

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**TESIS**

**“METODOLOGÍA CONSTRUCTIVA DE PILOTAJE PARA LA ESTACIÓN  
DE PASAJEROS DEL METRO DE LIMA”**

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

**ELABORADO POR**

**RICARDO MAURICIO OSORIO**

**ASESOR**

**Dr. CÉSAR ALFREDO FUENTES ORTÍZ**

**Lima- Perú**

**2018**

© 2018, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”**

Ricardo Mauricio Osorio  
ricardomauricio81@gmail.com  
990356390

	Pag.
<b>RESUMEN.....</b>	<b>4</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>6</b>
<b>PRÓLOGO.....</b>	<b>8</b>
<b>LISTA DE TABLAS.....</b>	<b>9</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>9</b>
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>13</b>
1.1 GENERALIDADES .....	13
1.2 PLANTEAMIENTO DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	14
1.3 OBJETIVOS.....	15
1.3.1 Objetivo General.....	15
1.3.2 Objetivo Específicos .....	15
1.4 HIPOTESIS .....	15
<b>CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO.....</b>	<b>16</b>
2.1 EL METRO DE LIMA .....	16
2.1.1 La Historia del Metro de Lima .....	18
2.2 LOS PILOTES .....	26
2.2.1 Carga (P).....	26
2.2.1.1 <i>Carga por Fricción (Pf)</i> .....	26
2.2.1.2 <i>Carga por Punta (Pp)</i> .....	26
2.2.2 Grupo de pilotes .....	28
2.2.3 Espaciamiento de pilotes .....	29
2.2.4 Eficiencia de Grupo.....	31
2.2.5 Capacidad de Carga de Pilote .....	32
2.3 USO DE LOS PILOTES.....	34
2.4 TIPO Y SELECCIÓN DE PILOTES.....	36
2.4.1 Clasificación de pilotes .....	28
2.4.1.1 <i>Por el material que lo forma</i> .....	36
2.4.1.2 <i>Por el método de instalación</i> .....	39
2.4.1.3 <i>Por la forma como transmiten la carga</i> .....	39
2.4.1.4 <i>Por el diámetro del pilote</i> .....	40
2.5 SELECCIÓN DE PILOTES .....	41

2.6 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES .....	41
2.7 PRUEBA DE CARGA .....	42
2.7.1 Prueba de carga estática de compresión .....	42
2.7.2 Prueba dinámica de pilotes .....	43
2.7.2.1 Preparación previa del PDA .....	45
<b>CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN DE PILOTES .....</b>	<b>46</b>
3.1 EQUIPO USADO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PILOTES.....	46
3.2 TRABAJOS PREVIOS .....	53
3.3 PLATAFORMA DE TRABAJO .....	54
3.4 LODO BENTONÍTICO .....	58
3.5 EMPLAZAMIENTO E INICIO DE LA PERFORACIÓN .....	59
3.6 PERFORACIÓN .....	59
3.7 TOLERANCIAS EN LA PERFORACIÓN .....	63
3.8 FINALIZACIÓN DE LA PERFORACIÓN Y CONTROLES.....	63
3.9 PERFORACIÓN Y COLOCACIÓN DE ARMADURAS .....	64
3.9.1 Izaje de la armadura e instalación de la Perforación .....	64
3.10 VACIADO DE CONCRETO .....	69
3.11 DESCABEZADO DE PILOTES .....	72
3.12 DISTRIBUCIÓN DE AREAS DE TRABAJO - Layout .....	81
<b>CAPÍTULO IV: PRUEBAS DE CARGA A LOS PILOTES .....</b>	<b>84</b>
4.1 PRUEBA DE CARGA - OSTERBERG .....	84
4.2 PRUEBA DE INTEGRIDAD AL PILOTE (PIT).....	88
4.3 PRUEBA DE CARGA DINÁMICA .....	94
4.4 PRUEBA DE CROSS HOLE .....	97
<b>CAPÍTULO V: CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN.....</b>	<b>101</b>
5.1 ALCANCE DEL TRABAJO.....	101
5.2 ELABORACIÓN DE LA EDT.....	105
5.3 ACTIVIDADES DEL CRONOGRAMA.....	106
<b>CAPÍTULO VI: PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN.....</b>	<b>108</b>
6.1. ESTIMACIÓN DE COSTOS DEL PROYECTO .....	108
6.2 CÁLCULO DE LA PRODUCTIVIDAD .....	114

---

<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>115</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>118</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>121</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>122</b>

## RESUMEN

En la actualidad existen varias iniciativas del gobierno por continuar con las obras del metro de Lima, estas obras de gran dimensión requieren de fuertes inversiones que están alrededor de los cinco mil millones de dólares. Además requiere que importantes empresas internacionales de gran capacidad de ejecución puedan participar en las licitaciones de estas obras, que son todo un reto para la ingeniería, pues se debe gestionar la construcción de más de 35 km por cada proyecto, que consiste en túneles, estaciones subterráneas, patio talleres, y para que estas edificaciones puedan ser resistentes tienen en su configuración diversos elementos estructurales, como los pilotes, los cuales ayudan a transmitir las cargas de las estructuras a un estrato profundo de mayor capacidad. En el caso de la presente tesis estos pilotes trabajan de dos maneras; como columnas y como pilotes en la zona de cimentación.

Estas estaciones de pasajeros subterráneas, -totalmente diferentes a las estaciones que se pueden apreciar en la línea 1-, vienen empleando una metodología constructiva diferente, nunca antes ejecutada en el país. Usan el método constructivo “de arriba hacia abajo”, el cual consiste en construir primero los muros perimetrales, los pilotes, y la losa superior, para luego continuar con la excavación por debajo de la losa y así después fabricar la losa intermedia y continuar con la excavación por debajo hasta llegar al nivel o ambiente de los andenes donde los pasajeros puedan subir al tren.

Estos pilotes que son de gran diámetro, y variable en algunos casos, son pilotes que son fabricados in situ, se les conoce como pilotes excavados, el cual consiste en excavar el pozo con la ayuda de una perforadora hidráulica, lodo bentonítico, fundas metálicas, para luego colocar la armadura y posteriormente vaciar el concreto. Una tema importante que se debe resaltar, es que estos pilotes tiene dos secciones de diferentes diámetro; la zona enterrada del pilote tiene un diámetro de 1.8 m y la zona que esta visible por dentro de la estación en el cual el pilote se ve como columna tiene un diámetro de 1.5 m, este tramo visible está cubierto por una funda metálica que ya no se recupera, se da por perdida, y en la zona enterrada el pilote es vaciado contra terreno, usando el lodo bentonítico para la estabilidad de las paredes durante los trabajos.

Cada estación subterránea puede tener cerca de 3,500 m<sup>2</sup> y tener una profundidad de 20 m. En una estación pueden necesitarse según la configuración estructural unos 50 pilotes de aproximadamente 40 m de longitud.

La presente tesis, muestra el proceso constructivo de los pilotes excavados para la ejecución de una estación de pasajeros del metro de Lima, tomando como ejemplo las obras que actualmente están en ejecución. La tesis también muestra el cronograma y presupuesto aproximado para la ejecución de los pilotes que serían necesarios para la construcción de una estación, además presenta cómo se debe distribuir las distintas áreas de trabajo en una obra en la que se desarrollan diversas actividades en paralelo y se requiere que todas estas actividades tengan un flujo continuo, sin retrasos ni interrupciones que puedan paralizar los trabajos.

Finalmente la presente tesis pretende contribuir en la bibliografía académica de los futuros ingenieros civiles en formación, y a su vez servirá como herramienta de consulta para futuros proyectos.

## ABSTRACT

Nowadays, there are different initiatives of the government to continue with the Lima metro works. These large-scale works require great investments of about 5 million dollars. Likewise, it is also required that important international companies of great execution capacity can participate in the bids of these works, which are a challenge for the engineering. That, because the construction of more than 35 km for each project has to be managed (tunnels, underground stations, depots). In order that these buildings are resistant, they have different structural elements such as piles, which transmit the structural loads to a deep stratum of greater capacity. In the case of this thesis, these piles work in two ways, as columns and as piles in the foundation area.

These underground passenger stations – totally different from the stations that can be appreciated in the Line 1 – use a different construction methodology, never used before in the country. The “top-bottom” construction method is used, which consists in constructing first the perimeter walls, piles and upper slab to later continue with the excavation under the slab and then fabricate the intermediate slab and finally continue with the underground excavation until reaching the platforms level where the passengers can take the train.

These piles of great diameter, and variable in some cases, are piles fabricated in situ. These piles are known as excavated piles. The shaft is excavated with a hydraulic driven drill, drilling fluid and metallic cover to later place the reinforcement and pour the concrete. An important issue that must be highlighted is that these piles have two different diameter sections; the buried area of the pile has 1.8 m diameter and the visible area of the pile that can be seen as column inside the station has a diameter of 1.5 m. This last visible section is covered with an unrecoverable metal casing. In the buried area, the pile is poured against the ground, using the drilling fluid for the stability of the walls during the works.

Each underground station can have about 3.500 m<sup>2</sup> and 20 m depth. According to the structural distribution, 50 piles of about 40m length can be needed in a station.

This thesis shows the construction process of excavated piles for the execution of a passenger station of the Lima metro, taking as example the works that are



being executed nowadays. This thesis also shows the schedule and approximate budget for the execution of piles that would be necessary to construct a station. In addition, it shows how the different work areas must be distributed in a work in which different activities are developed in parallel. It is required that all the activities are developed continuously without delays or interruptions that may stop the works.

Finally, this thesis aims to contribute with a bibliography of a new process for future engineers, which are currently in training. Furthermore, this thesis will serve as a consultation tool for future projects.

## LISTA DE TABLAS

- Tabla 2.1: Sugerencias de espaciamiento según código
- Tabla N°3.1: Especificaciones Técnicas de la pilotera
- Tabla N°3.2: Parámetros para la reutilización del lodo bentonítico
- Tabla N°6.1: Actividades Principales de pilotaje en la ZONA 1
- Tabla N°6.2: Actividades Principales de pilotaje en ZONA 2
- Tabla N°6.3: Actividades Principales de pilotaje en la ZONA 3
- Tabla N°6.4: Análisis precio unitario – acero de refuerzo
- Tabla N°6.5: Análisis precio unitario – ensayo sónico en pilotes
- Tabla N°6.6: Análisis precio unitario – tubo de acero negro de 2”
- Tabla N°6.7: Análisis precio unitario – tubo de acero negro de 4”
- Tabla N°6.8: Análisis precio unitario – excavación de pilote
- Tabla N°6.9: Análisis precio unitario – concreto pilote in situ
- Tabla N°6.10: Análisis precio unitario – transporte a vertedero
- Tabla N°6.11: Análisis precio unitario – descarga y canon de depósito de excedentes
- Tabla N°6.12: Análisis precio unitario – murete guía para pilote 1.5m
- Tabla N°6.13: Análisis precio unitario – murete guía para pilote 1.8m
- Tabla N°6.14: Análisis precio unitario – conector de armadura de 1”
- Tabla N°6.15: Análisis precio unitario – conector de armadura de ¾”
- Tabla N°6.16: Análisis precio unitario – prueba de carga pilote

## LISTA DE FIGURAS

- Figura. 2.1: Red Básica del Metro de Lima
- Figura. 2.2: Estación inicial Villa El Salvador. Fue inaugurada en 1990 pese a que la Línea 1 no había sido culminada
- Fig. 2.3: La construcción del viaducto de la línea 1 permaneció paralizada por más de 20 años hasta que fue reiniciada en 2010
- Figura N°. 2.4: Tren detenido en la estación Villa El Salvador (2011).
- Figura. 2.5: Tren de la Línea 1 (Estación San Borja Sur).
- Figura N° 2.6: Vista de distribución de cargas en el pilote
- Figura N° 2.7: Vista de distribución de cargas en un grupo de pilotes
- Figura N°2.8: Vista de distribución de la fricción negativa
- Figura N°2.9: Funciones y usos de los pilotes
- Figura N°2.10: Etapas de instalación del pilote tubular de acero
- Figura N°2.11: Puntas para pilotes tubulares
- Figura N° 2.12: Clasificación de los pilotes según su forma de transferir la carga al suelo
- Figura N°2.13: Esquema de prueba de carga estática a pilote
- Figura N° 2.15: Fotografía Prueba de carga estática de compresión
- Figura N° 2.16: Correlación de datos de diferentes tipos de pilotes
- Figura N°. 2.17: Prueba dinámica PDA pilote
- Figura N°3.1: Pilotera BAUER BG28
- Figura N°3.2: Embudo y tubería tipo tremie para vaciado de concreto en pilote.
- Figura N°3.3: Pilotera, para construcción de armadura del pilote.
- Figura N°3.4: Pilotera, proceso de colocación de estribos en forma de espiral
- Figura N°3.5: Amortiguador que absorbe las vibraciones de la pilotera durante la perforación
- Figura N°3.6: Display en la cabina de la perforadora para control de verticalidad – barra Kelly.
- Figura N°3.7: Izquierda: Bucket de doble entrada, derecha: Bucket de limpieza
- Figura N°3.8: Izquierda: Hélice progresiva de widia, derecha: Hélice de tierra de paso ancho
- Figura N°3.9: Core barrel
- Figura N° 3.10: Ejemplo de Planta de Lodos
- Figura N°3.11: Demolición de pistas y veredas, trabajos preliminares
- Figura N°3.12: Demolición de sardineles, pistas y otros
- Figura N°3.13: Preparación del terreno, plataforma de trabajo
- Figura N°3.14: Preparación del terreno, plataforma de trabajo 2

- Figura N°3.15: Replanteo, Preparación del terreno, plataforma de trabajo
- Figura N°3.16: Replanteo, Preparación del terreno, plataforma de trabajo 2
- Figura N°3.17: Inicio de excavación para muros guía
- Figura N°3.18: Vaciado de concreto para muros guía de los pilotes
- Figura N°3.19: Preparación de lodo bentonítico
- Figura N°3.20: Emplazamiento e inicio de la perforación
- Figura N°3.21: Perforación para el pilote
- Figura N°3.22: Perforación para el pilote, se puede apreciar el muro guía
- Figura N°3.23: Colocación de la camisa metálica, sin uso del muro guía
- Figura N°3.24: Perforación para el pilote, sin uso del muro guía
- Figura N°3.25: Hincado de camisa metálica con el uso de la morsa hidráulica
- Figura N°26: Hincado de camisa metálica con el uso de la morsa hidráulica
- Figura N°27: Tolerancias en la perforación
- Figura N°3.28: Curva de pérdida de cono según Drilled Shafts Manual (FHWA)
- Figura N°3.29: Detalle de izaje de carga de la piloteadora
- Figura N°3.30: Armadura para pilote
- Figura N°3.31: Armadura para pilote 2
- Figura N°3.32: Colocación de tubos de pvc para facilitar el descabezado
- Figura N°3.33: Colocación de armadura de pilote en la perforación
- Figura N°3.34: Colocación de armadura de pilote en la perforación 2
- Figura N°3.35: Colocación de armadura de pilote en la perforación 3
- Figura N°3.36: Vaciado de concreto mediante tubos tremie
- Figura N°3.37: Vaciado de concreto mediante tubos tremie 2
- Figura N°3.38: Excavación de zona piloteada para iniciar el descabezado
- Figura N°3.39: Zona excavada para inicio de descabezado de pilotes
- Figura N°3.40: Nivelación y colocación de guías para vaciado de solado de losa superior
- Figura N°3.41: Nivelación y colocación de guías para vaciado de solado de losa superior 2
- Figura N°3.42: Colocación de acero para losa superior, se puede apreciar acero de pilotes
- Figura N°3.43: Losa superior de la estación, finalmente vaciada
- Figura N°3.44: Excavación por debajo de la losa superior
- Figura N°3.45: Excavación por debajo de la losa superior, se aprecia los pilotes
- Figura N°3.46: Picado de pilotes para colocación de anclajes en encuentro con losa (empotramiento)

- Figura N°3.47: Picado de pilotes para colocación de anclajes en encuentro con losa 2
- Figura N°3.48: Colocación de anclajes en pilote en el empotramiento con la losa intermedia
- Figura N°3.49: Colocación de acero para la losa intermedia
- Figura N°3.50: Colocación de acero para la losa intermedia 2
- Figura N°3.51: Vaciado de losa intermedia, se puede apreciar los pilotes
- Figura N°3.52: Prueba de resistencia de anclaje en pilote
- Figura N°3.53: Vista de los pilotes – columna dentro de la estación
- Figura N°3.54: Procedimiento para planeamiento de un Layout según Richard Muther
- Figura N°3.55: Parte 1: Layout para ejecución de pilotes, zona de fierriería, zona de lodos, zona de trabajo.
- Figura N°3.56: Parte 2: Layout para ejecución de pilotes, zona de fierriería, zona de equipos, zona de trabajo.
- Figura N°4.1: Prueba de carga Osterberg
- Figura N°4.2: Prueba de carga Osterberg 2
- Figura N°4.3: Prueba de carga Osterberg 3
- Figura N°4.4: Preparación de pilote de prueba de carga de Osterberg
- Figura N°4.5: Prueba de Integridad
- Figura N°4.6: Prueba de Integridad 2
- Figura N° 4.7: Prueba de integridad, herramientas de uso
- Figura N° 4.8: Gráficas de resultado de las pruebas PIT
- Figura N° 4.9: Gráficas de resultado de las pruebas PIT – perfil real del pilote
- Figura N°4.10: Cabeza de Pilote con superficie de impacto
- Figura N°4.11: Sensores de tensión y aceleración
- Figura N°4.12: Impacto en prueba de carga del pilote
- Figura N°4.13: Prueba de cross hole
- Figura N°4.14: Prueba de cross hole en campo
- Figura N°4.15: Detalle de cada uno de los ensayos a realizar (6)
- Figura N°4.15: Grafía de pilote, ensayo Cross Hole
- Figura N°5.1: Distribución de pilotes en estación de pasajeros-planta
- Figura N°5.2: Distribución de pilotes en estación de pasajeros-perfil
- Figura N°5.3: sección transversal de estación de pasajeros-pilotes centrales
- Figura N°5.4: ejemplo de perfil geotécnico en zona de estación de pasajeros
- Figura N°5.5: EDT (WBS) de principales trabajos a ejecutar para el pilotaje

## CAPÍTULO I:

### INTRODUCCIÓN

#### 1.1 GENERALIDADES

La presente tesis muestra el sistema constructivo de los pilotes para una estación de pasajeros para el Metro de Lima y Callao, esta estación es subterránea, ejecutada en base a muros pantalla, pilas pilote que trabajan como columnas de la estación, losas unidas a los muros y la técnica empleada para su construcción es la de arriba hacia abajo.

En muchos países del mundo se ha tomado mucha importancia en desarrollar sistemas de transporte público de mayor capacidad en sus principales ciudades, entre ellos destaca el Perú, que ha diseñado toda una Red Básica de Líneas del Metro de Lima y Callao para brindarle a la ciudad las inversiones necesarias de manera que los ciudadanos puedan disfrutar de una mayor calidad de vida mediante un mejora en el transporte público.

El desarrollo de la infraestructura ferroviaria viene ligado a la aplicación de sistemas constructivos nuevos en nuestro país; tal es el caso de la ejecución de las estaciones subterráneas, que consiste en ejecutar la estación de arriba hacia abajo, construyendo primero los pilotes (que servirán de columnas para la estación) y los muros pantalla de donde se sostendrá las losas y a su vez servirán como muros de contención del terreno, y de soporte para las losas conjuntamente con los pilotes.

Muchas tesis han sido desarrolladas mostrando diversos sistemas de pilotaje como; pilotes hincados, pilotes excavados usando lodo bentonítico para estabilizar el terreno excavado sin la necesidad del empleo de fundas metálicas. Estas fundas metálicas por lo general suelen perderse en algunos proyectos por no contar con el equipo adecuado para extraerlas. En este tipo de proyecto que atraviesa la ciudad se encontrará cualquier tipo de terreno y podría ser necesario utilizar lodo bentonítico y fundas metálicas para la estabilización del pozo de excavación, evitando que estas fundas en la mayoría de los casos llegue a perderse.

En el primer capítulo de la presente tesis se muestra la introducción, el segundo capítulo hace referencia al fundamento teórico, en el que se detalla el tema de los pilotes.

El tercer capítulo hace referencia al sistema constructivo de los pilotes para la estación de pasajeros, que será ejecutado en subterráneo. Estos pilotes tienen dos funciones a la vez, trabajan como pilotes y como columnas.

El cuarto capítulo muestra las pruebas de carga a las que son sometidos los pilotes, para asegurar que estén íntegramente bien construidos y soporten las sollicitaciones de carga para las cuales fueron diseñados.

En el quinto capítulo se muestra la EDT, el cronograma de ejecución de las obras mostrando la ruta crítica del proyecto.

En el sexto capítulo se muestra el presupuesto de ejecución de las obras civiles para la estación de pasajeros.

Finalmente se mostrarán las conclusiones y recomendaciones, anexos; con la seguridad de contribuir con el presente trabajo en enriquecer la bibliografía de la ingeniería peruana.

## **1.2 PLANTEAMIENTO DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA**

Se ha planteado la necesidad de contar con un adecuado proceso constructivo para la ejecución de una estación de pasajeros para el metro de Lima, según la experiencia en el País la manera de construir una obra subterránea es hacer una gran excavación e ir anclando muros escalonadamente. La siguiente tesis plantea que la ejecución de esta estación es desarrollada por un sistema constructivo diferente que va de arriba hacia abajo, y para ello es necesario la instalación de pilotes, muros pantalla y losas antes de iniciar la excavación. Por lo tanto el tema principal será la metodología constructiva aplicada para la ejecución de pilotes; teniendo como restricciones principales las vías del tránsito vehicular, los distintos tipos de suelo que pueden encontrarse en la capital limeña y el nivel freático alto cuando nos aproximamos a zonas bajas como el Callao.

### **1.3 OBJETIVOS**

#### **1.3.1 Objetivo General**

Desarrollar el proceso constructivo de pilotaje que será necesario para la construcción de una estación de pasajeros del Metro de Lima que deberá ser subterránea.

#### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Desarrollar el Cronograma de ejecución de las Obras de pilotaje
- Desarrollar el Presupuesto de ejecución del pilotaje para la estación de pasajeros del metro de Lima.
- Mostrar las nuevas tecnologías usadas para la ejecución de los pilotes.
- Mostrar la distribución de los frentes de producción del método constructivo.
- Obtener la productividad de la ejecución de pilotes.

### **1.4 HIPOTESIS**

Teniendo en cuenta que esta técnica de construcción subterránea es nueva en el país se plantea la ejecución de pilotes excavados con lodo bentonítico que permitirá estabilizar las paredes de la excavación durante la ejecución de los pilotes, y en zonas donde el nivel freático es alto se podrá usar las fundas metálicas en toda la longitud del pilote, de tal manera de cuidar la integridad del pilote. Ante ello la presente tesis pretende dejar una bibliografía que pueda ilustrar el tipo adecuado de construcción de los pilotes para la estación de pasajeros subterránea y tener un presupuesto bajo de ejecución, terminar la obra en menor plazo posible, lo cual dependerá de las situaciones reales del proyecto.



## CAPÍTULO II:

### FUNDAMENTO TEÓRICO

#### 2.1 ANTECEDENTES DEL METRO DE LIMA

El Decreto Supremo N°059-2010-MTC, suscrito por el Presidente de la República con fecha 23 de diciembre de 2010 y refrendado por el Ministro de Transportes y Comunicaciones. Aprobó la Red Básica del Metro de Lima – Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao.

La Red Básica del Metro de Lima, que permite definir cuencas de intervención, en el ámbito de ejes viales para el desarrollo de estudios base y de ingeniería para la definición de los trazos finales, localización de estaciones y áreas de reservas para líneas que lo componen. Ver la figura 2.1, se muestra las 6 líneas del Metro.



Figura 2.1: Red Básica del Metro de Lima

Fuente: página web AATE

De acuerdo a lo establecido por el Decreto Supremo señalado anteriormente, que define los trazos preliminares sobre la base de seis (06) líneas que conforman la Red Básica del Metro de Lima, que son las siguientes:

- Línea 1: Avenida Separadora Industrial, Avenida Pachacutec, Avenida Tomás Marsano, Avenida Aviación, Avenida Grau, Jirón Locumba, Avenida 9 de Octubre, Avenida Próceres de la Independencia, Avenida Fernando Wiese.
- Línea 2: Avenida Guardia Chalaca, Avenida Venezuela, Avenida Arica, Avenida Guzmán Blanco, Avenida 28 de Julio, Avenida Nicolás Ayllón, Avenida Víctor Raúl Haya de la torre (Carretera Central).
- Línea 3: Avenida Alfredo Benavides, Avenida Larco, Avenida Arequipa, Avenida Garcilaso de la Vega, Avenida Tacna, Avenida Pizarro, Avenida Túpac Amaru, Avenida Rosa de América, Avenida Universitaria.
- Línea 4: Avenida Elmer Faucett, Avenida la Marina, Avenida Sánchez Carrión, Avenida Salaverry, Avenida Canevaro, Avenida José Pardo de Zela, Avenida Canadá, Avenida Circunvalación, Avenida Javier Prado.
- Línea 5: Avenida Huaylas, Avenida Paseo de la República, Avenida República de Panamá, Avenida Miguel Grau.
- Línea 6: Avenida Tupac Amaru, Avenida los Alisios, Avenida Universitaria, Avenida Bertolotto, Avenida Pérez Aranibar (Ex Av. Ejército), Avenida Angamos, Avenida Primavera (Santiago de Surco).

Es importante mencionar, que la Red Básica del Metro de Lima – Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao aprobada mediante Decreto Supremo N° 059-2010-MTC establece en sus normas complementarias, que el Ministerio de Transportes y Comunicaciones podrá modificarla mediante Resolución Ministerial.

El Metro de Lima es un sistema urbano de transporte que recorre la ciudad de Lima, capital del Perú. En su primera línea (Línea 1) opera bajo el sistema de viaducto elevado y recorre la ciudad de sur a noreste, atravesando las inmediaciones de su centro histórico. Se ha proyectado que las siguientes seis líneas que compondrán la red serán en su mayor parte subterránea. La extensión total del sistema teniendo cuenta la línea 6 que está en evaluación será de 165 km.

Durante el primer gobierno Alan García (1985-1990) se inició la construcción en el año 1986, llegándose a concluir una sección de 9,2 km de la ahora llamada Línea 1, la misma que atravesaba tres distritos al extremo sur de la ciudad. A pesar que esta sección inicial contaba ya con 30 vagones y 7 estaciones, el

sistema no inició operaciones con público por no tener la distancia ni la demanda suficientes que lo hicieran comercialmente viable. De esta manera, la construcción del Metro de Lima se detuvo ante un panorama de crisis económica y bajo la sospecha de sobornos, luego de una inversión de 226 millones de dólares en cofinanciamiento con el gobierno italiano.

En 2009, luego de casi veinte años de paralización y durante el segundo gobierno del presidente Alan García, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones retomó el proyecto a fin de culminar el primer tramo de la Línea 1, prolongándose su recorrido hasta la Avenida Miguel Grau en el centro de Lima, haciendo un total de 21,48 kilómetros de viaducto elevado con 16 estaciones y sumando cinco distritos más. Al concluirse las obras y completarse el primer tramo, el Metro de Lima fue inaugurado el 11 de julio de 2011, aunque su plena operatividad se alcanzó recién a inicios del año 2012, luego de algunos meses de pruebas en vacío (sin público). Un segundo tramo de extensión fue ejecutado durante el gobierno del presidente Ollanta Humala e inaugurado el 12 de mayo de 2014, completando así el total de la actual Línea 1 con 34,6 km de longitud y 26 estaciones.

Por otro lado, el 28 de marzo de 2014, el gobierno peruano concesionó la Línea 2 que se extenderá de oriente a occidente a lo largo de 27 kilómetros, desde el distrito de Ate hasta el Puerto del Callao, incluyendo además los primeros 8 kilómetros de la línea 4 bajo la avenida Elmer Faucett, entre las avenidas Oscar Benavides (Colonial) y Néstor Gambetta (de sur a norte). En total serán 35 kilómetros de obras que se iniciarán el 2015, cuya primera etapa está prevista concluirse para los primeros meses del 2017.

### **2.1.1 La Historia del Metro de Lima**

Entre 1972 y 1973, el consorcio "Metrolima" elaboró el estudio de factibilidad técnico-económica y el anteproyecto del "Sistema de Transporte Rápido Masivo de Pasajeros en el Área Metropolitana de Lima-Callao", aprobado por el Gobierno Revolucionario de las Fuerzas Armadas del Perú en 1974. Lamentablemente, la crisis política generada por la repentina enfermedad del Presidente del Perú de esa época General de División EP Velasco Alvarado sumado al complejo suelo limeño ubicado en una zona altamente sísmica, así como la crisis económica internacional, en ese momento, imposibilitaron

conseguir el financiamiento ascendente aproximadamente a US\$ 317.000.000 de la época.

De esta manera, el proyecto de "Metrolima", que contemplaba un total de 5 líneas de tren subterráneo, quedó archivado.



Figura 2.2: Estación inicial Villa El Salvador. Fue inaugurada en 1990 pese a que la Línea 1 no había sido culminada.

En 1986, el primer gobierno de Alan García creó la "Autoridad Autónoma del Proyecto Especial Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao" por Decreto Supremo N° 001-86 MIPRE y con fuerza de Ley N° 24565. Esta entidad convocó a un concurso público para la implementación de este sistema y el concurso lo ganó el denominado "Consortio Tralima" de capitales italianos. Este consorcio inició con prontitud las obras de construcción de la infraestructura para un metro en viaducto elevado.

El 18 de octubre de 1986 se colocó la "primera piedra", de lo que fue la principal promesa que hiciera en 1987 el recién electo Alcalde de Lima y militante del entonces partido de gobierno: Jorge del Castillo. La obra inició con un Patio Taller de 120,000 m<sup>2</sup> en el distrito de Villa El Salvador, al sur de la ciudad, destinado al parqueo de los trenes y al mantenimiento preventivo de los mismos. La construcción avanzó con relativa rapidez durante un par de años, pero cuando la Línea 1 llegó al distrito de San Juan de Miraflores (específicamente al llegar a la Estación Atocongo) el país se encontraba en una profunda crisis económica y social, lo cual motivó que se paralizara la obra. Su recorrido original debía continuar por la Av. Aviación hasta llegar al Hospital 2 de Mayo, en el Centro de Lima, pero el presupuesto asignado se había agotado y esto, sumado a varios cuestionamientos a la transparencia en el manejo de los recursos y a otros factores como la inflación y el terrorismo (éste último dejaba a la capital sin energía eléctrica durante largos períodos), dejaron la obra paralizada.



Figura 2.3: La construcción del viaducto de la línea 1 permaneció paralizada por más de 20 años hasta que fue reiniciada en 2010. Fuente: AATE

El 28 de abril de 1990, a tres meses de finalizar el primer gobierno aprista, Alan García dispuso la inauguración de la obra. Sin embargo, al tener un tramo corto (9.2 km) que no llegaba a ingresar a los distritos céntricos y de mayor demanda de Lima, el metro quedó como una obra inutilizable en la práctica. Por tal razón, los trenes operaron en vacío únicamente para evitar su deterioro y excepcionalmente transportaron pasajeros de manera gratuita cuando los transportistas de la capital paralizaban sus labores por causa de algún reclamo gremial.

Es importante mencionar la falta de continuidad del proyecto, posteriormente los municipios por los que pasaba la vía del metro empezaron a "cubrir" los pilares trancos y/o tramos inconclusos para tratar de menguar, de alguna forma, el impacto negativo ocasionado al paisaje urbano. Así, en la berma central de la Av. Aviación, se hicieron elevaciones de tierra y césped, con el fin de evitar la invasión del comercio ambulante (que en ese entonces era un grave flagelo en Lima). Se sembraron árboles, enredaderas y plantas colgantes que trepaban los fierros de la construcción inacabada. Algunos municipios también pintaron sus columnas y muros con paisajes peruanos e imágenes de la naturaleza peruana, como una forma de asumir que el proyecto había quedado trunco.

El 5 de agosto de 2001, la AATE pasó a manos de la Municipalidad Metropolitana de Lima por Decreto de Urgencia N° 058-2001 con la esperanza de que el proyecto fuera relanzado. Sin embargo, el Metro siguió realizando recorridos en vacío con el fin de brindar mantenimiento preventivo a los trenes y evitar su deterioro. Así, pasarían casi veinte años en que el proyecto permanecería abandonado.



Figura N°. 2.4: Tren detenido en la estación Villa El Salvador (2011).

En el año 2009 el Gobierno Central dispuso que el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) retomara la administración de la Autoridad Autónoma del Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao (AATE),<sup>5</sup> encargando a una dependencia del ministerio llamada Provias Nacional la organización de una licitación pública internacional para la selección de la empresa que lleve a cabo las obras civiles del tramo faltante del tren y el equipamiento electromecánico del mismo. El financiamiento de la obra proviene de una operación de endeudamiento externo con la Corporación Andina de Fomento (CAF) por US\$ 300 millones de dólares, aprobado el 18 de agosto de 2009.

El 2 de diciembre de 2009, el Ministerio otorgó la buena pro para la construcción al Consorcio Tren Eléctrico Lima, conformado por la empresa brasileña Odebrecht junto a Graña y Montero de Perú. Las obras civiles del nuevo sistema de metro de Lima se iniciaron 2 de marzo de 2010 y al mes de enero de 2011, ya se encontraban prácticamente terminadas, restando únicamente la electrificación de la nueva vía que estaría a cargo de la empresa alemana Siemens y la renovación del material rodante italiano a cargo de Ansaldo Breda, su fabricante original.

En paralelo, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) organizó junto a la Agencia de Promoción de la Inversión Privada (Proinversión) un nuevo concurso público para la selección del operador del tren. El operador seleccionado fue el Consorcio Tren Lima - Línea 1, consorcio peruano argentino conformado por la peruana Graña y Montero y la argentina Ferrovías, operadora del Ferrocarril Belgrano Norte y de otros servicios ferroviarios en Buenos Aires. El consorcio conformado por GyM y Ferrovías proveyó el material rodante

faltante, consistente en 7 trenes más y 48 vagones adicionales a los ya existentes. El operador también se ha hecho cargo de la operación del metro por un período de 30 años. De la misma forma, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) convocó a licitación pública internacional para la construcción de la segunda etapa de la Línea 1, que une la Estación Intermodal Grau con el distrito de San Juan de Lurigancho.

El tramo 1 de la Línea 1 fue inaugurado el 11 de julio de 2011 por el presidente Alan García Pérez, en una ceremonia que se celebró en la Estación Multimodal Miguel Grau.



Figura 2.5: Tren de la Línea 1 (Estación San Borja Sur).

El 11 de octubre de 2011 se culminó el proceso de transferencia del Metro de Lima, el cual fue entregado por la Autoridad Autónoma del Tren Eléctrico (AATE) a la empresa GyM Ferrovías S.A. (Línea 1 del Metro de Lima). En el mismo mes empezaron las pruebas en vacío de la Línea 1 del Metro de Lima. Luego, entre octubre y noviembre se efectuaron las primeras pruebas gratuitas con pasajeros.

A partir del 3 de enero de 2012 se iniciaron las pre operaciones con acceso a 9 estaciones (Villa El Salvador, Parque Industrial, María Auxiliadora, Jorge Chávez, Ayacucho, Angamos, San Borja Sur, Arriola y Gamarra) en horarios limitados. El 6 de enero entraron en funcionamiento las demás estaciones en horario completo (de 6:00 am a 9:00 pm), y desde el 9 de enero hasta el 4 de abril se realizaron los traslados gratuitos con todo tipo de pasajeros. La operación comercial se inició el 5 de abril del 2012 mediante el cobro a todos los pasajeros, que utilizan una tarjeta inteligente recargable que puede ser adquirida en las diferentes estaciones.

Por otro lado, el 10 de noviembre de 2011 comenzaron los trabajos preliminares de la construcción del segundo tramo de la línea 1 que se inició a pocos metros

del final del viaducto, en el cruce de las avenidas Aviación y Grau, frente al cuartel Barbones en el Cercado o centro de Lima. El 10 de abril de 2012 se colocó oficialmente la primera piedra de la construcción y se dio inicio a las obras de gran envergadura.

Después de casi dos años de trabajos, esta obra permitió completar los aproximadamente 35 kilómetros que tiene la primera línea, interconectando así a 11 distritos limeños entre Villa El Salvador (VES) y San Juan de Lurigancho (S JL). Según el contrato, se construyeron 12,5 kilómetros de viaducto elevado, 10 estaciones y 2 grandes puentes que cruzan el río Rímac y la Vía de Evitamiento. La obra, entregada el 12 de mayo del 2014, permite viajar desde Villa El Salvador hasta San Juan de Lurigancho en 54 minutos, a diferencia de las casi tres horas que tomaba recorrer el mismo tramo en horas punta.

Finalmente el día 25 de julio de 2014 y después de unos tres meses de pruebas en vacío, se dio inicio a las operaciones comerciales con público en la totalidad de la línea 1 (tramos 1 y 2), constituyéndose así en una fecha histórica para la ciudad de Lima, pues la misma tuvo que esperar más de dos décadas para ver culminada esta fundamental obra de transporte masivo.

En el año 2005 la Secretaría Técnica del Consejo de Transporte de Lima y Callao ST-CTLC (institución adscrita al Ministerio de Transporte y Comunicaciones - MTC) solicitó a la Agencia de Cooperación Técnica del Japón - JICA la formulación de un Plan Maestro de Transporte Urbano, el cual consideró una red de 7 líneas para el Metro de Lima. Sin embargo, el plan fue desestimado y reemplazado el año 2010 por otro denominado Red Básica del Metro de Lima.

La nueva red básica, incluyó inicialmente 5 líneas de metro para la capital. Fue aprobada mediante Decreto Supremo 059-2010-MTC, el cual constituyó el marco legal que permitiría luego el desarrollo de los estudios necesarios para establecer los trazos definitivos, la localización de las estaciones y el inicio de las gestiones para la reserva de los derechos de vía correspondientes. La mencionada norma indicó que el Ministerio de Transportes y Comunicaciones podrá, mediante Resolución Ministerial, modificar la Red Básica del Metro de Lima - Sistema Eléctrico de Transporte Masivo de Lima y Callao. Asimismo, el



ministro de transportes incorporó en agosto de 2013 una línea más (Línea 6), quedando la red constituida de la siguiente manera:

- **Línea 1:** Avenida Separadora Industrial, Avenida Pachacútec, Avenida Tomás Marsano, Avenida Aviación, Avenida Grau, Avenida Locumba, Avenida Próceres de la Independencia.
- **Línea 2:** Avenida Guardia Chalaca, Avenida Oscar Benavides, Avenida Germán Amezaga, Avenida Venezuela, Avenida Arica, Paseo Colón, Paseo de la República, Avenida 28 de Julio, Carretera Central, Plaza de Armas de Chosica.
- **Línea 3:** Avenida Alfredo Benavides, Avenida Larco, Avenida Arequipa, Avenida Garcilaso de la Vega, Avenida Tacna, Avenida Pizarro, Avenida Túpac Amaru, Avenida Rosa de América, Avenida Universitaria.
- **Línea 4:** Avenida Elmer Faucett, Avenida La Marina, Avenida Sánchez Carrión, Avenida Salaverry, Avenida Canevaro, Avenida Juan Pardo de Zela, Avenida Canadá, Avenida Circunvalación, Avenida Javier Prado.
- **Línea 5:** Avenida Huaylas, Avenida Paseo de la República, Avenida República de Panamá, Avenida Miguel Grau.
- **Línea 6:** Avenida Angamos (Primavera), Avenida Pérez Aranibar (Ex Avenida Del Ejército), Avenida Bertolotto, Avenida Universitaria, Avenida Los Alisos, Avenida Túpac Amaru.

A la fecha (2014), la Línea 1 se encuentra totalmente operativa en sus dos tramos, sin embargo, existe una propuesta para extenderla aún más, hacia la futura zona de expansión sur de la ciudad ubicada en el distrito de Lurín. La Línea 2 y Ramal de la Línea 4, fue concesionada y contratada en abril de 2014 iniciándose las obras preliminares en julio del mismo año. El día 29 de diciembre del 2014 se dio inicio oficialmente a la construcción de esta línea y también de un sector de la línea 4, en una ceremonia protocolar con asistencia del Presidente de la República.

Para principios del 2017 se concretará la concesión del diseño, financiamiento, construcción, provisión de equipamiento electromecánico, adquisición de material rodante, operación y mantenimiento de las líneas 3 y 4 del Metro de Lima.

## **Estructura**

El Metro de Lima Línea 1, cuenta con 26 estaciones de pasajeros, ubicadas en promedio cada 1.2 kilómetros. Inicia su recorrido en la zona del Parque Industrial de Villa El Salvador al sur de la ciudad, continúa por la avenida Pachacútec en el distrito de Villa María del Triunfo para luego seguir por la avenida Los Héroes en el distrito de San Juan de Miraflores. La última estación habilitada hasta el año 2010 fue la Estación Atocongo pero luego, al haberse culminado la construcción de los tramos tramo 1 y 2 de la Línea 1, continúa por la avenida Tomás Marsano en el distrito de Surco, atraviesa el Óvalo Higuiereta, continúa por la avenida Aviación, atraviesa la avenida Grau del Centro de Lima, luego cruza el río Rímac y se adentra varios kilómetros en el distrito de San Juan de Lurigancho, hasta finalmente llegar a la estación Bayóvar y el patio de maniobras.

## **Costo promedio por Km:**

### **Línea 1:**

En base a la información encontrada en la Web se ha podido establecer el costo promedio por km de construcción de la línea 1:

Tramo 1: \$ 519 millones - 12 Km, el promedio sería: \$ 43 millones x km

Tramo 2: \$ 900 millones – 12.4 Km, el promedio sería: \$ 72 millones x km

Un promedio de ambos: **\$ 57 millones x km.**

### **Línea 2 y ramal Línea 4:**

El presupuesto de ejecución sin considerar los trenes es de \$ 4,720 millones, tenemos 35 km; por lo tanto el promedio por km sería: **\$ 135 millones x km.**

Tener en consideración que la línea 2 y ramal de la línea 4 se ejecuta actualmente en subterráneo por ello el precio es más caro.

## 2.2 LOS PILOTES

Los pilotes son elementos estructurales de forma alargada hechos de diversos materiales como acero, madera, concreto o también mixtos. Usados básicamente para cimentaciones profundas. Los Pilotes se introducen en el suelo para transmitir cargas a estratos inferiores con la finalidad de dar seguridad a la estructura de que no falle y que no sufra asentamientos severos que puedan dañarla. A pesar del costo que pueda demandar usar pilotes en una cimentación se hace necesario cuando se encuentran diferentes dificultades para cimentar una estructura.

### 2.2.1 Carga (P)

Representa la carga de servicio que debe de absorber según las exigencias de la estructura.

#### 2.2.1.1 Carga por Fricción ( Pf )

Es la Carga que se desarrolla lateralmente, mejor dicho debido al rozamiento entre el cuerpo (área lateral del Pilote) con el suelo.

$$P_f = \sum A_s f_s$$

Donde:

$A_s$  : Área efectiva de la superficie lateral del pilote.

$f_s$  : Resistencia friccional en las caras laterales del pilote

#### 2.2.1.2 Carga por Punta ( Pp )

Esta carga empieza a desarrollarse en el momento que empieza el hincado del pilote, justamente en la punta del pilote, el suelo a su vez se va compactando y va formando una resistencia por punta.

En el pilote resistente por la punta, esta se asemeja a una cimentación por superficie enterrada profundamente. Cuando se carga el pilote se forma un cono de suelo no alterado que se adhiere a la punta. Como la punta va penetrando más profundamente conforme aumenta la carga, el cono fuerza el suelo hacia los lados cortando la masa a lo largo de una superficie curva. Si el suelo es

blando, compresible o tiene un módulo de elasticidad bajo, la masa situada más allá de la zona de esfuerzo cortante se comprime o deforma, permitiendo que el cono penetre más. Esta es una forma de esfuerzo cortante local similar al descrito para las cimentaciones poco profundas. Si el suelo o la roca son muy rígidos, la zona de esfuerzo cortante se extiende hasta que el desplazamiento total permita al cono perforar el suelo hacia abajo. Se han propuesto varias formas para la zona de esfuerzo cortante para evaluar la resistencia por la punta. Igual que los resultados de los análisis de las cimentaciones poco profundas, éstos se pueden expresar en la forma general siguiente:

Para un pilote tubular de radio r:

$$P_p = \pi r^2 (1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.6\gamma r N\gamma)$$

Para un pilote de sección cuadrada BxB:

$$P_p = B^2 (1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma r N\gamma)$$

Donde:

c: Cohesión.

El término  $1.3cN_c$  se emplea sólo en suelos cohesivos.

$\gamma$ : Peso específico del pilote.

$D_f$ : Profundidad de la cimentación.

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N\gamma$  son los coeficientes de capacidad de carga.

La figura 2.1 muestra la distribución de la carga por punta y la carga por fricción en el pilote.

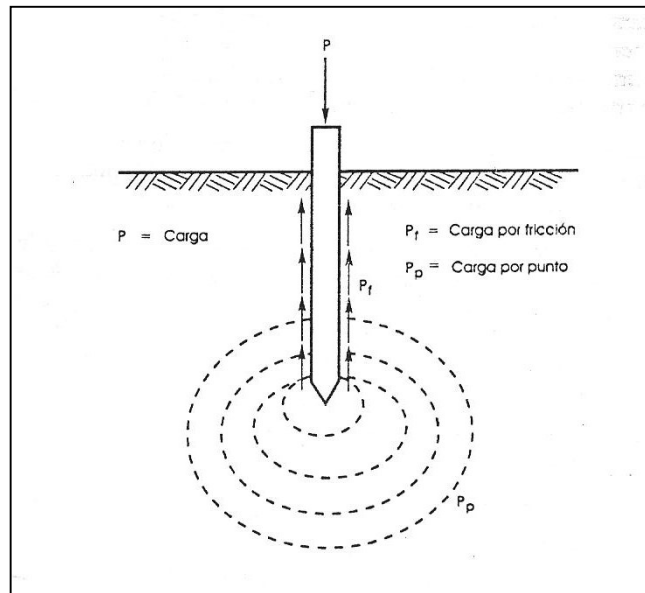


Figura N° 2.6: Vista de distribución de cargas en el pilote  
Fuente: Ingeniería Portuaria; César Fuentes Ortiz

### 2.2.2 Grupos de Pilotes

Generalmente los Pilotes se diseñan en grupos, o mejor dicho las cimentaciones profundas están compuestas por varios pilotes instalados en tal forma que la estructura transfiera a los pilotes la carga uniformemente y a su vez se distribuya la carga al suelo indicado.

La capacidad de carga de un grupo de pilotes de fricción es mayor que la suma de capacidades de carga de pilotes individuales en el caso de que el suelo fuera arena. En el caso de la arcilla puede suceder lo contrario.

En el caso de los pilotes por punta, casi la capacidad de carga no es afectada por los pilotes vecinos.

Se debe tener mucho cuidado en el caso de las contribuciones relativas de la fricción lateral y de la punta. En el caso de la capacidad de carga para un único pilote que llega a un estrato firme, comparándolo con un grupo de pilotes de una cimentación real que los esfuerzos llegan hasta estratos más profundos, poniendo como ejemplo el caso de las pruebas de carga donde un solo pilote de una longitud dada genera esfuerzos que llegan al estrato deseado y en una cimentación real el grupo de pilotes generara esfuerzos que llegaran a estratos más profundos y posiblemente blandos como muestra la figura la figura 2.2

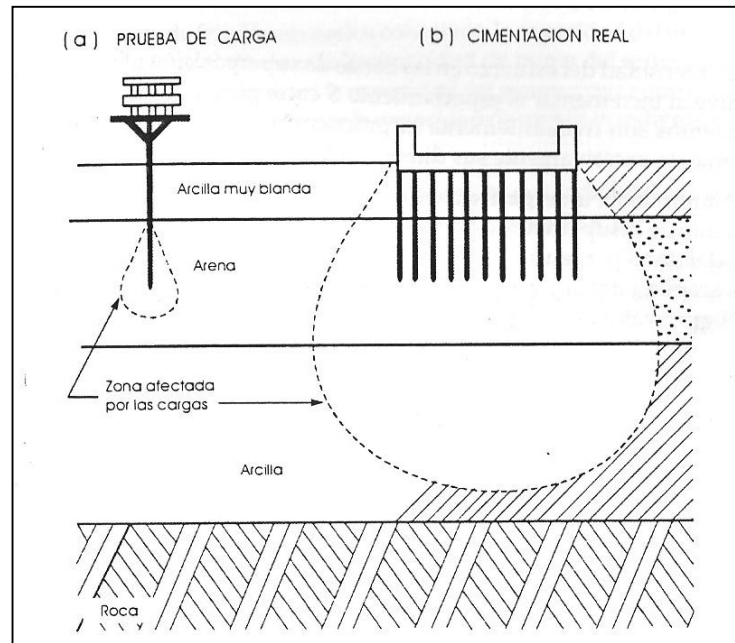


Figura N° 2.7: Vista de distribución de cargas en un grupo de pilotes

Fuente: Ingeniería Portuaria; César Fuentes Ortiz

### 2.2.3 Espaciamiento de Pilotes

La Elección de un correcto espaciamiento de los pilotes traerá resultados favorables, al incrementar el espaciamiento entre pilotes disminuye la intensidad de los esfuerzos producidos en las zonas de superposición debido a la fuerza de fricción y a la fuerza por punta.

Pero por otro lado un espaciamiento de pilotes que exceda lo necesario reducirá el levantamiento de la superficie del terreno y posibles esfuerzos y daños por tensión causados en el pilote.

Durante la instalación del pilote no siempre se consigue una perfecta verticalidad, esto puede ser perjudicial para el caso que se trate de pequeños grupos de pilotes por ejemplo hablamos de 3 ó 4 pilotes agrupados, ya que se pueden originar sobrecargas debido a la excentricidad del grupo de pilotes.

Generalmente se sugiere que los espaciamientos "S" entre pilotes se tomen de acuerdo a las siguientes razones prácticas:

- Considerar una distancia mínima de centro a centro de 2.5 veces el diámetro del pilote ( $S > 2.5 D$ ).
- Considerar un espaciamiento de 1.05 a 1.50 m sobre centros para pilotes de fricción.

- El hincado debe iniciarse sobre pilotes del centro de un grupo y continuar hacia los bordes, para evitar la compactación central que se puede formar.
- En estructuras marinas sujetas a la acción del mar (olas), los pilotes deben tener mínimo un espaciamiento de 5 diámetros ( $S > 5 D$ ) para reducir las corrientes parasitas y la abrasión.
- En el caso de los suelos cohesivos que se encuentran saturados se puede utilizar espaciamientos mínimos  $S = 3 D$  para evitar levantamientos de la superficie del terreno.

“En el Año 1955, Terzagui hizo las siguientes recomendaciones:

- Para pilotes de punta hincados hasta la roca, o a través de arcilla blanda hasta arena:  $S = 2.5 D$ .
- Para pilotes de punta hincados a través de estratos menos comprensibles hasta alcanzar arena densa, o pilotes de fricción en arena suelta:  $S = 3D$ .
- Para pilotes de punta hincados es mas probable la ocurrencia de desviaciones con la vertical, lo que puede ocasionar que las puntas de los pilotes se encuentren demasiado cercanas entre si; por lo tanto, para pilotes mas largos debería usarse mayor espaciamiento.

En 1977 Tomlinson recomienda como espaciamiento mínimo lo siguiente:

- Para  $L > 10$  m:  $S = 3 D$
- Para  $10 < L < 25$  m:  $S = 4 D$
- Para  $L > 25$  m:  $S = 5 D$

A continuación en la tabla 2.1 se muestra algunos códigos de construcción que muestran el espaciamiento sugerido por cada tipo de pilote, donde “D” es el diámetro del pilote y “H” representa la diagonal de un pilote rectangular o tipo H:<sup>1</sup>

1: Libro de Ingeniería Portuaria, César Fuentes Ortiz

Tipo de Pilote	BOCA, 1984 (SEC. 1013.8)	NBC, 1976 (SEC. 912.11)	CHICAGO, 1987 (SEC. 1013.8)
De Fricción	2D ó 1.75H > 30"	2D ó 1.75H > 30"	1D ó 1.75H > 30"
De Punta	2D ó 1.75H > 24"	2D ó 1.75H > 24"	

Tabla 2.1: Sugerencias de espaciamiento según código

Fuente: Libro de Ingeniería portuaria, César Fuentes Ortiz

### 2.2.4 Eficiencia de Grupo

La Eficiencia de Grupo se define como:

$$EFICIENCIA = \frac{CDG}{NDP \times CD1P}$$

Donde:

CDG: Capacidad de grupo.

NDP: Numero de pilotes.

CD1P: Capacidad de un pilote

En la norma peruana E.050 de Suelos y Cimentaciones, encontramos en el ítem 26.4 un capítulo que trata el tema de la capacidad de carga de un grupo de pilotes y también sobre los espaciamientos. A su vez el Comité sobre cimentaciones profundas de la ASCE (1984), recomienda lo siguiente:

- Para pilotes de fricción en los suelos no cohesivos, con espaciamientos de  $S = 2$  a  $3D$ , se tendrá una Eficiencia  $\geq 1$ .
- Para pilotes de fricción en suelos cohesivos, la Eficiencia  $\leq 1$ .
- Para pilotes de punta cimentados en roca. La capacidad del grupo será la suma de las capacidades individuales. Eficiencia = 1.

La existencia de una variedad de suelos que se presentan en la práctica no permite establecer con exactitud una fórmula para determinar la eficiencia exacta del grupo de pilotes.



### 2.2.5 Capacidad de Carga de Pilote

La capacidad total de carga de un pilote es nominalmente, la suma de la resistencia por la punta que se ha movilizado y el producto de la fricción unitaria lateral movilizada por el área de la superficie lateral del pilote. Sin embargo, la carga máxima o de falla, "P", no es necesariamente igual a la suma de la resistencia máxima por la punta y la fricción lateral máxima. Primero, porque puede que no se movilen simultáneamente las resistencias por la punta y por fricción lateral en las diferentes secciones del fuste del pilote.

Considérese por ejemplo un pilote cuyo fuste esté en un suelo débil, no rígido, pero cuya punta descansa en un estrato rígido, un movimiento relativamente pequeño del pilote, hacia abajo, sería suficiente para producir la falla por capacidad de carga, mientras que el mismo movimiento no sería lo suficientemente grande para producir la falla por fricción lateral; por consiguiente, sólo una parte de la fricción lateral se habría movilizado en el instante de la falla. La reflexión del fuste del pilote por efecto de la carga (que es máxima en la superficie del terreno, pero menor en la punta), la diferente rigidez de los distintos estratos en contacto con el pilote y la compresión del suelo debajo de la punta del pilote, también contribuyen a una movilización desigual de la resistencia por la punta y de la fricción lateral. El resultado final es que la verdadera capacidad de carga del pilote, puede ser notablemente menor que la suma de los valores máximos. Esta diferencia se agrava en los suelos muy susceptibles, donde la falla produce una pérdida de resistencia. Por estas razones la fricción lateral de los estratos débiles generalmente se desprecia en los cálculos.

El pilote hincado tiene, generalmente, una capacidad de carga máxima mayor que la del pilote colocado con excavación previa o con chiflón de agua, porque los valores máximos, tanto el de resistencia por la punta como el de fricción, se alcanzan durante la hinca.

Una segunda causa de la diferencia entre la capacidad de carga calculada y la real de los pilotes, proviene de la fricción negativa mostrada en la figura 2.3. Los esfuerzos que se desarrollan en el suelo por el pilote y por cualquier carga superficial, como el relleno, no soportada directamente por los pilotes, hace que el suelo no consolide. Si hay algún estrato muy compresible a algún nivel por arriba de la punta del pilote, la consolidación hará que el suelo de arriba se mueva hacia abajo con respecto al pilote. Estos estratos en vez de soportar el pilote, debido a su movimiento descendente, añaden carga al pilote. Esta fricción negativa ha sido tan grande en algunos casos, que ha producido la falla de la

cimentación por pilotaje y debe por lo tanto, considerarse el diseño, por parte del geotecnista.

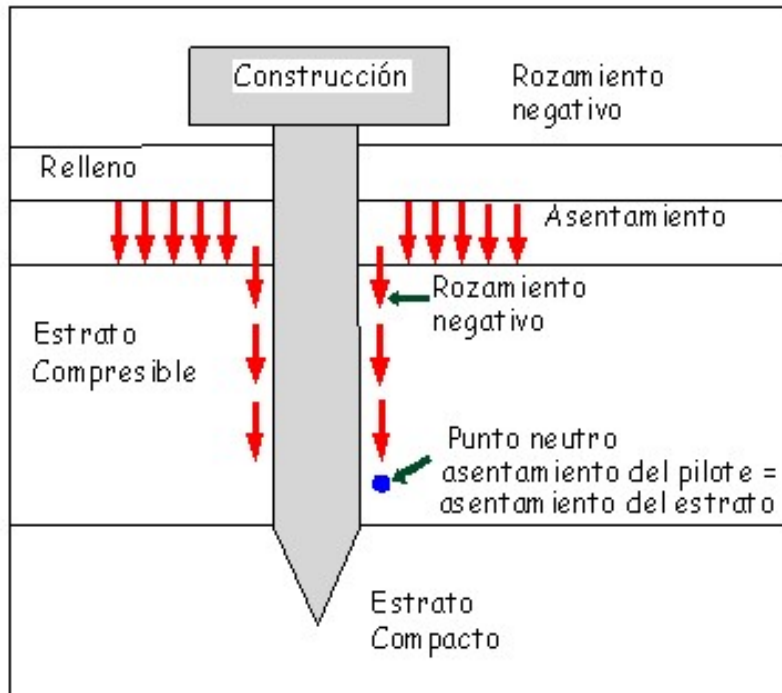


Figura N°2.8: Vista de distribución de la fricción negativa  
Fuente: Libro Ingeniería Portuaria, César Fuentes Ortiz

## 2.3 USO DE LOS PILOTES

Cuando los suelos no son capaces de soportar cargas importantes o cuando se requiere alcanzar profundidades adecuadas con el fin de eliminar los peligros de socavación u otros. Surge como solución el uso de los pilotes.

A continuación se detalla los casos en que comúnmente se usan pilotes en una cimentación:

- Cuando las cargas transmitidas por el edificio no se pueden distribuir adecuadamente en una cimentación superficial excediendo la capacidad portante del suelo. (Fig. 2.9 – c).
- Cuando la estructura está sobre agua. (Fig. 2.9 – e).
- Cuando los cimientos están sometidos a esfuerzos de tracción. Aquí tenemos varios casos:
  - En edificios de altura expuestos a fuertes vientos.
  - En construcciones que requieren de elementos que trabajen a la tracción, como estructuras de cables, o cualquier estructura anclada en el suelo.
- Cuando se necesita resistir cargas inclinadas; como en los muros de contención, o pilotes inclinados en los muelles. (Fig. 2.9 – d).
- Cuando se deben recalzar cimientos existentes. (Fig. 2.9 – f).
- Puede darse que los estratos inmediatos a los cimientos produzcan asentamientos imprevistos y que el suelo resistente esté a cierta profundidad; es el caso de edificios que apoyan en terrenos de baja calidad. (Fig. 2.9 – a).
- Para alcanzar profundidades que no están sujetas a la erosión, socavaciones, como ocurre normalmente en los pilares de estribos de puentes o pilotes de los muelles. (Fig. 2.9 – e).

- Para transferir la carga sobre un suelo suelto mediante el rozamiento entre el cuerpo del pilote y el suelo, a este tipo se le llama pilotes de fricción. (Fig. 2.9 – b).

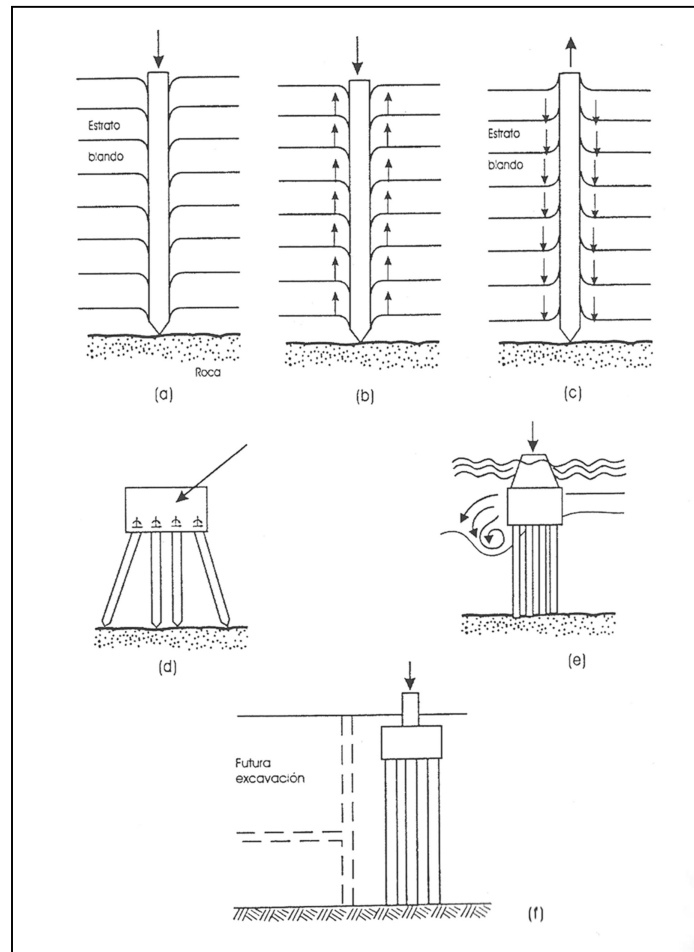


Figura N°2.9: Funciones y usos de los pilotes  
Fuente: Ingeniería Portuaria; César Fuentes Ortiz

## 2.4 TIPO Y SELECCIÓN DE PILOTES

### 2.4.1 Clasificación de Pilotes

Los pilotes son de diversas características, pueden ser de distintos materiales, diversas formas y tamaños, según las necesidades del proyecto. A continuación se muestra los tipos de pilotes más usados.

#### 2.4.1.1 *Por el material que lo forma*

Existen pilotes de concreto, acero, madera y mixtos o compuestos.

##### **A) Pilotes de madera**

Se usan los troncos de los árboles para fabricar este tipo de pilotes, proporcionando cimentaciones seguras y económicas en algunos casos. Con la dificultad que no se pueden fabricar pilotes de longitudes grandes ya que no se encuentra a menudo árboles de longitudes grandes y apropiadas, por lo que son generalmente pilotes de 12 a 18 metros.

Los pilotes de madera suelen resistir muy bien al clavado, su durabilidad dependerá del tipo de madera del cual provengan.

Para fuertes hincados se coloca una zapata de metal para proteger la punta del pilote.

Según el manual 17 publicado por el ASCE, las categorías de los pilotes de madera son:

- Clase A.- Usados para cargas pesadas y/o grandes longitudes, el mínimo diámetro tope es de 14" (350mm).
- Clase B.- Usados para cargas medianas. El mínimo diámetro tope es de 12" ó 13" (300mm - 325mm).
- Clase C.- Usados permanentemente bajo presencia de agua o para trabajos temporales. El mínimo diámetro tope es 12" (300mm).

Además de estas dimensiones mínimas el manual estipula mínimos requerimientos acerca de la calidad de la madera.

### **B) Pilotes de Concreto**

Debido al desarrollo industrial que dio origen a estructuras más pesadas, aparecieron los pilotes de concreto que remplazaron a los pilotes de madera. Los pilotes de concreto se pueden dividir en dos tipos principales; los pilotes prefabricados y los fabricados in situ.

- Pilotes Prefabricados.- este tipo puede ser reforzado con acero convencional, para darle resistencia a la tracción y flexión. Por lo general este tipo de pilotes son instalados mediante hincado con martillos hincapilotes. Este tipo de pilote puede fabricarse de diferentes tipos de sección transversal; circular, cuadrada, hexagonal, etc. Las dimensiones de estos pilotes están limitadas a 0.5m de diámetro, 25m de longitud y 75 toneladas de capacidad de soporte.
- Pilotes Fabricados in situ.- estos pilotes pueden hacerse en dos formas pilotes con fundas y pilotes sin fundas. El pilote tipo con funda usa un forro o tubo delgado de metal, el cual es clavado en el terreno antes de vaciar el concreto, y se retira en cuanto el concreto va siendo vertido, sin embargo no debe dejar que colapse por la presión del terreno. Una de las ventajas de los pilotes fabricados in situ es que no se producen daños en el pilote ni ruido asociado al clavado.  
La capacidad de carga que puede soportar este tipo de pilotes puede llegar un poco más de 150 toneladas.

### **C) Pilotes de Acero**

Este tipo de pilote puede ser de perfiles H, I, tubos y rieles, son empleados generalmente cuando el hincado es fuerte, cuando se tienen grandes cargas o cuando la longitud requerida es bastante grande.

Su principal desventaja es la corrosión del material, el cual puede reducirse los daños tratando el acero con pinturas o enfundándolo con concreto.

El pilote de acero tiene una mayor capacidad de carga que los pilotes de concreto, su alta resistencia y facilidad al corte lo hace más importante. Sin embargo el empleo de los pilotes de acero resulta más costoso que las otras alternativas.

- Pilotes tubulares.- son pilotes de sección circular que pueden tener su extremo abierto o cerrada. En el caso de que sean cerradas se fabrican unas puntas de acero de varios tipos.

Pueden llenarse de concreto y colocarse una armadura de fierro o dejarse simplemente vacíos. En la figura 2.5 se aprecia la instalación del pilote tubular y en la figura 2.6 se observa una forma de punta para el pilote.

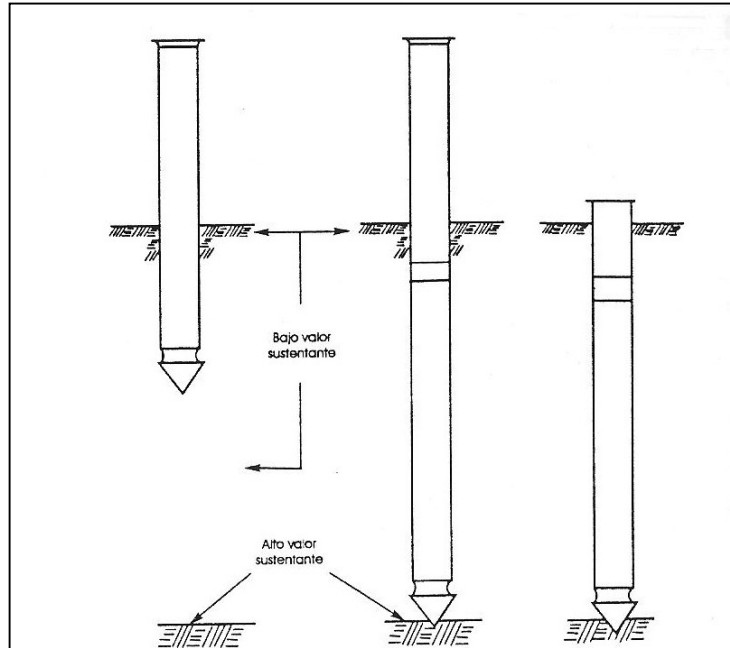


Figura N°2.10: Etapas de instalación del pilote tubular de acero

Fuente: Ingeniería Portuaria; César Fuentes Ortiz

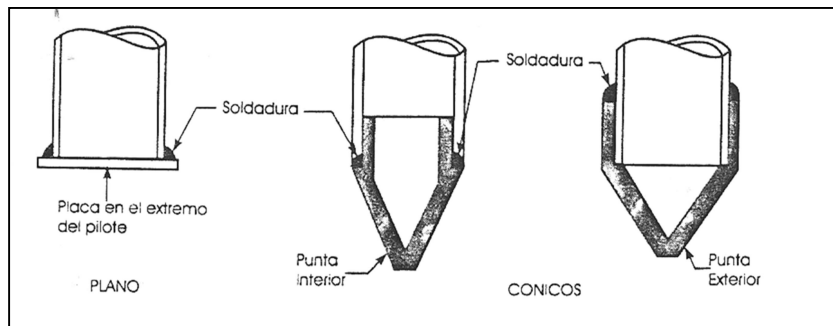


Figura N°2.11: Puntas para pilotes tubulares

Fuente: Ingeniería Portuaria; César Fuentes Ortiz

#### **D) Pilotes Compuestos o Mixtos**

Este tipo de pilotes esta hecho de dos o más materiales, siendo generalmente más común la combinación entre concreto y acero o madera y concreto.

#### **2.4.1.2 Por el Método de Instalación**

##### **A) Pilotes Hincados**

Este tipo de pilotes son hincados por martillos. Pueden ser de cualquier tipo de material.

##### **B) Pilotes Gateados**

Este tipo de pilotes es instalado mediante el empleo de gatas hidráulicas. Pueden ser de cualquier tipo de material.

##### **C) Pilotes Hincados y Vaciados in situ**

Son pilotes hincados de sección hueca, se trabaja con tubos de acero, que luego de ser rellenada de concreto se retira.

##### **D) Pilotes perforados y Vaciados in situ**

Son pilotes instalados mediante perforación del suelo para después ser rellenado de concreto.

#### **2.4.1.3 Por la forma como Transmiten la carga**

##### **A) Pilotes de Fricción**

Se presentan en dos situaciones en suelos no cohesivos, como gravas y arenas, una parte de la carga aplicada es transferida al suelo circundante a través de la fricción a lo largo de toda la superficie lateral del pilote, pero la mayor parte de la carga es transmitida a la punta del pilote.

Para el caso de suelos cohesivos, como arcillas, casi toda la carga es transmitida al suelo circundante a lo largo de la superficie lateral del pilote. La figura (2.7 – a) y (2.7 - b) muestra este tipo de pilote.



### B) Pilotes de punta

Este tipo de pilote es hincado en un estrato de gran capacidad de carga, la carga es transferida al suelo por medio de la punta del pilote. La figura (2.7 – c) muestra este tipo de pilote.

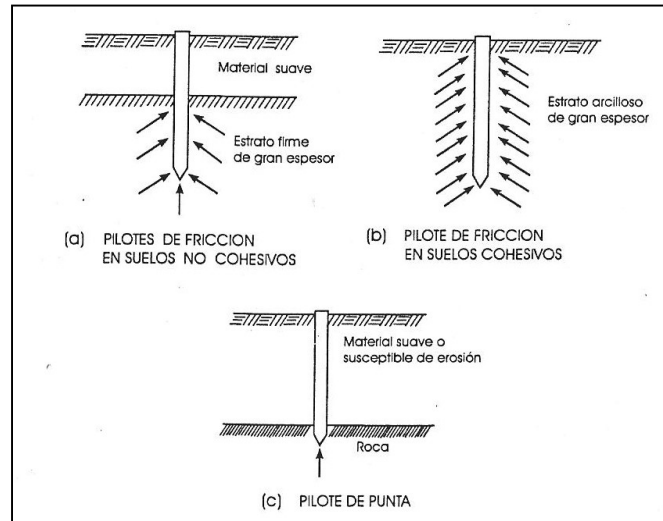


Figura N° 2.12: Clasificación de los pilotes según su forma de transferir la carga al suelo

Fuente: Ingeniería Portuaria; César Fuentes Ortiz

#### 2.4.1.4 Por el diámetro del pilote

**A) Micropilotes;** diámetro menor a 200 mm, se emplean en obras de recalce.

**B) Pilotes Convencionales;** diámetro de 300 a 600 mm.

**C) Pilotes de gran diámetro;** diámetro mayor de 800 mm.

**D) Pilotes Pantalla;** de sección pseudo rectangular.

**E) Pilotes de sección;** en forma de cruz.

## 2.5 SELECCION DE PILOTES

La elección del tipo de pilote a usar en una cimentación de alguna estructura dependerá del tipo del subsuelo y las condiciones en que se encuentre. No existen teorías exactas que dicten la cantidad, longitud, dimensiones de pilote a usarse para cada tipo de terreno que existe en la realidad. Las comparaciones económicas deben basarse en el costo de toda la cimentación y no únicamente en el costo de los pilotes.

Es muy común que los diseños de los pilotes se hagan en base a valores estimados preliminarmente. Antes de empezar con la construcción se debe efectuar las respectivas pruebas de carga.

La elección final del tipo de pilote la establecen las condiciones del subsuelo, las características de hincado, el comportamiento de la cimentación y el costo de total.

## 2.6 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES

Los pilotes actúan como columnas en una cimentación, por lo tanto las consideraciones que se tengan para las columnas es válido para los pilotes. Además que deben de cumplir con las siguientes exigencias:

- Momentos Flectores debidos a fuerzas horizontales.
- Compresión debido a la carga de servicio.
- Compresión debido a la fuerza del clavado.
- Momento flector debido a la curvatura del pilote.
- Flexión debido al izaje.
- Acción de columna corta para las partes del pilote que no reciben soporte lateral como el caso de pilotes en los muelles.

Es muy importante siempre el considerar en la hora del diseño los esfuerzos horizontales producidos por el aire, agua, sismo.

## 2.7 PRUEBA DE CARGA

### 2.7.1 Prueba de Carga Estática de Compresión

En el diseño de la cimentación de los pilotes hemos analizado admitiendo que los pilotes soportan cargas permanentes y cargas de clavado o hincado, para lo cual debe usarse fórmulas estáticas y fórmulas dinámicas. Los valores de las cargas obtenidas mediante estas fórmulas es necesario comprobarlas mediante la prueba de carga de pilotes. La figura 2.8 muestra el esquema de este tipo de prueba.

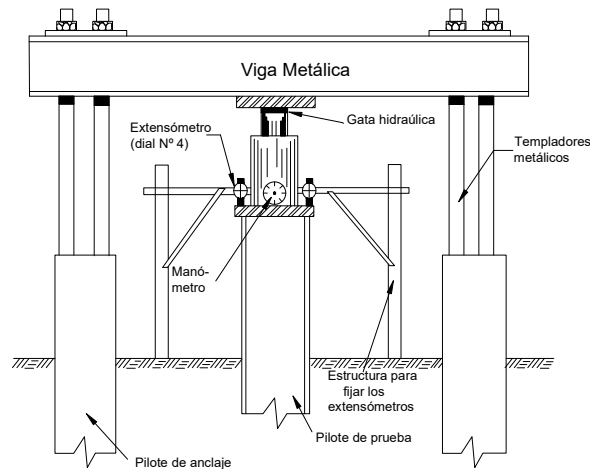


Figura N°2.13: Esquema de prueba de carga estática a pilote

Fuente: Ingeniería Portuaria; César Fuentes Ortiz

La cimentación profunda planteada satisfactoriamente debe tener una capacidad portante máxima (la resistencia del suelo al cortante debe ser apropiada); además, el asentamiento bajo una carga de trabajo debe ser tolerable. La prueba de carga hecha sobre varios pilotes, proporcionará información sobre la máxima capacidad portante.

Para suelos no cohesivos, la prueba de carga mostrará claramente el comportamiento al asentamiento de un pilote sencillo; pero dice poco del asentamiento de grupo, aunque éste será evidentemente mayor al de un único pilote. Por ello habrá que aplicar la fórmula para medir la eficiencia del grupo.

La figura 2.14 muestra momentos antes del inicio de la prueba de carga estática de compresión, se aprecia las gatas colocadas encima del pilote de prueba.



Figura N° 2.15: Fotografía Prueba de carga estática de compresión, Muelle Melchorita 2008

Fuente: Consorcio César Fuentes Ortiz – Ciport S.A.

### 2.8.2 Prueba Dinámica de Pilotes

El ensayo dinámico de pilotes (PDA) también conocido como prueba de carga dinámica nace en la universidad Case Institute of Technology en Cleveland, Ohio U.S.A en 1972 y a lo largo de más de 30 años ha tenido un desarrollo a nivel mundial. Tiene como objetivo principal determinar la capacidad de ruptura de la interacción entre el pilote y el suelo, para esfuerzos estáticos axiales.

Él difiere de las tradicionales pruebas de carga estáticas por el hecho de que la carga es aplicada dinámicamente, a través de golpes de un sistema de percusión adecuado.

A través de dichas pruebas, se obtiene valores de capacidad última de pilotes a partir de un proceso de confrontación de las señales de fuerza y velocidad obtenida en el ensayo con las señales obtenidas de la ecuación de onda

mediante un proceso de modelación. Una vez obtenidas dichas señales calculadas y medidas equivalentes, el modelo arroja la capacidad del pilote desglosando la contribución de fricción del fuste y la punta se obtiene como resultado del modelo dinámico obtenido.

Dichos resultados correlacionan bien con pruebas estáticas rápidas, efectuadas mediante métodos convencionales.

A continuación la figura 2.16 ilustra dichas correlaciones para diferentes tipos de pilotes:

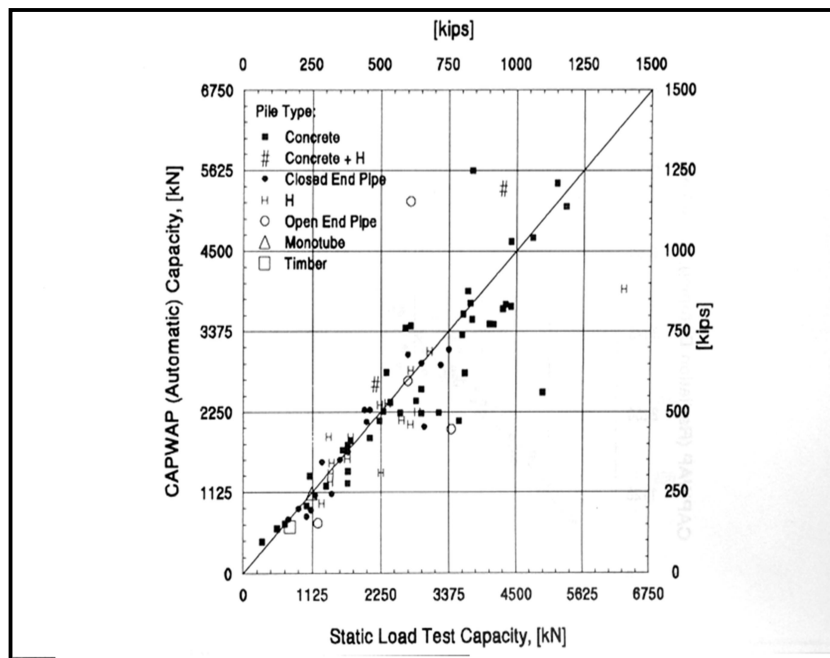


Figura N° 2.16: Correlación de datos de diferentes tipos de pilotes

Fuente: Consorcio César Fuentes Ortiz – Ciport S.A.

### 2.8.2.1 Preparación previa del PDA:

En pilotes "in situ", es recomendable hacer una preparación previa que consiste en lo siguiente:

- Preparación previa de la cabeza del pilote, construyendo un cabezal de hormigón para recibir los impactos.
- Los sensores deben ser instalados preferentemente en el fuste del pilote, y no en el cabezal.
- Los golpes son aplicados por cualquier sistema capaz de liberar un peso en caída libre.
- Debe usarse madera contrachapada, a veces encimadas por una chapa metálica, para amortiguamiento de los golpes.

La figura 2.17 muestra el análisis de datos con el PDA tomados del pilote de prueba.

#### Análisis de Datos con el PDA:

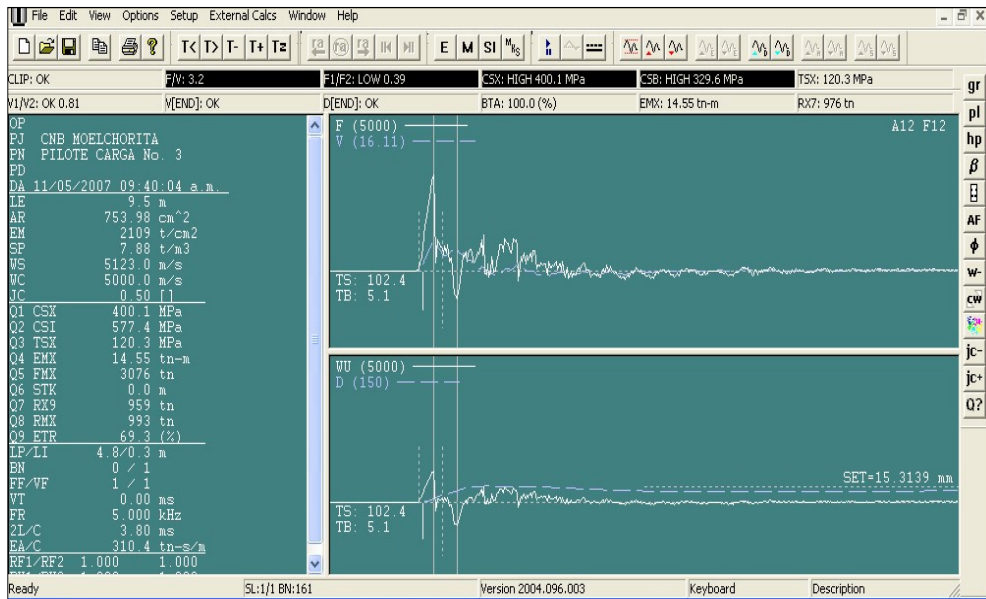


Figura N°. 2.17: Prueba dinámica PDA pilote

Fuente: Consorcio César Fuentes Ortiz – Ciptort S.A.

## CAPÍTULO III:

### METODOLOGÍA DE CONSTRUCCIÓN DE PILOTES

#### 3.1 EQUIPO USADO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PILOTES EXCAVADOS

Durante el desarrollo de los trabajos se usará diversos equipos especializados en la fabricación de los pilotes, maquinaria pesada, etc. a continuación se describe los principales:

- **Osciladora (Morsa):** equipo que es empleado para el hincado y la extracción de las fundas metálicas por medio de oscilaciones y empujes verticales, funciona hidráulicamente.
- **Kelly:** Barra de perforación telescópica que transmite el par necesario desde la mesa de rotación hasta la herramienta de perforación para el avance de la perforación.
- **KDK:** Unidad / Mesa de Rotación.
- **Campana:** Elemento que une la KDK y las fundas metálicas de perforación.
- **Tubería Tremie:** Tubería cilíndrica hueca utilizada para introducir el concreto en el pozo perforado (pilote). Las tuberías serán instaladas en el 100% de las pilas pilotes ejecutadas, los tubos serán de acero negro de diámetro de 2" y 4" siendo el espesor de 2 mm y 1.5 mm respectivamente. Vienen en segmentos generalmente de 3 m que van uniéndose a necesidad del proyecto.
- **Herramientas de perforación:** Se refiere a los diferentes tipos de herramientas necesarias para realizar la perforación en los diferentes tipos de suelo y condiciones.
- **Lodo de perforación:** Mezcla de bentonitas o polímeros con agua, utilizados para mantener la estabilidad durante el proceso de ejecución del pilote. Para su fabricación es necesario con agua de amasado que cumpla con los requisitos del agua de amasado del concreto.
- **Planta de lodos:** La planta de lodos está conformada esencialmente por tanques de almacenamiento, los equipos para la mezcla del lodo, bombas para mantener el lodo en movimiento, y un conjunto de elementos eléctricos y mecánicos, accesorios necesarios, para la

preparación, bombeo y el total tratamiento y control de los lodos de perforación.

- **Equipo de armado de Pilotes:** es un equipo en el que se puede construir la armadura del pilote rápidamente, cuenta con cabezales de soporte para los fierros y un motor mecánico que ayuda a enrollar todo el pilote (estribos).
- **Grúas sobre orugas:** se utilizarán para el izaje de la armadura de los pilotes, tubería tremie, fundas metálicas, y otras cosas de gran peso que se necesite levantar, etc.
- **Pilotea:** perforadora hidráulica, montada sobre carro de orugas, a continuación se puede apreciar las especificaciones técnicas de este tipo de pilotea:

Tabla N°3.1: Especificaciones Técnicas de la pilotea

<b>Máquina Base</b>	Sennebogen BS 80
<b>No. Serie Máquina Base</b>	BS80.6.987
<b>Año de Fabricación</b>	2009
<b>Especificaciones Técnicas del equipo</b>	
Altura del mástil	26.47 m.
Peso operativo aproximado para diam 2000	102 ton
Peso operativo aproximado para diam 1500	97 ton
Profundidad máxima de perforación	71 m.
Motor máquina base	CAT C11 # GLS 02468 Arr. 236-4577
Potencia motor	313 KW a 1.850 RPM
Cabeza de rotación	KDK 275S # 1829
Torque máximo teórico	275 kNm
Velocidad máxima del KDK	27 rpm / 60 rpm
Capacidad del winche principal	250 kN
Diámetro cable principal	Izaflex 32 mm con ojo de 80 mm
Longitud máxima cable principal	80 m
Velocidad máxima del winche ppal.	82 m/min
Caída libre	Si
Capacidad winche auxiliar	80 kN
Diámetro cable auxiliar	Izaflex 20 mm con ojo de 40 mm
Longitud cable auxiliar	60 m
Velocidad máxima del winche auxiliar	74 m/min
Caída libre	No
<b>Sistema de empuje:</b>	Winche
Capacidad del sistema de empuje	330 KN push / 330 KN pull
Carrera del sistema de empuje	10.00 mts



Cables de winche pull down	2 Angula 6x36: 24 mm x 71 mts 24 mm x 62 mts.
Máximo diámetro perforación sin encamisar	2500 mm
Máximo diámetro perforación encamisada	2200 mm
Conexión mecánica para osciladora	Si
Conexión hidráulica para osciladora	Si
Kelly	BK28/419/4/40 – BK28/419/4/48
Base extensible (reducción de ancho)	Si

Fuente: Pilotes Terratest



Figura N°3.1: Pilotera BAUER BG28



Figura N°3.2: Embudo y tubería tipo tremie para vaciado de concreto en pilote.



Figura N°3.3: Pilotera, para construcción de armadura del pilote.

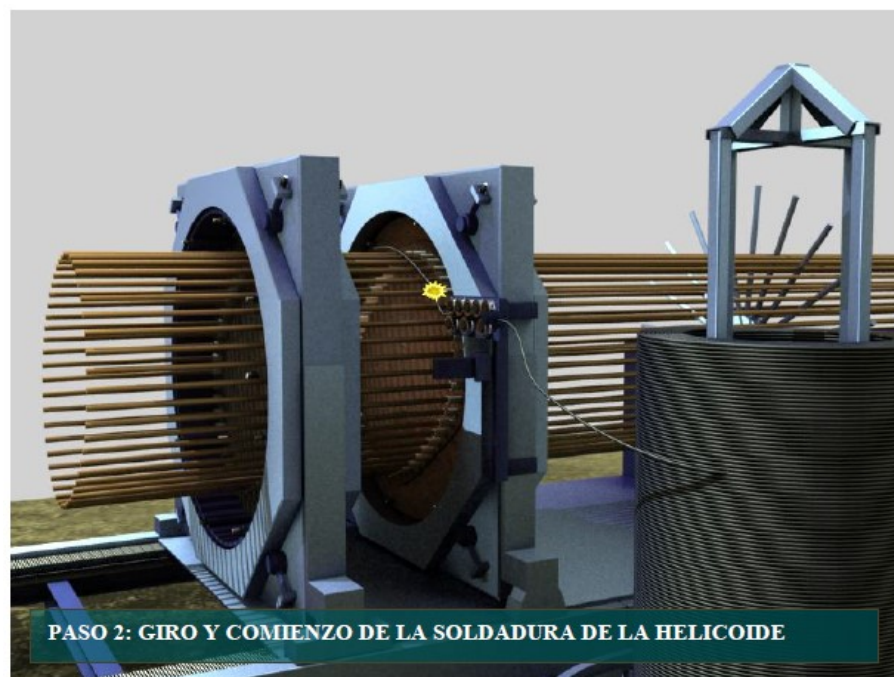


Figura N°3.4: Pilotera, proceso de colocación de estribos en forma de espiral

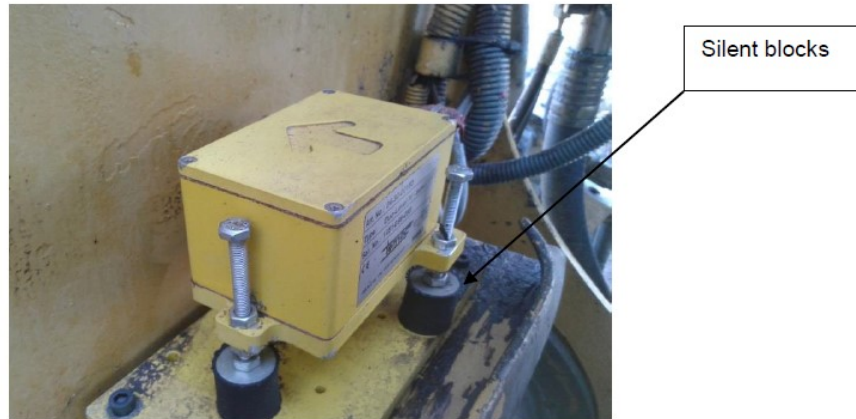


Figura N°3.5: Amortiguador que absorbe las vibraciones de la pilotera durante la perforación

### Control de Verticalidad de los Pilotes:

Para la ejecución de la pila pilote y en el inicio, se debe construir con anterioridad un muro guía para la correcta posición de la perforación. Previo a la excavación se debe asegurar que el sistema de control de la verticalidad de la perforadora funciona correctamente, la torre de la perforadora se coloca en posición vertical, para ello se comprueba con el display en la cabina que posee la máquina, la cual debe marcar "0".

Las perforadoras están provistas de un sistema de verticalidad compuesto de un sensor de coordenadas en dos direcciones perpendiculares, situado en la torre de la perforadora, totalmente ajustado a la vertical del suelo y provisto de unos silent-block que absorben las vibraciones de la máquina durante la perforación.

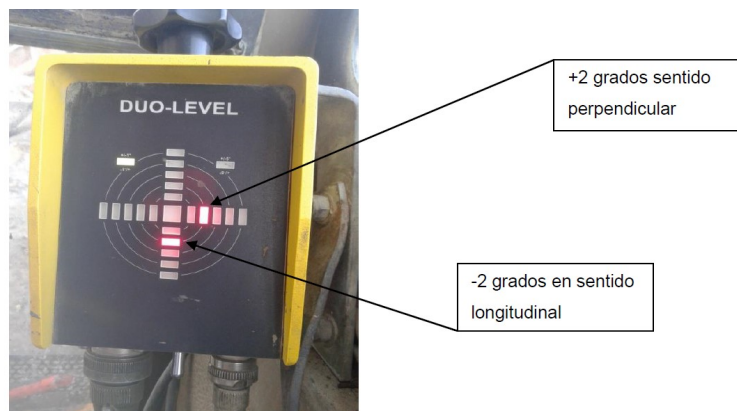


Figura N°3.6: Display en la cabina de la perforadora para control de verticalidad – barra Kelly.

### HERRAMIENTAS DE PERFORACIÓN



Figura N°3.7: Izquierda: Bucket de doble entrada, derecha: Bucket de limpieza

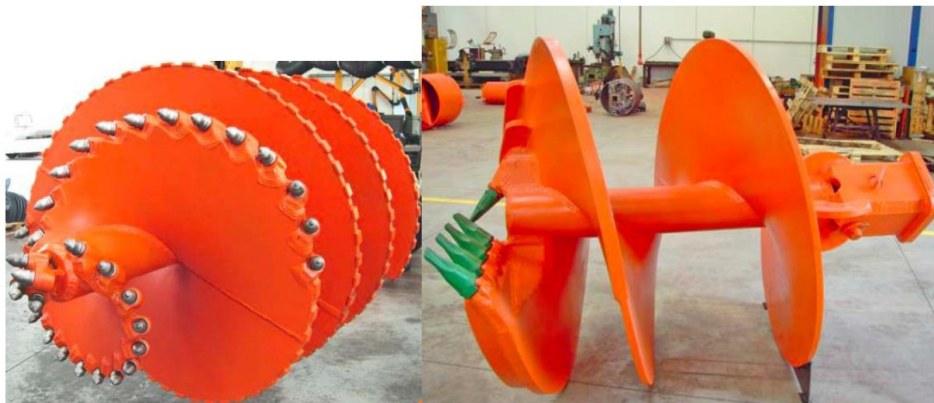
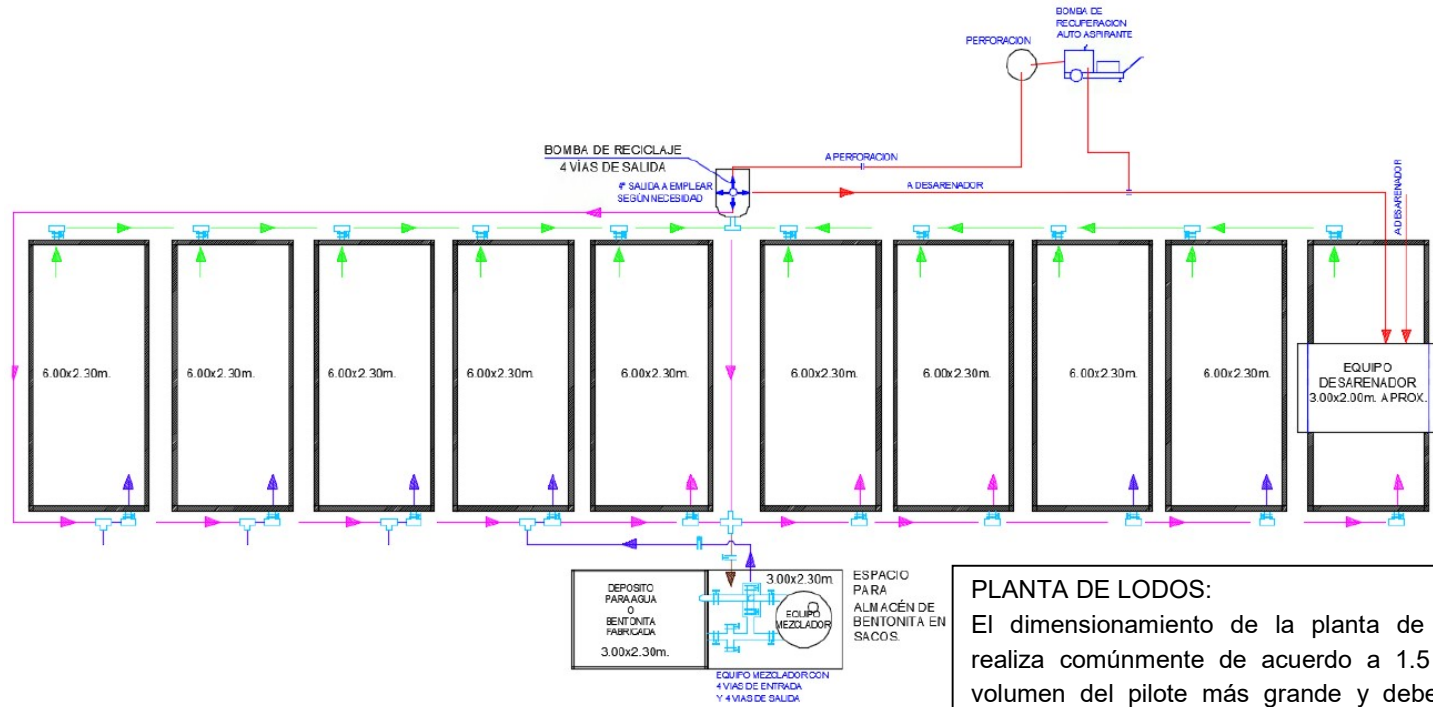


Figura N°3.8: Izquierda: Hélice progresiva de widia, derecha: Hélice de tierra de paso ancho



Figura N°3.9: Core barrel

ESQUEMA DE UNA PLANTA DE LODOS



**PLANTA DE LODOS:**  
El dimensionamiento de la planta de lodos se realiza comúnmente de acuerdo a 1.5 veces el volumen del pilote más grande y debe tener la capacidad de desarenado máxima en el menor tiempo posible.

Figura N° 3.10: Ejemplo de Planta de Lodos

Fuente: Internet

### 3.2 TRABAJOS PREVIOS

Los trabajos previos incluyen el montaje de la planta de lodo bentonítico, la preparación y nivelación de la plataforma de trabajo para la pilotera, construcción del muro guía para conservar la verticalidad del pilote y el replanteo de la ubicación exacta del pilote.

Previo a la perforación, se ha de instalar la planta de lodo bentonítico. Dicha planta de lodos debe instalarse estratégicamente en una zona en la obra de tal forma de asegurar el correcto suministro, tratamiento y reciclado de los lodos durante el desarrollo de los trabajos sin interferir con el resto de los trabajos.

Se instalan las líneas de suministro y retorno del lodo bentonítico, desde la planta hasta los puntos de trabajo. Las líneas se instalarán en un recorrido perimetral de cada estación, de forma de conectarse a las mismas desde la posición de cada pilote a ejecutar con la menor interferencia posible sobre la plataforma de trabajo.

La plataforma de trabajo deberá tener las mismas condiciones a las establecidas para la pantalla.



Figura N°3.11: Demolición de pistas y veredas, trabajos preliminares



Figura N°3.12: Demolición de sardineles, pistas y otros

### 3.3 PLATAFORMA DE TRABAJO

La plataforma de trabajo de la máquina perforadora será implantada aproximadamente a un nivel superior de la losa de cubierta de la estación de pasajeros. Así mismo, la rasante de la plataforma de trabajo, estará situada al menos 1.8 m por encima de la máxima cota de nivel freático. Este requerimiento se debe a la necesidad de mantener una sobrepresión hidrostática mínima entre el lodo dentro del pozo y el agua de la napa, para evitar pérdida de estabilidad de la perforación.

El eje del pilote quedará indirecta y completamente definido con la construcción previa del murete guía, el cuál debe cumplir con las especificaciones técnicas básicas del proyecto.

El murete guía, tendrá geometría cuadrada en planta, con un diámetro o lado interno libre igual al diámetro nominal del pilote en la zona superior, más un incremento de longitud igual al indicado en los planos. Las dimensiones de los muretes guía, al igual que sus tolerancias tendría que estar indicada en el expediente técnico.

Los muretes serán vaciados con concreto contra el terreno en la cara exterior y con encofrado en las caras internas.

Los muretes deberán ejecutarse a un nivel igual o ligeramente inferior al nivel general de la plataforma, de manera que los mismos puedan rellenarse posteriormente para restituir la plataforma, una vez completamente vaciado de concreto y fraguado el concreto del pilote.



Figura N°3.13: Preparación del terreno, plataforma de trabajo



Figura N°3.14: Preparación del terreno, plataforma de trabajo 2





Figura N°3.15: Replanteo, Preparación del terreno, plataforma de trabajo



Figura N°3.16: Replanteo, Preparación del terreno, plataforma de trabajo 2



Figura N°3.17: Inicio de excavación para muros guía



Figura N°3.18: Vaciado de concreto para muros guía de los pilotes

### 3.4 LODO BENTONÍTICO

Como fluidos estabilizantes de la perforación se utilizará el lodo bentonítico, polimérico o una mezcla de ambos según sea el requerimiento del suelo. Las propiedades que debe satisfacer el lodo fresco, durante la perforación y durante el vaciado de concreto son las que exige la norma europea UNE EN 1536:2011.



Figura N°3.19: Preparación de lodo bentonítico

Propiedad	Unidad	Suspensión en estado:		
		Fresca	Reciclada (lista para reutilizar)	Antes del vaciado
Densidad	g/cm <sup>3</sup>	< 1.10	-	<1.15
Cono Marsh	seg	32 a 50	32 a 60	32 a 50
PH		7 a 11	7 a 12	-
Contenido de arena	%vol	-	-	3

Tabla N°3.2: Parámetros para la reutilización del lodo bentonítico

Fuente: Norma Europea EN1536

### 3.5 EMPLAZAMIENTO E INICIO DE LA PERFORACIÓN

El equipo de perforación se emplazará en cada punto de replanteo nivelando el plano de trabajo (orugas) con los medios que sean necesarios.

Se posiciona la herramienta de perforación (hélice, balde, progresiva, etc.) centrada en el murete guía.



Figura N°3.20: Emplazamiento e inicio de la perforación

### 3.6 PERFORACIÓN

Se inicia la perforación colocando en forma vertical la funda metálica. Esta perforación se realiza utilizando baldes o hélices, equipados con las herramientas de corte apropiadas para el terreno que se va a perforar. En caso de encontrar suelos duros, grandes rocas o conglomerados, se utilizarán herramientas de roca como “core barrel” o hélice de roca o hélice progresiva.

La estabilidad de la perforación se debe controlar mediante alguno de los dos métodos siguientes:

- manteniendo en todo momento el nivel del lodo dentro de la tubería y siempre por encima del nivel freático.
- mediante la utilización de camisas.

En caso de atravesar terreno estable, se podrá avanzar sin protección de camisas o lodos, según lo especifica la norma UNE EN 1536.

En caso de presencia de napas artesianas, se deberá elevar el nivel de la plataforma de trabajo o adoptar medidas de alivio de la presión artesianas.

Se debe mantener una reserva suficiente de lodo disponible en la planta para alimentar al pozo en su consumo normal o en caso eventual de pérdida repentina de lodo en la perforación (en casos extremos de pérdida brusca del lodo, puede ser necesario el relleno del mismo y su re-perforación).

El volumen de la planta de lodos deberá estar de acorde con el proyecto; para el diámetro, profundidad y número de pilotes que se ejecuten en forma simultánea.



Figura N°3.21: Perforación para el pilote



Figura N°3.22: Perforación para el pilote, se puede apreciar el muro guía



Figura N°3.23: Colocación de la camisa metálica, sin uso del muro guía



Figura N°3.24: Perforación para el pilote, sin uso del muro guía



Figura N°3.25: Hincado de camisa metálica con el uso de la morsa hidráulica



Figura N°26: Hincado de camisa metálica con el uso de la morsa hidráulica

### 3.7 TOLERANCIAS EN LA PERFORACIÓN

En caso de utilizar camisas (fundas metálicas), la verticalidad y posición de la camisa respecto de las referencias externas se controlará cada 2.0 m durante al menos los primeros 5 m de hinca, midiendo en dos ejes ortogonales. Las tolerancias máximas admitidas serán las adoptadas en la norma europea UNE-EN 1536:2011.

Para medir la inclinación de la camisa se utilizará un nivel digital o de burbuja apoyado en el manto exterior de la misma. En el caso de no existir camisa se utilizarán medios topográficos.

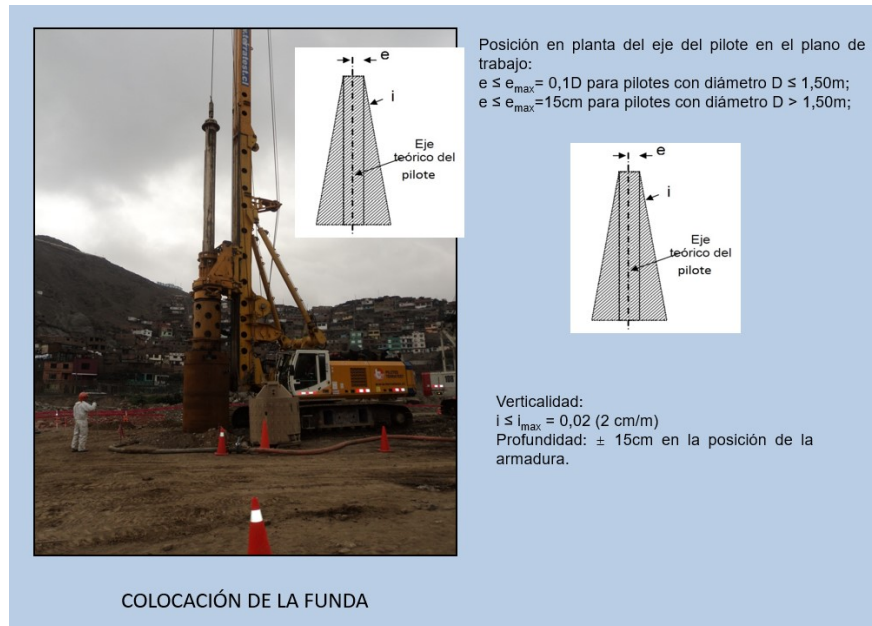


Figura N°27: Tolerancias en la perforación

### 3.8 FINALIZACIÓN DE LA PERFORACIÓN Y CONTROLES

Al Terminar la perforación para el pilote se limpiará el fondo cuidadosamente y se comprobará la sedimentación existente si la hubiera (en caso de perforar bajo lodos o agua). Previo al vaciado de concreto deberá verificarse el contenido de arena del lodo (en caso de usarlos), así como las demás condiciones establecidas por la norma [3]. Para ello, se tomará una muestra de lodo del fondo antes de instalar la armadura. Si el lodo no cumple las condiciones indicadas en la norma, deberá ser reciclado o reemplazado por lodo limpio hasta que se cumplan. Para ello se utilizará la técnica del “air-lift” con un compresor de gran caudal o bomba de caudal suficiente.



Previamente a la instalación de la armadura, se realizará la verificación de la posición y cota de punta del pilote por el personal designado por el consorcio (como procedimiento habitual), a través del personal destinado a ello. Sólo una vez verificada la misma se podrá proceder a la instalación de las armaduras y vaciado de concreto.

### **3.9 PREPARACIÓN Y COLOCACIÓN DE ARMADURAS**

#### **3.9.1 Izaje de la armadura e instalación en la perforación**

Se debe verificar la correcta rigidización de la armadura antes de su izaje. De manera general se engancha la armadura con un primer estrobo de dos puntas con grilletes o ganchos en la parte superior de la armadura (asas de izaje), el cual será levantado por el winche o cabrestante auxiliar del equipo de pilotaje o por la grúa de servicio. El procedimiento habitual es usar un balancín, de forma que los dos cables que cuelgan del mismo permitan que por entre ellos gire la armadura durante el izaje.

En caso de armaduras muy pesadas (más de 8t) que no puedan ser izadas con el winche auxiliar, se podrá izar de dos formas:

- ✓ Mediante la grúa auxiliar, de tal forma que la longitud de los tramos a izar se definirá de acuerdo a las características de las mismas (diámetros, pesos, etc).
- ✓ Se podrá utilizar excepcionalmente el winche principal de la pilotera, siempre que se cumplan las siguientes condiciones:
- ✓ El kelly no debe estar instalado (o sea debe desmontarse).
- ✓ Izar la carga dentro de una zona delimitada por un ángulo de 90° centrado
  - respecto del eje principal de la máquina paralela a las orugas como se indica en la Figura 5. Esto implica que las armaduras y tubos deben acercarse siempre a la zona indicada con un equipo auxiliar (excavadora o grúa).
- ✓ Girar la cabina con extrema lentitud.

Durante el izaje debe evitarse o minimizarse la operación de la máquina tirando con los cables de costado (es decir con el cable fuera del plano vertical que contiene la torre o mástil).

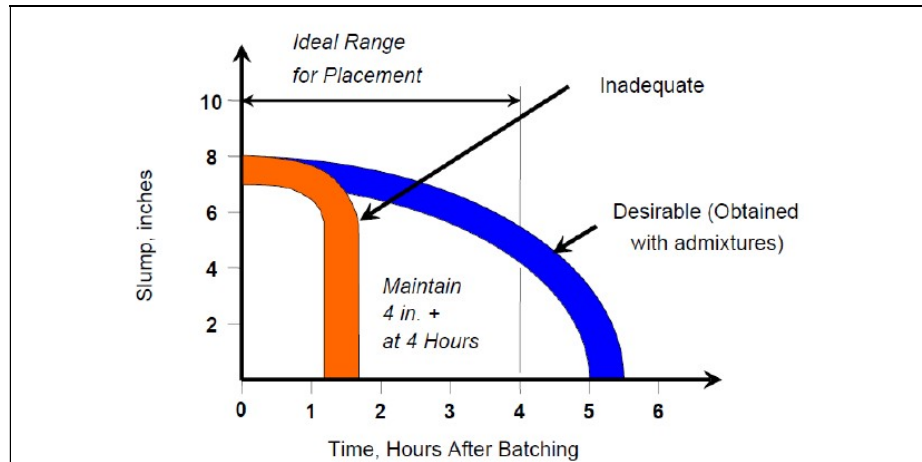


Figura N°3.28: Curva de pérdida de cono según Drilled Shafts Manual (FHWA)

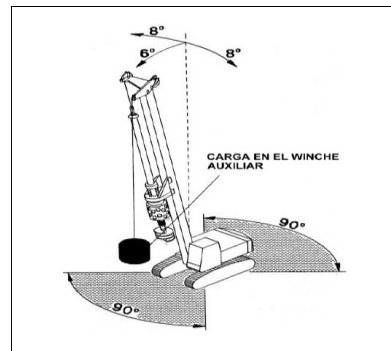


Figura N°3.29: Detalle de izaje de carga de la piloteadora

Es importante que todos los trabajadores se alejen de la zona de izaje para evitar accidentes graves. Sólo el maniobrista designado debe dar instrucciones al operador de la grúa.

Se desciende la armadura dentro de la perforación, evitando siempre colocar las manos en la zona de atrapamiento con la armadura guiándola con cuerdas u otros elementos auxiliares.

Se baja la armadura dentro de la perforación hasta la zona de sujeción del cable y se traba con una viga horizontal u otro medio contra la camisa o murete guía.

Luego se desconectan los grilletes o ganchos y se coloca un nuevo estrobo de dos puntas con ganchos abiertos para facilitar la extracción de los mismos una vez que la armadura alcance su posición final.

Se sacan las trabas y se baja la armadura hasta su total inserción, manteniéndola colgada.

Durante el primer volumen de vaciado de concreto se debe mantener tensa y colgada la armadura, para evitar que se apoye sobre las paredes de la perforación formando una onda.



Figura N°3.30: Armadura para pilote



Figura N°3.31: Armadura para pilote 2



Figura N°3.32: Colocación de tubos de pvc para facilitar el descabezado



Figura N°3.33: Colocación de armadura de pilote en la perforación



Figura N°3.34: Colocación de armadura de pilote en la perforación 2



Figura N°3.35: Colocación de armadura de pilote en la perforación 3

### 3.10 VACIADO DE CONCRETO

Previamente al inicio del vaciado de concreto, se verificará que la excavación haya llegado a la cota que exige el proyecto, para asegurarse que no han existido derrumbes ni sedimentación excesiva.

La pausa entre el final de perforación e inicio del vaciado de concreto se debe mantener en un mínimo de tiempo. La armadura debe instalarse inmediatamente antes de vaciar el concreto y luego de la limpieza del fondo.

Se controlará la calidad del concreto, el cuál debe cumplir las propiedades establecidas en la norma UNE EN 1536 [3]. Es mejor usar aditivos plastificantes retardadores de fragua adicionados en planta en el agua de amasado. No se recomienda el uso de superfluidificantes o superplastificantes, a menos que se asegure que el slump del concreto será controlado, cumpliendo la curva especificada por el Drilled Shafts Manual (FHWA) [4].

La trabajabilidad del concreto se debe mantener durante todo el vaciado de concreto, y ésta debe cumplir las características sugeridas por las normas. Dentro del plan de calidad se debe establecer con cierta periodicidad dejar muestras de cada camión para medir el slump del concreto.

El vaciado de concreto se realiza con el tubo tremie, con la técnica de vaciado de concreto bajo agua, manteniendo siempre una longitud mínima de 2.50 m de tubo dentro de la masa de concreto en todo momento. Luego de verter cada camión, y antes de proceder a la extracción de un tramo de camisa o de tubo tremie, se debe medir la posición del concreto. La medición se repetirá una vez retirado el elemento, antes de continuar el vaciado de concreto.

El vaciado de concreto se procurará realizar mediante un vertido continuo, excepto los tiempos requeridos para el retiro de los tramos de tubos tremie, retiro de la funda metálica recuperable en el caso en que se use y controles del nivel del concreto.

En el tubo tremie se debe verificar que:

- Esté limpio por dentro y por fuera. Sobre todo deben evitarse las costras de concreto, que se forman por no cuidar la limpieza luego del vaciado de concreto.
- Que las juntas sean estancas, para que no se acumule agua entre el colado del concreto de distintos camiones.

- Que no tenga golpes o abolladuras que impidan el flujo normal de concreto y el de la pelota o elemento que inicia el vaciado de concreto.

En el vaciado de concreto bajo agua o lodo, al iniciarse este proceso, el extremo final de la tubería estará apoyado en el fondo y se levantará la altura necesaria al inicio del vaciado de concreto para permitir el flujo del concreto. El vaciado de concreto se realizará del modo más continuo posible, de manera que al colocar el concreto en el fondo, el agua o lodo se desplace hacia arriba.

Con el primer concreto se verterá una pelota de goma o de material adecuado para evitar la contaminación del concreto por el lodo.

En caso de utilizar camisas recuperables, cuando el concreto haya penetrado suficientemente en la misma, se procederá a la extracción de la camisa con la morsa hidráulica o con la KDK. Cuando se realice el corte del tramo de camisa a retirar, deberá quedar un tapón de concreto suficiente sobre la escarpa o corona inferior de la camisa para equilibrar la presión externa.

El vaciado de concreto se prolongará hasta que la cabeza del pilote quede a una cota superior a la de los Planos más la longitud de descabezado.

Alturas mínimas de descabezado:

- Pilotes en seco:  $\geq 20\text{cm}$  ó  $D/4$
- Pilotes bajo agua/lodo:  $\geq 50\text{cm}$  ó  $D/2$

Se deben hacer los controles topográficos de la cota superficial del pilote y la cota superior de la armadura una vez extraída totalmente la camisa o al final del vaciado de concreto. Estas cotas deben quedar registradas en el protocolo de construcción del pilote. En caso de no ser posible la medición, ya sea por derrumbes de la perforación u otro factor, se deben tomar las medidas que correspondan.



Figura N°3.36: Vaciado de concreto mediante tubos tremie



Figura N°3.37: Vaciado de concreto mediante tubos tremie 2



### 3.11 DESCABEZADO DE PILOTES

Ya con las estructuras construidas (pilotes o pilas pilotes) ,en obras ejecutadas “in situ”, debido a la técnica de concretado utilizada, el concreto de la parte superior, el primero en introducirse en la perforación, suele estar contaminado debido a la mezcla del mismo con suelo desprendido de la excavación, lodo bentonítico o agua.

Por lo que es necesario retirar este excedente de concreto, cuyo proceso se describe a continuación:

Fase 1: Previo al descabezado se deberá dejar una cara libre para ejecutar el descabezado de manera transversal, para ello se deberá excavar el terreno a un lado del muro guía. Luego se procederá a la demolición con los medios mecánicos adecuados del muro guía interior, dejando expuesta una cara interna libre de las estructuras (pantallas y pilas pilotes), luego se procede al descabezado de las mismas.

Fase 2: El picado para el descabezado se realizará con los medios mecánicos adecuados ya sean con martillos neumáticos montados en retroexcavadoras (Equipos medianos), en sectores donde se considere que no se puede dañar a la estructura, o maquinas manuales, cuando la demolición del concreto contaminado se encuentre cercano a la armadura y al concreto bueno, de tal forma que se garantice el correcto retiro del concreto endurecido de la parte superior de las estructuras y la integridad de las mismas (pantallas, pilotes y pilas pilotes).

Fase 3: Los niveles que se deben alcanzar son los delimitados por la parte inferior de la losa, se debe lograr dejar descubierto el acero de las estructuras y por sobre todo se debe garantizar la integridad del concreto que no se requiere demoler al igual que la armadura de acero.

Fase 4: Se debe lograr una superficie rugosa y limpia, esto es empleando los medios necesarios para conseguirlo.

Fase 5: Si se observa que el descabezado no ha eliminado el concreto de mala calidad o deslavado, se continúa demoliendo hasta encontrar el concreto sano, el cual se verificara básicamente de 2 formas:

- Aumento sustancial de la dureza del concreto existente, este parámetro se puede determinar de forma objetiva mediante el mayor esfuerzo

(tiempo) que deberá realizar el equipo mecánico que realiza el saneo para demoler el concreto.

- Inspección visual. Ausencia de partículas de tierra/lodos en la superficie de concreto. El concreto debe presentar un aspecto limpio y sano sin incrustaciones o partículas contaminantes de ningún tipo.

Fase 6: El descabezado final al nivel de coronación de las estructuras (pilotes y pilas pilotes) se deberá iniciar al menos 5 días después del vaciado de concreto, o una vez que haya alcanzado suficiente resistencia.



Figura N°3.38: Excavación de zona piloteada para iniciar el descabezado

Fuente: Internet, obra de la Línea 2 del Metro de Lima



Figura N°3.39: Zona excavada para inicio de descabezado de pilotes



Figura N°3.40: Nivelación y colocación de guías para vaciado de solado de losa superior

Fuente: Internet, obra de la Línea 2 del Metro de Lima



Figura N°3.41: Nivelación y colocación de guías para vaciado de solado de losa superior 2

Fuente: Internet, obra de la Línea 2 del Metro de Lima



Figura N°3.42: Colocación de acero para losa superior, se puede apreciar acero de pilotes



Figura N°3.43: Losa superior de la estación, finalmente vaciada

Fuente: Internet, obra de la Línea 2 del Metro de Lima



Figura N°3.44: Excavación por debajo de la losa superior



Figura N°3.45: Excavación por debajo de la losa superior, se aprecia los pilotes  
Fuente: Internet, obra de la Línea 2 del Metro de Lima



Figura N°3.46: Picado de pilotes para colocación de anclajes en encuentro con losa (empotramiento)



Figura N°3.47: Picado de pilotes para colocación de anclajes en encuentro con losa 2  
Fuente: Internet, obra de la Línea 2 del Metro de Lima



Figura N°3.48: Colocación de anclajes en pilote en el empotramiento con la losa intermedia



Figura N°3.49: Colocación de acero para la losa intermedia

Fuente: Internet, obra de la Línea 2 del Metro de Lima

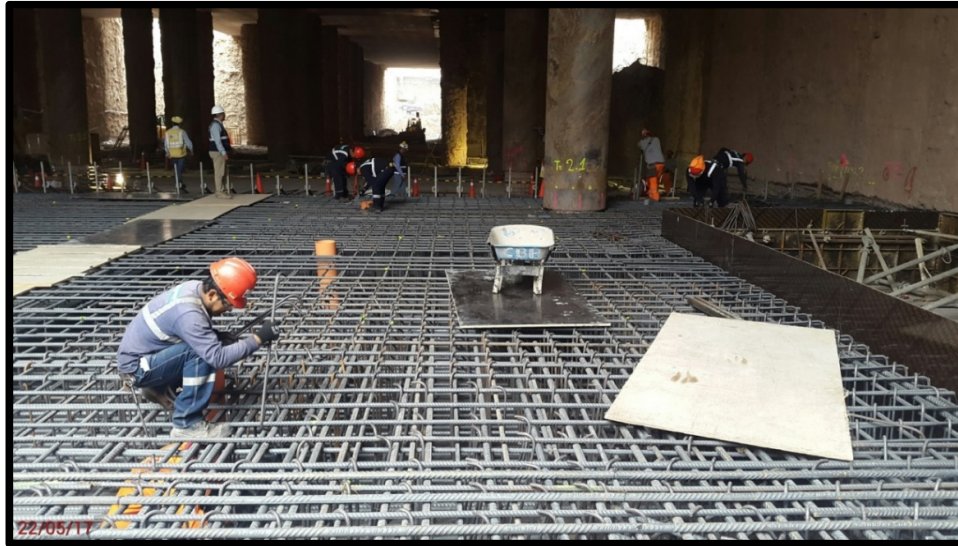


Figura N°3.50: Colocación de acero para la losa intermedia 2



Figura N°3.51: Vaciado de losa intermedia, se puede apreciar los pilotes

Fuente: Internet, obra de la Línea 2 del Metro de Lima



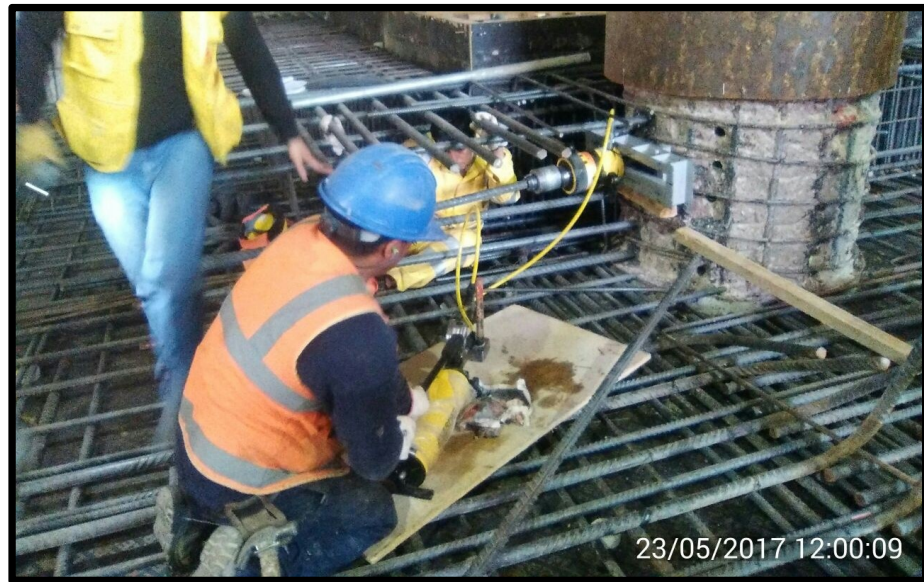


Figura N°3.52: Prueba de resistencia de anclaje en pilote



Figura N°3.53: Vista de los pilotes – columna dentro de la estación

Fuente: Internet, obra de la Línea 2 del Metro de Lima

### 3.12 DISTRIBUCIÓN DE ÁREAS DE TRABAJO – Layout

El Layout es un dibujo a escala donde se consigna las diferentes instalaciones temporales del proyecto, así como los equipos fijos, de tal manera que el flujo de materiales y actividades hacia los puntos de trabajo sean más fluidos y eficientes.

¿Cuáles son las ventajas de tener un buen Layout?; Minimizar la inversión en equipo, el flujo eficiente de información, material y la gente, minimizar el tiempo de producción, minimizar el costo de manejo de materiales, proporcionar confort y seguridad a los empleados, maximizar la utilización de espacio, el equipo y el personal.

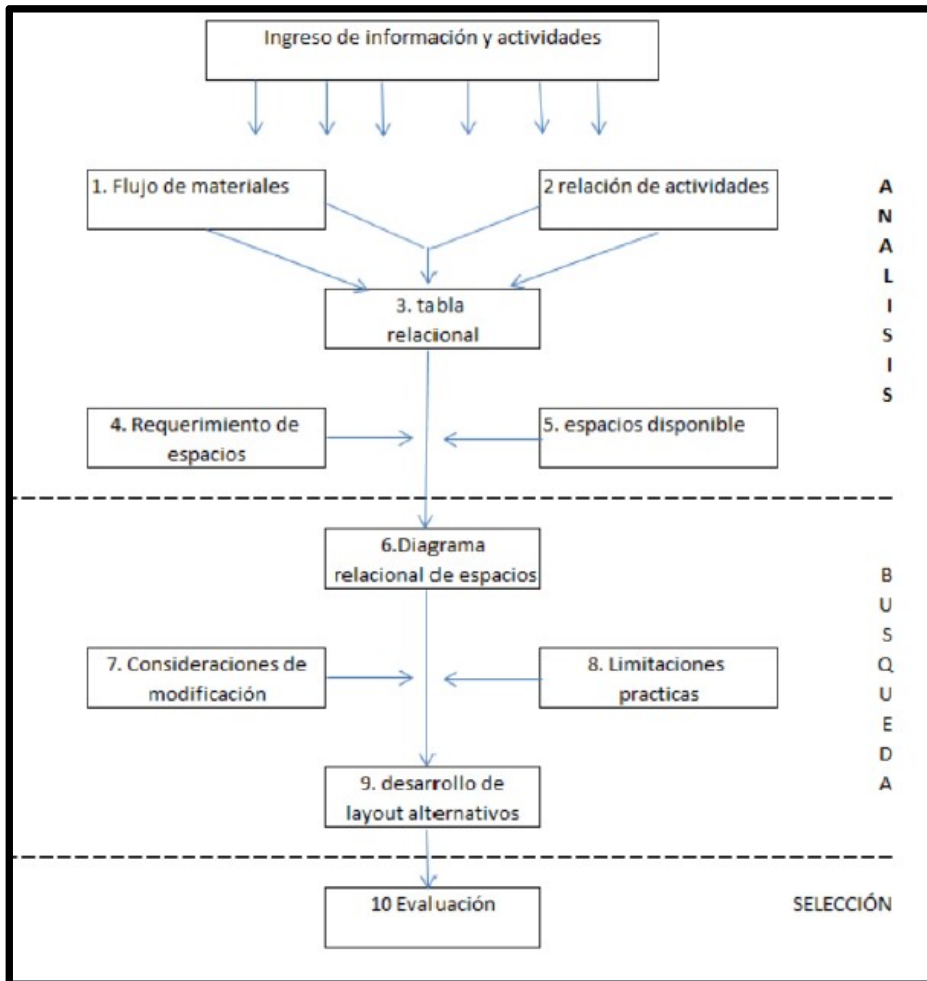


Figura N°3.54: Procedimiento para planeamiento de un Layout según Richard Muther

Fuente: Internet

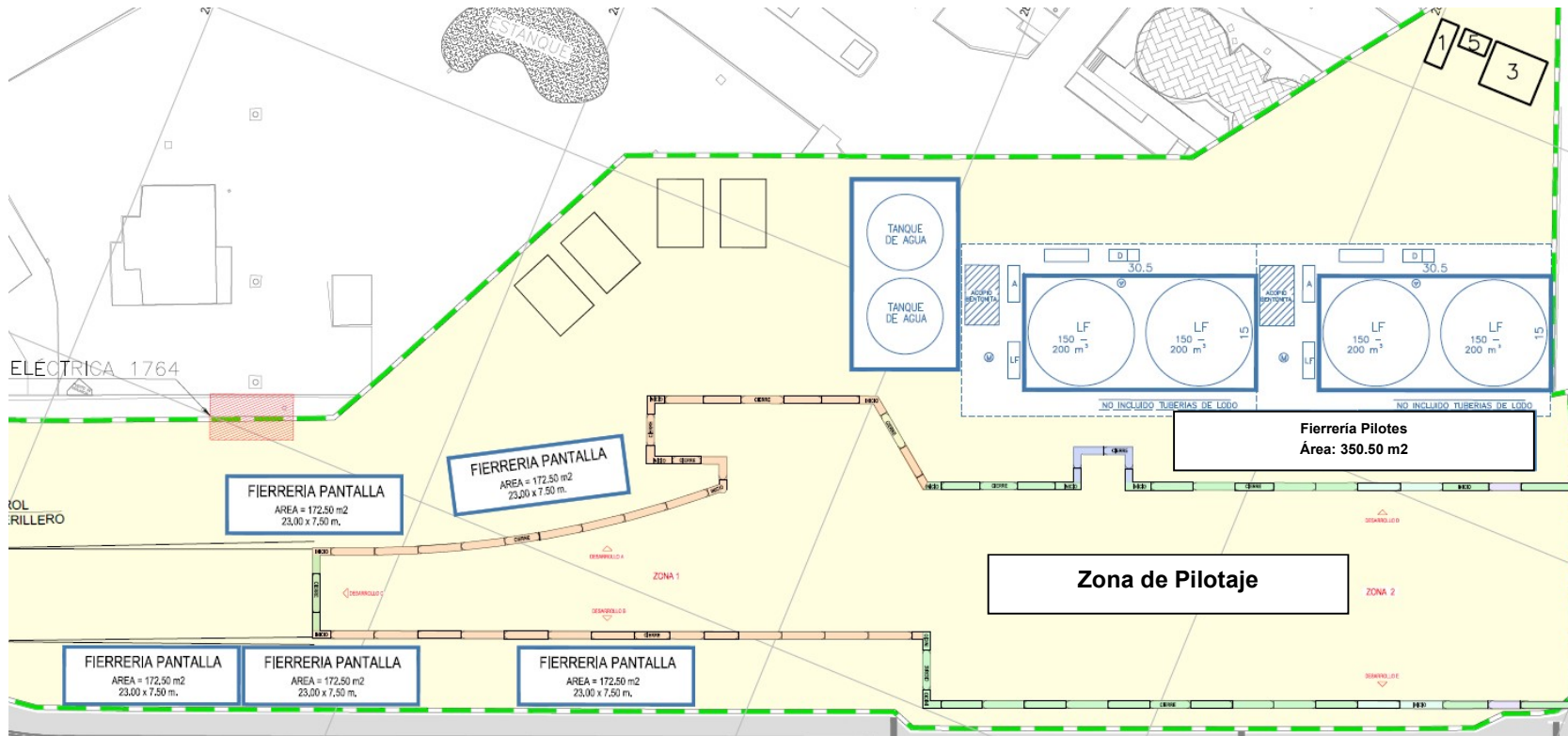


Figura N°3.55: Parte 1: Layout para ejecución de pilotes, zona de fierreteria, zona de lodos, zona de trabajo

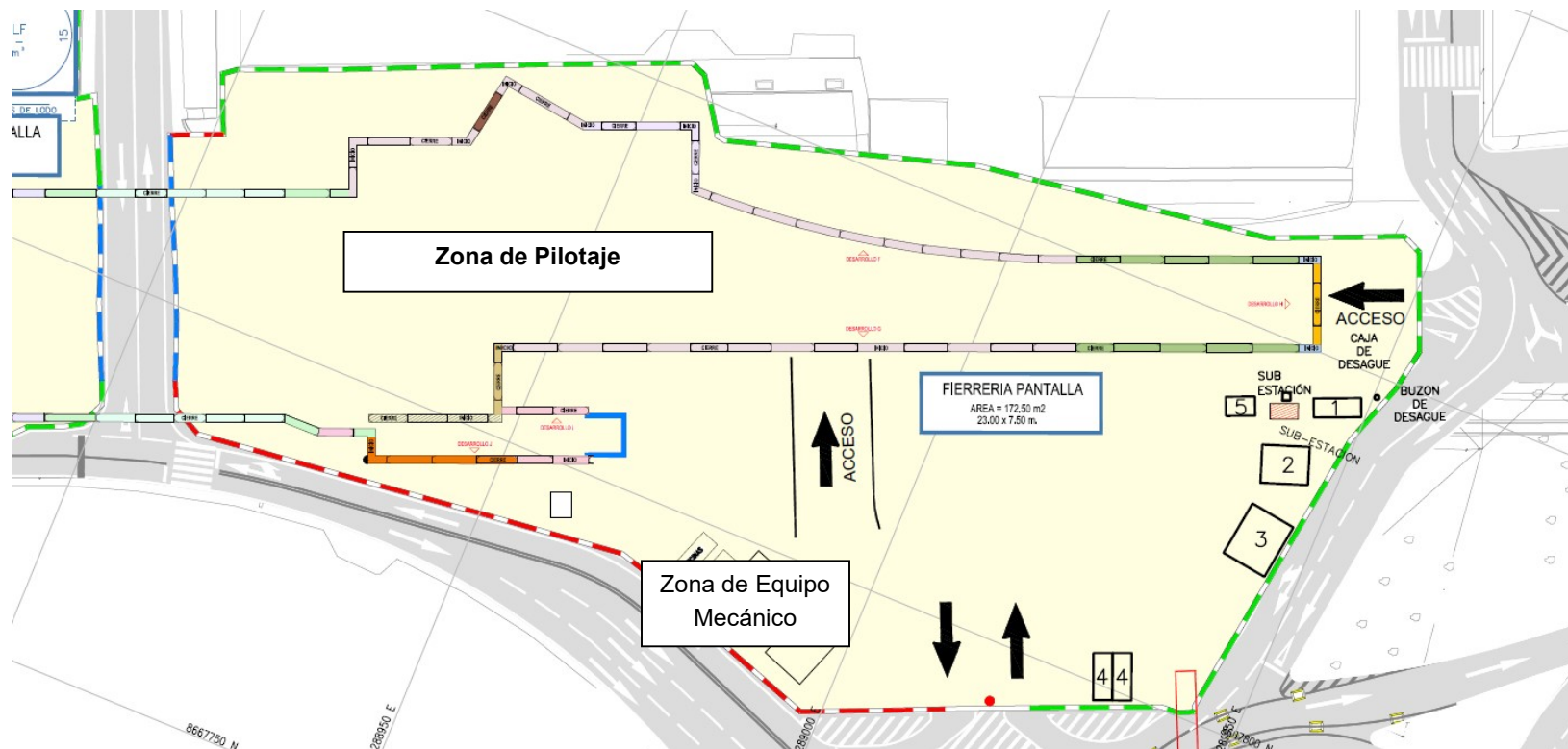


Figura N°3.56: Parte 2: Layout para ejecución de pilotes, zona de herrería, zona de equipos, zona de trabajo

## CAPÍTULO IV:

### PRUEBAS DE CARGA A LOS PILOTES

#### 4.1 PRUEBA DE CARGA - OSTERBERG

Tal y como lo indican el RNE y los EDI de las estaciones correspondientes, se deberán ejecutar al menos 1 prueba de carga cada 50 elementos, por lo cual se ha acordado que en caso de las estaciones de la etapa 1A se realizara 1 prueba de carga por cada estación.

Siguiendo el método de la celda de Osterberg, La prueba de carga se podrá realizar en un pilote perteneciente a la estructura definitiva de la estación o en un elemento adicional, construido en las adyacencias de cada una de las estaciones.

La Celda de Osterberg u O-cell es un dispositivo de gatos o celdas hidráulicas de sacrificio bidireccionales, calibradas, que se instalan en el interior del pilote de fundación. El ensayo consiste en aplicar incrementos de presión a la celda, la cual genera la fuerza bidireccional y la expansión de la celda.

Las mediciones obtenidas son: presión, de la cual se puede obtener la carga, movimientos ascendentes y descendentes, la expansión de la O-Cell y desplazamiento en varios niveles de strain gauges. Se debe medir los desplazamientos de las placas superiores e inferiores de la celda osterberg de forma de, junto con la medición de la cabeza del pilote, determinar la curva de carga equivalente en cabeza del pilote.

Este ensayo se realiza en conformidad con el Quick Load Test Method para pilotes individuales de la norma "ASTM D1143 Standart Load Test Method for Piles Undes Static Axial Load". La gran ventaja de la celda de Osterberg es poder separar automáticamente el comportamiento del fuste y de la punta del pilote.

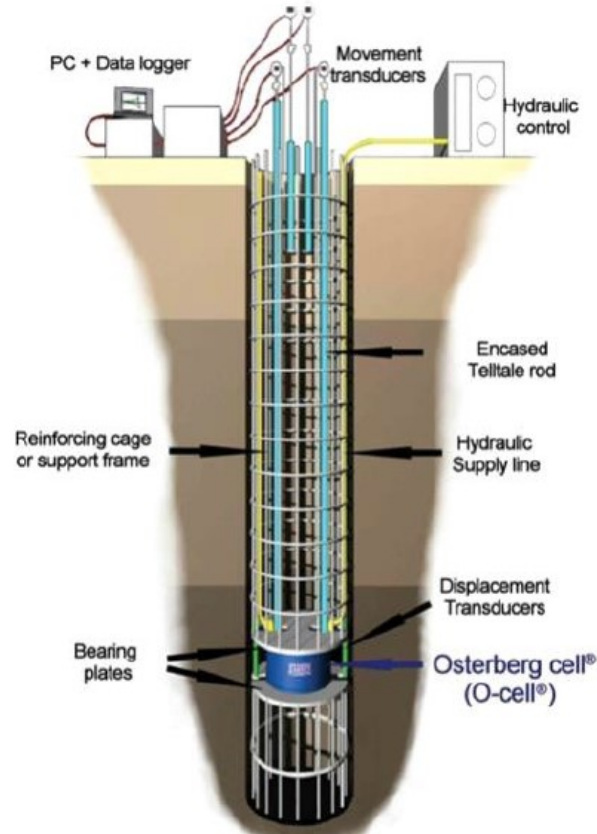


Figura N°4.1: Prueba de carga Osterberg

La ejecución misma de la comienza desde el diseño del ensayo, ya que para cada caso se deberá determinar la correcta ubicación de la celda hidráulica de forma de poder movilizar el máximo de la resistencia por punta y fuste del pilote, siendo la carga de fuste necesaria como parte de la reacción del ensayo.

Luego de la anterior se debe considerar que constructivamente, hay que asegurar un adecuado hormigonado de la punta del pilote bajo la celda, para que pueda reaccionar adecuadamente, lo cual se logra con un arreglo especial del armado, el cual estará en función de las dimensiones de la celda, y que igualmente estará definido en la fase de diseño de cada una de las pruebas.

El montaje de la O-Cell, consistente en la instalación de los dispositivos hidráulicos y la instrumentación (strain gages), soldados a los cuerpos de la armadura ajustados para la prueba, asegurando que la O-Cell quede en la cota establecida para el ensayo. La celda de Osterberg consistirá en la O-Cell del tamaño especificado soldada a dos platos metálicos de 50mm de espesor.

El ensayo se ejecuta nunca antes de al menos 7 días de vaciado el elemento, y previo a verificar que el concreto ya tenga una resistencia a compresión simple igual o superior a 34 MPa, que corresponde al 85% de la resistencia de diseño.

Cuando comienza el ensayo la celda es internamente presurizada creando fuerzas equivalentes en ambas direcciones en los componentes del pilote arriba y debajo de la celda. La fuerza unidireccional para una presión interna dada se determina usando el coeficiente de calibración de la celda, el cual viene incluido en el certificado de la calibración de la misma.

A lo largo del ensayo la instrumentación será automáticamente leída cada 30 segundos y la curva carga deformación para el pilote por encima y debajo de la O-cell son graficados en tiempo real.

La expansión de la O-Cell será medida directamente por cuatro transductores lineales de desplazamiento de cuerda vibrante (LVWDTs- Geokon model 4450 o similar). Los LVWDTs son fijados en forma rígida a la placa superior y placa inferior de la O-Cell. Los LVWDTs tienen un rango de medición de 250mm y tienen una precisión de lectura de 0,01mm.

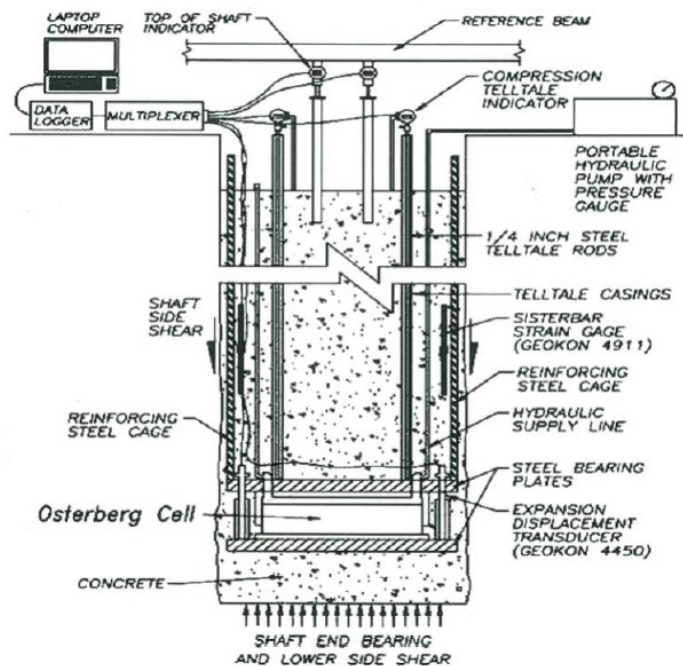


Figura N°4.2: Prueba de carga Osterberg 2

La compresión entre la placa superior de la O-Cell y la cabeza del pilote es medida mediante dos dispositivos telltale consistentes en una tubería metálica de 1/2" con una barra interior de 1/4" cada una. El telltale de compresión está monitoreado por los transductores electrónicos de desplazamiento. Los transductores tienen un rango de medición de 50mm y una precisión de lectura

de 0,01mm. EL desplazamiento del pilote se podrá medir usando un dispositivo similar al telltale que se extienda entre la cabeza del pilote y la superficie del terreno. Una junta deslizante será instalada en la tubería del telltale donde ella cruce el ensamblaje de la O-Cell.

Se instalarán strain gages (Geokon Model 4200 o similar) en diferentes niveles de elevación embebidos dentro de los pilotes de prueba de acuerdo con las especificaciones del proyecto. Los strain gages tendrán un rango de medición de  $2500\mu\epsilon$  y tendrá una precisión de lectura de  $1\mu\epsilon$ . Los strain gages estarán localizados al interior de las armaduras.

Durante el ensayo la carga aplicada es determinada según la relación entre la presión hidráulica aplicada y la carga dada por la calibración de la O-Cell. La presión hidráulica aplicada para cada intervalo de carga será medida mediante un manómetro tipo Bourdon y un transductor electrónico de presión. El transductor de presión será utilizado para tener una lectura y control automático de las cargas. El manómetro Bourdon se utilizará para un chequeo visual.

El movimiento absoluto de la cabeza del pilote será medido usando un par de niveles topográficos digitales automáticos (Leica NA 3000 series o similar). Los niveles topográficos monitorearán una barra rígida invariante montada en la cabeza del pilote desde una distancia mínima dada por cinco veces el diámetro del pilote medido desde su eje axial. Los niveles automáticos tendrán un rango mínimo de medición de 150 mm y una precisión de lectura de 0,01mm.



Figura N°4.3: Prueba de carga Osterberg 3



En el caso que las pilas-pilotes a ensayar sean parte de la estructura definitiva, se sugiere que la carga del ensayo equivalente en cabeza sea de un 80% de la carga de servicio.

En nuestro caso se empleara una configuración de tres celdas hidráulicas y mínimo tres niveles de instrumentación con strain gauges, de forma de evaluar la transferencia de carga por fricción del pilote por tramos.

Luego de ejecutado el ensayo, Si el elemento ensayado pertenece a la estructura definitiva de la estación, se debe realizar la inyección del pilote con lechada de cemento. La inyección se realizará por uno de los tubos de acero de 0,5" dejados dentro del pilote, en caso el ensayo se haya realizado en un elemento adicional, no será necesario la inyección de lechada.



Figura N°4.4: Preparación de pilote de prueba de carga de Osterberg

## 4.2 PRUEBA DE INTEGRIDAD AL PILOTE (PIT)

La Prueba de Integridad en Pilotes (Pile Integrity Tester) (PIT) está regida por la norma ASTM D5882-07 "Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations"; esta tiene como propósito determinar la longitud de los pilotes y detectar fallas significativas que pudieran presentarse a lo largo de toda su longitud. Se aplica generalmente a cualquier tipo de pilote. Este método se denomina también Método Sónico, aunque también puede llamarse Sísmico, Ensayo de integridad de baja deformación o Sonicecho.

Es el método más utilizado internacionalmente y consiste en golpear la cabeza del pilote con un martillo de mano y registrar el movimiento de la cabeza del pilote como consecuencia de la onda de esfuerzo generada por el martillo (ver figura N°4.4).



Figura N°4.5: Prueba de Integridad



Figura N°4.6: Prueba de Integridad 2

El método se basa en el análisis de transferencia de la onda de esfuerzo generada por el impacto del martillo, onda que se transmite hasta la punta del

pilote y, luego, se refleja hacia la cabeza del pilote. La onda reflejada permite obtener información de los cambios físicos existentes en el pilote.

Para que el ensayo PIT pueda ser realizado, es necesario que el pilote tenga un área de sección que permita la colocación del sensor, la aplicación de los golpes y la propagación de la onda. Eso dificulta la aplicación de este método en pilotes metálicos. En ese tipo de pilote, aunque se consiga posicionar los sensores y aplicar los golpes, la pequeña área de sección con relación a la longitud implica en una rápida disipación de la onda, siendo difícil detectar la reflexión de la punta. En el caso de pilotes pre moldeados, esas consideraciones muchas veces también se aplican. Además, ese tipo de pilote suele tener empalmes. Si el contacto de dos elementos empalmados fuese absolutamente perfecto, la onda sería capaz de pasar por el empalme sin sufrir cualquier reflexión. Sin embargo, un contacto perfecto en la práctica es imposible. Cuánto mayor el porcentaje de superficie en contacto, menor la reflexión, y mejor deberá funcionar el ensayo. Sin embargo, en ciertos casos, principalmente si el empalme está en una región de fuerte fricción, la parcela de la onda que pasa por el empalme podrá ser demasiado pequeña para que el equipo sea capaz de detectar sus reflexiones. En estos casos, el pilote parecerá interrumpido en el empalme, cuando en realidad eso no ocurre.

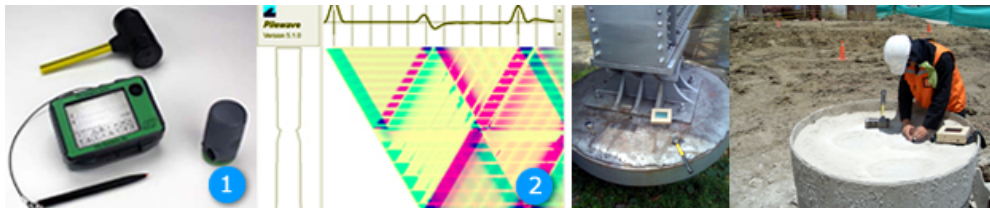


Figura N° 4.7: Prueba de integridad, herramientas de uso

En resumen, el ensayo PIT es ideal para pilotes moldados "in situ" en general, excepto pilotes inyectados bajo presión. Como regla general, el ensayo tiene funcionamiento óptimo si la relación entre la longitud y el diámetro del pilote no es muy superior a 30. Para el cálculo de la longitud, puede deducirse tramos en agua o que atraviesan regiones de suelo sin fricción lateral. Ello no significa que el ensayo no puede ser hecho en pilotes que no atienden a esos criterios. Sin embargo, en esos casos el diagnóstico podrá limitarse a una cierta longitud de pilote, o tendrá que aceptarse la posibilidad del resultado no ser conclusivo.

### **Preparación del pilote para la PIT, prueba de integridad**

La parte quizás más importante para el éxito del ensayo PIT es la preparación del pilote. Es necesario primeramente eliminar (descabezar) todo el concreto de mala calidad por ventura existente en la cabeza. Enseguida es necesario crear una superficie nivelada y lisa con un esmeril. La cabeza del pilote deberá estar perfectamente accesible y seca. De ya haber sido lanzado el hormigón de la base del cabezal, el pilote tendrá que ser aislado de esa base, mediante el rompimiento de una estrecha región alrededor del pilote. No importa si hay agua alrededor del pilote, con tal que su cabeza esté seca, y que sea posible el acceso del operador. De ninguna manera se puede usar argamasa o cualquier otro material en la cabeza del pilote. El acelerómetro y los golpes tienen que ser aplicados en material idéntico al del resto del pilote.

No es requisito del ensayo que los pilotes hayan sido descabezados hasta el nivel de corte. Sin embargo, se sugiere que siempre que posible el ensayo sea hecho con los pilotes ya en esa situación. La principal razón para eso es que, caso sea detectado algún problema más serio entre el punto del ensayo y el nivel de corte, podrá ser imposible para el ensayo determinar el estado del pilote abajo del daño. Con eso, el ensayo tendrá que ser repetido para ese pilote.

Generalmente es conveniente esperar hasta que el concreto del pilote alcance su resistencia de diseño para iniciar la prueba PIT.

### **Equipo usado:**

El ensayo es del tipo de martillo de mano, cuyo golpe envía una onda de compresión a lo largo del fuste del pilote. Este martillo puede caer con golpe ligero de una altura aproximada de 15 cm. Esta onda es reflejada por las discontinuidades del pilote, por su punta, o por cambios de sección o variaciones del terreno que lo rodea. Los movimientos consiguientes de la cabeza del pilote son captados por un acelerómetro. La señal del acelerómetro es amplificada y digitalizada por un sistema electrónico y convertida en medida de velocidad, que se presenta inmediatamente en la pantalla de un microcomputador portátil. La curva obtenida se debe archivar en el equipo para su posterior tratamiento e impresión mediante ploter o impresora. El gráfico de velocidad de un pilote continuo aparece en la pantalla como una línea relativamente recta con dos picos. El primero de ellos es el causado por el impacto del martillo, mientras que el segundo es causado por la reflexión en la punta del pilote. El programa informático debe incorporar diferentes técnicas para mejorar y explotar las señales obtenidas, tales como suavizar y promediar los golpes de martillo, la

obtención de la curva media de varios pilotes, y la amplificación de la señal con la profundidad de manera lineal o exponencial para compensar los efectos de pérdida de señal con la profundidad.

### Resultados de la prueba de integridad PIT

El resultado de la prueba PIT es una gráfica de señal medida trazado a lo largo de la longitud del pilote como se muestra en las figuras debajo, los pilotes sin daño simplemente indicarán una reflexión de la punta del pilote, como se muestra en el ejemplo de la figura izquierda, mientras los pilotes defectuosos mostrarán una reflexión temprana desde el sitio del daño, como el ejemplo de la figura derecha. Esta prueba puede calcular un perfil bastante aproximado del cuerpo real del pilote para facilitar la interpretación de cómo se encuentra el pilote.

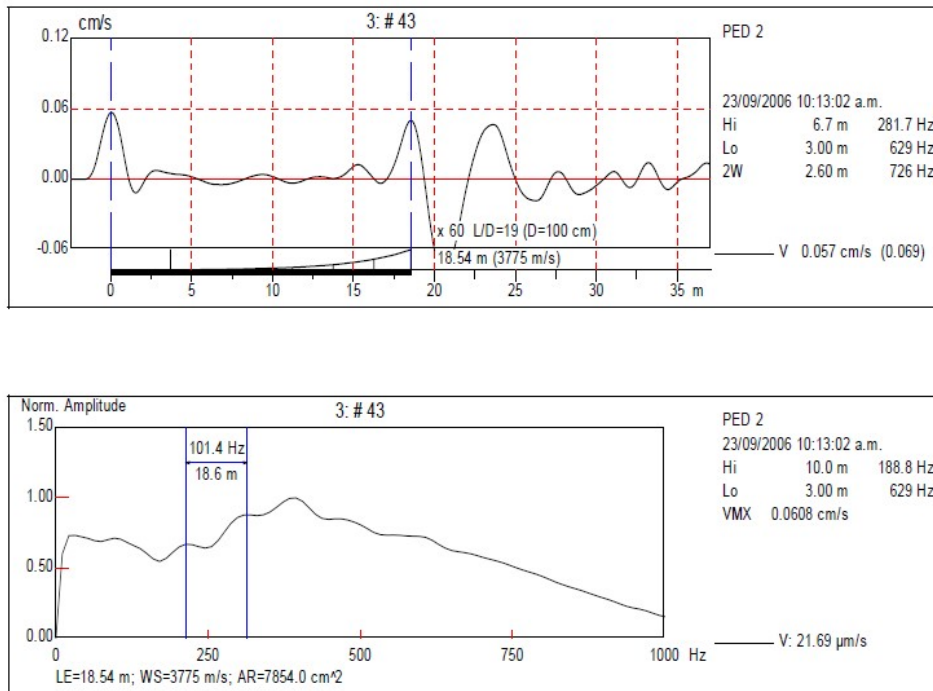


Figura N° 4.8: Gráficas de resultado de las pruebas PIT

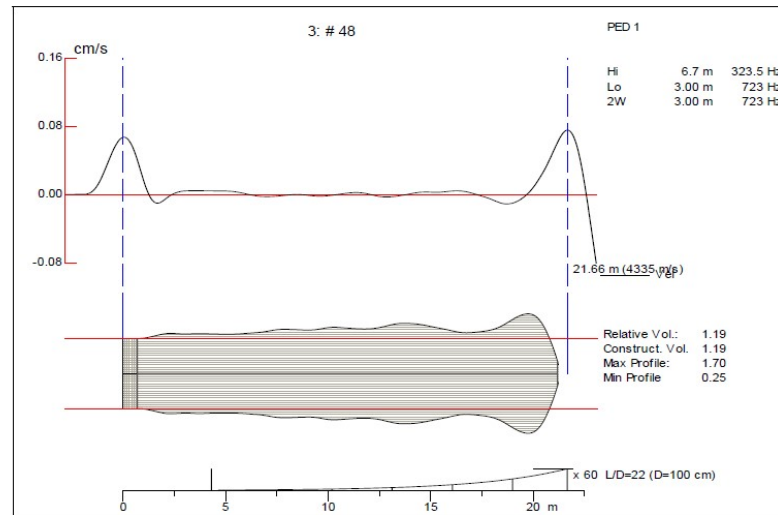


Figura N° 4.9: Gráficas de resultado de las pruebas PIT – perfil real del pilote

#### Ventajas del PIT:

- Ejecución muy rápida. Estando los pilotes preparados, no es raro hacerse más de 50 ensayos por día.
- Es capaz de detectar daños en la superficie del fuste.
- No exige preparación durante la ejecución del pilote. Así, puede ser hecho en cualquier pilote de la obra.
- Equipamiento liviano y portátil, exigiendo un mínimo de recursos de la obra durante los ensayos.
- De las pocas maneras existentes para obtener informaciones sobre la integridad de los pilotes, el PIT es sin duda la más rápida y barata.

#### Desventajas:

- Poca precisión en la evaluación de la intensidad del daño. Ello puede hacer con que sean detectados daños que no comprometerían la utilización del pilote, con consecuente pérdida de tiempo para la obra.
- Dificultad de detección de un segundo daño abajo de una grande variación de características del material del pilote.
- Difícil interpretación de las señales obtenidas en algunos casos, inclusive por influencia de la fricción de manto (que también provoca reflexiones de

la onda).

- Imposibilidad de distinguir entre variación de área de sección y variación de calidad del hormigón (peso específico y/o módulo de elasticidad).
- Limitación de longitud del pilote.
- Dificultad de detección de daño muy próximo de la punta.

#### 4.3 PRUEBA DE CARGA DINÁMICA

Este ensayo está estandarizado por la Norma ASTM 4945 y para poder realizarlo se contó con un equipo estándar de comprobación de Pile Dynamics Inc., Cleveland, Ohio, EE.UU. Este equipo consta de un conjunto de sensores de tensión y aceleración que tienen que ser conectados al pilote y una unidad de procesamiento de la señal y almacenamiento cuya principal función es leer y registrar las propiedades:

- Fuerza máxima
- Velocidad máxima
- Energía aplicada a la pila
- Esfuerzo de compresión en la parte superior
- Esfuerzo de Tensión estimada a partir de los cálculos de la ecuación de onda
- Resistencias CASE para los factores de amortiguación elegidos
- Deformación máxima de la cabeza del pilote
- Desplazamiento final

Con los valores indicados anteriormente se puede decidir directamente durante las pruebas si las señales están en conformidad con los valores esperados, y dar una estimación de la resistencia del pilote.

Para poder realizar dicho ensayo los pilotes in situ serán excavados y vaciados de concreto de acuerdo con el procedimiento estándar. Con la superficie de concreto a nivel del suelo una cabeza del pilote especial será construida para recibir el impacto de la masa. Esta cabeza del pilote es una extensión del pilote sobre la superficie que incluye: la colocación de una camisa de acero en la parte superior de la cabeza del pilote (ver figura N°4.8), estribos según diseño en la porción de pilote sin camisa, y con  $f'c$  similar o superior al de los pilotes, a efectos de garantizar la capacidad del pilote en esta zona del pilote.



Figura N°4.10: Cabeza de Pilote con superficie de impacto

Los sensores deben colocarse en un nivel de un diámetro por debajo de la cabeza del pilote como se muestra en la figura N°4.10.

Se aplican varios golpes, por caída de la masa a los pilotes, a través de un dispositivo de carga que está compuesto por la masa en un andamio o un tubo de guía. Este andamio debe permitir el ajuste de la posición de manera que la masa golpee el pilote de forma centrada y exactamente en la dirección de su eje como se muestra en la figura N°4.11.

La masa inicial de prueba fue de 20 Tn. y en general se elige una altura de caída pequeña para el primer golpe (que puede ser 50cm.) para el control del equipo electrónico y la verticalidad de la caída de la masa. Después de este golpe de prueba, la altura de caída se aumenta a un valor máximo que puede llegar a ser hasta de 3 m; que será monitoreado por el especialista in situ a través de los sensores instalados al equipo electrónico.





Figura N°4.11: Sensores de tensión y aceleración



Figura N°4.12: Impacto en prueba de carga del pilote

#### 4.4 PRUEBAS CROSS HOLE

El método se basa en registrar el tiempo que tarda una onda sónica en propagarse desde un emisor a un receptor que se desplazan simultáneamente por dos tubos paralelos sujetos a la armadura del pilote. El tiempo medido es función de la distancia entre el emisor y el receptor y de las características del medio atravesado, por lo cual en el caso de existir defectos en el camino de las ondas tales como inclusiones de tierra, oquedades, vacíos u otros, se verá reflejado en la gráfica del ensayo ya que se alargará el tiempo del recorrido.

Para la ejecución del ensayo se colocan en la armadura antes de que las mismas sean introducidas en la perforación, 4 tubos de acero negro, dos de 2" de diámetro y 2 de 4 "de diámetro para cada pila pilote, de espesores de 2.0 mm y 1.5 mm respectivamente; cuyas dimensiones deben estar definidas en los estudios de ingeniería y planos de ejecución, estos tubos se unirán firmemente a la armadura de la pila pilote. La unión o empalme entre los tubos será mediante manguitos roscados o del tipo machihembrado y los extremos de estos tubos deben cerrarse herméticamente para evitar la entrada de elementos extraños y la pérdida de agua que deben contener durante el ensayo. Los tubos son llenados con agua limpia previamente al vaciado de concreto. En la siguiente figura se muestra de manera general la disposición de estos tubos.

Luego de ello se vacía el concreto respectivo y luego de al menos 7 días se realiza el ensayo.

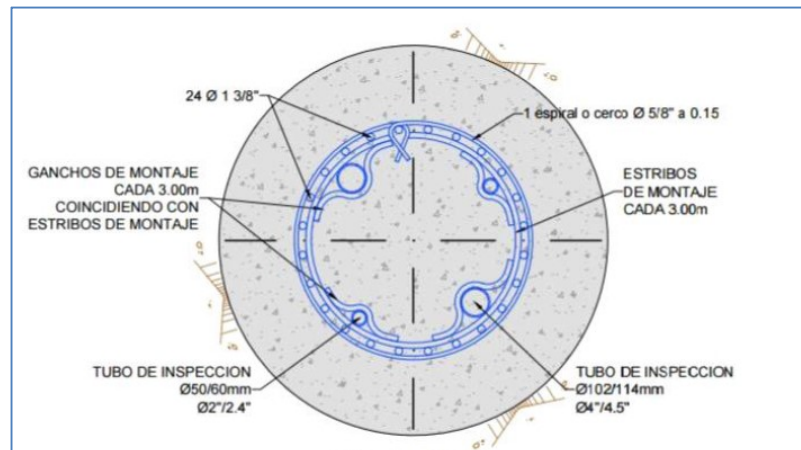


Figura N°4.13: Prueba de cross hole



Figura N°4.14: Prueba de cross hole en campo

Previamente al inicio del ensayo de cada pilote, se debe pasar una plomada por cada tubo, se medirá su longitud, y se comprobará la ausencia de obstrucciones. Se comprobará que están llenos de agua. En pilotes con cuatro tubos se realizarán seis ensayos, cuatro en las parejas de tubos adyacentes y dos en las parejas de tubos diagonalmente opuestos, tal y como se detalla en la siguiente figura.

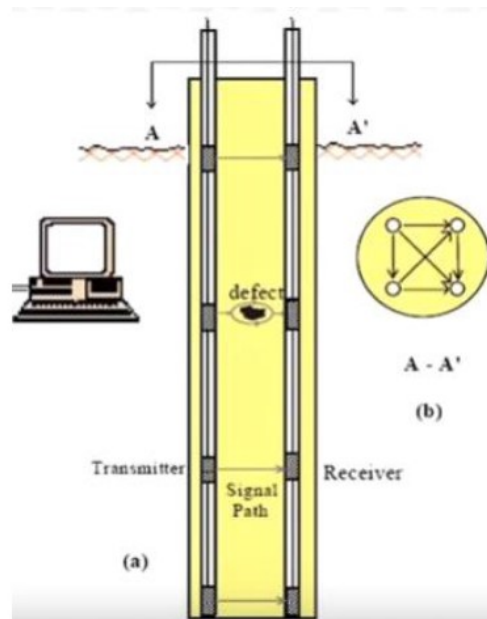


Figura N°4.15: Detalle de cada uno de los ensayos a realizar (6)

El ensayo se inicia después de bajar las sondas hasta el fondo de los tubos, levantando ambas simultáneamente después de asegurarse de que están en el mismo plano horizontal.

Durante el ensayo, un transmisor insertado en uno de los tubos emite una señal de alta frecuencia la cuál es recibida por un receptor insertado en otro tubo. Estos sensores (transmisores y receptores) son movidos desde el fondo de los tubos hasta la superficie, escaneando a lo largo de todo su recorrido. Los transmisores y receptores son proveídos con cables de varias longitudes, y pueden ser posicionados en niveles variados de profundidad, lo cual proporciona una flexibilidad total durante el ensayo.

Ambas sondas se suben a velocidad constante mientras se registra gráficamente los resultados en función de la profundidad. De la interpretación de estos resultados se deduce el estado del mismo.

Para la realización de este ensayo se podrán emplear algunos de los siguientes equipos, según la empresa que realice los controles:

- Sismógrafo Geode ( Transforma las señales de analógicas a digitales)
- Emisor y receptor de ondas sísmicas, con longitud de cable suficiente para llegar al fondo de los
- tubos instalados. Tendrán capacidad de transmitir y recibir la señal al menos a través de 1,5 m de hormigón. (EJ.: sonda de marca Geometrics, modelo Geode)
- Poleas para bajar las sondas por los tubos. Al menos una de ellas estar instrumentada para poder conocer la profundidad a la que se encuentra la sonda con un error máximo del 2%.
- Software de procesamiento (EJ.: seisimager , Oasis)

Los pilotes que presenten una gráfica uniforme de tiempo de llegada de la onda ultrasónica en toda su altura y en todos los perfiles ensayados pueden ser aceptados.

En el caso de que uno o varios perfiles entre parejas de tubos presenten retrasos significativos o pérdidas de señal a una o varias profundidades, el ingeniero especialista debe presentar una interpretación evaluando los posibles fallos en el pilote. El número y posición de perfiles que tienen una determinada anomalía a una misma profundidad puede dar una indicación de la zona afectada en planta.

Los resultados son presentados en un informe por cada pilote donde están las gráficas de cada digrafía; las cuales según el software empleado podrán ser como la siguiente:

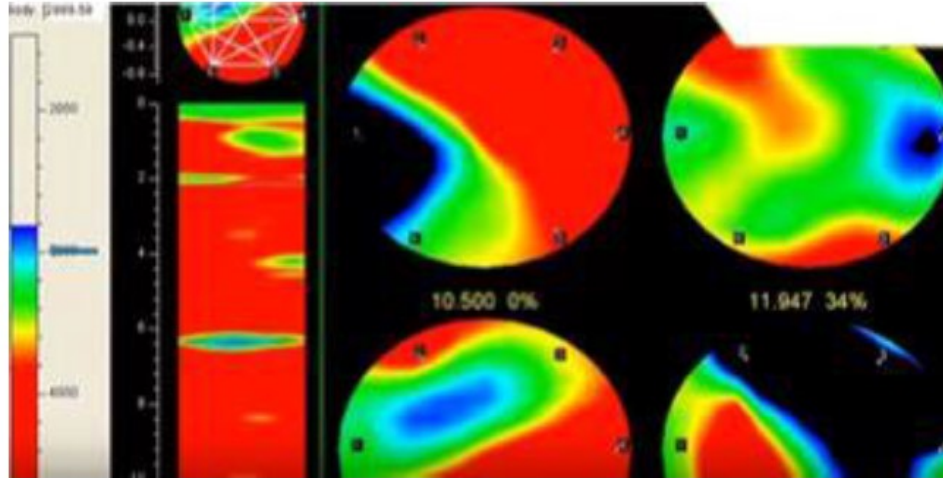


Figura N°4.15: Gráfica de pilote, ensayo Cross Hole

Los pilotes con anomalías en las gráficas originadas por posibles fallos pueden llegar a ser considerados como defectuosos o ser aceptados, según la interpretación y análisis realizado por especialistas. Antes de adoptar una decisión, los pilotes pueden ser sometidos a pruebas y ensayos complementarios, tales como pruebas de carga estáticas o dinámicas, sondeos con recuperación de testigo continuo, o excavación perimetral si los defectos no están a gran profundidad.

Para el caso de las pilas pilote es recomendable realizar ensayos sísmicos en el 100% de los mismos por cada estación de pasajeros. En caso de resultados no satisfactorios se debe evaluar la ubicación del desperfecto y proponer alguna solución técnica viable, siendo una de las soluciones más comúnmente empleada la extracción de testigos diamantinos.

## CAPÍTULO V: CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

### 5.1 ALCANCE DEL TRABAJO

El alcance del trabajo en este caso es la ejecución de los pilotes excavados de concreto armado, incluyendo todas las operaciones a realizar desde la preparación de la plataforma de trabajo hasta la ejecución del descabezado.

La ejecución del trabajo incluye las siguientes fases:

- Preparación de la plataforma de trabajo
- Replanteo de los pilotes
- Emplazamiento del equipo
- Perforación
- Fabricación de la armadura del pilote
- Limpieza de la perforación
- Colocación de la armadura
- Vaciado del concreto
- Realización de las pruebas de integridad del pilote
- Descabezado de los pilotes

La Estación de pasajeros tiene una dimensión de 135 m x 27 m, tiene una profundidad aproximada de 20 m y se ubica en el eje de la línea de túnel y se le ha dividido en tres áreas principales de ataque tal como se muestra a continuación:

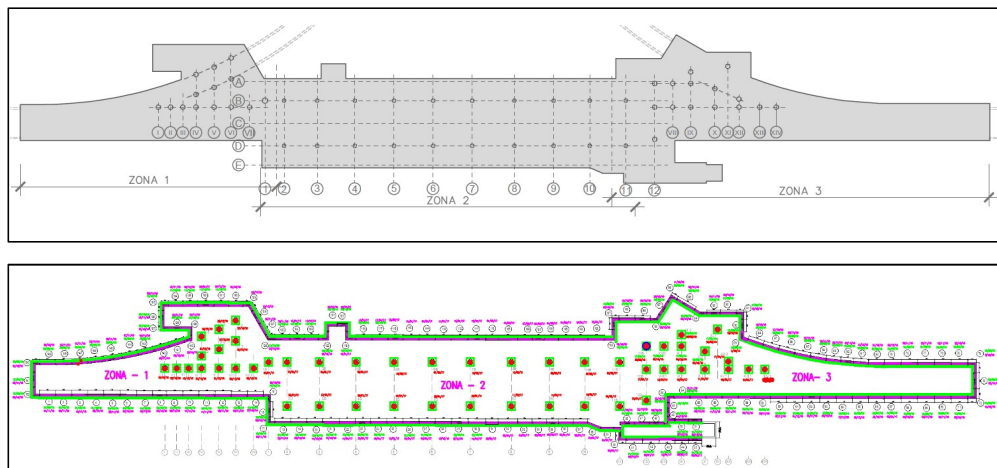


Figura N°5.1: Distribución de pilotes en estación de pasajeros-planta

La estación se realiza por un procedimiento conocido como cortar y cubrir convencional, siendo el punto por donde se inicia la excavación, una rampa longitudinal que se ubica por la denominada zona 3 (lado derecho de la figura).

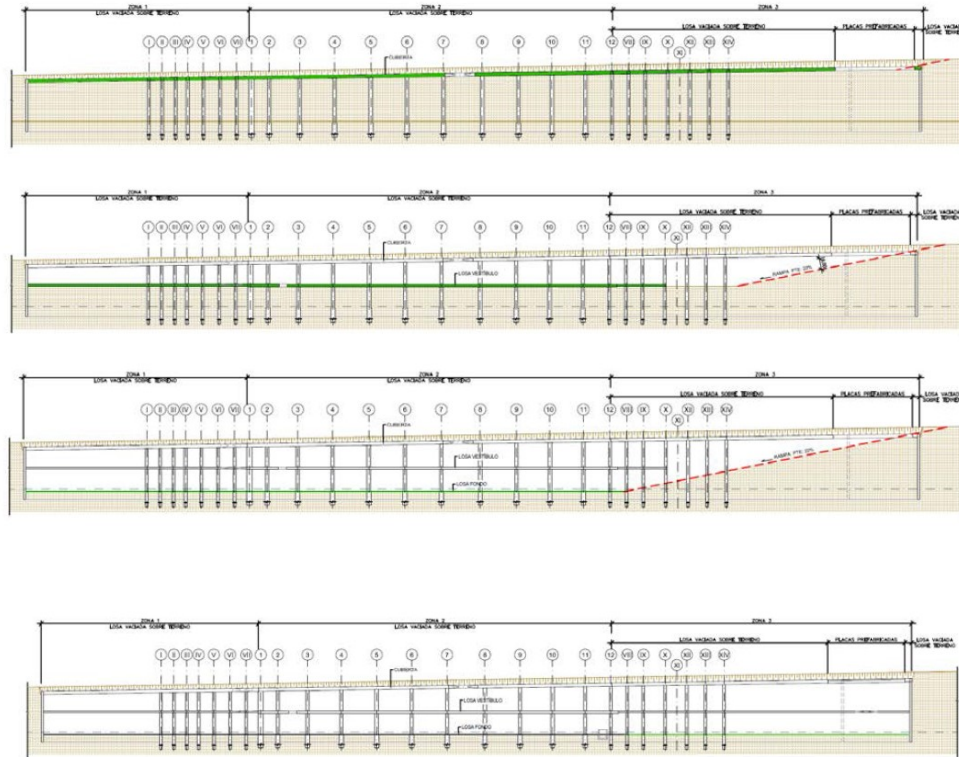


Figura N°5.2: Distribución de pilotes en estación de pasajeros-perfil

Etapas de ejecución:

Etapa 1:

- Pre excavación hasta la plataforma de trabajo, con talud provisional.
- Ejecución de muros guías
- Ejecución de las pantallas de la estación
- Ejecución de los antepozos y posterior ejecución de los pilotes.

Etapa 2:

- Vaciado de la losa contra terreno
- Comienzo de ejecución de excavación para la rampa

Etapa 3:

- Excavación hasta la cara interior de losa de vestíbulo
- Excavación de la losa de vestíbulo, para permitir excavaciones bajo la losa de vestíbulo.

Etapa 4:

- Excavación en rampa hasta la cara inferior de la losa de fondo
- Ejecución de la losa de fondo

Etapa 5:

- Excavación de parte de la rampa que quedaba por encima de la cota de vestíbulo.
- Ejecución de la losa de vestíbulo que quedaba bajo la rampa y cimbra de la parte afectada por el paso de la maquinaria

Etapa 6:

- Excavación o retirada de tierras de la zona A, y extracción de tierras por el hueco provisional del vestíbulo.

Etapa 7: Cierre de cubierta, vestíbulo y posterior relleno.

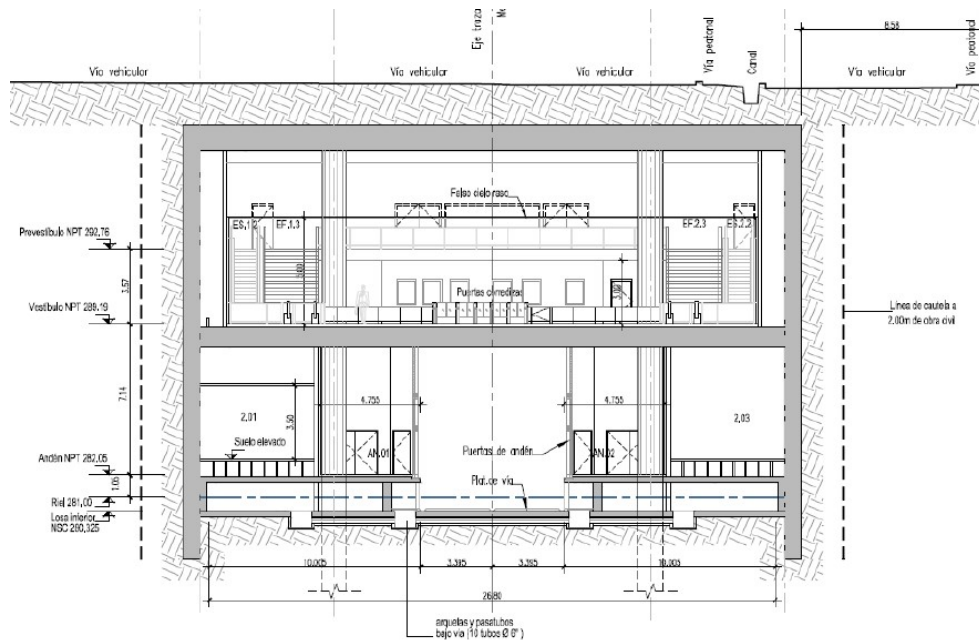


Figura N°5.3: sección transversal de estación de pasajeros-pilotes centrales



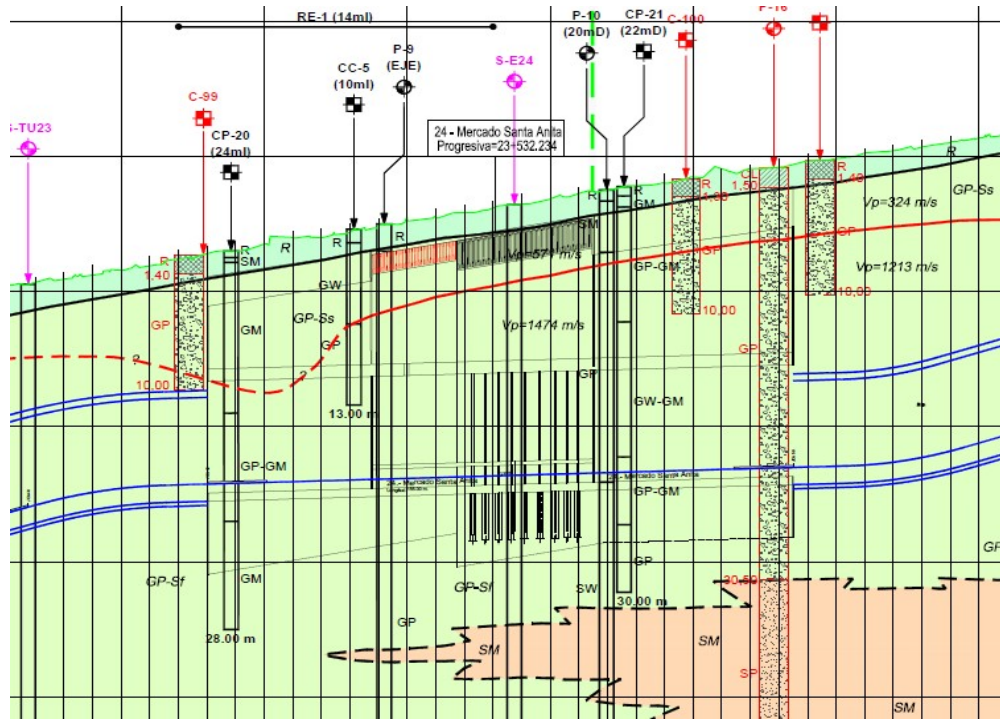


Figura N°5.4: ejemplo de perfil geotécnico en zona de estación de pasajeros

En total se deben ejecutar 49 pilotes en toda la estación.

## 5.2 ELABORACIÓN DE LA EDT

A continuación se presenta la EDT del proyecto, la cual está compuesta de los principales entregables del proyecto y es descompuesto en componentes más pequeños y fáciles de operar.

Los paquetes de trabajo de la EDT se dividen en actividades en el cronograma, la división de los paquetes de trabajo en actividades es parte del proceso definir las actividades de gestionar el cronograma del proyecto. Los paquetes de trabajo en la EDT están dentro de las cuentas de control.

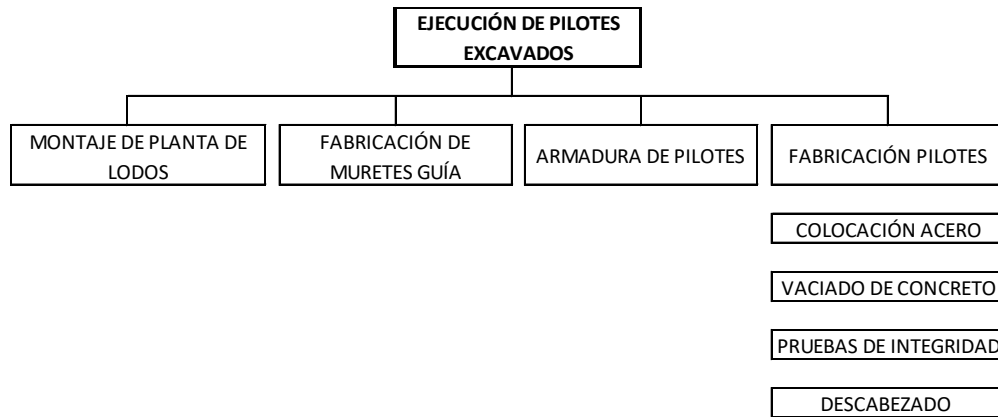


Figura N°5.5: EDT (WBS) de principales trabajos a ejecutar para el pilotaje

### 5.3 ACTIVIDADES DEL CRONOGRAMA

En esta sección solo describiremos las principales actividades para la ejecución de los pilotes excavados de la estación de pasajeros. Se trabajó en la identificación de actividades que serán necesarias para llevar a cabo la ejecución de las obras para la ejecución de los pilotes de la estación de pasajeros subterránea para el Metro de Lima. Para ello usaremos la EDT elaborada anteriormente.

Actividades principales:

- Montaje de Planta de Lodos
- Preparación de la plataforma de trabajo para pilotes
- Replanteo de los pilotes
- Emplazamiento del equipo de perforación, grúas, tubería tremie y accesorios.
- Perforación (excavación de los pilotes)
- Fabricación de la armadura para los pilotes
- Limpieza de la perforación
- Colocación de la armadura
- Vaciado de concreto
- Pruebas de integridad de los pilotes
- Descabezado de los pilotes

En La próxima página se presenta el cronograma de actividades en barras Gantt.

## CAPÍTULO V:

### CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

#### 5.1 ALCANCE DEL TRABAJO

El alcance del trabajo en este caso es la ejecución de los pilotes excavados de concreto armado, incluyendo todas las operaciones a realizar desde la preparación de la plataforma de trabajo hasta la ejecución del descabezado.

La ejecución del trabajo incluye las siguientes fases:

- Preparación de la plataforma de trabajo
- Replanteo de los pilotes
- Emplazamiento del equipo
- Perforación
- Fabricación de la armadura del pilote
- Limpieza de la perforación
- Colocación de la armadura
- Vaciado del concreto
- Realización de las pruebas de integridad del pilote
- Descabezado de los pilotes

La Estación de pasajeros tiene una dimensión de 135 m x 27 m, tiene una profundidad aproximada de 20 m y se ubica en el eje de la línea de túnel y se le ha dividido en tres áreas principales de ataque tal como se muestra a continuación:

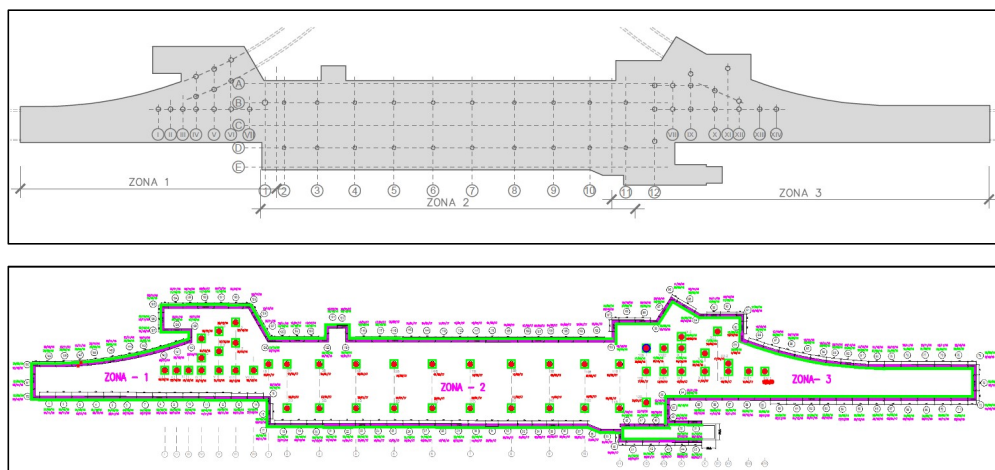
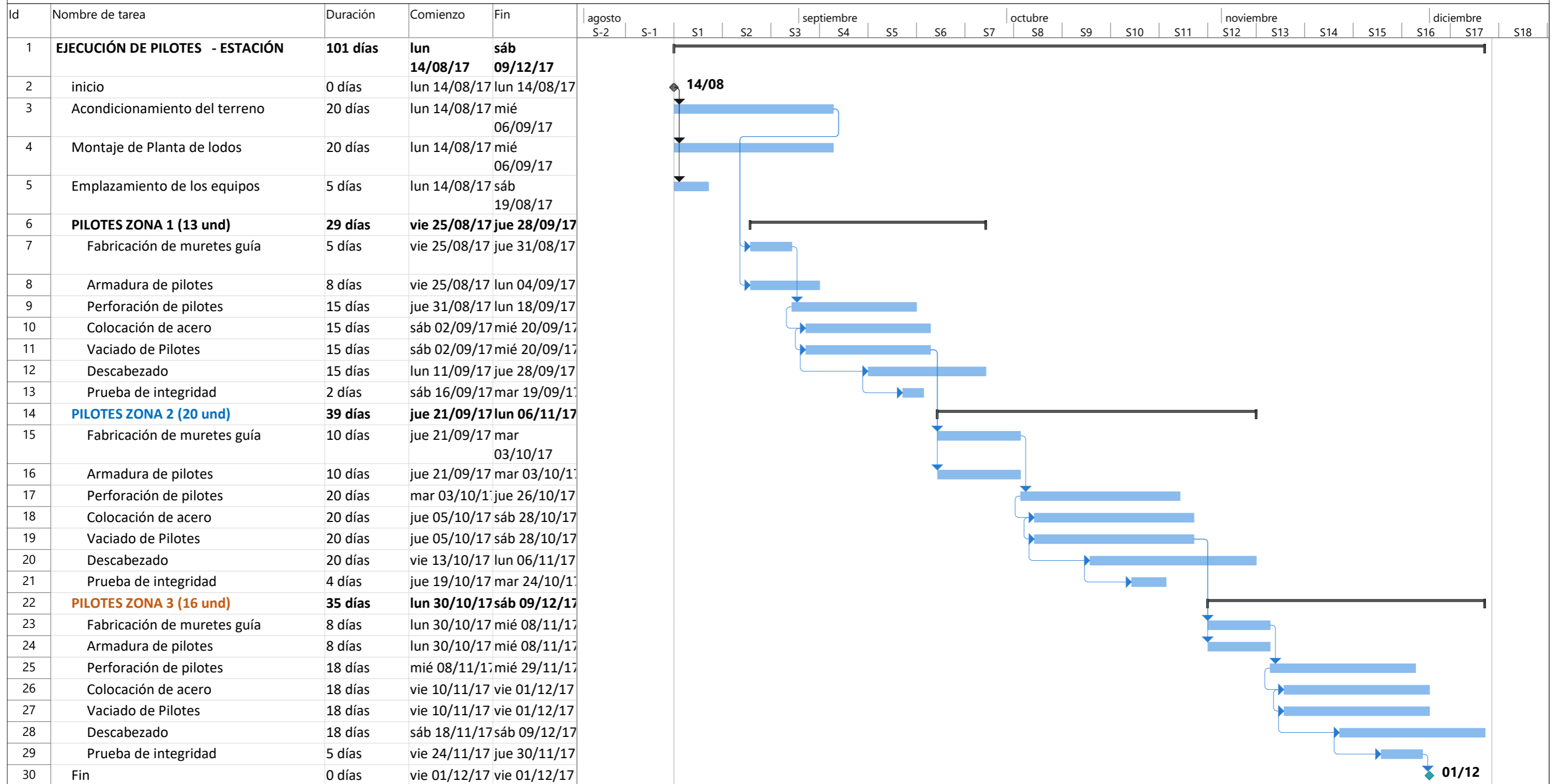


Figura N°5.1: Distribución de pilotes en estación de pasajeros-planta

## EJECUCIÓN DE PILOTES EXCAVADOS PARA ESTACIÓN DE PASAJEROS METRO DE LIMA



Proyecto: Cronograma Fecha: mar 23/01/18	Tarea	[Blue bar]	Resumen del proyecto	[Grey bar]	Tarea manual	[Teal bar]	solo el comienzo	[C bracket]	Fecha límite	[Green arrow]
	División	[Dotted bar]	Tarea inactiva	[White bar]	solo duración	[Light teal bar]	solo fin	[D bracket]	Progreso	[Blue bar]
	Hito	[Black diamond]	Hito inactivo	[Grey diamond]	Informe de resumen manual	[Dark teal bar]	Tareas externas	[Grey bar]	Progreso manual	[Teal bar]
	Resumen	[Black bar]	Resumen inactivo	[Light grey bar]	Resumen manual	[Black bar]	Hito externo	[Grey diamond]		

## CAPÍTULO VI:

### PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN

La gestión del costo abarca los procesos de planificación de costos, estimar los costos, determinar el presupuesto, controlar los costos. En el proceso de planificación se establecen las políticas, los procedimientos para la determinación de gastos y el control de costos del proyecto. En este capítulo solo se centrará en la elaboración del presupuesto para la ejecución de los pilotes para que sirvan de columnas - pilote de una estación de pasajeros para el Metro de Lima.

#### 6.1 Estimación de costos del proyecto

Se realizarán las estimaciones de costos solo de las actividades principales para la ejecución de los 49 pilotes que servirán de columna-pilote para una estación de pasajeros, basándonos en la estructura de desglose de trabajo, estableciendo una línea base del tiempo y costo.

Se empleará para estimar los costos la Estimación ascendente, se hace la estimación detallada de cada actividad y luego estas estimaciones se van acumulando en cuentas de control, y finalmente en una estimación global del proyecto. Para hacer bien esta estimación, se cuenta con una estructura de trabajo EDT bien definida en el capítulo del Cronograma.

En esta sección se calculará el costo total de obra con el fin de determinar la cantidad de fondos necesarios para reservar o tener disponible para el proyecto, el resultado de este cálculo se llama Presupuesto, y cumplir con la línea base del costo será una medida de éxito del proyecto; por eso el presupuesto debe ser lo más preciso posible de modo que el Director de proyecto pueda usarlo mientras se realiza el trabajo para controlar los costos y por lo tanto asegurarse que todo el proyecto está controlado.

En el presente presupuesto se han agregado dos tipos de reserva; la reserva de gestión y la reserva de contingencia. Las reservas de contingencias son para hacerle frente a los impactos de costo de los riesgos restantes durante la planificación de respuesta a los riesgos. Y la reserva de gestión es cualquier cantidad adicional de fondos que debe ser reservada para cubrir riesgos

imprevistos o cambios en el proyecto, estas diferencias de reserva constituyen las diferencias entre la línea base del costo y el presupuesto del costo. La línea base del costo contiene las reservas para contingencias. El presupuesto de costos es la línea base del costo más las reservas de gestión.

Para lograr el presupuesto, los costos de las actividades son acumulados en los paquetes de trabajo, y estos a su vez son acumulados en las cuentas de control y finalmente se acumulan y dan lugar a los costos del proyecto, a esto se le llama suma de costos, luego al presupuesto se agregan las reservas de contingencias para lograr la línea base del costo, finalmente se agregan las reservas de gestión.

En la próxima página se puede apreciar el presupuesto del proyecto:

Tabla N°6.1: Actividades Principales de pilotaje en la ZONA 1

Pilas-pilote (13 pilotes)		Metrado	Precio	877,801.00
Acero fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup> . En armaduras.	kg	45,000.00	1.60	72,000.00
Ensayo sísmico en pilotes	und	13.00	75.00	975.00
Tubo de acero negro de 2" de diámetro y 2 mm de espesor o similar	m	700.00	13.00	9,100.00
Tubo de acero negro de 4" de diámetro y 1.5 mm de espesor o similar	m	700.00	14.00	9,800.00
Ex cavación pilote, de 1000 mm a 2000 mm	m	670.00	910.00	609,700.00
Concreto pilote in situ, de 1000 mm a 2000 mm	m <sup>3</sup>	988.00	124.00	122,512.00
Transporte a vertedero de excedentes de ex cavación y demoliciones	m <sup>3</sup>	900.00	12.00	10,800.00
Descarga y canon de depósito de excedentes de ex cavación y demoliciones	m <sup>3</sup>	900.00	1.50	1,350.00
Murete guía para pila pilote de 1,80 m de Ø	und	1.00	1,200.00	1,200.00
Murete guía para pila pilote de 1,50 m de Ø	und	14.00	1,000.00	14,000.00
Conector de armadura de 1"	und	32.00	18.00	576.00
Conector de armadura de Ø 3/4"	und	448.00	17.00	7,616.00
Anclaje con barra de acero y resina Ø1 3/8"	und	236.00	77.00	18,172.00

Tabla N°6.2: Actividades Principales de pilotaje en ZONA 2:

Pila pilote (22 pilotes)		Metrado	Precio	1,722,389.44
Acero fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup> . En armaduras.	kg	143,000.00	1.60	228,800.00
Concreto para armar fc = 40 MPa en relleno pilares de acero	m <sup>3</sup>	400.00	180.00	72,000.00
Acero a36-05 (grado 36) colocado en camisa no recuperable.	kg	90,000.00	5.06	455,400.00
Ensayo sísmico en pilotes	und	20.00	75.00	1,500.00
Tubo de acero negro de 2" de diámetro y 2 mm de espesor o similar	m	1,300.00	13.00	16,900.00
Tubo de acero negro de 4" de diámetro y 1.5 mm de espesor o similar	m	1,300.00	14.00	18,200.00
Ex cavación pilote, de 1000 mm a 2000 mm	m	630.00	910.00	573,300.00
Concreto pilote in situ, de 1000 mm a 2000 mm	m <sup>3</sup>	1,672.00	124.00	207,328.00
Transporte a vertedero de excedentes de ex cavación y demoliciones	m <sup>3</sup>	2,200.00	12.00	26,400.00
Descarga y canon de depósito de excedentes de ex cavación y demoliciones	m <sup>3</sup>	2,200.00	1.50	3,300.00
Conector de armadura de 1 3/8"	und	832.00	17.00	14,144.00
Murete guía para pila pilote de 1,80 m de Ø	und	20.00	1,200.00	24,000.00
Anclaje con barra de acero y resina Ø1 3/8"	und	896.00	77.14	69,117.44
Prueba de carga en pilote	und	1.00	12,000.00	12,000.00

Tabla N°6.3: Actividades Principales de pilotaje en la ZONA 3

Pila pilote (16 pilotes)		Metrado	Precio	849,478.00
Acero fy = 4200 kg/cm2. En armaduras.	kg	56,000.00	1.60	89,600.00
Ensayo sónico en pilotes	und	15.00	75.00	1,125.00
Tubo de acero negro de 2" de diámetro y 2 mm de espesor o similar	m	1,100.00	13.00	14,300.00
Tubo de acero negro de 4" de diámetro y 1.5 mm de espesor o similar	m	1,100.00	14.00	15,400.00
Ex cavación pilote, de 1000 mm a 2000 mm	m	570.00	910.00	518,700.00
Concreto pilote in situ, de 1000 mm a 2000 mm	m3	1,216.00	124.00	150,784.00
Transporte a vertedero de excedentes de excavación y demoliciones	m3	1,350.00	12.00	16,200.00
Descarga y canon de depósito de excedentes de excavación y demoliciones	m3	1,350.00	1.50	2,025.00
Conector de armadura de 1 3/8"	und	360.00	17.00	6,120.00
Murete guía para pila pilote de 1,50 m de Ø	und	15.00	1,000.00	15,000.00
Conector de armadura de 1"	und	64.00	18.00	1,152.00
Conector de armadura de Ø 3/4"	und	416.00	17.00	7,072.00
Prueba de carga en pilote	und	1.00	12,000.00	12,000.00

Cálculo el presupuesto total:

Pilotaje zona 1: US 877,801.00

Pilotaje zona 2: US 1,722,389.44

Pilotaje zona 2: US 849,478.00

Total presupuesto – Costo directo: US 3,449,668.44

Considerando gastos generales de una empresa que están alrededor del 37% y una utilidad de 10%, se tiene:

Costo Directo: US 3,449,668.44

Gastos Generales: US 1,276,377.32

Utilidad: US 344,966.84

**Total: US 5,071,012.60** no se incluye el IGV.

El presupuesto no incluye el descabezado de los pilotes, que podría estar alrededor de US 600 por metro lineal.



A continuación se presenta el análisis de precios unitarios de las principales partidas que conforman el presupuesto de pilotaje.

Tabla N°6.4: Análisis precio unitario – acero de refuerzo

Acero fy = 4200 kg/cm2. En armaduras.		kg	Precio Unitario directo:		1.60
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD	
<b>MANO DE OBRA</b>					
Capataz	hh	0.0050	9.26	0.05	
Operario	hh	0.0500	8.80	0.44	
Operador (A) Grúa	hh	0.0011	11.45	0.01	
Operador (C) Chofer de Camión	hh	0.0011	9.83	0.01	
<b>MATERIALES</b>					
Acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	kg	1.1500	0.86	0.99	
Alambre r 1.3 mm.	kg	0.0080	0.87	0.01	
Petroleo diesel	gln	0.0040	4.29	0.02	
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>					
Grúa telescópica 15 t (solo maq)	hm	0.0006	74.50	0.04	
Camión plataforma 20 t	hm	0.0008	40.00	0.03	

Tabla N°6.5: Análisis precio unitario – ensayo sónico en pilotes

Ensayo sónico en pilotes		und	Precio Unitario directo:		75.00
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD	
<b>OTROS</b>					
Ensayo sónico en pilotes	und	1.0000	75.00	75.00	

Tabla N°6.6: Análisis precio unitario – tubo de acero negro de 2"

Tubo de acero negro de 2" de diámetro y 2 mm de espesor o similar		m	Precio Unitario directo:		13.00
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD	
<b>MATERIALES</b>					
Tubo de acero negro de 2" de diámetro y 2 mm de espesor	m	1.0000	13.00	13.00	

Tabla N°6.7: Análisis precio unitario – tubo de acero negro de 4"

Tubo de acero negro de 4" de diámetro y 1.5 mm de espesor o similar		m	Precio Unitario directo:		14.00
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD	
<b>MATERIALES</b>					
Tubo de acero negro de 4" de diámetro y 1.5 mm de espesor	m	1.0000	14.00	14.00	

Tabla N°6.8: Análisis precio unitario – excavación de pilote

Excavación pilote, de 1000 mm a 2000 mm		m	Precio Unitario directo:		910.00
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD	
<b>SUBCONTRATOS</b>					
Ejecución Pilote	m	1.0000	872.15	872.15	
<b>MANO DE OBRA</b>					
Capataz (std)	hh	0.3400	9.26	3.15	
Operador (B) Excavadora (std)	hh	0.2500	10.53	2.63	
Operador (C) Retroexcavadora (std)	hh	0.0980	9.83	0.96	
Operador (C) Chofer de Camión (std)	hh	0.0980	9.83	0.96	
Peón (std)	hh	0.2304	6.99	1.61	
<b>MATERIALES</b>					
Petroleo diesel	gln	1.3210	4.29	5.67	
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>					
Excavadora 140-170 HP	hm	0.1280	80.00	10.24	
Alquiler grupo electrogeno 300 kva	hm	0.1300	13.50	1.76	
Retroexcavadora de 100-120 HP - P	hm	0.0540	49.00	2.65	
Camión Volquete de 20 tm. (solo maq)	hm	0.0540	52.00	2.81	
<b>SUBCONTRATOS</b>					
Canon a Vertedero	m3	1.0000	5.41	5.41	

Tabla N°6.9: Análisis precio unitario – concreto pilote in situ

Concreto pilote in situ, de 1000 mm a 2000 mm	m3	Precio Unitario directo:		124.00
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD
<b>MANO DE OBRA</b>				
Peón (std)	hh	1.2000	6.99	8.39
Operador (A) Grúa (std)	hh	0.2340	11.45	2.68
<b>MATERIALES</b>				
Concreto fc=30 MPa fabricado en central	m3	1.0500	87.81	92.20
Petroleo diesel	gln	0.1820	4.29	0.78
<b>EQUIPOS Y MAQUINARIA</b>				
Grúa telescópica 30 tm (solo maq)	hm	0.1300	99.60	12.95
<b>OTROS</b>				
Transporte de Concreto	m3	1.0000	7.00	7.00

Tabla N°6.10: Análisis precio unitario – transporte a vertedero

Transporte a vertedero de excedentes de excavación y demoliciones	m3	Precio Unitario directo:		12.00
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD
<b>OTROS</b>				
Transporte a vertedero	m3	1.2000	10.00	12.00

Tabla N°6.11: Análisis precio unitario – descarga y canon de depósito de excedentes

Descarga y canon de depósito de excedentes de excavación y demoliciones	m3	Precio Unitario directo:		1.50
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD
<b>MATERIALES</b>				
Canon vertido	m3	1.1000	1.36	1.50

Tabla N°6.12: Análisis precio unitario – murete guía para pilote 1.5m

Murete guía para pila pilote de 1,50 m de Ø	und	Precio Unitario directo:		1,000.00
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD
<b>MANO DE OBRA</b>				
Capataz (std)	hh	1.0000	9.26	9.26
Peón (std)	hh	15.0000	6.99	104.85
<b>MATERIALES</b>				
Concreto premezclado fc= 25 MPa	m3	6.9720	82.50	575.19
Encofrado recto en paramento oculto	m2	2.0000	33.65	67.30
<b>OTROS</b>				
Excavación en zanja a cielo abierto	m3	6.7977	12.46	84.70
Transporte a vertedero de excedentes de excavación y demoliciones (9A)	m3	6.7977	10.99	74.71
Descarga y canon de depósito de excedentes de excavación y demoliciones	m3	6.7977	1.51	10.26
Demolición muretes guía	m3	6.9720	10.58	73.73

Tabla N°6.13: Análisis precio unitario – murete guía para pilote 1.8m

Murete guía para pila pilote de 1,80 m de Ø	und	Precio Unitario directo:		1,206.94
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD
<b>MANO DE OBRA</b>				
Capataz (std)	hh	1.0000	9.26	9.26
Peón (std)	hh	15.0000	6.99	104.85
<b>MATERIALES</b>				
Concreto premezclado fc= 25 MPa	m3	8.4000	82.50	693.00
Encofrado recto en paramento oculto	m2	2.0000	33.65	67.30
<b>OTROS</b>				
Excavación en zanja a cielo abierto	m3	8.1900	12.46	102.05
Transporte a vertedero de excedentes de excavación y demoliciones (9A)	m3	8.1900	10.99	90.01
Descarga y canon de depósito de excedentes de excavación y demoliciones	m3	8.1900	1.51	12.37
Demolición muretes guía	m3	8.4000	14.42	121.16

Tabla N°6.14: Análisis precio unitario – conector de armadura de 1"

Conector de armadura de 1"	und	Precio Unitario directo:		18.00
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD
<b>MANO DE OBRA</b>				
Operario (std)	hh	1.0000	8.80	8.80
<b>MATERIALES</b>				
Conectores de armadura Ø 1"	und	1.0000	9.20	9.20

Tabla N°6.15: Análisis precio unitario – conector de armadura de ¾"

Conector de armadura de Ø ¾"	und	Precio Unitario directo:		17.00
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD
<b>MANO DE OBRA</b>				
Operario (std)	hh	1.0000	8.80	8.80
<b>MATERIALES</b>				
Conector de armadura de Ø ¾"	und	1.0000	8.20	8.20

Tabla N°6.16: Análisis precio unitario – prueba de carga pilote

Prueba de carga en pilote	und	Precio Unitario directo:		12,000.00
Descripción recurso	Unidad	Cantidad	Precio USD	Parcial USD
<b>OTROS</b>				
Ensayo de prueba de carga en pilote	und	1.0000	12,000.00	12,000.00

## 6.2 Cálculo de la Productividad:

A continuación se presenta la productividad obtenida por el sub Contratista de acuerdo al análisis realizado y datos tomados de campo:

### *Contratista Terratest:*

(uso de lodo bentonítico, suelo conglomerado, sin morsa, sin existencia de nivel freático):

Fabricación de pilote: 30 m x día de 16 horas

Productividad = 0.53 hr/m

Según la tesis del Ing. Quinston Reategui, de ingeniería Civil de la UNI, se puede observar que para la línea 1 en la zona del río Rímac, este mismo contratista tuvo una productividad de 1.06 hr/m para ejecutar pilote. Esta productividad más baja también se debe a la presencia de nivel freático alto en la zona del río, lo que ocasiona que se tenga más dificultades en la fabricación de un pilote.

## CONCLUSIONES

1. Podemos entender y dejar como lección aprendida que el uso de la tecnología y los equipos adecuados mejora la productividad en la construcción y permiten que la obra se desarrolle con menores problemas, En este tipo de proyectos el uso de la morsa hidráulica para la extracción de las fundas metálicas, es fundamental su uso, y en conjunto con el lodo bentonítico hacen que el pilote se pueda ejecutar mucho más rápido. En el País son pocas las empresas que tienen este equipo. En muchas obras de construcción de puentes por ejemplo, donde se tiene que ejecutar pilotes, se pierde la funda metálica por no contar con el extractor de fundas, generando un sobre costo para el contratista y para el cliente. Algunas empresas del medio local no evalúan muy bien los riesgos al ejecutar obras con pilotes, por lo que no presupuestan la posible pérdida de las fundas metálicas que muchas veces no es reconocido por la entidad contratante.
2. Para una mayor productividad en la partida de pilotes, se contó con 3 frentes de pilotaje en obra. De esta manera se logró ejecutar 1,530 metros lineales de pilote en todo el proyecto.
3. Los costos de los pilotes por metro lineal una vez hecho el análisis es el siguiente; USD 3,314 por metro lineal, precio que no incluye actividades preliminares como conformación de plataformas, lodo bentonítico, no incluye las fundas metálicas que han sido colocadas a lo largo de los pilotes de acuerdo a los planos del proyecto. Este presupuesto sería para un subcontratista de alguna obra similar.
4. Una adecuada elección de equipos de construcción bajo ciertas circunstancias dadas, contribuye a que se tenga una mayor productividad en la ejecución de la obra, tal como se ha indicado en el capítulo 6 de la presente tesis. Durante la ejecución de los pilotes se han obtenido una productividad de 0.53 hr/m, siendo el rendimiento de 1 pilote ejecutado en 16 horas de trabajo aproximadamente, se tomó como longitud promedio 30 metros de pilote. En este tipo de trabajo es fundamental el trabajo en doble turno para cumplir con los plazos establecidos en el contrato.

5. Comparando la productividad de ejecución de pilotes en la Línea 1 –tesis del Ing. Quinston Reátegui- se puede observar que en este proyecto se tuvo una productividad de 1.06hr/m en la ejecución de los pilotes en la zona del río Rímac, en el caso de este proyecto en estudio la productividad es de 0.53hr/m, en consecuencia esta menor productividad obtenida en el proyecto de la línea 1, tiene mucho que ver por las condiciones mismas del trabajo; en la línea 1 los pilotes se excavaron con presencia de nivel freático alto, en el lecho del río, por lo que se puede decir que estos aspectos afectaron al buen desarrollo de los trabajos. Vale decir que en ambos proyectos el contratista ejecutor de los pilotes era el mismo y usaba los mismo equipos.
6. La construcción de muros guía previo a la ejecución de pilotes, permite que el pilote tenga una mejor verticalidad y se logre un pilote más exacto en su posición que indica en los planos de construcción, en comparación con otros proyectos, se puede observar que se obtiene también una mayor eficiencia en el trabajo.
7. Durante el desarrollo de la obra, se contó con áreas correctamente ubicadas para los materiales y recursos utilizados, haciendo el flujo de construcción mucho más dinámico, ahorrando tiempo en traslado de equipos y materiales, menores distancias para colocar el lodo bentonítico en los pozos excavados, evitando accidentes, y casi sin interrupciones, esto se debe al buen planeamiento inicial de utilización de áreas, donde se distribuyeron zonas de almacenamiento de materiales, área para las pozas de lodo bentonítico, área de herrería, área para las grúas, zona de equipos, zona de comedores, almacenes, accesos y salidas bien definidos para la maquinaria pesada, etc. Por ello la importancia del buen planeamiento inicial y de elaborar un layout.
8. No se puede esperar que los ensayos de integridad identifiquen todas las imperfecciones existentes en un pilote, pero son una potente herramienta principalmente como salvaguardia contra defectos importantes, como se ha podido apreciar en los distintos ensayos realizados a los pilotes.
9. Para el ensayo con la celda de osterberg, la máxima carga bidireccional aplicada al pilote fue de 35 MN. En la carga máxima los desplazamientos

por encima y por debajo del ensamblaje de la celda fueron de 4.33 mm y 38 mm, respectivamente. Los datos de corte unilateral unitario, calculados con deformímetros, indicaron un corte lateral neto con un promedio máximo de movilización de 707 kPa entre los deformímetros de los niveles 2 y 3.

10. Para una carga máxima de 15 MN, los datos configurados para la prueba indican que este pilote se desplazará 4.4 mm aproximadamente. Para una carga máxima de 30 MN, los datos configurados para la prueba indican que el pilote se desplazará 8.5 mm.

## RECOMENDACIONES

1. Es recomendable en cualquier proyecto, que para cumplir con el plazo del proyecto es necesario agilizar los trabajos, por ejemplo; trabajos a doble turno (turnos de día y de noche), efectuando trabajos de vaciado de pilotes, concreto de zapatas, columnas, vigas y las demás estructuras en el turno noche, para aprovechar el menor flujo vehicular de la ciudad y de esta manera garantizar que el concreto llegue a la obra sin ningún problema.
2. Uno de los principales enemigos de los pilotes de acero es la corrosión. Las principales medidas para evitarla son aumentar la sección, pintar los pilotes con pinturas especiales o utilizar recubrimientos, sobre todo en pilotes de concreto, también se utiliza la protección catódica. Para el caso de los pilotes de este tipo de proyecto, al quedar las molduras expuestas a la interperie -en la zona que el pilote trabaja como columna- debe protegerse con pinturas en las zonas expuestas.
3. Generalmente el método para estimar la capacidad de carga de un pilote individual en un determinado lugar, es el realizar una prueba de carga de un pilote individual a escala natural en el mismo lugar. El principal inconveniente de estas pruebas es el costo y el tiempo requerido para ejecutarlas, pero son muy necesarias en obras de gran importancia. En el caso de este proyecto se ha realizado una prueba de carga por el método de la celda de carga de Osterberg, lo cual permite ahorrar costos para el proyecto.
4. En el mercado internacional existen muchas marcas que fabrican maquinaria para fabricación de pilotes, estos equipos son muy eficientes cuando se trata de ejecutar pilotes en terrenos estables, fuera del mar. Son recomendables más aún si se les puede acoplar la morsa o extractor hidráulico de fundas, con este equipo se logra incrementar la productividad en la fabricación de pilotes.
5. No se puede esperar que los ensayos de integridad identifiquen todas las imperfecciones existentes en un pilote, pero son una potente herramienta principalmente como salvaguardia contra defectos importantes.



6. Con el proceso constructivo de pilotes perforados sin el uso de fundas metálicas se evitan inconvenientes como el ruido y vibraciones que generan los equipos para el proceso de perforación con camisas recuperables.
7. El impacto en el ambiente que pueda derivarse de la ejecución de las obras de pilotaje empleando lodo bentonítico, se espera que sea bajo, no obstante, todo el personal involucrado en este tipo de obras debe tener presente la importancia de llevar a cabo las actividades con mucha responsabilidad para reducir el impacto negativo en el medio ambiente.
8. Una mala tarea topográfica en el replanteo de posicionamiento en los pilotes puede ocasionar que el pilote se excave en una posición distinta a la indicada en los planos del proyecto, provocando un grave error en la cimentación, ocasionando sobrecostos por cambio en el diseño y productos “no conformes”.
9. Cuando se coloca concreto bajo lodo bentonítico, debe hacerse una limpieza previa del lodo, desarenándolo, o si no es posible, se tiene que hacer una sustitución completa del lodo.
10. El vaciado de los pilotes debe ser colocado en forma continua, sin interrupciones ni retrasos largos.
11. Cuando se tiene la relación agua/cemento demasiado alta, o el nivel de descarga de concreto de la tubería tremie es demasiado alto, puede ocasionar que el concreto se segregue.
12. Al finalizar el vaciado del pilote de concreto, por las condiciones de obra, es conocido que el concreto de la parte superior sea de una calidad inferior a la especificada; para reducir este efecto negativo, es recomendable que el vaciado se prolongue al menos 30 cm por encima de la cota de proyecto, o la cantidad que indique el proyectista.
13. Se debe evitar la pérdida de contacto entre el tubo tremie y el concreto, ya que puede ocasionar problemas de segregación y lavado. Todos los movimientos verticales del tremie deben ser cuidadosamente controlados

para evitar esa pérdida de contacto, pueden hacerse marcas a intervalos convenientes en el tubo tremie para indicar al operador de la grúa cuándo y cuánto debe levantarse.

14. Se debe colocar el balón y tapón en el tubo tremie para evitar que el concreto se contamine con el lodo o se lave con las aguas subterráneas si las hubiera. También este balón y el tapón de mortero harán que la caída de la primera masa de concreto introducido sea más lenta y suave, esto para disminuir el riesgo de segregación del concreto debido a la gran altura de la caída de concreto, que en el caso de esta obra es más de 40 metros.
15. En cada obra de ingeniería se deben usar equipos adecuados, perfectamente funcionando, con su mantenimiento respectivo, de tal manera que ayude a tener una mayor productividad y consecuentemente el beneficio para el proyecto. Por tal motivo es recomendable la elección correcta de los equipos a usar y evaluar el costo/beneficio.
16. En la mayoría de obras de ingeniería civil, no se dispone de espacio suficiente para el desarrollo de nuestras actividades, o hay mucho desorden, falta de espacio para equipos, etc. todo esto por un mal planeamiento inicial de la distribución de las áreas de trabajo "Layout". Con una buena distribución tendremos mayor flujo de las actividades, menores recorridos de equipos y personal, menor tiempo de traslado, evitar accidentes, y reducir costos para el proyecto.
17. La norma Peruana E.050 Suelos y Cimentaciones, en su capítulo 5 toca el tema de cimentaciones profundas, pero muy brevemente. Por lo que para obras en el Perú es necesario complementar esta norma con otras normas extranjeras para pilotes, como es el caso de la ASTM D 1143.
18. Es importante que en futuras tesis se puedan estudiar cómo afrontar este tipo de trabajos de pilotaje, para ser más preciso debería crearse una especie de manual para obras de cimentaciones profundas, de manera que le permita al ingeniero peruano responder con agilidad a cada etapa de la obra relacionado al pilotaje.

## BIBLIOGRAFÍA

- Alva Hurtado Jorge Ingenieros E.I.R.L; “Estudio de Análisis de Cimentación del Puente sobre el río Rímac”, proyecto tramo 2, Línea 1, setiembre 2011, Lima Perú.
- Arguedas Villacres, Carlos Tomas; “Cimentaciones Piloteadas”, Tesis para obtener el Título Profesional de Ing. Civil - UNI, Lima Perú 1998.
- Braja M. Das; “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”, Ed. N° 04, Editorial Thomson, México 2001.
- Cárdenas Pomareda, Jorge Luis; “Procesos Constructivos y Programación de los Trabajos de Cimentación con Pilotes Vaciados in situ del Edificio del Banco de la Nación sucursal - Chiclayo”, Tesis para obtener el Título Profesional de Ing. Civil - UNI, Lima - Perú 1995.
- Echave Mercado, Rolando; “Cimentación por Pilotes”, Tesis de Grado Ing. Civil - UNI, Lima - Perú 1975.
- Herrera Ayca, Héctor Ubaldo; “Estudio de la capacidad de carga de pilotes apoyados sobre roca”, Tesis para obtener el Título Profesional de Ing. Civil - UNI, Lima - Perú 1991.
- Huambachano Castro, Raúl; “Comportamiento de Martillos de Hincado de Pilotes”, Tesis para obtener el Título Profesional de Ing. Civil - UNI, Lima Perú 1992.
- Ruiz Roa, Vilma Elena; “Diseño de Cimentaciones Piloteadas”, Tesis para obtener el Título Profesional de Ing. Civil - UNI, Lima Perú 1995.
- Fuentes Ortiz, César; “Ingeniería Portuaria”, Ed. N° 01, Editorial COPER Editores, Lima Perú 2001.
- Reategui Quezada Quinston Amilcar; “Proceso constructivo del puente sobre el río Rímac mediante dovelas sucesivas”, Tesis para obtener el Título Profesional de Ing. Civil - UNI, Lima Perú 2014.

## ANEXOS

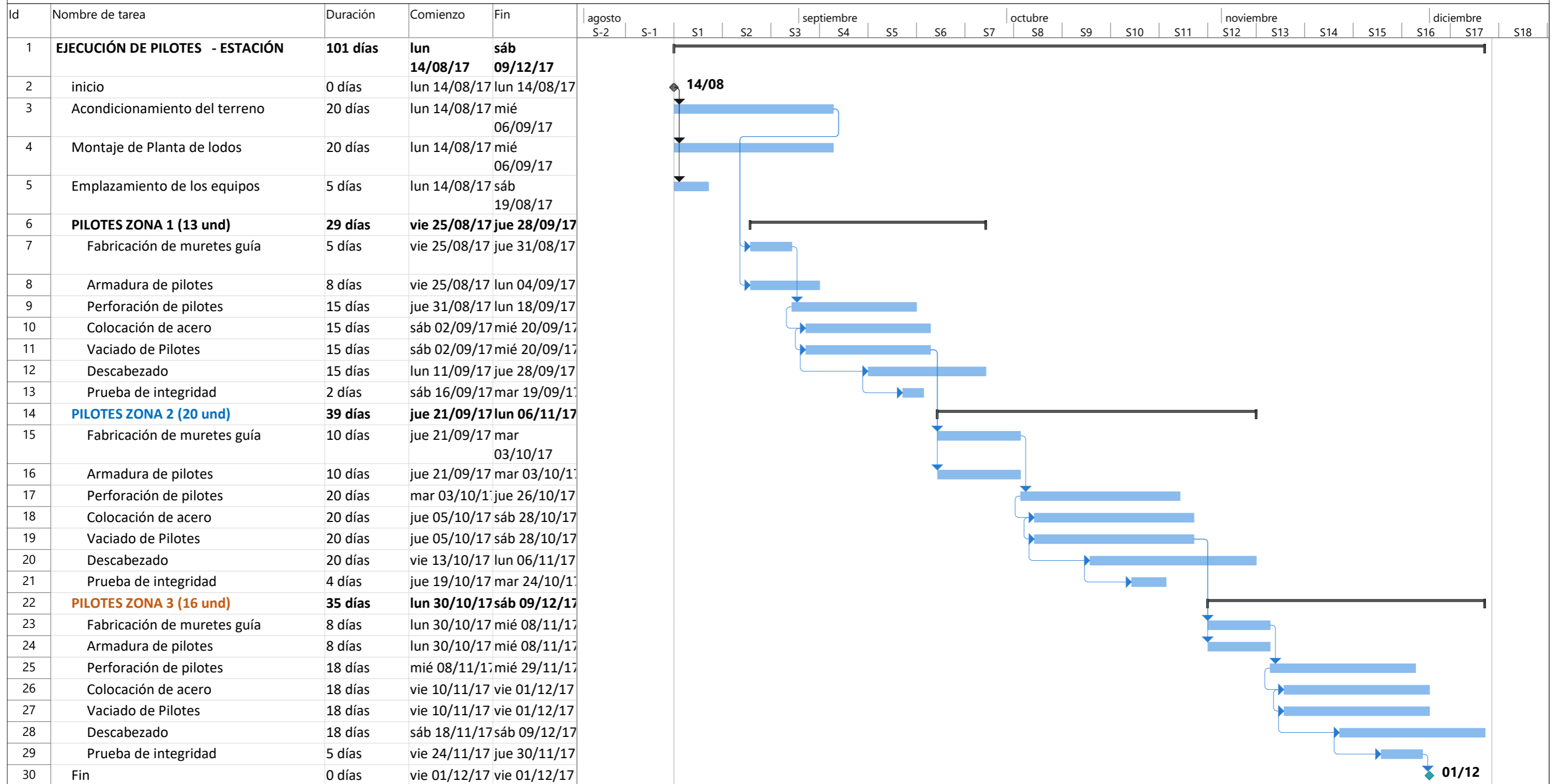
ANEXO A:  
Cronograma de actividades

ANEXO B:  
Planos de pilotaje

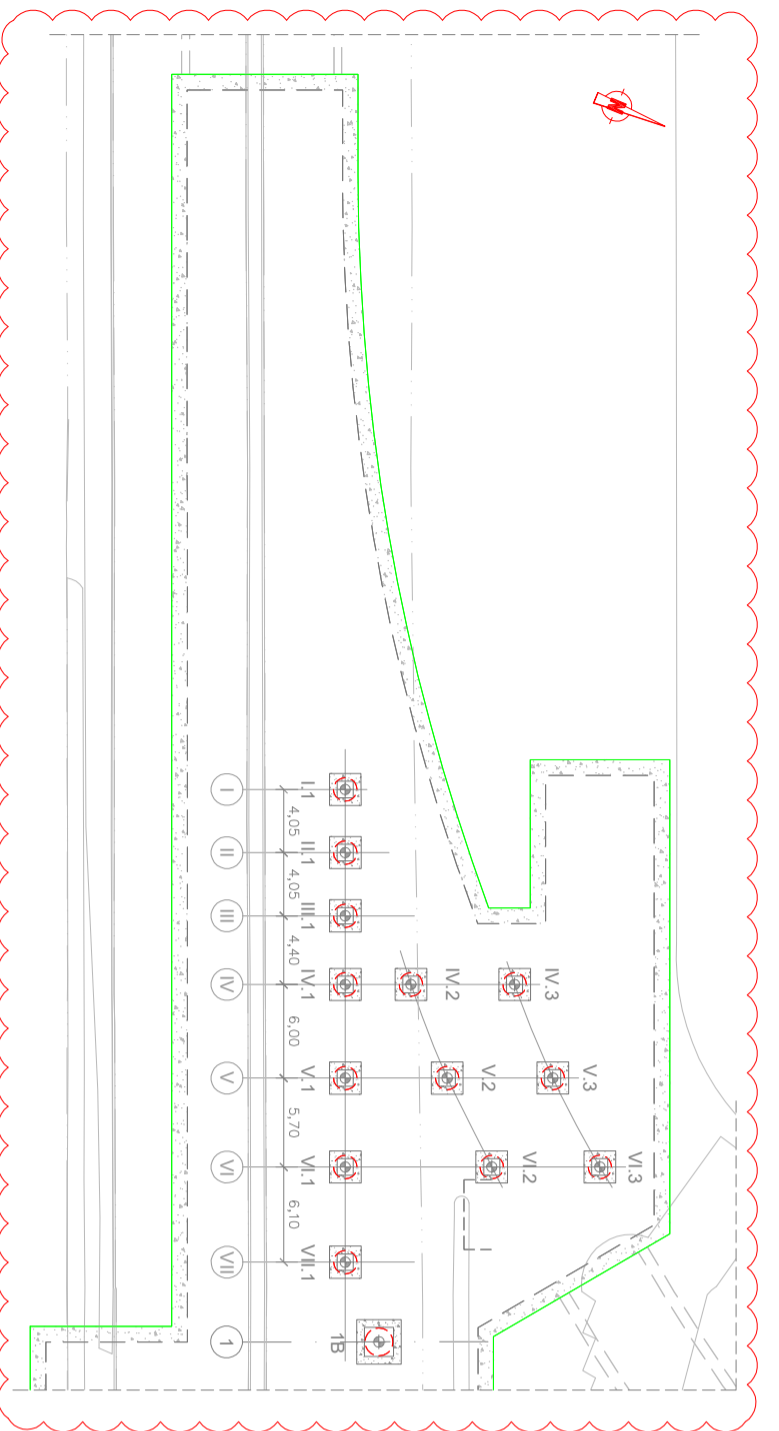
ANEXO C:  
Memoria de Cálculo de pilotes (ejemplo)

ANEXO D:  
Ensayo de prueba de carga

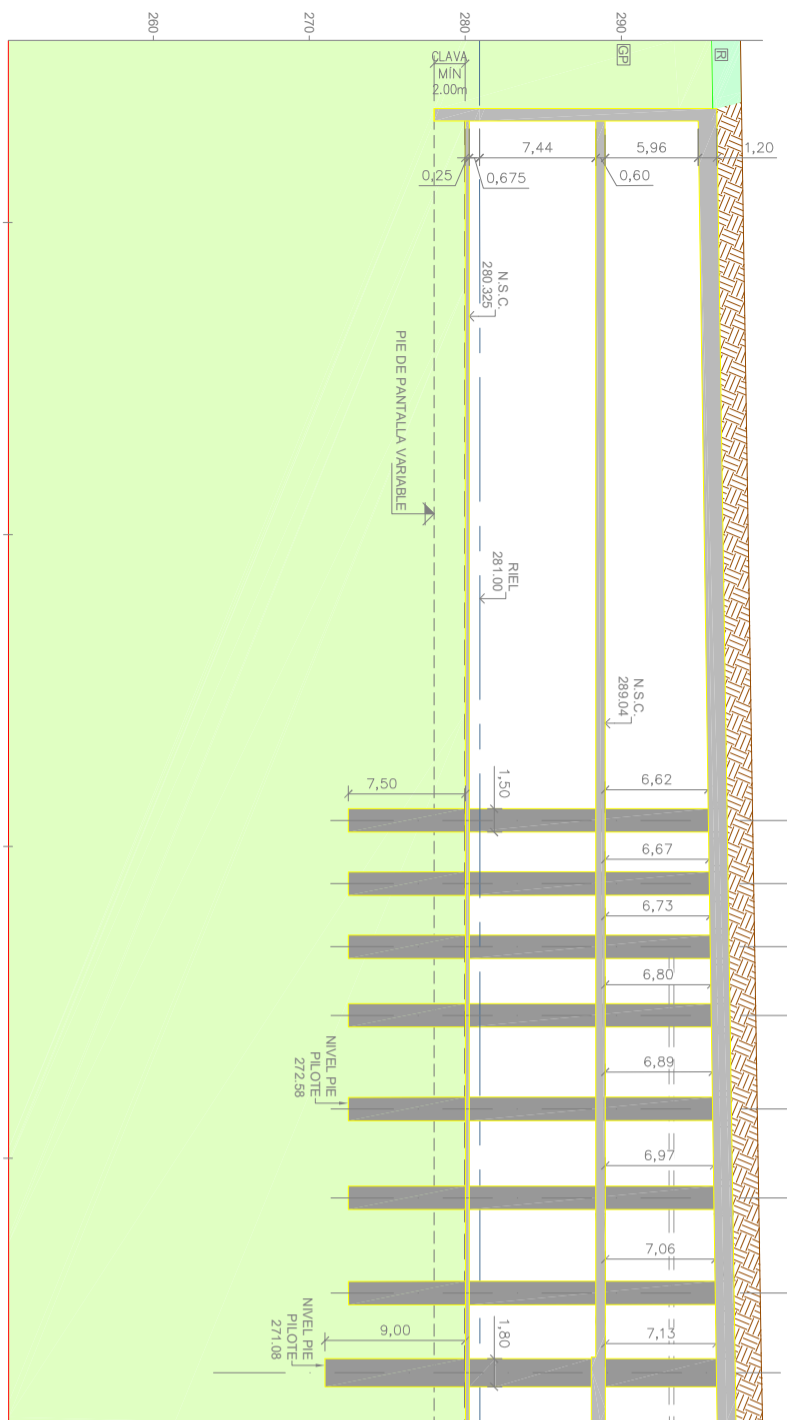
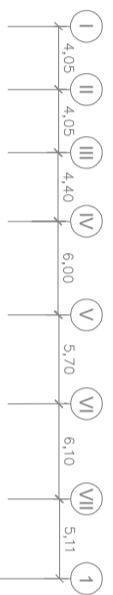
## EJECUCIÓN DE PILOTES EXCAVADOS PARA ESTACIÓN DE PASAJEROS METRO DE LIMA



Proyecto: Cronograma Fecha: mar 23/01/18	Tarea	[Barra azul]	Resumen del proyecto	[Barra gris]	Tarea manual	[Barra verde]	solo el comienzo	[Barra azul con línea]	Fecha límite	[Barra verde]
	División	[Barra punteada]	Tarea inactiva	[Barra blanca]	solo duración	[Barra verde con línea]	solo fin	[Barra azul con línea]	Progreso	[Barra azul]
	Hito	[Diamante]	Hito inactivo	[Diamante]	Informe de resumen manual	[Barra verde]	Tareas externas	[Barra gris]	Progreso manual	[Barra verde]
	Resumen	[Barra azul]	Resumen inactivo	[Barra gris]	Resumen manual	[Barra verde]	Hito externo	[Diamante]		



PLANTA SITUACIÓN PILOTES Y PILAS-PILOTES (ZONA 1)



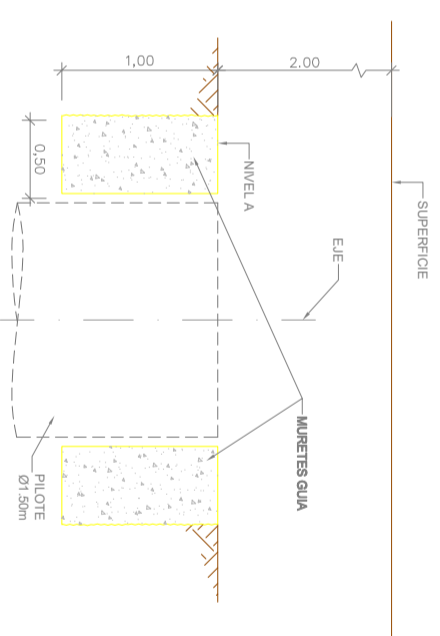
SECCIÓN LONGITUDINAL (ZONA 1)

NOTA: VER TABLA DE REPLANTEO  
 NOTA: LA LONGITUD DE LOS PILOTES SE HA CALCULADO EN BASE AL PERFIL ESTRATIGRÁFICO CONFECCIONADO CON LOS DATOS DISPONIBLES HASTA LA FECHA EN CASO DE CONTAR CON NUEVAS PROSPECCIONES QUE PERMITAN AUMENTAR EL NIVEL DE DETALLE DE DICHO PERFIL, SE OPTIMIZARÁN LAS LONGITUDES DE LOS PILOTES.

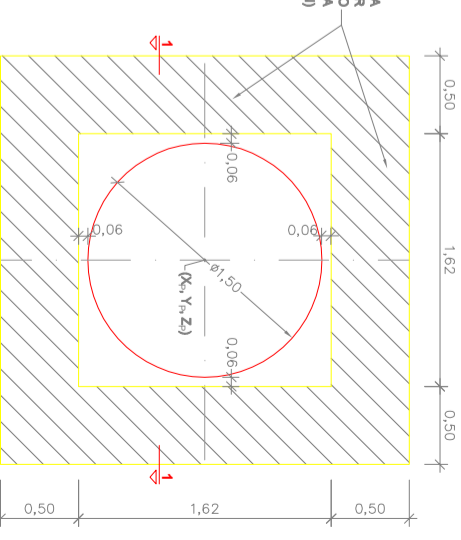
01

TABLA DE REPLANTEO DE PILOTES										
PILA PILOTE	X <sub>p</sub>	Y <sub>p</sub>	Z <sub>p</sub>	NIVEL A	NIVEL PIE	L <sub>p</sub>	L <sub>ap</sub>	L <sub>ap</sub>	L <sub>p</sub> (m)	L <sub>p</sub> (m)
I.1	289781.839	8667755.660	296.66	296.86	272.88	6.08	7.00	7.00	7.90	7.90
II.1	289785.586	8667757.195	296.71	296.91	272.88	5.14	7.00	7.00	7.90	7.90
III.1	289789.334	8667758.730	296.77	296.97	272.88	5.20	7.00	7.00	7.90	7.90
IV.1	289793.406	8667760.398	296.84	297.04	272.88	5.26	7.00	7.00	7.90	7.90
IV.2	289791.811	8667764.292	296.84	297.04	272.88	5.26	7.00	7.00	7.90	7.90
IV.3	289789.291	8667770.443	296.84	297.04	272.88	5.26	7.00	7.00	7.90	7.90
V.1	289788.958	8667762.673	296.83	297.13	272.88	5.35	7.00	7.00	7.90	7.90
V.2	289786.482	8667768.717	296.83	297.13	272.88	5.35	7.00	7.00	7.90	7.90
V.3	289793.016	8667774.982	296.83	297.13	272.88	5.35	7.00	7.00	7.90	7.90
VI.1	289804.232	8667764.833	296.01	297.21	272.88	5.43	7.00	7.00	7.90	7.90
VI.2	289800.673	8667773.522	296.01	297.21	272.88	5.43	7.00	7.00	7.90	7.90
VI.3	289798.047	8667779.934	296.01	297.21	272.88	5.43	7.00	7.00	7.90	7.90
VI.4	289798.877	8667767.146	296.10	297.30	272.88	5.52	7.00	7.00	7.90	7.90
1B	289813.790	8667771.077	296.17	297.37	271.08	7.10	8.50	8.50	9.00	9.00

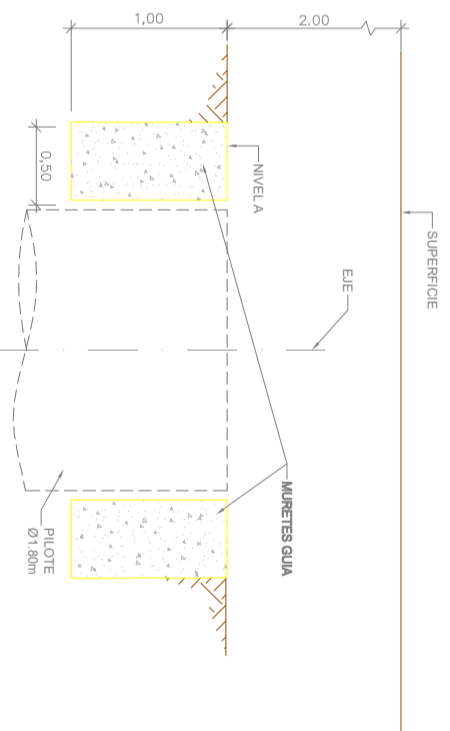
LEYENDA  
 -L<sub>p</sub>: LONGITUD DE PILOTE  
 -L<sub>ap</sub>: LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO  
 -L<sub>o</sub>: LONGITUD DE BARRA DE ARMADO



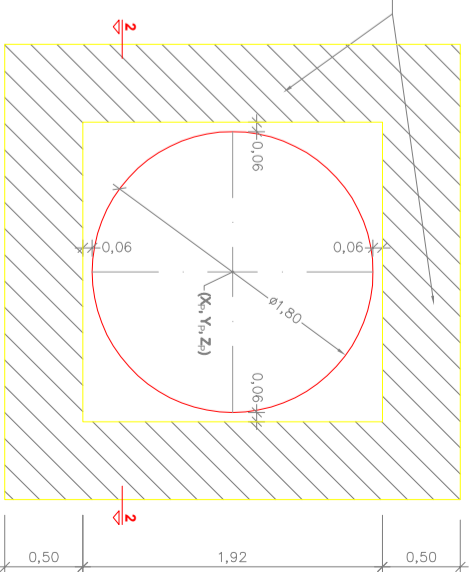
SECCIÓN 1-1



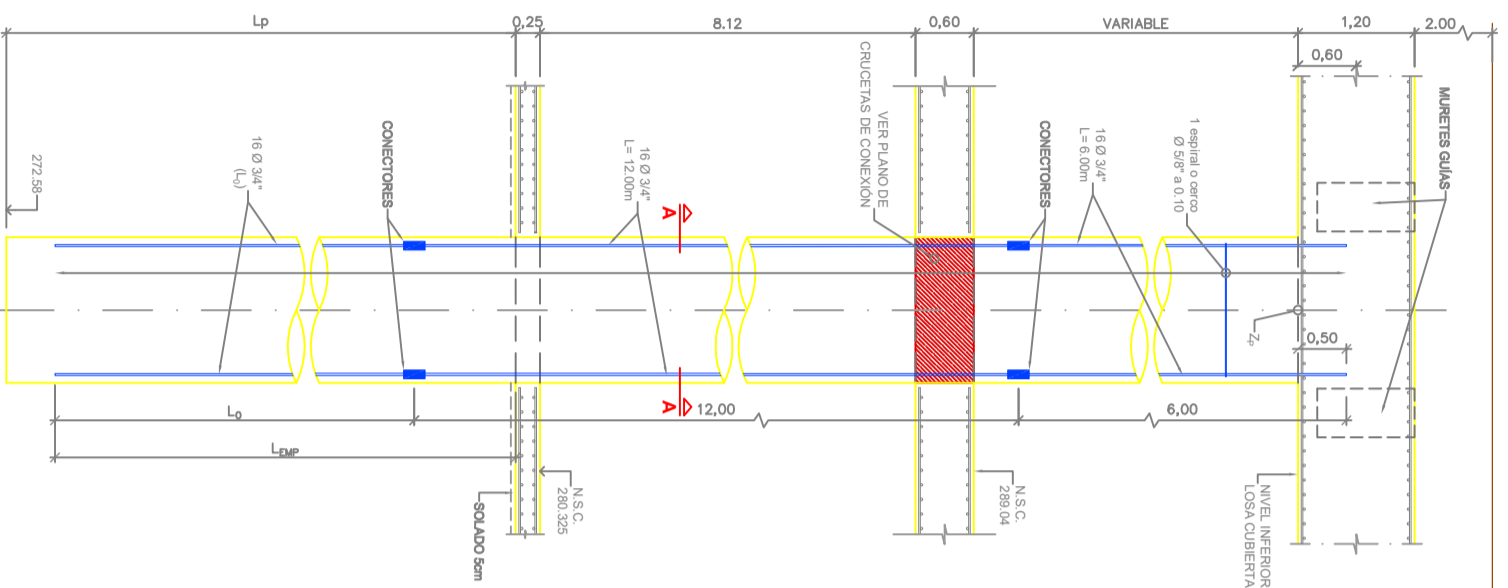
PLANTA ANTEPOZO PILOTES Ø1.50m



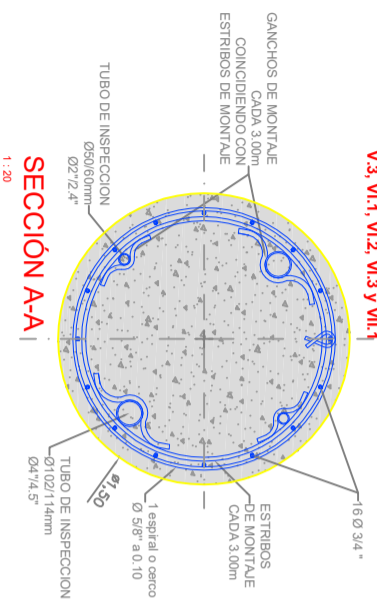
SECCIÓN 2-2



PLANTA ANTEPOZO PILOTES Ø1.80m



**PILOTE TIPO Ø 1.50m**  
 1:20  
 VÁLIDO PARA LOS PILOTES:  
 I.1, II.1, III.1, N.1, N.2, IV.3, V.1, V.2,  
 V.3, VI.1, VI.2, VI.3 y VII.1

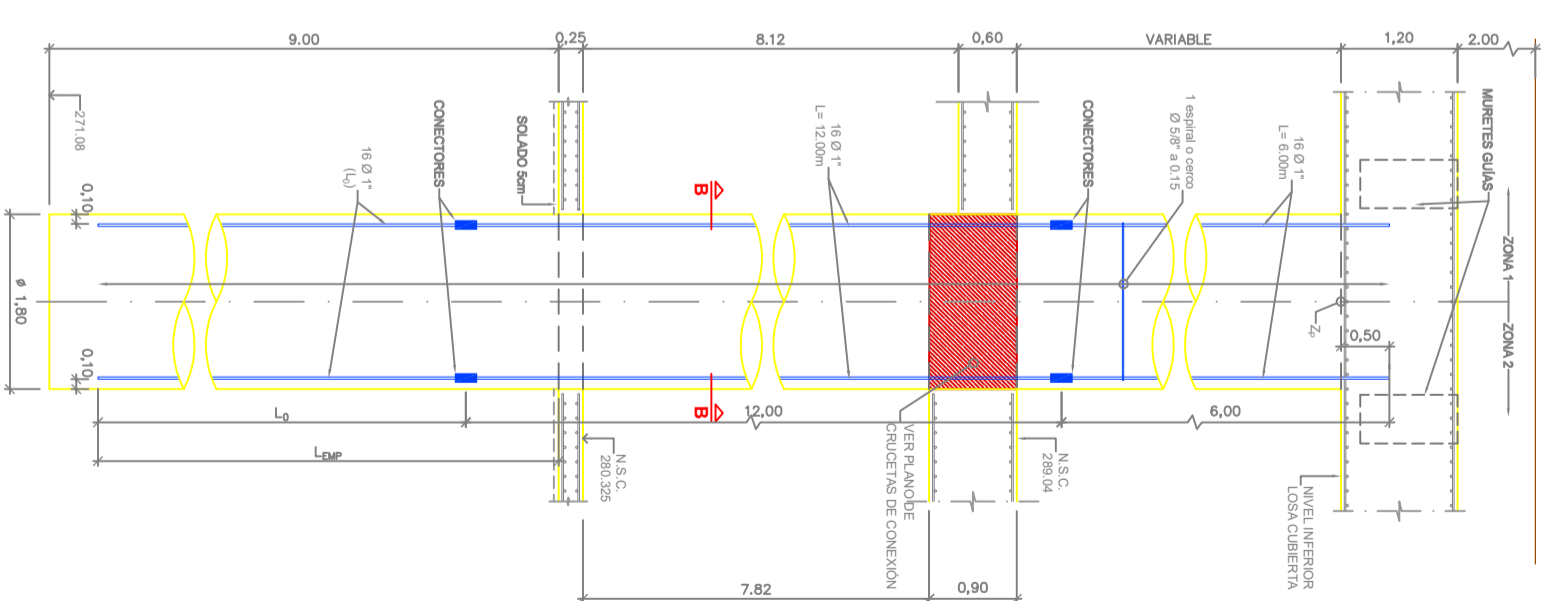


**SECCIÓN A-A**  
 1:20

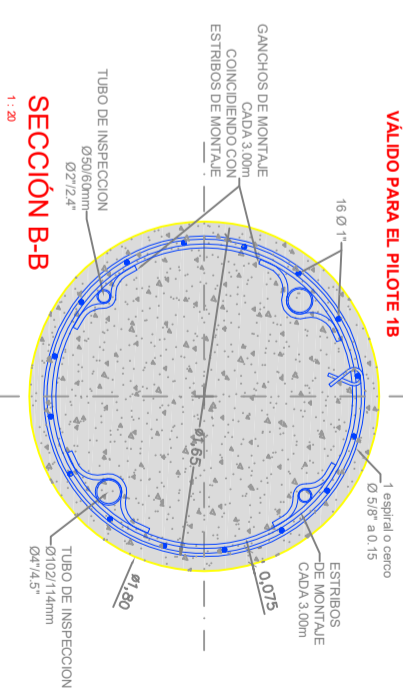
TABLA DE REPLANTEO DE PILOTES

PILA PILOTE	X <sub>p</sub>	Y <sub>p</sub>	Z <sub>p</sub>	NIVEL A	NIVEL PIE	L <sub>0</sub>	L <sub>ap</sub>	L <sub>p</sub> (m)
I.1	238781.839	866755.660	295.66	296.96	272.58	5.08	7.00	7.50
II.1	238785.586	866757.195	295.71	296.91	272.58	5.14	7.00	7.50
III.1	238789.334	866758.730	295.77	296.97	272.58	5.20	7.00	7.50
IV.1	238793.080	866760.265	295.84	297.04	272.58	5.26	7.00	7.50
V.1	238796.826	866761.800	295.93	297.13	272.58	5.35	7.00	7.50
VI.1	238798.916	866763.335	295.99	297.19	272.58	5.43	7.00	7.50
VII.1	238800.673	866764.870	296.01	297.21	272.58	5.43	7.00	7.50
VIII.1	238803.877	866767.146	296.10	297.30	272.58	5.52	7.00	7.50
IB	238913.790	866771.077	296.17	297.37	271.08	7.10	8.50	9.00

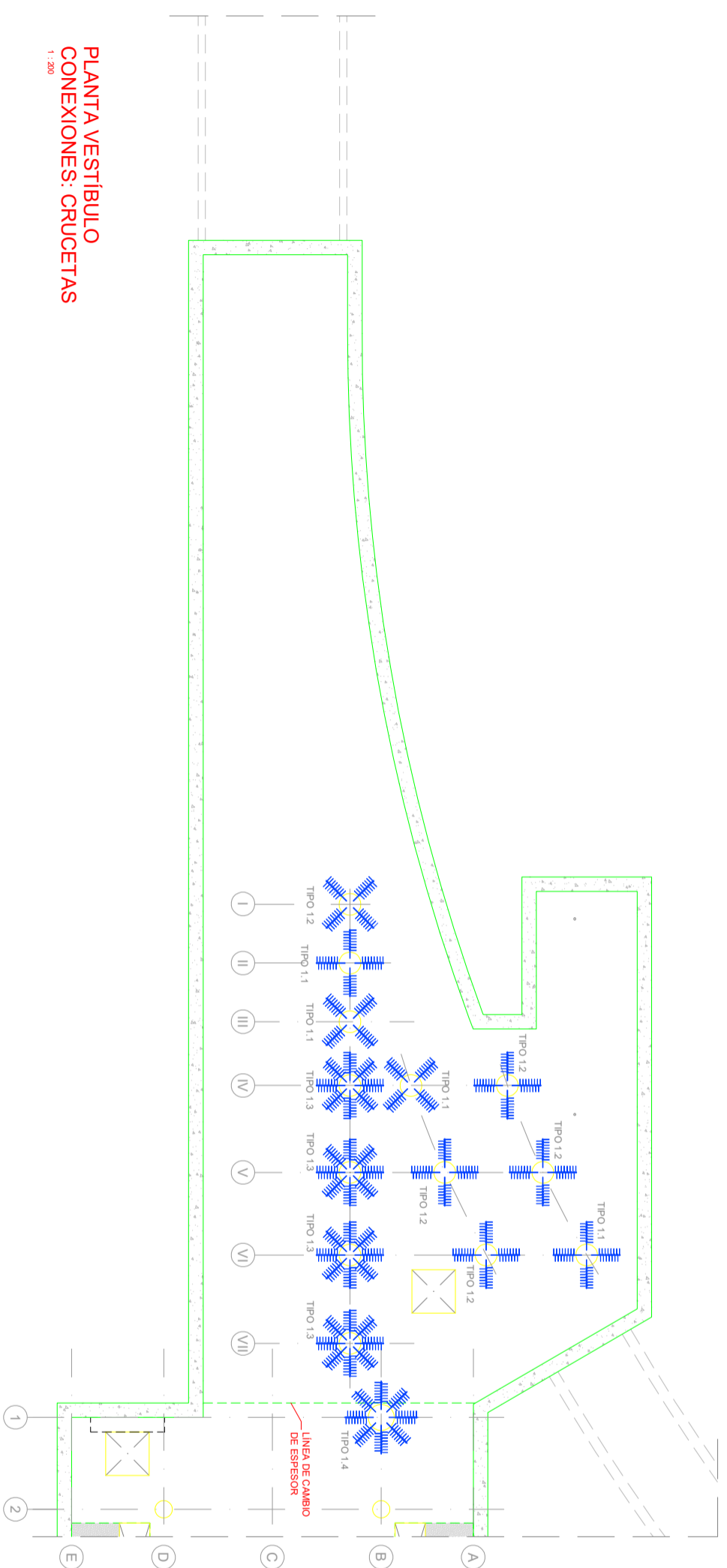
**LEYENDA**  
 -L<sub>p</sub>: LONGITUD DE PILOTE  
 -L<sub>mp</sub>: LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO  
 -L<sub>b</sub>: LONGITUD DE BARRA DE ARMADO



**PILOTE TIPO Ø 1.80m**  
 1:20  
 VÁLIDO PARA EL PILOTE IB



**SECCIÓN B-B**  
 1:20

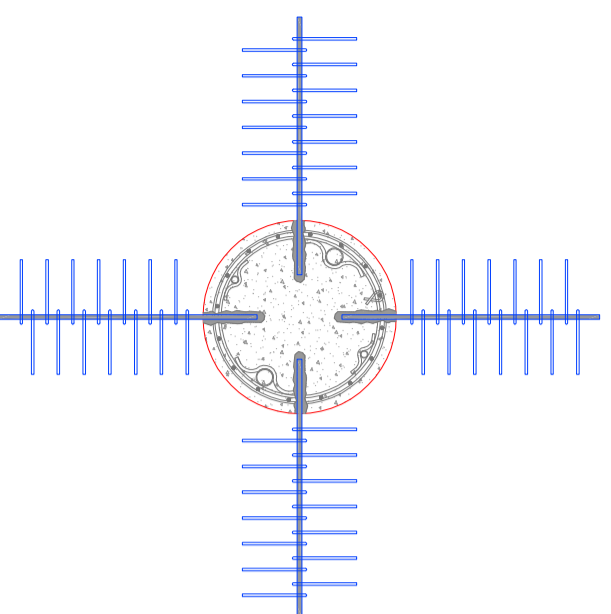


**PLANTA VESTIBULO**  
**CONEXIONES: CRUCETAS**

1 : 200

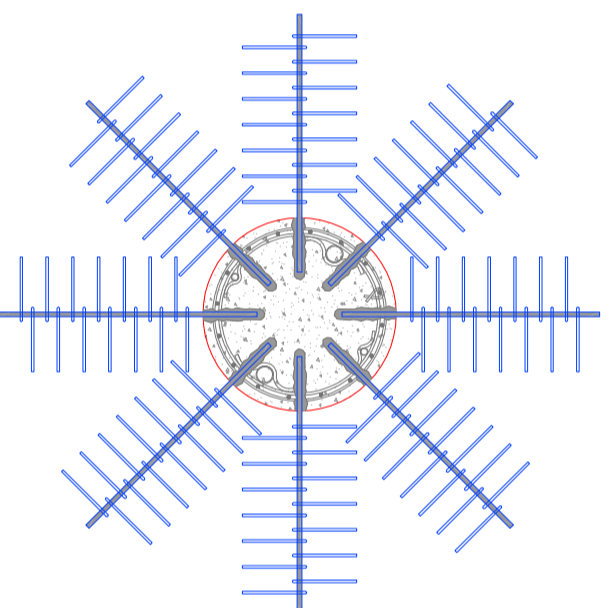
**DESCRIPCIÓN DE LA CONEXIÓN**

- LA CONEXIÓN QUE HA SIDO DISEÑADA, SE BASA EN EL MECANISMO DE JUNTA RASANTE ENTRE LOSA DE VESTIBULO Y PILA. ESTE MECANISMO SE MANTIENE POR MEDIO DE VARILLAS RESINADA, PARA LO CUAL ES NECESARIO PROCEDER DE LA SIGUIENTE FORMA:
- PICADO HASTA DESCUBRIR EL TOMO DE LAS VARILLAS LONGITUDINALES DE LA PILA.
- EJECUCIÓN DE LA CONEXIÓN RESINADA CON VARILLAS #11 Y RESINA HILTI HIT-RE 500 (O SIMILAR), CON DIÁMETRO DE PERFORACIÓN 45mm Y PROFUNDIDAD VARIABLE (dependencia ~340mm).
- LA CONEXIÓN PODRÁ CONTAR CON UN MÁXIMO DE CUATRO FILAS (VERTICIALES) SEPARADAS A UNA DISTANCIA NO MENOR DE 780mm.
- EN UNA MISMA FILA, Y A 30° (UN TOTAL DE 12 VARILLAS) SE COLOCARÁN LAS VARILLAS RESINADAS.
- FERRELLADO DE LA LOSA DE VESTIBULO, HAY QUE TENER EN CONSIDERACIÓN QUE EL REFUERZO DE LA LOSA ES RADIAL.
- MIENTRAS QUE LA CONEXIÓN ES RADIAL.
- NO OBTANTE, SE DEBERÁ COLOCAR UNAS "U" DE CIERRE DEL REFUERZO EN TODAS AQUELLAS VARILLAS QUE LLEGUEN A LA PILA, PARA ASEGURAR UN MÍNIMO ZUNCHADO EN LA ZONA DE CONEXIÓN.
- VERTIDO DEL CONCRETO DE LA LOSA DE VESTIBULO.



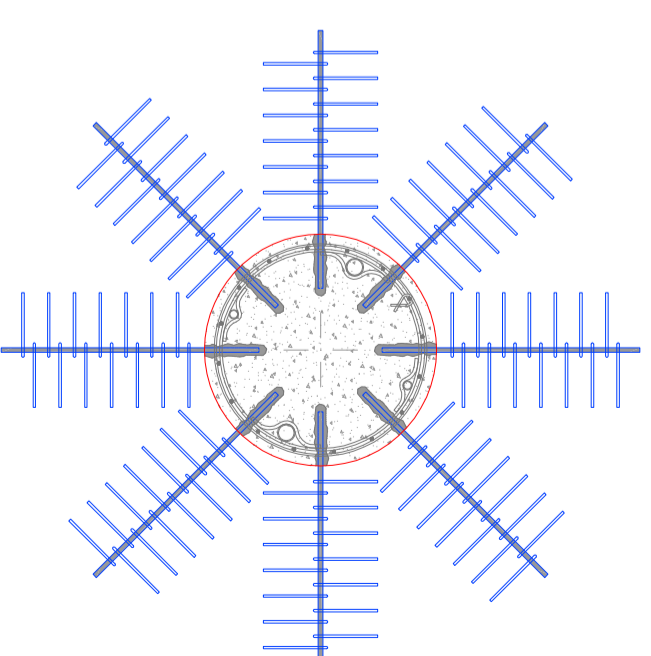
**TIPO 1.1 Y 1.2**  
**ESQUEMA DISPOSICIÓN DE RAMAS**

1 : 30



**TIPO 1.3**  
**ESQUEMA DISPOSICIÓN DE RAMAS**

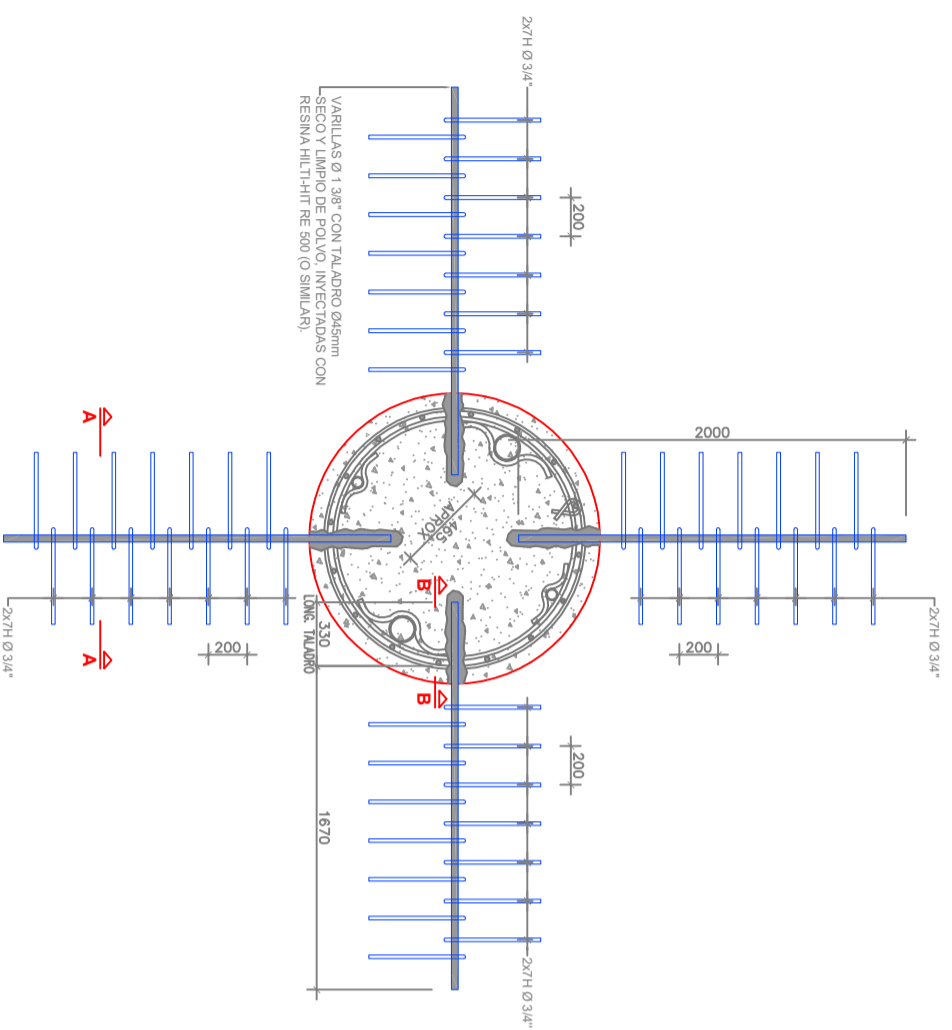
1 : 30



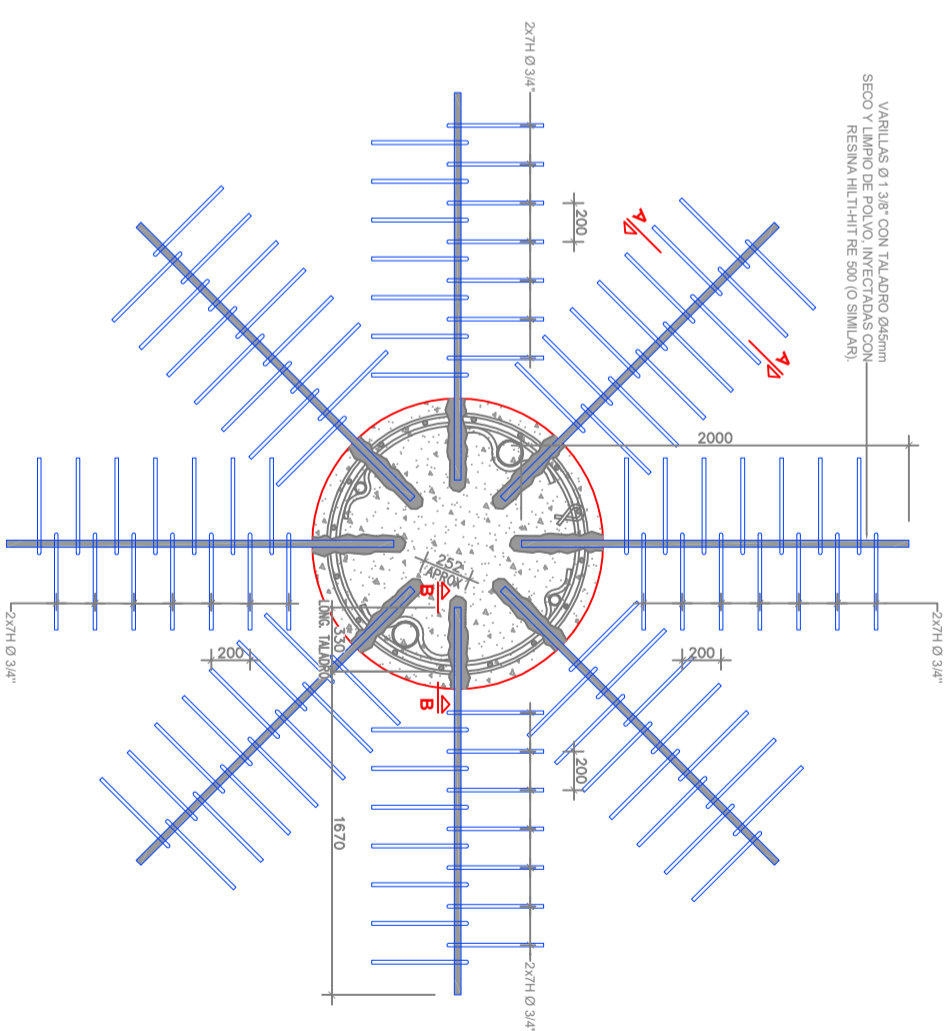
**TIPO 1.4**  
**ESQUEMA DISPOSICIÓN DE RAMAS**

1 : 30

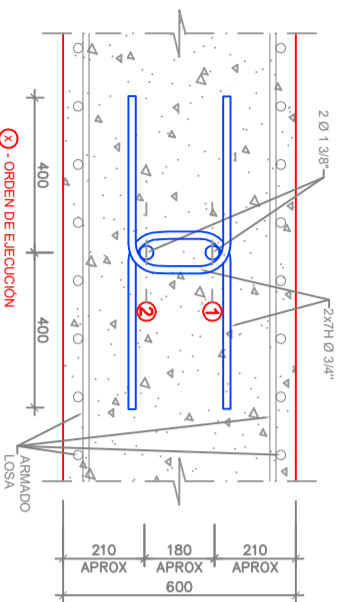




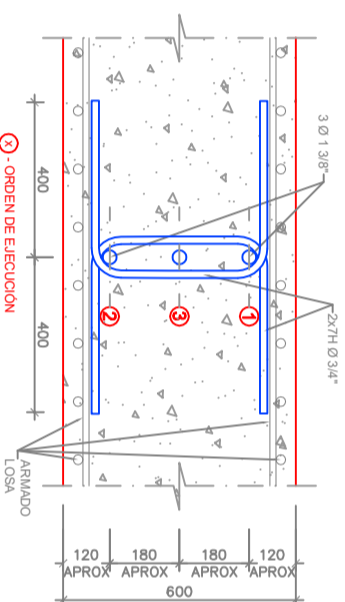
**CRUCETA TIPO 1.1 Y 1.2**  
1:20  
COTAS EN mm



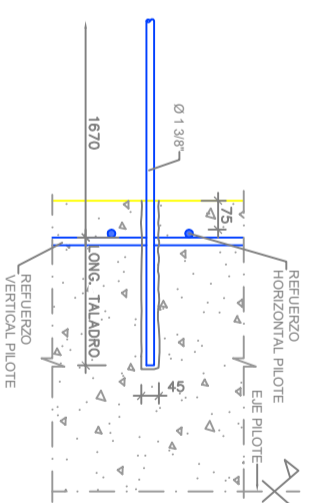
**CRUCETA TIPO 1.3**  
1:20  
COTAS EN mm



**TIPO 1.1. SECCIÓN A-A**  
1:10  
COTAS EN mm



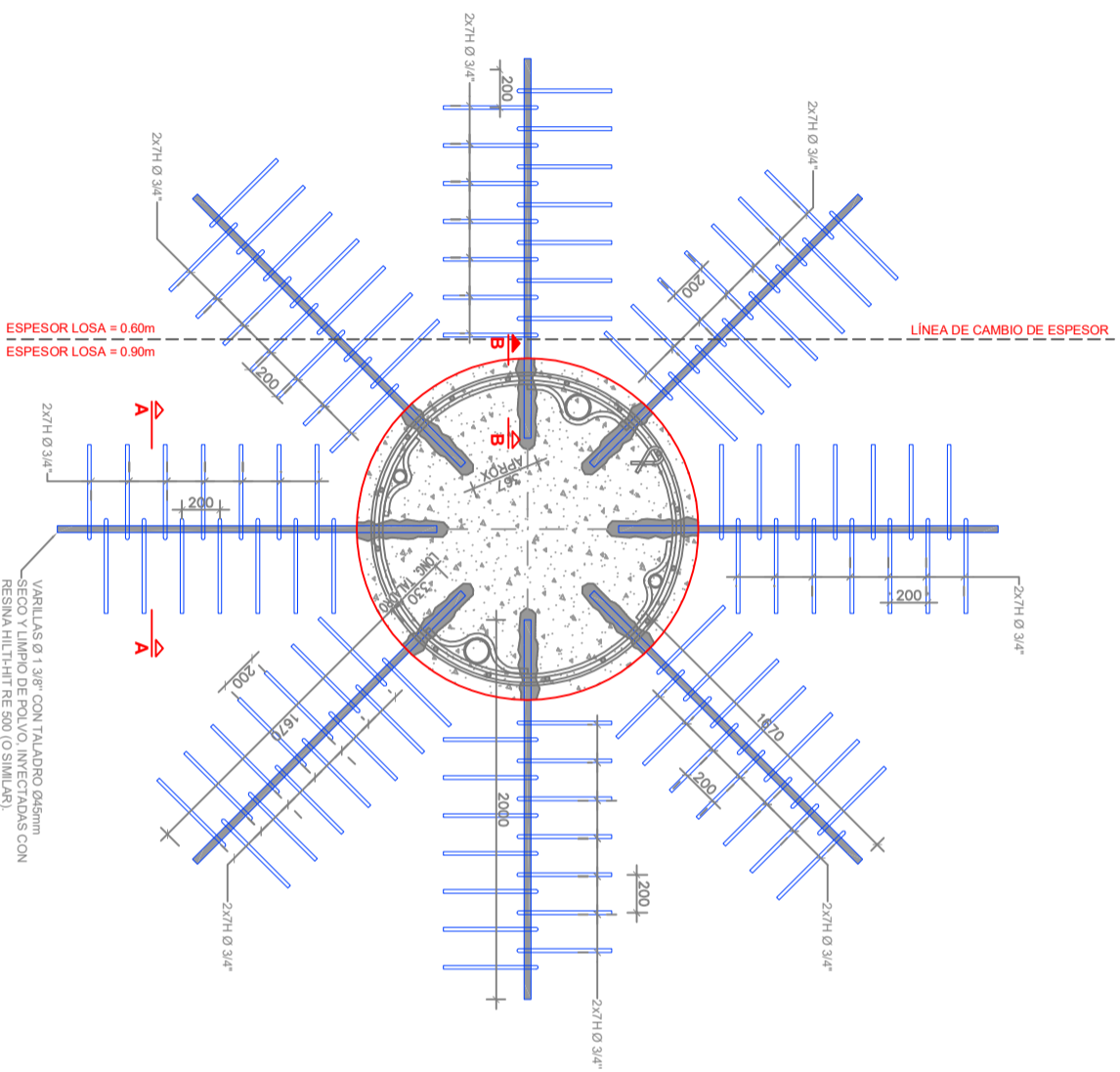
**TIPOS 1.2 Y 1.3. SECCIÓN A-A**  
1:10  
COTAS EN mm



**SECCIÓN B-B**  
1:10  
COTAS EN mm

### DESCRIPCIÓN DE LA CONEXIÓN

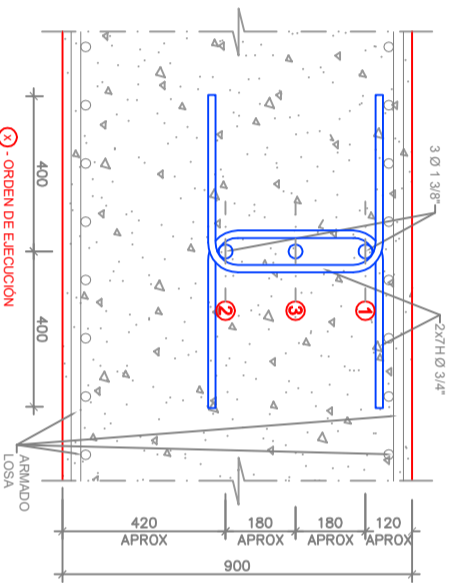
- LA CONEXIÓN QUE HA SIDO DISEÑADA, SE BASA EN EL MECANISMO DE JUNTA PASANTE ENTRE LOSA DE VESTIBULO Y PILA. ESTE MECANISMO SE MATERIALIZA POR MEDIO DE VARILLAS RESINADA, PARA LO CUAL ES NECESARIO PROCEDER DE LA SIGUIENTE FORMA:
- PICADO HASTA DESCUBRIR EL "LOMO" DE LAS VARILLAS LONGITUDINALES DE LA PILA.
- EJECUCIÓN DE LA CONEXIÓN RESINADA CON VARILLAS #11 Y RESINA HILTI HIT-RE 500 (O SIMILAR), CON DIÁMETRO DE PERFORACIÓN 45mm Y PROFUNDIDAD VARIABLE (dependiendo de 340mm).
- LA CONEXIÓN PODRÁ CONTAR CON UN MÁXIMO DE CUATRO FILAS (VERTICAL) SEPARADAS A UNA DISTANCIA NO MENOR DE 160mm.
- EN UNA MISMA FILA, Y A 30º (UN TOTAL DE 12 VARILLAS) SE COLOCARÁN LAS VARILLAS RESINADAS.
- FERRALLADO DE LA LOSA DE VESTIBULO, HAY QUE TENER EN CONSIDERACIÓN QUE EL REFUERZO DE LA LOSA ES ORTOGONAL, MIENTRAS QUE LA CONEXIÓN ES RADIAL.
- NO OBTANTE, SE DEBERÁ COLOCAR UNAS "V" DE CIERRE DEL REFUERZO EN TODAS AQUELLAS VARILLAS QUE LLEGUEN A LA PILA, PARA ASEGURAR UN MÍNIMO ZUNGHADO EN LA ZONA DE CONEXIÓN.
- VERTIDO DEL CONCRETO DE LA LOSA DE VESTIBULO.



ESPESOR LOSA = 0.60m  
 ESPESOR LOSA = 0.90m

VARILLAS Ø 1.3/8\"/>

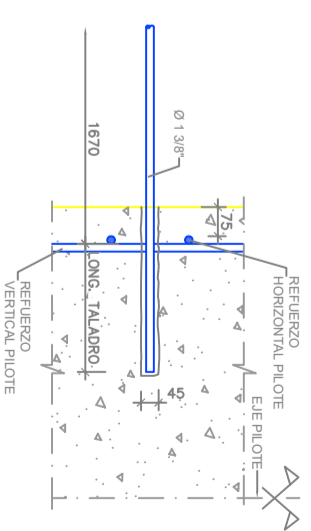
**CRUCETA TIPO 1.4**  
 1 : 20  
 COTAS EN mm



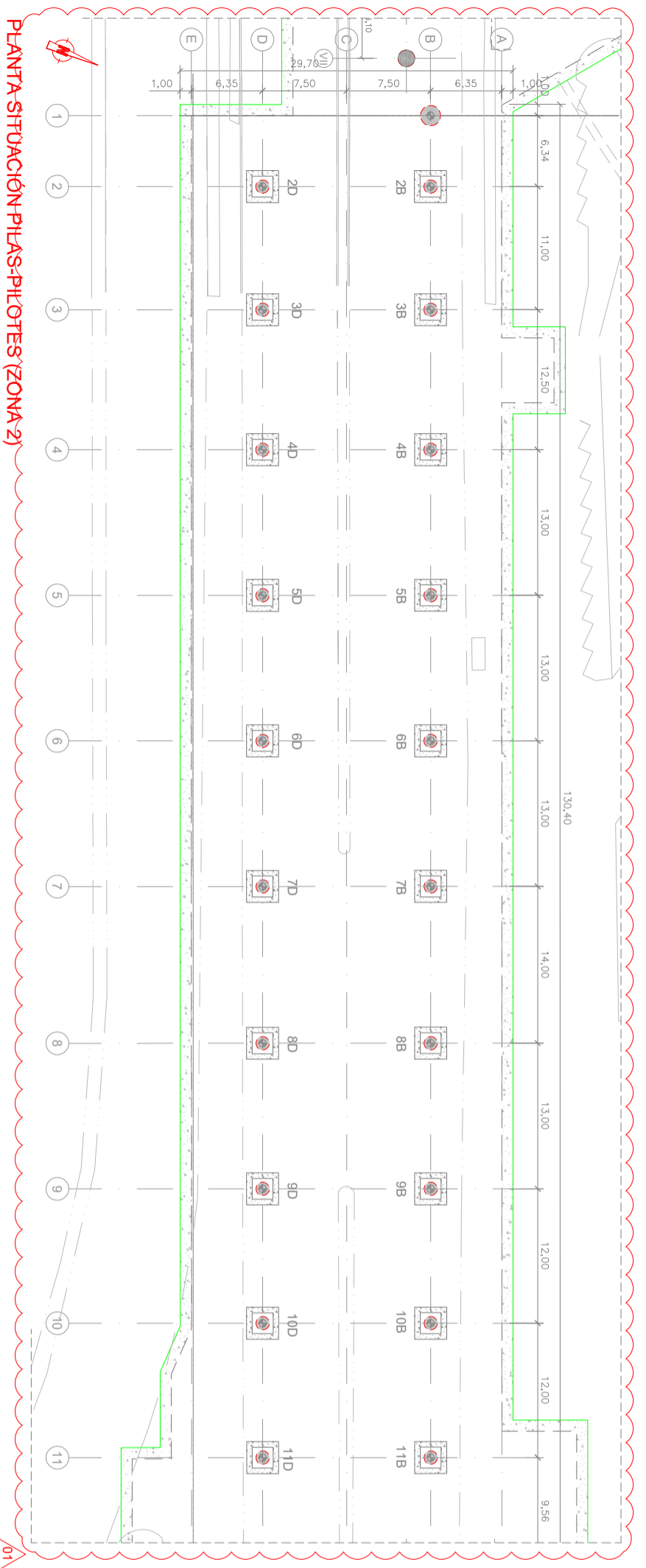
**TIPOS 1.4. SECCIÓN A-A**  
 1 : 20  
 COTAS EN mm

**DESCRIPCIÓN DE LA CONEXIÓN**

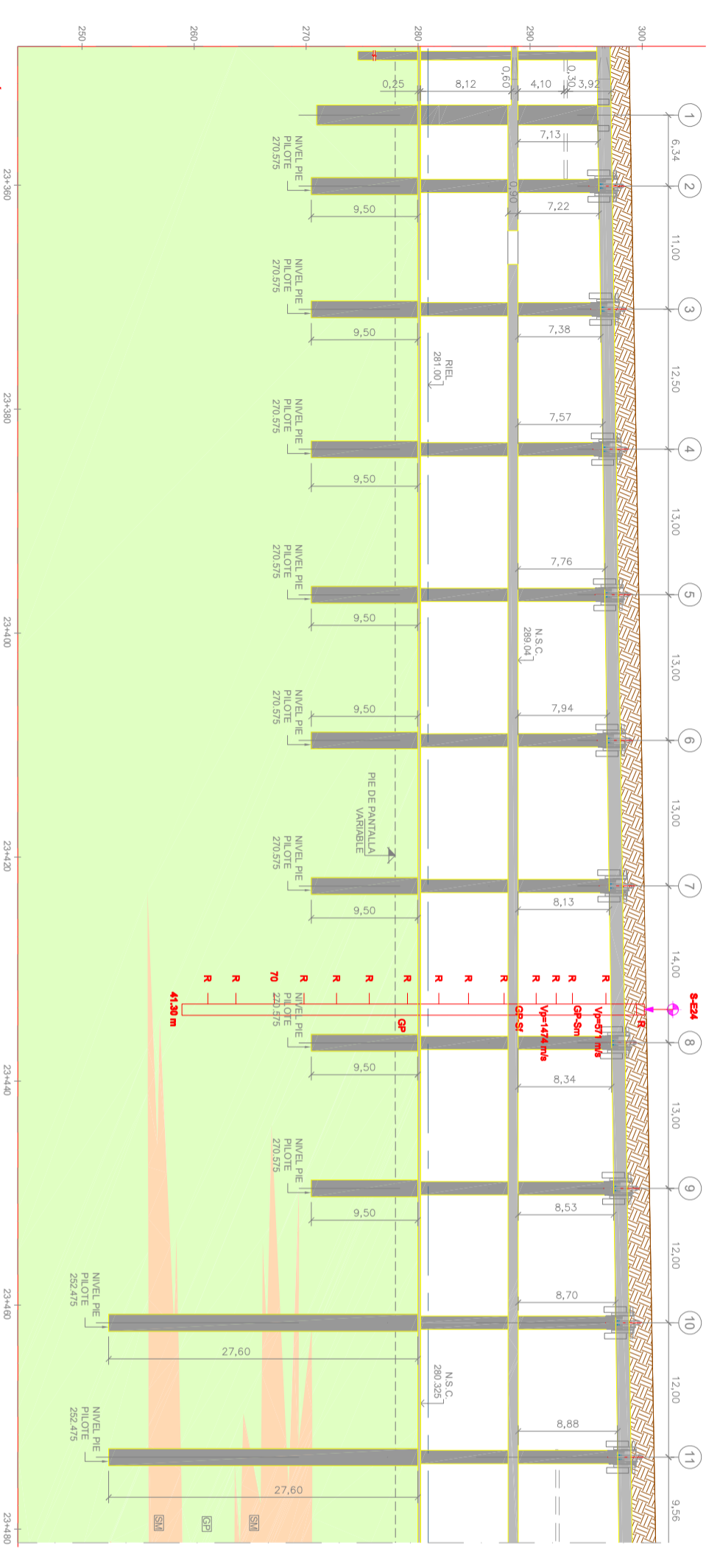
- LA CONEXIÓN QUE HA SIDO DISEÑADA, SE BASA EN EL MECANISMO DE JUNTA RASANTE ENTRE LOSA DE VESTIBULO Y PILA. ESTE MECANISMO SE MATERIALIZA POR MEDIO DE VARILLAS RESINADAS, PARA LO CUAL ES NECESARIO PROCEDER DE LA SIGUIENTE FORMA:
- PICADO HASTA DESCUBRIR EL "LOMO" DE LAS VARILLAS LONGITUDINALES DE LA PILA.
- EJECUCIÓN DE LA CONEXIÓN RESINADA CON VARILLAS #11 Y RESINA HILTI HIT-RE 500 (O SIMILAR), CON DIÁMETRO DE PERFORACIÓN 45mm Y PROFUNDIDAD VARIABLE ( $f_{resinación} \approx 340mm$ ).
- LA CONEXIÓN PODRÁ CONTAR CON UN MÁXIMO DE CUATRO FILAS (VERTICAL) SEPARADAS A UNA DISTANCIA NO MENOR DE 180mm.
- EN UNA MISMA FILA, Y A 30° (UN TOTAL DE 12 VARILLAS) SE COLOCARÁN LAS VARILLAS RESINADAS.
- FERRALLADO DE LA LOSA DE VESTIBULO, HAY QUE TENER EN CONSIDERACIÓN QUE EL REFUERZO DE LA LOSA ES ORTOGONAL, MIENTRAS QUE LA CONEXIÓN ES RADIAL.
- NO OBSTANTE, SE DEBERÁ COLOCAR UNAS "J" DE CIERRE DEL REFUERZO EN TODAS AQUELLAS VARILLAS QUE LLEGUEN A LA FILA, PARA ASEGURAR UN MÍNIMO ZUNCHADO EN LA ZONA DE CONEXIÓN.
- VERTIDO DEL CONCRETO DE LA LOSA DE VESTIBULO.



**SECCIÓN B-B**  
 1 : 10  
 COTAS EN mm



PLANTA SITUACIÓN PILAS-PILOTES (ZONA 2)  
1:250



SECCIÓN LONGITUDINAL (ZONA 2)  
1:250

NOTA: LA LONGITUD DE LOS PILOTES SE HA CALCULADO EN BASE AL PERFIL ESTRATIGRÁFICO CONFECIONADO CON LOS DATOS DISPONIBLES HASTA LA FECHA. EN CASO DE CONTAR CON NUEVAS PROSPERACIONES QUE PERMITAN AUMENTAR EL NIVEL DE DETALLE DE DICHO PERFIL, SE OPTIMIZARÁN LAS LONGITUDES DE LOS PILOTES.

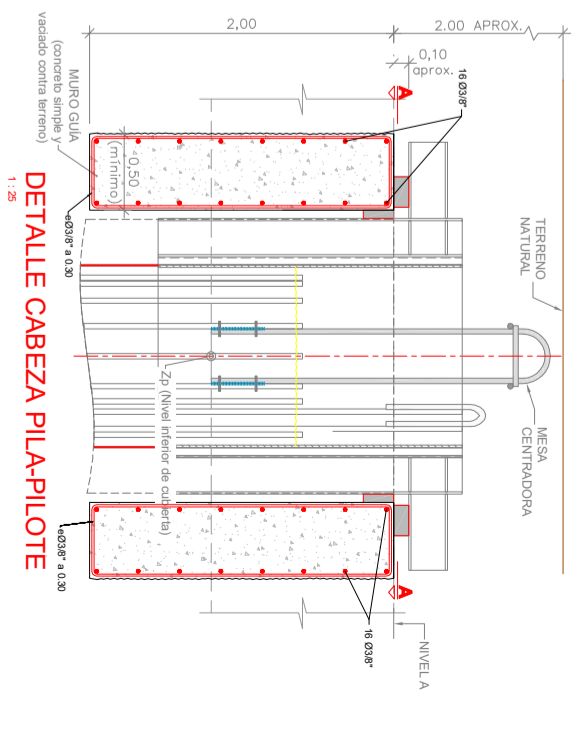
ADICIÓN POR CAMBIO DE ESPESOR DE PANTALLAS

TABLA DE REPLANTEO DE PILAS-PILOTE

PILA PILOTE	X <sub>p</sub>	Y <sub>p</sub>	Z <sub>p</sub>	NIVEL A	NIVEL PILE	L <sub>p</sub>	L <sub>arm</sub>	L <sub>p</sub>	H <sub>tot</sub>	H <sub>net</sub>
2B	288910.667	866773.481	286.26	297.26		7.69			17.39	2.11
3B	288920.856	866777.650	286.42	297.42		7.65			17.55	1.95
4B	288941.403	866778.368	286.61	297.61		8.03			17.74	1.77
5B	288953.433	866779.316	286.80	297.80	270.58	9.00			17.92	1.58
6B	288965.463	866779.244	286.98	297.98		8.41			18.11	1.39
7B	288977.493	866779.172	297.17	298.17		8.80			18.30	1.20
8B	288989.448	866780.479	297.38	298.38		8.99			18.50	1.00
9B	288902.478	866780.407	297.57	298.57		8.99			18.69	0.81
10B	288913.582	866781.955	297.74	298.74	252.48	11.73			18.87	0.63
11B	288924.687	866781.654	297.92	298.92		11.56			19.04	0.46
2D	288925.343	866779.600	286.26	297.26		7.69			17.39	2.11
3D	288935.523	866779.770	286.42	297.42		7.65			17.55	1.95
4D	288947.089	866778.508	286.61	297.61		8.03			17.74	1.77
5D	288959.119	866773.436	286.80	297.80	270.58	9.00			17.92	1.58
6D	288971.149	866778.364	286.98	297.98		8.41			18.11	1.39
7D	288983.179	866773.291	297.17	298.17		8.80			18.30	1.20
8D	288995.134	866778.598	297.38	298.38		8.80			18.50	1.00
9D	288908.164	866779.526	297.57	298.57		8.99			18.69	0.81
10D	288919.288	866779.075	297.74	298.74	27.60	11.73			18.87	0.63
11D	288930.373	866780.624	297.92	298.92		11.56			19.04	0.46

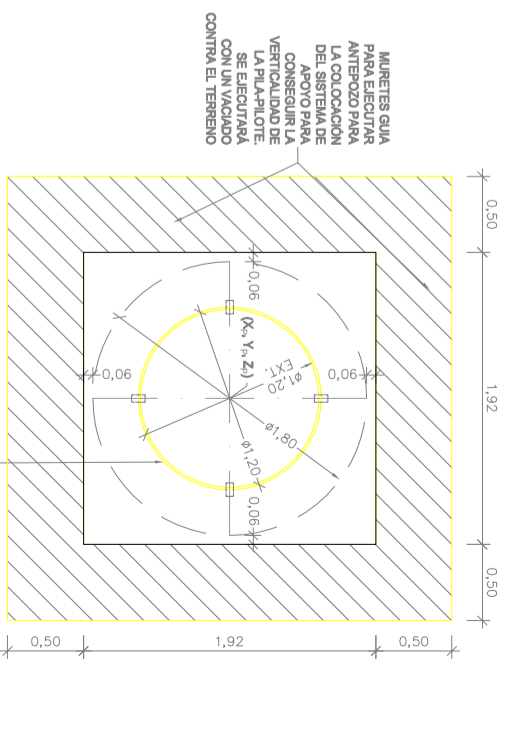
LEYENDA

- L<sub>p</sub>- LONGITUD DE PILOTE
- L<sub>arm</sub>- LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO
- L<sub>p</sub>- LONGITUD DE BARRA DE ARMADO
- L<sub>tot</sub>- LONGITUD DE CAMISA



DETALLE CABEZA PILA-PILOTE  
1:25

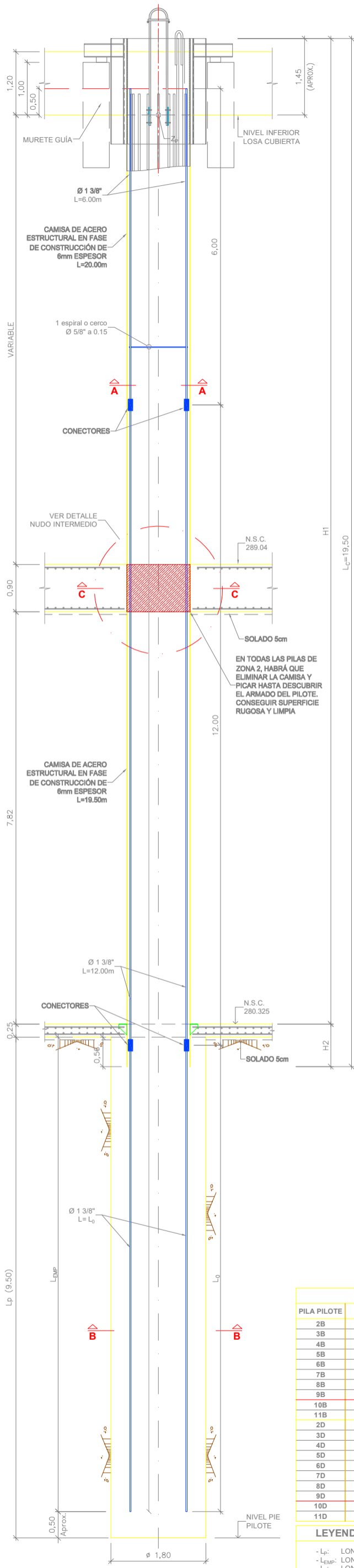
NOTA: LAS DIMENSIONES DEL MURETE-GUÍA Y LA MESA CENTRALIZADORA SON REFERENCIALES EN BASE A UNA PERFORACIÓN DE 1.8 m QUE PODRÍA SER SENSIBILMENTE MAYOR EN CASO DE EXCAVACIÓN DE LOS PILOTES CON CAMISAS RECUPERABLES. DE SER ESA LA OPCIÓN DE PERFORACIÓN EL EJIDA SE PROCEDERÁ A REVISAR LAS DIMENSIONES INDICADAS EN EL PRESENTE PLANO EN FUNCIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE LA EMPRESA RESPONSABLE DE LA SUPERVISIÓN PRESENTACIÓN A LA SUPERVISIÓN



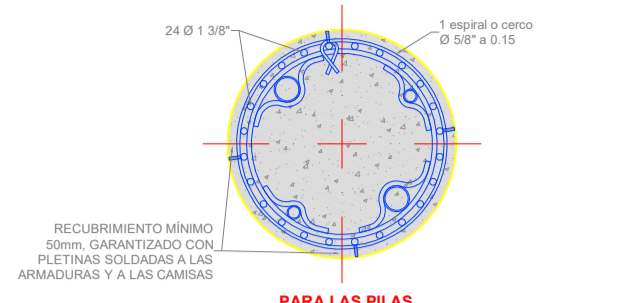
SECCIÓN A-A  
1:25

CAMISA DE ACERO ESTRUCTURAL INTRODUCIDA EN FASE DE CONSTRUCCIÓN DE 6MM ESPESOR

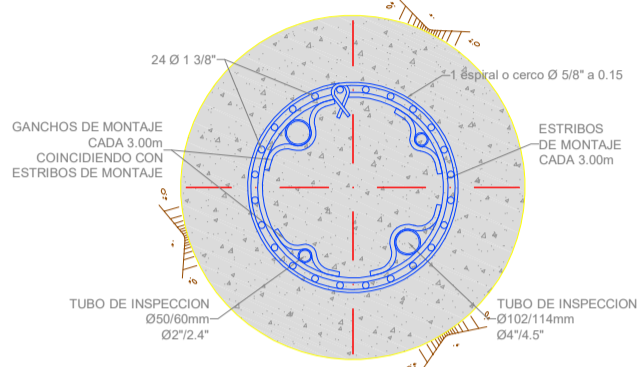
MURETES-GUÍA PARA EJECUTAR ANTEPOZO PARA LA COLOCACION DEL SISTEMA DE LA PILA-PILOTE. SE EJECUTARÁ CON UN VACIADO CONTRA EL TERRENO



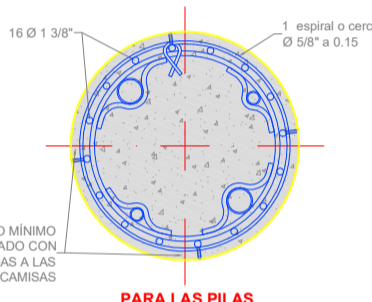
**ALZADO FRONTAL (ALINEACIÓN 9)**  
ESCALA 1:40



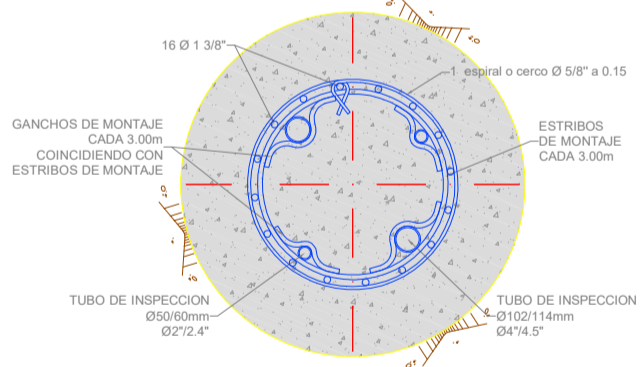
**PARA LAS PILAS 4B 5B 7B 8B 10B 11B 3D 4D 5D 7D 8D 10D**  
**SECCIÓN A-A. ARMADURAS**  
ESCALA 1:20



**PARA LOS PILOTES 4B 5B 7B 8B 10B 11B 3D 4D 5D 7D 8D 10D**  
**SECCIÓN B-B. ARMADURAS**  
ESCALA 1:20



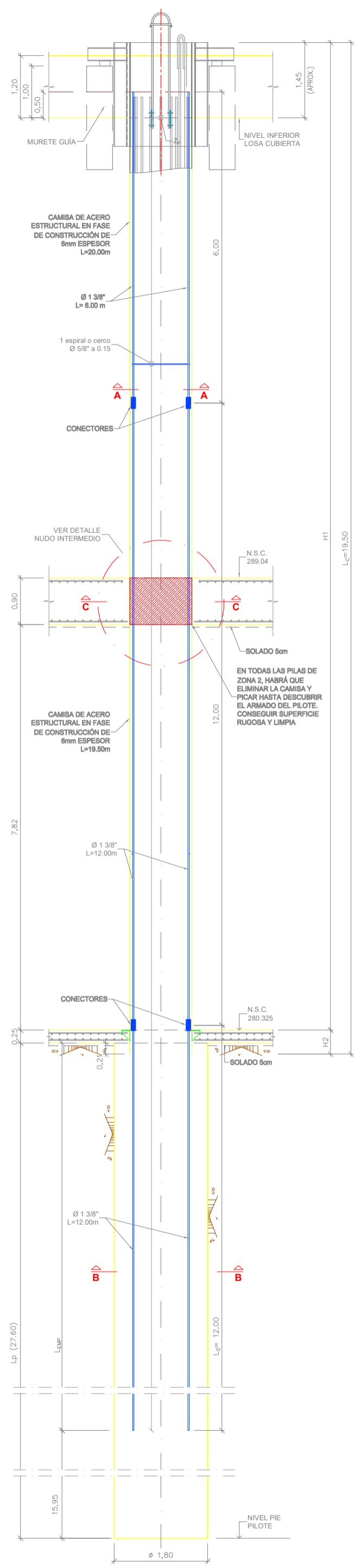
**PARA LAS PILAS 2B 3B 6B 9B 2D 6D 9D 11D**  
**SECCIÓN A-A. ARMADURAS**  
ESCALA 1:20



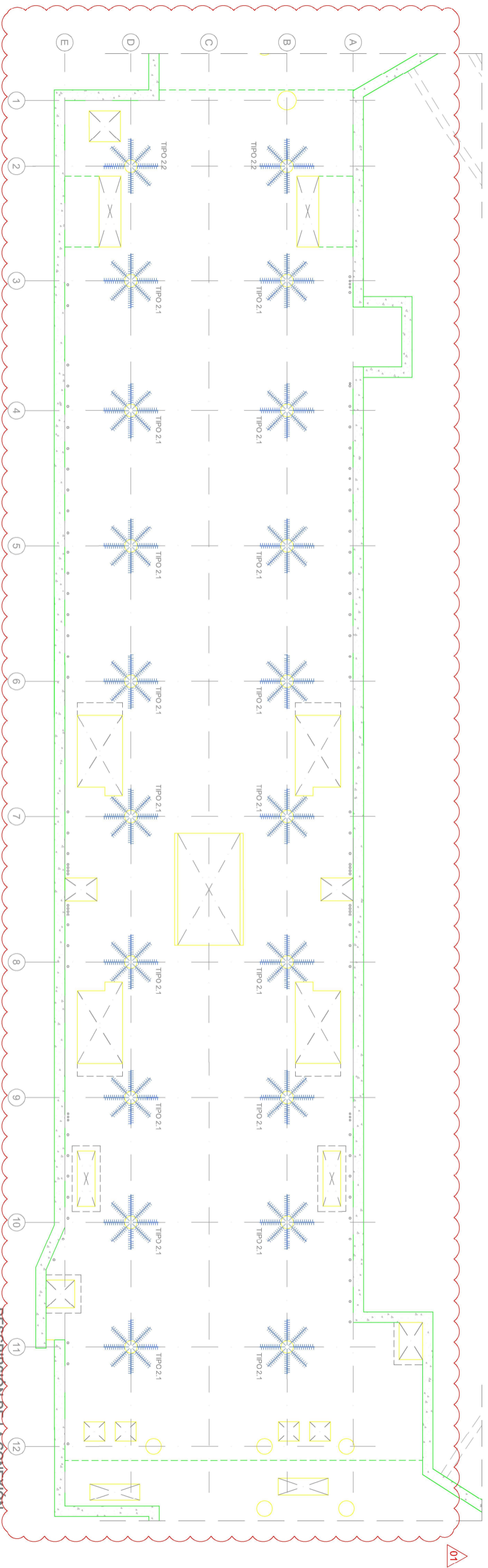
**PARA LOS PILOTES 2B 3B 6B 9B 2D 6D 9D 11D**  
**SECCIÓN B-B. ARMADURAS**  
ESCALA 1:20

TABLA DE REPLANTEO DE PILAS-PILOTE											
PILA PILOTE	X <sub>p</sub>	Y <sub>p</sub>	Z <sub>p</sub>	NIVEL A	NIVEL PIE	L <sub>p</sub>	L <sub>EMP</sub>	L <sub>0</sub>	L <sub>C(m)</sub>	H1 <sub>(m)</sub>	H2 <sub>(m)</sub>
2B	288819.857	8667773.481	296.26	297.26				7.69	19.50	17.39	2.11
3B	288829.836	8667777.650	296.42	297.42				7.85	19.50	17.55	1.95
4B	288841.403	8667782.388	296.61	297.61	270.58	9.50	9.00	8.03	19.50	17.74	1.77
5B	288853.433	8667787.316	296.80	297.80				8.22	19.50	17.92	1.58
6B	288865.463	8667792.244	296.98	297.98				8.41	19.50	18.11	1.39
7B	288877.493	8667797.172	297.17	298.17				8.60	19.50	18.30	1.20
8B	288890.448	8667802.479	297.38	298.38				8.80	19.50	18.50	1.00
9B	288902.478	8667807.407	297.57	298.57				8.99	19.50	18.69	0.81
10B	288913.582	8667811.955	297.74	298.74	252.48	27.60	11.73	12.00	19.50	18.87	0.63
11B	288924.687	8667816.504	297.92	298.92				12.00	19.50	19.04	0.46
2D	288825.343	8667759.600	296.26	297.26				7.69	19.50	17.39	2.11
3D	288835.523	8667763.770	296.42	297.42				7.85	19.50	17.55	1.95
4D	288847.089	8667768.508	296.61	297.61	270.58	9.50	9.00	8.03	19.50	17.74	1.77
5D	288859.119	8667773.436	296.80	297.80				8.22	19.50	17.92	1.58
6D	288871.149	8667778.364	296.98	297.98				8.41	19.50	18.11	1.39
7D	288883.179	8667783.291	297.17	298.17				8.60	19.50	18.30	1.20
8D	288896.134	8667788.598	297.38	298.38				8.80	19.50	18.50	1.00
9D	288908.164	8667793.526	297.57	298.57				8.99	19.50	18.69	0.81
10D	288919.268	8667798.075	297.74	298.74	252.48	27.60	11.73	12.00	19.50	18.87	0.63
11D	288930.373	8667802.624	297.92	298.92				12.00	19.50	19.04	0.46

LEYENDA	
- L <sub>p</sub> :	LONGITUD DE PILOTE
- L <sub>EMP</sub> :	LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO
- L <sub>0</sub> :	LONGITUD DE BARRA DE ARMADO
- L <sub>C</sub> :	LONGITUD DE CAMISA



**ALZADO FRONTAL (ALINEACIÓN 11)**  
ESCALA 1:40

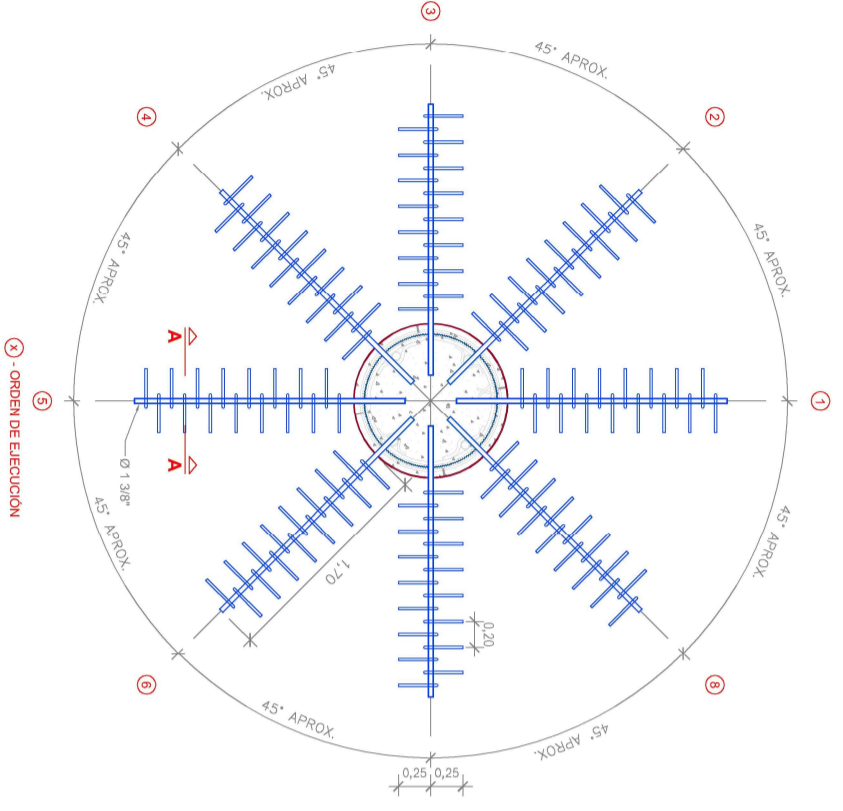


**PLANTA VESTIBULO**  
**CONEXIONES: CRUCETAS**

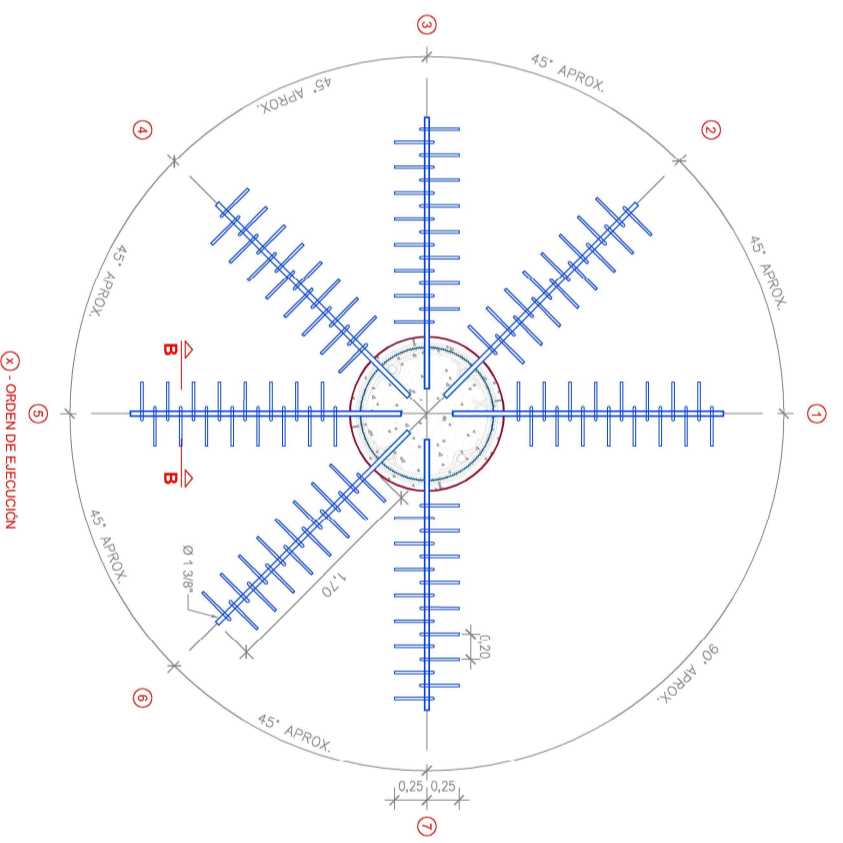
1:300

**DESCRIPCION DE LA CONEXION**

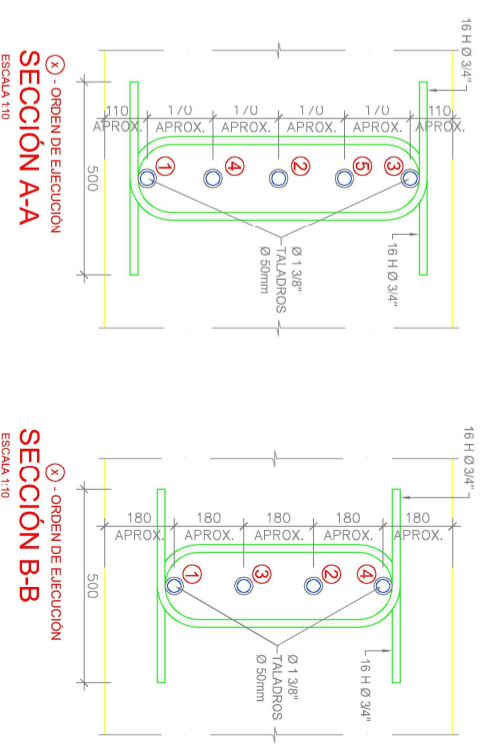
- LA CONEXION QUE HA SIDO DISEÑADA PLANTEA LA COMBINACION DE DOS MECANISMOS RESISTENTES:
- APOYO DIRECTO SOBRE EL RECUBRIMIENTO DE LA PILA.
  - JUNTA RASANTE ENTRE LOSA DE VESTIBULO Y PILA, REALIZADA POR MEDIO DE VARILLAS RESINADAS.
  - PARA PODER ESTABLECER AMBOS MECANISMOS, ES NECESARIO PROCEDER DE LA SIGUIENTE FORMA:
  - ELIMINACION DE LA CAMISA "NO ESTRUCTURAL" DE 6mm QUE CIRCUnda EL ENTORNO DEL VESTIBULO.
  - PICADO HASTA DESCUBRIR EL "TOMO" DE LAS VARILLAS LONGITUDINALES DE LA PILA.
  - EN ESTE MOMENTO, SE HA GENERADO UNA CORONA CIRCULAR DE APOYO DE DIAMETRO EXTERIOR 1188mm (DIAMETRO DE PILA - 2xESPESOR DE LA CAMISA= 1200mm-2x6mm) Y UNA PROFUNDIDAD DEL RECUBRIMIENTO A LOS CERCOs QUE ZUNCHA EL REFUERZO VERTICAL (RECUBRIMIENTO DE 50mm).
  - EJECUCION DE LA CONEXION, RESINADA, CON VARILLAS #11 Y RESINA, HI, TI HIT-REB 510SD, CON DIAMETRO DE PERFORACION 50mm Y PROFUNDIDAD VARIABLE (Ej: perforación <math>\approx 50\text{mm}</math>).
  - LA CONEXION PODRA CONTAR CON UN MAXIMO DE CUATRO FILAS (VERTICAL), SEPARADAS A UNA DISTANCIA NO MENOR DE 160mm.
  - EN UNA MISMA FILA, Y A 30° (UN TOTAL DE 12 VARILLAS) SE COLOCARAN LAS VARILLAS RESINADAS.
  - FERRALLADO DE LA LOSA DE VESTIBULO, HAY QUE TENER EN CONSIDERACION QUE EL REFUERZO DE LA LOSA ES ORTOGONAL, MIENTRAS QUE LA CONEXION ES RADIAL, NO OBTANTE, SE DEBERA COLOCAR UNAS "U" DE CIERRE DEL REFUERZO EN TODAS AQUELLAS VARILLAS QUE LLEGUEN A LA PILA, PARA ASEGURAR UN MINIMO ZUNCHADO EN LA ZONA DE APOYO DIRECTO, ESTAS VARILLAS, ADEMAS DE ANCLAR EL REFUERZO, ZUNCHARA Y BENEFICARA LA GENERACION DE LA BIELA DE COMPRESION QUE DEBE GENERARSE PARA QUE LA CARGA ENTRE SOBRE LA CORONA DE APOYO.
  - VERTIDO DEL CONCRETO DE LA LOSA DE VESTIBULO.



**TIPO 2.1**  
**ESQUEMA DISPOSICIÓN DE RAMAS**  
ESCALA 1:300

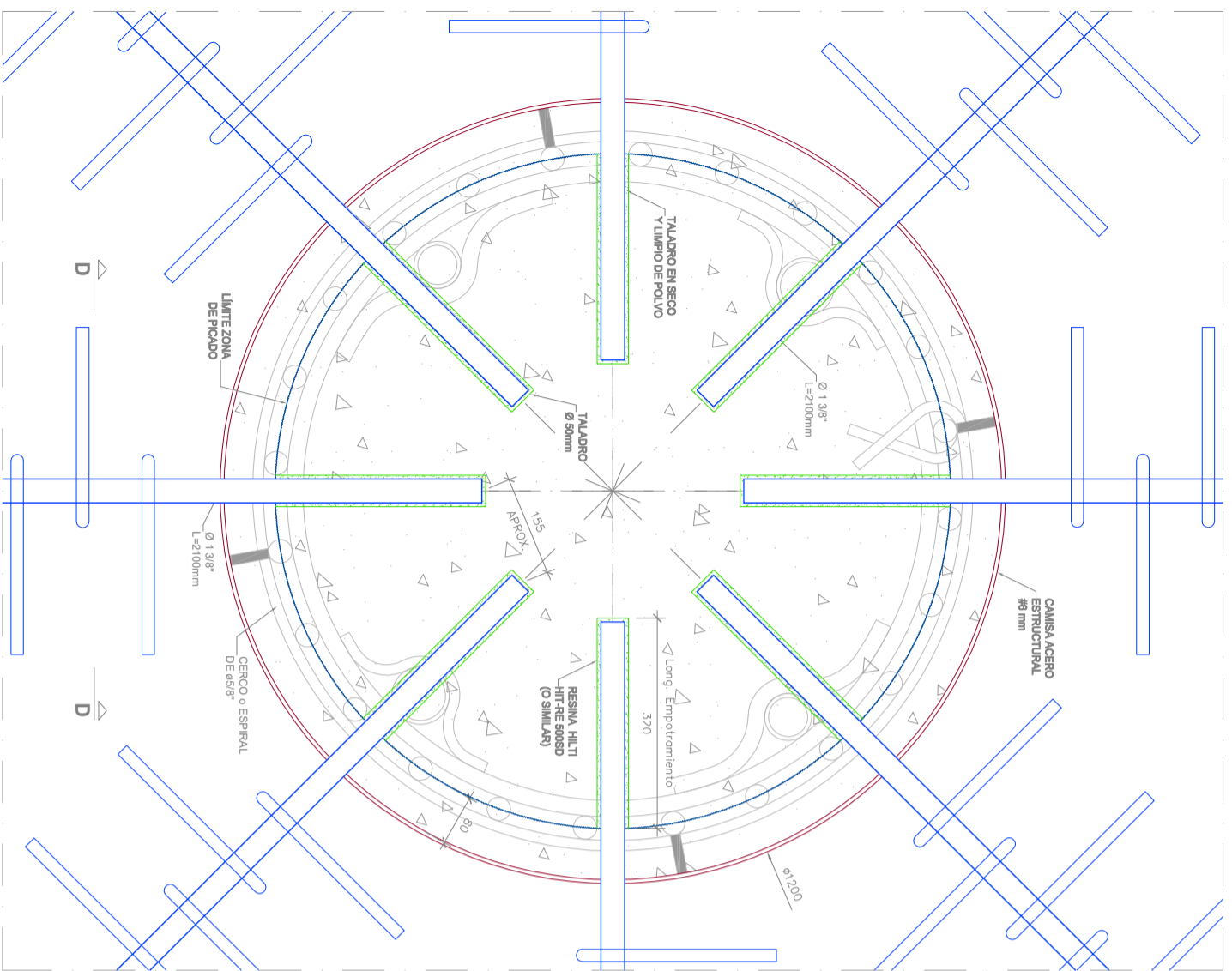


**TIPO 2.2**  
**ESQUEMA DISPOSICIÓN DE RAMAS**  
ESCALA 1:300

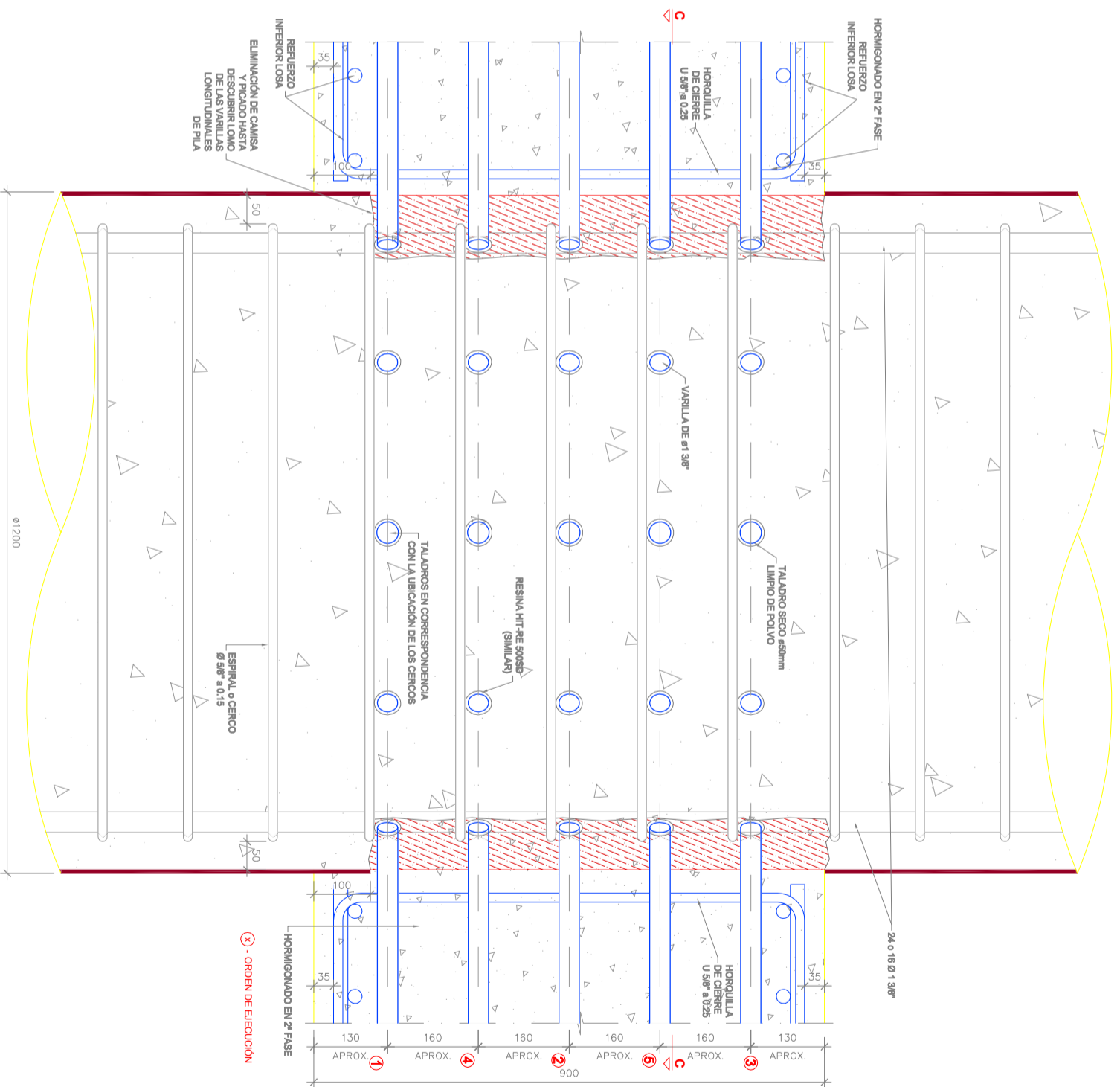


**SECCION A-A**  
ESCALA 1:10

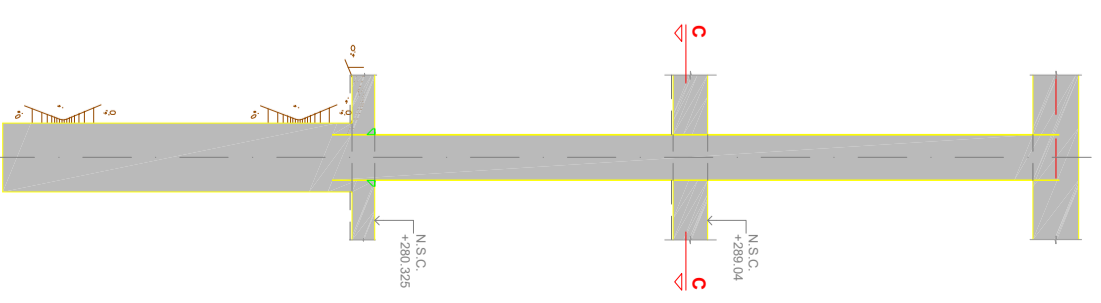
**SECCION B-B**  
ESCALA 1:10



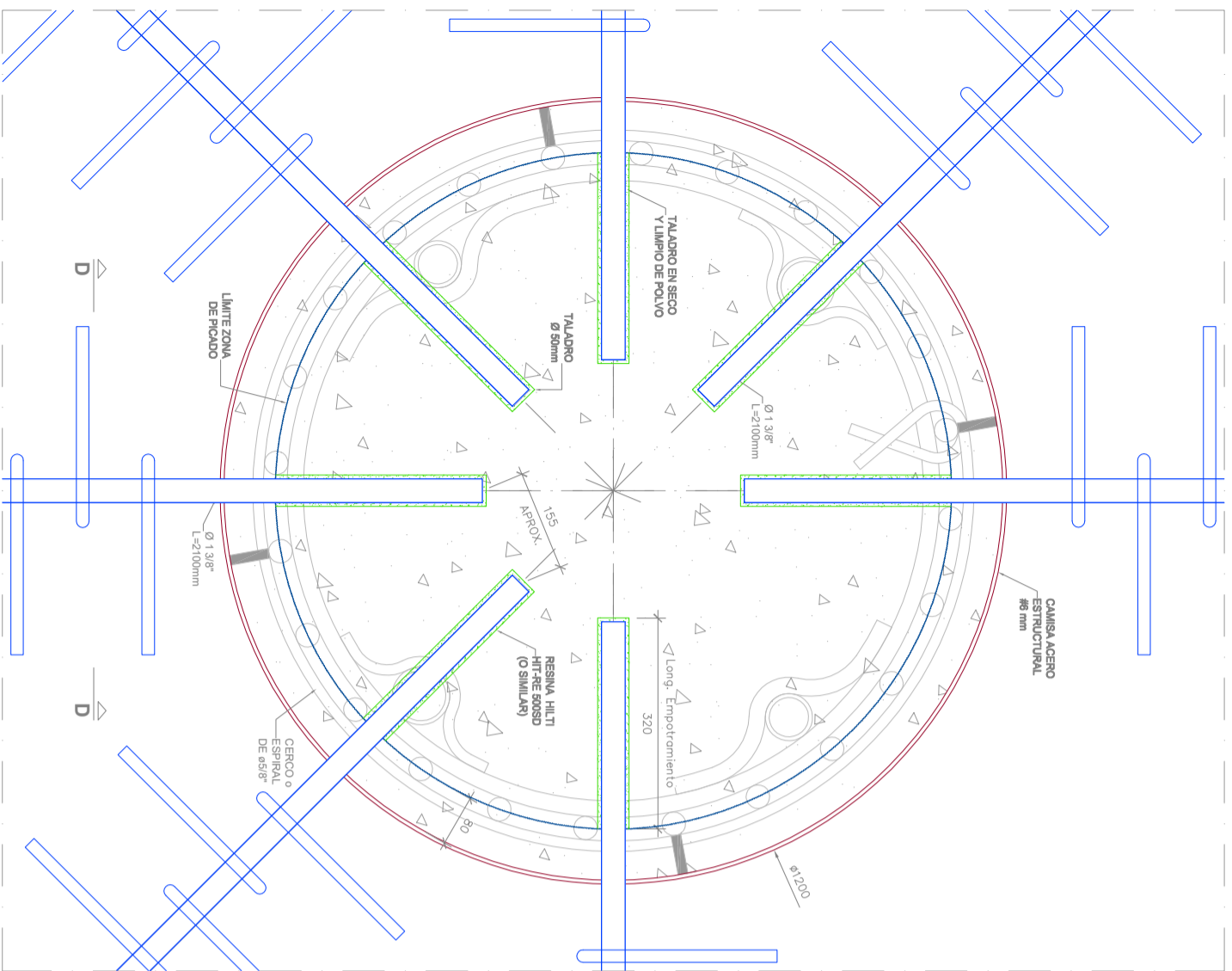
PARA LOS PILOTES 4B, 4D, 5B, 5D, 8B, 8D, 9B, 9D, 10B, 10D, 11B y 11D  
**TIPO 2.1**  
**DETALLE NUDO INTERMEDIO. SECCIÓN C-C**  
 ESCALA 1:5  
 COTAS EN mm



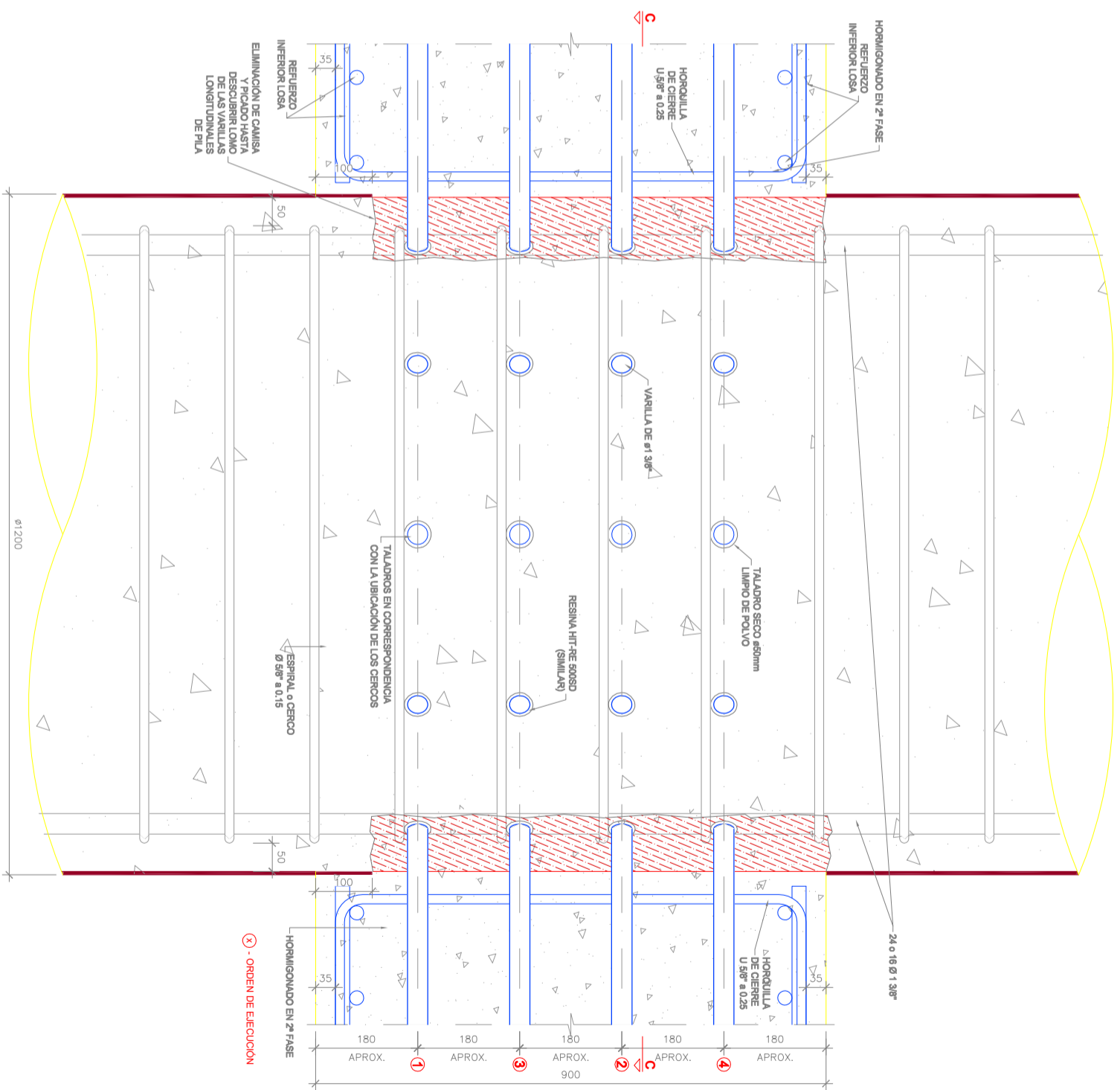
**SECCIÓN D-D**  
 ESCALA 1:5  
 COTAS EN mm



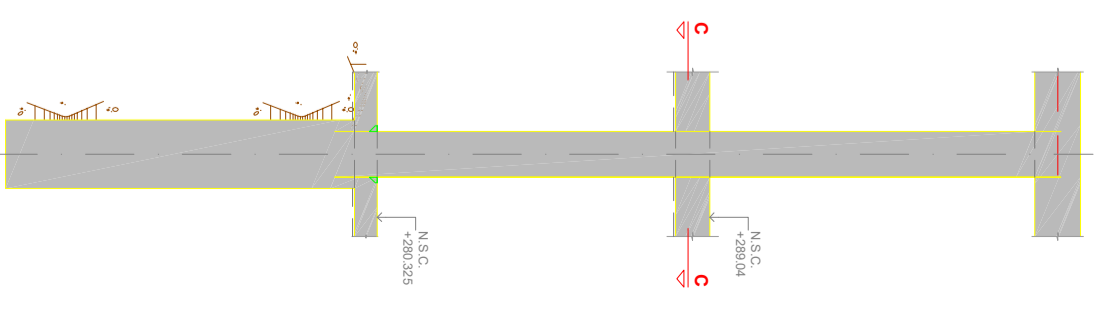
**ALZADO FRONTAL**  
 ESCALA 1:100



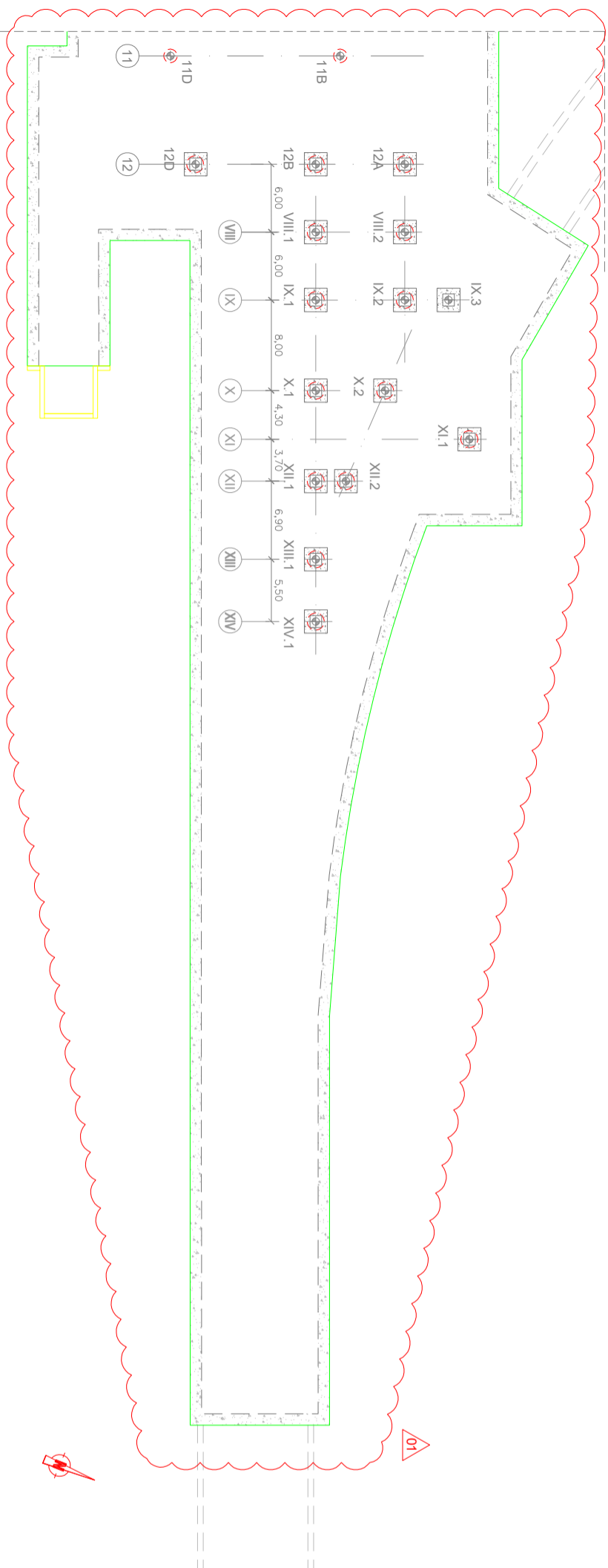
PARA LOS PILOTES 2B, 2D, 3B Y 3D  
**TIPO 2.2**  
**DETALLE NUDO INTERMEDIO. SECCIÓN C-C**  
 ESCALA 1:5  
 COTAS EN mm



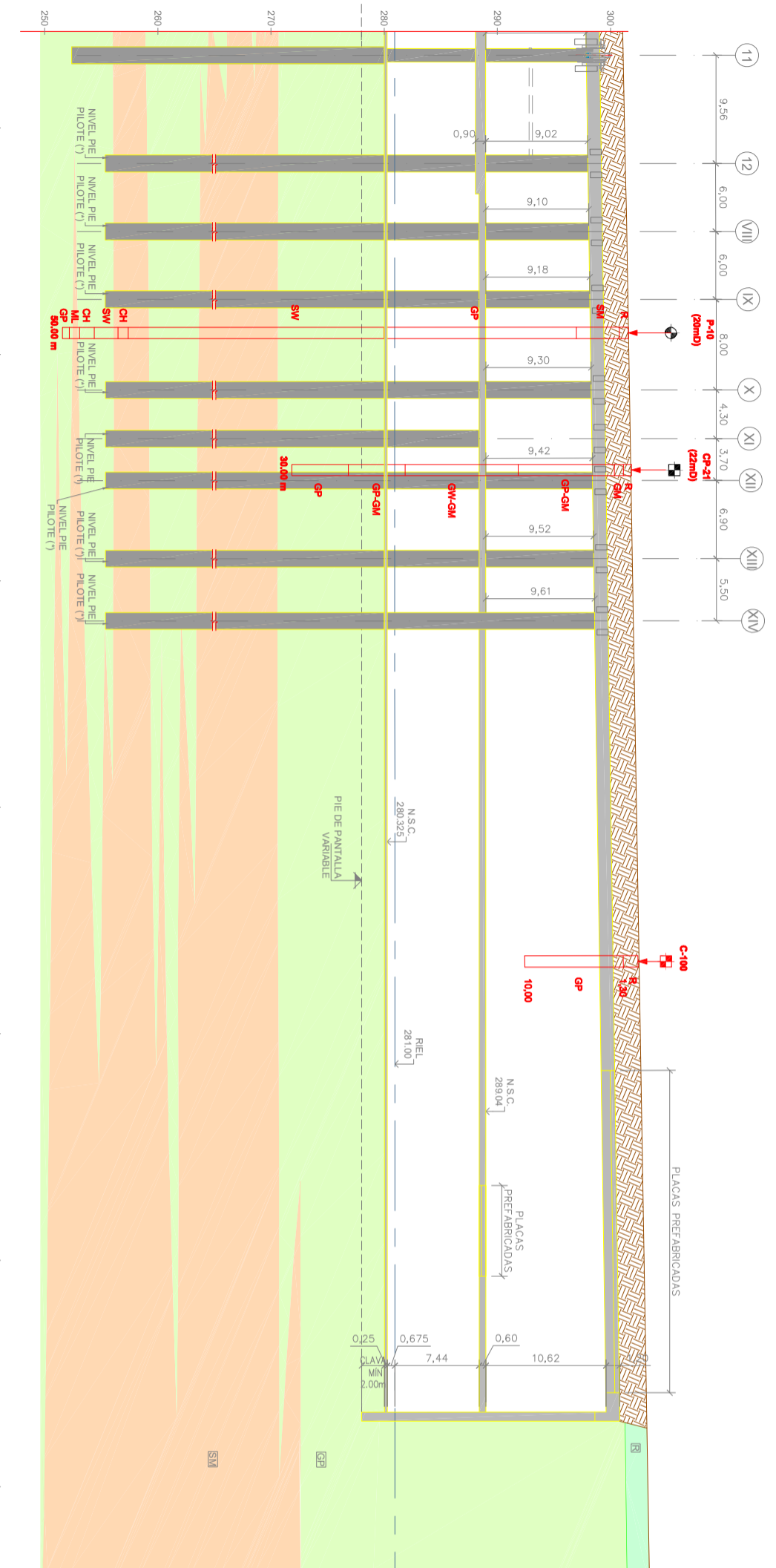
**SECCIÓN D-D**  
 ESCALA 1:5  
 COTAS EN mm



**ALZADO FRONTAL**  
 ESCALA 1:100



**PLANTA SITUACIÓN PILOTES (ZONA 3)**  
1:250

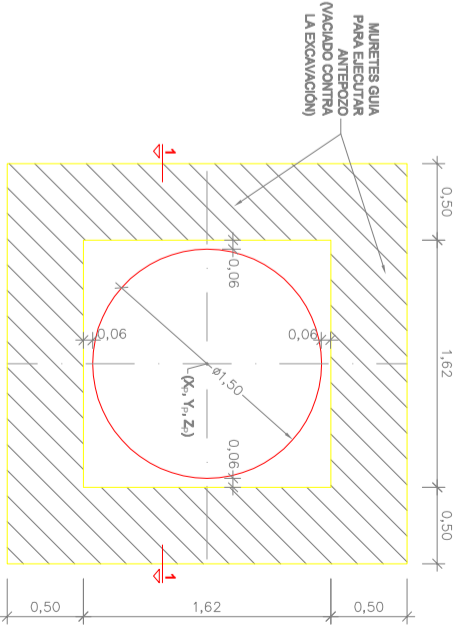


**SECCIÓN LONGITUDINAL (ZONA 3)**  
1:250

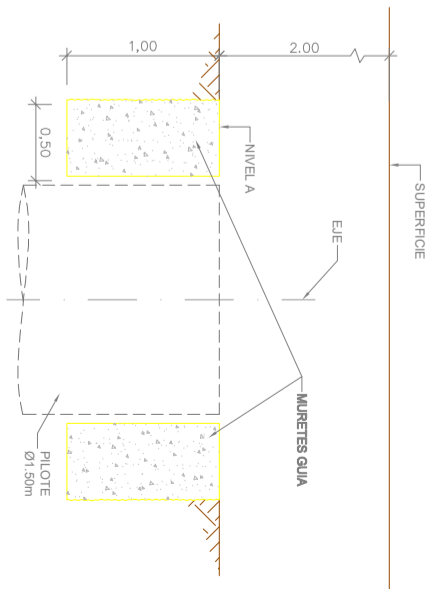
**TABLA DE REPLANTEO DE PILOTES**

PILA PILOTE	X <sub>p</sub>	Y <sub>p</sub>	Z <sub>p</sub>	NIVEL A	NIVEL PIE	L <sub>0</sub>	L <sub>emp</sub>	L <sub>p</sub> (m)
12A	28931.573	8667325.403	239.06	239.26	237.58			22.50
12B	28934.356	8667313.121	239.06	239.26	237.58		11.42	28.50
12D	28939.397	8667306.258	239.06	239.26	230.08			29.00
12B	28939.398	8667320.385	239.14	239.34	264.58		11.33	13.50
VIII.2	28936.924	8667327.677	239.14	239.34	264.58			15.50
VIII.2	28935.460	8667322.669	239.22	239.42	262.08	12.00		17.50
IX.2	28942.478	8667329.951	239.22	239.42	267.08		11.21	19.50
IX.3	28941.013	8667333.523	239.22	239.42	260.58			18.00
X.1	28952.862	8667325.702	239.34	239.54	261.08		11.13	18.00
X.2	28950.537	8667331.376	239.34	239.54	261.08		7.50	18.00
XI.1	28951.696	8667339.889	239.40	239.60	272.58	7.85	7.00	16.00
XI.2	28950.254	8667328.734	239.46	239.66	263.08		11.01	17.50
XII.1	28959.449	8667331.350	239.56	239.76	262.58	12.00	10.91	17.50
XII.2	28956.449	8667331.350	239.56	239.76	262.58		10.81	17.50
XIV.1	28971.738	8667333.434	239.64	239.84	255.58			24.50

**LEYENDA**  
 -L<sub>0</sub>- LONGITUD DE PILOTE  
 -L<sub>emp</sub>- LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO  
 -L<sub>p</sub>- LONGITUD DE BARRA DE ARMADO



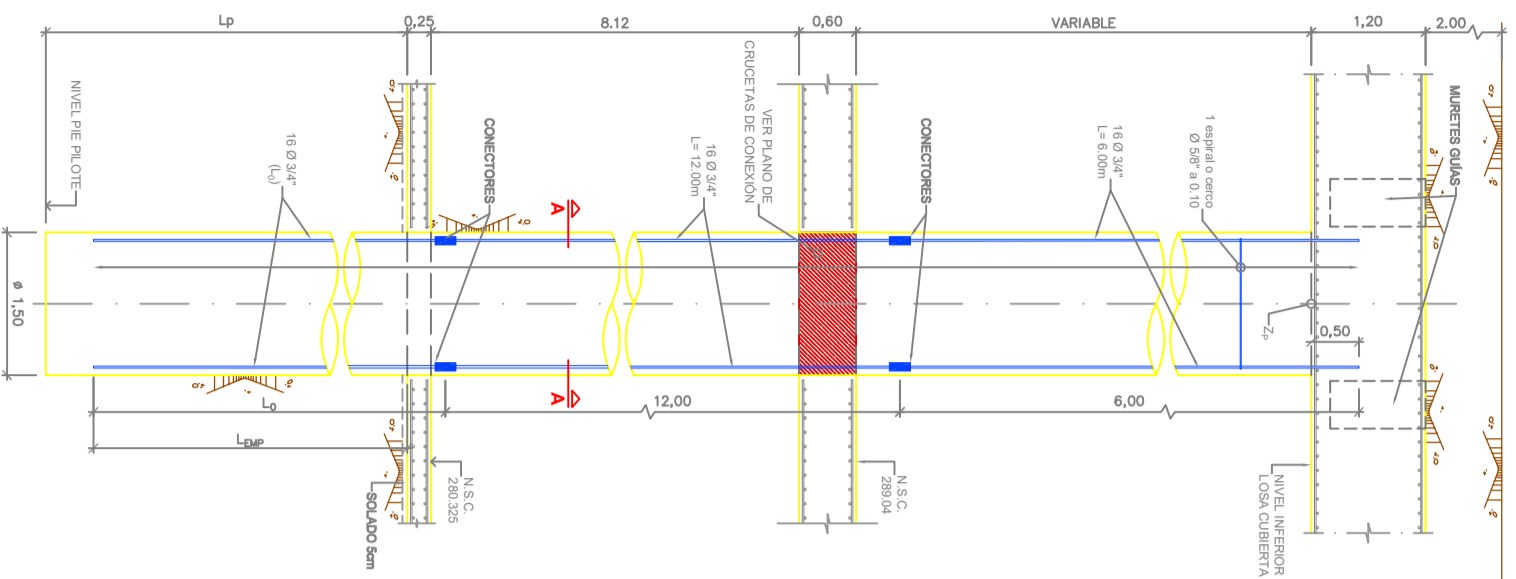
**PLANTA ANTEPOZO PILOTES Ø1.50m**  
1:25



**SECCIÓN 1-1**  
1:25

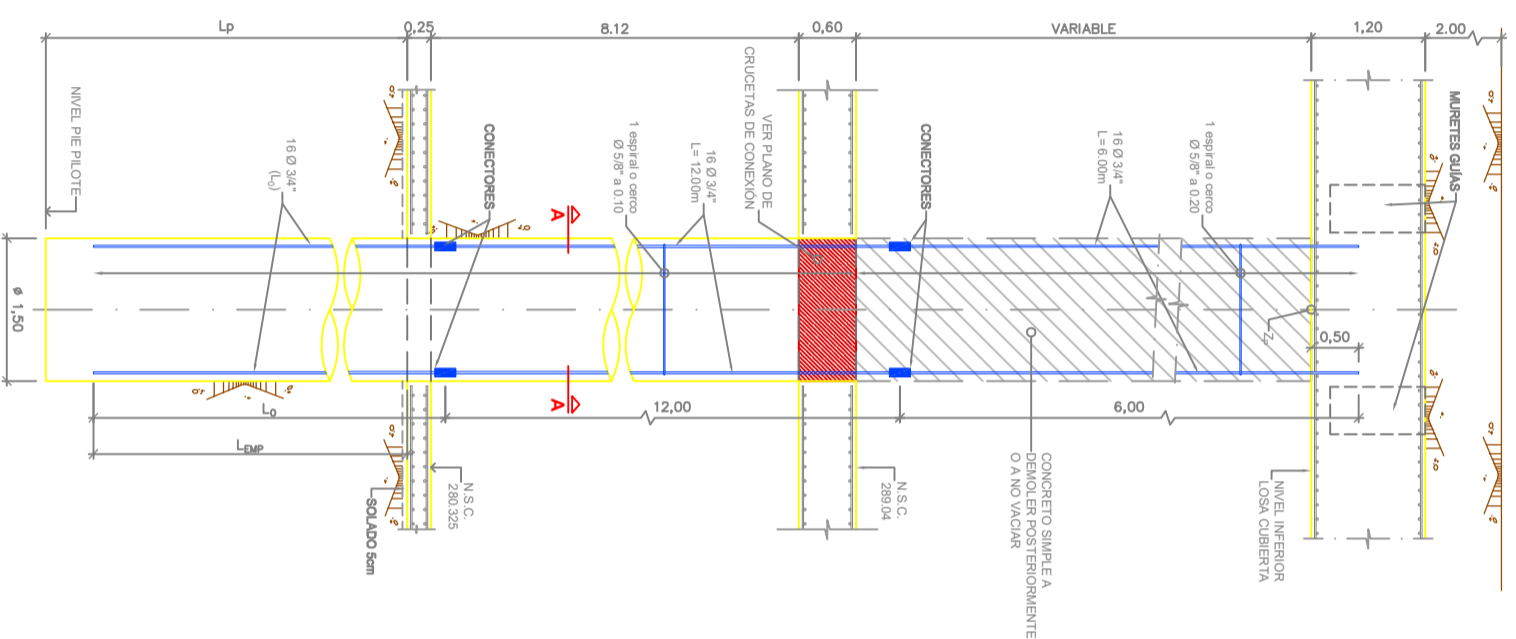
**NOTA:** LA LONGITUD DE LOS PILOTES SE HA CALCULADO EN BASE AL PERFIL ESTRATIGRÁFICO CONFIGURADO CON LOS DATOS DISPONIBLES HASTA LA FECHA. EN CASO DE CONTAR CON NUEVAS PROSPECCIONES QUE PERMITAN AUMENTAR EL NIVEL DE DETALLE DE DICHO PERFIL, SE OPTIMIZARÁN LAS LONGITUDES DE LOS PILOTES.





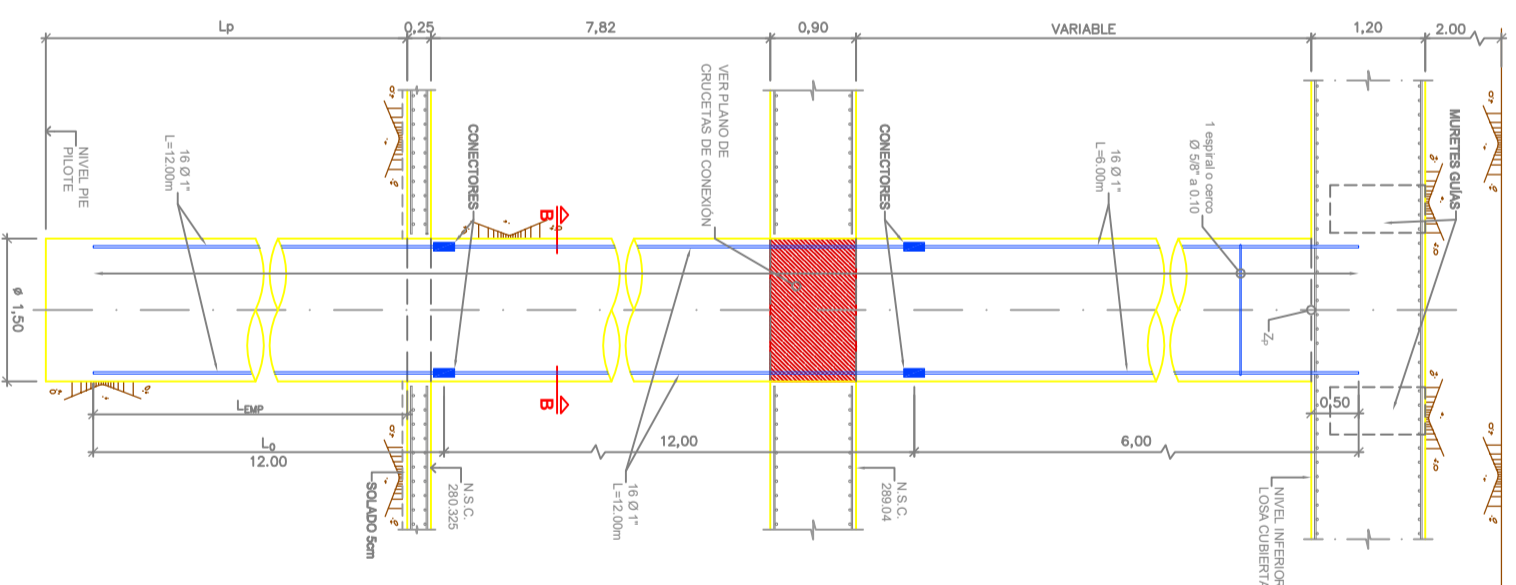
**PILOTE TIPO 1. Ø 1.50m**

1:20  
PARA LOS PILOTES  
VIII.1, VIII.2, IX.1, IX.2, X.1,  
X.2, XII.1, XII.2, XIII.1, XIV.1 Y 12A



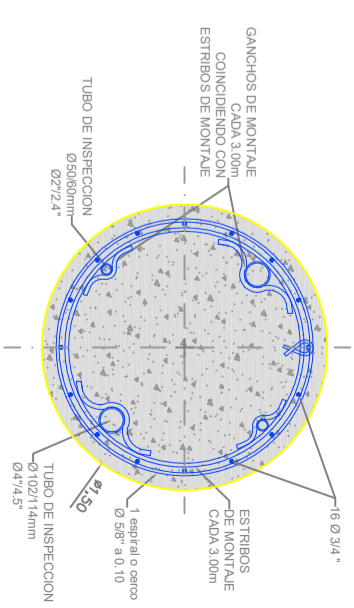
**PILOTE TIPO 1. Ø 1.50m**

1:20  
PARA LOS PILOTES IX.3 Y XI.1



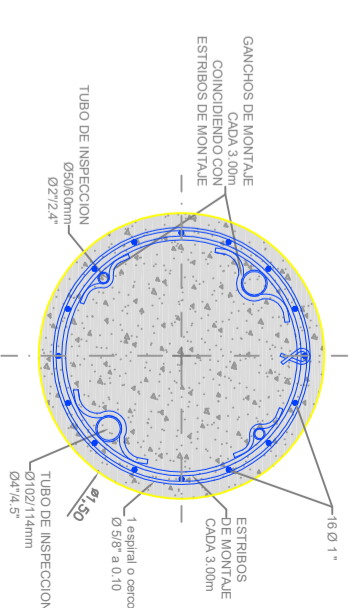
**PILOTE TIPO 2. Ø 1.50m**

1:20  
PARA EL PILOTE 12B Y 12D



**SECCIÓN A-A**

1:20



**SECCIÓN B-B**

1:20

**TABLA DE REPLANTEO DE PILOTES**

PILA PILOTE	X <sub>c</sub>	Y <sub>c</sub>	Z <sub>p</sub>	NIVEL A	NIVEL PIE	L <sub>0</sub>	L <sub>ap</sub>	L <sub>p</sub> (m)
12A	288931.373	8667825.403	298.06	298.26	297.58			22.50
12B	288934.358	8667818.121	298.06	298.26	291.58		11.42	28.50
12D	288938.891	8667808.286	298.06	298.26	290.08			29.00
VIII.1	288939.908	8667820.395	298.14	298.34	294.58		11.33	16.50
VIII.2	288950.924	8667827.677	298.14	298.34	294.58	12.00		16.50
IX.1	288945.460	8667822.669	298.22	298.42	297.08		11.21	12.00
IX.2	288942.476	8667829.951	298.22	298.42	297.08			12.00
IX.3	288941.013	8667833.523	298.22	298.42	297.08			19.50
X.1	288982.862	8667825.702	298.34	298.54	291.08		11.13	18.00
X.2	288950.537	8667831.376	298.34	298.54	291.08			18.00
XI.1	288951.698	8667839.889	298.40	298.60	272.58	7.85	7.00	7.50
XI.1.1	288960.254	8667828.734	298.46	298.66	267.08		11.01	16.00
XI.1.2	288962.256	8667831.154	298.46	298.66	267.58			12.50
XIII.1	288966.849	8667831.350	298.58	298.78	287.58	12.00	10.81	17.50
XIV.1	288971.738	8667833.434	298.64	298.84	287.58		10.81	24.50

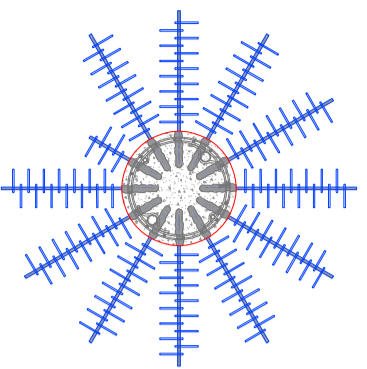
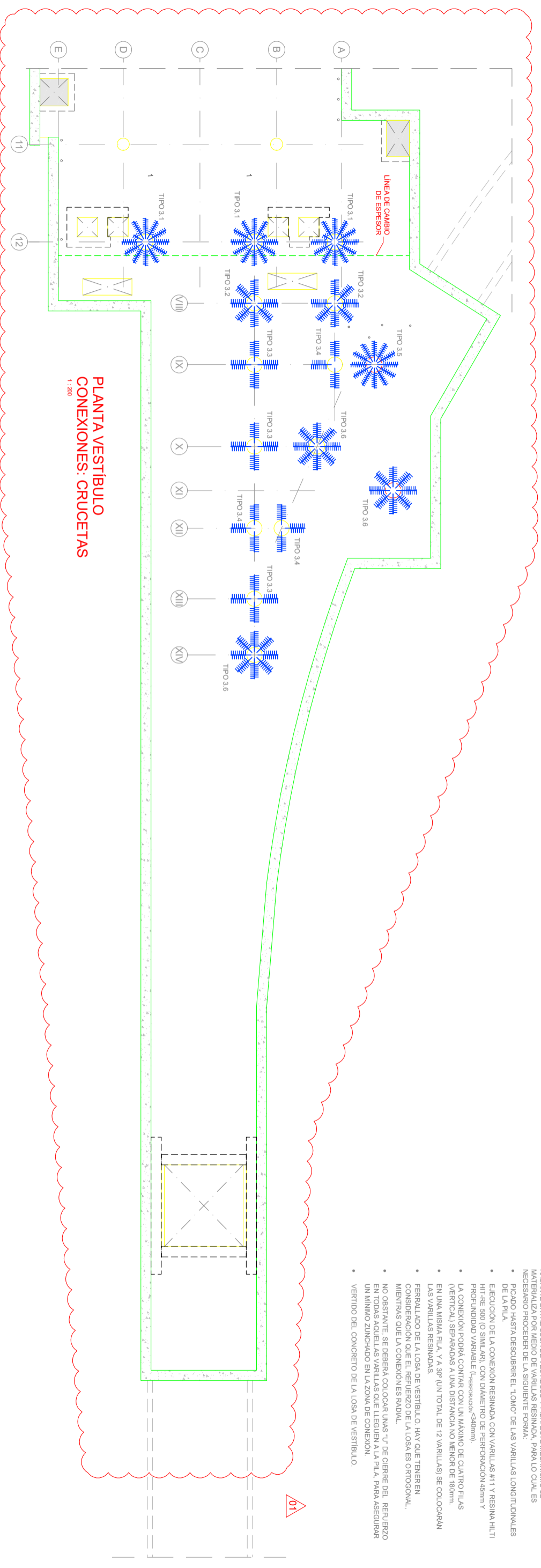
**LEYENDA**

- L<sub>p</sub>: LONGITUD DE PILOTE
- L<sub>ap</sub>: LONGITUD DE EMPOTRAMIENTO
- L<sub>0</sub>: LONGITUD DE BARRA DE ARMADO

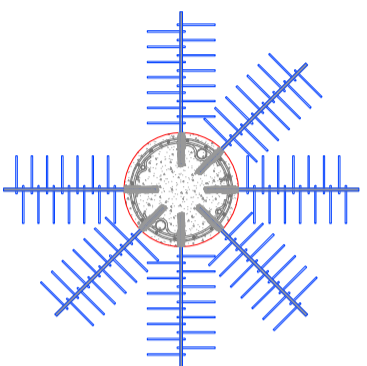
## DESCRIPCIÓN DE LA CONEXIÓN

LA CONEXIÓN QUE HA SIDO DISEÑADA, SE BASA EN EL MECANISMO DE JUNTA PASANTE ENTRE LOSA DE VESTIBULO Y PILA. ESTE MECANISMO SE MATERIALIZA POR MEDIO DE VARILLAS RESINADAS, PARA LO CUAL ES NECESARIO PROCEDER DE LA SIGUIENTE FORMA:

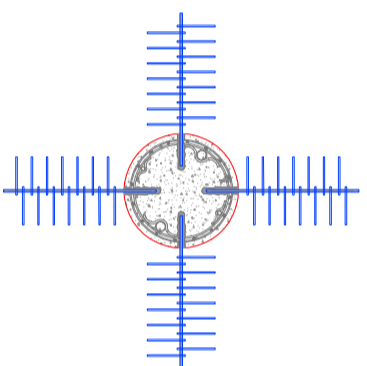
- PICADO HASTA DESCOBRIR EL "LOMO" DE LAS VARILLAS LONGITUDINALES DE LA PILA.
- EJECUCIÓN DE LA CONEXIÓN RESINADA CON VARILLAS #11 Y RESINA HIT TI HIT-RE 500 (O SIMILAR), CON DIÁMETRO DE PERFORACIÓN 45mm Y PROFUNDIDAD VARIABLE (Inserción=340mm).
- LA CONEXIÓN PODRÁ CONTAR CON UN MÁXIMO DE CUATRO FILAS (VERTICAL) SEPARADAS A UNA DISTANCIA NO MENOR DE 180mm.
- EN UNA MISMA FILA, Y A 30º (UN TOTAL DE 12 VARILLAS) SE COLOCARÁN LAS VARILLAS RESINADAS.
- FERRALLADO DE LA LOSA DE VESTIBULO. HAY QUE TENER EN CONSIDERACIÓN QUE EL REFUERZO DE LA LOSA ES ORTOGONAL, MIENTRAS QUE LA CONEXIÓN ES RADIAL.
- NO OBTANTE, SE DEBERÁ COLOCAR UNAS "U" DE CIERRE DEL REFUERZO EN TODAS AQUELLAS VARILLAS QUE LLEGUEN A LA PILA PARA ASSEGURAR UN MÍNIMO ZUNCHADO EN LA ZONA DE CONEXIÓN.
- VERTIDO DEL CONCRETO DE LA LOSA DE VESTIBULO.



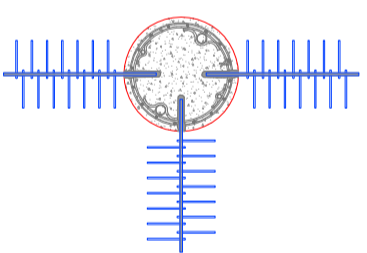
**TIPO 3.1**  
ESQUEMA DISPOSICIÓN DE RAMAS  
1:200



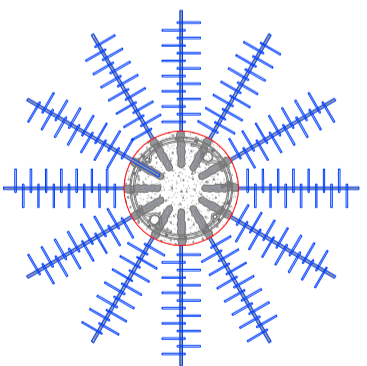
**TIPO 3.2**  
ESQUEMA DISPOSICIÓN DE RAMAS  
1:200



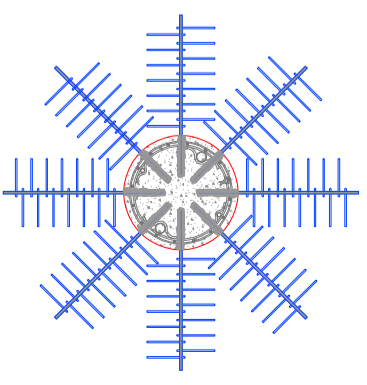
**TIPO 3.3**  
ESQUEMA DISPOSICIÓN DE RAMAS  
1:200



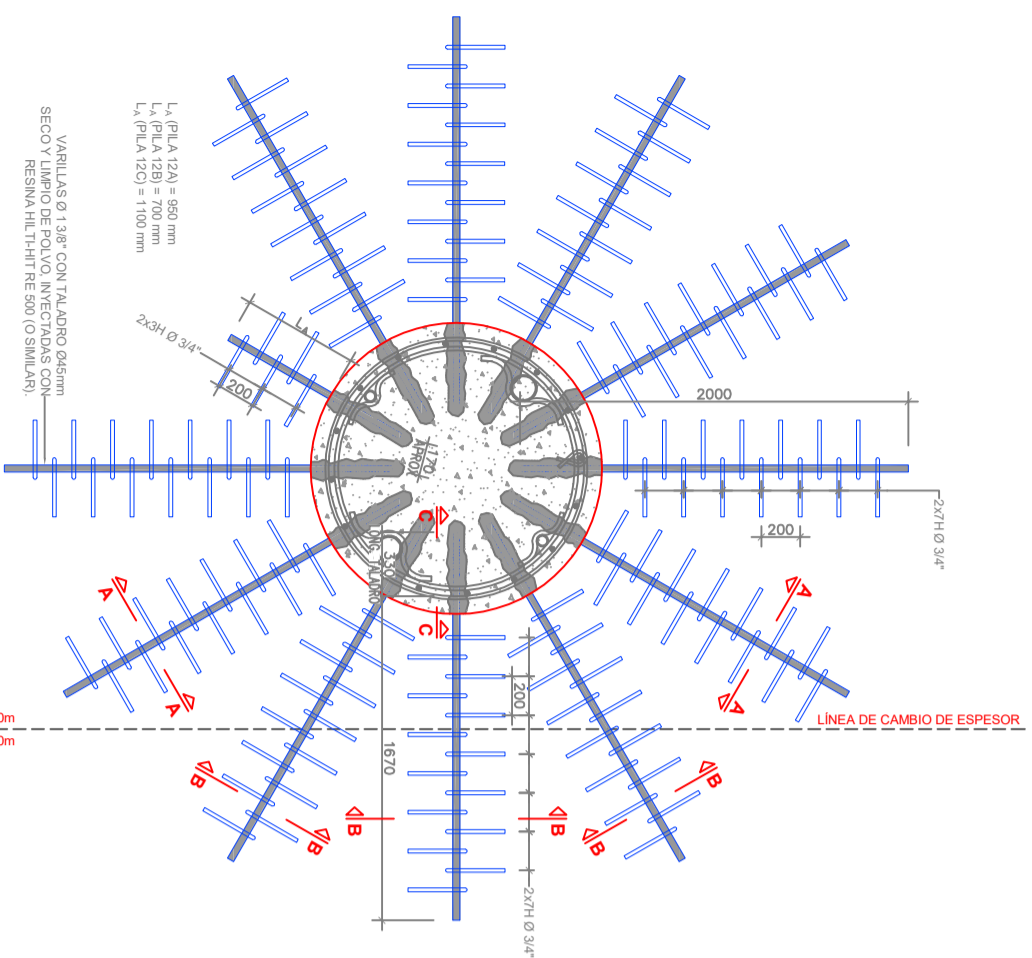
**TIPO 3.4**  
ESQUEMA DISPOSICIÓN DE RAMAS  
1:200



**TIPO 3.5**  
ESQUEMA DISPOSICIÓN DE RAMAS  
1:200



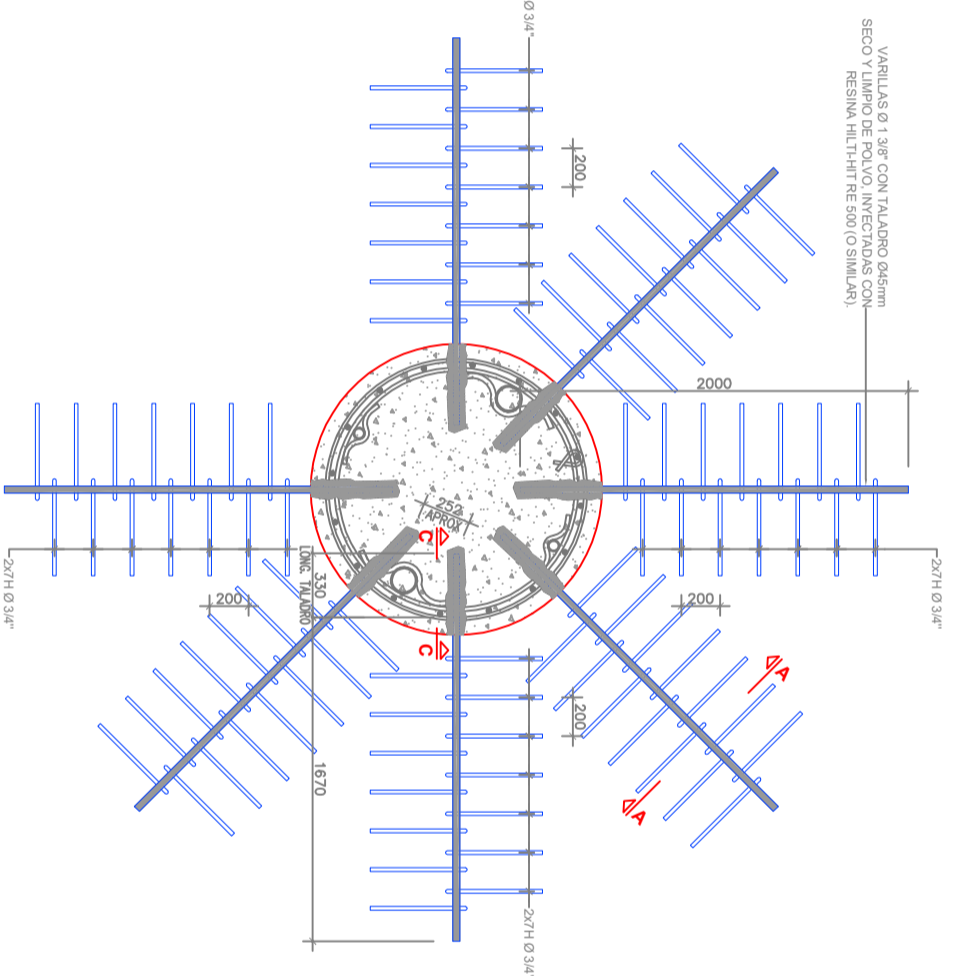
**TIPO 3.6**  
ESQUEMA DISPOSICIÓN DE RAMAS  
1:200



**CRUCETA TIPO 3.1**

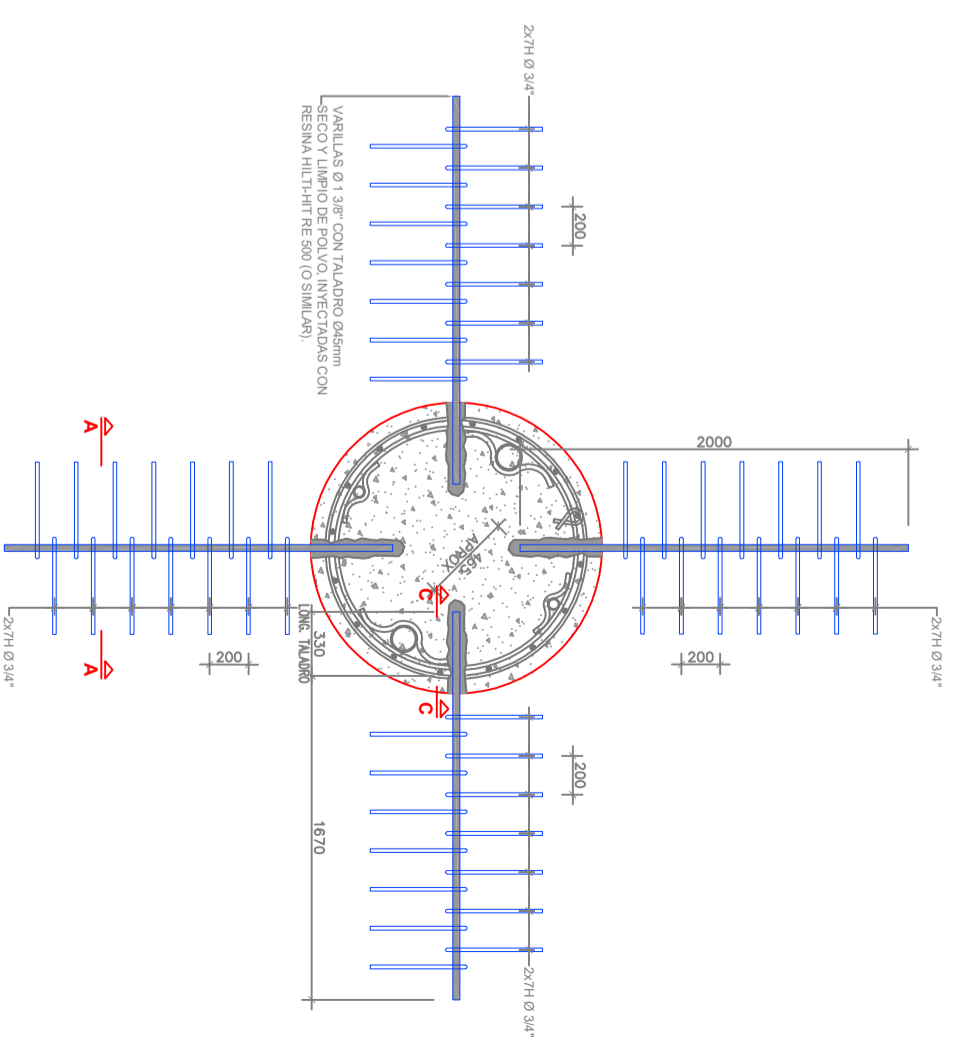
1:20  
COTAS EN mm

ESPESOR LOSA = 0.90m  
ESPESOR LOSA = 0.60m



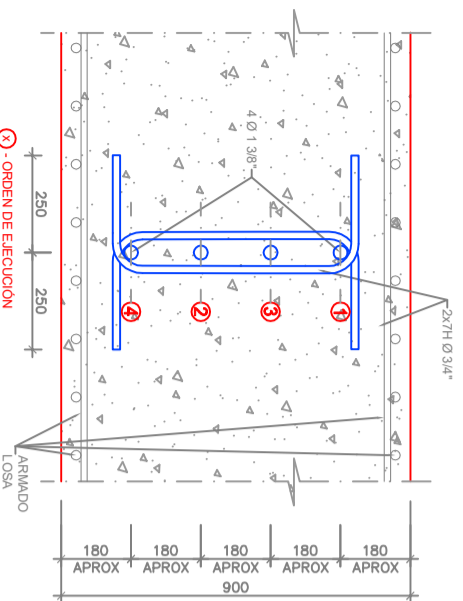
**CRUCETA TIPO 3.2**

1:20  
COTAS EN mm



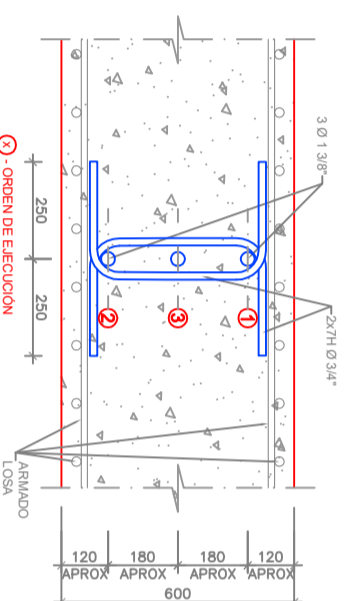
**CRUCETA TIPO 3.3**

1:20  
COTAS EN mm



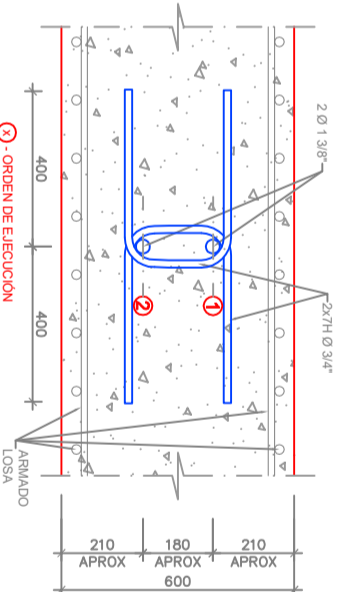
**TIPO 3.1. SECCIÓN A-A**

1:10  
COTAS EN mm



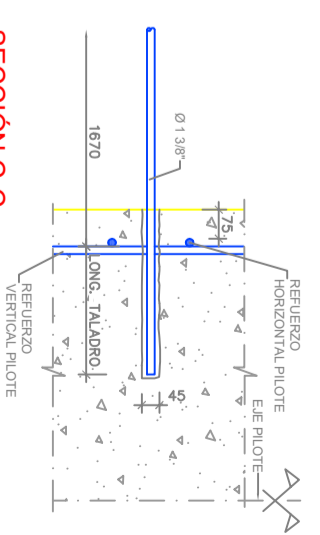
**TIPO 3.1. SECCIÓN B-B**

1:10  
COTAS EN mm



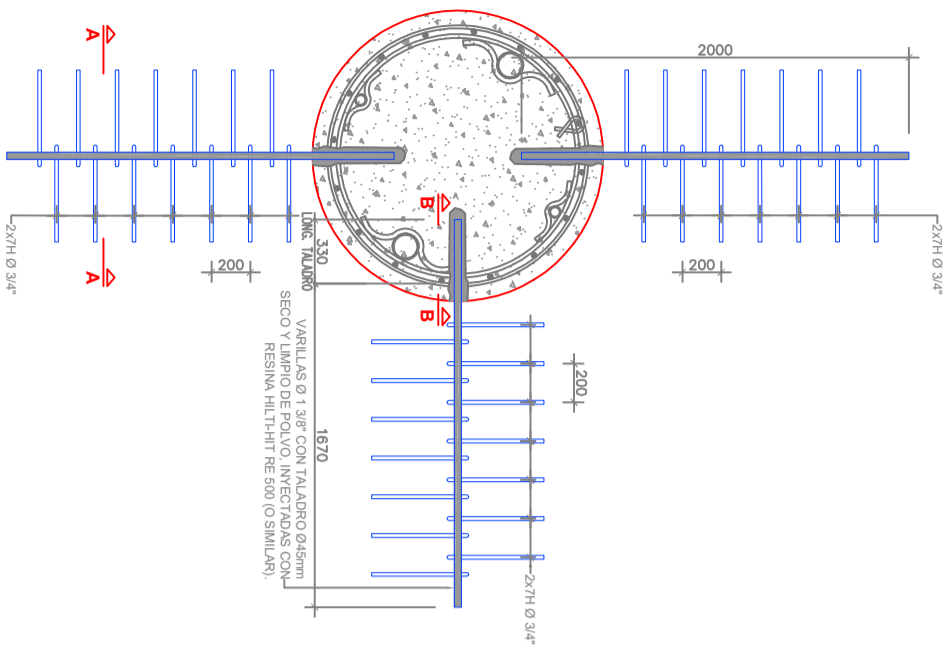
**TIPO 3.2 y 3.3. SECCIÓN A-A**

1:10  
COTAS EN mm

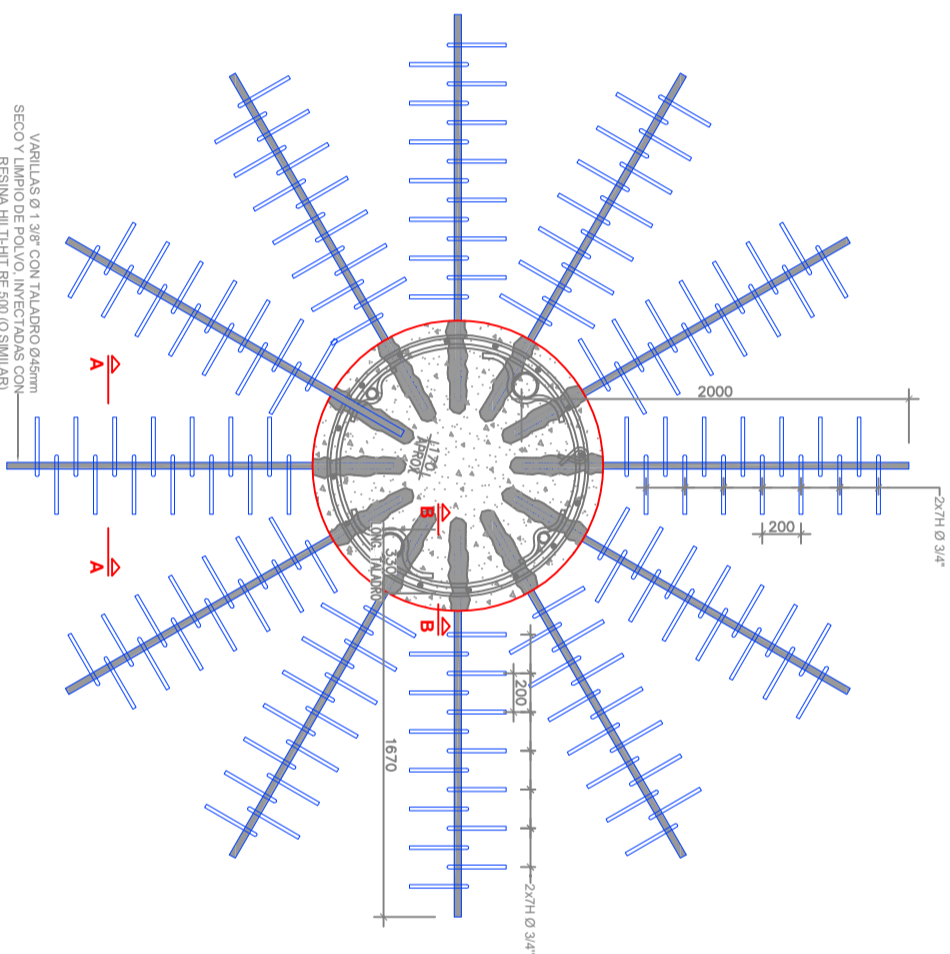


**SECCIÓN C-C**

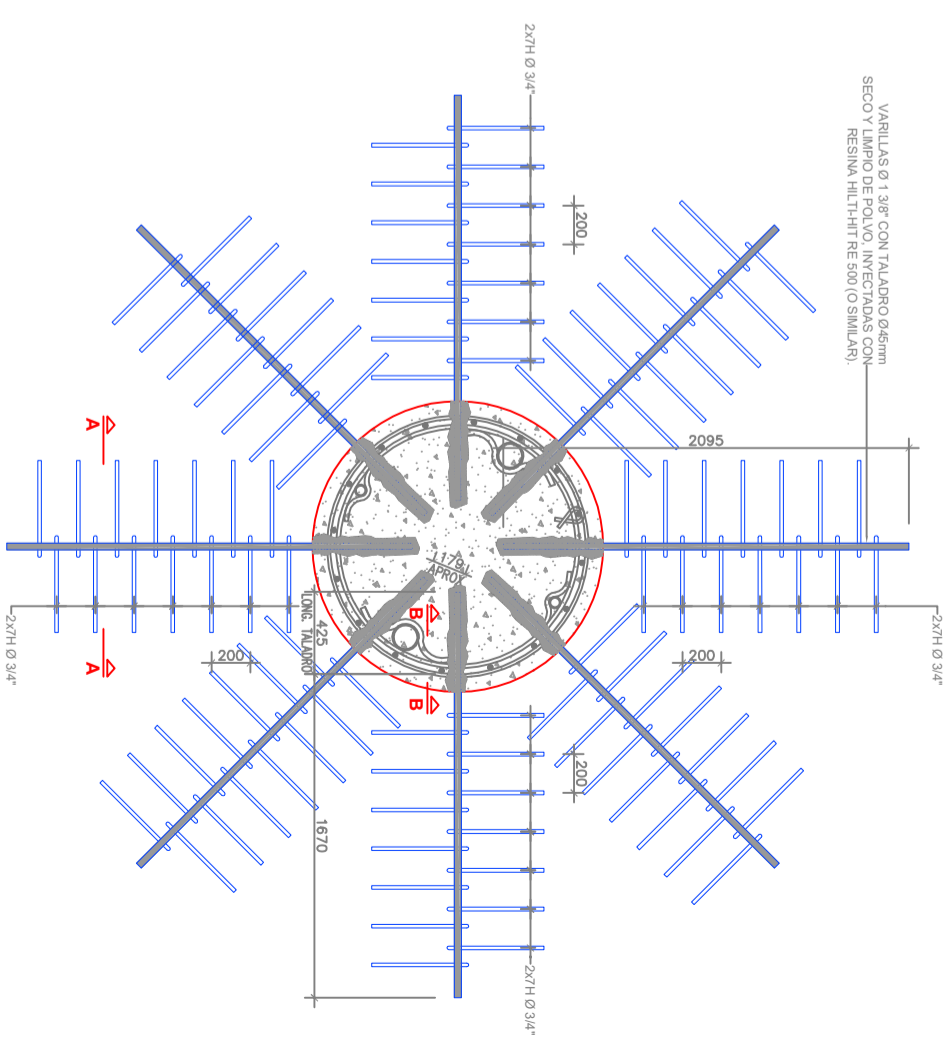
1:10  
COTAS EN mm



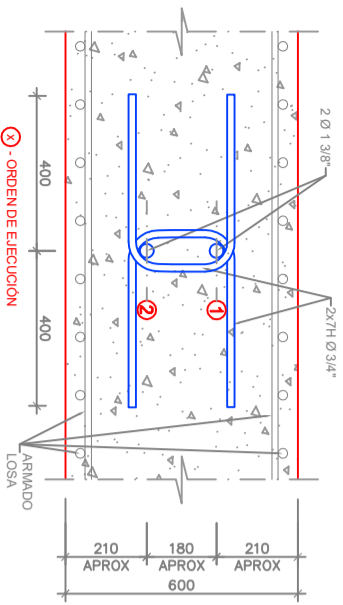
**CRUCETA TIPO 3.4**  
1 : 20  
COTAS EN mm



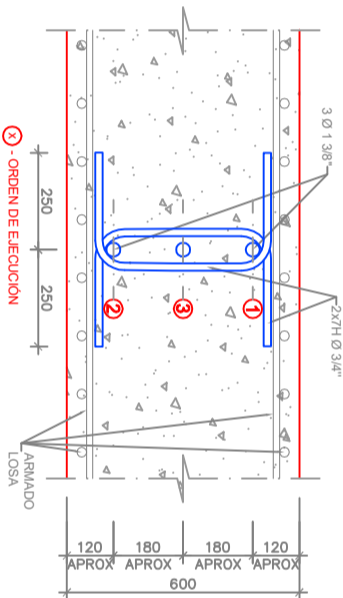
**CRUCETA TIPO 3.5**  
1 : 20  
COTAS EN mm



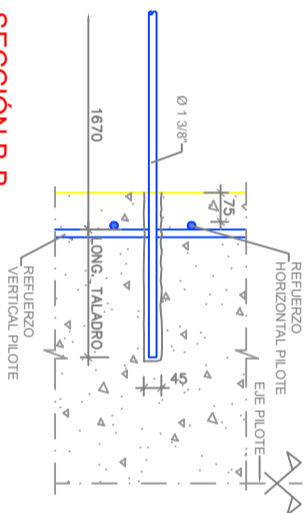
**CRUCETA TIPO 3.6**  
1 : 20  
COTAS EN mm



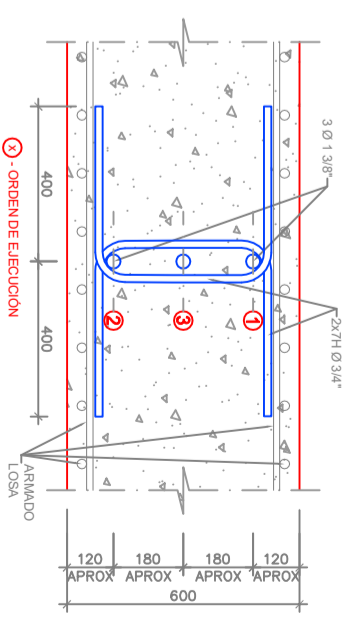
**TIPO 3.4. SECCION A-A**  
1 : 10  
COTAS EN mm



**TIPO 3.5. SECCION A-A**  
1 : 10  
COTAS EN mm



**SECCION B-B**  
1 : 10  
COTAS EN mm

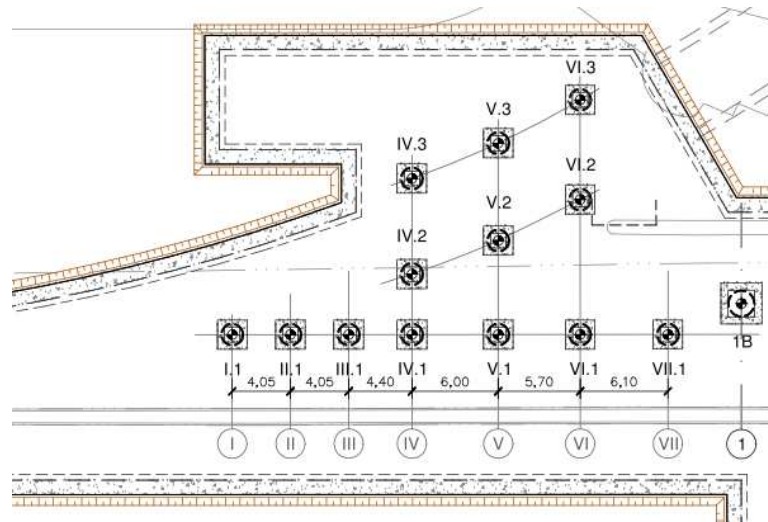


**TIPO 3.6. SECCION A-A**  
1 : 10  
COTAS EN mm

# **PILAS PILOTE ZONA 1.**

## **1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO**

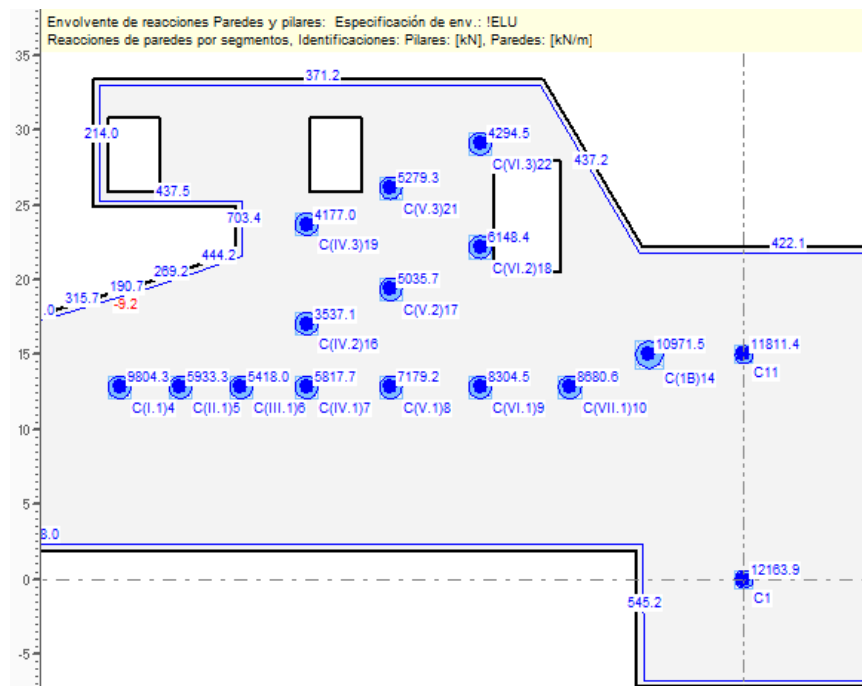
El presente documento tiene como objeto la justificación de las pilas pilote de la Zona 1. Se aporta a continuación planta de la zona 1 donde se identifican las pilas.



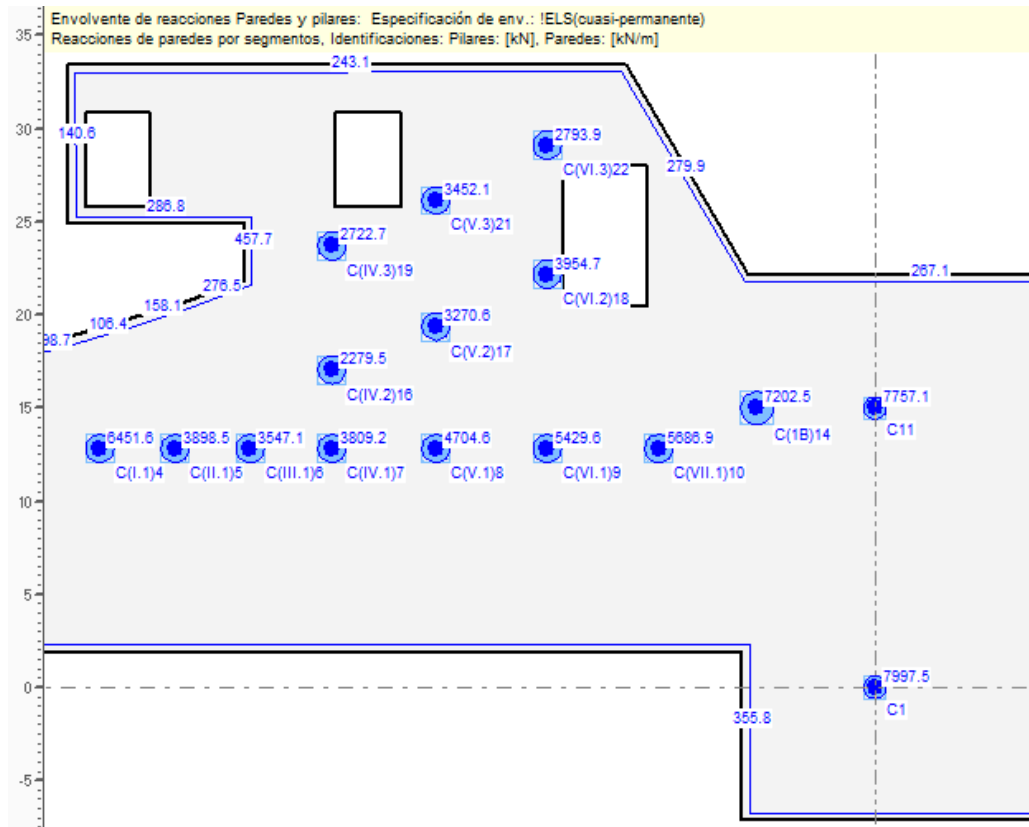
## **2. DESCARGAS SOBRE LAS PILAS PILOTE**

De los modelos de cálculo realizados, se obtienen las cargas que debe soportar cada pila. Se aportan a continuación imágenes de los modelos con las reacciones y una tabla resumen de las mismas.

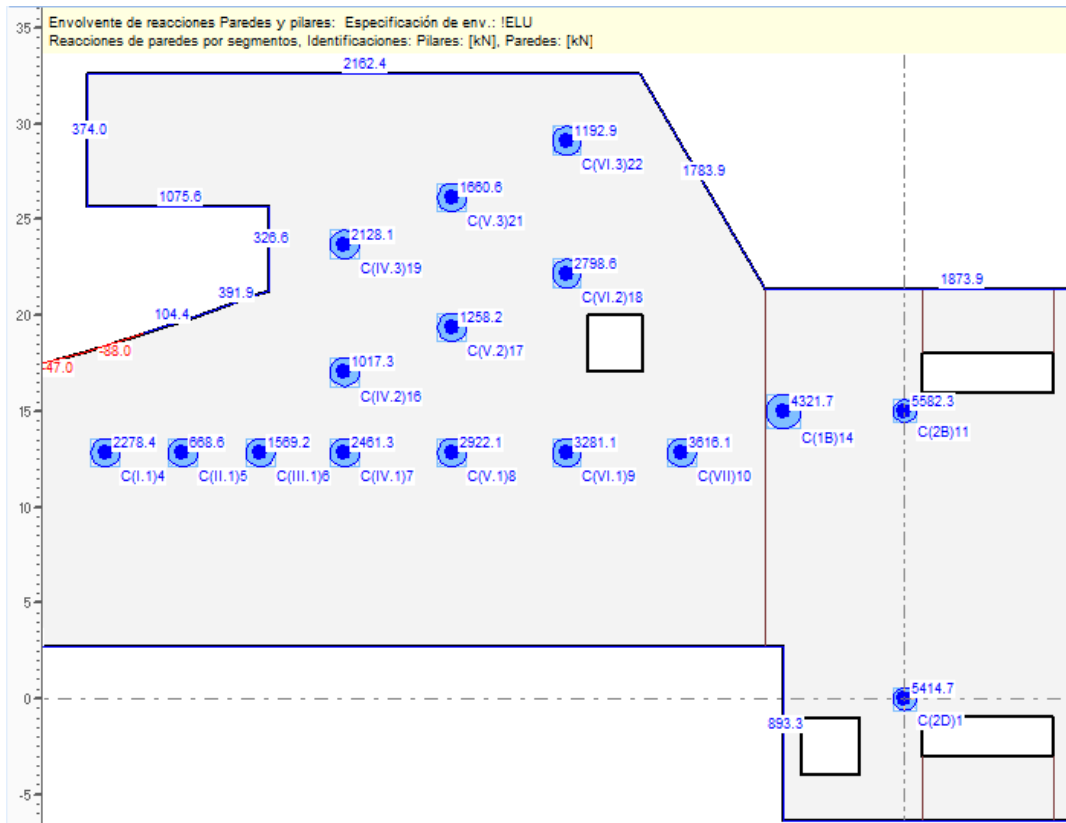
### **DESCARGA ELU DE LA CUBIERTA**



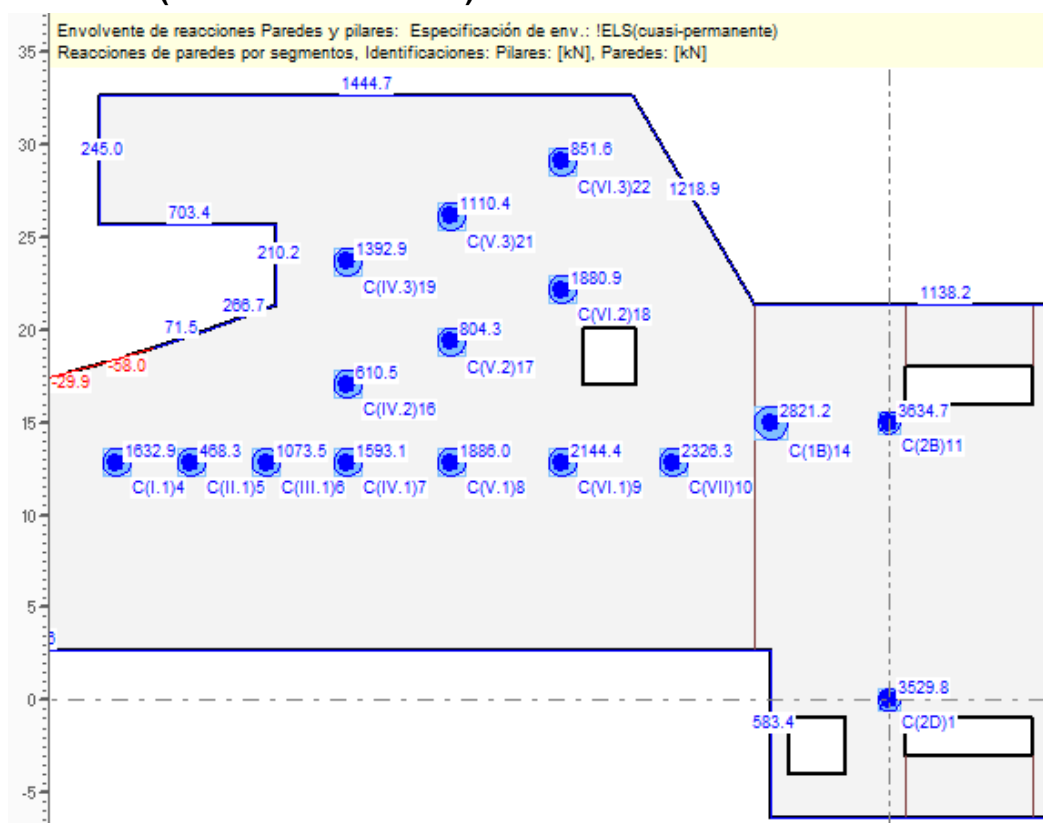
## DESCARGA ELS (CUASIPERMANENTE) DE LA CUBIERTA



## DESCARGA ELU DEL VESTÍBULO.



## DESCARGA ELS (CUASIPERMANENTE) DEL VESTÍBULO.



## TABLA RESUMEN DE DESCARGAS

ZONA 1						
Nº PILA- PILOTE	DESCARGA_E.L.U. (combinación fundamental) (kN)		CARGA EN PILOTE_E.L.U. (kN)	DESCARGA_E.L.S. (cuasipermanente) (kN)		CARGA EN PILOTE_E.L.S. (ccuasipermanente) (kN)
	DINTEL	VESTÍBULO		DINTEL	VESTÍBULO	
I.1	9805.0	2279.0	12084.0	6452.0	1633.0	8085.0
II.1	5934.0	669.0	6603.0	3899.0	469.0	4368.0
III.1	5418.0	1570.0	6988.0	3547.0	1074.0	4621.0
IV.1	5818.0	2462.0	8280.0	3810.0	1593.0	5403.0
IV.2	3537.0	1018.0	4555.0	2280.0	611.0	2891.0
IV.3	4177.0	2128.0	6305.0	2723.0	1393.0	4116.0
V.1	7179.0	2922.0	10101.0	4705.0	1886.0	6591.0
V.2	5036.0	1258.0	6294.0	3271.0	805.0	4076.0
V.3	5289.0	1661.0	6950.0	3452.0	1111.0	4563.0
VI.1	8305.0	3281.0	11586.0	5230.0	2145.0	7375.0
VI.2	6148.0	2799.0	8947.0	3955.0	1881.0	5836.0
VI.3	4295.0	1193.0	5488.0	2794.0	852.0	3646.0
VII.1	8681.0	3616.0	12297.0	5687.0	2327.0	8014.0
1B	10972.0	4322.0	15294.0	7203.0	2822.0	10025.0

### 3. ARMADO PILAS-PILOTES ZONA 1.

Las pilas pilotes son uno de los elementos portantes principales de la estación. En la zona de estudio, son todas de 1.50m de diámetro, salvo la pila 1B que es de Ø1.80m.

Estas están articuladas en todos los forjados, no obstante, y en base a lo que recoge la EN 1992-1-1:2004 sobre soportes aislados, hay que introducirles unos momentos mínimos debidos a:

- Excentricidad Mínima. (6.1 de la EN 1992)
- Imperfección Geométrica. (5.2 de la EN 1992)
- Efectos de segundo Orden. (5.8.8 de la EN 1992)

Así, para el dimensionamiento de cada pila, se utilizarán las cargas obtenidas de los modelos y aportadas anteriormente y los momentos mínimos adicionales según la normativa.

A continuación, y para la pila más cargada, la VII.1, se aporta el cálculo según EN 1992-1-1:2004 a nivel de vestíbulo de los valores de diseño Med a tener en cuenta en función del axil que recibe (Ned).

Datos geométricos y mecánicos de la pila		
D (m)	1.5	
d (m)	1.2	
L (m)	8.515	Longitud total o altura
$\alpha$	1	Factor de longitud de pandeo
L0 (m)	8.515	Longitud eficaz o de pandeo
m	1	Nº elementos verticales que contribuyen, 1 para elementos aislados
Ac (cm <sup>2</sup> )	17671.5	
Ic (cm <sup>4</sup> )	24850488.8	
As (cm <sup>2</sup> )	45.44	
fck (Mpa)	40	
$\gamma_c$	1.5	
fcd (Mpa)	26.7	
fyk	420	
$\gamma_s$	1.15	
fyd (Mpa)	365.2	
Es (Mpa)	200000.0	



**Esfuerzos de cálculo en la pila**

Ned (kN)	12297.0	
N0 els (kN)	8014.0	Axil Cuasipermanente
Med (kNm)	0.00	
M0 els (kNm)	0.00	Flector Cuasipermanente

e0 (m)	0.050	Excentricidad geométrica mínima
Med,min (kNm)	614.85	Flector de diseño mínimo debido a excentricidad geométrica
M0els,min (kNm)	400.7	Flector cuasipermanente mínimo debido a excentricidad mínima
M01d (kNm)	614.85	
M02d (kNm)	614.85	M02>M01
M0els (kNm)	400.7	

**Imperfección geométrica en elemento aislado ( art. 5.2 (7) )**

$\theta_i$	0.0034	
$\theta_0$	0.0050	
$\alpha_h$	0.6854	
$\alpha_m$	1	
ei (m)	0.0146	Excentricidad por imperfección geométrica

**Criterio de Esbeltez para elementos aislados ( art. 5.8.3.1 )**

$\lambda_{lim}$	39.03	Los efectos de 2º orden se pueden ignorar si $\lambda < \lambda_{lim}$
$\varphi_{ef}$	-	
A	0.7	depende de $\varphi_{ef}$ , pero si no se conoce se puede tomar 0.7
w	0.0352	
B	2.0346	
rm	1	
C	0.7	
n	0.26	

**Esbeltez de elementos aislados (art. 5.8.3.2 )**

$\lambda$	22.71	<b>Los efectos de 2º orden se pueden ignorar</b>
i (cm)	37.5	

**Método de cálculo en segundo orden basado en curvatura nominal ( art. 5.8.8 )**

<b>Med (kNm)</b>	1387.94	
M0Ed (kNm)	794.27	Momento de cálculo+imperfección
M0imp (kNm)	179.42	Momento por imperfección
M2 (kNm)	593.67	Momento de 2º orden
M0e (kNm)	614.85	Momento de primer orden
e2 (m)	0.0483	Excentricidad para 2º orden
1/r (1/m)	0.0053	
c	8	
Kr	1.000	
K $\phi$	1.402	
1/r0 (m)	0.003799	
d (m)	1.068	
nu	1.0352	
n	0.0261	
nbal	0.4	
$\beta$	0.3986	
$\phi_{ef}$	1.0090	
h0 (mm)	750	
$\phi(\infty, t_0)$	2	
M0(ELS)/M0Ed	0.5045	

Si siguiendo el mismo procedimiento para todas las pilas a nivel de dintel y de vestíbulo se tienen los siguientes valores de cálculo para el dimensionamiento.

PILA	DINTEL		
	Nk (ELS)	Ned (ELU)	Med (ELU)
	kN	kN	kN
I.1	6452.0	9805.0	1287.0
II.1	3899.0	5934.0	781.3
III.1	3547.0	5418.0	717.2
IV.1	3810.0	5818.0	773.9
IV.2	2280.0	3537.0	469.8
IV.3	2723.0	4177.0	555.4
V.1	4705.0	7179.0	965.0
V.2	3271.0	5036.0	676.4
V.3	3452.0	5289.0	710.7
VI.1	5230.0	8305.0	1115.8
VI.2	3955.0	6148.0	827.6
VI.3	2794.0	4295.0	578.8
VII.1	5687.0	8681.0	1179.2
1B	7203.0	10972.0	1501.0

PILA	VESTÍBULO		
	Nk (ELS)	Ned (ELU)	Med (ELU)
	kN	kN	kN
I.1	1633.0	2279.0	1287.0
II.1	469.0	669.0	781.3
III.1	1074.0	1570.0	717.2
IV.1	1593.0	2462.0	773.9
IV.2	611.0	1018.0	469.8
IV.3	1393.0	2128.0	555.4
V.1	1886.0	2922.0	965.0
V.2	805.0	1258.0	676.4
V.3	1111.0	1661.0	710.7
VI.1	2145.0	3281.0	1115.8
VI.2	1881.0	2799.0	827.6
VI.3	852.0	1193.0	578.8
VII.1	2327.0	3616.0	1179.2
1B	2822.0	4322.0	1501.0

Relativo al armado de soportes, la EN 1992-1-1:2004 establece las siguientes cuantías mínimas:

Cuantía mínima geométrica:  $A_{s,min} = 0.002 A_c$

Pilote de  $\varnothing 1.50\text{m}$ :  $A_{s,min} = 0.002 \cdot A_c = 0.002 \pi \cdot \varnothing^2 / 4 = 35.34 \text{ cm}^2$

Pilote de Ø1.80m:  $As, \min = 0.002 \cdot Ac = 0.002 \pi \cdot \frac{\text{Ø}^2}{4} = 50.89 \text{ cm}^2$

Cuantía mínima mecánica:  $As, \min = 0.10 \text{ Ned} / f_yd$

Imponiendo el valor de la cuantía mínima geométrica obtenido anteriormente, se tiene que:

Ø1.50m, si  $\text{Ned} > 12906.8 \text{ kN}$  la cuantía mecánica es mayor que la geométrica, y

Ø1.80m, si  $\text{Ned} > 18585.9 \text{ kN}$  la cuantía mecánica es mayor que la geométrica.

Ninguno de los dos casos se da en las pilas analizadas, por lo que se partirá de la cuantía mínima geométrica obtenida para comprobar las pilas.

Para no tener separaciones entre barras longitudinales de más de 30cm, se consideran como mínimo 16 barras en cada pila, por lo que se tendrán unos armados mínimos de:

Pilas Ø1.50m:  $16\text{Ø}3/4''$  ( $45.44 \text{ cm}^2$ )

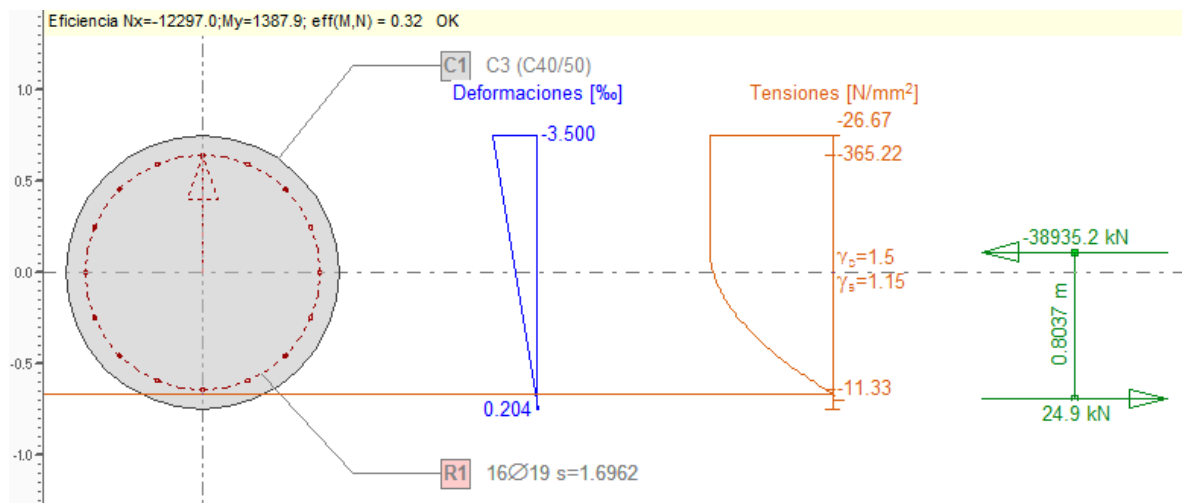
Pila Ø1.80m:  $16\text{Ø}1''$  ( $81.6 \text{ cm}^2$ )

A continuación, se comprueban las secciones con el armado propuesto para todas las parejas de esfuerzos de cálculo anteriormente expuestos, obteniéndose la eficiencia en cada caso (inversa del coeficiente de seguridad) y por tanto su validación si esta es menor que 1.

	PILA	N	My	As	eff(M,N)
		[kN]	[kNm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]
DINTEL	I.1	-9805.0	1287.0	45.4	0.26
	II.1	-5934.0	781.3	45.4	0.16
	III.1	-5418.0	717.2	45.4	0.14
	IV.1	-5818.0	773.9	45.4	0.16
	IV.2	-3537.0	469.8	45.4	0.09
	IV.3	-4177.0	555.4	45.4	0.11
	V.1	-7179.0	965.0	45.4	0.19
	V.2	-5036.0	676.4	45.4	0.14
	V.3	-5289.0	710.7	45.4	0.14
	VI.1	-8305.0	1115.8	45.4	0.22
	VI.2	-6148.0	827.6	45.4	0.17
	VI.3	-4295.0	578.8	45.4	0.12
	VII.1	-8681.0	1179.2	45.4	0.23

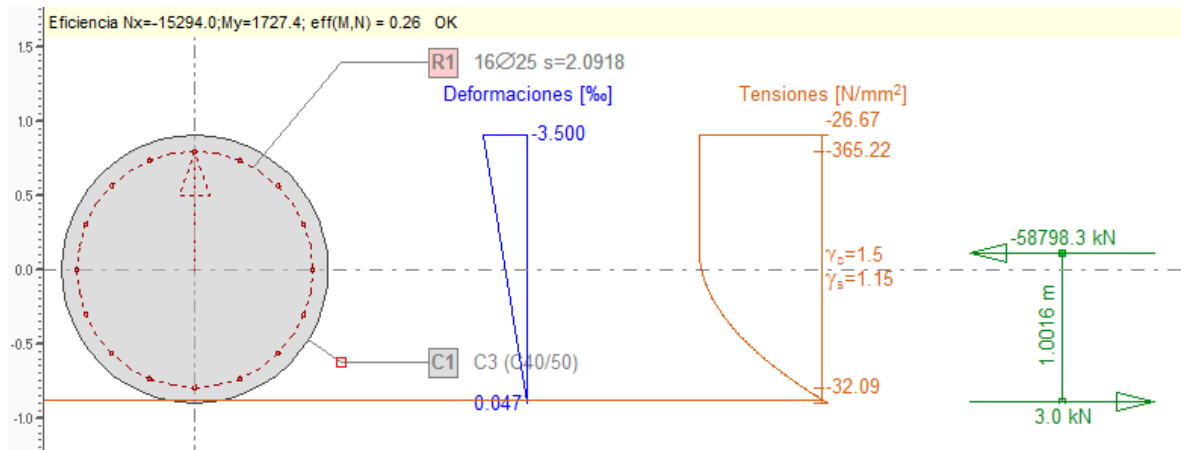
PILA	N	My	As	eff(M,N)	
	[kN]	[kNm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	
VESTÍBULO	I.1	-12084.0	1368.4	45.4	0.31
	II.1	-6603.0	746.6	45.4	0.17
	III.1	-6988.0	790.1	45.4	0.18
	IV.1	-8280.0	934.7	45.4	0.21
	IV.2	-4555.0	512.5	45.4	0.12
	IV.3	-6305.0	711.8	45.4	0.16
	V.1	-10101.0	1140.3	45.4	0.26
	V.2	-6294.0	709.8	45.4	0.16
	V.3	-6950.0	785.1	45.4	0.18
	VI.1	-11586.0	1304.0	45.4	0.3
	VI.2	-8947.0	1009.9	45.4	0.23
	VI.3	-5488.0	620.9	45.4	0.14
	VII.1	-12297.0	1387.9	45.4	0.32

Se adjunta el diagrama de tensiones para el caso más desfavorable:



Para la pila de Ø1.80m se tiene:

	PILA	N	My	As	eff(M,N)
		[kN]	[kNm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]
DINTEL	1B	-10972.0	1501.0	81.6	0.19
VESTÍBULO	1B	-15294.0	1727.4	81.6	0.26



Al ser todas las eficiencias menores que 1.00, se dan por válidos los armados propuestos.

#### 4. CONEXIÓN DE PILA A VESTÍBULO.

## FUNCIONAMIENTO DE LA JUNTA RASANTE. CONFORME A EN 1992.

### OBJETO.

El objeto del presente documento es explicar el funcionamiento (base normativa EN 1992-1-1) de una unión rasante.

El fenómeno de junta rasante se describe, y es base normativa de la mayoría de los códigos de concreto actuales, en el Código Modelo CEB-FIP 1990. Además, como referencia bibliográfica, en el capítulo 40 del libro "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón. Tomo 2. Internac. J. Calavera", se recoge de forma extensa el fenómeno del rasante entre hormigones.

No obstante, y de la mejor forma que se pueda, se va a intentar explicar de forma simplificada los fenómenos que controlan la rotura por esfuerzos de corte.

### CUERPO NORMATIVO.

El diseño de las estaciones se fundamenta en las siguientes normas:

- EN-1990: Bases de Cálculo.
- EN-1991: Acciones en Estructuras.
- EN-1992: Estructuras de Concreto.
- EN-1998: Proyecto de Estructuras Sismorresistentes.

### RASANTE EN LA JUNTA ENTRE HORMIGONES DE DIFERENTES EDADES.

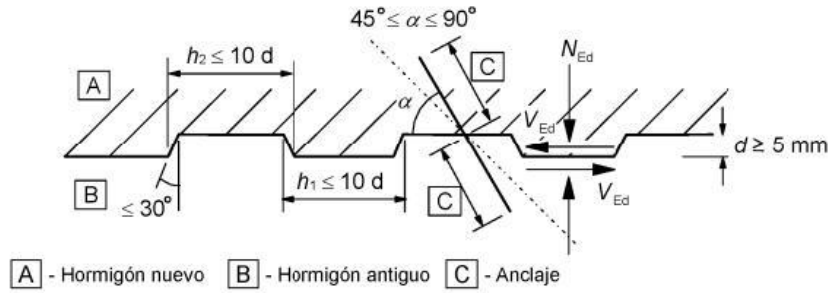
Según se recoge en la ecuación [6.25] del artículo 6.2.5 de la EN 1992-1-1, la resistencia a rasante de cálculo en la junta se obtiene de:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \mu + \cos \alpha) \leq 0,50 \cdot f_{cd}$$

Donde:

- $v_{Rdi}$ : resistencia a rasante de cálculo en la junta.
- $c$  y  $\mu$ : coeficientes que dependen de la irregularidad de la superficie de la junta
- $f_{ctd}$ : resistencia de diseño a tracción del concreto (ver artículo 3.1.6)
- $\sigma_n$ : es la tensión normal a la junta.
- $\mu$ : es el cociente entre el área de acero que atraviesa la junta, y el área de la junta.
- $A_s$ : área de acero que atraviesa la junta
- $A_j$ : área de junta
- $f_{yd}$ : límite elástico de cálculo del acero de la armadura pasiva
- $\rho$ : cociente entre  $A_s/A_j$
- $f_{cd}$ : es la resistencia de cálculo a compresión del concreto.





**Figura 6.9 – Junta de construcción dentada**  
EN 1992-1-1. Artículo 6.2.5

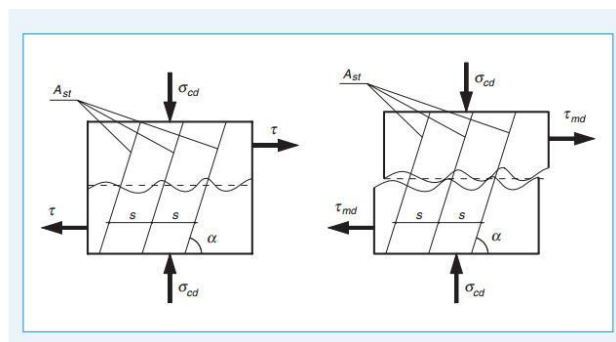
Si se analizan los tres términos:

- $c \cdot f_{ctd}$  → Este término controla, lo que en la bibliografía especializada se denomina el cabalgamiento del hormigón. El mecanismo que controla, es el correspondiente a la resistencia basada en la adherencia o adhesión entre los dos hormigones.
- $\mu \cdot \sigma_n$  → Este término controla el mecanismo de rozamiento debido a fuerzas normales a la junta, si las hubiera.
- $\rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \text{sen} \mu + \text{cos} \alpha)$  → El último término recoge el mecanismo resistente generado por la colaboración de la armadura, que atravesando la superficie de contacto y *anclada correctamente* en las dos partes de la pieza o nudo, es capaz de proporcionar una componente de tracción en la dirección de la tensión tangencial y una componente normal la cual, ante el deslizamiento relativo entre partes, moviliza las fuerzas de rozamiento.

Esto es similar a lo que se recoge en la Norma EHE-08, en la cual también aparecen los 3 mecanismos que se desarrollan en la junta.

$$\tau_{r,u} = \beta \left( 1,30 - 0,30 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} + \left( \frac{A_{st}}{sp} f_{y\alpha,d} (\mu \text{ sen } \alpha + \text{cos } \alpha) + \mu \sigma_{cd} \right) \leq 0,25 f_{cd}$$

**Figura 472.2.**  
Cortante-fricción en una junta entre hormigones con armadura de cosido



EHE 2008. Artículo 47.2

Si comparamos con lo que recoge la RNE.060, vemos que esta norma, elimina los términos uno y dos, y tan sólo mantiene el tercero. Lo cual es una simplificación, muy conservadora, del comportamiento a rasante de la junta entre hormigones.

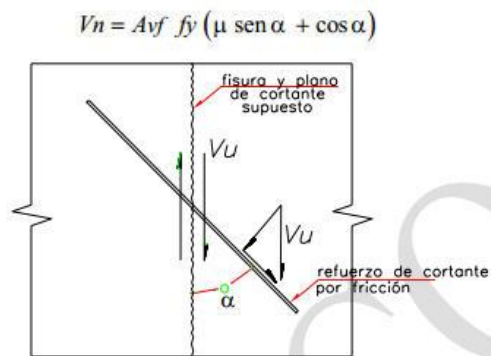


Fig. 11.7.4.2 Refuerzo de corte por fricción inclinado con respecto a la fisura supuesta.  
RNE 060. Artículo 17.4.2.

## CONCLUSIÓN.

Se puede concluir que las actuales normas recogen todos los fenómenos que sobre la junta entre dos hormigones se pueden dar, y dan prescripciones y recomendaciones para que se desarrollen estos mecanismos. Es por tanto, que estamos en el convencimiento que las uniones diseñadas por medio de estos mecanismos, son completamente seguras.

## CONEXIÓN PILAS-VESTÍBULO EN ZONA 1 DE MSA.

La comprobación que rige comportamiento de la unión, es la anteriormente descrita. Por tanto, se va a proceder a las verificaciones oportunas para el cálculo estructural.

La conexión que se va a realizar se hace entre dos elementos de concreto reforzado, de diferentes edades y con armadura pasante. Es por este motivo por el que se usa la comprobación de junta rasante entre hormigones.

Las descargas que se extraen de los modelos de CEDRUS son las siguientes:

Id	Diámetro Pilote	Descarga en Vestíbulo (ELU)
-	ø (m)	VEd (kN)
I.1	1.50	<b>2,279</b>
II.1	1.50	<b>669</b>
III.1	1.50	<b>1,570</b>
IV.1	1.50	<b>2,462</b>
IV.2	1.50	<b>1,018</b>
IV.3	1.50	<b>2,128</b>
V.1	1.50	<b>2,922</b>
V.2	1.50	<b>1,258</b>
V.3	1.50	<b>1,661</b>
<b>VI.1</b>	<b>1.50</b>	<b>3,281</b>
VI.2	1.50	<b>2,799</b>
VI.3	1.50	<b>1,193</b>
VII.1	1.50	<b>3,616</b>
1B	1.80	<b>4,322</b>

Se va a proceder a justificar cual sería el armado mínimo a disponer para la pila VI.1 con una descarga de  $VEd=3,281\text{kN}$ .

## CONEXIÓN VESTÍBULO-PILAS PILOTE

### REVISIÓN MECANISMO RESISTENTE ANILLO PILA

VI.1		
Resistencia Concreto Pilote	fck	40 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente Seguridad Concreto Persistente	γ <sub>c</sub>	1.5
Coefficiente Seguridad Concreto Accidental	γ <sub>c</sub>	1.2
Coefficiente Seguridad Concreto Fuego	γ <sub>c</sub>	1
Diámetro Exterior Pilote (inc. Camisa)	D <sub>ext</sub>	1500 mm
Espesor Camisa Pilote	e <sub>c</sub>	0 mm
Diámetro Interior Pilote	D <sub>int</sub>	1500 mm
Área Pilote Efectivo Concreto	A <sub>int</sub>	1.77 m <sup>2</sup>
Recubrimiento Refuerzos	r	75 mm
Diámetro del Cerco	øcerco	16 mm
Diámetro Pilote sin Recubrimiento	D <sub>sr</sub>	1318 mm
Área Corona Apoyo Vestíbulo	A <sub>cor</sub>	0.403 m <sup>2</sup>
<b>Reacción Máxima Apoyo Directo</b>	<b>VRd,c</b>	<b>0 KN</b>

### VERIFICACIÓN EN ELU

<b>Reacción Máxima ELU</b>	<b>VEd</b>	<b>3,281 KN</b>
<b>Componente Residual a Rasante (VEd-VRd,c)</b>	<b>Vdr</b>	<b>3,281 KN</b>

VRd,c=0 en el caso en el que no exista camisa que genere el apoyo directo

<b>Rasante Resistente por Adherencia del Concreto</b>	<b>Vcu</b>	<b>950 KN</b>
Espesor Losa	H	600 mm
Recubrimiento Armaduras Losa	r.losa	150 mm
Perímetro Junta Rasante	p	4140.62 mm
Área junta Rasante	Ai	1.68 m <sup>2</sup>
Coefficiente Junta. Ver 6.2.5 EN 1992	c	<b>0.4 J.Rugosa</b>
Resistencia Hormigón Tracción	fct,d	1.42 N/mm <sup>2</sup>
Ver Tabla 3.1 EN1992	fctk	2.50 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente Envejecimiento hormigón	α <sub>c</sub>	0.85
Si el 80% de la descarga (o más) es permanente, se debería tomar 0.85. En caso contrario se tomará 1.00		
Coefficiente Seguridad Concreto Persistente	γ <sub>c</sub>	1.5

<b>Rasante Resistente Refuerzo Pasante</b>	<b>Vsu</b>	<b>2,331 KN</b>
Coefficiente Junta. Ver 6.2.5 EN 1992	μ	<b>0.7 J.Rugosa</b>
Resistencia Acero Tracción Diseño	f <sub>yd</sub>	381.82 N/mm <sup>2</sup>
Resistencia Acero Tracción Característica	f <sub>yk</sub>	420 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente Seguridad Concreto Persistente	γ <sub>c</sub>	1.1 -
Número de Planos Totales para: 4-As(1006mm <sup>2</sup> ), al 100% Ancladas	n,p	2.167 uds
Número de Brazos en una Capa y/o fila	<b>NBd</b>	<b>4 uds</b>
Area de la Varilla Anclada en una fila	A <sub>v</sub>	1006 mm <sup>2</sup>
Eficiencia de Anclajes. Brazos Pares (ELU)	Ef.1	1.00 -
Número de Brazos con Eficiencia 1	nb,Ef1	4 uds
Eficiencia de Anclajes. Brazos Impares (ELU)	Ef.2	1.00 -
Número de Brazos con Eficiencia 2	nb,Ef2	0 uds
Número de Planos Totales Dispuestos	<b>NPTd</b>	<b>2 uds</b>
<b>Rasante Acero Último</b>	<b>Vsu<sub>d</sub></b>	<b>2,366</b>

<b>Resistencia Conjunta en ELU</b>	<b>VRd,c+Vsu+Vcu</b>	<b>3,316 KN</b>
------------------------------------	----------------------	-----------------

Como se puede comprobar, si se disponen 4 brazos de varillas de calibre #11, **las cuales deben estar al 100% ancladas**, sería necesario disponer de al menos 2 planos de 4 brazos para recoger la descarga de VEd=3,316kN.

Ahora se debe analizar cuál es la eficiencia real de las varillas, cuando están ancladas en la pila por medio de resinas tipo **Hilti HIT-RE 500SD (o similar)**.

Tal y como se ha expuesto el diámetro de la pila es de 1.50m. La junta se desarrollará en el contacto entre la losa de vestíbulo y las armaduras longitudinales de la pila. Esto hace que el diámetro efectivo de la junta es de:

- Diámetro Efectivo = 1500mm – 2·(75mm"recubrimiento" + 16mm"Cerco")=1318mm

En base al Manual de HILTI Anchor Fastening Technology Manual 09/2014 se obtiene la siguiente información:

VALORES RECOMENDADOS POR HILTI SEGÚN EL CALIBRE DE LA VARILLA.			
Varilla (mm)	Separación Mínima entre anclajes. S1 (mm)	Longitud Típica de Anclaje (mm)	Diámetro del Taladro (mm)
25	125	210	32
<b>36</b>	<b>180</b>	<b>330</b>	<b>45</b>

Hay que tener en consideración que la distancia entre varillas, hace que por efecto grupo pierda eficiencia. Es decir, cuanto más cerca están los anclajes, menos efectivos son. La condición de proximidad, se daría tanto en vertical como en profundidad al acercarse al núcleo de las pilas. Se puede demostrar que el número máximo de varillas en un mismo plano, que verifiquen la separación mínima de anclajes es la siguiente:

Varilla (mm)	Longitud Taladro (mm)	Diámetro del Núcleo (mm)	Nº Varillas Coplanarias
25	210	898	Aprox 23
36	330	658	Aprox 12

-El valor del Diámetro del Núcleo se obtiene como:  $D_{efectivo} - 2 \cdot \text{Longitud Típica de Anclaje}$

-El nº máximo de Varillas coplanarias se obtiene como :  $N^{\circ} \text{ Varillas} = \frac{\pi() \cdot D_{nucleo}}{S1}$

Como se ha dicho con anterioridad, la condición de separación mínima, también se debe satisfacer en vertical. Se puede demostrar que el número máximo de planos sobre una losa de 60cm es de:

Varilla. $\phi$ (mm)	Distancia Vertical entre Taladros. D1 (mm)	Nº de Planos
25	132	4
36	190	3

- Canto Efectivo  $\rightarrow 600\text{mm} - 2 \cdot 85\text{mm} = 430\text{mm}$
- $D1 = S1 \text{ (mm)} + (d0 - \phi)$

Como resultado se obtiene:

- Para varillas del calibre 36mm, en el que la separación de las barras, en el núcleo interno es de 180mm tanto en vertical como en horizontal y que además poseen un taladro de 330mm de longitud, su eficiencia es del 50% (Ver Apéndice 1, Eficiencia Tipo D).

De todo lo expuesto, se deduce que el número de anclajes total a disponer en la conexión de la pila debe ser mayor que es estricto aplicando la formulación de la EN 1992, debido al concepto de eficiencia de los varillas resinadas.

En el Apéndice 1 se establecen las diferentes eficiencias de las varillas en función de la longitud del taladro realmente dispuesto, así como la separación mínima de las varillas, ya sea radial o vertical.

En la siguiente tabla se recoge la Eficiencia para varillas de #11, con diferentes longitudes de taladro y separaciones:

*Tabla de Eficiencias en función de: Longitud de Taladro y Separación entre puntas de las varillas.*

Eficiencia	Taladro (mm)	Separación (mm)
78%	530	180
64%	425	180
50%	330	180

En los Apéndices 2 y 3 se recogen las comprobaciones para todas las conexiones de pilotes, tanto para 1500mm como para el pilote 1B de 1800mm. A modo resumen, se recoge a continuación una tabla en la que se especifica el valor de diseño, el resistente y el factor de seguridad sobre cargas mayoradas.

Pila	Esfuerzo Solicitante VEd (kN)	Esfuerzo Resistente. VRd (kN)	Factor Seguridad	Tipo Conexión
I.1	2,279	3,719	1.63	4 Brazos de 3 Planos con #11
II.1	669	2,796	4.18	4 Brazos de 2 Planos con #11
III.1	1,570	2,796	1.78	4 Brazos de 2 Planos con #11
IV.1	2,462	5,493	2.23	8 Brazos de 3 Planos con #11
IV.2	1,018	2,796	2.75	4 Brazos de 2 Planos con #11
IV.3	2,128	3,719	1.75	4 Brazos de 3 Planos con #11
V.1	2,922	5,493	1.88	8 Brazos de 3 Planos con #11
V.2	1,258	3,719	2.96	4 Brazos de 3 Planos con #11
V.3	1,661	3,719	2.24	4 Brazos de 3 Planos con #11
VI.1	3,281	5,493	1.67	8 Brazos de 3 Planos con #11
VI.2	2,799	3,719	1.33	4 Brazos de 3 Planos con #11
VI.3	1,193	2,796	2.34	4 Brazos de 2 Planos con #11
VII.1	3,616	5,493	1.52	8 Brazos de 3 Planos con #11
1B	4,322	5,246	1.21	8 Brazos de 3 Planos con #11

## APÉNDICE 1: VERIFICACIÓN DE EFICIENCIAS

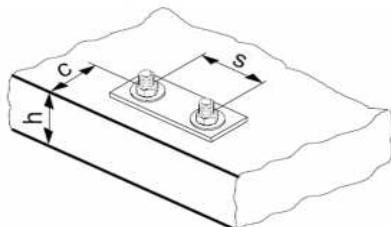
### EFICIENCIA TIPO A Y B

---

## Manual HILTI. Anchor Fastening Technology Manual 09/2014

**Resina: HIT-RE 500 mortar with rebar (as anchor)**

Tamaño del Anclaje	∅	36 mm
Diámetro Nominal del Taladro	d <sub>o</sub>	45 mm
Longitudes Efectivas de Empotramiento	h.eff,min	144 mm
	h.eff,max	720 mm
Mínimo Espesor del Elemento	h	620 mm



Mínimo Espaciamento entre Anclajes	S,min	180 mm	
Mínima Distancia al Borde	C,min	180 mm	
Distancia a Borde	C	10000 mm	ok
Separación entre Anclajes	S	180 mm	ok
Altura del Elemento	h	750 mm	ok
Empotramiento Efectivo Colocado	h.ef	530 mm	ok

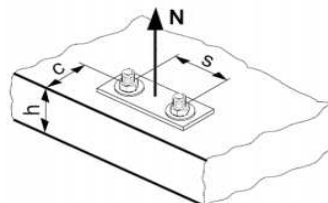
### Tension loading

The design tensile resistance is the lower value of

- Steel resistance:  $N_{Rd,s}$
- Combined pull-out and concrete cone resistance:  

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \cdot f_{B,p} \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{h,p} \cdot f_{re,N}$$
- Concrete cone resistance:  $N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{h,N} \cdot f_{re,N}$
- Concrete splitting resistance (only non-cracked concrete):  

$$N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,sp} \cdot f_{2,sp} \cdot f_{3,sp} \cdot f_{h,N} \cdot f_{re,N}$$



<i>DESIGN STEEL RESISTANCE N.Rd,s</i>	<b>334.1 kN</b>
<i>DESIGN PULL-OUT RESISTANCE N.Rd,p</i>	384.2 kN
<i>DESIGN PULL-OUT RESISTANCE AND CONCRETE CONE RESITANCE N.Rd,p</i>	<b>260.3 kN</b>
<i>DESIGN CONCRETE CONE RESISTANCE N.Rd,c</i>	323.3 kN
<i>DESIGN SPLITTING RESISTANCE N.Rd,sp</i>	314.5 kN

**N.Rd.result**                    **260.3 kN**  
**Eficiencia**                                **78%**

### DESIGN STEEL RESISTANCE N.Rd,s

Resistencia a Tracción del Acero                    N.Rd,s:                    334.1 kN  
 (Conforme a EOTA TR029. Art.3.2.2.2 y 5.2.2.2)                    Se determina en Función EOTA. Fyk=420MPa

#### Design steel resistance N<sub>Rd,s</sub>

Anchor size	Data according ETA-04/0027, issue 2013-06-26										Additional Hilti tech. data	
	∅8	∅10	∅12	∅14	∅16	∅20	∅25	∅28	∅32	∅36	∅40	
N <sub>Rd,s</sub> BSt 500 S                    [kN]	20,0	30,7	44,3	60,7	79,3	123,6	192,9	242,1	315,7	400	494	



## DESIGN PULL-OUT RESISTANCE N.Rd,p

Resistencia de Diseño al Arrancamiento	N.Rd,p	384.2 kN
Resistencia al Arrancamiento Básica	N.o,Rd,p	271.7 kN
<i>(Resistencia para un anclaje sobre matriz C 20/25 y una Longitud de Empotramiento de h.ef,typ)</i>		
	hef,typ	330 mm

### Design combined pull-out and concrete cone resistance <sup>a)</sup>

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \cdot f_{B,p} \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{h,p} \cdot f_{re,N}$$

				Data according ETA-04/0027, issue 2013-06-26								Additional Hilti tech. data		
Anchor size				Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40
Typical embedment depth h <sub>ef,typ</sub> [mm]				80	90	110	125	125	170	210	270	300	330	360
Hammer drilling + Hollow drill bit	N <sup>0</sup> <sub>Rd,p</sub>	Temp. range I	[kN]	14,4	20,2	29,6	36,7	41,9	71,2	102,1	147,0	186,7	192,8	216,1
	N <sup>0</sup> <sub>Rd,p</sub>	Temp. range II	[kN]	11,5	16,2	23,7	31,4	32,9	56,0	86,4	113,1	143,6	154,2	172,9
	N <sup>0</sup> <sub>Rd,p</sub>	Temp. range III	[kN]	6,7	9,4	13,8	18,3	20,9	33,1	51,1	67,9	86,2	92,5	103,7

Mejora en Función de f <sub>ck,cube</sub>	f <sub>B</sub>	1.41 C 20/25
Resistencia Cúbica del concreto	f <sub>ck,cube</sub>	50 N/mm <sup>2</sup>

### Influence of concrete strength on concrete cone resistance

Concrete strength designation (ENV 206)	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
f <sub>B</sub> = (f <sub>ck,cube</sub> /25N/mm <sup>2</sup> ) <sup>1/2</sup> <sup>a)</sup>	1	1,1	1,22	1,34	1,41	1,48	1,55

a) f<sub>ck,cube</sub> = concrete compressive strength, measured on cubes with 150 mm side length

## DESIGN PULL-OUT RESISTANCE AND CONCRETE CONE RESITANCE N.Rd,p

Resistencia de diseño por Arranc. Y Cono	N.Rd,p	260.3 kN
	N.o,Rd,p	271.7 kN
<i>(Resistencia para un anclaje sobre matriz C 20/25 y una Longitud de Empotramiento de h.ef,typ)</i>		
Mejora en función del f <sub>ck,cube</sub>	f <sub>B,p</sub>	1.07 -

### Influencing factors

#### Influence of concrete strength on combined pull-out and concrete cone resistance

Concrete strength designation (ENV 206)	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
f <sub>B,p</sub> = (f <sub>ck,cube</sub> /25N/mm <sup>2</sup> ) <sup>0,1</sup> <sup>a)</sup>	1	1,02	1,04	1,06	1,07	1,08	1,09

a) f<sub>ck,cube</sub> = concrete compressive strength, measured on cubes with 150 mm side length

Influencia Distancia al Borde	f <sub>1,N</sub>	1 -
	C/C <sub>cr,N</sub>	12.58 -
	C	10000 mm
	C <sub>min</sub>	180 mm
Distancia Crítica al Borde	C <sub>cr,N</sub>	795 mm
	h.ef	530 mm
Influencia Distancia al Borde	f <sub>2,N</sub>	1.00 -

### Influence of edge distance <sup>a)</sup>

c/c <sub>cr,N</sub>	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
c/c <sub>cr,sp</sub>										
f <sub>1,N</sub> = 0,7 + 0,3·C/C <sub>cr,N</sub>	0,73	0,76	0,79	0,82	0,85	0,88	0,91	0,94	0,97	1
f <sub>1,sp</sub> = 0,7 + 0,3·C/C <sub>cr,sp</sub>										
f <sub>2,N</sub> = 0,5·(1 + C/C <sub>cr,N</sub> )	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1
f <sub>2,sp</sub> = 0,5·(1 + C/C <sub>cr,sp</sub> )										

a) The the edge distance shall not be smaller than the minimum edge distance c<sub>min</sub> given in the table with the setting details. These influencing factors must be considered for every edge distance smaller than the critical edge distance.

Influencia de la Separación de Anclajes	$f_{3,N}$	0.56 -
	S	180 mm
	S.min	180 mm
Separación Crítica	S.cr,N	1590 mm
	C.cr,N	795 mm

#### Influence of anchor spacing <sup>a)</sup>

$s/s_{cr,N}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$s/s_{cr,sp}$										
$f_{3,N} = 0,5 \cdot (1 + s/s_{cr,N})$	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1
$f_{3,sp} = 0,5 \cdot (1 + s/s_{cr,sp})$										

a) The anchor spacing shall not be smaller than the minimum anchor spacing  $s_{min}$  given in the table with the setting details. This influencing factor must be considered for every anchor spacing.

#### Setting details

		Data according ETA-04/0027, issue 2013-06-26										Additional Hilti tech. data		
Anchor size		Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40		
Nominal diameter of drill bit	$d_0$ [mm]	12	14	16	18	20	25	32	35	40	45	55		
Effective anchorage and drill hole depth range <sup>a)</sup>	$h_{ef,min}$ [mm]	60	60	70	75	80	90	100	112	128	144	160		
	$h_{ef,max}$ [mm]	160	200	240	280	320	400	500	560	640	720	800		
Minimum base material thickness	$h_{min}$ [mm]	$h_{ef} + 30$ mm $\geq 100$ mm		$h_{ef} + 2 d_0$										
Minimum spacing	$s_{min}$ [mm]	40	50	60	70	80	100	125	140	160	180	200		
Minimum edge distance	$c_{min}$ [mm]	40	50	60	70	80	100	125	140	160	180	200		
Critical spacing for splitting failure	$s_{cr,sp}$	$2 C_{cr,sp}$												
Critical edge distance for splitting failure <sup>b)</sup>	$C_{cr,sp}$ [mm]	$1,0 \cdot h_{ef}$ for $h / h_{ef} \geq 2,0$												
		$4,6 h_{ef} - 1,8 h$ for $2,0 > h / h_{ef} > 1,3$												
		$2,26 h_{ef}$ for $h / h_{ef} \leq 1,3$												
Critical spacing for concrete cone failure	$s_{cr,N}$	$2 C_{cr,N}$												
Critical edge distance for concrete cone failure <sup>c)</sup>	$C_{cr,N}$	$1,5 h_{ef}$												

Influencia de la Long. De Empotramiento	$f_{h,p}$	1.61 -
	$h_{ef}$	530 mm
	$h_{ef,typ}$	330 mm

#### Influence of embedment depth on combined pull-out and concrete cone resistance

$$f_{h,p} = h_{ef}/h_{ef,typ}$$

Influencia de la Densidad de Refuerzo	$f_{re,N}$	1 -
	$h_{ef}$	530 mm
Presencia de Refuerzo	¿?	si

#### Influence of reinforcement

$h_{ef}$ [mm]	40	50	60	70	80	90	$\geq 100$
$f_{re,N} = 0,5 + h_{ef}/200 \text{ mm} \leq 1$	0,7 <sup>a)</sup>	0,75 <sup>a)</sup>	0,8 <sup>a)</sup>	0,85 <sup>a)</sup>	0,9 <sup>a)</sup>	0,95 <sup>a)</sup>	1

a) This factor applies only for dense reinforcement. If in the area of anchorage there is reinforcement with a spacing  $\geq 150$  mm (any diameter) or with a diameter  $\leq 10$  mm and a spacing  $\geq 100$  mm, then a factor  $f_{re} = 1$  may be applied.

## DESIGN CONCRETE CONE RESISTANCE N.Rd,c

Resistencia de Diseño de Cono	N.Rd,c	323.3 kN
Resistencia Nominal del Cono	N.o_Rd,c	201.8 kN
<i>(Resistencia al Cono para un anclaje sobre matriz C 20/25 y una Longitud de Empotramiento de h.ef,typ)</i>		

f.B	1.41 -
f1,N	1 -
f2,N	1 -
f3,N	0.56 -
fh,N	2.04 -

### Influence of embedment depth on concrete cone resistance

$$f_{h,N} = (h_{ef}/h_{ef,typ})^{1.5}$$

Factor de Influencia referida al Empotramiento	fre,N	1 -
--	-------	-----

## DESIGN SPLITTING RESISTANCE N.Rd,sp

Resistencia de Diseño al Splitting	N.Rd,sp	314.5 kN
	N.o_Rd,c	201.8 kN
	f.B	1.41
	f.1,sp	1.000
	C/C.cr,sp	9.191 -
	C	10000 mm
	C.min	180 mm
	C.cr,sp	1088 mm
	h.ef	530 mm
	h	750 mm
	h/h.ef	1.42
	h.min	620 mm
	do	45 mm
	f.2,sp	1.000 -
	f.3,sp	0.541 -
	S/S.cr,sp	0.083 -
	S	180 mm
	S.min	180 mm
	S.cr,sp	2176 mm
	f.h,N	2.04 -
	f.re,N	1 -

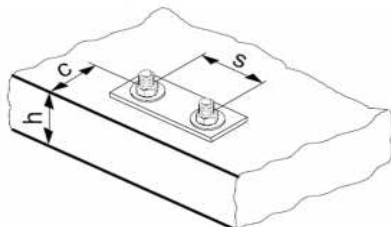
## EFICIENCIA TIPO C

---

## Manual HILTI. Anchor Fastening Technology Manual 09/2014

**Resina: HIT-RE 500 mortar with rebar (as anchor)**

Tamaño del Anclaje	$\varnothing$	36 mm
Diámetro Nominal del Taladro	$d_o$	45 mm
Longitudes Efectivas de Empotramiento	$h_{eff,min}$	144 mm
	$h_{eff,max}$	720 mm
Mínimo Espesor del Elemento	$h$	515 mm



Mínimo Espaciamento entre Anclajes	$S_{min}$	180 mm	
Mínima Distancia al Borde	$C_{min}$	180 mm	
Distancia a Borde	$C$	10000 mm	ok
Separación entre Anclajes	$S$	180 mm	ok
Altura del Elemento	$h$	750 mm	ok
Empotramiento Efectivo Colocado	$h_{ef}$	425 mm	ok

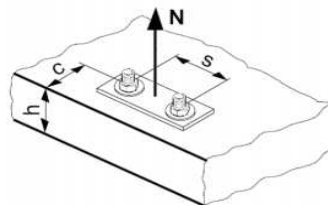
### Tension loading

The design tensile resistance is the lower value of

- Steel resistance:  $N_{Rd,s}$
- Combined pull-out and concrete cone resistance:  

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \cdot f_{B,p} \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{h,p} \cdot f_{re,N}$$
- Concrete cone resistance:  $N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{h,N} \cdot f_{re,N}$
- Concrete splitting resistance (only non-cracked concrete):  

$$N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,sp} \cdot f_{2,sp} \cdot f_{3,sp} \cdot f_{h,N} \cdot f_{re,N}$$



<i>DESIGN STEEL RESISTANCE <math>N_{Rd,s}</math></i>	<b>334.1 kN</b>
<i>DESIGN PULL-OUT RESISTANCE <math>N_{Rd,p}</math></i>	384.2 kN
<i>DESIGN PULL-OUT RESISTANCE AND CONCRETE CONE RESISTANCE <math>N_{Rd,p}</math></i>	<b>214.0 kN</b>
<i>DESIGN CONCRETE CONE RESISTANCE <math>N_{Rd,c}</math></i>	238.0 kN
<i>DESIGN SPLITTING RESISTANCE <math>N_{Rd,sp}</math></i>	239.6 kN

<b><math>N_{Rd,result}</math></b>	<b>214.0 kN</b>
<b>Eficiencia</b>	<b>64%</b>

### DESIGN STEEL RESISTANCE $N_{Rd,s}$

Resistencia a Tracción del Acero	$N_{Rd,s}$ :	334.1 kN
(Conforme a EOTA TR029. Art.3.2.2.2 y 5.2.2.2)		Se determina en Función EOTA. $F_{yk}=420MPa$

#### Design steel resistance $N_{Rd,s}$

		Data according ETA-04/0027, issue 2013-06-26									Additional Hilti tech. data	
Anchor size		Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40
$N_{Rd,s}$	BSt 500 S [kN]	20,0	30,7	44,3	60,7	79,3	123,6	192,9	242,1	315,7	400	494

## DESIGN PULL-OUT RESISTANCE N.Rd,p

Resistencia de Diseño al Arrancamiento	N.Rd,p	384.2 kN
Resistencia al Arrancamiento Básica	N.o,Rd,p	271.7 kN
(Resistencia para un anclaje sobre matriz C 20/25 y una Longitud de Empotramiento de h.ef,typ)		
	hef,typ	330 mm

### Design combined pull-out and concrete cone resistance <sup>a)</sup>

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \cdot f_{B,p} \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{h,p} \cdot f_{re,N}$$

				Data according ETA-04/0027, issue 2013-06-26								Additional Hilti tech. data		
Anchor size				Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40
Typical embedment depth h <sub>ef,typ</sub> [mm]				80	90	110	125	125	170	210	270	300	330	360
Hammer drilling + Hollow drill bit	N <sup>0</sup> <sub>Rd,p</sub>	Temp. range I	[kN]	14,4	20,2	29,6	36,7	41,9	71,2	102,1	147,0	186,7	192,8	216,1
	N <sup>0</sup> <sub>Rd,p</sub>	Temp. range II	[kN]	11,5	16,2	23,7	31,4	32,9	56,0	86,4	113,1	143,6	154,2	172,9
	N <sup>0</sup> <sub>Rd,p</sub>	Temp. range III	[kN]	6,7	9,4	13,8	18,3	20,9	33,1	51,1	67,9	86,2	92,5	103,7

Mejora en Función de f <sub>ck,cube</sub>	f <sub>B</sub>	1.41 C 20/25
Resistencia Cúbica del concreto	f <sub>ck,cube</sub>	50 N/mm <sup>2</sup>

### Influence of concrete strength on concrete cone resistance

Concrete strength designation (ENV 206)	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
f <sub>B</sub> = (f <sub>ck,cube</sub> /25N/mm <sup>2</sup> ) <sup>1/2</sup> <sup>a)</sup>	1	1,1	1,22	1,34	1,41	1,48	1,55

a) f<sub>ck,cube</sub> = concrete compressive strength, measured on cubes with 150 mm side length

## DESIGN PULL-OUT RESISTANCE AND CONCRETE CONE RESISTANCE N.Rd,p

Resistencia de diseño por Arranc. Y Cono	N.Rd,p	214.0 kN
	N.o,Rd,p	271.7 kN
(Resistencia para un anclaje sobre matriz C 20/25 y una Longitud de Empotramiento de h.ef,typ)		
Mejora en función del f <sub>ck,cube</sub>	f <sub>B,p</sub>	1.07 -

### Influencing factors

#### Influence of concrete strength on combined pull-out and concrete cone resistance

Concrete strength designation (ENV 206)	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
f <sub>B,p</sub> = (f <sub>ck,cube</sub> /25N/mm <sup>2</sup> ) <sup>0,1</sup> <sup>a)</sup>	1	1,02	1,04	1,06	1,07	1,08	1,09

a) f<sub>ck,cube</sub> = concrete compressive strength, measured on cubes with 150 mm side length

Influencia Distancia al Borde	f <sub>1,N</sub>	1 -
	C/C <sub>cr,N</sub>	15.69 -
	C	10000 mm
	C <sub>min</sub>	180 mm
Distancia Crítica al Borde	C <sub>cr,N</sub>	637.5 mm
	h.ef	425 mm
Influencia Distancia al Borde	f <sub>2,N</sub>	1.00 -

### Influence of edge distance <sup>a)</sup>

c/c <sub>cr,N</sub>	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
c/c <sub>cr,sp</sub>										
f <sub>1,N</sub> = 0,7 + 0,3·C/C <sub>cr,N</sub>	0,73	0,76	0,79	0,82	0,85	0,88	0,91	0,94	0,97	1
f <sub>1,sp</sub> = 0,7 + 0,3·C/C <sub>cr,sp</sub>										
f <sub>2,N</sub> = 0,5·(1 + C/C <sub>cr,N</sub> )	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1
f <sub>2,sp</sub> = 0,5·(1 + C/C <sub>cr,sp</sub> )										

a) The the edge distance shall not be smaller than the minimum edge distance c<sub>min</sub> given in the table with the setting details. These influencing factors must be considered for every edge distance smaller than the critical edge distance.

Influencia de la Separación de Anclajes	$f_{3,N}$	0.57 -
	S	180 mm
	S.min	180 mm
Separación Crítica	S.cr,N	1275 mm
	C.cr,N	637.5 mm

**Influence of anchor spacing <sup>a)</sup>**

$s/s_{cr,N}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$s/s_{cr,sp}$										
$f_{3,N} = 0,5 \cdot (1 + s/s_{cr,N})$	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1
$f_{3,sp} = 0,5 \cdot (1 + s/s_{cr,sp})$										

a) The anchor spacing shall not be smaller than the minimum anchor spacing  $s_{min}$  given in the table with the setting details. This influencing factor must be considered for every anchor spacing.

**Setting details**

		Data according ETA-04/0027, issue 2013-06-26										Additional Hilti tech. data
Anchor size		Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40
Nominal diameter of drill bit	$d_0$ [mm]	12	14	16	18	20	25	32	35	40	45	55
Effective anchorage and drill hole depth range <sup>a)</sup>	$h_{ef,min}$ [mm]	60	60	70	75	80	90	100	112	128	144	160
	$h_{ef,max}$ [mm]	160	200	240	280	320	400	500	560	640	720	800
Minimum base material thickness	$h_{min}$ [mm]	$h_{ef} + 30$ mm $\geq 100$ mm		$h_{ef} + 2 d_0$								
Minimum spacing	$s_{min}$ [mm]	40	50	60	70	80	100	125	140	160	180	200
Minimum edge distance	$c_{min}$ [mm]	40	50	60	70	80	100	125	140	160	180	200
Critical spacing for splitting failure	$s_{cr,sp}$	$2 C_{cr,sp}$										
Critical edge distance for splitting failure <sup>b)</sup>	$C_{cr,sp}$ [mm]	$1,0 \cdot h_{ef}$ for $h / h_{ef} \geq 2,0$										
		$4,6 h_{ef} - 1,8 h$ for $2,0 > h / h_{ef} > 1,3$										
		$2,26 h_{ef}$ for $h / h_{ef} \leq 1,3$										
Critical spacing for concrete cone failure	$s_{cr,N}$	$2 C_{cr,N}$										
Critical edge distance for concrete cone failure <sup>c)</sup>	$C_{cr,N}$	$1,5 h_{ef}$										

Influencia de la Long. De Empotramiento	$f_{h,p}$	1.29 -
	$h_{ef}$	425 mm
	$h_{ef,typ}$	330 mm

**Influence of embedment depth on combined pull-out and concrete cone resistance**

$f_{h,p} = h_{ef}/h_{ef,typ}$
-------------------------------

Influencia de la Densidad de Refuerzo	$f_{re,N}$	1 -
	$h_{ef}$	425 mm
Presencia de Refuerzo	¿?	si

**Influence of reinforcement**

$h_{ef}$ [mm]	40	50	60	70	80	90	$\geq 100$
$f_{re,N} = 0,5 + h_{ef}/200 \text{ mm} \leq 1$	0,7 <sup>a)</sup>	0,75 <sup>a)</sup>	0,8 <sup>a)</sup>	0,85 <sup>a)</sup>	0,9 <sup>a)</sup>	0,95 <sup>a)</sup>	1

a) This factor applies only for dense reinforcement. If in the area of anchorage there is reinforcement with a spacing  $\geq 150$  mm (any diameter) or with a diameter  $\leq 10$  mm and a spacing  $\geq 100$  mm, then a factor  $f_{re} = 1$  may be applied.

## DESIGN CONCRETE CONE RESISTANCE N.Rd,c

---

Resistencia de Diseño de Cono	N.Rd,c	238.0 kN
Resistencia Nominal del Cono	N.o_Rd,c	201.8 kN

(Resistencia al Cono para un anclaje sobre matriz C 20/25 y una Longitud de Empotramiento de h.ef,typ)

f.B	1.41 -
f1,N	1 -
f2,N	1 -
f3,N	0.57 -
fh,N	1.46 -

### Influence of embedment depth on concrete cone resistance

$$f_{h,N} = (h_{ef}/h_{ef,typ})^{1.5}$$

Factor de Influencia referida al Empotramiento	fre,N	1 -
--	-------	-----

## DESIGN SPLITTING RESISTANCE N.Rd,sp

---

Resistencia de Diseño al Splitting	N.Rd,sp	239.6 kN
	N.o_Rd,c	201.8 kN
	f.B	1.41
	f.1,sp	1.000
	C/C.cr,sp	16.529 -
	C	10000 mm
	C.min	180 mm
	C.cr,sp	605 mm
	h.ef	425 mm
	h	750 mm
	h/h.ef	1.76
	h.min	515 mm
	do	45 mm
	f.2,sp	1.000 -
	f.3,sp	0.574 -
	S/S.cr,sp	0.149 -
	S	180 mm
	S.min	180 mm
	S.cr,sp	1210 mm
	f.h,N	1.46 -
	f.re,N	1 -



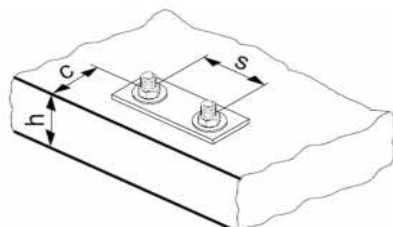
## EFICIENCIA TIPO D

---

## Manual HILTI. Anchor Fastening Technology Manual 09/2014

**Resina: HIT-RE 500 mortar with rebar (as anchor)**

Tamaño del Anclaje	∅	36	mm
Diámetro Nominal del Taladro	d <sub>o</sub>	45	mm
Longitudes Efectivas de Empotramiento	h.eff,min	144	mm
	h.eff,max	720	mm
Mínimo Espesor del Elemento	h	420	mm



Mínimo Espaciamento entre Anclajes	S,min	180	mm
Mínima Distancia al Borde	C,min	180	mm
Distancia a Borde	C	10000	mm
Separación entre Anclajes	S	180	mm
Altura del Elemento	h	600	mm
Empotramiento Efectivo Colocado	h.ef	330	mm

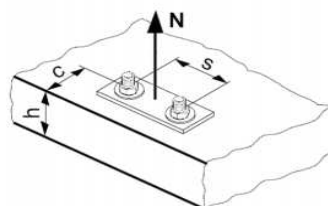
### Tension loading

The design tensile resistance is the lower value of

- Steel resistance:  $N_{Rd,s}$
- Combined pull-out and concrete cone resistance:  

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \cdot f_{B,p} \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{h,p} \cdot f_{re,N}$$
- Concrete cone resistance:  $N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{h,N} \cdot f_{re,N}$
- Concrete splitting resistance (only non-cracked concrete):  

$$N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 \cdot f_B \cdot f_{1,sp} \cdot f_{2,sp} \cdot f_{3,sp} \cdot f_{h,N} \cdot f_{re,N}$$



<i>DESIGN STEEL RESISTANCE N.Rd,s</i>	<b>334.1 kN</b>
<i>DESIGN PULL-OUT RESISTANCE N.Rd,p</i>	384.2 kN
<i>DESIGN PULL-OUT RESISTANCE AND CONCRETE CONE RESITANCE N.Rd,p</i>	<b>172.1 kN</b>
<i>DESIGN CONCRETE CONE RESISTANCE N.Rd,c</i>	<b>168.6 kN</b>
<i>DESIGN SPLITTING RESISTANCE N.Rd,sp</i>	172.0 kN

**N.Rd.result 168.6 kN**  
**Eficiencia 50%**

### DESIGN STEEL RESISTANCE N.Rd,s

Resistencia a Tracción del Acero N.Rd,s: 334.1 kN  
 (Conforme a EOTA TR029. Art.3.2.2.2 y 5.2.2.2) Se determina en Función EOTA. Fyk=420MPa

#### Design steel resistance N<sub>Rd,s</sub>

Anchor size	Data according ETA-04/0027, issue 2013-06-26										Additional Hilti tech. data	
	∅8	∅10	∅12	∅14	∅16	∅20	∅25	∅28	∅32	∅36	∅40	
N <sub>Rd,s</sub> BSt 500 S [kN]	20,0	30,7	44,3	60,7	79,3	123,6	192,9	242,1	315,7	400	494	

## DESIGN PULL-OUT RESISTANCE N.Rd,p

Resistencia de Diseño al Arrancamiento	N.Rd,p	384.2 kN
Resistencia al Arrancamiento Básica	N.o,Rd,p	271.7 kN
(Resistencia para un anclaje sobre matriz C 20/25 y una Longitud de Empotramiento de h.ef,typ)		
	hef,typ	330 mm

### Design combined pull-out and concrete cone resistance <sup>a)</sup>

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \cdot f_{B,p} \cdot f_{1,N} \cdot f_{2,N} \cdot f_{3,N} \cdot f_{h,p} \cdot f_{re,N}$$

				Data according ETA-04/0027, issue 2013-06-26								Additional Hilti tech. data		
Anchor size				Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40
Typical embedment depth h <sub>ef,typ</sub> [mm]				80	90	110	125	125	170	210	270	300	330	360
Hammer drilling + Hollow drill bit	N <sup>0</sup> <sub>Rd,p</sub>	Temp. range I	[kN]	14,4	20,2	29,6	36,7	41,9	71,2	102,1	147,0	186,7	192,8	216,1
	N <sup>0</sup> <sub>Rd,p</sub>	Temp. range II	[kN]	11,5	16,2	23,7	31,4	32,9	56,0	86,4	113,1	143,6	154,2	172,9
	N <sup>0</sup> <sub>Rd,p</sub>	Temp. range III	[kN]	6,7	9,4	13,8	18,3	20,9	33,1	51,1	67,9	86,2	92,5	103,7

Mejora en Función de f <sub>ck,cube</sub>	f <sub>B</sub>	1.41 C 20/25
Resistencia Cúbica del concreto	f <sub>ck,cube</sub>	50 N/mm <sup>2</sup>

### Influence of concrete strength on concrete cone resistance

Concrete strength designation (ENV 206)	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
f <sub>B</sub> = (f <sub>ck,cube</sub> /25N/mm <sup>2</sup> ) <sup>1/2</sup> <sup>a)</sup>	1	1,1	1,22	1,34	1,41	1,48	1,55

a) f<sub>ck,cube</sub> = concrete compressive strength, measured on cubes with 150 mm side length

## DESIGN PULL-OUT RESISTANCE AND CONCRETE CONE RESISTANCE N.Rd,p

Resistencia de diseño por Arranc. Y Cono	N.Rd,p	172.1 kN
	N.o,Rd,p	271.7 kN
(Resistencia para un anclaje sobre matriz C 20/25 y una Longitud de Empotramiento de h.ef,typ)		
Mejora en función del f <sub>ck,cube</sub>	f <sub>B,p</sub>	1.07 -

### Influencing factors

#### Influence of concrete strength on combined pull-out and concrete cone resistance

Concrete strength designation (ENV 206)	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
f <sub>B,p</sub> = (f <sub>ck,cube</sub> /25N/mm <sup>2</sup> ) <sup>0,1</sup> <sup>a)</sup>	1	1,02	1,04	1,06	1,07	1,08	1,09

a) f<sub>ck,cube</sub> = concrete compressive strength, measured on cubes with 150 mm side length

Influencia Distancia al Borde	f <sub>1,N</sub>	1 -
	C/C <sub>cr,N</sub>	20.20 -
	C	10000 mm
	C <sub>min</sub>	180 mm
Distancia Crítica al Borde	C <sub>cr,N</sub>	495 mm
	h.ef	330 mm
Influencia Distancia al Borde	f <sub>2,N</sub>	1.00 -

### Influence of edge distance <sup>a)</sup>

c/c <sub>cr,N</sub>	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
c/c <sub>cr,sp</sub>										
f <sub>1,N</sub> = 0,7 + 0,3·C/C <sub>cr,N</sub>	0,73	0,76	0,79	0,82	0,85	0,88	0,91	0,94	0,97	1
f <sub>1,sp</sub> = 0,7 + 0,3·C/C <sub>cr,sp</sub>										
f <sub>2,N</sub> = 0,5·(1 + C/C <sub>cr,N</sub> )	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1
f <sub>2,sp</sub> = 0,5·(1 + C/C <sub>cr,sp</sub> )										

a) The the edge distance shall not be smaller than the minimum edge distance c<sub>min</sub> given in the table with the setting details. These influencing factors must be considered for every edge distance smaller than the critical edge distance.

Influencia de la Separación de Anclajes	$f_{3,N}$	0.59 -
	S	180 mm
	S.min	180 mm
Separación Crítica	S.cr,N	990 mm
	C.cr,N	495 mm

### Influence of anchor spacing <sup>a)</sup>

$s/s_{cr,N}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$s/s_{cr,sp}$										
$f_{3,N} = 0,5 \cdot (1 + s/s_{cr,N})$	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1
$f_{3,sp} = 0,5 \cdot (1 + s/s_{cr,sp})$										

a) The anchor spacing shall not be smaller than the minimum anchor spacing  $s_{min}$  given in the table with the setting details. This influencing factor must be considered for every anchor spacing.

### Setting details

		Data according ETA-04/0027, issue 2013-06-26										Additional Hilti tech. data	
Anchor size		Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø28	Ø32	Ø36	Ø40	
Nominal diameter of drill bit	$d_0$ [mm]	12	14	16	18	20	25	32	35	40	45	55	
Effective anchorage and drill hole depth range <sup>a)</sup>	$h_{ef,min}$ [mm]	60	60	70	75	80	90	100	112	128	144	160	
	$h_{ef,max}$ [mm]	160	200	240	280	320	400	500	560	640	720	800	
Minimum base material thickness	$h_{min}$ [mm]	$h_{ef} + 30$ mm $\geq 100$ mm		$h_{ef} + 2 d_0$									
Minimum spacing	$s_{min}$ [mm]	40	50	60	70	80	100	125	140	160	180	200	
Minimum edge distance	$c_{min}$ [mm]	40	50	60	70	80	100	125	140	160	180	200	
Critical spacing for splitting failure	$s_{cr,sp}$	$2 C_{cr,sp}$											
Critical edge distance for splitting failure <sup>b)</sup>	$C_{cr,sp}$ [mm]	$1,0 \cdot h_{ef}$ for $h / h_{ef} \geq 2,0$											
		$4,6 h_{ef} - 1,8 h$ for $2,0 > h / h_{ef} > 1,3$											
		$2,26 h_{ef}$ for $h / h_{ef} \leq 1,3$											
Critical spacing for concrete cone failure	$s_{cr,N}$	$2 C_{cr,N}$											
Critical edge distance for concrete cone failure <sup>c)</sup>	$C_{cr,N}$	$1,5 h_{ef}$											

Influencia de la Long. De Empotramiento	$f_{h,p}$	1.00 -
	$h_{ef}$	330 mm
	$h_{ef,typ}$	330 mm

### Influence of embedment depth on combined pull-out and concrete cone resistance

$$f_{h,p} = h_{ef}/h_{ef,typ}$$

Influencia de la Densidad de Refuerzo	$f_{re,N}$	1 -
	$h_{ef}$	330 mm
Presencia de Refuerzo	¿?	si

### Influence of reinforcement

$h_{ef}$ [mm]	40	50	60	70	80	90	$\geq 100$
$f_{re,N} = 0,5 + h_{ef}/200 \text{ mm} \leq 1$	0,7 <sup>a)</sup>	0,75 <sup>a)</sup>	0,8 <sup>a)</sup>	0,85 <sup>a)</sup>	0,9 <sup>a)</sup>	0,95 <sup>a)</sup>	1

a) This factor applies only for dense reinforcement. If in the area of anchorage there is reinforcement with a spacing  $\geq 150$  mm (any diameter) or with a diameter  $\leq 10$  mm and a spacing  $\geq 100$  mm, then a factor  $f_{re} = 1$  may be applied.

## DESIGN CONCRETE CONE RESISTANCE N.Rd,c

Resistencia de Diseño de Cono	N.Rd,c	168.6 kN
Resistencia Nominal del Cono	N.o_Rd,c	201.8 kN

(Resistencia al Cono para un anclaje sobre matriz C 20/25 y una Longitud de Empotramiento de h.ef,typ)

f.B	1.41 -
f1,N	1 -
f2,N	1 -
f3,N	0.59 -
fh,N	1.00 -

### Influence of embedment depth on concrete cone resistance

$$f_{h,N} = (h_{ef}/h_{ef,typ})^{1.5}$$

Factor de Influencia referida al Empotramiento	fre,N	1 -
--	-------	-----

## DESIGN SPLITTING RESISTANCE N.Rd,sp

Resistencia de Diseño al Splitting	N.Rd,sp	172.0 kN
	N.o_Rd,c	201.8 kN
	f.B	1.41
	f.1,sp	1.000
	C/C.cr,sp	22.831 -
	C	10000 mm
	C.min	180 mm
	C.cr,sp	438 mm
	h.ef	330 mm
	h	600 mm
	h/h.ef	1.82
	h.min	420 mm
	do	45 mm
	f.2,sp	1.000 -
	f.3,sp	0.603 -
	S/S.cr,sp	0.205 -
	S	180 mm
	S.min	180 mm
	S.cr,sp	876 mm
	f.h,N	1.00 -
	f.re,N	1 -

## APÉNDICE 2: VERIFICACIÓN CONEXIONES TIPO Ø1500MM

CONEXION VESTIBULO-PILAS PILOTE

REVISIÓN MECANISMO RESISTENTE ANILLO PILA

	I.1	III.1	IV.1	IV.2	IV.3	V.1	V.2	V.3	VI.1	VI.2	VI.3	VII.1
Resistencia Concreto Pilote	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
Coefficiente Seguridad Concreto Persistente	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Coefficiente Seguridad Concreto Accidental	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Coefficiente Seguridad Concreto Fuego	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Díametro Exterior Pilote (inc. Camisa)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
Espesor Camisa Pilote	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Díametro Interior Pilote	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
Area Pilote Efectivo Concreto	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77	1.77
Recubrimiento Refuerzos	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
Díametro del Carco	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
Díametro Pilote sin Recubrimiento	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318	1318
Area Corona Apoyo Vestibulo	0.403	0.403	0.403	0.403	0.403	0.403	0.403	0.403	0.403	0.403	0.403	0.403
<b>Reacción Máxima Apoyo Directo</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>

VERIFICACIÓN EN ELU

	VED	Vdr	Vcu	H	r	p	Al	c	fc,t,d	fc,lk	ac	yc	Vsu	μ	fyk	np	Nbd	Av	rib	Ef.1	rib.Ef1	rib.Ef2	NPT	NPTd	Vsu d	VRd,c+Vsu+Vcu	FS	
Reacción Máxima ELU	2,279	1,570	950	600	600	600	600	600	600	600	600	600	950	1,329	381.82	420	4	1006	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	2,796	3,719	1,63	
Componente Residual a Rasante (Med-Vrd,c)	2,279	1,570	950	600	600	600	600	600	600	600	600	600	950	1,329	381.82	420	4	1006	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	2,796	3,719	1,63	
VRd,c=0 en el caso en el que no exista camisa que genere el apoyo directo																												
Resante Resistente por Adherencia del Concreto																												
Espesor Losa																												
Recubrimiento Armaduras Losa																												
Perimetro Junta Rasante																												
Area Junta Rasante																												
Coefficiente Junta. Ver 6.2.6 EN 1992																												
Resistencia Hormigón Tracción																												
Ver Tabla 3.1 EN1992																												
Coefficiente Envejecimiento hormigón																												
Si el 90% de la descarga (o más) es permanente, se debería tomar 0.85. En caso contrario se tomará 1.00																												
Coefficiente Seguridad Concreto Persistente																												
Resante Resistente Refuerzo Pasante																												
Coefficiente Junta. Ver 6.2.6 EN 1992																												
Resistencia Acero Tracción Diseño																												
Resistencia Acero Tracción Característica																												
Coefficiente Seguridad Concreto Persistente																												
Número de Planos Totales para: 4-As (1006mm <sup>2</sup> ), al 100% Ancladas																												
Número de Brazos en una Capa V/o Ila																												
Area de la Varilla Anclada en una Ila																												
Eficiencia de Anclajes. Brazos Pares (ELU)																												
Número de Brazos con Eficiencia 1																												
Eficiencia de Anclajes. Brazos Impares (ELU)																												
Número de Brazos con Eficiencia 2																												
Número de Planos Totales a Disponer																												
Número de Planos Totales Disponibles																												
<b>Rasante Acero Último</b>	<b>2,788</b>	<b>1,846</b>	<b>950</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>950</b>	<b>2,788</b>	<b>1,846</b>	<b>950</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>600</b>	<b>950</b>	<b>2,788</b>	<b>1,846</b>	<b>950</b>
Resistencia Conjunta en ELU	3,719	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	3,719	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796	2,796
FS	1,63	4,18	1,78	2,23	2,75	1,88	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	1,88	1,88	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96

RESUMEN

TIPOLOGIA	I.1	II.1	III.1	IV.1	IV.2	IV.3	V.1	V.2	V.3	VI.1	VI.2	VI.3	VII.1
Nº BRAZOS	4	4	4	8	4	4	8	4	4	8	4	4	8
Nº PLANOS	3	2	2	3	2	3	2	3	3	2	3	2	3
FS ELU	1,63	4,18	1,78	2,23	2,75	1,88	2,96	2,96	2,96	1,87	1,33	2,34	1,52

## APÉNDICE 3: VERIFICACIÓN CONEXIÓN TIPO Ø1800MM



## CONEXIÓN VESTÍBULO-PILAS SIN CAMISA PILOTE 1B

### MECANISMO RESISTENTE APOYO DIRECTO ANILLO PILA

Resistencia Concreto Pilote	fck	40 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente Seguridad Concreto Persistente	$\gamma_c$	1.50
Coefficiente Seguridad Concreto Accidental	$\gamma_c$	1.20
Coefficiente Seguridad Concreto Fuego	$\gamma_c$	1.00
Diámetro Exterior Pilote (inc. Camisa)	D_ext	1800 mm
Espesor Camisa Pilote	e_c	0 mm
Diámetro Interior Pilote	D_int	1800 mm
Área Pilote Efectivo Concreto	A_int	2.54 m <sup>2</sup>
Recubrimiento Refuerzos	r	75 mm
Diámetro del Cerco	$\phi_{cerco}$	16 mm
Diámetro Pilote sin Recubrimiento	D_sr	1618 mm
Área Corona Apoyo Vestíbulo	A_cor	0.4886 m <sup>2</sup>
<b>Reacción Máxima Anillo</b>	<b>VEd</b>	<b>0 KN</b>

### MECANISMO DE JUNTA RASANTE EN ELU

Reacción Máxima ELU	Vdmax	4,700 KN
<b>Componente Residual a Rasante (Vdmax-VEd)</b>	<b>VEd,res</b>	<b>4,700 KN</b>

VEd=0 en el caso en el que no exista camisa que genere el apoyo directo

### Rasante Resistente por Adherencia del Concreto

Espesor Losa	H	600 mm
Recubrimiento Armaduras Losa	r.loso	70 mm
Canto útil de la Losa	d	530 mm
Perímetro Junta Rasante	p	5083.10 mm
Área junta Rasante	Ai	2.425 m <sup>2</sup>
Coefficiente Junta. Ver 6.2.5 EN 1992	c	0.4 <b>J.Rugosa</b>
Resistencia Hormigón Tracción	fct,d	1.42 N/mm <sup>2</sup>
Ver Tabla 3.1 EN1992	fctk	2.50 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente Envejecimiento hormigón	$\alpha_c$	0.85
<b>Si el 80% de la descarga (o más) es permanente, se debería tomar 0.85. En caso contrario se tomará 1.00</b>		
Coefficiente Seguridad Concreto Persistente	$\gamma_c$	1.50

### Rasante Mínimo Necesario Refuerzo Pasante

Coefficiente Junta. Ver 6.2.5 EN 1992	$\mu$	0.7 <b>J.Rugosa</b>
Resistencia Acero Tracción Diseño	f <sub>yd</sub>	381.8 N/mm <sup>2</sup>
Resistencia Acero Tracción Característica	f <sub>yk</sub>	420 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente Seguridad Concreto Persistente	$\gamma_c$	1.1 -
Número de Brazos en una Capa y/o fila	n.b	8 uds
Area de la Varilla Anclada en una fila	A.v	1006 mm <sup>2</sup>
Número de Planos Totales para: 8-As(1006mm <sup>2</sup> ), al 100% Ancladas	n.p	1.546 uds

Eficiencia de Anclajes. Brazos Pares	Ef.1	0.60 -
Número de Brazos con Eficiencia 1	nb,Ef1	4.00 uds
Eficiencia de Anclajes. Brazos Impares	Ef.2	0.60 -
Número de Brazos con Eficiencia 2	nb,Ef2	4.00 uds
Número de Planos Totales a Disponer	<b>NPT</b>	<b>3 uds</b>
<b>Rasante Resistente Refuerzo Pasante</b>	<b>Vsu</b>	<b>3,872 KN</b>

<b>Resistencia Rasante TOTAL de la Junta</b>	<b>VRd+Vsu+Vcu</b>	<b>5,246 KN</b>
--	--------------------	-----------------

## 5. LONGITUD DEL PILOTE.

## 1. Metodología de cálculo

En el presente documento se detalla la metodología de cálculo seguida para el dimensionamiento de la cimentación de las pilas – pilote pertenecientes a las estaciones de la Etapa 1A del Metro de Lima y Callao.

Desde un punto de vista comparativo, se ha calculado esta cimentación siguiendo dos normativas de uso extendido:

- Recomendaciones generales del Eurocódigo 7 (Proyecto Geotécnico).
- Método propuesto en el Naval Facilities Design Manual 7 (NAVFAC DM-7. U.S. Department of Defense)

***NOTA:*** Esta metodología se ha desarrollado exclusivamente para pilotes asilados, perforados en suelos mayoritariamente granulares con ayuda de lodos bentoníticos y sin presencia de nivel freático.

### 1.1. Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico.

#### 1.1.1. Enfoques de proyecto.

Según el EC-7, la forma de considerar los valores de cálculo de las acciones y de las resistencias dependerá del enfoque de proyecto elegido. Los enfoques propuestos son tres:

#### **Enfoque de proyecto 1:**

Para pilotes bajo carga axial se debe comprobar que no se alcanza el estado límite de rotura o deformación excesiva bajo ninguna de las siguientes combinaciones de conjuntos de coeficientes parciales:

- Combinación 1: A1, M1, R1
- Combinación 2: A2, M1 o M2, R4

Siendo:

A1 y A2: Conjuntos de coeficientes 1 y 2 de mayoración de acciones.

M1 y M2: Conjuntos de coeficientes 1 y 2 de minoración de los parámetros del terreno.

R1 y R4: Conjunto de coeficientes 1 y 4 de minoración de resistencias

### **Enfoque de proyecto 2:**

Se debe comprobar que no se alcanza el estado límite de rotura o deformación excesiva bajo la siguiente combinación de conjuntos de coeficientes parciales:

- Combinación: A1, M1, R2

### **Enfoque de proyecto 3:**

Se debe comprobar que no se alcanza el estado límite de rotura o deformación excesiva bajo la siguiente combinación de conjuntos de coeficientes parciales:

- Combinación: A1 o A2, M2, R3

#### **1.1.2. Metodología para el dimensionamiento de pilotes bajo carga axil.**

La expresión propuesta en el EC-7 para evaluar la carga de hundimiento de un pilote bajo carga axil es:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d}$$

Dónde:

$F_{c;d}$ : Conjunto de cargas actuantes de diseño (mayoradas según la combinación de cargas considerada).

$R_{c;d}$ : Conjunto de resistencias de diseño (minoradas según el conjunto de resistencias considerado).

El valor de diseño de la resistencia del terreno,  $R_{c;d}$ , se divide a su vez en la componente aportada por la resistencia por punta y la aportada por la resistencia por fuste:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}$$

Que a su vez se obtienen de:

$$R_{b;d} = R_{b;k} / \gamma_b \quad ; \quad R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s$$

Dónde:

$R_{b;k}$ : Resistencia característica por punta

$R_{s;k}$ : Resistencia característica por fuste

$\gamma_b$ : Coeficiente de seguridad parcial para la punta

$\gamma_s$ : Coeficiente de seguridad parcial para el fuste

Los coeficientes de seguridad parciales se pueden establecer en el Anejo Nacional, si bien, los valores recomendados por el EC-7 para pilotes perforados son los que figuran en la **Tabla A.7** de dicho documento y que se reproducen a continuación:

**Tabla A.7 – Coeficientes parciales de resistencia ( $\gamma$ ) para los pilotes perforados**

Resistencia	Símbolo	Conjunto			
		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>	<i>R4</i>
Punta	$\gamma_b$	1,25	1,1	1,0	1,6
Fuste (compresión)	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combinada (compresión)	$\gamma$	1,15	1,1	1,0	1,5
Fuste en tracción	$\gamma_{st}$	1,25	1,15	1,1	1,6

En esta tabla, se elegirá el conjunto de coeficientes parciales para resistencias (R) en función del enfoque de proyecto considerado (Véase apartado 1.1.1).

Los valores de las resistencias características de punta y fuste pueden calcularse según el EC-7 por los siguientes métodos:

- Resultados de ensayos estáticos de carga para los que se demuestre que son consistentes con otras experiencias relevantes.
- Métodos de proyecto empíricos o analíticos de validez contrastada mediante ensayos estáticos de carga en situaciones comparables. Para este caso, el EC-7 contempla dos variantes, que son las que se desarrollan en este documento:
  - *Cálculo de la resistencia a partir de los resultados de **ensayos de campo***
  - *Cálculo de la resistencia a partir de los **parámetros del terreno***
- Método basado en resultados de ensayos dinámicos de carga de validez contrastada mediante ensayos estáticos de carga en situaciones comparables
- Método basado en la observación del comportamiento en una cimentación sobre pilotes similar, siempre y cuando este cálculo se base en los resultados de las investigaciones de campo y en ensayos del terreno.

En los casos en los que no puedan contrastarse los resultados mediante ensayos estáticos de carga deberá incluirse un **Coficiente de Modelo** como se indica en el apartado 1.1.5, para asegurar que la capacidad portante prevista sea suficientemente segura.

**NOTA:** En el EC-7 se señala la influencia de las resistencias de los terrenos situados por encima (zona pasiva) y por debajo (zona activa) de la punta a efectos de evaluación de la resistencia por punta del pilote. Dado que no se define la extensión de estas zonas en el EC-7, tomaremos 6D para la zona pasiva y 3D para la zona activa, en consonancia con otras recomendaciones para cálculo de pilotes.

### 1.1.3. Método basado en los resultados de ensayos presiométricos.

Este método se engloba en el grupo de "ensayos de campo" mencionado en el apartado anterior.

Según el EC-7, la resistencia característica de punta o fuste puede obtenerse dividiendo la resistencia calculada por un coeficiente de correlación que depende del número de perfiles de ensayos realizados en un emplazamiento. Para ello ha de tomarse el mínimo valor de las expresiones siguientes:

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3} \mid \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Dónde:

$R_{c;cal}$ : Resistencia portante del pilote calculada a partir del ensayo presiométrico

$\xi_3$ : Coeficiente de correlación aplicable a valor medio de los perfiles considerados

$\xi_4$ : Coeficiente de correlación aplicable a valor mínimo de los perfiles considerados

Los valores de los coeficientes de correlación se establecen en la **Tabla A.10** del EC-7 que se reproduce a continuación:

**Tabla A.10 – Coeficientes de correlación  $\xi$  para obtener valores característicos a partir de resultados de ensayos del terreno ( $n$  - número de perfiles de ensayos)**

$\xi$ para $n =$	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\xi_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

La resistencia portante del pilote calculada a partir de los resultados del ensayo presiométrico se obtiene de la expresión propuesta por el EC-7

$$Q = A \cdot k \cdot [p_{LM} - p_0] + P \cdot \Sigma (q_{si} - z)$$

Dónde:

A: Área de la base del pilote

$p_{LM}$ : Valor representativo de la presión límite en la zona de influencia de la punta.

$p_0$ : Carga horizontal efectiva:  $p_0 = [k_0 \cdot (\sigma_v - u) + u]$ , siendo:

$k_0$ : Coeficiente de empuje al reposo = 0,5

$\sigma_v$ : Presión de sobrecarga vertical total en el nivel del ensayo

u: Presión intersticial en el nivel del ensayo

k: Factor de resistencia portante definido en la **Tabla C.4**.

P: Perímetro del pilote

$q_{si}$ : Unidad de resistencia del pozo para la capa del suelo  $i$  dada en la **Figura C.1** utilizando conjuntamente la **Tabla C.5**.

$z_i$ : Espesor de la capa de suelo  $i$

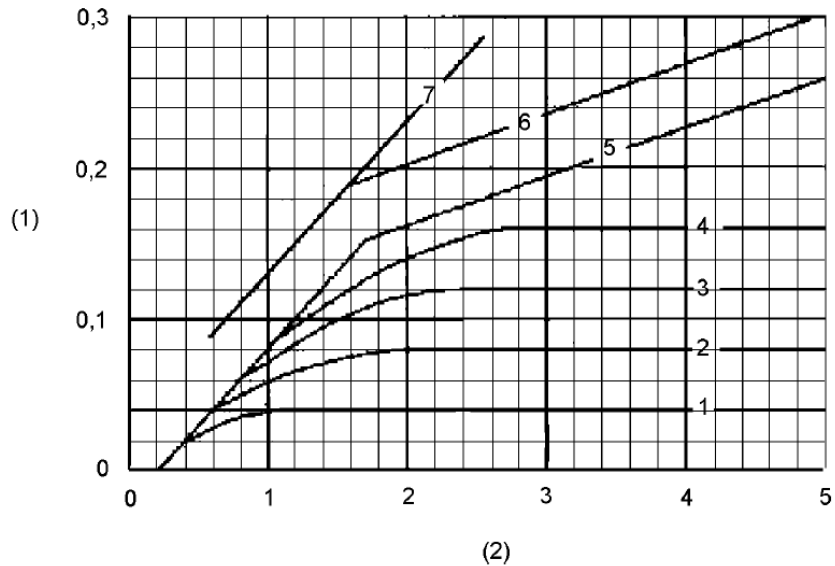
**Tabla C.4**  
Valores deducidos del factor,  $k$ , de la resistencia portante para pilotes cargados axialmente

Categoría del suelo		$P_{LM}$ [MPa]	Pilotes perforados y pilotes de pequeño desplazamiento	Pilotes de desplazamiento completo
arcillas y limos	A	<0,7	1,1	1,4
	B	1,2 - 2,0	1,2	1,5
	C	>2,5	1,3	1,6
arenas y gravas	A	<0,5	1,0	4,2
	B	1,0 - 2,0	1,1	3,7
	C	>2,5	1,2	3,2
calizas	A	<0,7	1,1	1,6
	B	1,0 - 2,5	1,4	2,2
	C	>3,0	1,8	2,6
margas	A	1,5 - 4,0	1,8	2,6
	B	>4,5	1,8	2,6
rocas meteorizadas	A	2,5 - 4,0	(i)	(i)
	B	>4,5		

(i) Se debe elegir  $k$  para la categoría de suelo más próxima.

**Tabla C.5**  
Selección de curvas de proyecto por resistencia unitaria del *shaft*

Categorías de suelos		Arcillas y limos			Arenas y gravas			Calizas			Margas		Rocas
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Pilotes perforados y cajones	sin carga	1	1/2	2/3	–	–	–	1	3	4/5	3	4/5	6
	carga de lodos	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	3	4/5	3	4/5	6
	encajonado temporal	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	2	3/4	3	4	–
	encajonado permanente	1	1	1	1	1	2				2	3	–
Cajones excavados a mano		1	2	3	–	–	–	1	2	3	4	5	6
Pilotes de desplazamiento	extremo cerrado	1	2	2	2	2	3				3	4	4
	prefabricado	1	2	2	3	3	3				3	4	4
	hormigón	1	2	2	2	2	3	1	2	3	3	4	–
	vertido <i>in situ</i>	1	2	2	3	3	4				3	4	–
	pozo recubierto												
Pilotes hormigonados	baja presión	1	2	2	3	3	3	2	3	4	5	5	–
	alta presión	1	4	5	5	5	6	–	5	6	6	6	7



- Leyenda**
- 1 Rozamiento unitario de la superficie (MPa)
  - 2 Presión límite,  $p_{LM}$  (MPa)

**Fig. C.1 – Resistencia unitaria del pozo para pilotes cargados axialmente**

#### **1.1.4. Método basado en los parámetros resistentes del terreno.**

Como alternativa, el EC-7 permite calcular la resistencia portante del pilote a partir de los parámetros resistentes del terreno obtenidos en base a ensayos de laboratorio:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \quad \text{y} \quad R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} \times q_{s;i;k}$$

Dónde:

$q_{b;k}$ : Valor característico de la resistencia unitaria por punta

$q_{s;i;k}$ : Valor característico de la resistencia unitaria por fuste en diferentes estratos

Los valores de diseño  $R_{b;d}$  y  $R_{s;d}$  se obtendrán de la aplicación de los factores de seguridad definidos en la **Tabla A.7 del Apartado 1.1.2.**

Hay que señalar que el EC-7 no especifica el método por el que han de calcularse las resistencias unitarias por punta y fuste. En este documento se han adoptado los resultados obtenidos mediante cálculos de tipo Mohr – Coulomb según la metodología propuesta en el Naval Facilities Design Manual 7 (NAVFAC DM-7. U.S. Department of Defense). Véase apartado 1.2.

**NOTA:** Es importante tener en cuenta que la carga de hundimiento  $Q_h$  resultante según este método ha de equipararse a la resistencia característica  $R_{c,k}$  del Eurocódigo, puesto que los



métodos basados en un único Factor de Seguridad Global (como el de NAVFAC) ofrecen como resultado cargas de hundimiento que realmente representan valores característicos, ya que el coeficiente de mayoración de las acciones queda recogido en dicho F.S. Global.

### 1.1.5. Requisitos de seguridad. Reseña sobre el Anejo Nacional y el coeficiente de modelo.

El EC-7 establece unas recomendaciones sobre la metodología de análisis del Proyecto Geotécnico, si bien, varios de los aspectos tratados deben ser posteriormente adaptados por cada país en un Anejo Nacional, en el que se definen con mayor precisión. En concreto en el EC-7 existen 29 cláusulas abiertas que deben ser determinadas por cada país.

Estos aspectos a precisar, se refieren a dos aspectos básicos:

- El Enfoque de Proyecto a adoptar
- Los valores de los coeficientes parciales de seguridad y del coeficiente de modelo.

Los enfoques y coeficientes de seguridad adoptados en algunos países europeos se recogen en la **Tabla 1.1.5.I**

**Tabla 1.1.5.I.- Enfoques de Proyecto y Coeficientes de Seguridad Parciales en Europa**

País	Enfoque de proyecto	Coeficientes de Seguridad Pilotes Perforados en suelos granulares			
		Coeficientes de Seguridad Parciales			Coeficiente de Modelo
		$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_t$	
España*	2	1,35*	1,10*	1,25*	1,40*
Alemania	2	1,40	1,40	1,40	1,00
Finlandia	2	1,20	1,20	1,20	1,60
Gran Bretaña	1	1,25	1,00	1,15	1,40
EC-7 (recomendado)	1	1,25	1,00	1,15	$\geq 1,00$
	2	1,10	1,10	1,10	$\geq 1,00$

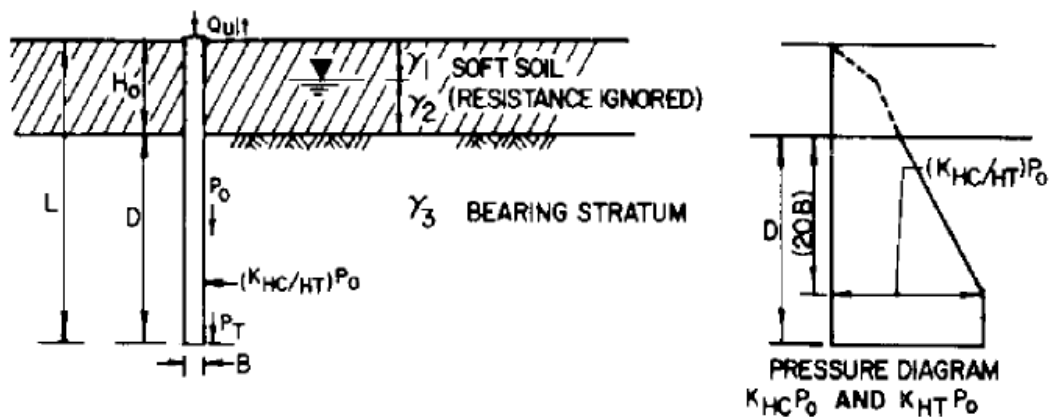
(\*) El Anejo Nacional Español se encuentra en redacción, por lo que estos valores son provisionales

## 1.2. Método propuesto por NAVFAC DM-7.

### 1.2.1. Método basado en los parámetros resistentes del Modelo Mohr – Coulomb

En la **Figura 1.2.a** se describe de forma resumida el método de cálculo a seguir

Figura 1.2.a.- Método de cálculo de NAVFAC DM-7 para pilotes aislados en suelos granulares.



(A) ULTIMATE LOAD CAPACITY IN COMPRESSION

$$Q_{ult} = P_T N_q A_T + \sum_{H=H_0}^{H=H_0+D} (K_{HC} P_0 (\tan \delta) S)$$

Donde:

$Q_{ult}$ : Carga de hundimiento del pilote (Equivale a  $R_{c;k}$  en los cálculos del EC-7).

$P_T$ : Presión vertical efectiva.  $P_T = \sigma_v - u$ , siendo:

- $\sigma_v$ : Presión de sobrecarga vertical total en el nivel del ensayo
- $u$ : Presión intersticial en el nivel del ensayo
- El valor de  $P_T$  no debe superar el correspondiente a una profundidad igual a  $20B$
- Para el cálculo de se contará la profundidad desde el fondo de la estación (cabeza del pilote)

$B$ : Diámetro del pilote

$N_q$ : Factor de capacidad de soporte. Véase **Tabla 1.2.I**

$A_T$ : Área de la base del pilote

$K_{HC}$ : Cociente entre el esfuerzo horizontal y el vertical = 0,7.

$P_0$ : Presión vertical efectiva sobre la longitud de empotramiento,  $D$ .

$\delta$ : Ángulo de rozamiento pilote – suelo =  $\frac{3}{4}\Phi$

$S$ : Superficie lateral de pilote por unidad de longitud

**Tabla 1.2.I.- Valores del Factor de capacidad de soporte  $N_q$  para pilotes perforados**

Factor de capacidad de soporte (NAVFAC)													
$\Phi$ (°)	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
$N_q$	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

El método propuesto por el DM-7 permite hacer un análisis de la capacidad portante del terreno en caso de existir diferentes capas en profundidad, asignando a cada una de ellas su resistencia. No obstante, en el caso de intercalaciones de materiales cohesivos de rigidez significativamente inferior a los materiales situados a techo y muro, no se considerará su colaboración a la resistencia por fuste.

### 1.2.2. Coeficiente de seguridad frente al hundimiento (DM-7)

El método propuesto por el DM-7 emplea un único coeficiente de seguridad global. Así, el coeficiente de seguridad global frente al hundimiento se define como el cociente entre la carga de hundimiento y la carga vertical actuante.

$$F.S. = Q_{ult} / Q_{sv}$$

Donde:

$Q_h$ : Carga de hundimiento calculada por los métodos anteriormente expuestos

$Q_{sv}$ : Valor **característico (sin mayorar)** de la carga vertical actuante.

**NOTA:** Obsérvese que con este método la resistencia calculada ha de compararse con valores característicos de las acciones (sin mayorar).

Los valores mínimos propuestos por DM-7 para el coeficiente de seguridad global son:

- F.S.  $\geq 2$             Para cargas temporales
- F.S.  $\geq 3$             Para cargas permanentes

## **2. Dimensionamiento de los pilotes.**

### **2.1. Criterios adoptados para el dimensionamiento.**

Se ha realizado el dimensionamiento de las pilas-pilote estudiadas considerando los resultados de los métodos:

- Método propuesto por el EC-7 basado en las resistencias obtenidas a partir de los parámetros de Mohr-Coulomb, calculando éstos según la NAVFAC DM-7
- Método basado en ensayos presiométricos según el EC-7

En el **Apartado 6** se recogen los resultados de los cálculos realizados.

A la vista de los resultados obtenidos según cada metodología, se ha optado por tomar el valor medio entre ambas.

#### **2.1.1. EC-7 basado en los parámetros de Mohr-Coulomb obtenidos según NAVFAC DM-7.**

Para este cálculo se han seguido las siguientes premisas:

- Metodología de cálculo: **EC-7**
- Datos para el cálculo: **Mohr – Coulomb (según NAVFAC DM-7)**
- Enfoque de proyecto: **Enfoque 1**
- Combinación: **Combinación 1**
- F. S. Punta: **1.25**
- F. S. Fuste: **1.00**
- Coeficiente de modelo: **1.40**

#### **2.1.2. EC-7 basado en los resultados de los ensayos presiométricos**

Es necesario precisar que el método del EC-7 se ha aplicado según las siguientes premisas:

- Metodología de cálculo: **EC-7**
- Datos para el cálculo: **Ensayos presiométricos**
- Enfoque de proyecto: **Enfoque 1**
- Combinación: **Combinación 1**
- F. S. Punta: **1.25**
- F. S. Fuste: **1.00**
- Coeficiente de modelo: **1.00**

Se ha empleado el **Enfoque 1** de los citados en el EC-7, por ser el indicado para pilotes bajo carga axil. Dentro de este enfoque se ha elegido la **Combinación 1**. Según esto, los coeficientes de seguridad considerados son los que se reflejan en la **Tabla 2.I.**

**Tabla 2.I.- Valores de los Coeficientes de Seguridad Parciales considerados en el dimensionamiento**

Coeficientes de Seguridad Parciales para Pilotes Perforados a compresión				
Enfoque de proyecto	Combinación	Conjunto de coeficientes		Coefficiente de Seguridad Parcial
1	1	A1 (Acciones)	Permanente Favorable	1,35
			Desfavorable	1,00
			Variable Favorable	1,50
			Desfavorable	0,00
		M1 (Parámetros del terreno)	1,00	
		R1 (Resistencias)	Punta 1,25 Fuste 1,00 Combinado 1,15	

En cuanto al **coeficiente de modelo, para los cálculos basados en parámetros del terreno obtenidos** mediante ensayos de laboratorio, se ha adoptado un **coeficiente de modelo de 1.40**, que debe contemplar la incertidumbre implícita en la estimación de estos parámetros.

**Para los cálculos basados en ensayos in situ se ha elegido 1.00 como coeficiente de modelo**, puesto que la posible incertidumbre proveniente de los ensayos presiométricos queda recogida en los factores  $\xi$  descritos en el apartado 1.1.3 (Tabla A.10).

**2.2. Longitud y empotramiento mínimos.**

En el dimensionamiento de los pilotes se han considerado los valores de longitud mínima y empotramiento mínimo que figuran en la **Tabla 2.2.I.**

**Tabla 2.2.I.- Valores adoptados para longitud y empotramiento mínimos**

Dimensión considerada	Profundidad en función del diámetro del pilote	Observaciones
Longitud mínima	5D	Se adopta una longitud mínima de 5 diámetros para que el elemento pueda considerarse cimentación profunda. Este caso será de aplicación en cimentaciones sobre terrenos muy competentes.

Dimensión considerada	Profundidad en función del diámetro del pilote	Observaciones
Empotramiento mínimo	3D	En el caso de que el pilote deba atravesar una capa blanda para poder apoyar la punta en un estrato competente inferior, el empotramiento mínimo en dicho estrato competente será de 3 diámetros, de modo que se asegure su colaboración a la resistencia en la zona pasiva.
	2D	Excepcionalmente puede considerarse un empotramiento mínimo del pilote de 2 diámetros si la capa blanda a atravesar tiene una potencia menor o igual a 2 diámetros y además está confinada a techo y a muro por capas de alta capacidad portante. En este caso se entiende que el pequeño espesor relativo de la capa blanda tiene una influencia limitada en la disminución de resistencia por punta.

**NOTA:** Las longitudes y empotramientos aquí fijados corresponden a valores mínimos, sin menoscabo del resultado procedente del cálculo.

El valor del empotramiento mínimo será de aplicación en aquellos pilotes que trabajen mayoritariamente por punta, de modo que se pueda garantizar una colaboración suficiente de las capas competentes a esta resistencia. Para pilotes en los que la carga de diseño transmitida al fuste sea mayor o igual al 70% de la carga de diseño total, no será necesario garantizar un empotramiento mínimo de la punta en el estrato competente, siempre y cuando la resistencia disponible por punta supere el 30% de la carga de diseño total.

### 3. Cálculo de asientos en pilotes.

#### 3.1. Metodología de cálculo de asientos NAVFAC DM-7.2

El cálculo de los asientos en la cabeza de los pilotes (base de las pilas) se ha efectuado siguiendo la metodología propuesta por NAVFAC DM-7.2 p.207-208.

Según esta metodología, el asiento de un pilote aislado puede calcularse mediante su descomposición en tres componentes, que son:

##### 1. Acortamiento elástico del pilote

Es la deformación elástica que sufre el pilote cuando se carga. Se calcula mediante la expresión:

$$\Delta s = (Q_p + \alpha_s \cdot Q_s) \frac{L}{E \cdot A}$$

Donde  $Q_p$  es la carga transmitida a la punta,  $Q_s$  es la carga transmitida por fuste,  $\alpha_s$  es un factor que tiene en cuenta la distribución de la carga por fuste a lo largo de la longitud del pilote, y que vale  $\alpha_s = 0.67$  si se asume que el fuste aumenta de manera lineal desde la cabeza hasta la punta del pilote,  $L$  es la longitud del pilote,  $E$  es el módulo de Young del hormigón y  $A$  el área de la sección transversal del pilote.

##### 2. Asiento de la punta por la carga transmitida a la punta

Corresponde a la deformación del terreno bajo la punta del pilote, y se determina a través de la fórmula:

$$\Delta p_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{B \cdot q_0}$$

Donde  $Q_p$  es la carga transmitida a la punta,  $C_p$  es un coeficiente que depende del tipo de terreno y del método constructivo,  $B$  es el diámetro del pilote y  $q_0$  es la capacidad de carga por punta del pilote.

El valor del coeficiente  $C_p$  se puede extraer de la tabla siguiente:

TABLE 5  
Typical[\*] Values of Coefficient C<sub>p</sub>, for Estimating  
Settlement of a Single Pile

Soil Type	Driven Piles	Bored Piles
Sand (dense to loose)	0.02 to 0.04	0.09 to 0.18
Clay (stiff to soft)	0.02 to 0.03	0.03 to 0.06
Silt (dense to loose)	0.03 to 0.05	0.09 to 0.12

[\*] Bearing stratum under pile tip assumed to extend at least 10 pile diameters below tip and soil below tip is of comparable or higher stiffness.

En el caso de los pilotes en gravas densas GP-Sf el valor del coeficiente  $C_p$  debe ser menor que el de la tabla facilitada por el NAVFAC DM-7.2, ya que son gravas densas, y no arenas. Por ello se decide asumir el valor de  $C_p = 0.05$ .

### 3. Asiento del fuste por la carga transmitida por fuste

Este asiento corresponde al propio de la movilización de la resistencia por fuste, y es análogo al de resistencia por punta. Su expresión es, por tanto:

$$\Delta_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_s}{D \cdot q_0}$$

Donde  $Q_s$  es la carga transmitida al fuste,  $C_s$  es un coeficiente que se calcula mediante la fórmula  $C_s = (0.93 + 0.16 \cdot \frac{D}{B}) \cdot C_p$ ,  $B$  es el diámetro del pilote,  $D$  es la profundidad del pilote y  $q_0$  es la capacidad de carga por punta del pilote.

De esta forma, el asiento total del pilote calcula de la forma:

$$\Delta = \Delta_s + \Delta_{pp} + \Delta_{ps}$$



### **3.2. Metodología de cálculo de asientos AASHTO (método de contraste)**

Además de determinar el asiento de los pilotes según el método propuesto en el NAVFAC DM7.2 se ha calculado, a modo de contraste de resultados, el asiento de los pilotes según el método de O'Neill y Reese (1999), que se recoge en la AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS – 2012.

Este método se basa en la premisa de que el asiento total para un pilote perforado se compone de asiento por punta y asiento elástico. El asiento por punta se debe a la deformación del terreno bajo la carga que se transmite desde la punta del pilote. Según O'Neill y Reese (1999), dependiendo del asiento de la punta del pilote se desarrollará un porcentaje mayor o menor de la carga máxima por punta y por fuste.

La resistencia por fuste es provocada por la deformación por cortante directo del terreno debido al rozamiento suelo-pilote, y por tanto puede desarrollarse por completo dado un pequeño asiento del pilote. Por el contrario, la resistencia por punta es prácticamente un problema de capacidad portante, y por tanto necesita asientos mucho mayores para desarrollarse por completo.

Según O'Neill y Reese (1999), el asiento de un pilote se determina de la forma:

1. Se determina la carga del pilote en estado límite de servicio (ELS).
2. Se estima un reparto de dicha carga entre punta y fuste, que posteriormente deberá ser corroborado tras calcular el asiento.
3. A través del ábaco desarrollado por estos autores que enfrenta carga desarrollada por punta y asiento se determina el asiento del pilote.
4. Utilizando el otro ábaco propuesto, se calcula, con el asiento del pilote, la resistencia por fuste movilizada.
5. Se comprueba que la carga movilizada por punta y por fuste suman la carga de servicio, y por tanto la estimación del reparto fue hecha de forma correcta. Si esto es así, el asiento del pilote es el calculado. Si no, es necesario seleccionar otro reparto de cargas entre punta y fuste, hasta que se de esta condición.
6. Es necesario sumar al asiento calculado la deformación elástica del pilote como elemento estructural.

Por tanto, el cálculo propuesto por O'Neill y Reese (1999) tiene en cuenta la movilización de la resistencia por fuste y por punta dependiendo del asiento del pilote.

Los ábacos proporcionados por los autores para determinar los asientos son los siguientes:

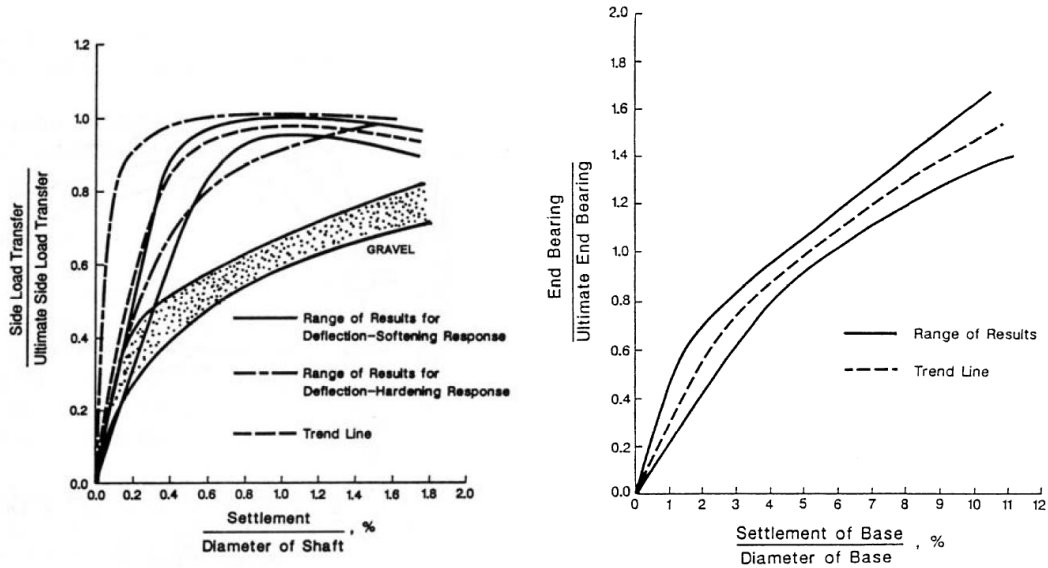


Figure 10.8.2.2.2-3—Normalized Load Transfer in Side Resistance versus Settlement in Cohesionless Soils (from O'Neill and Reese, 1999)

Figure 10.8.2.2.2-4—Normalized Load Transfer in End Bearing versus Settlement in Cohesionless Soils (from O'Neill and Reese, 1999)

Para las gravas GP-Sf se ha considerado la curva superior de la franja de gravas ("gravel") del ábaco de la derecha, de resistencia movilizada por fuste frente a asiento, debido a que son gravas muy compactas.

En el ábaco de la derecha, que enfrenta carga movilizada por punta frente a asiento, se ha tenido en cuenta la curva media del rango presentado ("trend line").

**A modo de conclusión diremos que las diferencias encontradas entre ambos métodos son de orden milimétrico.**

## 4. Análisis de resultados de presiómetros.

Para la obtención de parámetros resistentes del terreno se ha realizado una campaña de ensayos presiométricos en los emplazamientos de las estaciones. De los resultados de estos ensayos se extraerán los datos de presión límite empleados en los cálculos de las resistencias por punta y fuste anteriormente descritos.

Los ensayos realizados corresponden al tipo PBP (presiómetro con perforación previa) dentro de la clasificación que realiza el EC-7. Concretamente se trata de presiómetros tipo OYO de desplazamiento radial. En la **Figura 4.a** se representa una sonda presiométrica tipo OYO.

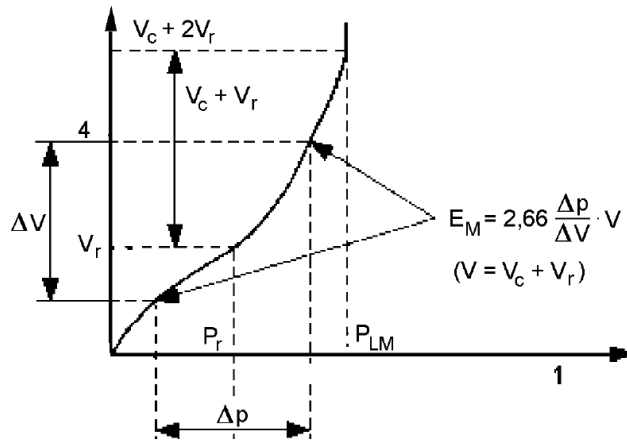
Figura 4.a.- Ilustración de una sonda presiométrica tipo OYO



### 4.1.1. Determinación de la presión límite.

Si representamos en una gráfica la curva presiométrica (**véase Figura 4.1.1.a**), trazando la presión aplicada en el ensayo en el eje X frente al volumen inyectado en la sonda en el eje Y, la presión límite presiométrica es la asíntota paralela al eje y (deformación infinita).

Figura 4.1.1.a.- Representación gráfica de la curva presiométrica



Donde:

$P_{LM}$ : Presión límite Ménard

1: Presión aplicada en el ensayo (eje X)

4: Volumen inyectado (eje Y)

A efectos prácticos Ménard definió la presión límite como aquella necesaria para que el volumen de la sonda duplique su volumen inicial:

$$\Delta V = V_0$$

Con lo cual el volumen total alcanzado cuando la presión alcance  $P_{LM}$  será:

$$V = V_0 + \Delta V$$

Es decir,

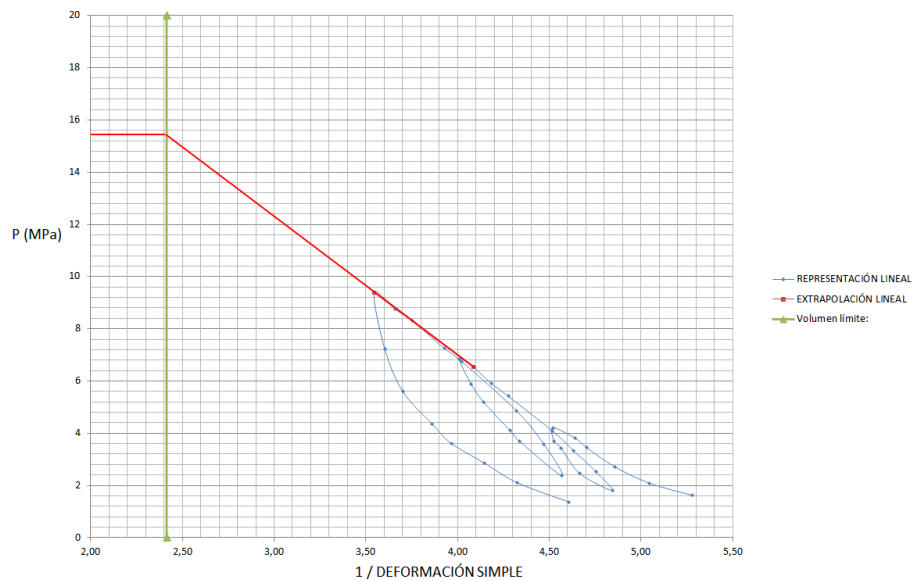
$$V = 2\Delta V \quad ; \quad \Delta V / V = 0.5$$

Por otro lado, definimos la deformación de la cavidad  $\epsilon_c$  (también llamada deformación simple) como la variación del radio con respecto al radio inicial:

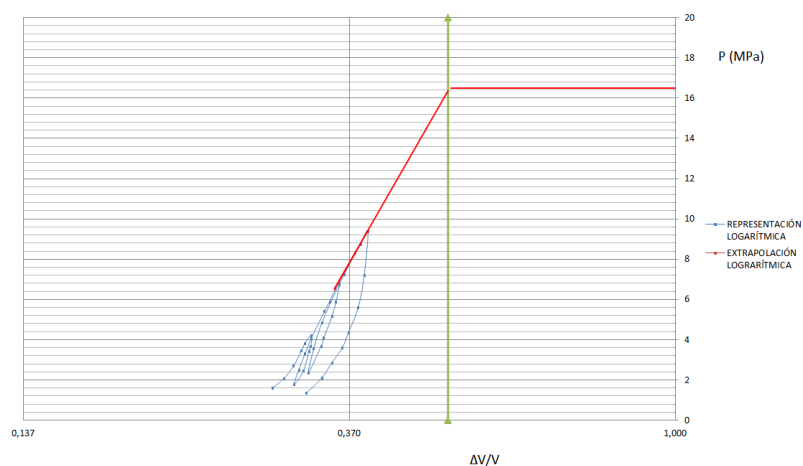
$$\epsilon_c = \frac{r - r_0}{r_0}$$

Relacionando el volumen con el radio y sustituyendo en la ecuación anterior, se alcanza la presión límite cuando la deformación simple vale 0,41.

Si representamos en abscisas la inversa de la deformación simple a lo largo del ensayo, y en ordenadas la presión en cada escalón, encontramos que la curva resultante puede extrapolarse linealmente hacia valores de presión mayores. Siguiendo este procedimiento, el valor de la presión límite será el correspondiente a un valor de la deformación simple de 0,41, es decir,  $1/\epsilon_c = 2,41$ .



Un resultado similar se puede obtener si se representa en abscisas el  $\log(\Delta V/V)$  y en ordenadas la presión:



Como vemos, en el ejemplo representado se obtienen valores de la presión límite ligeramente superiores por el segundo método, por lo que siguiendo las recomendaciones del EC-7 en la interpretación de resultados de estos ensayos, elegiremos el primer método por ser más conservador.

#### 4.1.2. Valores típicos de la presión límite.

Según la bibliografía, los valores típicos de la presión límite para los diferentes tipos de suelos son los recogidos en la **Tabla 4.1.2.I.**, si bien es importante señalar que en los ensayos realizados para el emplazamiento de las estaciones de este proyecto, los valores de presión límite son del orden de 10 veces superiores a los indicados por Devincenci y Frank.

**Tabla 4.1.2.I.- Valores típicos del módulo de elasticidad y la presión límite (Devincenci y Frank 2004)**

Tipo de suelo	$E_M$ (MPa)	$P_{LM}$ (MPa)
Rellenos recientes	0,5 a 5,0	0,05 a 0,30
Rellenos antiguos	4,0 a 15,0	0,40 a 1,00
Turbas	0,2 a 1,5	0,02 a 0,15
Arcilla blanda	0,5 a 3,0	0,05 a 0,30
Arcilla media	3,0 a 8,0	0,30 a 0,80
Arcilla dura	8,0 a 40,0	0,60 a 2,00
Arena limosa suelta	0,5 a 2,0	0,10 a 5,00
Limo	2,0 a 10,0	0,20 a 1,50
Arenas	7,5 a 40,0	1,00 a 5,00
Arenas y gravas	8,0 a 40,0	1,20 a 5,00
Margas	5,0 a 60,0	0,60 a 4,00
Calizas y rocas duras	80,0 a 20.000	3,00 a > 10

No obstante, en los ensayos realizados sí se cumple de forma suficientemente aproximada la relación establecida por Ménard entre el módulo presiométrico y la presión límite (**Tabla 4.1.2.II**).

**Tabla 4.1.2.II.- Relación entre el módulo de elasticidad y la presión límite según Ménard.**

<b>Arcillas</b>	
$E/P_{LM}^* < 5$	Arcilla alterada y fragmentada
$5 < E/P_{LM}^* \leq 8$	Arcilla subconsolidada o ligeramente alterada
$8 < E/P_{LM}^* \leq 12$	Arcilla normalmente consolidada
$12 < E/P_{LM}^* \leq 15$	Arcilla sobreconsolidada
$E/P_{LM}^* > 15$	Arcilla fuertemente sobreconsolidada
<b>Arenas</b>	
$E/P_{LM}^* < 5$	Arena alterada
$6 < E/P_{LM}^* \leq 8$	Arenas y gravas sueltas (bajo N.F.)
$E/P_{LM}^* > 10$	Arenas o gravas secas y densas

## 5. Bibliografía

Norma Española UNE-EN 1997-1 Octubre 2010. **Eurocódigo 7**: Proyecto Geotécnico. Parte 1 Reglas generales. (Versión oficial en español de las Normas Europeas EN 1997-1:2004 y EN 1997-1:2004/AC:2009).

Norma Española UNE-ENV 1997-3 Octubre 2002. **Eurocódigo 7**: Proyecto Geotécnico. Parte 3 Proyecto Asistido por Ensayos de Campo. (Versión oficial en español de la Norma Europea Experimental ENF 1997-3 de julio de 1999)

J. Estaire, F. Pardo y A. Perucho. Laboratorio de Geotecnia CEDEX. Artículo sobre el **Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7**.

USA Department of Defense 1986. Naval Facilities Engineering Command. Design Manual 7.02 – Foundations & Earth Structures.

M. Devincenzi, N. Frank 2004. Ensayos Geotécnicos In Situ, su ejecución e interpretación. IGEO TEST, S.L.

## 6. Resultados de los cálculos realizados.

A continuación se incluyen los cálculos realizados.

**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

**ESTRUCTURA Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO Pila pilote**

**METODO DE CÁLCULO: EC-7 (NAVFAC D.M.-7) - MOHR - COULOMB**

**Expresión general**  $Q_h = q_p \cdot A_p + q_s \cdot A_s$

**Relacion de la resistencia para pilote hincado y perforado**

Resistencia por punta:  $q_p^{pilote\ hincado} = n \cdot q_p$

Resistencia por fuste:  $\tau_f^{pilote\ hincado} = m \cdot \tau_f$

**Características del pilote**

Tipo: Perforado

Diámetro: 1,00

Factor diámetro (f<sub>D</sub>): 0,67

**Factor de seguridad EC-7: Resistencias estimadas a partir de parámetros del suelo (Ver tabla A-7).**

	F.S. Parcial	C. Modelo	F.S.
Punta	1,25	1,40	1,75
Fuste	1,00	1,40	1,40

**Valores del factor n**

Tipo de terreno	n
Suelos granulares y cualquier tipo de terreno a largo plazo	2
Suelos cohesivos a corto plazo	1

**Valores factor m**

Tipo de terreno	Granular	Cohesivo
Pilotes de hormigón	1,3	0,9
Pilotes de acero	0,9	0,6
Pilotes de madera	1,4	1

**1) Metodo analitico**

Mohr-Coulomb (EC-7 - NAVFAC)										Diámetro = 1m				Diámetro = 1,25m				Diámetro = 1,5m				Diámetro = 1,8m		Diámetro = 1,8								
z (m)	Unidad	N <sub>SPT</sub>	N <sub>F</sub>	γ <sub>ap</sub>	γ <sub>sum</sub>	c (Kpa)	φ	cu (Kpa)	Pasa #0,08	D50	K <sub>0</sub>	δ	K <sub>0</sub> *tgδ	n	m	σ' <sub>vo</sub> (Kpa)	Nq	Nc	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO	σ' <sub>vo</sub> (Kpa)	Nq	Nc	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO	σ' <sub>vo</sub> (Kpa)	Nq	Nc	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO
1	estación	0	0	0	0	28					0,7	21	0,2687			0	8,0	0,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	estación	0	0	0	0	28					0,7	21	0,2687			0	8,0	0,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	estación	0	0	0	0	15	34				0,7	25,5	0,33388			0	21,0	0,0	0,0	0,0	0	21,0	0,0	0,0	0,0	0	21,0	0,0	0,0	0,0	0,0	15,0
4	estación	0	0	0	0	25	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,0
5	estación	0	0	0	0	25	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,0
6	estación	0	0	0	0	25	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,0
7	estación	0	0	0	0	25	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,0
8	estación	0	0	0	0	25	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,0
9	estación	0	0	0	0	32	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
10	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
11	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
12	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
13	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
14	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
15	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
16	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
17	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
18	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
19	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0
20	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	32	39				0,7	29,3	0,39202			22	60,0	0,0	0,0	1320,0	22	60,0	0,0	0,0	1320,0	22	60,0	0,0	0,0	0,0	40,6	
21	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			44	60,0	0,0	0,0	2640,0	44	60,0	0,0	0,0	2640,0	44	60,0	0,0	0,0	0,0	57,2	
22	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			66	60,0	0,0	0,0	3960,0	66	60,0	0,0	0,0	3960,0	66	60,0	0,0	0,0	0,0	65,9	
23	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			88	60,0	0,0	0,0	5280,0	88	60,0	0,0	0,0	5280,0	88	60,0	0,0	0,0	0,0	74,5	
24	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			110	60,0	0,0	0,0	6600,0	110	60,0	0,0	0,0	6600,0	110	60,0	0,0	0,0	0,0	83,1	
25	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			132	60,0	0,0	0,0	7920,0	132	60,0	0,0	0,0	7920,0	132	60,0	0,0	0,0	0,0	91,7	
26	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			154	60,0	0,0	0,0	9240,0	154	60,0	0,0	0,0	9240,0	154	60,0	0,0	0,0	0,0	100,4	
27	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			176	60,0	0,0	0,0	10560,0	176	60,0	0,0	0,0	10560,0	176	60,0	0,0	0,0	0,0	109,0	
28	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			198	60,0	0,0	0,0	11880,0	198	60,0	0,0	0,0	11880,0	198	60,0	0,0	0,0	0,0	117,6	
29	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			220	60,0	0,0	0,0	13200,0	220	60,0	0,0	0,0	13200,0	220	60,0	0,0	0,0	0,0	126,2	
30	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			242	60,0	0,0	0,0	14520,0	242	60,0	0,0	0,0	14520,0	242	60,0	0,0	0,0	0,0	134,9	
31	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			264	60,0	0,0	0,0	15840,0	264	60,0	0,0	0,0	15840,0	264	60,0	0,0	0,0	0,0	143,5	
32	SM	0	1,7	1,7	1,7	5	30				0,7	22,5	0,28995			281	10,0	0,0	0,0	2810,0	281	10,0	0,0	0,0	2810,0	281	10,0	0,0	0,0	0,0	86,5	
33	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			303	60,0	0,0	0,0	18180,0	303	60,0	0,0	0,0	18180,0	303	60,0	0,0	0,0	0,0	158,8	
34	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			325	60,0	0,0	0,0	19500,0	325	60,0	0,0	0,0	19500,0	325	60,0	0,0	0,0	0,0	167,4	
35	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			347	60,0	0,0	0,0	20820,0	347	60,0	0,0	0,0	20820,0	347	60,0	0,0	0,0	0,0	176,0	
36	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			369	60,0	0,0	0,0	22140,0	369	60,0	0,0	0,0	22140,0	369	60,0	0,0	0,0	0,0	184,7	
37	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			391	60,0	0,0	0,0	23460,0	391	60,0	0,0	0,0	23460,0	391	60,0	0,0	0,0	0,0	193,3	
38	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			413	60,0	0,0	0,0	24780,0	413	60,0	0,0	0,0	24780,0	413	60,0	0,0	0,0	0,0	201,9	
39	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			435	60,0	0,0	0,0	26100,0	435	60,0	0,0	0,0	26100,0	435	60,0	0,0	0,0	0,0	210,5	
40	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			457	60,0	0,0	0,0	27420,0	457	60,0	0,0	0,0	27420,0	457	60,0	0,0	0,0	0,0	219,2	
41	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			479	60,0	0,0	0,0	28740,0	479	60,0	0,0	0,0	28740,0	479	60,0	0,0	0,0	0,0	227,8	
42	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			501	60,0	0,0	0,0	30060,0	501	60,0	0,0	0,0	30060,0	501	60,0	0,0	0,0	0,0	236,4	
43	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			523	60,0	0,0	0,0	31380,0	523	60,0	0,0	0,0	31380,0	523	60,0	0,0	0,0	0,0	245,0	
44	GP-Sf	0	2,2	2,2	2,2	40	39				0,7	29,3	0,39202			545	60,0	0,0	0,0	32700,0	545	60,0	0,0	0,0	32700,0	545	60,0	0,0	0,0	0,0	253,7	
45	GP-Sf	0																														



**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

**ESTRUCTURA Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO Pila pilote**

**METODO DE CÁLCULO: EC-7 (NAVFAC D.M.-7) - MOHR - COULOMB**

**2) Valores adoptados y estimación de carga de hundimiento**

Cota top	Cota muro	Unidad	Tipo de suelo	Potencia	Método de cálculo
0,0	19,0	EST	Estación	19,0	NAVFAC LP
19,0	31,0	GP-Sf	Grava	12,0	NAVFAC LP
31,0	32,0	SM	Arena	1,0	NAVFAC LP
32,0	42,0	GP-Sf	Grava	10,0	NAVFAC LP
42,0	45,0	GP-Sf	Arena	3,0	NAVFAC LP
45,0	56,0	GP-Sf	Grava	11,0	NAVFAC LP

RESISTENCIA UNITARIA	
$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_r$ (KN/m <sup>2</sup> )
0,0	0,0
9240,0	121,9
2810,0	161,1
24120,0	219,2
32700,0	253,7
37980,0	288,1
37980,0	288,1

**Justificación del Factor de Seguridad aplicado según EC-7 (Tabla A.7):**

**Enfoque de proyecto:** Enfoque 1  
**Combinación de Cargas:** Combinación 1  
**Conjunto coeficientes parciales:** Conjunto M1 (tabla A.4)  
 Conjunto R1 (tabla A.7)

Resistencia	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Pruta	$\gamma_c$	1.25	1.1	1.0	1.6
Fuste (compresión)	$\gamma_c$	1.0	1.1	1.0	1.3
Total combinada (compresión)	$\gamma_c$	1.15	1.1	1.0	1.5
Fuste en tracción	$\gamma_c$	1.25	1.15	1.1	1.6

Parámetro del suelo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ángulo de rozamiento interno en efectivas*	$\gamma_\phi$	1.0	1.25
Cohesión efectiva	$\gamma_c$	1.0	1.25
Resistencia a cortante no drenada	$\gamma_{su}$	1.0	1.4
Resistencia a compresión simple	$\gamma_m$	1.0	1.4
Peso específico	$\gamma_s$	1.0	1.0

**3) Estimación de la carga de hundimiento/carga admisible según diámetro**

Cota (metros)	De	A	RESISTENCIA UNITARIA		1,0					1,25					1,5					1,8				
			$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_r$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.
			KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN
0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7	8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8	9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	11	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11	12	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12	13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
13	14	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14	15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15	16	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16	17	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17	18	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18	19	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19	20	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	383,1	7.640,1	2.692,6	11.339,2	478,8	478,8	11.818,0	4.044,6	16.328,4	574,6	574,6	16.903,0	5.594,0	23.512,9	689,5	689,5	24.202,4	7.821,2	
20	21	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	766,1	5.604,2	3.311,8	11.339,2	478,8	957,7	8.247,1	4.849,4	16.328,4	574,6	1.149,2	11.127,7	6.522,8	23.512,9	689,5	1.379,0	15.273,0	8.924,4	
21	22	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	1.149,2	6.592,0	3.931,0	11.339,2	478,8	1.436,5	9.535,9	5.654,3	16.328,4	574,6	1.723,8	12.609,4	7.451,6	23.512,9	689,5	2.068,5	17.031,3	10.027,7	
22	23	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	1.532,2	7.579,8	4.550,2	11.339,2	478,8	1.915,3	10.824,7	6.459,1	16.328,4	574,6	2.298,4	14.091,1	8.380,4	23.512,9	689,5	2.758,0	18.789,6	11.130,9	
23	24	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	1.915,3	8.567,6	5.169,4	11.339,2	478,8	2.394,1	12.113,4	7.264,0	16.328,4	574,6	2.873,0	15.572,8	9.309,2	23.512,9	689,5	3.447,5	20.547,8	12.234,1	
24	25	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	2.298,4	9.555,4	5.788,6	11.339,2	478,8	2.873,0	13.402,2	8.068,8	16.328,4	574,6	3.447,5	17.054,6	10.238,0	23.512,9	689,5	4.137,0	22.306,1	13.337,4	
25	26	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	2.681,4	9.938,5	6.062,2	11.339,2	478,8	3.351,8	14.691,0	8.873,7	16.328,4	574,6	4.022,1	18.536,3	11.166,7	23.512,9	689,5	4.826,6	24.064,4	14.440,6	
26	27	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	3.064,5	10.321,6	6.335,8	11.339,2	478,8	3.830,6	15.169,8	9.215,7	16.328,4	574,6	4.596,7	20.018,0	12.095,5	23.512,9	689,5	5.516,1	24.186,4	14.608,8	
27	28	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	3.447,5	10.704,6	6.609,4	11.339,2	478,8	4.309,4	14.662,3	8.994,1	16.328,4	574,6	5.171,3	20.079,4	12.212,7	23.512,9	689,5	6.205,6	29.731,2	17.875,8	
28	29	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	3.830,6	10.246,0	6.402,1	11.339,2	478,8	4.788,3	17.423,6	10.640,4	16.328,4	574,6	5.745,9	23.940,9	14.501,3	23.512,9	689,5	6.895,1	35.276,0	21.142,7	
29	30	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	4.213,7	12.576,8	7.788,7	11.339,2	478,8	5.267,1	20.185,0	12.286,7	16.328,4	574,6	6.320,5	27.802,3	16.790,0	23.512,9	689,5	7.584,6	40.820,8	24.409,7	
30	31	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	4.596,7	14.907,7	9.175,3	11.339,2	478,8	5.745,9	22.946,4	13.933,1	16.328,4	574,6	6.895,1	31.663,8	19.078,6	23.512,9	689,5	8.274,1	45.296,8	27.065,9	
31	32	2.810,0	161,1	2.207,0	506,1	5.102,8	17.782,4	10.890,4	3.448,4	632,7	6.378,6	26.284,4	15.930,9	4.965,7	759,2	7.654,3	36.499,0	21.950,0	7.150,6	911,0	9.185,1	50.886,8	30.390,3	
32	33	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	5.791,3	19.444,8	11.938,7	29.599,7	860,6	7.239,2	28.449,3	17.290,9	42.623,5	1.032,7	8.687,0	38.992,5	23.522,5	61.377,9	1.239,3	10.424,4	53.847,2	32.259,0	
33	34	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	6.479,8	21.107,2	12.986,9	29.599,7	860,6	8.099,8	30.614,2	18.650,9	42.623,5	1.032,7	9.719,7	41.486,1	25.094,9	61.377,9	1.239,3	11.663,7	56.807,6	34.127,7	
34	35	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	7.168,3	22.769,6	14.035,2	29.599,7	860,6	8.960,4	32.779,1	20.011,0	42.623,5	1.032,7	10.752,5	43.979,7	26.667,3	61.377,9	1.239,3	12.903,0	59.768,0	35.996,4	
35	36	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	7.856,8	24.432,0	15.083,5	29.599,7	860,6	9.821,0	34.944,1	21.371,0	42.623,5	1.032,7	11.785,2	46.473,3	28.239,7	61.377,9	1.239,3	14.142,2	62.728,4	37.865,1	
36	37	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	8.545,3	26.094,3	16.131,8	29.599,7	860,6	10.681,6	37.109,0	22.731,1	42.623,5	1.032,7	12.817,9	48.966,8	29.812,2	61.377,9	1.239,3	15.381,5	65.688,8	39.733,8	
37	38	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	9.233,8	28.177,6	17.420,6	29.599,7	860,6	11.542,2	39.273,9	24.091,1	42.623,5	1.032,7	13.850,7	51.460,4	31.384,6	61.377,9	1.239,3	16.620,8	70.832,6	42.850,2	
38	39	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	9.922,3	28.866,0	17.912,4	29.599,7	860,6	12.402,8	43.318,6	26.525,3	42.623,5	1.032,7	14.883,4	55.849,2	34.040,0	61.377,9	1.239,3	17.860,1	75.976,3	45.966,5	
39	40	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	10.610,7	30.677,7	19.045,9	29.599,7	860,6	13.263,4	45.495,4	27.892,2	42.623,5	1.032,7	15.916,1	60.238,1	36.695,						

**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

ESTRUCTURA **Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

APOYO **Pila pilote**

METODO DE CÁLCULO: **EC-7 (NAVFAC D.M.-7) - MOHR - COULOMB**

**4) Tope estructural**

Tipo de pilote **Perforado**  
**Con lodos**

Apoyo **Suelo firme**

$\sigma$  **12**

TIPO DE PILOTE	VALORES DE $\sigma$ (MPa)		
	Hincado	Hormigón pretensado	0,30 ( $f_{ck} - 0,80 \zeta_1$ )
Hormigón armado		0,30 $f_{ck}$	
Metalico		0,33 $f_{yk}$	
Madera		5	
TIPO DE APOYO			
	SUELO FIRME	ROCA	
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

<b>Diámetro</b>	1,00	1,25	1,50	1,80
<b>Q tope estructural (kN)</b>	<b>9.424,80</b>	<b>14.726,25</b>	<b>21.205,80</b>	<b>30.536,35</b>
<b>Longitud (m)</b>	31,15	31,40	31,74	32,08

**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

**ESTRUCTURA Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO Pila pilote**

**METODO DE CÁLCULO: EC-7 - PRESIÓMETROS**

**Expresión general**  $Q_h = q_p \cdot A_p + q_f \cdot A_f$

- Qh Carga de hundimiento
- qp Resistencia por punta
- Ap Área de la punta
- qf Resistencia por fuste
- Af Área del fuste

**Características del pilote**

Tipo	Perforado	Perforado	Perforado	Perforado
Diámetro	1,00	1,25	1,50	1,80

**COLUMNA DE TERRENO (inicio estación)**

z (m)	Unidad	NF	$\gamma_{ap}$	$\gamma'_{sum}$	$K_0$	$\sigma'_{v0}$ (Kpa)
1	R	0	1,7	1,7	0,5	17
2	R	0	1,7	1,7	0,5	34
3	GP-Ss	0	2	2	0,5	54
4	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	75
5	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	96
6	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	117
7	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	138
8	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	159
9	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	180
10	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	201
11	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	223
12	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	245
13	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	267
14	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	289
15	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	311
16	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	333
17	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	355
18	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	377
19	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	399
20	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	421
21	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	443
22	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	465
23	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	487
24	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	509
25	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	531
26	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	553
27	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	575
28	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	597
29	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	619
30	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	641
31	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	663
32	SM	0	1,7	1,7	0,5	680
33	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	702
34	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	724
35	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	746
36	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	768
37	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	790
38	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	812
39	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	834
40	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	856
41	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	878
42	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	900
43	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	922
44	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	944
45	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	966
46	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	988
47	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	1010
48	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	1032
49	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	1054
50	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	1076

**Factor de seguridad EC-7: Resistencias estimadas a partir de ensayos presiométricos (Ver tabla A-7).**

	F.S. Parcial	Coef. Modelo	F.S.
Punta	1,25	1,00	1,25
Fuste	1,00	1,00	1,00

**Justificación del Factor de Seguridad aplicado según EC-7 (Tabla A.7):**

Enfoque de proyecto: Enfoque 1  
 Combinación de Cargas: Combinación 1  
 Conjunto coeficientes parci: Conjunto R1

**Tabla A.7 – Coeficientes parciales de resistencia (γ) para los pilotes perforados**

Resistencia	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Punta	γ <sub>p</sub>	1,25	1,1	1,0	1,6
Fuste (compresión)	γ <sub>c</sub>	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combinada (compresión)	γ <sub>t</sub>	1,15	1,1	1,0	1,5
Fuste en tracción	γ <sub>t</sub>	1,25	1,15	1,1	1,6

**Coefficientes de correlación para ensayos de campo (Tabla A.10):**

Numero de perfiles ensayo: 1 Perfil

n	1
ξ <sub>5</sub>	1,4
ξ <sub>4</sub>	1,4

**Tabla A.10 – Coeficientes de correlación ξ para obtener valores característicos a partir de resultados de ensayos del terreno (n - número de perfiles de ensayos)**

ξ para n =	1	2	3	4	5	7	10
ξ <sub>5</sub>	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ <sub>4</sub>	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

**Método presiométrico (EUROCODIGO)**

$$Q = A k [p_{LM} - p_0] + P \sum (q_{si} \cdot z_i)$$

donde

- A es el área de la base del pilote que es igual al área real en el caso de pilotes con extremos cerrados o parte de esa área en el caso de pilotes con extremos abiertos;
- p<sub>LM</sub> es el valor representativo de la presión límite en la base del pilote corregido para cualquier capa blanda inferior;
- p<sub>0</sub> es el valor [K<sub>0</sub>(σ<sub>v</sub> - u) + u], tomando convencionalmente K<sub>0</sub> = 0.5 y σ<sub>v</sub> es la presión de sobrecarga vertical total en el nivel del ensayo y u es la presión intersticial en el nivel del ensayo;
- k factor de resistencia portante definido en la tabla C.4;
- P perímetro del pilote;
- q<sub>si</sub> unidad de resistencia del pozo para la capa del suelo i dada en la figura C.1 utilizando conjuntamente la tabla C.5;
- z<sub>i</sub> espesor de la capa de suelo i.

**Table C.5: The selection of design curves for unit shaft resistance**

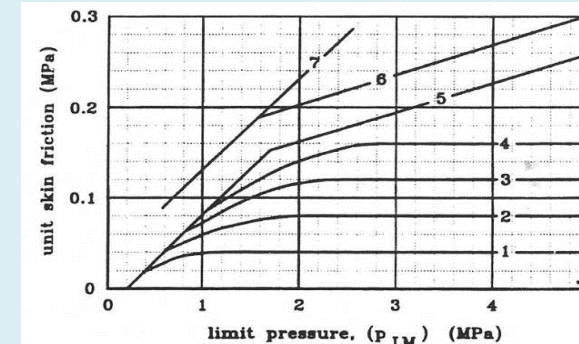
soil category	clay and silt			sand and gravel			chalk			marl		rock
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
<b>pile type</b>												
bored piles and caissons	no support	1	1/2	2/3	-	-	1	3	4/5	3	4/5	6
	mud support	1	1/2	1/2	1	1/2	1	3	4/5	3	4/5	6
	temp casing	1	1/2	1/2	1	1/2	1	2	3/4	3	4	-
	perm casing	1	1	1	1	1	1	2	3/4	2	3	-
<b>hand dug caisson</b>												
displacement piles	1	2	3	-	-	-	1	2	3	4	5	6
closed end	1	2	2	2	2	3				3	4	4
prefab concrete	1	2	2	2	2	3				3	4	4
cast in situ	1	2	2	2	2	3	1	2	3	3	4	-
coated shaft	1	2	2	3	3	4				3	4	-
<b>grouted piles</b>												
low pressure	1	2	2	3	3	3	2	3	4	5	5	-
high pressure	1	4	5	5	5	6	-	5	6	6	6	7

**Table C.4: Derived values of the bearing resistance factor, k, for axially loaded piles**

Soil category	A <sub>LM</sub> [MPa]	Bored piles and small displacement piles		Full displacement piles
		q <sub>p</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>t</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	
clay and silt	A	< 0,7	1,1	1,4
	B	1,2 - 2,0	1,2	1,5
	C	> 2,5	1,3	1,6
sand and gravel	A	< 0,5	1,0	4,2
	B	1,0 - 2,0	1,1	3,7
	C	> 2,5	1,2	3,2
chalk	A	< 0,7	1,1	1,6
	B	1,0 - 2,5	1,4	2,2
	C	> 3,0	1,8	2,6
marl	A	1,5 - 4,0	1,8	2,6
	B	> 4,5	1,8	2,6
weathered rock	A	2,5 - 4,0	(i)	(i)
	B	> 4,5	(i)	(i)

(i) Choose k for the closest soil category.

**Figure C.1**



Cota	Tipo de suelo	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>0</sub> (kPa)	k (Factor de resistencia)	ξ	
P9-04	4 GP-Sm	23.364	38	Granular C	1,2	1,40
P9-09	9 GP-Sm	29.068	90	Granular C	1,2	1,40
SE24-1	15 GP-Sf	9.891	156	Granular C	1,2	1,40
P9-15	15 GP-Sf	21.690	156	Granular C	1,2	1,40
P9-22	22 GP-Sf	26.196	233	Granular C	1,2	1,40
SE24-2	25 GP-Sf	13.845	266	Granular C	1,2	1,40
P9-25	25 GP-Sf	25.715	266	Granular C	1,2	1,40
P9-30	30 GP-Sf	20.955	321	Granular C	1,2	1,40
P9-37	37 GP-Sf	27.458	395	Granular C	1,2	1,40
P9-42	42 GP-Sf	23.585	450	Granular C	1,2	1,40

RESISTENCIA UNITARIA	
q <sub>p</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>t</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
19994,4	100,0
24838,1	100,0
8344,6	100,0
18457,9	100,0
22254,5	100,0
11639,8	100,0
21814,1	100,0
17686,5	100,0
23196,9	100,0
19830,4	100,0

**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

**ESTRUCTURA Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO Pila pilote**

**METODO DE CÁLCULO: EC-7 - PRESIÓMETROS**

**Valores adoptados y estimación de carga de hundimiento**

Cota tex	Cota muro	Unidad	Tipo de suelo	Potencia	Método de cálculo
0,0	19,0	EST	Estación	19,0	Presiómetro EC-7
19,0	31,0	GP-Sf	Grava	12,0	Presiómetro EC-7
31,0	32,0	SM	Arena	1,0	Presiómetro EC-7
32,0	56,0	GP-Sf	Grava	24,0	Presiómetro EC-7

RESISTENCIA UNITARIA	
$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_r$ (KN/m <sup>2</sup> )
0,0	0,0
18348,7	100,0
8843,2	100,0
20237,9	100,0

**Estimación de la carga de hundimiento/carga admisible según diámetro**

Cota (metros)		RESISTENCIA UNITARIA		Diametro pilote (metros)					1,25					1,5					1,8					
				1,0		1,25			1,5			1,8			1,0		1,25			1,5		1,8		
De	A	$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_r$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	
0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7	8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8	9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	11	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11	12	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12	13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
13	14	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14	15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15	16	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16	17	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17	18	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18	19	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19	20	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	314,2	14.725,2	7.039,3	22.517,3	392,7	392,7	22.910,0	10.686,3	32.424,8	471,2	471,2	32.896,1	14.882,3	46.691,8	565,5	565,5	47.257,3	20.940,1	
20	21	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	628,3	10.235,7	8.314,2	22.517,3	392,7	785,4	15.260,8	12.365,7	32.424,8	471,2	942,5	20.757,7	16.794,6	46.691,8	565,5	1.131,0	28.721,6	23.203,5	
21	22	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	942,5	11.750,8	9.589,1	22.517,3	392,7	1.178,1	17.261,8	14.045,1	32.424,8	471,2	1.413,7	23.030,3	18.707,0	46.691,8	565,5	1.696,5	31.409,4	25.466,8	
22	23	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	1.256,6	13.265,8	10.864,0	22.517,3	392,7	1.570,8	19.262,9	15.724,5	32.424,8	471,2	1.885,0	25.302,9	20.619,3	46.691,8	565,5	2.261,9	34.097,2	27.730,2	
23	24	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	1.570,8	14.780,9	12.138,9	22.517,3	392,7	1.963,5	21.264,0	17.403,9	32.424,8	471,2	2.356,2	27.575,5	22.531,7	46.691,8	565,5	2.827,4	36.785,1	29.993,6	
24	25	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	1.885,0	16.296,0	13.413,8	22.517,3	392,7	2.356,2	23.265,1	19.083,3	32.424,8	471,2	2.827,4	29.848,1	24.444,0	46.691,8	565,5	3.392,9	39.472,9	32.256,9	
25	26	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	2.199,1	16.610,2	13.727,9	22.517,3	392,7	2.748,9	25.266,1	20.762,7	32.424,8	471,2	3.298,7	32.120,8	26.356,3	46.691,8	565,5	3.958,4	42.160,8	34.520,3	
26	27	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	2.513,3	16.924,3	14.042,1	22.517,3	392,7	3.141,6	25.658,8	21.155,4	32.424,8	471,2	3.769,9	34.393,4	28.268,7	46.691,8	565,5	4.523,9	42.429,8	34.848,6	
27	28	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	2.827,4	17.238,5	14.356,3	22.517,3	392,7	3.534,3	24.593,4	20.381,6	32.424,8	471,2	4.241,1	34.566,3	28.501,3	46.691,8	565,5	5.089,4	45.598,3	37.496,6	
28	29	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	3.141,6	16.308,4	13.675,0	22.517,3	392,7	3.927,0	25.275,9	21.006,1	32.424,8	471,2	4.712,4	35.454,9	29.306,4	46.691,8	565,5	5.654,9	48.766,9	40.144,5	
29	30	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	3.455,7	16.869,8	14.187,0	22.517,3	392,7	4.319,7	25.958,4	21.630,7	32.424,8	471,2	5.183,6	36.343,4	30.111,4	46.691,8	565,5	6.220,3	51.935,5	42.792,5	
30	31	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	3.769,9	17.431,3	14.699,0	22.517,3	392,7	4.712,4	26.640,9	22.255,2	32.424,8	471,2	5.654,9	37.232,0	30.916,5	46.691,8	565,5	6.785,8	52.981,7	43.742,6	
31	32	8.843,2	100,0	6.945,5	314,2	4.084,1	18.614,9	15.708,7	10.852,3	392,7	5.105,1	27.948,3	23.379,7	15.627,3	471,2	6.126,1	39.287,0	32.654,8	22.503,3	565,5	7.351,3	55.347,3	45.748,1	
32	33	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	4.398,2	19.052,7	16.121,8	24.835,7	392,7	5.497,8	28.506,6	23.904,9	35.763,3	471,2	6.597,3	39.943,7	33.274,4	51.499,2	565,5	7.916,8	56.131,4	46.488,4	
33	34	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	4.712,4	19.490,5	16.534,9	24.835,7	392,7	5.890,5	29.064,9	24.430,0	35.763,3	471,2	7.068,6	40.600,4	33.894,1	51.499,2	565,5	8.482,3	56.915,4	47.228,7	
34	35	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	5.026,5	19.928,3	16.947,9	24.835,7	392,7	6.283,2	29.623,2	24.955,2	35.763,3	471,2	7.539,8	41.257,1	34.513,7	51.499,2	565,5	9.047,8	57.699,4	47.969,0	
35	36	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	5.340,7	20.366,1	17.361,0	24.835,7	392,7	6.675,9	30.181,5	25.480,4	35.763,3	471,2	8.011,1	41.913,8	35.133,3	51.499,2	565,5	9.613,3	58.483,4	48.709,3	
36	37	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	5.654,9	20.803,9	17.774,1	24.835,7	392,7	7.068,6	30.739,8	26.005,6	35.763,3	471,2	8.482,3	42.570,6	35.752,9	51.499,2	565,5	10.178,8	59.267,4	49.449,7	
37	38	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	5.969,0	21.863,8	18.684,9	24.835,7	392,7	7.461,3	31.298,1	26.530,8	35.763,3	471,2	8.953,5	43.227,3	36.372,5	51.499,2	565,5	10.744,2	60.051,4	50.190,0	
38	39	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	6.283,2	22.178,0	19.999,0	24.835,7	392,7	7.854,0	32.689,6	27.722,5	35.763,3	471,2	9.424,8	43.884,0	36.992,1	51.499,2	565,5	11.309,7	60.835,4	50.930,3	
39	40	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	6.597,3	22.492,2	19.313,2	24.835,7	392,7	8.246,7	33.082,3	28.115,2	35.763,3	471,2	9.896,0	44.540,7	37.611,8	51.499,2	565,5	11.875,2	61.619,4	51.670,6	
40	41	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	6.911,5	22.806,3	19.627,4	24.835,7	392,7	8.639,4	33.475,0	28.507,9	35.763,3	471,2	10.367,2	46.130,6	38.977,9	51.499,2	565,5	12.440,7	62.403,4	52.410,9	
41	42	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	7.225,7	23.120,5	19.941,5	24.835,7	392,7	9.032,1	33.867,7	28.900,6	35.763,3	471,2	10.838,5	46.601,8	39.449,2	51.499,2	565,5	13.006,2	63.187,4	53.151,2	
42	43	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	7.539,8	23.434,6	20.255,7	24.835,7	392,7	9.424,8	34.260,4	29.293,3	35.763,3	471,2	11.309,7	47.073,1	39.920,4	51.499,2	565,5	13.571,7	65.070,9	54.771,0	
43	44	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	7.854,0	23.748,8	20.569,8	24.835,7	392,7	9.817,5	34.653,1	29.686,0	35.763,3	471,2	11.781,0								

**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

**ESTRUCTURA Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO Pila pilote**

**METODO DE CÁLCULO: EC-7 - PRESIÓMETROS**

**Tope estructural**

**Tipo de pilote** Perforado  
Con lodos

**Apoyo** Suelo firme

**σ** 12

TIPO DE PILOTE		VALORES DE q (MPa)	
Hincado	Hormigón pretensado	0.30 ( $f_{ct} - 0.90 f_c$ )	
	Hormigón armado	0.30 $f_{ct}$	
	Metalico	0.33 $f_{ct}$	
	Madera	5	
		TIPO DE APOYO	
		SUELO FIRME	ROCA
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

<b>Diámetro</b>	1,00	1,25	1,50	1,80
<b>Q tope estructural (kN)</b>	<b>9.424,80</b>	<b>14.726,25</b>	<b>21.205,80</b>	<b>30.536,35</b>
<b>Longitud (m)</b>	21,87	22,41	23,31	24,24

**GRÁFICO DE DIMENSIONAMIENTO DE PILOTES**

ESTRUCTURA:

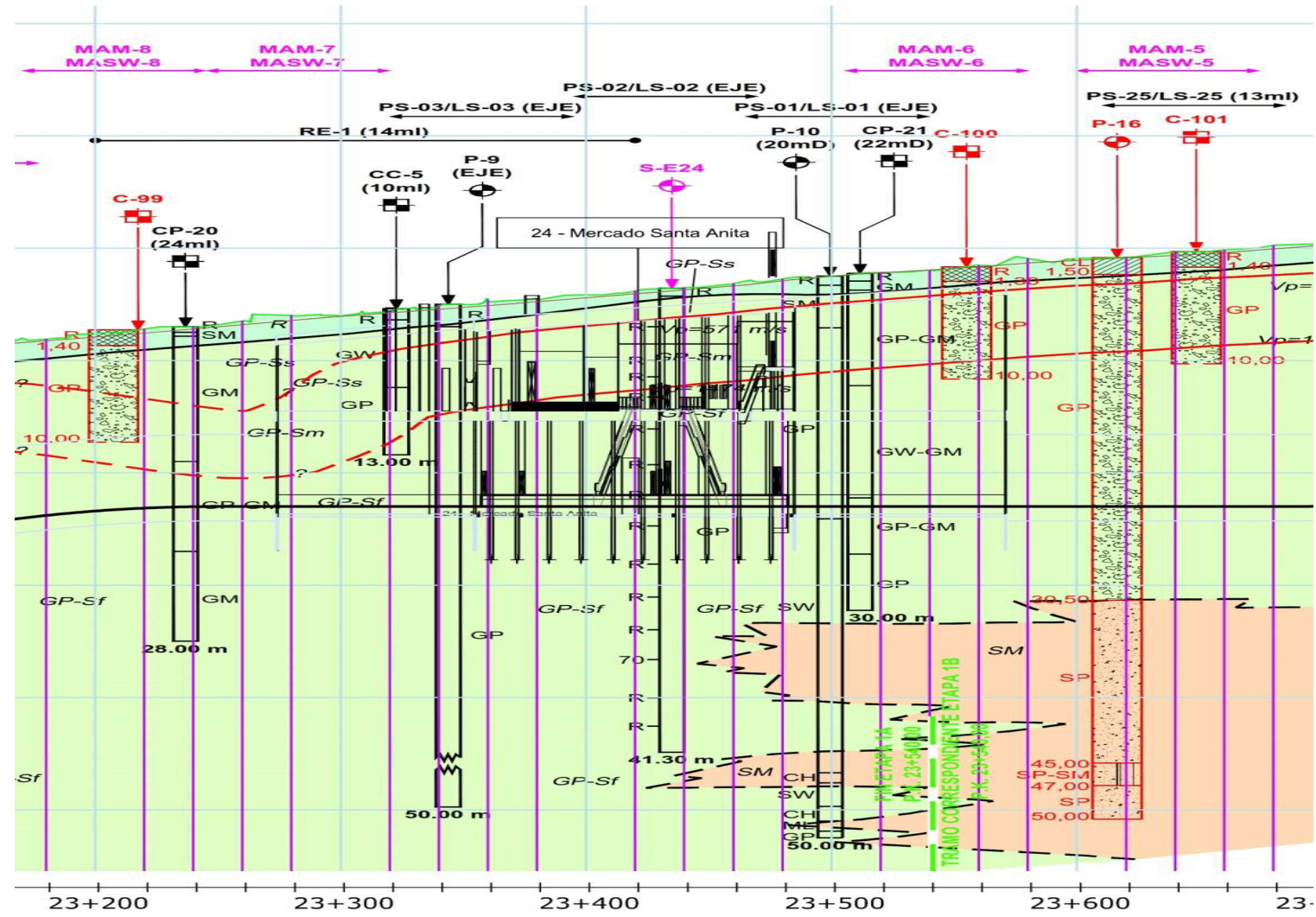
APOYO:

Alineaciones I a VII

E-24 Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)

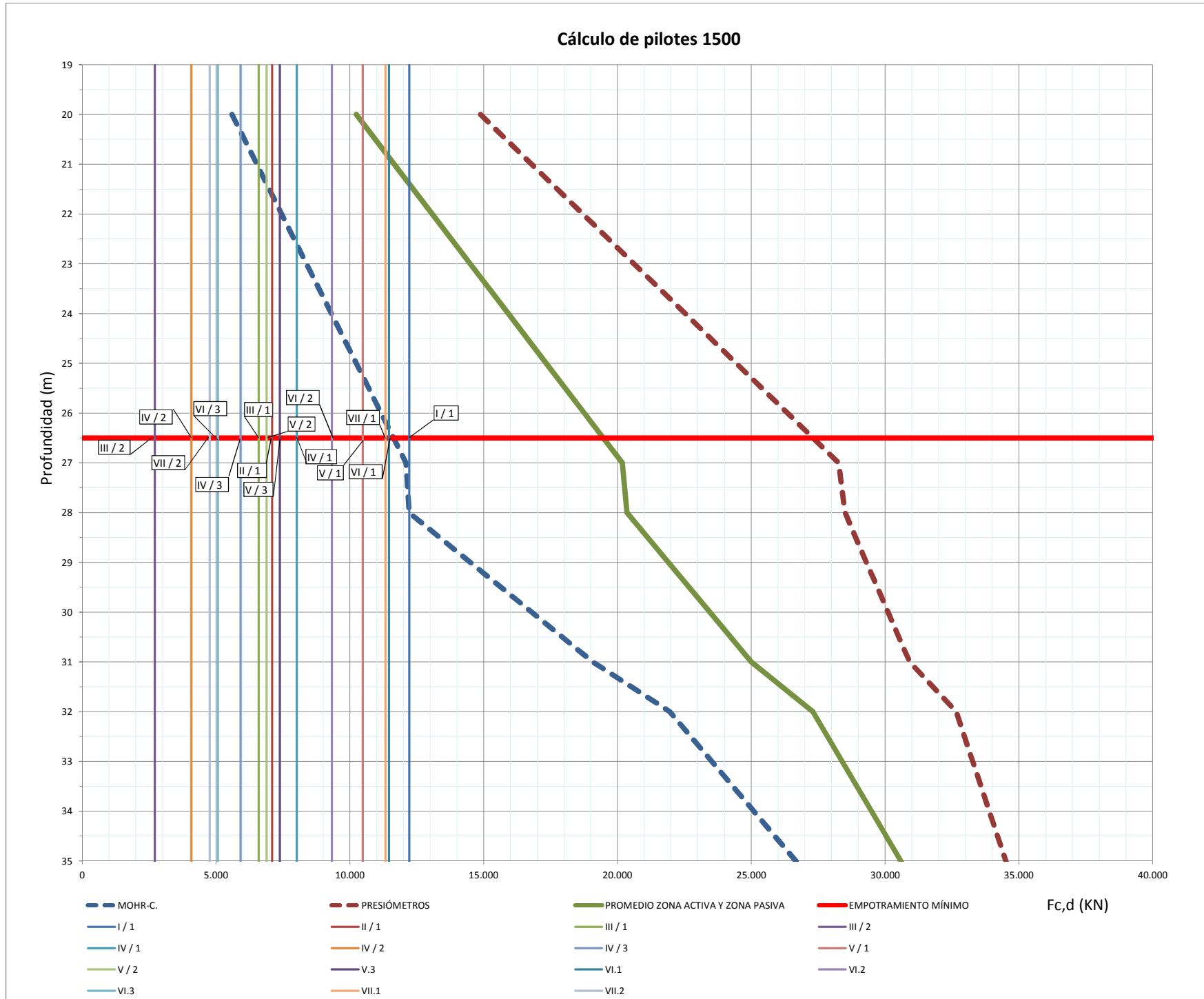
DIÁMETRO PILOTE (mm): 1500

PROF. (m)	CORTE TERRENO	CARGA ADMISIBLE (KN)		
		MOHR-C.	PRESIÓMETROS	MEDIA
1	ESTACIÓN			
2	ESTACIÓN			
3	ESTACIÓN			
4	ESTACIÓN			
5	ESTACIÓN			
6	ESTACIÓN			
7	ESTACIÓN			
8	ESTACIÓN			
9	ESTACIÓN			
10	ESTACIÓN			
11	ESTACIÓN			
12	ESTACIÓN			
13	ESTACIÓN			
14	ESTACIÓN			
15	ESTACIÓN			
16	ESTACIÓN			
17	ESTACIÓN			
18	ESTACIÓN			
19	ESTACIÓN	0		
20	GP-Sf	5.594	14.882	10.238
21	GP-Sf	6.523	16.795	11.659
22	GP-Sf	7.452	18.707	13.079
23	GP-Sf	8.380	20.619	14.500
24	GP-Sf	9.309	22.532	15.920
25	GP-Sf	10.238	24.444	17.341
26	GP-Sf	11.167	26.356	18.762
27	GP-Sf	12.096	28.269	20.182
28	GP-Sf	12.213	28.501	20.357
29	GP-Sf	14.501	29.306	21.904
30	GP-Sf	16.790	30.111	23.451
31	GP-Sf	19.079	30.917	24.998
32	SM	21.950	32.655	27.302
33	GP-Sf	23.522	33.274	28.398
34	GP-Sf	25.095	33.894	29.494
35	GP-Sf	26.667	34.514	30.590
36	GP-Sf	28.240	35.133	31.687
37	GP-Sf	29.812	35.753	32.783
38	GP-Sf	31.385	36.373	33.879
39	GP-Sf	34.040	36.992	35.516
40	GP-Sf	36.695	37.612	37.154
41	GP-Sf	39.712	38.978	39.345
42	GP-Sf	42.199	39.449	40.824
43	GP-Sf	44.200	39.920	42.060
44	GP-Sf	46.202	40.392	43.297
45	GP-Sf	48.204	40.863	44.533
46	GP-Sf	49.951	41.334	45.643
47	GP-Sf	51.698	41.805	46.752
48	GP-Sf	53.446	42.277	47.861
49	GP-Sf	55.193	42.748	48.971



**GRÁFICO DE DIMENSIONAMIENTO DE PILOTES**

ESTRUCTURA: **E-24 Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)** APOYO: **Alineaciones I a VII**  
 DIÁMETRO PILOTE (mm): **1500**



ALINEACIÓN / PILOTE	CARGAS PILOTES $F_{c,d}$ (KN)	LONGITUD DE PILOTE (m)	PROF. DE LA PUNTA DESDE SUPERFICIE (m)
I.1	12.220	7,5	26,5
II.1	7.095	7,5	26,5
III.1	6.588	7,5	26,5
III.2	2.713	7,5	26,5
IV.1	8.015	7,5	26,5
IV.2	4.074	7,5	26,5
IV.3	5.916	7,5	26,5
V.1	10.485	7,5	26,5
V.2	6.885	7,5	26,5
V.3	7.380	7,5	26,5
VI.1	11.459	7,5	26,5
VI.2	9.327	7,5	26,5
VI.3	5.070	7,5	26,5
VII.1	11.330	7,5	26,5
VII.2	4.765	7,5	26,5

**CÁLCULO DE ASIENOS DE PILOTES**

**ESTRUCTURA:**

**E-24 Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO:**

**Alineaciones I a VII**

**DIÁMETRO PILOTE (mm): 1500**

**Asientos según NAVFAC DM-7**

Asiento total de la cabeza del pilote:

$$W = Ws + Wpp + Wps$$

Asiento por acortamiento elástico del pilote:

$$Ws = (Qp + \alpha_s \cdot Qs) \frac{L}{E \cdot A}$$

Asiento por la carga transmitida a la punta:

$$Wpp = \frac{Cp \cdot Qp}{B \cdot q0}$$

Asiento por la carga transmitida al fuste:

$$Wps = \frac{Cs \cdot Qs}{D \cdot q0}$$

- $Q_p$  carga transmitida a la punta
- $Q_s$  carga transmitida por fuste
- $\alpha_s$  factor que tiene en cuenta la distribución de la carga por fuste
- L longitud del pilote
- E módulo de Young del hormigón
- A área de la sección transversal del pilote
- $C_p$  coeficiente que depende del tipo de terreno y del método constructivo
- B diámetro del pilote
- $q_0$  capacidad de carga por punta del pilote
- $C_s = (0.93 + 0.16 \cdot \frac{D}{B}) \cdot C_{pr}$
- D longitud de empotramiento

Pilote	Q (KN) carga en ELS	Carga máxima absorbida por fuste Qs (KN)	Carga absorbida por la punta Qp (KN)	Factor de distribución de fuste $\alpha$	L (m) Longitud del pilote	B (m) Diámetro del pilote	Área de la sección transversal (m2)	E (MPa) Módulo de deformación del hormigón	Ws (m) Acortamiento elástico del pilote	q <sub>0</sub> (Kpa) Carga unitaria de hundimiento por punta	Cp	Wpp (m) Asiento de la cabeza por la carga transmitida a la punta	Cs	Wps (m) Asiento de la cabeza por la carga transmitida al fuste	Wo (m) Asiento total de la cabeza
I.1	8.150	3.660	4.489	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	8,42E-04	13.028	0,05	1,15E-02	0,09	3,24E-03	1,56E-02
II.1	4.692	3.660	1.032	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	4,22E-04	13.028	0,05	2,64E-03	0,09	3,24E-03	6,30E-03
III.1	4.380	3.660	719	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	3,85E-04	13.028	0,05	1,84E-03	0,09	3,24E-03	5,47E-03
III.2	1.733	3.660	0	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	2,97E-04	13.028	0,05	0,00E+00	0,09	1,63E-03	4,83E-03
IV.1	5.254	3.660	1.594	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	4,91E-04	13.028	0,05	4,08E-03	0,09	3,24E-03	7,81E-03
IV.2	2.589	3.660	0	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	2,97E-04	13.028	0,05	0,00E+00	0,09	2,29E-03	2,59E-03
IV.3	3.884	3.660	223	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	3,24E-04	13.028	0,05	5,71E-04	0,09	3,24E-03	4,14E-03
V.1	6.835	3.660	3.175	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	6,82E-04	13.028	0,05	8,12E-03	0,09	3,24E-03	1,20E-02
V.2	4.400	3.660	739	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	3,87E-04	13.028	0,05	1,89E-03	0,09	3,24E-03	5,52E-03
V.3	4.831	3.660	1.170	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	4,39E-04	13.028	0,05	2,99E-03	0,09	3,24E-03	6,67E-03
VI.1	7.442	3.660	3.782	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	7,56E-04	13.028	0,05	9,68E-03	0,09	3,24E-03	1,37E-02
VI.2	5.980	3.660	2.320	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	5,79E-04	13.028	0,05	5,94E-03	0,09	3,24E-03	9,76E-03
VI.3	3.283	3.660	0	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	2,97E-04	13.028	0,05	0,00E+00	0,09	2,91E-03	3,20E-03
VII.1	7.364	3.660	3.704	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	7,46E-04	13.028	0,05	9,48E-03	0,09	3,24E-03	1,35E-02
VII.2	3.054	3.660	0	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	2,97E-04	13.028	0,05	0,00E+00	0,09	2,70E-03	3,06E-03



**CÁLCULO DE ASIENTOS DE PILOTES**

**ESTRUCTURA:**

**E-24 Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO:**

**Alineaciones I a VII**

**DIÁMETRO PILOTE (mm):**

**1500**

Asientos según AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS - 2012

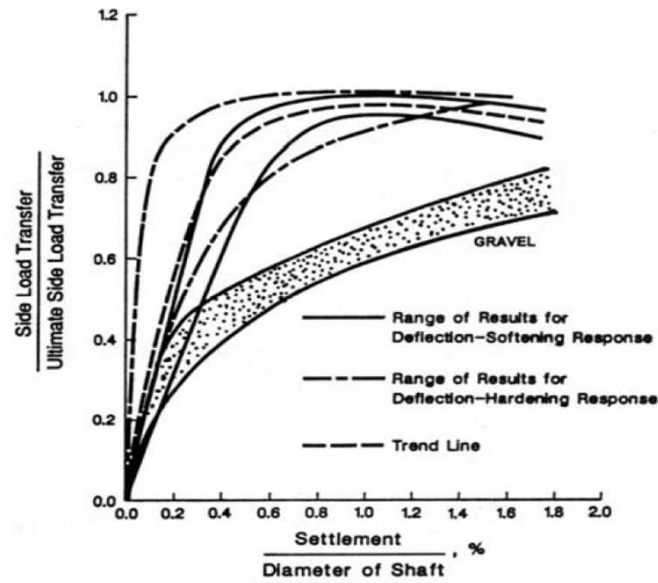


Figure 10.8.2.2.2-3—Normalized Load Transfer in Side Resistance versus Settlement in Cohesionless Soils (from O'Neill and Reese, 1999)

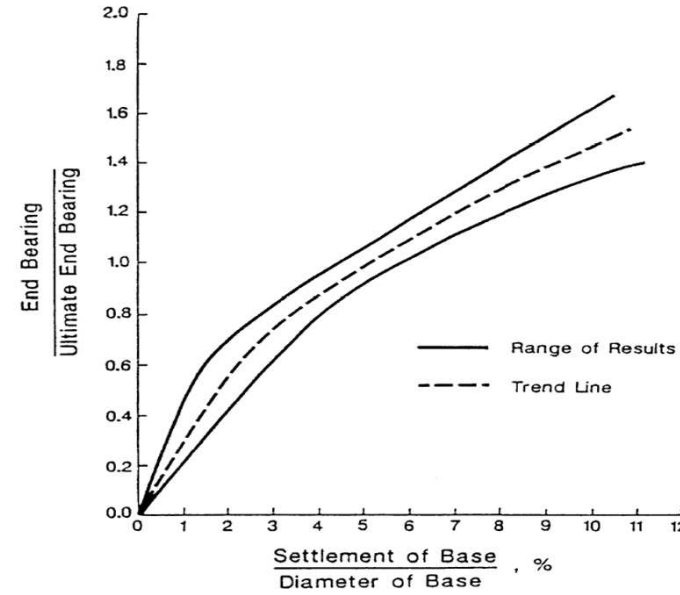


Figure 10.8.2.2.2-4—Normalized Load Transfer in End Bearing versus Settlement in Cohesionless Soils (from O'Neill and Reese, 1999)

Pilote	Q (KN) carga en ELS	Carga máxima a movilizar por fuste Q <sub>s</sub> máx (KN)	Factor de movilización de la carga por fuste (Véase Figura 10.8.2.2.2-3)	Carga movilizada por fuste Q <sub>s</sub> (KN)	Carga absorbida por la punta Q <sub>p</sub> (KN)	Q <sub>hp</sub> (KN) Carga de hundimiento por punta	Q <sub>p</sub> / Q <sub>hp</sub>	Asiento relativo de la punta (%) (Véase Figura 10.8.2.2.2-4)	Asiento de la punta W <sub>p</sub> (m)	Factor de distribución de fuste α	L (m) Longitud del pilote	B (m) Diámetro del pilote	Área de la sección transversal (m <sup>2</sup> )	E (MPa) Módulo de deformación del hormigón	W <sub>s</sub> (m) Acortamiento elástico del pilote	W <sub>o</sub> (m) Asiento total de la cabeza
I.1	8.150	3.660	0,61	2.216	5.934	23.022	0,26	0,78%	1,17E-02	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	9,00E-04	1,26E-02
II.1	4.692	3.660	0,51	1.861	2.831	23.022	0,12	0,36%	5,39E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	4,94E-04	5,88E-03
III.1	4.380	3.660	0,49	1.804	2.576	23.022	0,11	0,33%	4,90E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	4,59E-04	5,36E-03
III.2	1.733	3.660	0,26	944	789	23.022	0,03	0,11%	1,98E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	1,72E-04	1,75E-03
IV.1	5.254	3.660	0,53	1.944	3.310	23.022	0,14	0,42%	6,32E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	5,59E-04	6,88E-03
IV.2	2.589	3.660	0,35	1.297	1.292	23.022	0,06	0,17%	2,49E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	2,62E-04	2,76E-03
IV.3	3.884	3.660	0,46	1.696	2.188	23.022	0,10	0,28%	4,16E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	4,03E-04	4,57E-03
V.1	6.835	3.660	0,57	2.099	4.736	23.022	0,21	0,61%	9,17E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	7,45E-04	9,92E-03
V.2	4.400	3.660	0,49	1.808	2.592	23.022	0,11	0,33%	4,93E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	4,61E-04	5,39E-03
V.3	4.831	3.660	0,51	1.883	2.948	23.022	0,13	0,37%	5,61E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	5,10E-04	6,12E-03
VI.1	7.442	3.660	0,59	2.151	5.291	23.022	0,23	0,69%	1,03E-02	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	8,16E-04	1,11E-02
VI.2	5.980	3.660	0,55	2.024	3.956	23.022	0,17	0,51%	7,59E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	6,44E-04	8,24E-03
VI.3	3.283	3.660	0,42	1.532	1.751	23.022	0,08	0,22%	3,34E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	3,37E-04	3,68E-03
VII.1	7.364	3.660	0,59	2.144	5.220	23.022	0,23	0,68%	1,02E-02	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	8,07E-04	1,10E-02
VII.2	3.054	3.660	0,40	1.480	1.594	23.022	0,07	0,20%	3,06E-03	0,67	7,5	1,5	1,77	35.000	3,12E-04	3,86E-03

**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

**ESTRUCTURA Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO Pila pilote**

**METODO DE CÁLCULO: EC-7 (NAVFAC D.M.-7) - MOHR - COULOMB**

**Expresión general**  $Q_h = q_p \cdot A_p + q_s \cdot A_s$

*Qh* Carga de hundimiento  
*qp* Resistencia por punta ( $q_p = Nq \cdot \sigma_{vo} + Nc \cdot c$ )  
*Ap* Área de la punta  
*qs* Resistencia por fuste ( $q_f = c + K_0 \cdot tg \delta \cdot \sigma'v$ )  
*Af* Área del fuste

**Relacion de la resistencia para pilote hincado y perforado**

Resistencia por punta:  $q_p^{pilote\ hincado} = n \cdot q_p$

Resistencia por fuste:  $\tau_f^{pilote\ hincado} = m \cdot \tau_f$

**Valores del factor n**

Tipo de terreno	n
Suelos granulares y cualquier tipo de terreno a largo plazo	2
Suelos cohesivos a corto plazo	1

**Valores factor m**

Tipo de pilote	Granular	Cohesivo
Pilotes de hormigón	1,3	0,9
Pilotes de acero	0,9	0,6
Pilotes de madera	1,4	1

**Características del pilote**

Tipo	Perforado	Perforado	Perforado	Perforado
Diámetro	1,00	1,25	1,50	1,80
Factor diámetro ( $f_D$ )	0,67	0,67	0,67	0,67

**Factor de seguridad EC-7: Resistencias estimadas a partir de parámetros del suelo (Ver tabla A-7).**

Punta	F.S. Parcial	C. Modelo	F.S.
Punta	1,25	1,40	1,75
Fuste	1,00	1,40	1,40

**1) Metodo analitico**

Mohr-Coulomb (EC-7 - NAVFAC)										Diámetro = 1m				Diámetro = 1,25m				Diámetro = 1,5m				Diámetro = 1,8m		Diámetro = 1,8											
z (m)	Unidad	N <sub>SPT</sub>	N <sub>F</sub>	$\gamma_{ap}$	$\gamma'_{sum}$	c (Kpa)	$\phi$	cu (Kpa)	Pasa #0,08	D50	$K_0$	$\delta$	$K_0 \cdot tg \delta$	n	m	$\sigma'_{vo}$ (Kpa)	Nq	Nc	$\sigma'_{vo}$ (Kpa)	Nq	Nc	$\sigma'_{vo}$ (Kpa)	Nq	Nc	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO	$\sigma'_{vo}$ (Kpa)	Nq	Nc	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO	LARGO PLAZO	CORTO PLAZO		
1	estación	0	0	0	0	28					0,7	21	0,2687			0	8,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0
2	estación	0	0	0	0	28					0,7	21	0,2687			0	8,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0	0	8,0	0,0	0,0
3	estación	0	0	0	0	15	34				0,7	25,5	0,33388			0	21,0	0,0	0,0	0	21,0	0,0	0,0	0	21,0	0,0	0,0	0	21,0	0,0	0,0	0	21,0	0,0	0,0
4	estación	0	0	0	0	25	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0
5	estación	0	0	0	0	25	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0
6	estación	0	0	0	0	25	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0
7	estación	0	0	0	0	25	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0
8	estación	0	0	0	0	25	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0
9	estación	0	0	0	0	32	36,5				0,7	27,4	0,36246			0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0	0	34,0	0,0	0,0
10	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0
11	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0
12	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0
13	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0
14	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0
15	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0
16	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0
17	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0
18	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0
19	estación	0	0	0	0	32	39				0,7	29,3	0,39202			0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0	0	60,0	0,0	0,0
20	GP-Sf	0	2,2	2,2	32	39					0,7	29,3	0,39202			22	60,0	0,0	0,0	22	60,0	0,0	0,0	22	60,0	0,0	0,0	22	60,0	0,0	0,0	22	60,0	0,0	0,0
21	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			44	60,0	0,0	0,0	44	60,0	0,0	0,0	44	60,0	0,0	0,0	44	60,0	0,0	0,0	44	60,0	0,0	0,0
22	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			66	60,0	0,0	0,0	66	60,0	0,0	0,0	66	60,0	0,0	0,0	66	60,0	0,0	0,0	66	60,0	0,0	0,0
23	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			88	60,0	0,0	0,0	88	60,0	0,0	0,0	88	60,0	0,0	0,0	88	60,0	0,0	0,0	88	60,0	0,0	0,0
24	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			110	60,0	0,0	0,0	110	60,0	0,0	0,0	110	60,0	0,0	0,0	110	60,0	0,0	0,0	110	60,0	0,0	0,0
25	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			132	60,0	0,0	0,0	132	60,0	0,0	0,0	132	60,0	0,0	0,0	132	60,0	0,0	0,0	132	60,0	0,0	0,0
26	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			154	60,0	0,0	0,0	154	60,0	0,0	0,0	154	60,0	0,0	0,0	154	60,0	0,0	0,0	154	60,0	0,0	0,0
27	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			176	60,0	0,0	0,0	176	60,0	0,0	0,0	176	60,0	0,0	0,0	176	60,0	0,0	0,0	176	60,0	0,0	0,0
28	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			198	60,0	0,0	0,0	198	60,0	0,0	0,0	198	60,0	0,0	0,0	198	60,0	0,0	0,0	198	60,0	0,0	0,0
29	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			220	60,0	0,0	0,0	220	60,0	0,0	0,0	220	60,0	0,0	0,0	220	60,0	0,0	0,0	220	60,0	0,0	0,0
30	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			242	60,0	0,0	0,0	242	60,0	0,0	0,0	242	60,0	0,0	0,0	242	60,0	0,0	0,0	242	60,0	0,0	0,0
31	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			264	60,0	0,0	0,0	264	60,0	0,0	0,0	264	60,0	0,0	0,0	264	60,0	0,0	0,0	264	60,0	0,0	0,0
32	SM	0	1,7	1,7	5	30					0,7	22,5	0,28995			281	10,0	0,0	0,0	281	10,0	0,0	0,0	281	10,0	0,0	0,0	281	10,0	0,0	0,0	281	10,0	0,0	0,0
33	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			303	60,0	0,0	0,0	303	60,0	0,0	0,0	303	60,0	0,0	0,0	303	60,0	0,0	0,0	303	60,0	0,0	0,0
34	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			325	60,0	0,0	0,0	325	60,0	0,0	0,0	325	60,0	0,0	0,0	325	60,0	0,0	0,0	325	60,0	0,0	0,0
35	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			347	60,0	0,0	0,0	347	60,0	0,0	0,0	347	60,0	0,0	0,0	347	60,0	0,0	0,0	347	60,0	0,0	0,0
36	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			369	60,0	0,0	0,0	369	60,0	0,0	0,0	369	60,0	0,0	0,0	369	60,0	0,0	0,0	369	60,0	0,0	0,0
37	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			391	60,0	0,0	0,0	391	60,0	0,0	0,0	391	60,0	0,0	0,0	391	60,0	0,0	0,0	391	60,0	0,0	0,0
38	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			413	60,0	0,0	0,0	413	60,0	0,0	0,0	413	60,0	0,0	0,0	413	60,0	0,0	0,0	413	60,0	0,0	0,0
39	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			435	60,0	0,0	0,0	435	60,0	0,0	0,0	435	60,0	0,0	0,0	435	60,0	0,0	0,0	435	60,0	0,0	0,0
40	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39					0,7	29,3	0,39202			457	60,0	0,0	0,0	457	60,0	0,0	0,0	457	60,0	0,0	0,0	457	60,0	0,0	0,0	457	60,0	0,0	0,0
41	GP-Sf	0	2,2	2,2	40	39																													

**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

**ESTRUCTURA Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO Pila pilote**

**METODO DE CÁLCULO: EC-7 (NAVFAC D.M.-7) - MOHR - COULOMB**

**2) Valores adoptados y estimación de carga de hundimiento**

Cota top	Cota muro	Unidad	Tipo de suelo	Potencia	Método de cálculo
0,0	19,0	EST	Estación	19,0	NAVFAC LP
19,0	31,0	GP-Sf	Grava	12,0	NAVFAC LP
31,0	32,0	SM	Arena	1,0	NAVFAC LP
32,0	42,0	GP-Sf	Grava	10,0	NAVFAC LP
42,0	45,0	GP-Sf	Arena	3,0	NAVFAC LP
45,0	56,0	GP-Sf	Grava	11,0	NAVFAC LP

RESISTENCIA UNITARIA	
$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_r$ (KN/m <sup>2</sup> )
0,0	0,0
9240,0	121,9
2810,0	161,1
24120,0	219,2
32700,0	253,7
37980,0	288,1
37980,0	288,1

**Justificación del Factor de Seguridad aplicado según EC-7 (Tabla A.7):**

Enfoque de proyecto: Enfoque 1  
 Combinación de Cargas: Combinación 1  
 Conjunto coeficientes parciales: Conjunto M1 (tabla A.4)  
 Conjunto R1 (tabla A.7)

Resistencia	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Punta	$\gamma_c$	1.25	1.1	1.0	1.6
Fuste (compresión)	$\gamma_c$	1.0	1.1	1.0	1.3
Total combinada (compresión)	$\gamma_c$	1.15	1.1	1.0	1.5
Fuste en tracción	$\gamma_c$	1.25	1.15	1.1	1.6

Tabla A.4 - Coeficientes parciales para los parámetros del suelo ( $\gamma_{\phi}$ )

Parámetro del suelo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ángulo de rozamiento interno en efectivas <sup>a</sup>	$\gamma_{\phi}$	1.0	1.25
Cohesión efectiva	$\gamma_{c_0}$	1.0	1.25
Resistencia a cortante no drenada	$\gamma_{c_u}$	1.0	1.4
Resistencia a compresión simple	$\gamma_{c_m}$	1.0	1.4
Peso específico	$\gamma_s$	1.0	1.0

<sup>a</sup> Este factor se aplica a tan  $\phi$ .

**3) Estimación de la carga de hundimiento/carga admisible según diámetro**

Cota (metros)	De	A	RESISTENCIA UNITARIA		1,0					1,25					1,5					1,8				
			$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_r$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_F$	$Q_F$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.
			KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN
0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7	8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8	9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	11	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11	12	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12	13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
13	14	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14	15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15	16	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16	17	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17	18	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18	19	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19	20	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	383,1	7.640,1	2.692,6	11.339,2	478,8	478,8	11.818,0	4.044,6	16.328,4	574,6	574,6	16.903,0	5.594,0	23.512,9	689,5	689,5	24.202,4	7.821,2	
20	21	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	766,1	5.604,2	3.311,8	11.339,2	478,8	957,7	8.247,1	4.849,4	16.328,4	574,6	1.149,2	11.127,7	6.522,8	23.512,9	689,5	1.379,0	15.273,0	8.924,4	
21	22	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	1.149,2	6.592,0	3.931,0	11.339,2	478,8	1.436,5	9.535,9	5.654,3	16.328,4	574,6	1.723,8	12.609,4	7.451,6	23.512,9	689,5	2.068,5	17.031,3	10.027,7	
22	23	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	1.532,2	7.579,8	4.550,2	11.339,2	478,8	1.915,3	10.824,7	6.459,1	16.328,4	574,6	2.298,4	14.091,1	8.380,4	23.512,9	689,5	2.758,0	18.789,6	11.130,9	
23	24	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	1.915,3	8.567,6	5.169,4	11.339,2	478,8	2.394,1	12.113,4	7.264,0	16.328,4	574,6	2.873,0	15.572,8	9.309,2	23.512,9	689,5	3.447,5	20.547,8	12.234,1	
24	25	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	2.298,4	9.555,4	5.788,6	11.339,2	478,8	2.873,0	13.402,2	8.068,8	16.328,4	574,6	3.447,5	17.054,6	10.238,0	23.512,9	689,5	4.137,0	22.306,1	13.337,4	
25	26	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	2.681,4	9.938,5	6.062,2	11.339,2	478,8	3.351,8	14.691,0	8.873,7	16.328,4	574,6	4.022,1	18.536,3	11.166,7	23.512,9	689,5	4.826,6	24.064,4	14.440,6	
26	27	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	3.064,5	10.321,6	6.335,8	11.339,2	478,8	3.830,6	15.169,8	9.215,7	16.328,4	574,6	4.596,7	20.018,0	12.095,5	23.512,9	689,5	5.516,1	24.186,4	14.608,8	
27	28	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	3.447,5	10.704,6	6.609,4	11.339,2	478,8	4.309,4	14.662,3	8.994,1	16.328,4	574,6	5.171,3	20.079,4	12.212,7	23.512,9	689,5	6.205,6	29.731,2	17.875,8	
28	29	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	3.830,6	10.246,0	6.402,1	11.339,2	478,8	4.788,3	17.423,6	10.640,4	16.328,4	574,6	5.745,9	23.940,9	14.501,3	23.512,9	689,5	6.895,1	35.276,0	21.142,7	
29	30	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	4.213,7	12.576,8	7.788,7	11.339,2	478,8	5.267,1	20.185,0	12.286,7	16.328,4	574,6	6.320,5	27.802,3	16.790,0	23.512,9	689,5	7.584,6	40.820,8	24.409,7	
30	31	9.240,0	121,9	7.257,1	383,1	4.596,7	14.907,7	9.175,3	11.339,2	478,8	5.745,9	22.946,4	13.933,1	16.328,4	574,6	6.895,1	31.663,8	19.078,6	23.512,9	689,5	8.274,1	45.296,8	27.065,9	
31	32	2.810,0	161,1	2.207,0	506,1	5.102,8	17.782,4	10.890,4	3.448,4	632,7	6.378,6	26.284,4	15.930,9	4.965,7	759,2	7.654,3	36.499,0	21.950,0	7.150,6	911,0	9.185,1	50.886,8	30.390,3	
32	33	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	5.791,3	19.444,8	11.938,7	29.599,7	860,6	7.239,2	28.449,3	17.290,9	42.623,5	1.032,7	8.687,0	38.992,5	23.522,5	61.377,9	1.239,3	10.424,4	53.847,2	32.259,0	
33	34	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	6.479,8	21.107,2	12.986,9	29.599,7	860,6	8.099,8	30.614,2	18.650,9	42.623,5	1.032,7	9.719,7	41.486,1	25.094,9	61.377,9	1.239,3	11.663,7	56.807,6	34.127,7	
34	35	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	7.168,3	22.769,6	14.035,2	29.599,7	860,6	8.960,4	32.779,1	20.011,0	42.623,5	1.032,7	10.752,5	43.979,7	26.667,3	61.377,9	1.239,3	12.903,0	59.768,0	35.996,4	
35	36	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	7.856,8	24.432,0	15.083,5	29.599,7	860,6	9.821,0	34.944,1	21.371,0	42.623,5	1.032,7	11.785,2	46.473,3	28.239,7	61.377,9	1.239,3	14.142,2	62.728,4	37.865,1	
36	37	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	8.545,3	26.094,3	16.131,8	29.599,7	860,6	10.681,6	37.109,0	22.731,1	42.623,5	1.032,7	12.817,9	48.966,8	29.812,2	61.377,9	1.239,3	15.381,5	65.688,8	39.733,8	
37	38	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	9.233,8	28.177,6	17.420,6	29.599,7	860,6	11.542,2	39.273,9	24.091,1	42.623,5	1.032,7	13.850,7	51.460,4	31.384,6	61.377,9	1.239,3	16.620,8	70.832,6	42.850,2	
38	39	24.120,0	219,2	18.943,8	688,5	9.922,3	28.866,0	17.912,4	29.599,7	860,6	12.402,8	43.318,6	26.525,3	42.623,5	1.032,7	14.883,4	55.849,2	34.040,0	61.377,9	1.239,3	17.860,1	75.976,3	45.966,5	
39	40	24.120,0																						

**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

ESTRUCTURA **Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

APOYO **Pila pilote**

METODO DE CÁLCULO: **EC-7 (NAVFAC D.M.-7) - MOHR - COULOMB**

**4) Tope estructural**

Tipo de pilote **Perforado**  
**Con lodos**

Apoyo **Suelo firme**

$\sigma$  **12**

TIPO DE PILOTE		VALORES DE $\sigma$ (MPa)	
Hincado	Hormigón pretensado	0,30 ( $f_{ck} - 0,80 \zeta$ )	
	Hormigón armado	0,30 $f_{ck}$	
	Metalico	0,33 $f_{yk}$	
	Madera	5	
		TIPO DE APOYO	
		SUELO FIRME	ROCA
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

<b>Diámetro</b>	1,00	1,25	1,50	1,80
<b>Q tope estructural (kN)</b>	<b>9.424,80</b>	<b>14.726,25</b>	<b>21.205,80</b>	<b>30.536,35</b>
<b>Longitud (m)</b>	31,15	31,40	31,74	32,08

**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

ESTRUCTURA **Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

APOYO **Pila pilote**

METODO DE CÁLCULO: **EC-7 - PRESIÓMETROS**

**Expresión general**  $Q_h = q_p \cdot A_p + q_f \cdot A_f$

*Q<sub>h</sub>* Carga de hundimiento  
*q<sub>p</sub>* Resistencia por punta  
*A<sub>p</sub>* Área de la punta  
*q<sub>f</sub>* Resistencia por fuste  
*A<sub>f</sub>* Área del fuste

**Características del pilote**

Tipo	Perforado	Perforado	Perforado	Perforado
Diámetro	1,00	1,25	1,50	1,80

**COLUMNA DE TERRENO (inicio estación)**

z (m)	Unidad	NF	$\gamma_{ap}$	$\gamma'_{sum}$	$K_0$	$\sigma'_{v0}$ (Kpa)
1	R	0	1,7	1,7	0,5	17
2	R	0	1,7	1,7	0,5	34
3	GP-Ss	0	2	2	0,5	54
4	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	75
5	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	96
6	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	117
7	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	138
8	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	159
9	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	180
10	GP-Sm	0	2,1	2,1	0,5	201
11	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	223
12	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	245
13	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	267
14	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	289
15	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	311
16	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	333
17	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	355
18	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	377
19	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	399
20	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	421
21	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	443
22	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	465
23	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	487
24	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	509
25	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	531
26	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	553
27	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	575
28	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	597
29	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	619
30	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	641
31	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	663
32	SM	0	1,7	1,7	0,5	680
33	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	702
34	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	724
35	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	746
36	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	768
37	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	790
38	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	812
39	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	834
40	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	856
41	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	878
42	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	900
43	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	922
44	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	944
45	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	966
46	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	988
47	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	1010
48	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	1032
49	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	1054
50	GP-Sf	0	2,2	2,2	0,5	1076

**Factor de seguridad EC-7: Resistencias estimadas a partir de ensayos presiométricos (Ver tabla A-7).**

	F.S. Parcial	Coef. Modelo	F.S.
Punta	1,25	1,00	1,25
Fuste	1,00	1,00	1,00

**Justificación del Factor de Seguridad aplicado según EC-7 (Tabla A.7):**

Enfoque de proyecto: Enfoque 1  
 Combinación de Cargas: Combinación 1  
 Conjunto coeficientes parci: Conjunto R1

**Tabla A.7 – Coeficientes parciales de resistencia (%) para los pilotes perforados**

Resistencia	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Punta	%	1,25	1,1	1,0	1,6
Fuste (compresión)	%	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combinada (compresión)	%	1,15	1,1	1,0	1,5
Fuste en tracción	% <sub>t</sub>	1,25	1,15	1,1	1,6

**Coefficientes de correlación para ensayos de campo (Tabla A.10):**

Numero de perfiles ensayo: 1 Perfil

n	1
$\xi_5$	1,4
$\xi_4$	1,4

**Tabla A.10 – Coeficientes de correlación  $\xi$  para obtener valores característicos a partir de resultados de ensayos del terreno (n - número de perfiles de ensayos)**

$\xi$ para n =	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_5$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\xi_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

**Método presiométrico (EUROCODIGO)**

$$Q = A k [p_{LM} - p_0] + P \sum (q_{si} - z)$$

donde

*A* es el área de la base del pilote que es igual al área real en el caso de pilotes con extremos cerrados o parte de esa área en el caso de pilotes con extremos abiertos;

*p<sub>LM</sub>* es el valor representativo de la presión límite en la base del pilote corregido para cualquier capa blanda inferior;

*p<sub>0</sub>* es el valor  $[K_0(\sigma_v - u) + u]$ , tomando convencionalmente  $K_0 = 0,5$  y  $\sigma_v$  es la presión de sobrecarga vertical total en el nivel del ensayo y *u* es la presión intersticial en el nivel del ensayo;

*k* factor de resistencia portante definido en la tabla C.4;

*P* perímetro del pilote;

*q<sub>si</sub>* unidad de resistencia del pozo para la capa del suelo *i* dada en la figura C.1 utilizando conjuntamente la tabla C.5;

*z<sub>i</sub>* espesor de la capa de suelo *i*.

**Table C.5: The selection of design curves for unit shaft resistance**

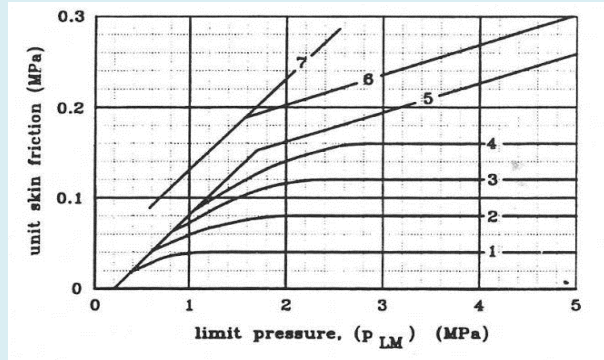
soil category	pile type	clay and silt			sand and gravel			chalk			marl		rock	
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B		
bored piles and caissons	no support	1	1/2	2/3	-	-	-	1	3	4/5	3	4/5	6	
	mud support	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	3	4/5	3	4/5	6	
	temp casing perm casing	1	1/2	1/2	1	1/2	2/3	1	2	3/4	3	4	-	
hand dug caisson		1	2	3	-	-	-	1	2	3	4	5	6	
	displacement piles	closed end	1	2	2	2	2	3				3	4	4
		prefab concrete	1	2	2	3	3	3				3	4	4
cast in situ coated shaft		1	2	2	3	3	4	1	2	3	3	4	-	
grouted piles	low pressure	1	2	2	3	3	3	2	3	4	5	5	-	
	high pressure	1	4	5	5	5	6	-	5	6	6	6	7	

**Table C.4: Derived values of the bearing resistance factor, k, for axially loaded piles**

Soil category	$p_{LM}$ [MPa]	Bored piles and small displacement piles		Full displacement piles
		$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_f$ (KN/m <sup>2</sup> )	
clay and silt	A < 0,7	1,1	1,4	1,4
	B 1,2 - 2,0	1,2	1,5	1,5
	C > 2,5	1,3	1,6	1,6
sand and gravel	A < 0,5	1,0	4,2	4,2
	B 1,0 - 2,0	1,1	3,7	3,7
	C > 2,5	1,2	3,2	3,2
chalk	A < 0,7	1,1	1,6	1,6
	B 1,0 - 2,5	1,4	2,2	2,2
	C > 3,0	1,8	2,6	2,6
marl	A 1,5 - 4,0	1,8	2,6	2,6
	B > 4,5	1,8	2,6	2,6
weathered rock	A 2,5 - 4,0	(i)	(i)	(i)
	B > 4,5	(i)	(i)	(i)

(i) Choose k for the closest soil category.

**Figure C.1**



Cota	Tipo de suelo	$p_1$ (kPa)	$p_0$ (kPa)	k (Factor de resistencia)		$\xi$	
P9-04	4 GP-Sm	23.364	38	Granular	C	1,2	1,40
P9-09	9 GP-Sm	29.068	90	Granular	C	1,2	1,40
SE24-1	15 GP-Sf	9.891	156	Granular	C	1,2	1,40
P9-15	15 GP-Sf	21.690	156	Granular	C	1,2	1,40
P9-22	22 GP-Sf	26.196	233	Granular	C	1,2	1,40
SE24-2	25 GP-Sf	13.845	266	Granular	C	1,2	1,40
P9-25	25 GP-Sf	25.715	266	Granular	C	1,2	1,40
P9-30	30 GP-Sf	20.955	321	Granular	C	1,2	1,40
P9-37	37 GP-Sf	27.458	395	Granular	C	1,2	1,40
P9-42	42 GP-Sf	23.585	450	Granular	C	1,2	1,40

**RESISTENCIA UNITARIA**

$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_f$ (KN/m <sup>2</sup> )
19994,4	100,0
24838,1	100,0
8344,6	100,0
18457,9	100,0
22254,5	100,0
11639,8	100,0
21814,1	100,0
17686,5	100,0
23196,9	100,0
19830,4	100,0

**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

**ESTRUCTURA Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO**

**Pila pilote**

**METODO DE CÁLCULO: EC-7 - PRESIÓMETROS**

**Valores adoptados y estimación de carga de hundimiento**

Cota tex	Cota muro	Unidad	Tipo de suelo	Potencia	Método de cálculo
0,0	19,0	EST	Estación	19,0	Presiómetro EC-7
19,0	31,0	GP-Sf	Grava	12,0	Presiómetro EC-7
31,0	32,0	SM	Arena	1,0	Presiómetro EC-7
32,0	56,0	GP-Sf	Grava	24,0	Presiómetro EC-7

**RESISTENCIA UNITARIA**

$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_f$ (KN/m <sup>2</sup> )
0,0	0,0
18348,7	100,0
8843,2	100,0
20237,9	100,0

**Estimación de la carga de hundimiento/carga admisible según diámetro**

Cota (metros)		RESISTENCIA UNITARIA		Diametro pilote (metros)						1,25						1,5						1,8						
				1,0		1,25		1,5		1,8		1,0		1,25		1,5		1,8		1,0		1,25		1,5		1,8		
De	A	$q_p$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_f$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_p$	$Q_f$	$Q_f$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_f$	$Q_f$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_f$	$Q_f$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_f$	$Q_f$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.	$Q_p$	$Q_f$	$Q_f$ acumulada	Carga HUNDIM.	Carga ADMIS.
0	1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2	3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3	4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4	5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7	8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8	9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	11	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11	12	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12	13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
13	14	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14	15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15	16	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16	17	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17	18	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18	19	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19	20	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	314,2	14.725,2	<b>7.039,3</b>	22.517,3	392,7	392,7	22.910,0	<b>10.686,3</b>	32.424,8	471,2	471,2	32.896,1	<b>14.882,3</b>	46.691,8	565,5	565,5	47.257,3	<b>20.940,1</b>	46.691,8	565,5	1.131,0	28.721,6	<b>23.203,5</b>
20	21	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	628,3	10.235,7	<b>8.314,2</b>	22.517,3	392,7	785,4	15.260,8	<b>12.365,7</b>	32.424,8	471,2	942,5	20.757,7	<b>16.794,6</b>	46.691,8	565,5	1.696,5	31.409,4	<b>25.466,8</b>	46.691,8	565,5	1.696,5	31.409,4	<b>25.466,8</b>
21	22	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	942,5	11.750,8	<b>9.589,1</b>	22.517,3	392,7	1.178,1	17.261,8	<b>14.045,1</b>	32.424,8	471,2	1.413,7	23.030,3	<b>18.707,0</b>	46.691,8	565,5	2.261,9	34.097,2	<b>27.730,2</b>	46.691,8	565,5	2.261,9	34.097,2	<b>27.730,2</b>
22	23	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	1.256,6	13.265,8	<b>10.864,0</b>	22.517,3	392,7	1.570,8	19.262,9	<b>15.724,5</b>	32.424,8	471,2	1.885,0	25.302,9	<b>20.619,3</b>	46.691,8	565,5	2.827,4	36.785,1	<b>29.993,6</b>	46.691,8	565,5	2.827,4	36.785,1	<b>29.993,6</b>
23	24	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	1.570,8	14.780,9	<b>12.138,9</b>	22.517,3	392,7	1.963,5	21.264,0	<b>17.403,9</b>	32.424,8	471,2	2.356,2	27.575,5	<b>22.531,7</b>	46.691,8	565,5	3.392,9	39.472,9	<b>32.256,9</b>	46.691,8	565,5	3.392,9	39.472,9	<b>32.256,9</b>
24	25	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	1.885,0	16.296,0	<b>13.413,8</b>	22.517,3	392,7	2.356,2	23.265,1	<b>19.083,3</b>	32.424,8	471,2	2.827,4	29.848,1	<b>24.444,0</b>	46.691,8	565,5	3.958,4	42.160,8	<b>34.520,3</b>	46.691,8	565,5	3.958,4	42.160,8	<b>34.520,3</b>
25	26	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	2.199,1	16.610,2	<b>13.727,9</b>	22.517,3	392,7	2.748,9	25.266,1	<b>20.762,7</b>	32.424,8	471,2	3.298,7	32.120,8	<b>26.356,3</b>	46.691,8	565,5	4.523,9	42.429,8	<b>34.848,6</b>	46.691,8	565,5	4.523,9	42.429,8	<b>34.848,6</b>
26	27	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	2.513,3	16.924,3	<b>14.042,1</b>	22.517,3	392,7	3.141,6	25.658,8	<b>21.155,4</b>	32.424,8	471,2	3.769,9	34.393,4	<b>28.268,7</b>	46.691,8	565,5	5.089,4	45.598,3	<b>37.496,6</b>	46.691,8	565,5	5.089,4	45.598,3	<b>37.496,6</b>
27	28	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	2.827,4	17.238,5	<b>14.356,3</b>	22.517,3	392,7	3.534,3	24.593,4	<b>20.381,6</b>	32.424,8	471,2	4.241,1	34.566,3	<b>28.501,3</b>	46.691,8	565,5	5.654,9	48.766,9	<b>40.144,5</b>	46.691,8	565,5	5.654,9	48.766,9	<b>40.144,5</b>
28	29	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	3.141,6	16.308,4	<b>13.675,0</b>	22.517,3	392,7	3.927,0	25.275,9	<b>21.006,1</b>	32.424,8	471,2	4.712,4	35.454,9	<b>29.306,4</b>	46.691,8	565,5	6.220,3	51.935,5	<b>47.925,5</b>	46.691,8	565,5	6.220,3	51.935,5	<b>47.925,5</b>
29	30	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	3.455,7	16.869,8	<b>14.187,0</b>	22.517,3	392,7	4.319,7	25.958,4	<b>21.630,7</b>	32.424,8	471,2	5.183,6	36.343,4	<b>30.111,4</b>	46.691,8	565,5	6.785,8	52.981,7	<b>43.742,6</b>	46.691,8	565,5	6.785,8	52.981,7	<b>43.742,6</b>
30	31	18.348,7	100,0	14.411,0	314,2	3.769,9	17.431,3	<b>14.699,0</b>	22.517,3	392,7	4.712,4	26.640,9	<b>22.255,2</b>	32.424,8	471,2	5.654,9	37.232,0	<b>30.916,5</b>	46.691,8	565,5	7.315,3	55.347,3	<b>45.748,1</b>	46.691,8	565,5	7.315,3	55.347,3	<b>45.748,1</b>
31	32	8.843,2	100,0	6.945,5	314,2	4.084,1	18.614,9	<b>15.708,7</b>	10.852,3	392,7	5.105,1	27.948,3	<b>23.379,7</b>	15.627,3	471,2	6.126,1	39.287,0	<b>32.654,8</b>	22.503,3	565,5	7.916,8	56.131,4	<b>46.488,4</b>	22.503,3	565,5	7.916,8	56.131,4	<b>46.488,4</b>
32	33	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	4.398,2	19.052,7	<b>16.121,8</b>	24.835,7	392,7	5.497,8	28.506,6	<b>23.904,9</b>	35.763,3	471,2	6.597,3	39.943,7	<b>33.274,4</b>	51.499,2	565,5	8.482,3	57.915,4	<b>47.228,7</b>	51.499,2	565,5	8.482,3	57.915,4	<b>47.228,7</b>
33	34	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	4.712,4	19.490,5	<b>16.534,9</b>	24.835,7	392,7	5.890,5	29.064,9	<b>24.430,0</b>	35.763,3	471,2	7.068,6	40.600,4	<b>33.894,1</b>	51.499,2	565,5	9.047,8	57.699,4	<b>47.969,0</b>	51.499,2	565,5	9.047,8	57.699,4	<b>47.969,0</b>
34	35	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	5.026,5	19.928,3	<b>16.947,9</b>	24.835,7	392,7	6.283,2	29.623,2	<b>24.955,2</b>	35.763,3	471,2	7.539,8	41.257,1	<b>34.513,7</b>	51.499,2	565,5	9.613,3	58.483,4	<b>48.709,3</b>	51.499,2	565,5	9.613,3	58.483,4	<b>48.709,3</b>
35	36	20.237,9	100,0	15.894,8	314,2	5.340,7	20.366,1	<b>17.361,0</b>	24.835,7	392,7	6.675,9	30.181,5	<b>25.480,4</b>	35.763,3	471,2	8.011,1	41.913,8	<b>35.133,3</b>	51.499,2	565,5								

**CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS. Pilotes perforados en suelo o roca alterada.**

**ESTRUCTURA Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO Pila pilote**

**METODO DE CÁLCULO: EC-7 - PRESIÓMETROS**

**Tope estructural**

**Tipo de pilote** Perforado  
Con lodos

**Apoyo** Suelo firme

**σ** 12

TIPO DE PILOTE		VALORES DE q (MPa)	
Hincado	Hormigón pretensado	0.30 ( $f_{ct} - 0.90 f_c$ )	
	Hormigón armado	0.30 $f_{ct}$	
	Metalico	0.33 $f_{ct}$	
	Madera	5	
TIPO DE APOYO			
		SUELO FIRME	ROCA
Perforado de hormigón «in situ»	Entubado	5	6
	Con lodos	4	5
	En seco	4	5
	Barrenado	4	No aplicable

<b>Diámetro</b>	1,00	1,25	1,50	1,80
<b>Q tope estructural (kN)</b>	<b>9.424,80</b>	<b>14.726,25</b>	<b>21.205,80</b>	<b>30.536,35</b>
<b>Longitud (m)</b>	21,87	22,41	23,31	24,24

**GRÁFICO DE DIMENSIONAMIENTO DE PILOTES**

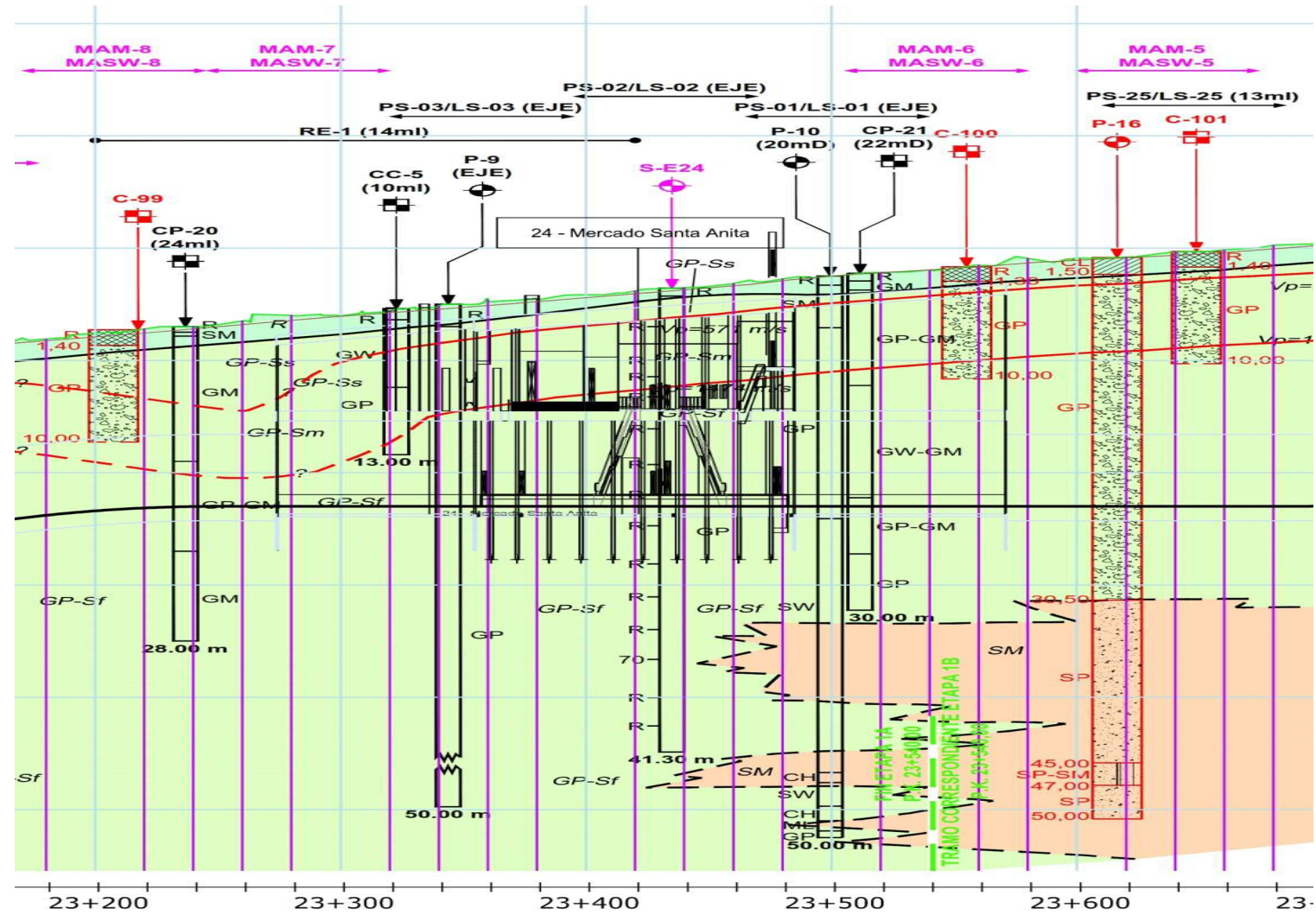
ESTRUCTURA:

APOYO:

Alineación 1.B

E-24 Mercado de Santa Anita (Inicio Estación) DIÁMETRO PILOTE (mm): 1800

PROF. (m)	CORTE TERRENO	CARGA ADMISIBLE (KN)		
		MOHR-C.	PRESIÓMETROS	MEDIA
1	ESTACIÓN			
2	ESTACIÓN			
3	ESTACIÓN			
4	ESTACIÓN			
5	ESTACIÓN			
6	ESTACIÓN			
7	ESTACIÓN			
8	ESTACIÓN			
9	ESTACIÓN			
10	ESTACIÓN			
11	ESTACIÓN			
12	ESTACIÓN			
13	ESTACIÓN			
14	ESTACIÓN			
15	ESTACIÓN			
16	ESTACIÓN			
17	ESTACIÓN			
18	ESTACIÓN			
19	ESTACIÓN	0		
20	GP-Sf	7.821	20.940	14.381
21	GP-Sf	8.924	23.203	16.064
22	GP-Sf	10.028	25.467	17.747
23	GP-Sf	11.131	27.730	19.431
24	GP-Sf	12.234	29.994	21.114
25	GP-Sf	13.337	32.257	22.797
26	GP-Sf	14.441	34.520	24.480
27	GP-Sf	14.609	34.849	24.729
28	GP-Sf	17.876	37.497	27.686
29	GP-Sf	21.143	40.145	30.644
30	GP-Sf	24.410	42.792	33.601
31	GP-Sf	27.066	43.743	35.404
32	SM	30.390	45.748	38.069
33	GP-Sf	32.259	46.488	39.374
34	GP-Sf	34.128	47.229	40.678
35	GP-Sf	35.996	47.969	41.983
36	GP-Sf	37.865	48.709	43.287
37	GP-Sf	39.734	49.450	44.592
38	GP-Sf	42.850	50.190	46.520
39	GP-Sf	45.966	50.930	48.448
40	GP-Sf	49.083	51.671	50.377
41	GP-Sf	52.967	52.411	52.689
42	GP-Sf	56.851	53.151	55.001
43	GP-Sf	60.619	54.771	57.695
44	GP-Sf	62.978	55.337	59.157
45	GP-Sf	65.338	55.902	60.620
46	GP-Sf	67.418	56.468	61.943
47	GP-Sf	69.498	57.033	63.265
48	GP-Sf	71.578	57.598	64.588
49	GP-Sf	73.658	58.164	65.911





**GRÁFICO DE DIMENSIONAMIENTO DE PILOTES**

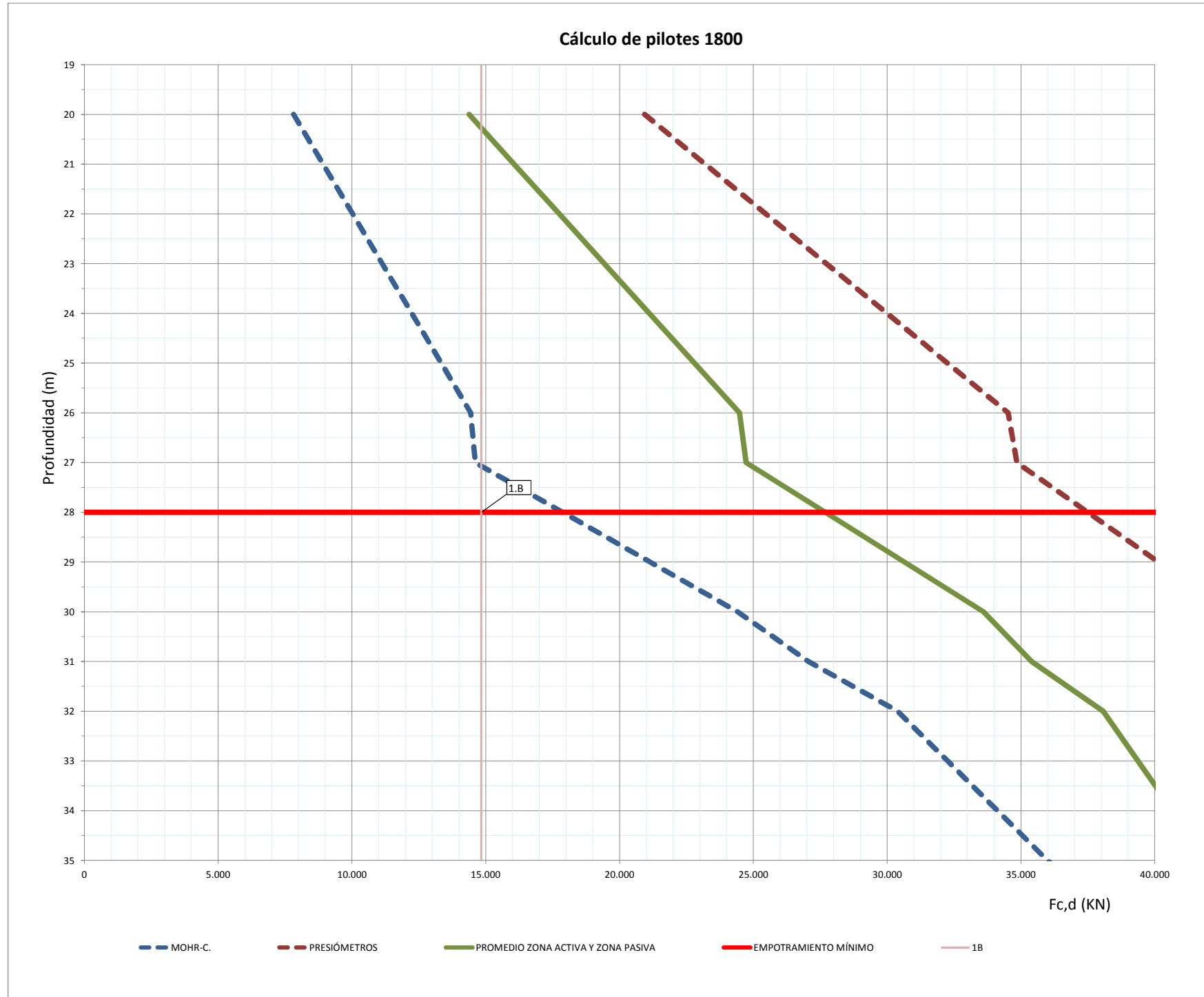
**ESTRUCTURA:**

**APOYO:**

**Alineación 1.B**

**E-24 Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**DIÁMETRO PILOTE (mm): 1800**



ALINEACIÓN / PILOTE	CARGAS PILOTES Fc,d (KN)	LONGITUD DE PILOTE (m)	PROF. DE LA PUNTA DESDE SUPERFICIE (m)
1B	14.829	9	28

## CÁLCULO DE ASIENTOS DE PILOTES

**ESTRUCTURA:**

**E-24 Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)**

**APOYO:**

**Alineación 1.B**

**DIÁMETRO PILOTE (mm): 1800**

**Asientos según NAVFAC DM-7**

Asiento total de la cabeza del pilote:

$$W = W_s + W_{pp} + W_{ps}$$

Asiento por acortamiento elástico del pilote:

$$W_s = (Q_p + \alpha_s \cdot Q_s) \frac{L}{E \cdot A}$$

Asiento por la carga transmitida a la punta:

$$W_{pp} = \frac{C_p \cdot Q_p}{B \cdot q_0}$$

Asiento por la carga transmitida al fuste:

$$W_{ps} = \frac{C_s \cdot Q_s}{D \cdot q_0}$$

- $Q_p$  carga transmitida a la punta
- $Q_s$  carga transmitida por fuste
- $\alpha_s$  factor que tiene en cuenta la distribución de la carga por fuste
- L longitud del pilote
- E módulo de Young del hormigón
- A área de la sección transversal del pilote
- $C_p$  coeficiente que depende del tipo de terreno y del método constructivo
- B diámetro del pilote
- $q_0$  capacidad de carga por punta del pilote
- $C_s = (0.93 + 0.16 \cdot \frac{D}{B}) \cdot C_{pr}$
- D longitud de empotramiento

Pilote	Q (KN) carga en ELS	Carga máxima absorbida por fuste Qs (KN)	Carga absorbida por la punta Qp (KN)	Factor de distribución de fuste $\alpha$	L (m) Longitud del pilote	B (m) Diámetro del pilote	Área de la sección transversal (m2)	E (MPa) Módulo de deformación del hormigón	Ws (m) Acortamiento elástico del pilote	$q_0$ (Kpa) Carga unitaria de hundimiento por punta	Cp	Wpp (m) Asiento de la cabeza por la carga transmitida a la punta	Cs	Wps (m) Asiento de la cabeza por la carga transmitida al fuste	Wo (m) Asiento total de la cabeza
1B	9.643	5.647	3.995	0,67	9,0	1,8	2,54	35.000	7,86E-04	12.582	0,05	8,82E-03	0,09	4,31E-03	1,39E-02

**CÁLCULO DE ASIENTOS DE PILOTES**

**ESTRUCTURA:**  
E-24 Mercado de Santa Anita (Inicio Estación)

**APOYO:** Alineación 1.B  
**DIÁMETRO PILOTE (mm):** 1800

Asientos según AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS - 2012

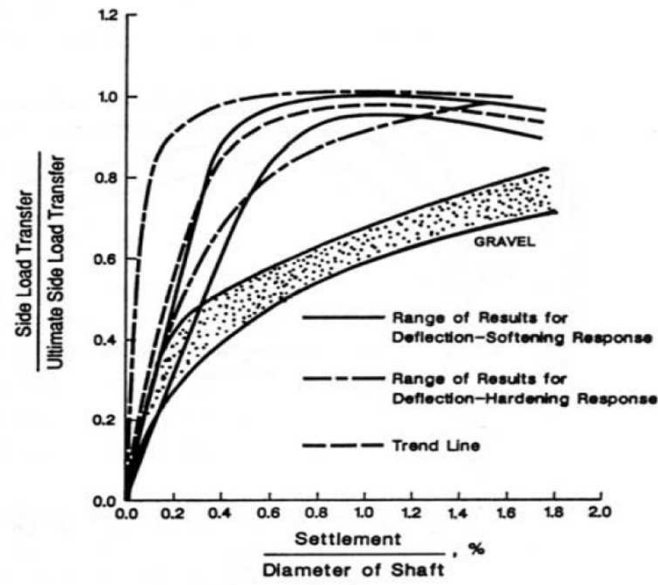


Figure 10.8.2.2.2-3—Normalized Load Transfer in Side Resistance versus Settlement in Cohesionless Soils (from O'Neill and Reese, 1999)

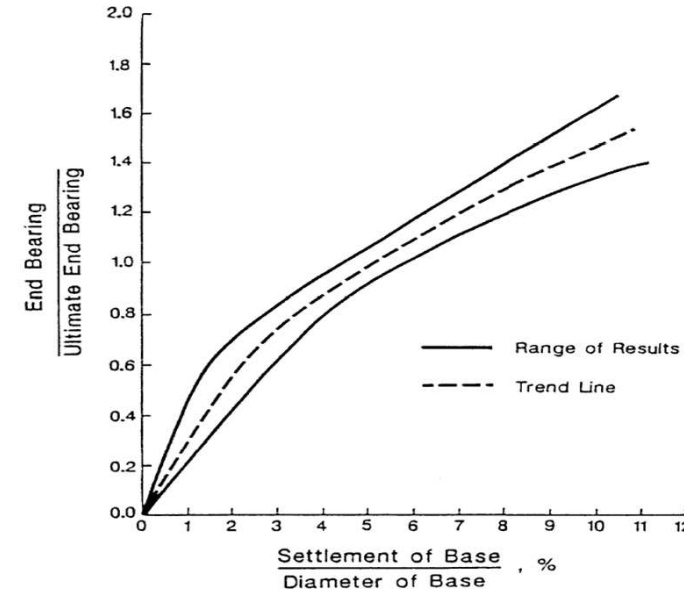


Figure 10.8.2.2.2-4—Normalized Load Transfer in End Bearing versus Settlement in Cohesionless Soils (from O'Neill and Reese, 1999)

Pilote	Q (KN) carga en ELS	Carga máxima a movilizar por fuste Q <sub>s</sub> máx (KN)	Factor de movilización de la carga por fuste (Véase Figura 10.8.2.2.2-3)	Carga movilizada por fuste Q <sub>s</sub> (KN)	Carga absorbida por la punta Q <sub>p</sub> (KN)	Q <sub>hp</sub> (KN) Carga de hundimiento por punta	Q <sub>p</sub> / Q <sub>hp</sub>	Asiento relativo de la punta (%) (Véase Figura 10.8.2.2.2-4)	Asiento de la punta W <sub>p</sub> (m)	Factor de distribución de fuste α	L (m) Longitud del pilote	B (m) Diámetro del pilote	Área de la sección transversal (m <sup>2</sup> )	E (MPa) Módulo de deformación del hormigón	W <sub>s</sub> (m) Acortamiento elástico del pilote	W <sub>o</sub> (m) Asiento total de la cabeza
1B	9.643	5.647	0,57	3.222	6.421	32.017	0,20	0,60%	1,07E-02	0,67	9,0	1,8	2,54	35.000	8,67E-04	1,16E-02

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima  
Lima, Perú (LT-1598-1)

## RESUMEN EJECUTIVO

El 12 de diciembre de 2016, Loadtest realizó una prueba de Célula de Osterberg (O-cell) en el pilote de prueba TP-1 de 1,800 mm de diámetro nominal. El 01 de diciembre de 2016, Pilotes Terratest completó la construcción del pilote de 30.10 metros de profundidad bajo lodo bentonítico. Las condiciones de la subsuperficie donde se ubica el pilote de prueba consisten, principalmente, en grava moderadamente densa a densa, con una capa muy dura reportada entre EL -20.0 y EL -22.0.

La máxima carga bidireccional aplicada al pilote fue de 35.57 MN. En la carga máxima, los desplazamientos por encima y por debajo del ensamblaje de O-cell fueron de 4.33 mm y 38.16 mm, respectivamente. Los datos de corte lateral unitario, calculados con deformímetros, indicaron un corte lateral neto con un promedio máximo de movilización de 707 kPa entre el deformímetro del Nivel 3 y el deformímetro del Nivel 2. El rodamiento de extremo unitario aplicado al máximo se calcula en 12,940 kPa. Los valores unitarios corresponden a los desplazamientos respectivos mencionados anteriormente.

Utilizando los procedimientos descritos en el informe y en el Apéndice C, se construyó una curva equivalente de carga máxima para el pilote de prueba. Para una carga máxima de 15.00 MN, los datos configurados para la prueba indican que este pilote se desplazaría 4.4 mm aproximadamente. Para una carga máxima de 30.00 MN, los datos configurados para la prueba indican que este pilote se desplazaría aproximadamente 8.5 mm.

Se utilizó un calibrador sonar (SONICALIPER) para generar perfiles de las paredes laterales de la excavación del pilote antes de la instalación de la jaula de refuerzo. Debido a que no se conocía un área sumergida adecuada para poder realizar la calibración, los datos del perfil no se incluyen en el análisis. En el Apéndice E se incluye un resumen de los datos del calibrador.

## LIMITACIONES DEL RESUMEN EJECUTIVO

Incluimos este resumen ejecutivo para presentar, de manera muy concisa, algunos de los elementos clave de esta prueba de O-cell. Este resumen no pretende, de ninguna manera, ser una representación exhaustiva o independiente de los resultados de la prueba. El informe completo y los apéndices adjuntos contienen información importante que el ingeniero puede usar para llegar a conclusiones más informadas sobre los datos presentados aquí.

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima  
Lima, Perú (LT-1598-1)

## TABLA DE CONTENIDOS

Condiciones del terreno y construcción del pilote.....	1
Condiciones de la subsuperficie del terreno.....	1
Test Construcción del pilote.....	1
Prueba de Célula de Osterberg.....	1
Instrumentación del pilote .....	1
Disposición de la prueba .....	2
Acquisición de datos.....	2
Procedimientos de la prueba.....	3
Resultados y análisis de la prueba.....	3
General .....	3
Perfil del fuste.....	3
Resistencia al corte lateral superior.....	4
Rodamiento de extremo combinado y resistencia al corte lateral inferior.....	4
Análisis del deformímetro.....	4
Carga superior equivalente vs. Desplazamiento.....	5
Límite de fluencia.....	5
Comparación de compresión del pilote.....	5
Limitaciones y normas de cuidado.....	6

### TABLAS Y FIGURAS

- Valores unitarios netos de corte lateral en promedio, Tabla A.
- Resumen de las dimensiones, elevaciones y propiedades del pilote, Tabla B.
- Sección esquemática del pilote de prueba, Figura A.
- Distribución de la instrumentación, Figura B.
- Carga de Célula de Osterberg vs. Desplazamiento, Figura 1.
- Tiempo vs. Carga de Célula de Osterberg, Figura 2.
- Tiempo vs. Desplazamiento de Célula Osterberg, Figura 3.
- Carga de Célula de Osterberg vs. Microdeformación del deformímetro, Figura 4.
- Distribución de la carga del deformímetro, Figura 5.
- Corte lateral unitario neto movilizado de manera ascendente, Figura 6.
- Rodamiento de extremo unitario movilizado, Figura 7.
- Carga superior equivalente vs. Desplazamiento, Figura 8.
- Tablas de datos de campo y de reducción de datos, Apéndice A.
- Informes de calibración de la instrumentación y de la O-cell, Apéndice B.
- Construcción de la curva de carga superior equivalente vs. desplazamiento, Apéndice C.
- Método O-cell para determinar la carga del límite de fluencia, Apéndice D.
- Rodamiento de extremo combinado y límite de fluencia de corte lateral inferior, Figura D-1.
- Límite de fluencia de corte lateral, Figura D-2.
- Informe descriptivo de SONICALIPER, Apéndice E.

## CONDICIONES DEL TERRENO Y CONSTRUCCIÓN DEL PILOTE

**Condiciones de la subsuperficie del terreno:** La estratigrafía subsuperficial en la ubicación general del pilote de prueba se compone de gravilla en la superficie subyacente, por grava moderadamente densa a densa. En la Figura A se incluye el perfil generalizado de la subsuperficie y en el Apéndice E se presenta un registro de perforación que indica las condiciones cerca del pilote. Se puede obtener información geológica más detallada de Pilotes Terratest.

**Construcción del pilote de prueba:** Pilotes Terratest completó la construcción del pilote destinado a la prueba el 01 de diciembre de 2016. El pilote de prueba de 1,800 mm de diámetro nominal fue excavado bajo lodo bentonítico hasta una profundidad en la punta de -30.10 m. El pilote se inició perforando a través de un murete guía superficial de 2.565 metros cuadrados (2 metros). Se utilizó una hélice y un balde de excavación para excavar el pilote. El balde de excavación se utilizó para limpiar la punta. Después de la limpieza, se usó el SONICALIPER para perfilar la excavación del fuste (Apéndice F). Después de que se aprobara el pilote para el vaciado de hormigón, se insertó la jaula de refuerzo en la excavación y esta se apoyó temporalmente en el murete guía. Luego, se virtió el hormigón por medio de un tubo tremie a la punta del pilote hasta que la parte superior del concreto alcanzó una elevación de +0.60 m. Los representantes de Pilotes Terratest observaron la construcción del pilote.

---

## PRUEBA DE CÉLULA DE OSTERBERG

**Instrumentación del pilote:** Loadtest asistió a Pilotes Terratest con el montaje e instalación de la instrumentación del pilote de prueba. La configuración de la O-cell consistió en dos O-cells de 610 mm de diámetro situadas a 1.73 metros por encima de la punta del pilote. Cada célula de Osterberg fue calibrada a 17.7 MN y luego soldada para cerrarla antes de ser enviada por la American Equipment and Fabricating Corporation. Las calibraciones de todos los instrumentos utilizados en esta prueba se incluyen en el Apéndice B. La instrumentación fija para la prueba de O-cell incluyó lo siguiente:

- Cuatro extensómetros de cuerda vibrante lineal (LVWDT por sus siglas en inglés), modelo Geokon, serie 4450, situados entre la placa inferior y la placa superior del ensamblaje de la O-cell.
- Dos tramos de tubería de acero de 13 mm, que se extienden desde la parte superior del pilote hasta la parte superior de la placa inferior, para ventilar la rotura en el pilote formada por la expansión del ensamblaje de la O-cell.
- A la jaula de refuerzo se fijaron tres juegos de cuatro tubos de revestimiento para sensores a una separación de 90° (tubo de acero de 13 mm de diámetro nominal). Un juego se extendió entre el nivel del suelo y la parte superior del ensamblaje de la O-cell (compresión superior total del pilote), un juego extendido a EL -23.57 metros y un juego extendido a EL -20.47 metros.

- Cinco niveles de cuatro deformímetros de cuerda vibrante con barra gemela (Modelo Geokon, Serie 4911) sujetos a la jaula de refuerzo por encima de la parte superior del ensamblaje de la O-cell a una separación de 90°.

Los detalles relacionados a la colocación de la instrumentación aparecen en la Tabla B y en las Figuras A y B.

**Disposición de la prueba:** A lo largo de la prueba de carga, se controlaron elementos clave de la respuesta de desplazamiento del pilote utilizando los equipos e instrumentos detallados a continuación:

- El desplazamiento de la parte superior del pilote se monitoreó usando un par de niveles topográficos digitales automáticos (serie Leica NA3000) desde una distancia promedio de 10.0 metros (Apéndice A, Páginas 1 y 2). Se obtuvieron retrolecturas fijas para confirmar que ambos niveles digitales permanecieron inmóviles a lo largo de la prueba. Estas retrolecturas se registraron antes del inicio de la prueba, de nuevo durante la carga máxima y, finalmente, después de descargar el fuste.
- El desplazamiento total de la compresión superior se midió utilizando varillas sensoras de 6 mm colocadas dentro de los cuatro tubos de revestimiento y fue monitoreado por los LVWDT unidos a la parte superior del pilote (Apéndice A, Páginas 1 y 2).
- Se midió la compresión entre el nivel del suelo y los deformímetros del nivel 3 y 2, respectivamente, utilizando varillas sensoras de 6 mm situadas dentro de los ocho tubos de revestimiento y fue monitoreado por los LVWDT unidos a la parte superior del pilote (Apéndice A, Páginas 3 y 4).
- La expansión de la O-cell se midió utilizando los cuatro LVWDT de expansión descritos en Instrumentación de fuste (Apéndice A, páginas 5 y 6).

Se utilizó un transductor de presión de cuerda vibrante, un transductor de presión de voltaje y un medidor de Bourdon para medir la presión aplicada a las O-cells en cada intervalo de carga. El transductor de presión de cuerda vibrante se utilizó para graficar en tiempo real y para analizar los datos. El transductor de presión de voltaje se utilizó para ajustar y mantener las cargas automáticamente. Las lecturas del medidor de presión de Bourdon se usaron como una referencia visual en tiempo real y para verificar el transductor. Hubo una estrecha correlación entre el medidor de Bourdon y los transductores de presión.

**Adquisición de datos:** Todos los instrumentos estuvieron conectados a una computadora portátil a través de un registrador de datos (Data Electronics GeoLogger), lo que permitió registrar y almacenar los datos automáticamente en intervalos de 30 segundos y mostrarlos en tiempo real. Se utilizó la misma computadora portátil que estaba sincronizada con el sistema de registro de datos para adquirir los datos de Leica NA3000.



**Procedimientos de la prueba:** El personal técnico de Loadtest llevó a cabo la prueba de carga. La prueba se inició presurizando las O-cells con el fin de romper las soldaduras de puntos que las mantenían cerradas (para su manipulación y colocación en el pilote) y para formar el plano de fractura en el hormigón alrededor de la base de las O-cells. Después de producirse la rotura, la presión se liberó inmediatamente y la prueba se reinició desde la presión cero. Se tomaron lecturas a cero para toda la instrumentación antes del ciclo preliminar de carga-descarga que rompe soldaduras, que en este caso implicaba una carga máxima de 2.43 MN en la O-cell.

La prueba de carga de Célula de Osterberg se realizó de la siguiente manera: Las dos O-cells de 610 mm de diámetro, con su base situada a 1.73 metros por encima de la punta del pilote, se presurizaron en 26 aumentos nominalmente iguales, dando como resultado una carga bidireccional máxima de 35.57 MN aplicada al pilote por encima y por debajo de las O-cells. La carga se detuvo después del aumento 1L-26 debido a que las cargas máximas que se habían anticipado y la capacidad de las O-cells ya habían sido superadas. Entonces, el pilote se descargó en cinco reducciones nominales y se terminó la prueba.

Los aumentos de carga se aplicaron usando el Método de prueba de carga rápida para pilotes individuales (ASTM D1143 *Método de Prueba Estándar para Pilotes Bajo Carga Axial Estática*). Se mantuvo cada aumento de carga de manera constante durante ocho minutos, ajustando automáticamente la presión de la O-cell. Se utilizó un minuto aproximadamente para pasar de un aumento a otro. El registrador de datos registró las lecturas del instrumento cada 30 segundos automáticamente, pero aquí solo se indican las lecturas de los minutos 1, 2, 4 y 8 durante cada aumento de carga sostenida.

---

## RESULTADOS Y ANÁLISIS DE LA PRUEBA

**General:** Las cargas aplicadas por el ensamblaje de O-cell actúan en dos direcciones opuestas, contrarrestadas por la resistencia del pilote de arriba y de abajo. Para el propósito del análisis en este documento, se asume que el ensamblaje de O-cell no impone una carga ascendente adicional hasta que su fuerza de expansión exceda el peso flotante del pilote por encima del ensamblaje de O-cell. Por lo tanto, la *carga neta*, que se define como carga bruta de O-cell menos el peso flotante del pilote de arriba, se utiliza para determinar la resistencia al corte lateral por encima de las O-cells y para construir la curva equivalente de desplazamiento de carga superior. Para esta prueba, se calculó un peso flotante para el pilote de 1.71 MN por encima de las O-cells.

**Perfil del fuste:** Se utilizó un calibrador sonar (SONICALIPER) para generar perfiles de las paredes laterales de la excavación del pilote antes de la instalación de la jaula de refuerzo. Debido a que no se conocía un área sumergida adecuada para poder realizar la calibración, los datos del perfil no se incluyen en el análisis. En el Apéndice E

se incluye un resumen de los datos del calibrador.

**Resistencia al corte lateral superior:** El ensamblaje de O-cell aplicó una máxima carga neta ascendente de 33.86 MN al corte lateral superior en el intervalo de carga 1L-26 (Apéndice A, Página 8, Figuras 1 a 3). En esta carga, el desplazamiento hacia arriba de la parte superior de las O-cells fue de 4.33 mm.

**Rodamiento de extremo combinado y resistencia al corte lateral inferior:** El ensamblaje de O-cell aplicó una máxima carga descendente de 35.57 MN en el intervalo de carga 1L-26 (Apéndice A, Página 8, Figuras 1 a 3). En esta carga, el desplazamiento promedio hacia abajo de la base de la O-cell fue de 38.16 mm.

**Análisis del deformímetro:** Los datos del deformímetro aparecen en el Apéndice A, Páginas 9 a 14 y la deformación promedio medida durante la prueba en cada nivel de los deformímetros está graficada en la Figura 4. El día de la prueba, se estimó la resistencia a la compresión no confinada  $f'_c$  a partir de las pausas de 7 y 14 días de 45.3 MPa. Suponiendo un peso unitario del hormigón  $\gamma_c$  de 2,322 kg/m<sup>3</sup>, se usó la fórmula ACI ( $E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c}$ ) para calcular un módulo elástico de 32,395 MPa para el hormigón. En la Tabla B se muestran las estimaciones de la rigidez del pilote para cada nivel de deformímetro calculado a partir de este módulo más los detalles de acero corrugado y las dimensiones nominales del pilote. Esto, combinado con el área de acero corrugado y el diámetro nominal del pilote, generaron una rigidez promedio del pilote (AE) de 83,800 MN en el pilote por encima de las O-cells.

En la Figura 5 se presentan las curvas de distribución de carga para cada aumento de carga, basadas en la carga aplicada de O-cell y en las cargas calculadas del deformímetro. En la Figura 6 se presentan las curvas del corte lateral unitario neto movilizado vs. desplazamiento (t-z) basadas en los datos del deformímetro y la rigidez del pilote estimada por ACI. Los valores de corte para el aumento de carga 1L-26 se muestran en la siguiente Tabla A:

**TABLA A: Valores unitarios netos de corte lateral en promedio para 1L-26**

Zone de transferencia de carga	Desplazamiento <sup>1</sup>	Corte lateral unitario neto <sup>2</sup>
Corte cero a Deformímetro Nivel 5	↑ 0.2mm	0.0 kPa
Deformímetro Nivel 5 a Deformímetro Nivel 4	↑ 0.3mm	25.0 kPa
Deformímetro Nivel 4 a Deformímetro Nivel 3	↑ 0.9mm	192 kPa
Deformímetro Nivel 3 a Deformímetro Nivel 2	↑ 1.9 mm	678 kPa
Deformímetro Nivel 2 a O-cell <sup>3</sup>	↑ 3.4 mm	311 kPa

<sup>1</sup> Desplazamiento promedio de la zona de transferencia de carga / desplazamiento de O-cell.

<sup>2</sup> Para el corte de carga ascendente, se ha sustraído el peso flotante del pilote de la desconexión de carga en la zona respectiva. Nótese que los valores unitarios netos de corte derivados de los deformímetros pueden no ser valores finales. Véase la Figura 6 para los gráficos corte unitario vs. desplazamiento (t-z).

<sup>3</sup> NOTA: Los datos del deformímetro Nivel 1 no podían ser incorporados de manera razonable a la distribución de carga y no se incluyeron en el análisis.

Se calcula que la carga resistida por el corte lateral en la sección del pilote de 1.73

metros por debajo de las O-cells es de 3.04 MN, suponiendo un valor de corte lateral unitario de 311 kPa y un diámetro nominal del pilote de 1,800 mm. La carga máxima aplicada al rodamiento de extremo es de 32.53 MN y se calcula que el rodamiento de extremo unitario en la punta del pilote es de 12,940 kPa en el desplazamiento indicado anteriormente. En la Figura 7 se presenta una curva de desplazamiento (q-z) vs. el rodamiento de extremo unitario movilizado.

**Carga superior equivalente vs. Desplazamiento:** La Figura 8 presenta la curva de carga superior equivalente (ETL por sus siglas en inglés). El procedimiento para calcular la curva se describe en el Apéndice C. La curva se genera asumiendo que la carga se aplica en la parte superior del pilote. Durante el ensayo se movilizó una resistencia combinada de corte lateral y de rodamiento de extremo de 69.43 MN. Para una carga superior de 15.00 MN, los datos ajustados para la prueba indican que este pilote se desplazaría 4.4 mm aproximadamente. Para una carga superior de 30.00 MN, los datos ajustados para la prueba indican que este pilote se desplazaría 8.5 mm aproximadamente. Como referencia, la Figura 8 también incluye las dos curvas componentes de desplazamientos de O-cell vs. cargas netas, que si se suman producirían una carga superior equivalente "rígida". La curva ETL trazada incluye la compresión elástica adicional de un pilote de carga superior.

Nótese que la curva de carga superior equivalente se aplica a duraciones de carga incremental de ocho minutos. Los efectos de fluencia reducirán la resistencia final de ambos componentes y aumentarán el desplazamiento superior del pilote para una carga dada durante tiempos más largos. El ingeniero puede estimar tales efectos adicionales de fluencia mediante la extrapolación adecuada de los efectos del tiempo usando los datos de fluencia aquí presentados.

**Límite de fluencia:** Véase el Apéndice D para nuestro método de O-cell para determinar la carga del límite de fluencia. El rodamiento de extremo combinado y los datos de fluencia por corte lateral inferior (Apéndice A, Páginas 7 y 8, Figura D-1) indican que no se alcanzó ningún límite de fluencia aparente durante la prueba. Los datos de fluencia por corte lateral superior (Apéndice A, Páginas 7 y 8, Figura D-2) también indican que no se alcanzó ningún límite de fluencia aparente durante la prueba. Un pilote con carga superior no comenzará a deformarse hasta que cada componente comience el desplazamiento de fluencia. Esto ocurrirá al máximo de los desplazamientos requeridos para alcanzar el límite de fluencia por cada componente. Debido a la ausencia de límites de fluencia claramente definidos, no se puede estimar un límite de fluencia para el pilote de carga superior equivalente.

**Comparación de compresión del pilote:** La compresión máxima del pilote medida y promediada a partir de cuatro sensores es de 4.4 mm en 1L-26 (Apéndice A, Página 2). Utilizando una rigidez media ponderada del pilote de 83,800 MN y la distribución de carga en la Figura 5 en 1L-26, se calcula una compresión elástica de 3.6 mm sobre la longitud de los sensores de compresión. Este buen acuerdo proporciona evidencia de que los valores de la rigidez estimada del pilote son razonables.

### LIMITACIONES Y NORMAS DE CUIDADO

La instrumentación, los servicios de pruebas y el análisis de datos descritos en este informe y proporcionados por Loadtest, se realizaron de acuerdo a las normas de cuidado aceptadas y reconocidas por los profesionales de la industria de ingeniería en pilotes de excavación y cimientos.

Por favor, nótese que parte de la información contenida en este informe se basa en datos (por ejemplo, diámetro del pilote, elevaciones y resistencia del hormigón) suministrados por otros. Por lo tanto, el ingeniero debe llegar a sus propias conclusiones con respecto a los análisis, ya que dependen de esta información. En particular, Loadtest normalmente no observa ni registra los detalles de construcción del pilote de excavación con el nivel de precisión que el ingeniero del proyecto pueda requerir. En muchos casos, podemos no estar presentes durante toda la construcción del pilote. Dado que la técnica de construcción puede desempeñar un papel importante en la determinación de la capacidad de carga de un pilote de excavación, el ingeniero debe prestar mucha atención a los detalles de construcción del pilote de excavación que fueron registrados en otra parte.

---

Confiamos en que esta información satisfaga las necesidades que tienen actualmente en el proyecto. De tener alguna pregunta, no dude en contactarnos al 352-378-3717.

Preparado para Loadtest por

(firma) *ilegible*  
Robert C. Simpson, M.S.

Reviewed for Loadtest by

(firma) *ilegible*  
Denton A. Kort, M. Eng.

(firma) *ilegible*  
David J. Jakstis, B.S.C.E.

**TABLA B**  
**RESUMEN DE LAS DIMENSIONES, ELEVACIONES Y PROPIEDADES DEL PILOTE**

**Pilote: (TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima - Lima, Perú)**

Diámetro nominal del pilote (EL -0.60 m to -30.10 m)	= 1,800 mm
O-cells: 24-9H-00144, 24-9H-00145	= 610 mm
Longitud de la zona del pilote por encima de la rotura en la base de las O-cells	= 27.77 m
Longitud de la zona del pilote por debajo de la rotura en la base de las O-cells	= 1.73 m
Área de corte lateral por encima de la base de O-cell	= 160.4 m <sup>2</sup>
Área de corte lateral por debajo de la base de O-cell	= 9.8 m <sup>2</sup>
Área de la base del pilote	= 2.5 m <sup>2</sup>
Peso flotante del pilote por encima de la base de las O-cells	= 1.7 MN
Rigidez estimada del pilote, AE (EL +0.00 m to -28.37 m)	= 83,800 MN
Elevación del hormigón en la parte superior del pilote	= -0.60 m
Elevación de la superficie del suelo	= +0.00 m
Elevación de la base del ensamblaje de O-cell <sup>1</sup>	= -28.37 m
Elevación de la punta del pilote	= -30.10 m
Elevación del nivel freático (elevación supuesta del nivel freático natural)	= NA

**Tubos de revestimiento:**

Elevación de la parte superior del murete guía (2,565 mm <sup>2</sup> afuera, 1,930 mm adentro)	= +0.00 m
Elevación de la parte inferior del murete guía (2,565 mm <sup>2</sup> afuera, 1,930 mm adentro)	= -2.00 m

**Secciones de sensores:**

Elevación de la parte superior de todos los sensores de compresión	= +0.00 m
Elevación de la parte inferior del sensor de compresión del Deformímetro Nivel	= -20.47 m
Elevación de la parte inferior del sensor de compresión del Deformímetro Nivel 2	= -23.57 m
Elevación de la parte inferior del sensor usado para la compresión superior total del fuste	= -27.93 m

**Deformímetros:**

Elevación del Deformímetro Nivel 5 (AE = 83,800 MN)	= -2.77 m
Elevación del Deformímetro Nivel 4 (AE = 83,800 MN)	= -8.77 m
Elevación del Deformímetro Nivel 3 (AE = 83,800 MN)	= -20.47 m
Elevación del Deformímetro Nivel 2 (AE = 83,800 MN)	= -23.57 m
Elevación del Deformímetro Nivel 1 (AE = 83,800 MN)	= -26.57 m

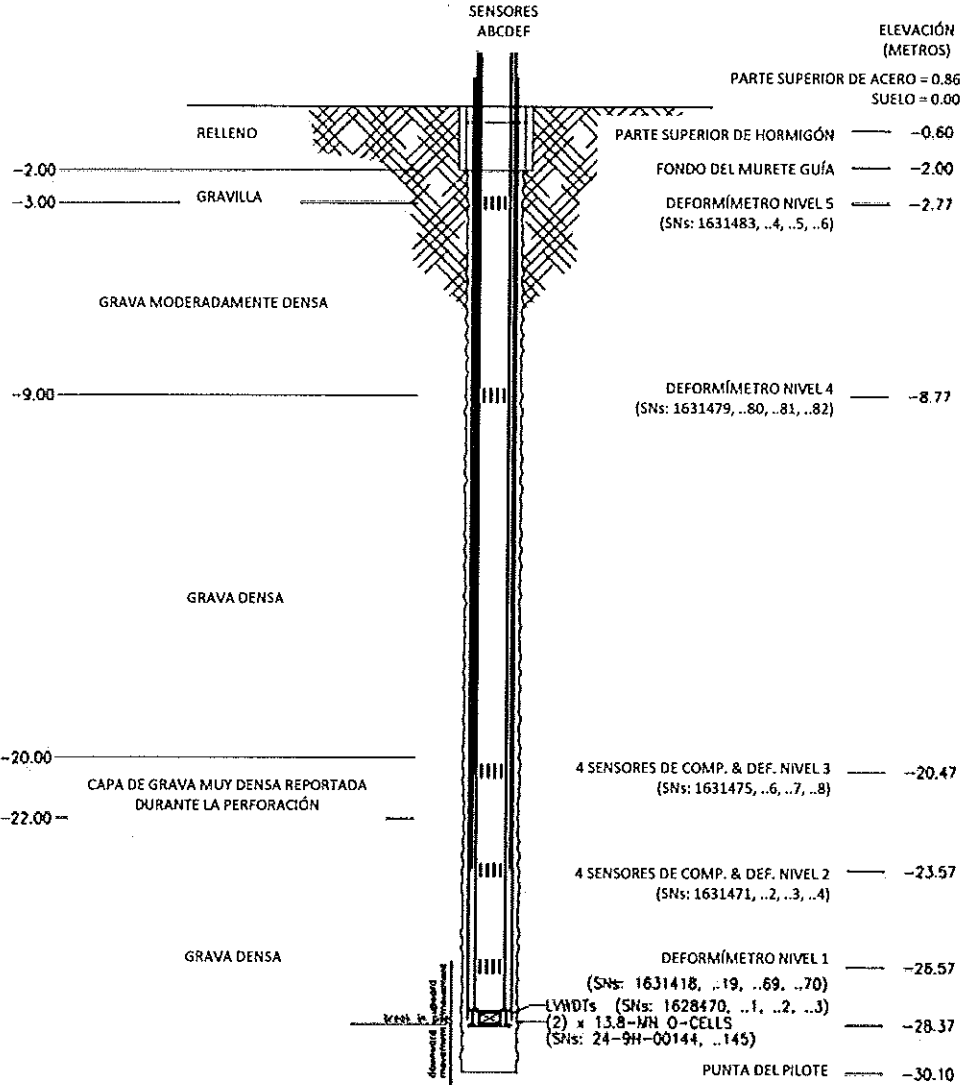
**Miscelánea:**

Diámetro de la placa superior del ensamblaje de O-cell (50 mm de espesor)	= 1,585 mm
Diámetro de la placa inferior del ensamblaje de O-cell (50 mm de espesor)	= 1,725 mm
Tamaño de la barra vertical de la jaula de refuerzo (EL. +0.86 m a -28.37, 24 No.)	= T 20
Tamaño de la espiral de la jaula de refuerzo (200 mm de espacio)	= T 15
Diámetro de la jaula de acero corrugado	= 1,725 mm
Supuesto peso unitario del hormigón	= 2322 kg/m <sup>3</sup>
Resistencia estimada del hormigón a la compresión no confinada por 11 días	= 45.3 MPa
Módulo de hormigón calculado por 11 días	= 32.395 MPa
LWWDT de O-cell @ 0°, 90°, 180° y 270° con radio	= 790 mm

<sup>1</sup> Ruptura entre el movimiento ascendente y descendente en el ensamblaje de O-cell.

NOTA: DIÁMETRO NOMINAL DEL PILOTE 1800mm  
 EL PILOTE FUE PERFORADO A TRAVÉS DE UN MURETE GUÍA DE HORMIGÓN DE 2.56 X 2.56 X 2.0 M

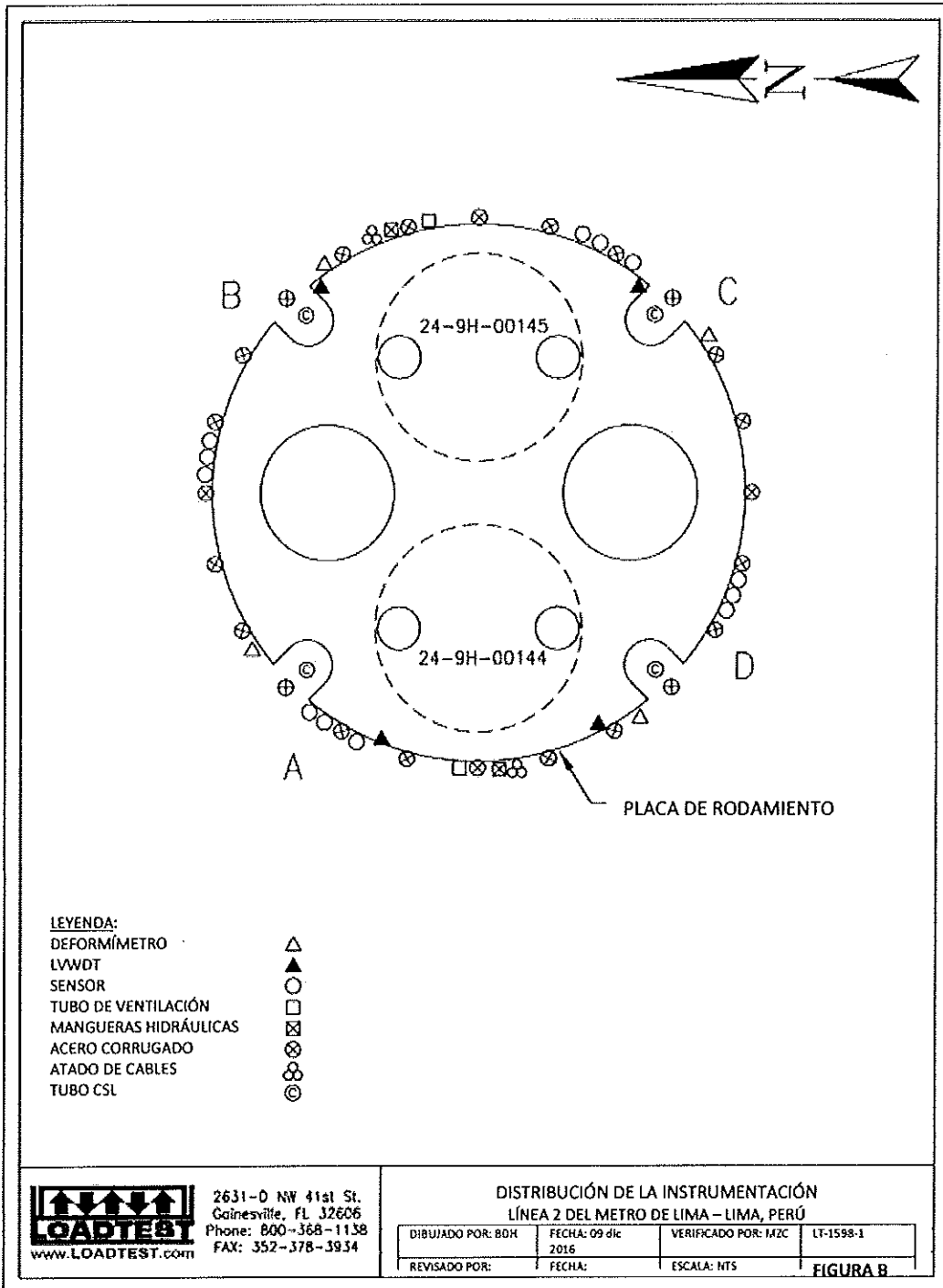
4 SENSORES DE COMPRESIÓN DE +0.0 A -20.47  
 4 SENSORES DE COMPRESIÓN DE +0.0 A -23.57  
 4 SENSORES DE COMPRESIÓN DE +0.0 A -27.93



2631-D NW 41st St.  
 Gainesville, FL 32606  
 Phone: 800-368-1138  
 FAX: 352-378-3934

SECCIÓN ESQUEMÁTICA DEL PILOTE DE PRUEBA TP-1  
 LÍNEA 2 DEL METRO DE LIMA - LIMA, PERÚ

DIBUJADO POR: DIJ	FECHA: 07 nov 2016	VERIFICADO POR: BDH	LT-1598-1
REVISADO POR: RCS	FECHA: 19 dic 2016	ESCALA: NTS	FIGURA A



- LEYENDA:**
- DEFORMÍMETRO
  - LVWDT
  - SENSOR
  - TUBO DE VENTILACIÓN
  - MANGUERAS HIDRÁULICAS
  - ACERO CORRUGADO
  - ATADO DE CABLES
  - TUBO CSL



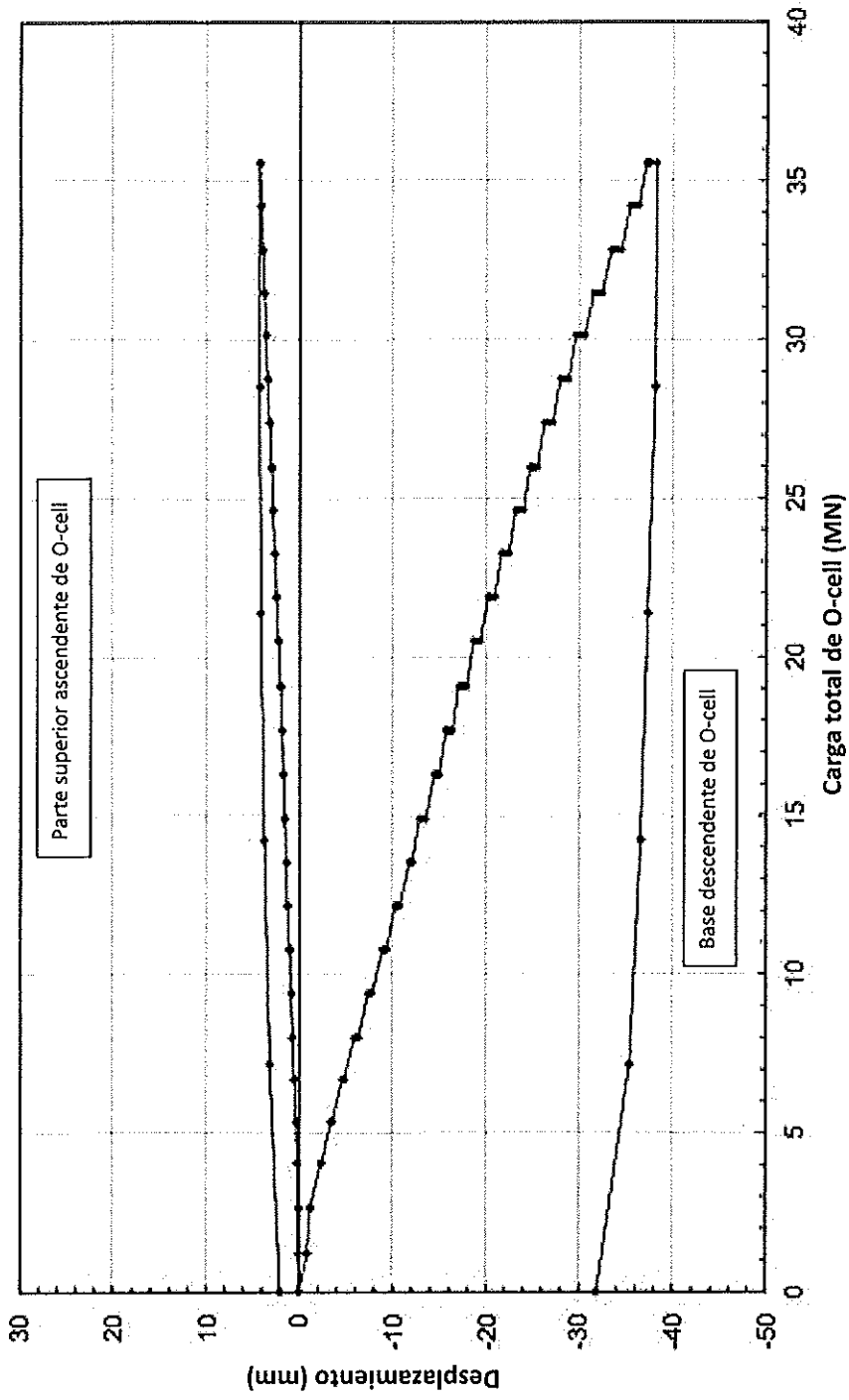
2631-D NW 41st St.  
Gainesville, FL 32606  
Phone: 800-368-1138  
FAX: 352-378-3934

**DISTRIBUCIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN  
LÍNEA 2 DEL METRO DE LIMA – LIMA, PERÚ**

DIBUJADO POR: BDH	FECHA: 09 dic 2016	VERIFICADO POR: MZC	LT-1598-1
REVISADO POR:	FECHA:	ESCALA: NTS	<b>FIGURA B</b>

# Carga de Célula de Osterberg vs. Desplazamiento

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima - Lima, Perú

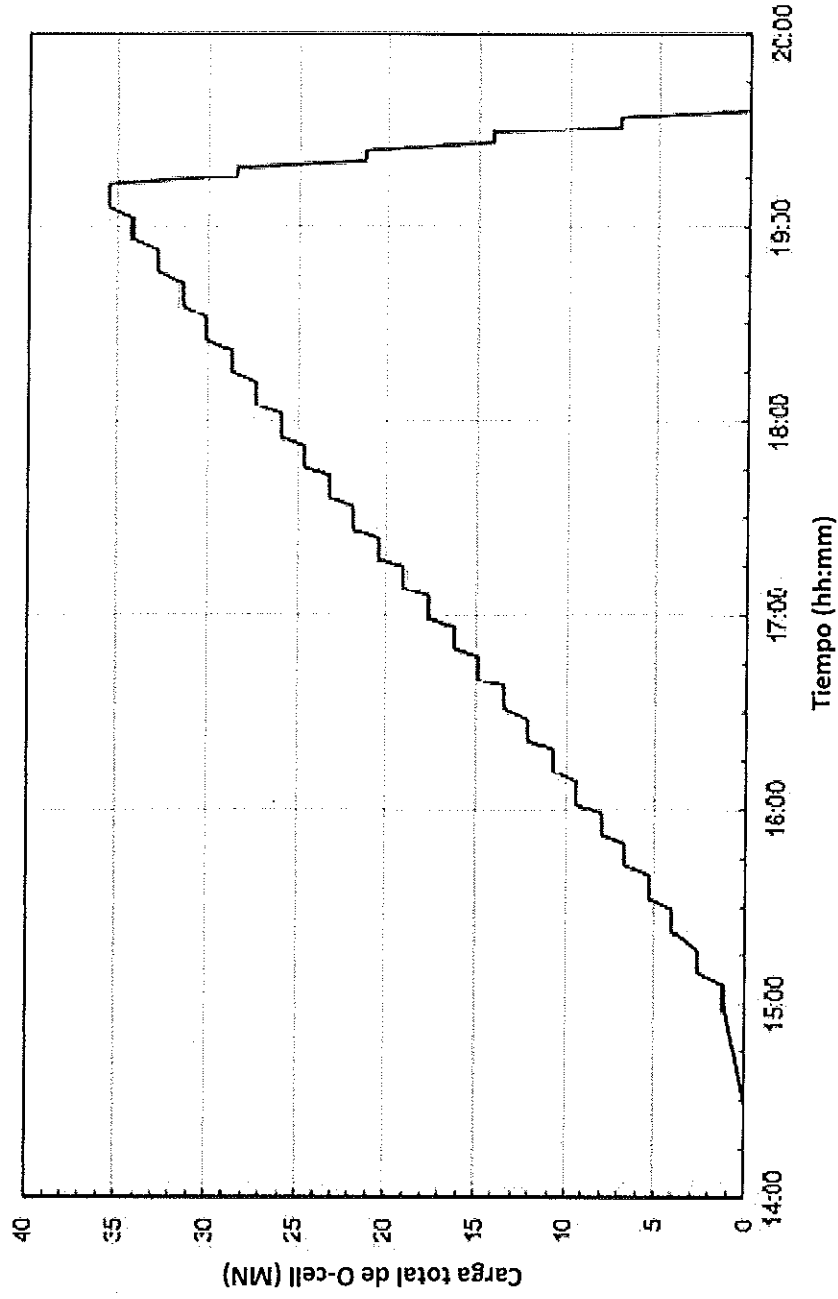




(logo) Loadtest

## Tiempo vs. Carga de Célula de Osterberg

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima - Lima, Perú



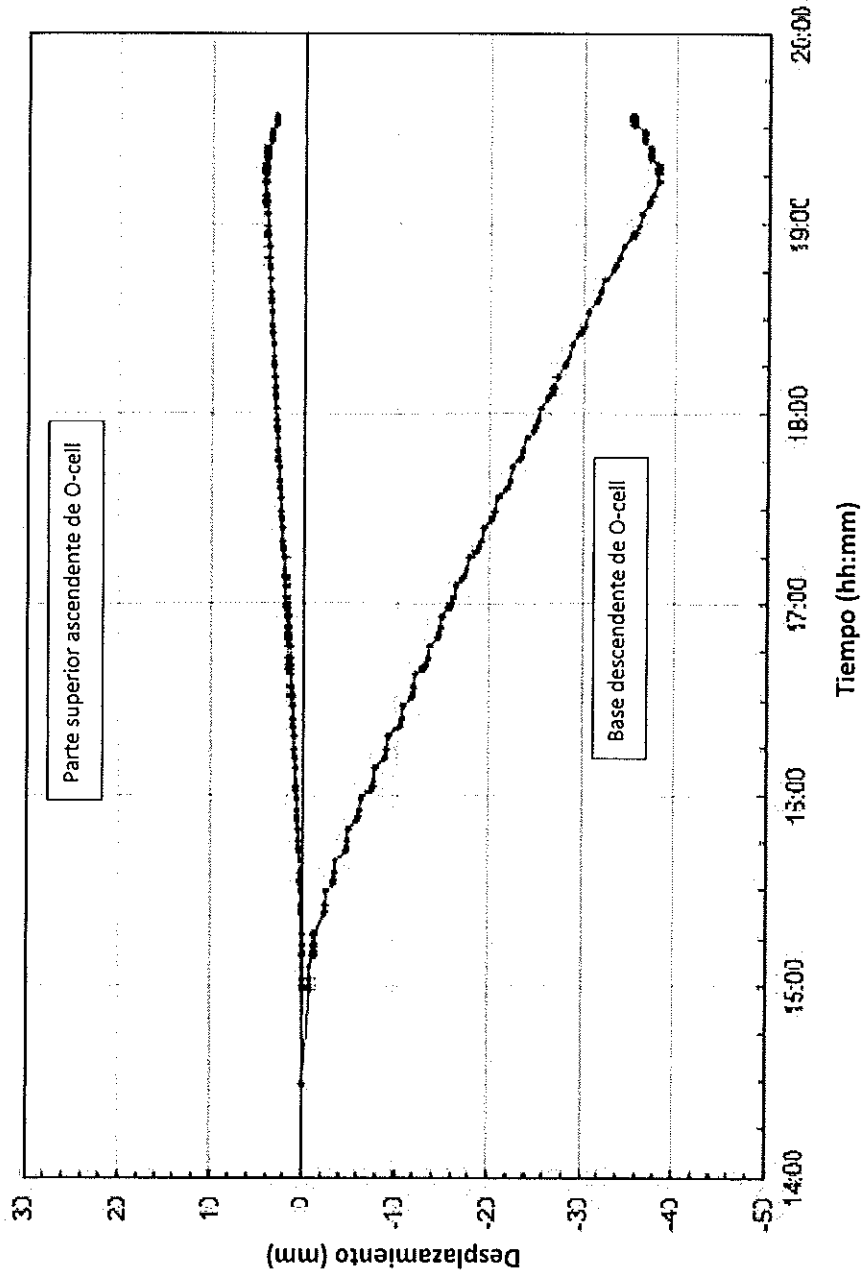
Loadtest Proyecto No. LT-1598-1

Figura 2 de 8

(logo) Loadtest

## Tiempo vs. Desplazamiento de Célula Osterberg

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima - Lima, Perú

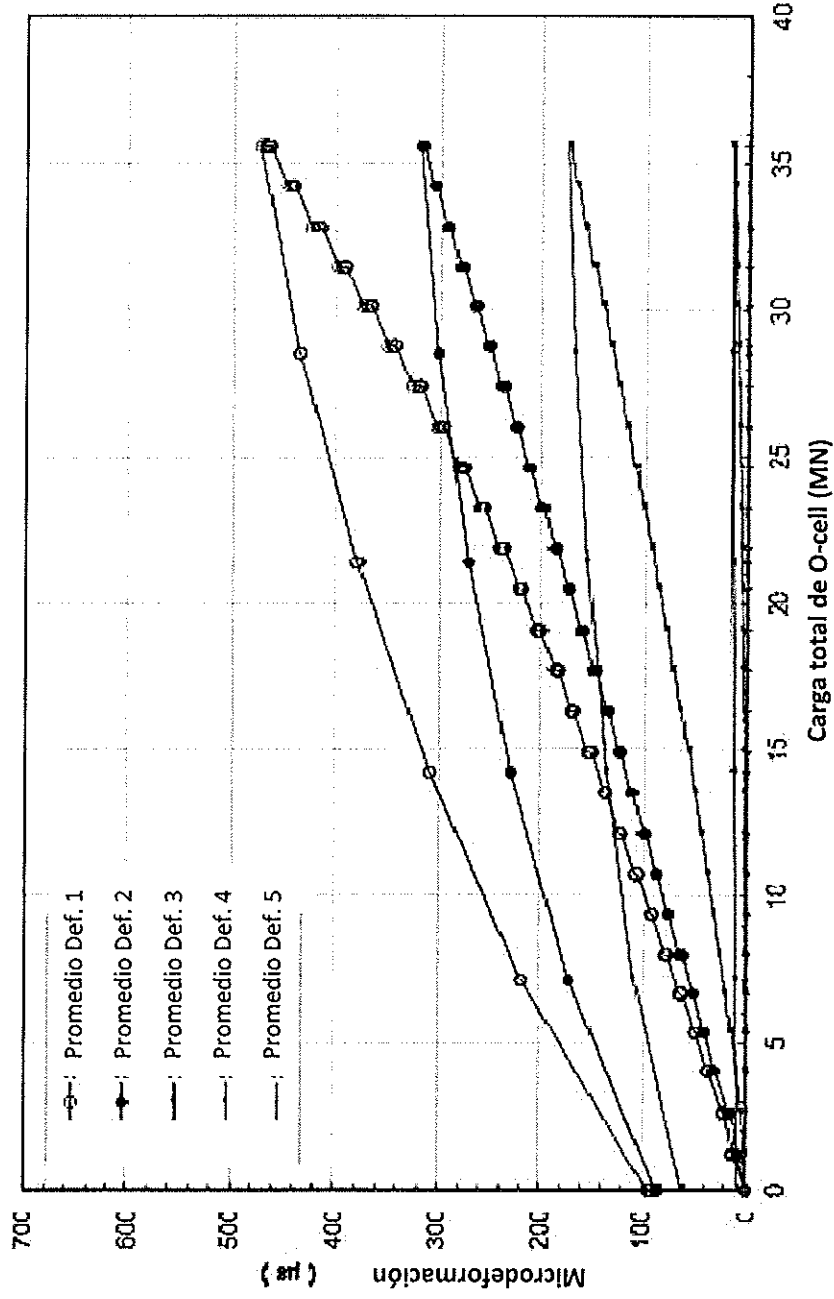


Loadtest Proyecto No. LT-1598-1

Figura 3 de 8

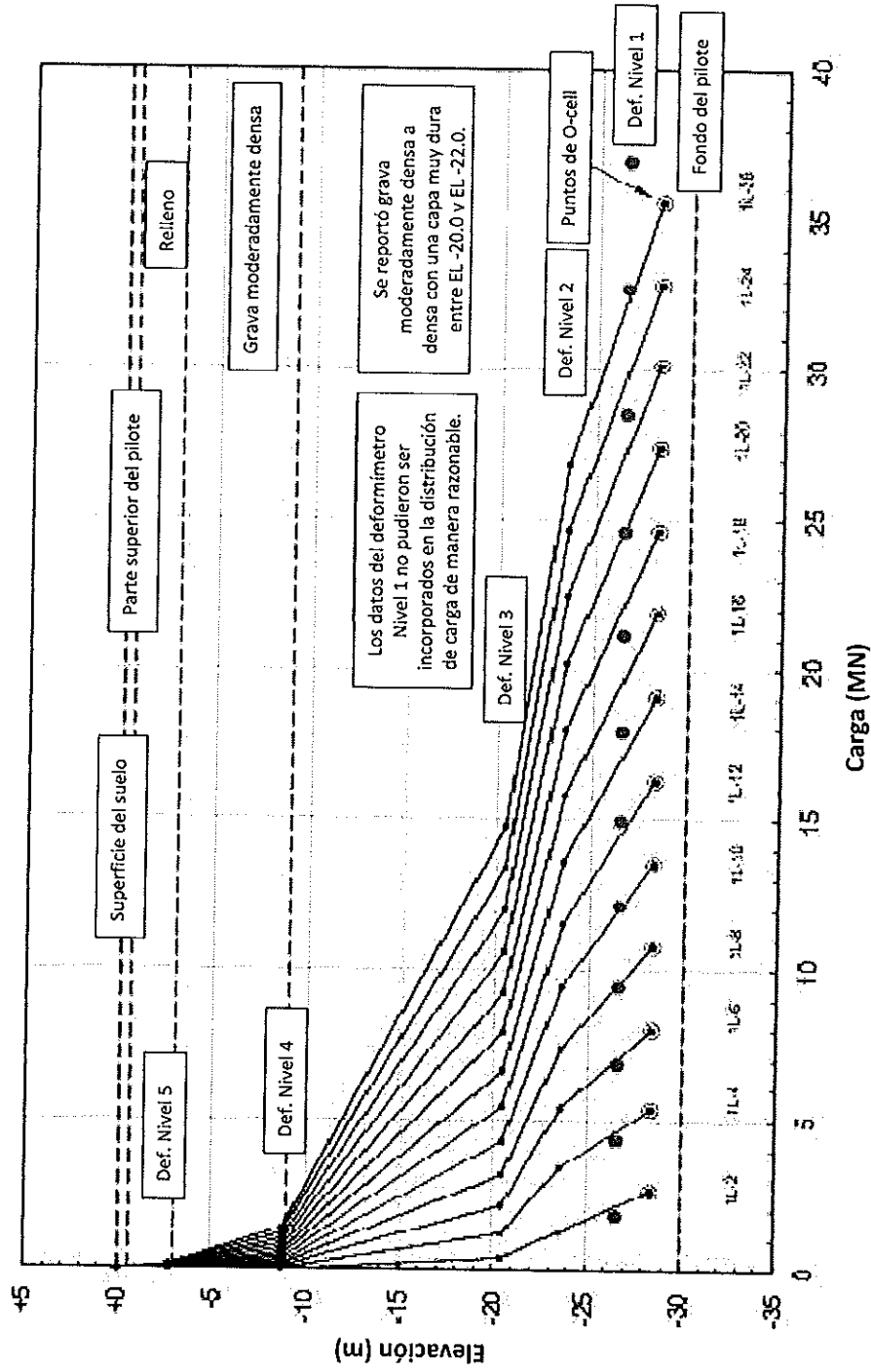
# Carga de Célula de Osterberg vs. Microdeformación del deformímetro

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima - Lima, Perú



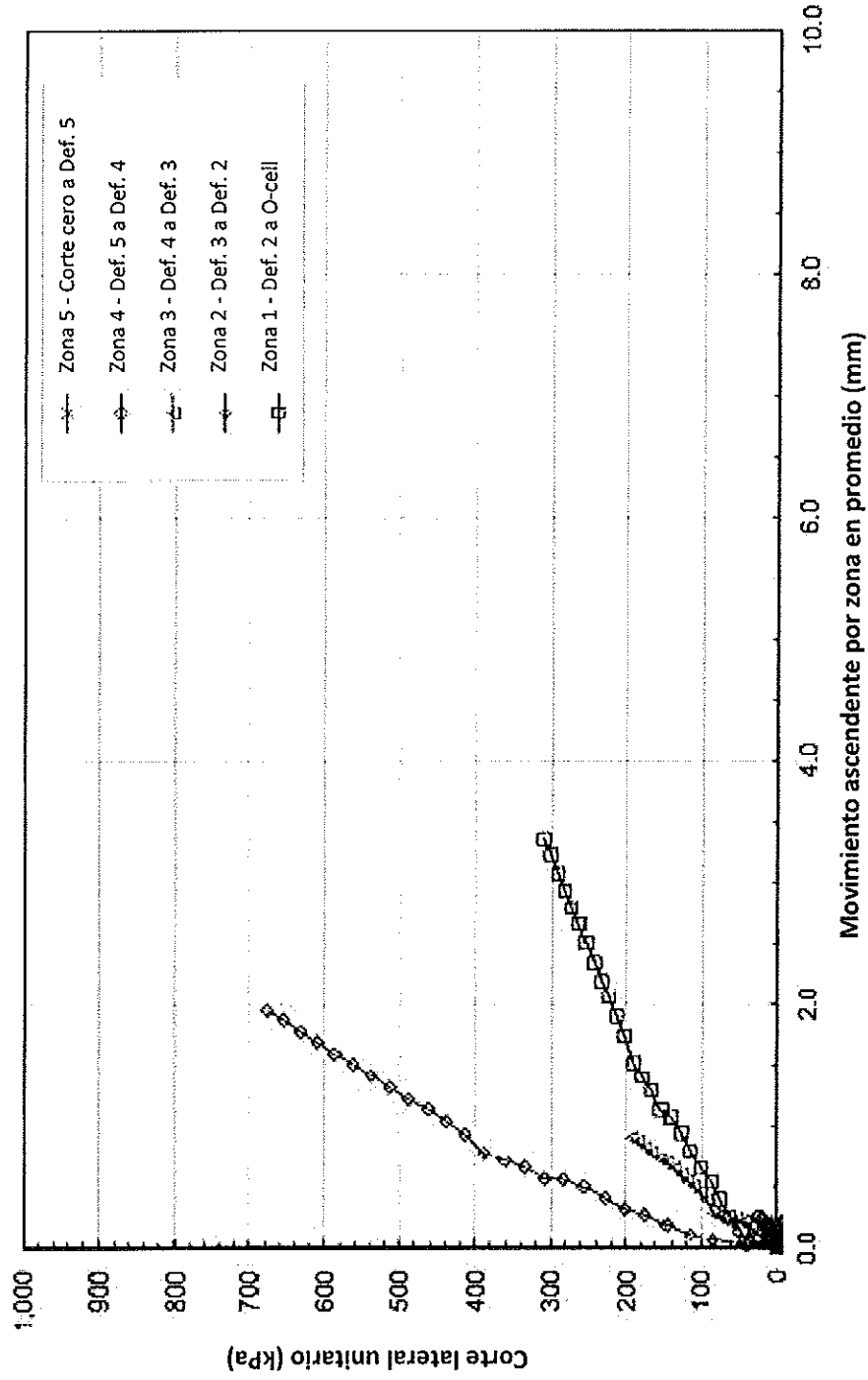
# Distribución de la carga del deformímetro

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima - Lima, Perú



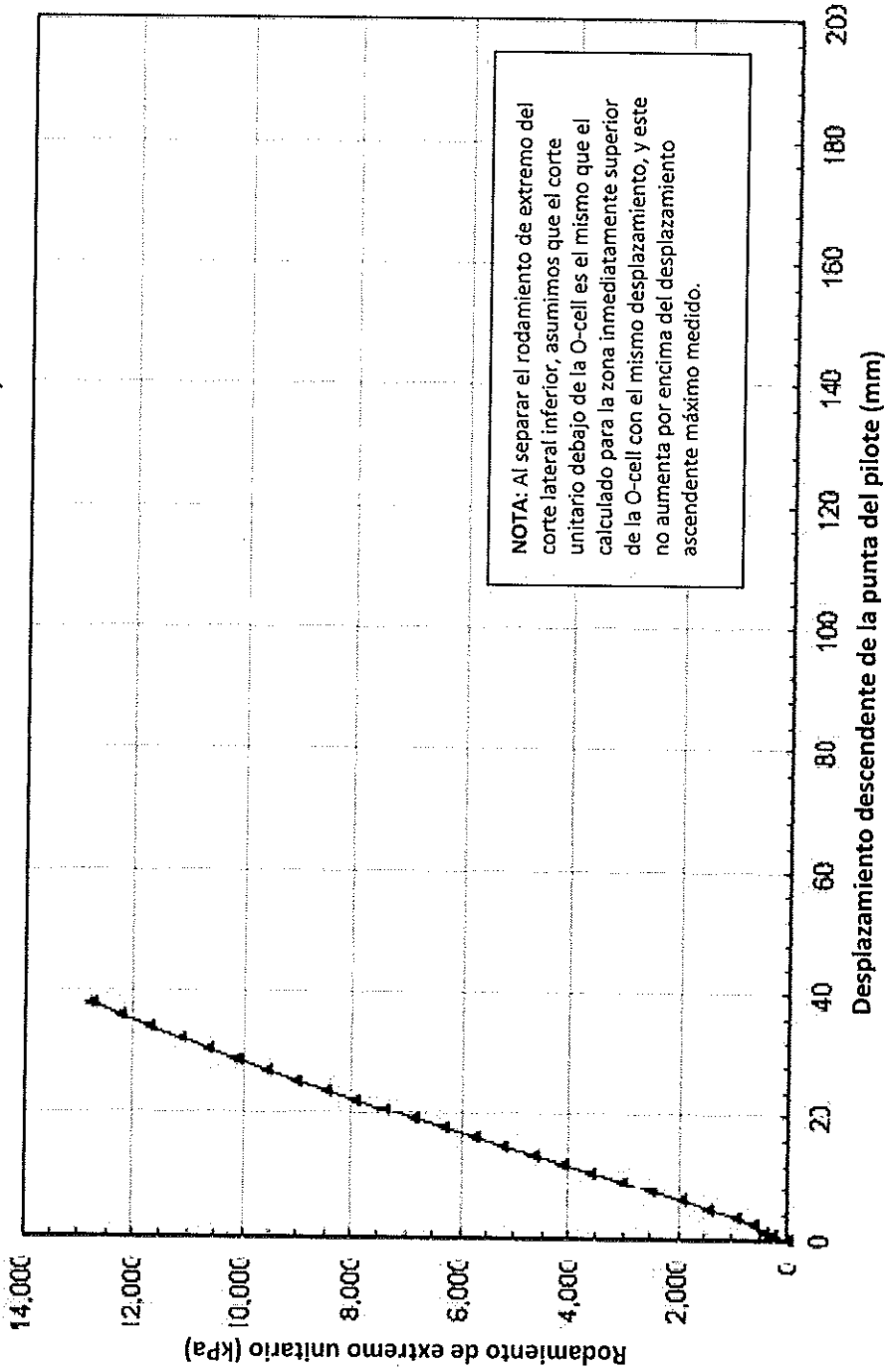
# Corte lateral unitario neto movilizado de manera ascendente

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima - Lima, Perú



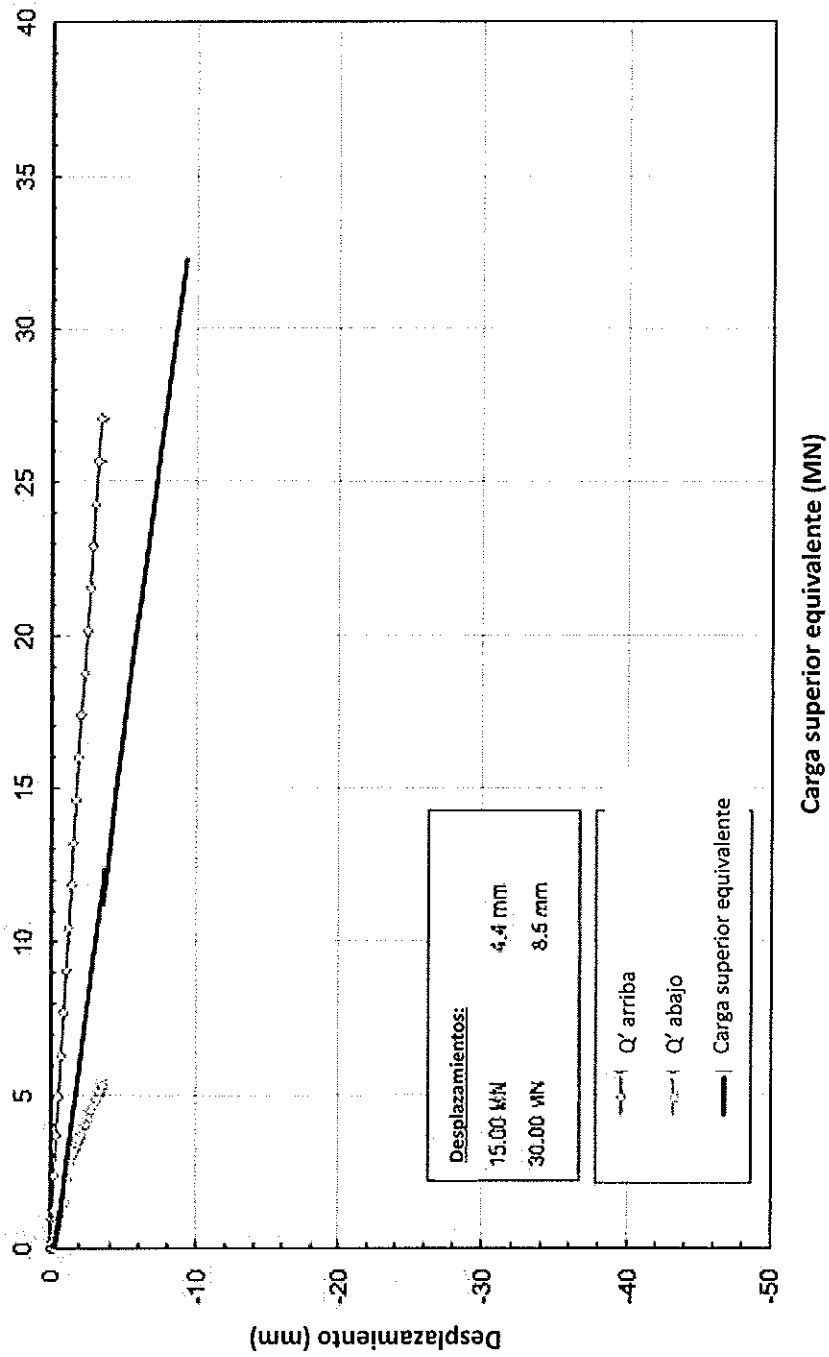
# Rodamiento de extremo unitario movilizado

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima - Lima, Perú



# Carga superior equivalente vs. Desplazamiento

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima - Lima, Perú



TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima  
Lima, Perú (LT-1598-1)

## APÉNDICE C

### CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA DE CARGA SUPERIOR EQUIVALENTE vs. DESPLAZAMIENTO



## CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA DE ASIENTO DE CARGA SUPERIOR EQUIVALENTE A PARTIR DE LOS RESULTADOS DE UNA PRUEBA DE O-CELL (Agosto, 2000)

**Introducción:** Algunos ingenieros consideran útil ver los resultados de una prueba de carga de O-cell en forma de curva, la cual muestra la carga versus el asiento de un pilote de excavación o impulsado por una carga superior (fuste perforado). Creemos que una prueba de O-cell puede proporcionar una buena estimación de esta curva cuando se utiliza el método aquí descrito.

**Suposiciones:** Hacemos las siguientes suposiciones, las cuales consideramos tanto razonables como conservadoras por lo general:

1. La curva de movimiento de carga del rodamiento de extremo en un fuste cargado por arriba tiene las mismas cargas para un movimiento dado (restar el peso flotante del pilote por encima de la O-cell) que la curva de movimiento de carga del rodamiento de extremo desarrollada por el fondo de la O-cell cuando se coloca en el fondo del fuste o cerca de él.
2. La curva de movimiento de carga de corte lateral en un fuste cargado por arriba tiene el mismo corte de red, multiplicado por un factor de ajuste 'F', para un movimiento descendente dado, como ocurrió en la prueba de O-cells para ese mismo movimiento en la parte superior de la célula en la dirección ascendente. Lo mismo se aplica al movimiento ascendente en una prueba de tensión cargada por arriba. A menos que se indique lo contrario, se utilizan los siguientes factores de ajuste:
  - (a)  $F = 1,00$  en todas las bases de roca y para suelos principalmente cohesivos en compresión.
  - (b)  $F = 0,95$  en suelos principalmente sin cohesión.
  - (c)  $F = 0,80$  Para todos los suelos en pruebas de tensión de carga superior.
3. Inicialmente suponemos que el pilote se comporta como un cuerpo rígido, pero incluimos las compresiones elásticas que forman parte de los datos de movimiento obtenidos de una prueba de O-cell (OLT). Usando esta suposición, construimos una curva de movimiento para la prueba de carga superior equivalente (TLT) con el método descrito a continuación en Procedimientos Parte 1. A continuación, usamos el siguiente Procedimientos Parte II para corregir los efectos de las compresiones elásticas adicionales en un TLT.
4. Consideremos el caso con la O-cell, o la O-cell inferior de más de un nivel de células, colocada a una cierta distancia por encima del fondo del fuste. Suponemos que la parte del fuste debajo de la celda, ahora con carga superior, tiene el mismo comportamiento de movimiento de carga que cuando se carga por encima del fuste entero. Para este caso, la "curva de movimiento del rodamiento de extremo" posterior se refiere al movimiento de toda la longitud del fuste debajo de la célula.

**Procedimientos Parte I:** Por favor refiérase a la Figura A adjunta que muestra los resultados de la prueba de O-cell y a la Figura B, que muestra la curva construida de

asiento de carga superior equivalente. Obsérvese que cada una de las curvas mostradas tiene puntos numerados de 1 a 12 de manera que el mismo número de punto en cada curva tiene la misma magnitud de movimiento. Por ejemplo, el punto 4 tiene un movimiento ascendente y descendente de 0,40 pulgadas en la Figura A y el mismo de 0,40 pulgadas hacia abajo en la Figura B.

**Nota:** Este informe muestra los datos del movimiento de O-cell en una figura similar a la Figura A, pero utiliza las cargas brutas obtenidas en el campo. La Figura A utiliza cargas netas para facilitar la conversión del lector de Figura A a Figura B sin la complicación de la primera conversión de cargas brutas a netas. Para la reconstrucción conservadora de la curva de asiento con carga superior, primero convertimos ambos componentes de la O-cell a carga neta.

Usando las suposiciones anteriores, construya la curva equivalente de la siguiente manera: seleccione un movimiento arbitrario tal como las 0,40 pulgadas para dar el punto 4 en la curva de movimiento de carga de corte lateral del fuste en la Figura A y registre la carga de 2,090 toneladas en corte en ese movimiento. Debido a que inicialmente hemos asumido un pilote rígido, la parte superior del pilote se mueve hacia abajo igual que la parte inferior. Por lo tanto, encontrar el punto 4 con 0.40 pulgadas de movimiento hacia arriba en la curva de movimiento de carga de rodamiento de extremo y registrar la carga correspondiente de 1.060 toneladas. La adición de estas dos cargas dará la carga total de 3.150 toneladas debido al corte lateral más el rodamiento de extremo en el mismo movimiento y así da el punto 4 en la curva de asiento de carga de la figura B para una prueba de carga superior equivalente.

Se puede utilizar el procedimiento anterior para obtener todos los puntos de la Figura B hasta el componente que se mueve menos al final de la prueba, en este caso el punto 5 en el corte lateral. Para aprovechar el hecho de que la prueba produjo datos de movimiento de rodamientos de extremos hasta el punto 12, necesitamos hacer una extrapolación de la curva de corte lateral. Por lo general usamos una técnica de ajuste de curva hiperbólica conveniente y adecuada para esta extrapolación. Decidir el número máximo de puntos de datos para proporcionar un buen ajuste (un alto coeficiente de correlación  $r^2$ ) requiere un cierto juicio. En este caso omitimos el punto 1 para dar un  $r^2 = 0.999$  (incluyendo el punto 1 dio un  $r^2 = 0.966$ ) con el resultado mostrado como puntos 6 a 12 en la extensión punteada de la curva de corte lateral medida. Usando el mismo procedimiento de coincidencia de movimiento descrito anteriormente, podemos extender la curva equivalente a los puntos 6 a 12. Los resultados, mostrados en la Figura B como una línea discontinua, significan que esta parte de la curva equivalente depende, en parte, de los datos extrapolados.

A veces, si los datos lo justifican, usaremos extrapolaciones tanto del corte lateral como del rodamiento de extremo para extender la curva equivalente a un movimiento mayor que el máximo medido (punto 12). Un apéndice en este informe da los detalles de la(s) extrapolación(es) utilizada(s) con la presente prueba de O-cell y muestra el ajuste con los datos reales.

## **Procedimientos Parte II:** La compresión elástica en la prueba de carga superior

equivalente siempre supera la de la prueba de O-cell. No sólo produce más movimiento superior, sino también movimiento de corte lateral adicional, que luego genera más corte lateral, lo que produce más compresión, etc. Una solución exacta de este problema de transferencia de carga requiere conocer las curvas de corte lateral vs. curvas de movimiento vertical (t-y) para un gran número de incrementos de longitud de pilote y resolviendo el conjunto resultante de ecuaciones simultáneas o utilizando simulaciones de elementos finitos o diferencias finitas para obtener una solución aproximada para estas ecuaciones. Por lo general, no tenemos los datos para obtener con precisión las curvas t-y requeridas. Afortunadamente, la solución aproximada descrita a continuación suele ser suficiente.

El análisis adjunto p. 6 da las ecuaciones para las compresiones elásticas que se producen en el OLT con uno o dos niveles de O-cells. El análisis p. 7 da las ecuaciones para las compresiones elásticas que ocurren en el TLT equivalente. Ambos conjuntos de ecuaciones no incluyen la compresión elástica por debajo de la O-cell porque la misma compresión tiene lugar tanto en el OLT y el TLT. Esto es equivalente a tomar  $L_3 = 0$ . Restar el OLT de la compresión TLT da la compresión elástica adicional deseada en la parte superior del TLT. A continuación, agregamos la compresión elástica adicional a la curva equivalente 'rígida' obtenida de la Parte I para obtener la curva de carga-asiento final y corregida equivalente para el TLT en el mismo pilote que la OLT real.

Nótese que las anteriores pp. 6 y 7 dan ecuaciones para cada uno de los tres patrones asumidos de esfuerzo de corte lateral desarrollado a lo largo del pilote. El patrón mostrado en el centro de los tres se aplica a cualquier distribución de corte lateral aproximadamente determinada. La experiencia ha demostrado que la solución inicial para la compresión elástica adicional, como se ha descrito anteriormente, da una estimación adecuada y ligeramente conservadora (alta) de la compresión adicional frente a análisis de transferencia de carga más sofisticados como se describe en el primer párrafo de esta Parte II.

El análisis p. 8 proporciona un ejemplo de resultados calculados en unidades inglesas en un hipotético OLT de una etapa y un solo nivel usando el método simplificado en la Parte II con el centroide de la distribución de corte lateral 44.1% por encima de la base de la O-cell. La Figura C compara la corregida con la curva rígida de la Figura B. La página 9 contiene un ejemplo equivalente al anterior en unidades SI.

El análisis final p. 10 proporciona un ejemplo de resultados calculados en unidades inglesas en un hipotético TLC de tres etapas y niveles múltiples usando el método simplificado en la Parte II con el centroide de la distribución combinada del corte superior y medio del 44,1% por encima de la base de la O-cell inferior. Los centrosídes individuales de las distribuciones de corte lateral superior e intermedio se encuentran 39,6% y 57,9% por encima y por debajo de la O-cell media, respectivamente. La Figura E compara la curva corregida con la curva rígida. La página 11 contiene un ejemplo equivalente al anterior en unidades SI.

**Otras pruebas:** El ejemplo ilustrado en la Figura A tiene el movimiento máximo del

componente en el rodamiento de extremo. Los procedimientos siguen siendo los mismos si el movimiento máximo de la prueba se produjo en el corte lateral. Entonces habría extrapolado el rodamiento de extremo para producir la parte de línea punteada de la curva de asiento de carga superior reconstruida.

El ejemplo ilustrado también supone un pilote cargado en la parte superior en compresión. Para un pilote cargado en tensión, con base en las suposiciones 2 y 3, utilizaremos la curva de carga de corte en la Figura A, multiplicada por la  $F = 0,80$  señalada en la suposición 2., para la curva de desplazamiento de carga superior equivalente.

**Precisión esperada:** Sólo se conocen cinco series de pruebas que proporcionen los datos necesarios para hacer una comparación directa entre el comportamiento de movimiento de pilotes de carga real, a escala completa, y el comportamiento equivalente obtenido a partir de una prueba de O-cell con el método descrito aquí. Estos incluyen tres obras en Japón y una en Singapur, en una variedad de suelos, con tres pruebas de compresión en pilotes de excavación (fustes perforados), una prueba de compresión en un pilote impulsado y una prueba de tensión en un pilote de excavación. El mayor pilote de excavación tenía un diámetro de 1,2 m y una longitud de 37 m. El pilote impulsado tenía una construcción modular de 1 m de incremento y una longitud de 9 m. La mayor carga superior = 28 MN (3.150 toneladas).

Las siguientes referencias detallan las pruebas japonesas antes mencionadas y los resultados de las mismas:

Kishida H. et al., 1992, "Pile Loading Tests at Osaka Amenity Park Project," Documento de Mitsubishi Co., también descrito brevemente en Schmertmann (1993, ver bibliografía). Compara un fuste perforado en tensión y otro en compresión.

Ogura, H. et al., 1995, "Application of Pile Toe Load Test to Cast-in-place Concrete Pile and Precast Pile," volumen especial 'Tsuchi-to-Kiso' sobre Prueba de carga de pilote, Sociedad Geotécnica Japonesa, Vol. 3, No. 5, Ser. No. 448. Original en japonés. Traducido por M. B. Karkee, GEOTOP Corporation. Compara un fuste perforado y un pilote impulsado, ambos en compresión.

Hemos comparado el equivalente previsto y la carga superior medida en tres movimientos superiores en cada una de las cuatro anteriores comparaciones japonesas. Los movimientos de la parte superior variaban de 1/4 de pulgada (6 mm) a 40 mm, dependiendo de los datos disponibles. Las relaciones (equiv./med.) De la carga superior promediaron 1,03 en las 15 comparaciones con un coeficiente de variación de menos del 10%. Creemos que estas comparaciones disponibles ayudan a apoyar la validez práctica del método equivalente de carga superior descrito aquí.

L. S. Peng, A. M. Koon, R. Page y C. W. Lee reportan los resultados de una predicción de clase A, hecha por otros, de la curva de TLT de una prueba de células de Osterberg en un pilote de excavación de 1,2 m de diámetro y 37,2 m de largo en Singapur, en comparación con un pilote adyacente con las mismas dimensiones cargadas por kentledge (balasto). Informan acerca de una diferencia del 4% en la capacidad final y

menos del 8% de diferencia en los asientos sobre el rango de carga de trabajo de 1,0 a 1,5 veces - comparable con la precisión anotada anteriormente. Su artículo tiene el título "OSTERBERG CELL TESTING OF PILES", y fue publicado en marzo de 1999 en las Actas de la Conferencia Internacional sobre el Tránsito Ferroviario, celebrada en Singapur y publicada por la Asociación de Ingenieros Consultores de Singapur.

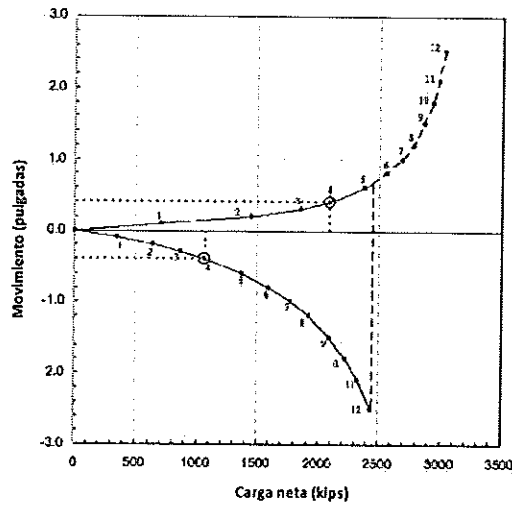
B. H. Fellenius ha realizado varios estudios de método de elementos finitos (FEM por sus siglas en inglés) de un OLT en los que ajustó los parámetros para producir una buena relación carga-deflexión con las curvas de carga-deflexión hacia arriba y hacia abajo de la OLT. A continuación, utilizó los mismos parámetros para predecir la curva de deflexión de TLT. Comparamos la curva predicha por FEM con la carga-deflexión equivalente predicha por los procedimientos de la Parte I y II previamente descritos, con los resultados comparables a la precisión anotada anteriormente. La ASCE ha publicado un artículo de Fellenius et. al. titulado "O-Cell Testing and FE Analysis of 28-m-Deep Barrette in Manila, Filipinas" en el Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 125, N° 7, julio de 1999, pág. 566. Detalla uno de sus estudios comparativos.

**Limitaciones:** El ingeniero que utilice estos resultados debe juzgar el conservadurismo o la falta de los supuestos y extrapolaciones anteriores antes de utilizar los resultados con fines de diseño. Por ejemplo, el comportamiento transitorio de falla puede producir curvas de movimiento con cambios abruptos en la curvatura (no hiperbólicos). Sin embargo, creemos que el método de ajuste hiperbólico y nuestras suposiciones utilizadas usualmente producen curvas de asiento de carga superior equivalentes razonables.

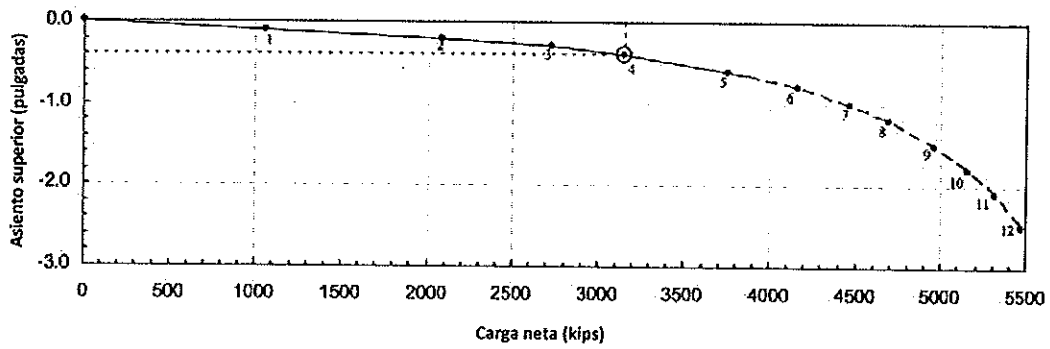
Agosto, 2000

Ejemplo de la construcción de una curva de asiento superior equivalente con carga (Figura B) a partir de los resultados de la prueba de Célula de Osterberg (Figura A)

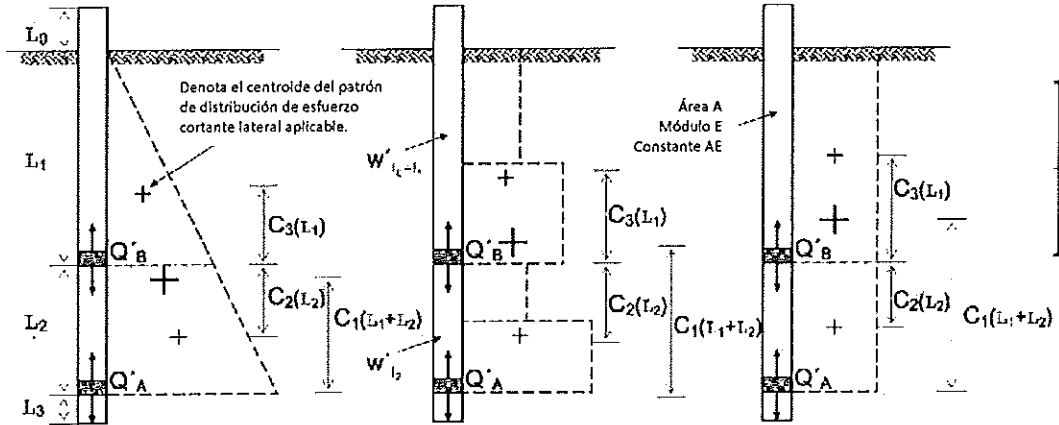
**Figura A**



**Figura B**



## Compresión elástica teórica en la prueba de O-cell basada en el patrón de esfuerzo cortante lateral desarrollado



Prueba de un solo nivel de 1 etapa (solo  $Q'_A$ ):

Prueba multinivel de 3 etapas ( $Q'_A$  y  $Q'_B$ ):

$C_3 = \frac{1}{3}$	Factor centroide = $C_3$	$C_3 = \frac{1}{2}$
$\delta_{t1} = \frac{1}{3} \frac{Q'_{tB} l_1}{AE}$	$\delta_{t1} = C_3 \frac{Q'_{tB} l_1}{AE}$	$\delta_{t1} = \frac{1}{3} \frac{Q'_{tB} l_1}{AE}$
$C_2 = \frac{1}{3} \left( \frac{3l_1 + 2l_2}{2l_1 + l_2} \right)$	Factor centroide = $C_2$	$C_2 = \frac{1}{2}$
$\delta_{l1} = \frac{1}{3} \left( \frac{3l_1 + 2l_2}{2l_1 + l_2} \right) \frac{Q'_{tB} l_2}{AE}$	$\delta_{l1} = C_2 \frac{Q'_{tB} l_2}{AE}$	$\delta_{l1} = \frac{1}{2} \frac{Q'_{tB} l_2}{AE}$

**Cargas netas:**

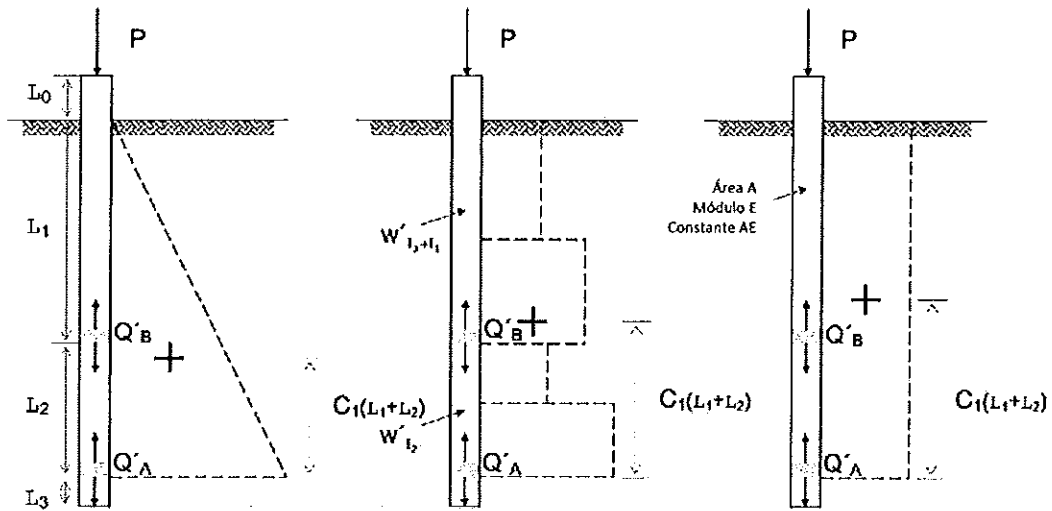
$$Q'_{tA} = Q_{tA} - W'_{l_0+l_1+l_2}$$

$$Q'_{tB} = Q_{tB} - W'_{l_0+l_1}$$

$$Q'_{tB} = Q_{tB} + W'_{l_2}$$

$W'$  = peso del pilote, flotante por debajo del nivel freático

**Compresión elástica teórica en la prueba de carga superior basada en el patrón de esfuerzo cortante lateral desarrollado**



Prueba de carga superior:  $\delta_{TLT} = \delta_{\downarrow l_0} + \delta_{\downarrow l_1+l_2}$

$\delta_{l_0} = \frac{Pl_0}{AE}$	$\delta_{l_0} = \frac{Pl_0}{AE}$	$\delta_{l_0} = \frac{Pl_0}{AE}$
$C_1 = \frac{1}{3}$	Centroid Factor = $C_1$	$C_1 = \frac{1}{2}$
$\delta_{l_1+l_2} = \frac{(Q'_{JA} + 2P)(l_1 + l_2)}{3AE}$	$\delta_{l_1+l_2} = \frac{[(C_1)Q'_{JA} + (1-C_1)P](l_1 + l_2)}{AE}$	$\delta_{l_1+l_2} = \frac{(Q'_{JA} + P)(l_1 + l_2)}{2AE}$

Carga neta y equivalente:

$$Q'_{JA} = Q_{JA} - W'_{l_1+l_2}$$

$$P_{single} = Q'_{JA} + Q'_{TA}$$

$$P_{multi} = Q'_{JA} + Q'_{TB} + Q'_{JB}$$

Cargas de componente Q seleccionadas al mismo tiempo  $(\pm)\Delta_{OLT}$ .

Ejemplo de cálculo para la corrección de compresión elástica adicional para la prueba de un solo nivel (unidades inglesas)



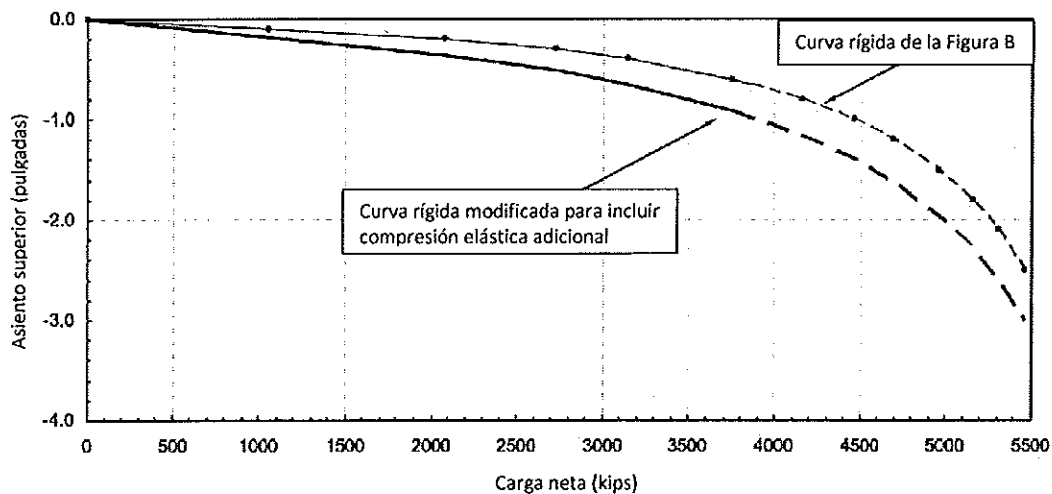
Dado:

- $C_1 = 0.441$
- $AE = 3,820,000$  kips (constante asumida a lo largo de la prueba)
- $l_0 = 5.9$  pies
- $l_1 = 30.0$  pies (longitud embebida del fuste por encima de la O-cell)
- $l_2 = 0.00$  pies
- $l_3 = 0.0$  pies

Factor de reducción de corte = 1.00 (suelo cohesivo)

$\Delta_{OLT}$ (in)	$Q'_{1A}$ (kips)	$Q'_{1A}$ (kips)	$P$ (kips)	$\delta_{TLT}$ (in)	$\delta_{OLT}$ (in)	$\Delta_s$ (in)	$\Delta_{OLT} + \Delta_s$ (in)
0.000	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
0.100	352	706	1058	0.133	0.047	0.086	0.186
0.200	635	1445	2080	0.257	0.096	0.160	0.360
0.300	867	1858	2725	0.339	0.124	0.215	0.515
0.400	1061	2088	3149	0.396	0.139	0.256	0.656
0.600	1367	2382	3749	0.478	0.159	0.319	0.919
0.800	1597	2563	4160	0.536	0.171	0.365	1.165
1.000	1777	2685	4462	0.579	0.179	0.400	1.400
1.200	1921	2773	4694	0.613	0.185	0.427	1.627
1.500	2091	2867	4958	0.651	0.191	0.460	1.960
1.800	2221	2933	5155	0.680	0.196	0.484	2.284
2.100	2325	2983	5308	0.703	0.199	0.504	2.604
2.500	2434	3032	5466	0.726	0.202	0.524	3.024

Figura C



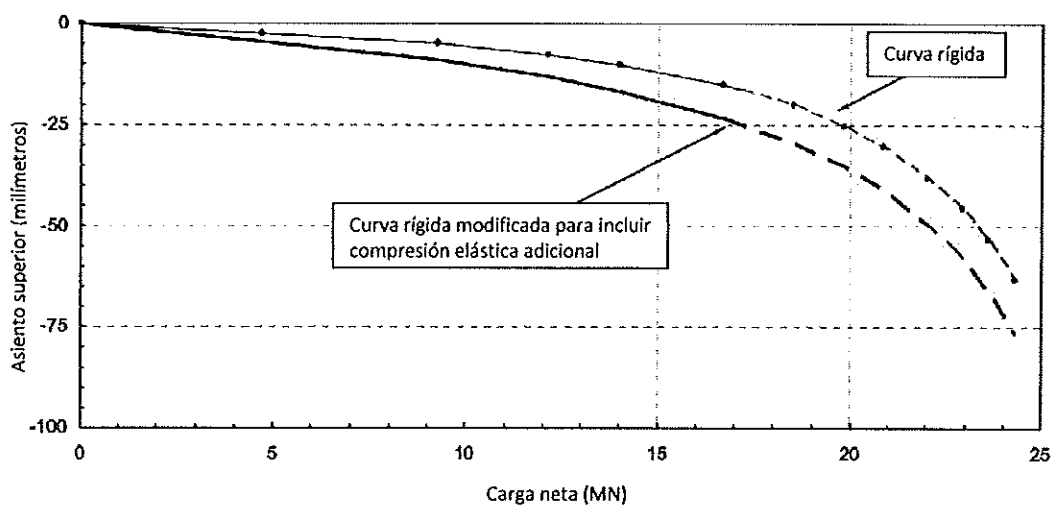
**Ejemplo de cálculo para la corrección de compresión elástica adicional para la prueba de un solo nivel (unidades SI)**

Dado:  $C_1 = 0.441$   
 $AE = 17,000 \text{ MN}$  (constante asumida a lo largo de la prueba)  
 $l_0 = 1.80 \text{ m}$   
 $l_1 = 14.69 \text{ m}$  (longitud embebida del fuste por encima de la O-cell)  
 $l_2 = 0.00 \text{ m}$   
 $l_3 = 0.0 \text{ m}$

Factor de reducción de corte = 1.00 (suelo cohesivo)

$\Delta_{OLT}$ (mm)	$Q'_{1A}$ (MN)	$Q'_{1A}$ (mm)	P (MN)	$\delta_{TLT}$ (mm)	$\delta_{OLT}$ (mm)	$\Delta_s$ (mm)	$\Delta_{OLT} + \Delta_s$ (mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.54	1.57	3.14	4.71	3.37	1.20	2.17	4.71
5.08	2.82	6.43	9.25	6.52	2.45	4.07	9.15
7.62	3.86	8.27	12.12	8.61	3.15	5.46	13.08
10.16	4.72	9.29	14.01	10.05	3.54	6.51	16.67
15.24	6.08	10.60	16.68	12.14	4.04	8.10	23.34
20.32	7.11	11.40	18.50	13.60	4.34	9.26	29.58
25.40	7.90	11.94	19.85	14.70	4.55	10.15	35.55
30.48	8.55	12.33	20.88	15.55	4.70	10.85	41.33
38.10	9.30	12.75	22.05	16.53	4.86	11.67	49.77
45.72	9.88	13.05	22.93	17.27	4.97	12.29	58.01
53.34	10.34	13.27	23.61	17.84	5.06	12.79	66.13
63.50	10.83	13.48	24.31	18.44	5.14	13.30	76.80

Figura D



## Ejemplo de cálculo para la corrección de compresión elástica adicional para la prueba multinivel (unidades inglesas)

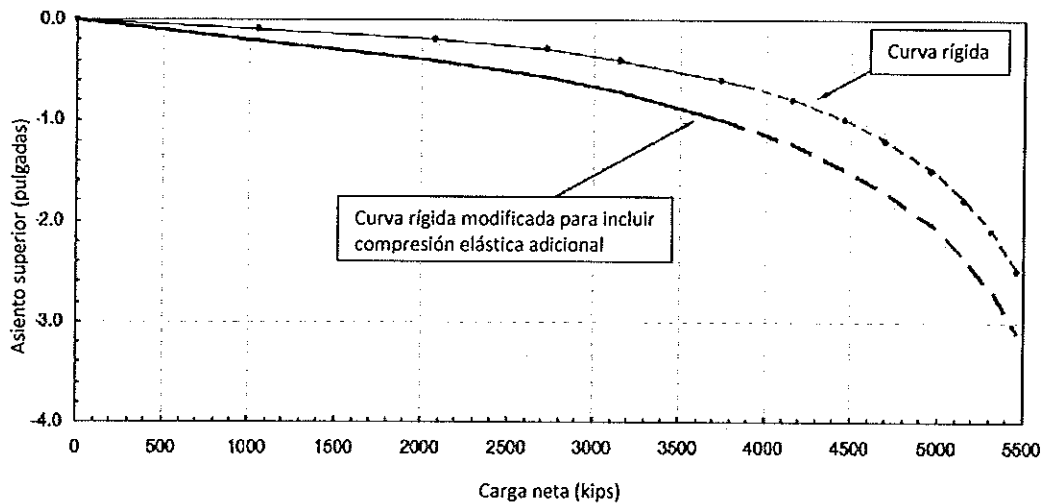
Dado:

- $C_1 = 0.441$
- $C_2 = 0.579$
- $C_3 = 0.396$
- $AE = 3,820,000$  kips (constante asumida a lo largo de la prueba)
- $l_0 = 5.9$  pies
- $l_1 = 30.0$  pies (longitud embebida del fuste entre O-cells)
- $l_2 = 18.2$  pies (longitud embebida del fuste entre O-cells)
- $l_3 = 0.0$  pies

Factor de reducción de corte = 1.00 (suelo cohesivo)

$\Delta_{OLT}$ (in)	$Q'_{1A}$ (kips)	$Q'_{1B}$ (kips)	$Q'_{1A}$ (kips)	$P$ (kips)	$\delta_{TLT}$ (in)	$\delta_{OLT}$ (in)	$\Delta_s$ (in)	$\Delta_{OLT} + \Delta_s$ (in)
0.000	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0.000
0.100	352	247	459	1058	0.133	0.025	0.107	0.207
0.200	635	506	939	2080	0.257	0.052	0.205	0.405
0.300	867	650	1208	2725	0.339	0.067	0.272	0.572
0.400	1061	731	1357	3149	0.396	0.075	0.321	0.721
0.600	1367	834	1548	3749	0.478	0.085	0.393	0.993
0.800	1597	897	1666	4160	0.536	0.092	0.444	1.244
1.000	1777	940	1745	4462	0.579	0.096	0.483	1.483
1.200	1921	971	1802	4694	0.613	0.099	0.513	1.713
1.500	2091	1003	1864	4958	0.651	0.103	0.548	2.048
1.800	2221	1027	1907	5155	0.680	0.105	0.575	2.375
2.100	2325	1044	1939	5308	0.703	0.107	0.596	2.696
2.500	2434	1061	1971	5466	0.726	0.109	0.618	3.118

**Figura E**



## Ejemplo de cálculo para la corrección de compresión elástica adicional para la prueba multinivel (unidades SI)

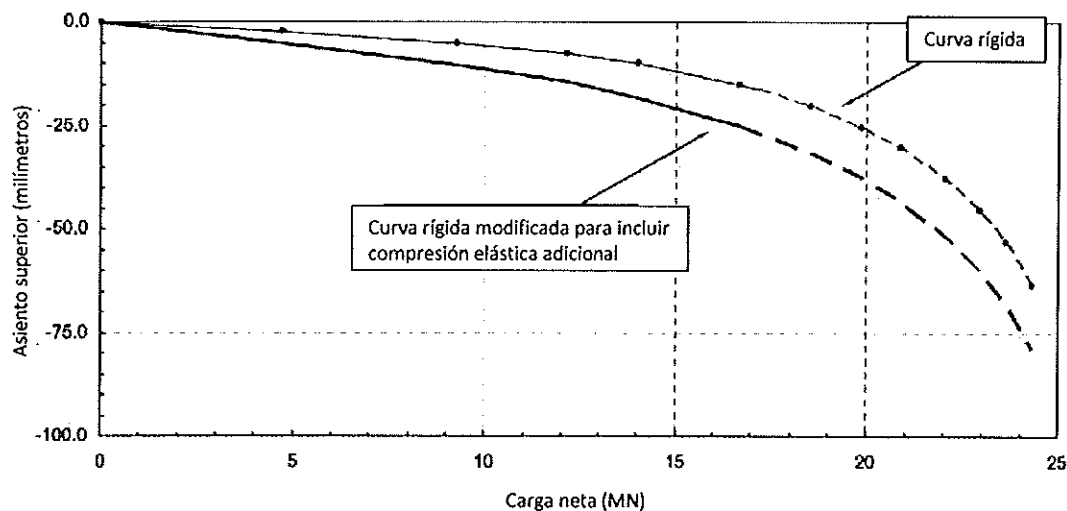
Dado:

- $C_1 = 0.441$
- $C_2 = 0.579$
- $C_3 = 0.396$
- $AE = 17,000 \text{ MN}$  (constante asumida a lo largo de la prueba)
- $l_0 = 1.80 \text{ m}$
- $l_1 = 9.14 \text{ m}$  (longitud embebida del fuste por encima del medio de la célula)
- $l_2 = 5.5 \text{ m}$  (longitud embebida del fuste entre O-cells)
- $l_3 = 0.0 \text{ m}$

Factor de reducción de corte = 1.00 (suelo cohesivo)

$\Delta_{OLT}$ (mm)	$Q'_{1A}$ (MN)	$Q'_{1B}$ (MN)	$Q'_{1B}$ (mm)	P (MN)	$\delta_{TLT}$ (mm)	$\delta_{OLT}$ (mm)	$\Delta_s$ (mm)	$\Delta_{OLT} + \Delta_s$ (mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.54	1.57	1.10	2.04	4.71	3.37	0.64	2.73	5.27
5.08	2.82	2.25	4.18	9.25	6.52	1.31	5.21	10.29
7.62	3.86	2.89	5.37	12.12	8.61	1.69	6.92	14.54
10.16	4.72	3.25	6.04	14.01	10.05	1.90	8.15	18.31
15.24	6.08	3.71	6.89	16.68	12.14	2.17	9.97	25.21
20.32	7.11	3.99	7.41	18.50	13.60	2.33	11.27	31.59
25.40	7.90	4.18	7.76	19.85	14.70	2.44	12.26	37.66
30.48	8.55	4.32	8.02	20.88	15.55	2.52	13.03	43.51
38.10	9.30	4.46	8.29	22.05	16.53	2.61	13.92	52.02
45.72	9.88	4.57	8.48	22.93	17.27	2.67	14.60	60.32
53.34	10.34	4.64	8.62	23.61	17.84	2.71	15.13	68.47
63.50	10.83	4.72	8.76	24.31	18.44	2.76	15.68	79.18

**Figura F**



EQUIPOS & SERVICIOS PARA ENSAYOS DE CIMENTOS PROFUNDOS – ESPECIALISTAS EN TECNOLOGÍA DE CÉLULA DE OSTERBERG (O-CELL)

(Logo) LOADTEST

Osterberg Cell® y O-cell® son marcas registradas.

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima  
Lima, Perú (LT-1598-1)

## APÉNDICE D

### MÉTODO O-CELL PARA DETERMINAR LA CARGA DEL LÍMITE DE FLUENCIA

**Antecedentes:** La prueba de O-cell proporciona un método a veces útil para evaluar esa carga más allá de la cual un fuste perforado con carga superior puede experimentar un comportamiento de fluencia no deseado significativo. Nos referimos a esta carga como el "límite de fluencia", también conocido como "límite de rendimiento" o "carga de rendimiento".

Según nuestro conocimiento, Housel (1959) propuso por primera vez el método descrito a continuación para determinar el límite de fluencia. Stoll (1961), Bourges y Levillian (1988) y Fellenius (1996) proporcionan referencias adicionales. Este método también es el resultado de una larga experiencia con la prueba del presómetro (PMT por sus siglas en inglés). La Figura 8 y la sección 9.4 de ASTM D4719-94, reproducidas a continuación, muestran y describen la curva de fluencia determinada rutinariamente a partir de la PMT. La curva de fluencia muestra cómo el movimiento o deformación obtenido en un intervalo de tiempo fijo, de 30 a 60 segundos, cambia con respecto a la presión aplicada. Con frecuencia se puede detectar una ruptura distinta en la curva a la presión  $P_e$  en la Figura 8. Las deformaciones plásticas pueden llegar a ser significativas más allá de esta carga de rotura y puede producirse progresivamente una fluencia más severa.

**Definición:** De forma similar, con la prueba de O-cell usando el Método Rápido ASTM, se puede medir convenientemente el movimiento adicional que se produce durante el intervalo de tiempo final en cada paso de carga constante, típicamente de 2 a 4 minutos. Una rotura en la curva de carga vs. movimiento (como en  $P_e$  con el PMT) indica el límite de fluencia.

Normalmente se indica este límite de fluencia en la prueba de O-cell para uno o ambos componentes de corte lateral y de rodamiento de extremo, y en este documento designan los movimientos correspondientes como  $M_{CL1}$  y  $M_{CL2}$ . A continuación, combinamos los datos del límite de fluencia para predecir una carga límite de fluencia para el fuste superior cargado equivalente.

**Procedimiento si  $M_{CL1}$  y  $M_{CL2}$  están ambos disponibles:** La fluencia no puede comenzar hasta que el movimiento del fuste exceda los valores de  $M_{CL}$ . Un enfoque conservador supondría que el fluir comienza cuando los movimientos exceden el menor de los valores de  $M_{CL}$ . Sin embargo, la fluencia puede ocurrir libremente solamente cuando el fuste ha movido el mayor de los dos valores  $M_{CL}$ . A pesar de ser menos conservadores, creemos en esto último para igualar mejor el comportamiento y, por tanto, establecer el límite de fluencia como la carga en la curva de movimiento se carga superior equivalente que coincide con el mayor  $M_{CL}$ .

**Procedimiento si solo  $M_{CL1}$  está disponible:** Si no podemos determinar un límite de fluencia en el segundo componente antes de que alcance su movimiento máximo  $M_x$ , tratamos  $M_x$  como  $M_{CL2}$ . Del método anterior se puede decir que la carga límite de fluencia excede, por una cantidad desconocida, la obtenida cuando se usa  $M_{CL2} = M_x$ .

**Procedimiento si no se observa ningún límite de fluencia:** A continuación, de

---

EQUIPOS & SERVICIOS PARA ENSAYOS DE CIMENTOS PROFUNDOS – ESPECIALISTAS EN TECNOLOGÍA DE CÉLULA DE OSTERBERG (O-CELL)

(logo) LOADTEST

Osterberg Cell® y O-cell® son marcas registradas.

acuerdo con lo anterior, el límite de fluencia para el fuste equivalente de carga superior excederá, de nuevo en una cantidad desconocida, la carga sobre la curva equivalente que coincide con el movimiento del componente con el movimiento máximo.

**Limitaciones:** La precisión en la estimación de los límites de fluencia depende, en parte, de la dispersión de los datos en los gráficos de límite de fluencia. Cuanto más dispersa, más difícil es definir un límite. El usuario debe hacer su propia interpretación si él o ella tiene la intención de hacer un uso importante de las interpretaciones de límite de fluencia. A veces obtenemos una dispersión excesiva de los datos y no intentamos una interpretación para un límite de fluencia y lo indicaremos en el informe.

Extractos del ASTM D4719  
 "Metodología de prueba estándar para pruebas de presómetro en suelos"

9.4 Para el Procedimiento A, trace las lecturas de aumento de volumen ( $V_{60}$ ) entre las lecturas 30 s y 60 s en un gráfico separado. En general, se utiliza una parte del mismo gráfico, véase la Fig. 8. Para el Procedimiento B, trace la lectura de la disminución de presión entre las lecturas 30 s y 60 s en un gráfico separado. La curva de prueba muestra una sección de línea casi recta o disminución de baja presión para el Procedimiento B. En este intervalo, se puede medir un módulo de deformación constante del suelo. Más allá de la llamada presión de fluencia, las deformaciones plásticas se vuelven frecuentes.

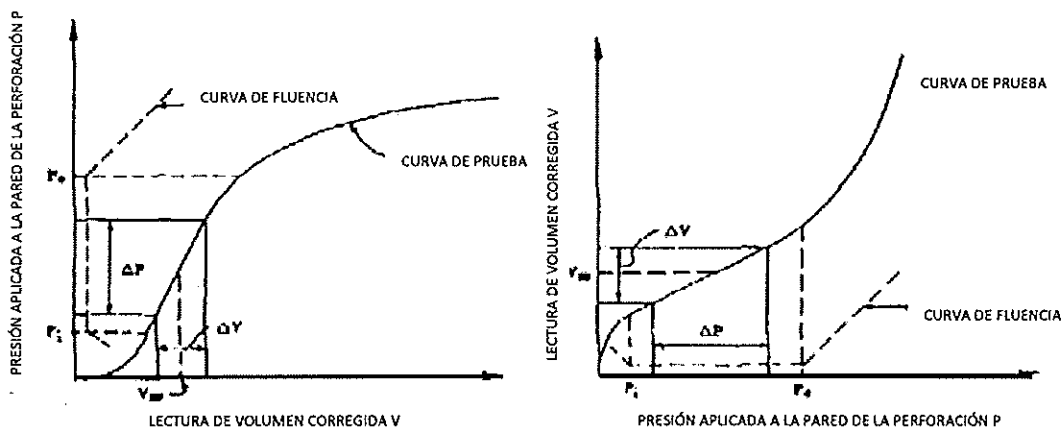


FIG. 8 Curvas de prueba de presómetro para Procedimiento A

Referencias

Housel, W.S. (1959), "Dynamic & Static Resistance of Cohesive Soils", ASTM STP 254, pp. 22-23.

Stoll, M.U.W. (1961, Discussion, Proc. 5<sup>th</sup> ICSMFE, Paris, Vol. III, pp. 279-281.

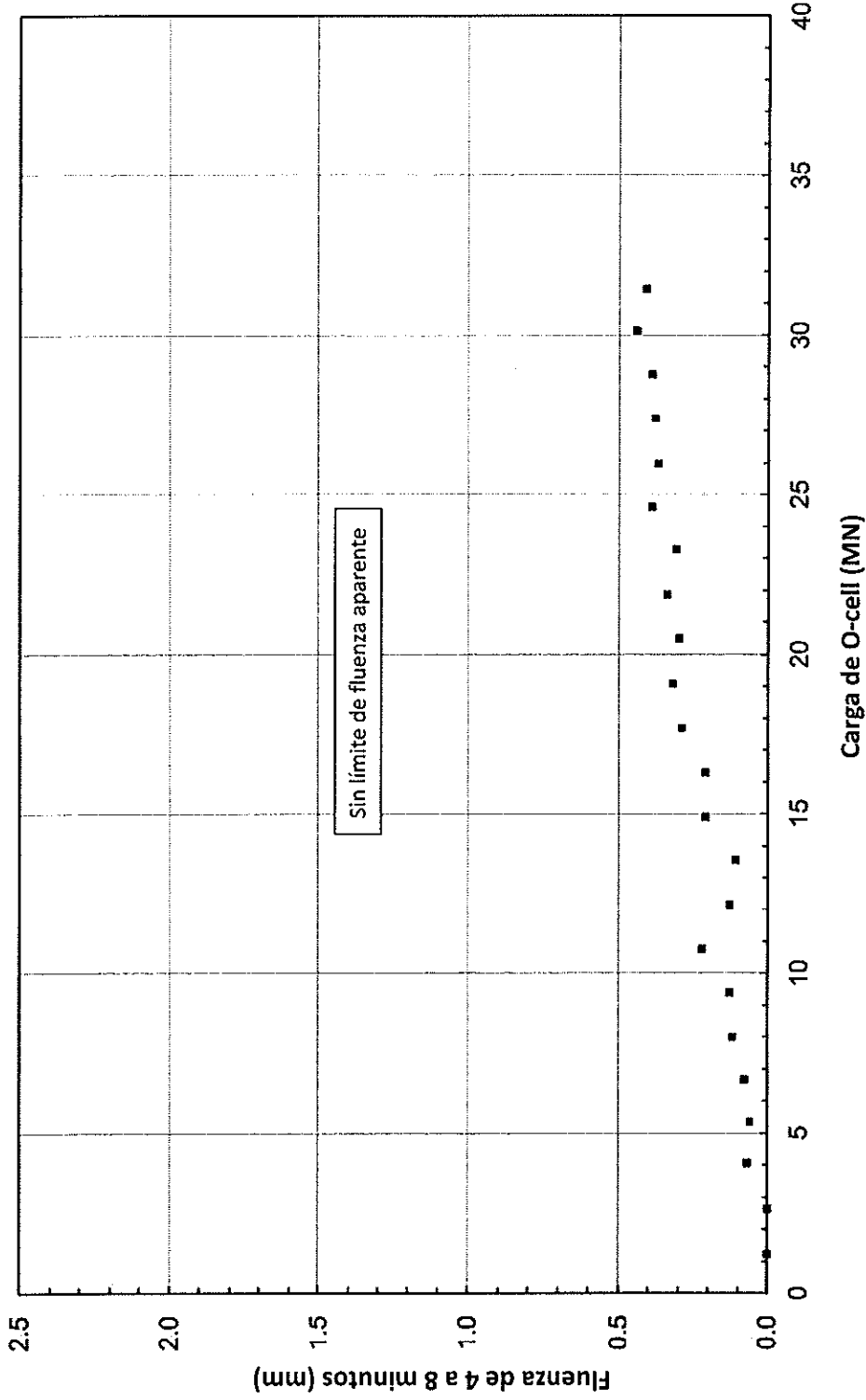
Bourges, F. and Levillain, J-P (1988), "force portante des rideaux plans metalliques charges verticalement," Bull. No. 158, Nov.-Dec., des laboratoires des ponts et chaussees, p. 24.

Fellenius, Bengt H. (1996), Basics of Foundation Design, BiTech Publishers Ltd., p.79.

(logo) Loadtest

# Rodamiento de extremo combinado y límite de fluencia de corte lateral inferior

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima - Lima, Perú



Loadtest Proyecto No. LT-1598-1

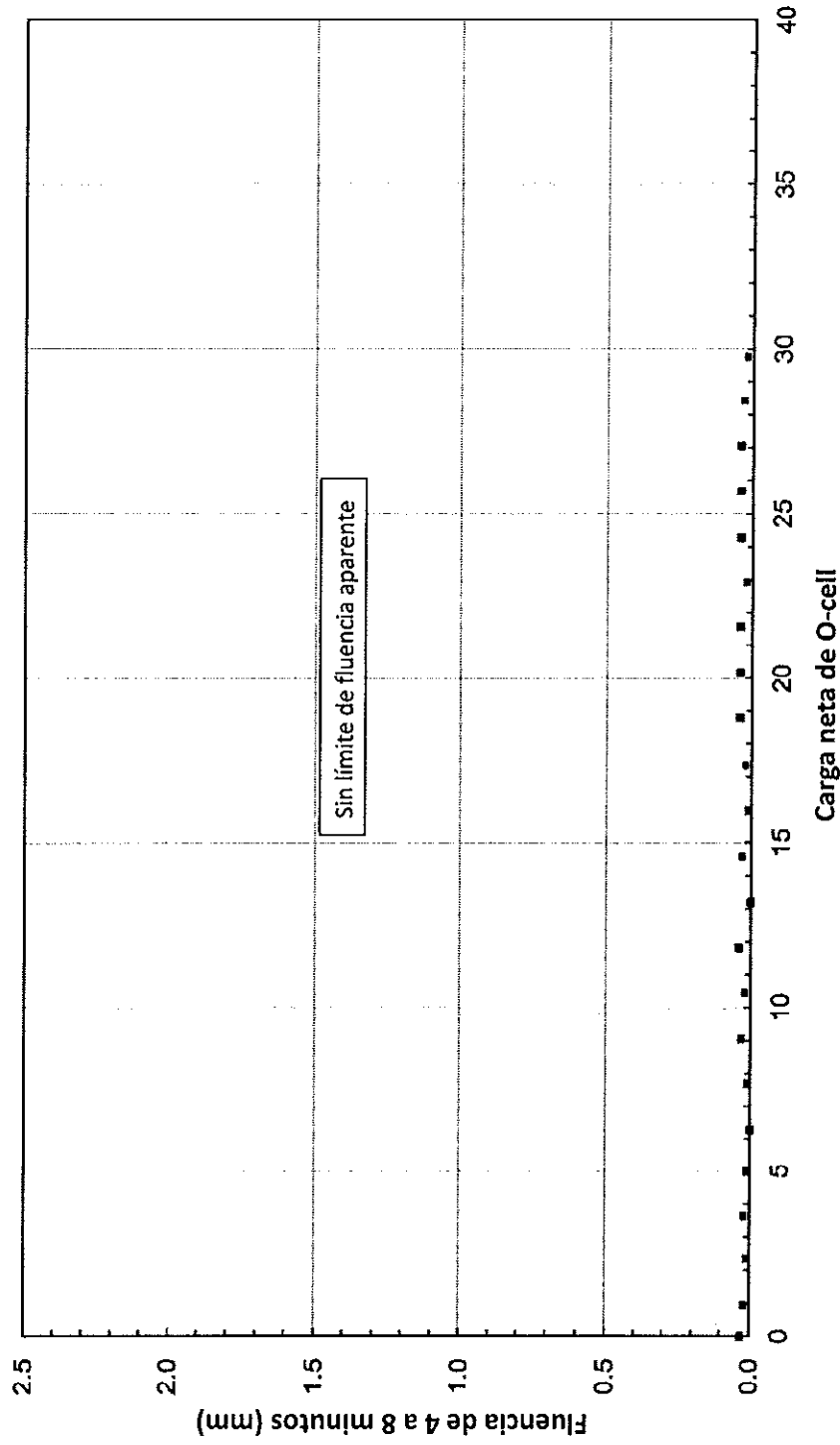
Figura D-1



(logo) Loadtest

## Límite de fluencia de corte lateral superior

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima - Lima, Perú



Loadtest Proyecto No. LT-1598-1

Figura D-2

TP-1 - Línea 2 del Metro de Lima  
Lima, Perú (LT-1598-1)

**APÉNDICE E**

**INFORME DESCRIPTIVO DE SONICALIPER**

## Metro de Lima - TP-1

Lima, Perú, 1/12/2016

El informe adjunto contiene los datos y el resumen de análisis para el calibrador de fuste SoniCaliper, realizado en el Metro de Lima (TP-1), Lima, Perú el jueves, 01 de diciembre de 2016 por BDH. El fuste se calibró desde una profundidad de referencia de 6,1 metros hasta una profundidad de 29,2 metros.

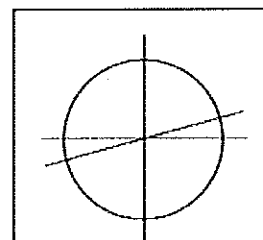
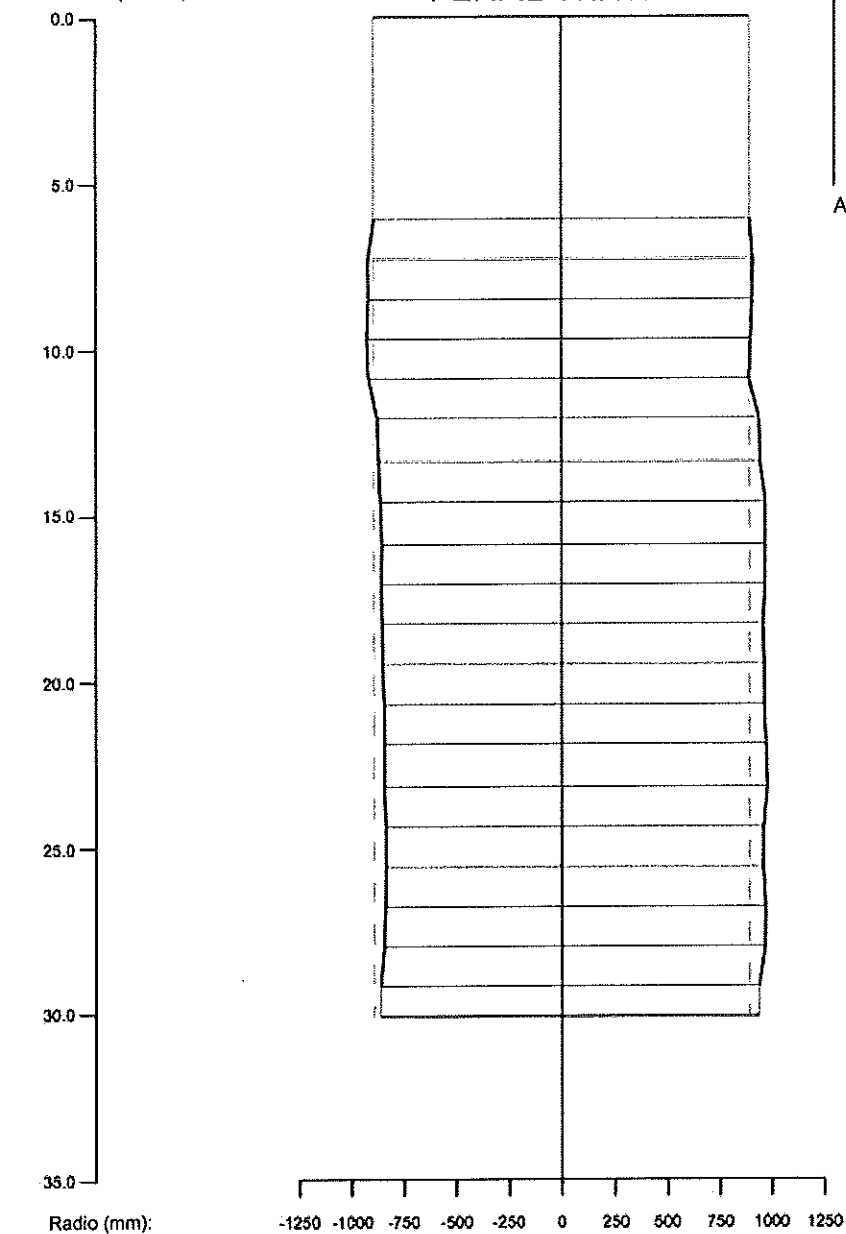
El volumen mínimo de hormigón se calcula en 77,1 m<sup>3</sup>, basado en el área de las secciones transversales calibradas y una profundidad de Top of Concrete (TOC) de 0,0 metros. (Tenga en cuenta que esto incluye el volumen teórico basado en un área transversal de fuste nominal entre profundidades de 29,2 metros y 30,1 metros, que no se calibró).

# Metro de Lima - TP-1

Lima, Perú, 1/12/2016

Profundidad (metros)

## PERFIL VERTICAL



Alineación de sección 75.0°

(logo) LOADTEST

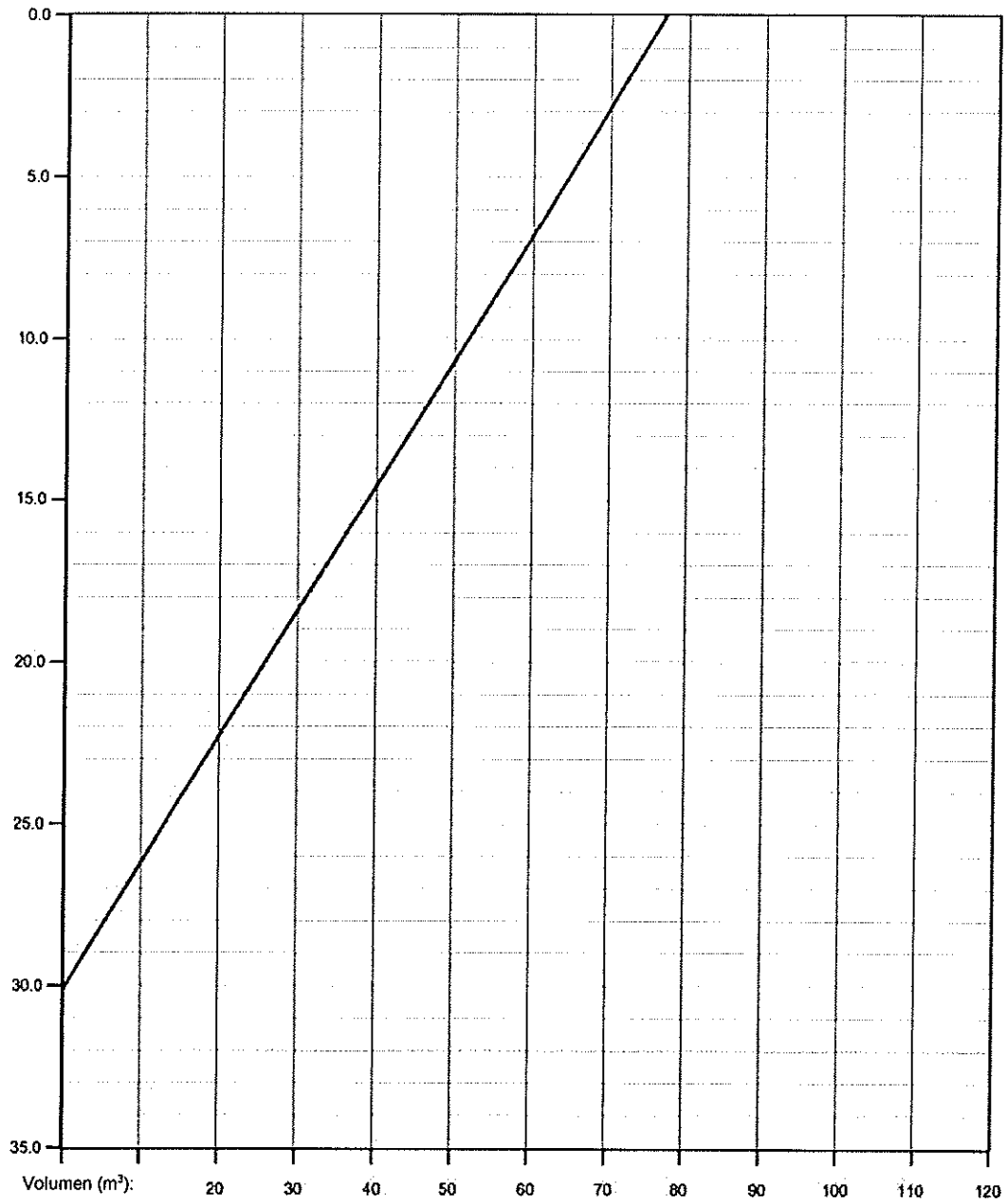
Proyecto número: 1598-1

(logo) SONICALIPER

# Metro de Lima - TP-1

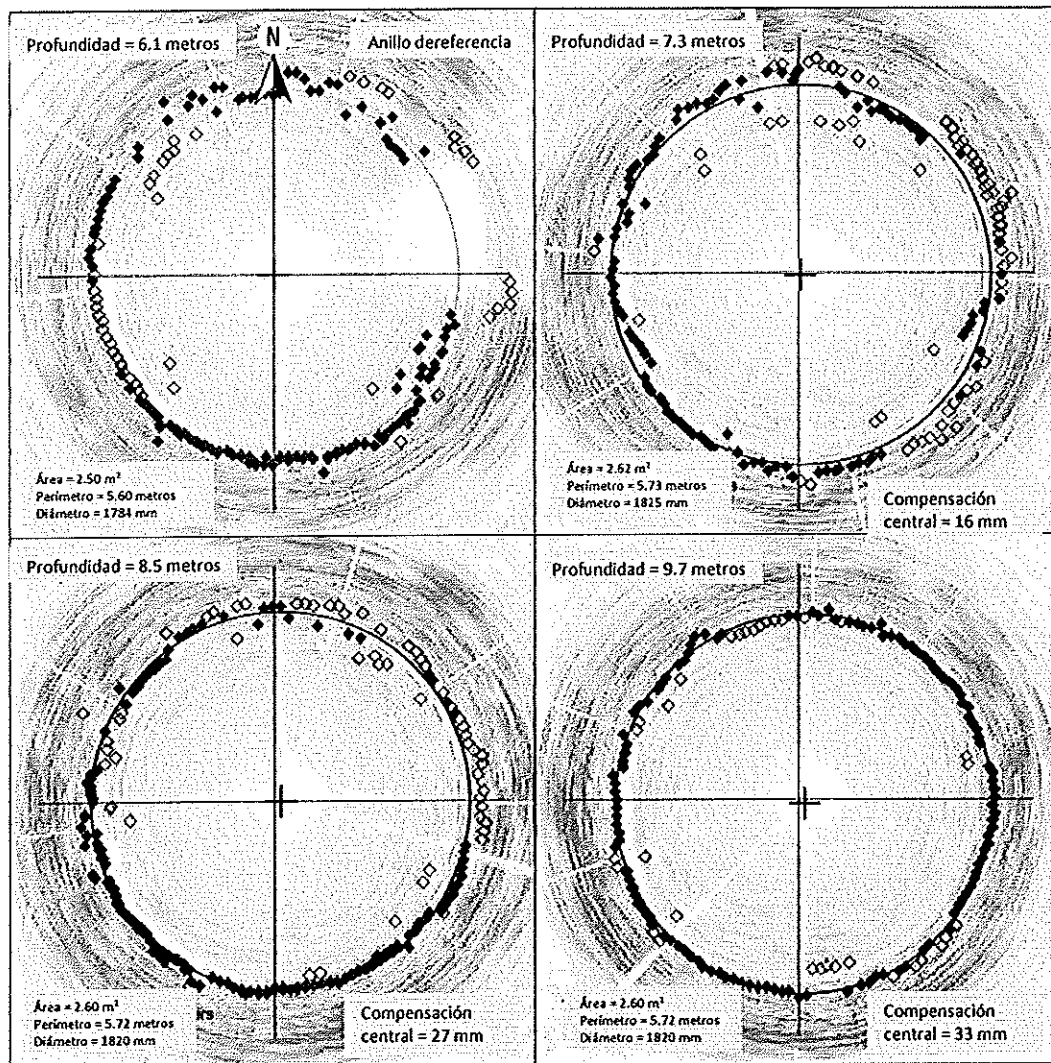
Lima, Perú, 1/12/2016

Profundidad (metros) VOLUMEN CALCULADO DE HORMIGÓN vs. PROFUNDIDAD



# Metro de Lima - TP-1

Lima, Perú, 1/12/2016



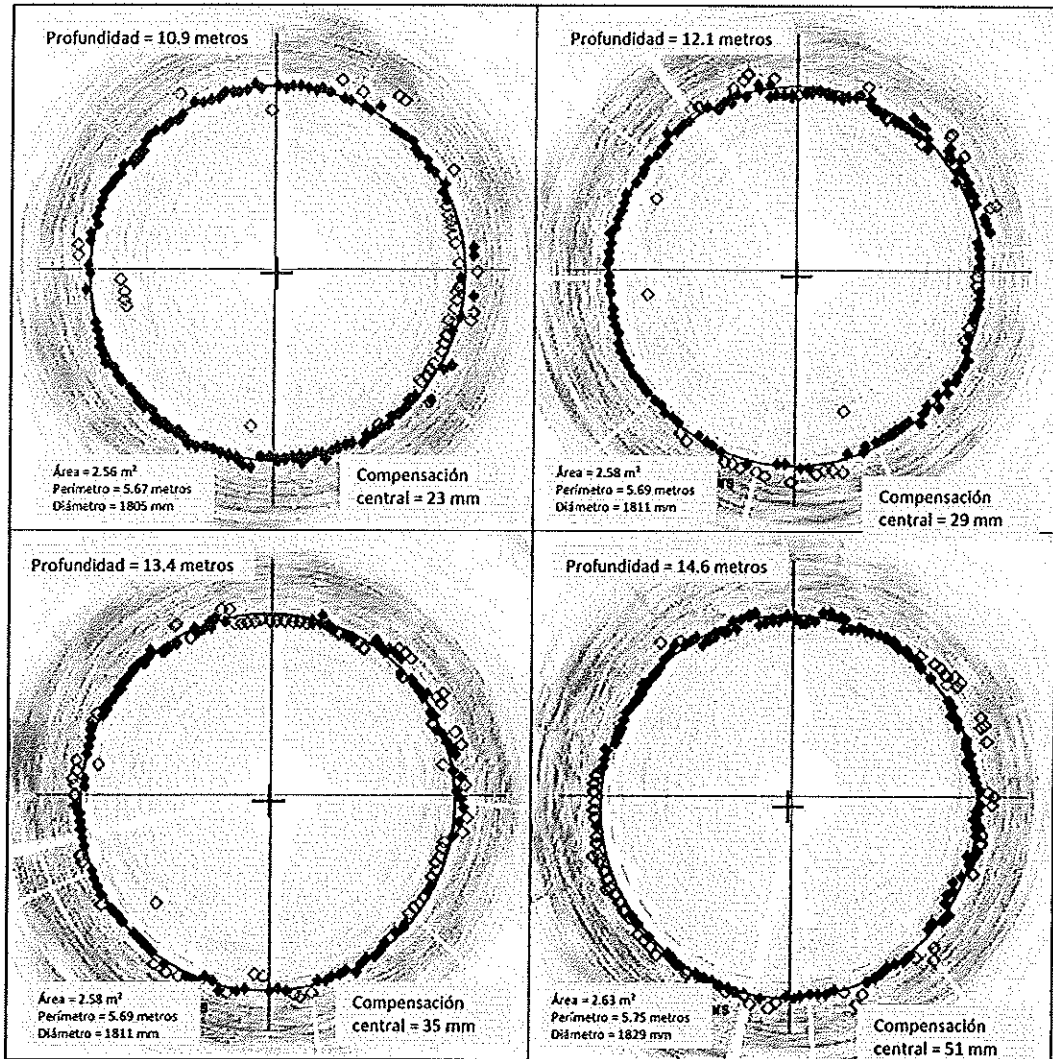
(logo) LOADTEST

Proyecto número: 1598-1

(logo) SONICALIPER

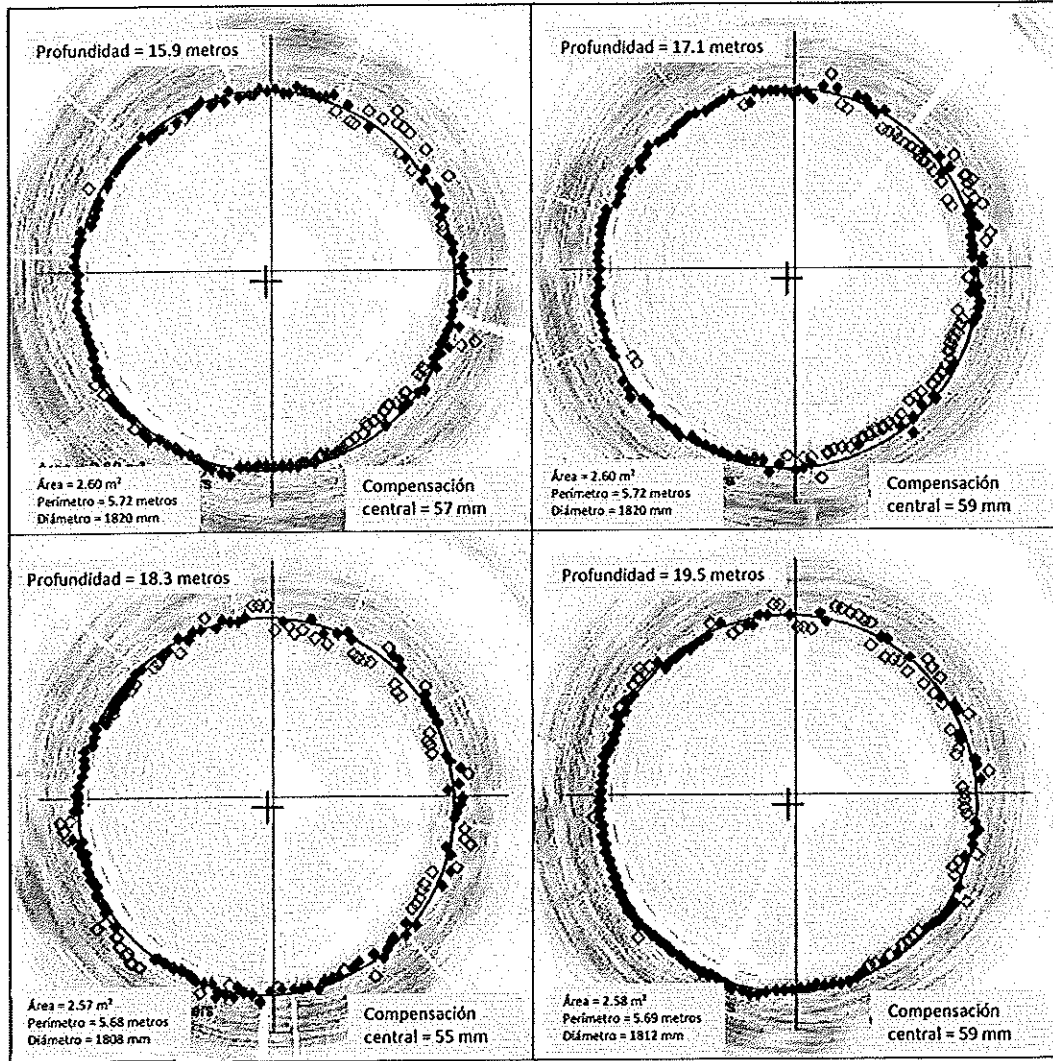
# Metro de Lima - TP-1

Lima, Perú, 1/12/2016



# Metro de Lima - TP-1

Lima, Perú, 1/12/2016



(logo) LOADTEST

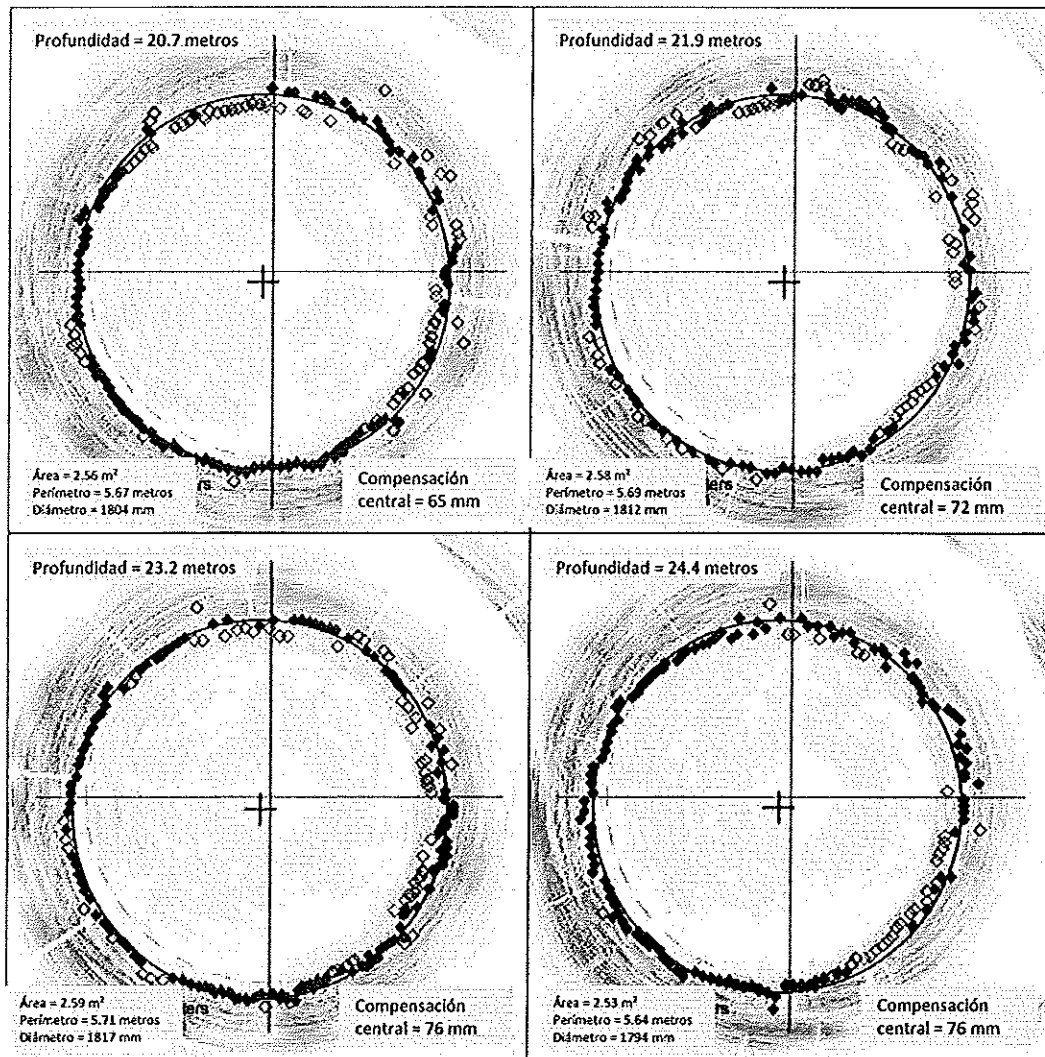
Proyecto número: 1598-1

(logo) SONICALIPER



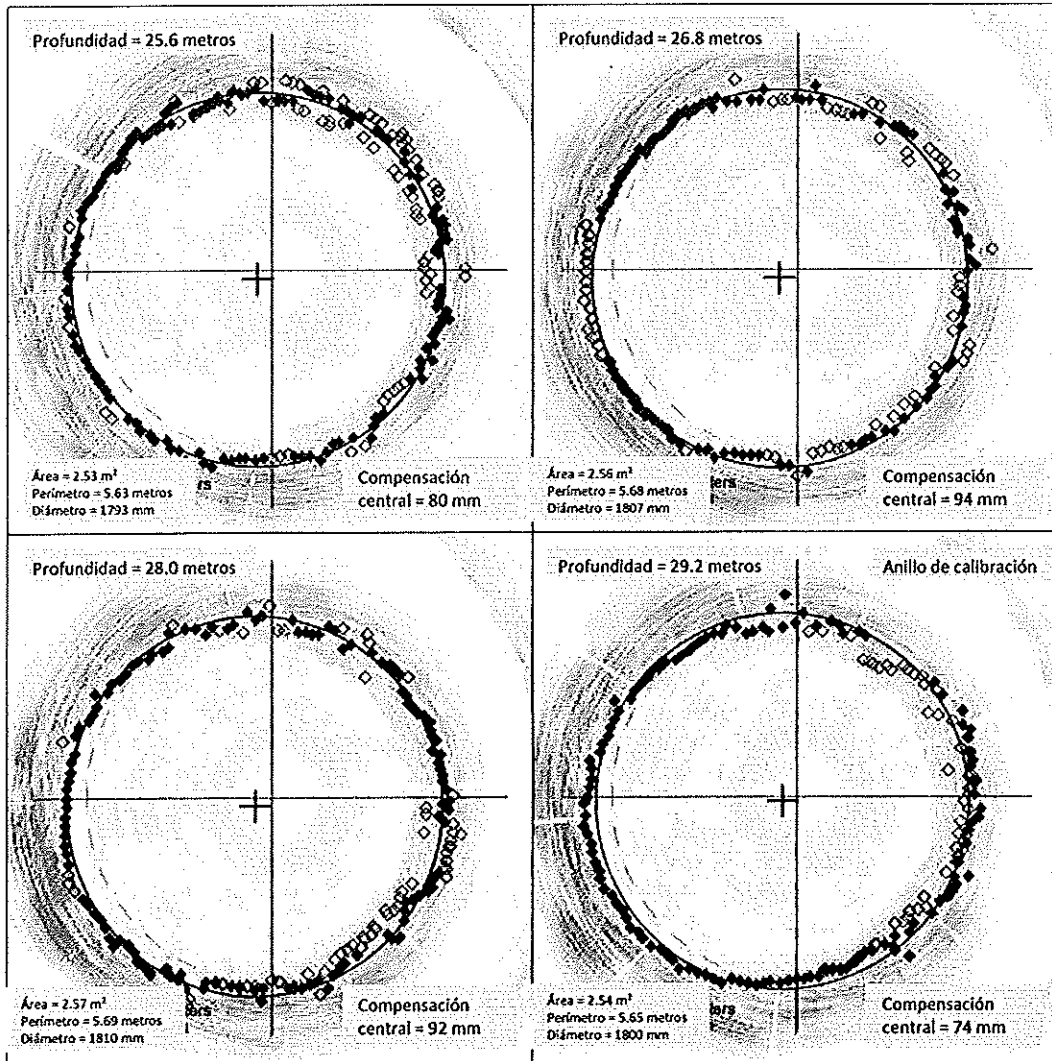
# Metro de Lima - TP-1

Lima, Perú, 1/12/2016



# Metro de Lima - TP-1

Lima, Perú, 1/12/2016



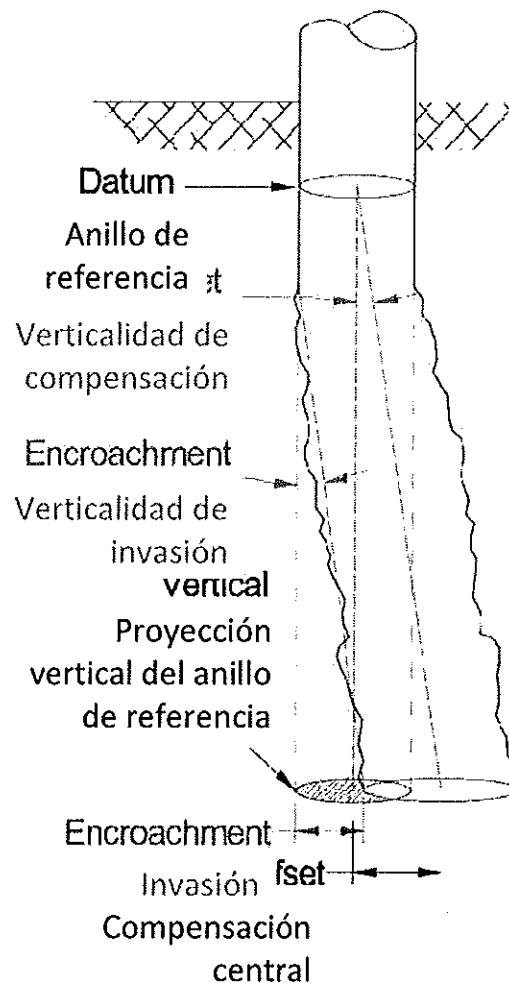
## INTERPRETACIÓN DEL REPORTE DE DATOS DE CAMPO DEL SONICALIPER

**General:** El SoniCaliper es un dispositivo s3nar perfilador, especialmente adaptado para funcionar en fluidos de perforaci3n. Cada pase de 360° generado con el dispositivo SoniCaliper produce hasta ciento veinte retornos de eco individuales (puntos de datos de perfil). En las figuras anteriores (gr3ficos de anillo de perfil), los puntos de diamante representan puntos de datos de perfil individuales. Se ajusta una forma geom3trica a los puntos de datos utilizando la t3cnica de m3nimos cuadrados no lineales (v3ase Gander et al) para aproximar el perfil transversal del fuste para la verticalidad, el per3metro y el volumen. Los diamantes huecos designan puntos rechazados que no se utilizan en el ajuste de datos.

**Despliegue:** El dispositivo se baja en la excavaci3n del fuste en profundidades progresivas. A cada profundidad, se realiza un barrido de 360° de la pared del fuste. Se supone que el dispositivo cuelga verticalmente en el fuste (cualquier desviaci3n de la verticalidad puede ser observada usando sensores de cabeceo y vaiv3n a bordo). Cualquier giro en el dispositivo con respecto a su orientaci3n inicial se compensa con brújula y/o sensores de giroscopio.

**Calibraci3n:** Debido a que las propiedades de los fluidos de perforaci3n varían ampliamente, se debe realizar una calibraci3n para cada fuste para determinar la velocidad de onda del fluido. Esto se hace seleccionando un anillo de perfil de diámetro conocido (fuste perforado) o longitud y ancho (panel/barrette) como el "anillo de calibraci3n". El an3lisis de datos vuelve a calcular la velocidad de onda del fluido en base a las dimensiones conocidas de este anillo. Se supone que la velocidad de onda fluida es constante sobre toda la columna de profundidad del fluido.

**Verticalidad del fuste:** Para determinar la verticalidad del fuste, se selecciona un anillo de perfil (no siempre pero normalmente el anillo de calibraci3n) como "anillo de referencia". Se comparan los centros geom3tricos del anillo de referencia y todos los dem3s anillos de perfil. La "compensaci3n central" incluida en las figuras indica la divergencia de cada punto central del anillo de perfil respecto al punto central del anillo de referencia. La "invasi3n" se representa gr3ficamente como el 3rea sombreada que representa la porci3n de la pared del fuste que invadir3 la proyecci3n perfectamente vertical del anillo de referencia a la profundidad en cuesti3n. Para fustes circulares, el valor m3ximo de invasi3n para cada anillo de perfil tambi3n se da num3ricamente. El usuario tambi3n puede optar por mostrar valores calculados para la inclinaci3n vertical del fuste entre cada anillo y el anillo de referencia, tanto para la invasi3n como para la compensaci3n central. La verticalidad se calcula como la m3xima invasi3n o compensaci3n central (la "desviaci3n") dividida entre el cambio de profundidad, y puede expresarse como un 3ngulo, un porcentaje o como una relaci3n desviaci3n:profundidad.



**Volumen calibrado:** Se determina el área de sección transversal de cada anillo de perfil y se calcula un volumen acumulativo para la porción calibrada del fuste. Tenga en cuenta que este volumen es un mínimo.