Cimientos y Estructuras de Tierra. Madrid: Aguilar.
- Cassan, M. (1982). Los ensayos in situ en la mecánica del suelo. Barcelona: Editores Técnicos Asociados.
- Pérez Guerra, Gustavo (1967). Fundaciones Criterios de Diseño. Curso Panamericano de Suelos. Universidad Católica Andrés Bello. Caracas.
- Miranda, Eduardo (1995). Conceptos básicos sobre interacción dinámica suelo-estructura. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Reese, L. and Allen, J. (1977) Structural Analysis and Design for Lateral Loading. Drilled Shaft Manual. Austin Texas.
- Lowe, G and Reese, L. (1980). Analysis of Drilled-Shaft Foundations for Overhead-Sign Structures. Austin Texas.
- Esqueda, H., Botello S., Leal J. (2005). Aplicación del Método de los Elementos Finitos en la Simulación de Cimentaciones Superficiales. Revista Acta Universitaria. Vol 15. No.2, México. Extraído el 18 de octubre de 2012 Disponible: <http://www.actauniversitaria.ugto.mx/index.php/acta/article/view/209/187>

- Ensoft Inc. LPILE Manual. Texas. Extraído el 20 de octubre de 2012 Disponible: <http://www.ensoftinc.com>
- Suarez, V., Kowalsky, M., Diseño sísmico de pilas con pilotes pre-barrenados incluyendo la interacción suelo-estructura. Extraído el 21 de octubre de 2012 Disponible: <http://www.utpl.edu.ec/ucg/images/stories/Investigaciones/suarez-kowalsky%202.pdf>
- Veneros, L., Alva, J., Diseño de cimentación con pilotes, asistido con programas de cómputo. Extraído el 20 de octubre de 2012 Disponible: [http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a\\_labgeo/labgeo08\\_a.pdf](http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/a_labgeo/labgeo08_a.pdf)
- Hernández, R., (2011). Análisis de pilotes cargados lateralmente, mediante interacción suelo estructura, empleando una teoría simplificada de empujes. Trabajo de grado presentado para optar al título de Magíster en Ingeniería – Geotecnia. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá. Extraído el 20 de octubre de 2012 Disponible: <http://www.bdigital.unal.edu.co/4142/1/296507.2011.pdf>.
- Jorge Sainz Pascual, Estudio Geotécnico. Extraído el 16 de Abril de 2013 Disponible: <http://www.forcal.es/pdf/cursogeotecnia.pdf>.
- María Graciela Fratelli, (1993). Suelos, Fundaciones y Muros. Caracas: Colegio de Ingenieros
- Braja M. Das (1999). Principios de Ingeniería de Cimientos, 4<sup>ta</sup> Edición. Cap. 9.16, Pilotes Cargados Lateralmente. California State University, Sacramento.

- Ing. Gustavo Pérez Guerra y Ing. Carrillo Pimentel, (1981). Ingeniería de Fundaciones. Universidad Católica Andrés Bello. Caracas.
- Origen de la palabra Venezuela. Extraído el 09 de Abril de 2013. Disponible: <http://brinolfito.blogspot.com/>.
- Gonzalez, L., Ferrer, M., Ortuño, L. y Oteo, C., (2002). Ingeniería Geológica. Madrid: Pearson Prentice Hall.