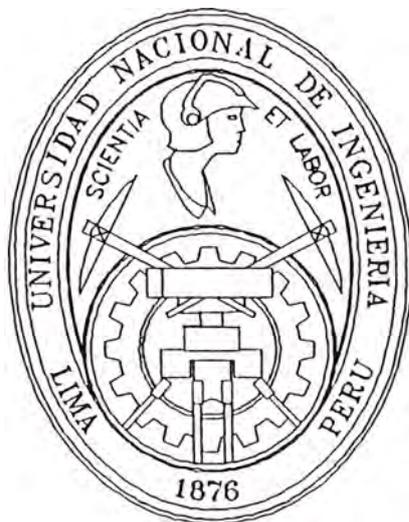


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
PLAN DE INFORME DE SUFICIENCIA**



**PILOTES EXCAVADOS PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS  
APLICACION PUENTE IGNACIO ESCUDERO  
DISEÑO GEOTECNICO**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar por el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**KENNY EDUARDO VERA RUIZ**

**Lima - Perú**

**2007**

## ÍNDICE

ÍNDICE .....	1
RESUMEN .....	3
LISTA DE CUADROS .....	4
LISTA DE FIGURAS .....	6
INTRODUCCION .....	7
CAPITULO I GENERALIDADES.....	8
1.1 CONSIDERACIONES GENERALES .....	8
1.2 NATURALEZA DE LAS CARGAS.....	8
1.3 RECOPIACION DE LA INFORMACION .....	9
1.4 DESCRIPCION DEL PUENTE IGNACIO ESCUDERO.....	10
CAPITULO II GEOLOGIA.....	12
2.1 GENERALIDADES .....	12
2.2 GEOLOGIA DEL AREA EN ESTUDIO PARA EL PUENTE IGNACIO ESCUDERO .....	13
2.2.1 MARCO GEOLÓGICO REGIONAL .....	13
2.2.2 MARCO GEOLÓGICO LOCAL .....	15
CAPITULO III INVESTIGACIONES Y SONDEOS GEOTECNICOS .....	17
3.1 PRUEBAS DE CAMPO REALIZADAS PARA EL PUENTE IGNACIO ESCUDERO .....	17
3.2 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTATIGRAGICO.....	30
CAPITULO IV DISEÑO GEOTECNICO DE PILOTES EXCAVADOS .....	31
4.1 GENERALIDADES .....	31
4.2 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO.....	31
4.3 CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES CARGADOS AXIALMENTE .....	36
4.3.1 RESISTENCIA LATERAL DE PILOTES EXCAVADOS .....	38
4.3.2 RESISTENCIA POR PUNTA DE PILOTES EXCAVADOS .....	42
4.3.3 FACTORES DE RESISTENCIA.....	45

4.4	RESISTENCIA AL LEVANTAMIENTO.....	47
4.5	FRICCIÓN NEGATIVA .....	49
4.6	CAPACIDAD DE UN GRUPO DE PILOTES .....	51
4.7	ASENTAMIENTOS .....	52
CAPITULO V. CAPACIDAD GEOTECNICA PARA LOS PILOTES DEL PUENTE IGNACIO ESCUDERO.....		57
5.1	RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION.....	57
5.1.1	SOCAVACION.....	57
5.1.2	CARGAS ACTUANTES SOBRE LOS PILOTES .....	57
5.1.3	CONDICIONES DE CIMENTACION.....	58
5.2	CALCULO DE LA CAPACIDAD GEOTECNICA SEGUN EL ASSHTO STANDARD.....	58
5.2.1	VERIFICACION PARA EL PILAR P2.....	59
5.2.2	RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION SEGUN ASSHTO STANDARD .....	63
5.3	CALCULO DE LA CAPACIDAD GEOTECNICA SEGUN EL ASSHTO LRFD.....	65
5.3.1	VERIFICACION PARA EL PILAR P2.....	65
5.3.2	RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION SEGUN ASSHTO LRFD.....	69
CAPITULO VI. VERIFICACION DE LA CAPACIDAD GEOTECNICA - PRUEBAS DE CARGA .....		71
6.1	GENERALIDADES .....	71
6.2	PRUEBAS DE CARGA.....	71
6.2.1	PRUEBAS DE CARGA COMUNMENTE USADAS.....	72
6.2.2	PRUEBAS DINAMICAS.....	76
6.3	PRUEBAS DE INTEGRIDAD.....	79
CONCLUSIONES .....		84
RECOMENDACIONES.....		86
BIBLIOGRAFIA .....		87
ANEXOS .....		88

## RESUMEN

Los Pilotes Excavados son un tipo de cimentación profunda que últimamente está siendo usado con mayor frecuencia en las obras de ingeniería en nuestro país. A fin de describir una metodología para su correcto uso, diseño y construcción se realizó el presente informe. Para el correcto uso de este tipo de cimentación profunda se deben efectuar investigaciones geológicas y geotécnicas en la zona de ubicación del proyecto y, en base a éstos, plantear una solución sobre la cantidad, longitud y diámetro de los pilotes a usar.

Las metodologías para el cálculo de la capacidad geotécnica de los pilotes excavados son muy amplias y han sido descritas por diversos autores y reglamentos de muchos países.

El presente informe describe las metodologías adoptadas en las especificaciones del ASSHTO, tanto para su diseño por esfuerzos admisibles como para el diseño por cargas ultimas; también se presenta el cálculo detallado de la capacidad geotécnica para el Puente Ignacio Escudero y así verificar si la cantidad, longitud y diámetro de los pilotes del proyecto son los indicados o estos deberían modificarse.

Se ha optado por realizar dos verificaciones; la primera verificación de acuerdo a las cargas y perfil estratigráfico encontrado en el expediente técnico, y se verificará según esta información el diseño geotécnico de los pilotes; y la segunda verificación de acuerdo al perfil estratigráfico del expediente técnico y a las cargas provenientes del informe "Pilotes Excavados para cimentaciones profundas Aplicación Puente Ignacio Escudero – Aspectos Estructurales" [7], se verificará si la dimensión y cantidad de pilotes es suficiente, o es necesario aumentar o disminuir éstos.

Finalmente, después de construidos los pilotes calculados con métodos analíticos, se debe proceder a evaluar la exactitud de lo estimado, es por eso que se muestran los ensayos de carga comunmente usados, con lo cual se trata de dar una información completa desde la concepción del proyecto hasta la verificación después que los pilotes ya se encuentran instalados.

## LISTA DE CUADROS

- Cuadro 3.11 Nivel Freático
- Cuadro 3.12 Resumen de la Relación de Longitudes Suelo/Roca en el Puente “Ignacio Escudero”, por Sondaje, Tipo de Suelo y Rocas.
- Cuadro 3.13 Relación entre el N (spt), la consistencia y la resistencia en suelos
- Cuadro 3.14 Relación entre el N (spt), la consistencia y la resistencia en suelos
- Cuadro 3.15 Resumen del Sondaje S1
- Cuadro 3.16 Resumen del Sondaje S2
- Cuadro 3.17 Resumen del Sondaje S3
- Cuadro 3.18 Resumen del Sondaje S4
- Cuadro 3.19 Resumen del Sondaje S5
- Cuadro 3.20 Resumen del Sondaje S6
- Cuadro 3.21 Valoraciones del RQD
- Cuadro 3.22 Resumen del Sondajes y Compacidad
- Cuadro 3.23 Tipos de Muestras para envío a Laboratorio
- Cuadro 3.24 Resumen los Ensayos de Laboratorio realizados
- Cuadro 4.1 Valores para  $\alpha$  para determinar la resistencia lateral en Suelo Cohesivo (Resse y O’Neill 1988)
- Cuadro 4.2 Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia lateral en arena,  $q_s$
- Cuadro 4.3 Relación entre el Angulo de Fricción interna y el N (spt)
- Cuadro 4.4 Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia de punta  $q_p$ , de los pilotes perforados en Arenas
- Cuadro 4.5 Valores recomendados de  $q_T$  en suelos no cohesivos
- Cuadro 4.6 Factores de Resistencia para el Estado Limite de Resistencia Geotécnica en Pilotes Excavados cargados Axialmente
- Cuadro 5.2 Resumen de Cargas en Servicio en la Cabeza del pilote.
- Cuadro 5.3 Resumen de las condiciones de cimentación
- Cuadro 5.4 Descripción del Perfil Estratigráfico para el Pilar P2
- Cuadro 5.5 Resumen de la Resistencia Lateral para el Pilar P2

- Cuadro 5.6 Resumen de la Resistencia Lateral para el Pilar P2  
Socavación
- Cuadro 5.7 Verificación del Pilotaje según ASSHTO Standard -  
Máximas Demandas vs Capacidad Geotécnica
- Cuadro 5.8 Resumen de Cargas Mayoradas en la Cabeza del pilote
- Cuadro 5.9 Resumen del cálculo de esfuerzos efectivos
- Cuadro 5.10 Resumen de la Resistencia Lateral para el Pilar P2
- Cuadro 5.11 Verificación del Pilotaje según ASSHTO LRFD -  
Máximas Demandas vs Capacidad Geotécnica

## LISTA DE FIGURAS

- Figura 4.1 Explicación de las zonas de los pilotes perforados que no se consideran al calcular la resistencia friccional (Reese y O'Neill 1988)
- Figura 4.2 Levantamiento de un pilote excavado con base acampanadas
- Figura 4.3 Levantamiento de un grupo de pilotes poco separados en suelos no cohesivos (Tomlinson 1987)
- Figura 4.4 Levantamiento de un grupo de pilotes en suelos cohesivos (Tomlinson 1987)
- Figura 4.5 Representación esquemática de las cargas, asentamientos y plano nuestro de un pilote
- Figura 4.6 Transferencia de carga por fricción lateral (normalizada) en función del asentamiento – Suelos Cohesivos (Reese y O'Neill 1988)
- Figura 4.7 Transferencia de carga de punta (normalizada) en función del asentamiento – Suelos Cohesivos (Reese y O'Neill 1988)
- Figura 4.8 Transferencia de carga por fricción lateral (normalizada) en función del asentamiento – Suelos no Cohesivos (Reese y O'Neill 1988)
- Figura 4.9 Transferencia de carga por punta (normalizada) en función del asentamiento – Suelos no Cohesivos (Reese y O'Neill 1988)
- Figura 6.1 Pruebas de Carga Lateral
- Figura 6.2 Prueba estática de carga
- Figura 6.3 Descripción del equipo Statnamic y etapas del ensayo
- Figura 6.4 Descripción de la prueba de carga con Células de Osterberg
- Figura 6.5 Ensayo Dinámico
- Figura 6.6 Instalación de sensores
- Figura 6.7 Ensayo Sónico
- Figura 6.8 Descripción del Ensayo Sónico
- Figura 6.9 Distribución de los tubos sónicos dentro del pilote
- Figura 6.9 Instalación de los sensores - Emisor y Receptor

## INTRODUCCION

Este informe provee información de exploraciones para cimentaciones y procedimientos de cargas, criterios de diseño y procedimientos para la selección, diseño e instalación de las cimentaciones con pilotes. La guía mostrada en este informe está basada en el presente estado del arte para comportamiento de la interacción de la cimentación pilote-suelo-estructura. Este informe provee una ayuda de diseño específicamente para ingenieros geotécnicos y estructurales y esencial información para otros interesados en conocer teorías referidas al comportamiento de los pilotes en la interacción con el suelo.

Los Pilotes Excavados pueden ser una alternativa económica frente a las fundaciones con zapatas o pilotes hincados, particularmente cuando no es posible construir zapatas sobre un estrato de suelo o roca adecuado a una profundidad razonable o cuando no es viable utilizar pilotes hincados. Los pilotes excavados pueden ser una alternativa económica frente a las zapatas si la profundidad de socavación es importante. También se puede considerar el uso de pilotes perforados para resistir elevadas cargas laterales o de levantamiento si las tolerancias para la deformación son pequeñas. Los puentes levadizos o basculantes son un ejemplo de un tipo de puente para el cual sería deseable que las deformaciones fueran pequeñas. De acuerdo con el mecanismo principal del cual derivan su resistencia a las cargas, los pilotes perforados se clasifican ya sea como pilotes perforados flotantes (friccionales), es decir pilotes que transfieren la carga fundamentalmente por resistencia lateral, o bien como pilotes perforados de punta, es decir pilotes que transfieren la carga fundamentalmente por resistencia de punta.

La información que se desarrollará en este informe tiene aplicabilidad en todas las obras de ingeniería civil en el Perú, es dirigida especialmente a ingenieros geotécnicos y estructurales encargados con la responsabilidad para el diseño e instalación de una segura y económica cimentación mediante pilotes.



## CAPITULO I. GENERALIDADES

### 1.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Muchos factores deben ser considerados cuando seleccionamos una apropiada cimentación para una estructura hidráulica. Este capítulo presenta criterios y métodos para seleccionar el mejor tipo de cimentación. La información es presentada para identificar las alternativas de cimentación factibles para un estudio más detallado. La elección final debe ser basada en una evaluación de factibilidad de ingeniería y comparación de costos para considerar alternativas potenciales tales factores como seguros, confiables, constructibles, y cumpliendo su ciclo de vida. Este capítulo también presenta el criterio general para las características de diseño. Tales criterios se refieren al tipo y función de la estructura, la naturaleza de las cargas aplicadas, y al tipo de material de fundación. Los requerimientos para un programa de investigación del terreno son también presentados.

### 1.2 NATURALEZA DE LAS CARGAS

Una completa coordinación de esfuerzos de los ingenieros geotécnicos y estructurales, y los geólogos deben asegurar que el resultado del análisis de la cimentación de pilotes es totalmente apropiado en el diseño de la cimentación. Esta coordinación se extiende a través de planes y especificaciones, reuniones de pre construcción, y construcción. Algunos de los aspectos críticos del proceso de diseño el cual requiere coordinación son:

- Selección preliminar y final del tipo de pilotes.
- Deflexiones permisibles en la línea de tierra y empotramiento de la cabeza del pilote.
- Evaluación preliminar de la información geotécnica y las condiciones del suelo.
- Selección de las condiciones de carga, efectos de carga, mecanismos posibles de falla, y otras características referidas de los modelos analíticos.

- Resistencia lateral del suelo.
- Longitud requerida del pilote y capacidad de punta.
- Esfuerzos máximos durante las cargas de instalación, manejo y servicio.
- Pruebas de carga y programas de monitoreo.
- Manejabilidad del pilote para la capacidad seleccionada.

### 1.3 RECOPIACION DE LA INFORMACION

#### a. INFORMACION CONOCIDA

Después que una ubicación para un proyecto es seleccionado, el diseñador debe hacer una visita de campo para examinar la topografía en el sitio. Afloramientos rocosos o fallas en carreteras o cerca del sitio pueden proveer información valiosa de las condiciones subterráneas. Una exanimación de las estructuras existentes en la zona aledaña puede también proveer información. Una visita a las universidades locales o algún departamento de ingeniería regional pueden proveer de información de la cimentación y archivos de excavaciones de estructuras existentes. Los departamentos de transportes pueden tener información del suelo y la geología en el área para vías y puentes existentes. Valiosa información del suelo y de la geología puede ser obtenida de las agencias gubernamentales. Universidades pueden ser capaces de proveer información en proyectos que han trabajado en sus departamentos de ingeniería. Revisar los archivos de trabajos previos en la oficina que habrían podido construir o explorar en el tema.

#### b. OBRAS SIMILARES

Es importante determinar la historia geológica de la localidad y los orígenes geológicos del material existente. La historia geológica del sitio proveerá información de las propiedades de las diferentes zonas geológicas y puede permitir al diseñador encontrar zonas con origen geológico similar donde la información está disponible para las propiedades del suelo y roca y el comportamiento del pilote.

### c. REQUERIMIENTOS DE LAS EXPLORACIONES

El ingeniero proyectista debe realizar un levantamiento y un programa de pruebas que identificará las distintas zonas de material y sus propiedades. Esta exploración y programa de pruebas deben identificar los variables suelos y capas de roca en el sitio, el nivel freático, el nivel freático del agua, y acuíferos existentes; y relacionar la información a fallas en el sitio. La información mencionada debe ser obtenida para el grado que es necesario a fin de diseñar una adecuada cimentación para el propósito de la estructura.

## 1.4 DESCRIPCION DEL PUENTE IGNACIO ESCUDERO

La quebrada de Ignacio Escudero, discurre perpendicular a la carretera Panamericana, con un ancho del cauce, que va desde 150 a 300 metros. Actualmente existe un desvío provisional para el paso del tráfico que se levanta sobre la solera de la quebrada unos 2.00 metros. Este desvío dispone de tres obras de drenaje, formadas por tuberías metálicas reforzadas de concreto hidráulico, dispuestas en tres de los ramales de agua que lleva actualmente la quebrada. Las obras de drenaje están reforzadas aguas abajo y aguas arriba con gaviones del tipo manta. El ancho del desvío es de 11.00 metros y dispone de un pavimento de concreto asfáltico.

El puente Ignacio Escudero pertenece a un conjunto de puentes que conforman el proyecto binacional Piura Guayaquil, el proyecto eje - vial N°1 tiene como fundamento mejorar y dar un impulso a las relaciones comerciales de las ciudades fronterizas tanto de Perú como Ecuador. El proyecto tiene el financiamiento de la comunidad Europea, y actual ya se encuentra en proceso de ejecución de algunos puentes de este proyecto.

El Puente Ignacio Escudero es un puente de vigas metálicas con losa continua, tiene una luz total de 250 m. y un ancho de vía de 11.70 (2 vías de 3.60 m. + 2 sardineles de 2.25m.).

Se ubica en la progresiva PK-1043 de la panamericana norte, a unos 15 km al norte de la ciudad de Sullana, su clima como el de toda la costa norte es tropical con una temperatura media de 24°C. Con una altura aproximada de 60 m.s.n.m. El proyecto Piura Guayaquil, consta de cerca de 21 puentes a lo largo de la vía entre las ciudades de Piura y Guayaquil. Actualmente, se viene construyendo el

Puente Internacional, que se ubica en la frontera entre Perú y Ecuador. Este puente es uno de los más importantes del proyecto vial eje N°1.

Ver plano “Vista General del Puente Ignacio Escudero” en Anexo I.

## CAPITULO II. GEOLOGIA

### 2.1 GENERALIDADES

Las exploraciones de suelos son la primera consideración a tener cuando ya se conoce el lugar donde se realizará la obra. Estas investigaciones deben ser planeadas para tener buena y precisa información, por debajo de la estructura y de la zona colindante a la estructura. El programa de investigación debe cubrir el área de cimentación y como mínimo ser extendido 6 metros por debajo de la punta del pilote más largo pre dimensionado. La excavación debe ser lo suficiente profunda debajo de la punta del pilote para determinar el tipo de estratigrafía que existe. En una capa de arcilla, las muestras inalteradas deben ser obtenidas para determinar los esfuerzos de corte y características de consolidación de las arcillas. La sensibilidad de los suelos arcillosos tendrá que ser determinado, como pérdida de esfuerzos por remover el suelo durante la instalación que podría dar como resultado la reducción de la capacidad del pilote.

El acortamiento y alargamiento de los pilotes deben ser investigados en los suelos expansivos, como ellos afectan ambas capacidades y el movimiento de la cimentación. Desde que muchas estructuras requieren una cimentación mediante pilotes, la excavación cambia las presiones de confinamiento in situ, la prueba de penetración estándar (SPT) comúnmente trabajada en suelos granulares probablemente será de limitado uso, si las correcciones apropiadas no son hechas. Esto debe ser entendido, que los SPT son validos cuando son aplicados apropiadamente. Donde se espera encontrar grabas y cantos rodados, se deben realizar algunas excavaciones de diámetros más grandes para obtener muestras representativas con las cuales obtener sus propiedades. La elección de una zona para excavación debe ser hecha en el campo y con mapas con información sobre qué tipo de estructura se instalará.

Un ingeniero geólogo debe estar presente durante las operaciones de excavación para proveer interpretaciones de campo. El geólogo debe tener las coordenadas para localizar las perforaciones para definir el perfil del suelo lo mejor que sea posible.

Las interpretaciones geológicas deben ser provistas a los ingenieros encargados del diseño en forma de mapas y perfiles geológicos. Los perfiles deben extenderse desde la superficie del terreno hasta la profundidad mayor de los elementos de cimentación. Los documentos entregados y mapas deben explicar ampliamente la estratigrafía del terreno y también las características geológicas e ingenieriles.

## 2.2 GEOLOGIA DEL AREA EN ESTUDIO PARA EL PUENTE IGNACIO ESCUDERO

### 2.2.1 MARCO GEOLÓGICO REGIONAL

#### **Aspectos Climatológicos, Fisiográficos y Geomorfológicos Regionales.**

Entre las ciudades de Sullana y Piura el trazo la carretera atraviesa terrenos de la elongación norte del Desierto de Sechura, ubicada en la unidad geomorfológica regional denominada Llanura Costanera de la Cuenca Parandina que se produce entre la Cordillera de Amotape y la Cordillera Occidental Peruana (denominada Cordillera Real en el Ecuador). Este desierto en su mayor extensión se ha formado sobre antiguas terrazas marinas, denominadas en el norte del Perú como "tablazos". Sobre estas, se han desarrollado extensas superficies cubiertas por depósitos eólicos. Excepción del recorrido del trazo de la carretera en este segmento lo constituyen dos pequeños sub tramos, en los que el trazo de la carretera atraviesa los valles labrados por los Ríos Chira y Piura, a la altura de las ciudades de Sullana y Piura respectivamente.

De manera esquemática lo descrito puede ser observado en el "Mapa Geomorfológico" del Ingemmet, del volumen "Geología de los Cuadrángulos de Paita (11-a), Piura (11-b), Talara (10-a), Sullana (10-b), Lobitos (9 -a), Quebrada Seca (9 - b), Zorritos (8-b), Tumbes (8-c) y Zarumilla (7-c)", Carta Geológica Nacional, Serie A. INGEMMET, por Oscar Palacios, Lima - Perú, 1994.

### **Aspectos Geológico – Estratigráficos Regionales.**

El tramo comprendido entre Los Órganos, Sullana y Piura, al atravesar el desierto y los tablazos discurre sobre terrenos que corresponden tanto al Cuaternario Reciente como al Cuaternario Pleistocénico, ambas formaciones constituidas de manera preponderante y monótona por arenas limosas proveniente de entremezcla de suelos eólicos y de terrazas erosionadas ó “tablazos” (SUCS SP).

A lo largo de prácticamente todo el trazo de la carretera, en lo concerniente al territorio peruano, tanto en el Departamento de Tumbes como en el Departamento de Piura, el basamento rocoso está constituido principalmente por estratos de origen sedimentario marino pertenecientes al Paleógeno Eoceno (Pe) y al Paleógeno Oligoceno (Po), conformados por secuencias de areniscas, conglomerados, rocas calcáreas y limoarcillitas.

### **Aspectos de Geodinámica Externa e Interna Regionales.**

En la zona norte del país, se señala como el principal problema de geodinámica externa a las inundaciones (sobre todo aquellas ligadas a los años punta de pluviosidad llamados el Fenómeno del Niño). En caso de producirse un sismo, fenómeno ligado a la geodinámica interna, además en dichos terrenos puede producirse por sectores licuación ó licuefacción de arenas, que como es conocido se produce sobretodo en los depósitos de arenas saturadas.

Aunque en menor grado en los sectores de quebradas comprendidos entre el poblado Los Órganos y la ciudad de Sullana, de manera similar que en el tramo anterior Tumbes – Los Órganos también dichos peligros están potencialmente presentes.

La Quebrada Ignacio Escudero en la “Actuación N° 1” en la progresiva Km 1043+000 en donde se reporta de manera perenne agua superficial y subterránea, la saturación y aparición de la napa freática solamente se produce durante los años de pluviosidad punta ligados al Fenómeno El Niño, y con ellos la consiguiente saturación de los terrenos por un buen tiempo hasta nuevamente

deprimirse prácticamente en su totalidad. En los años secos, como puede observarse en los resultados de las perforaciones diamantinas con profundidades de 25 m como promedio, ejecutadas como parte de los Estudios del Proyecto, los suelos hasta dichas profundidades se manifiestan secos, es decir sin presencia de agua subterránea alguna.

Una característica general que abarca a todo el área de estudios, es la intensa sismicidad existente de acuerdo a registros históricos y de acuerdo a la ubicación de esta área que queda comprendida en la franja de subducción de placas tectónicas convergentes muy activas como son la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana. De acuerdo a los registros históricos en el área han sucedido eventos sísmicos con cuantiosos daños materiales y de vidas humanas, con valores alcanzados de VIII en la escala STK de 10 valores, de acuerdo a la Norma E-030 de las Normas Peruanas de Construcción.

## 2.2.2 MARCO GEOLÓGICO LOCAL

### **Geología del Basamento Rocoso**

El basamento rocoso está constituido principalmente por estratos de origen sedimentario marino pertenecientes al Paleógeno y al Neógeno, es decir al Terciario (T).

También de manera puntual se encuentran afloramientos del basamento rocoso de la secuencia marina sedimentaria conocida como **Formación Miramar** perteneciente al Neógeno Mioceno (N-m) denominado en el mapa del INGEMMET como **Formación Miramar** perteneciente al Terciario Mioceno (Tm - m). Uno de estos afloramientos se encuentra en la cabecera de la **Quebrada Ignacio Escudero**.

La **Formación Miramar (Tm-m)**, ha sido reconocida debajo de los Tablazos cerca de la localidad de Miramar y en el valle del Río Chira, como por ejemplo en alrededor de la Quebrada Ignacio Escudero cerca del poblado de San Jacinto, en el Cuadrángulo de Sullana.



La base de esta Formación consiste de un conglomerado que está constituido por areniscas arcósicas de grano fino, color amarillos a ocre plumizo, con tintes verdosos, presenta abundantes manchas limoníticas por oxidación, son poco compactas y en algunos niveles se tornan en arenas sin cohesión, deleznales que son socavadas fácilmente por la erosión formando cornisas con las capas duras y competentes de los tablazos marinos. La parte media de la secuencia está formada por niveles de areniscas tobáceas, abigarradas. La parte superior presenta areniscas coquiníferas de grano fino en matriz arenoarcillosa, conteniendo fósiles de braquiópodos y gasterópodos.

## CAPITULO III. INVESTIGACIONES Y SONDEOS GEOTECNICOS

### 3.1 PRUEBAS DE CAMPO REALIZADAS PARA EL PUENTE IGNACIO ESCUDERO

Los trabajos geotécnicos que se emprendieron entre los meses de Mayo, Junio y Julio del año 2004 en el emplazamiento del puente Ignacio Escudero, fueron efectuados de acuerdo al programa de perforaciones y calicatas a ejecutarse para los respectivos Estudios de Mecánica de Suelos y Cimentaciones que fue estructurado y ordenado de la siguiente manera:

En la Quebrada Ignacio Escudero en la progresiva Km 1043+000, en el "Puente Ignacio Escudero" de 250 m de longitud la ejecución de 06 perforaciones.

#### RESUMEN DE PRESENCIA DEL NIVEL FREÁTICO (N.F.).

El Resumen de Presencia del Nivel Freático (N.F.), por sondaje y por quebrada obtenida durante la perforación realizada se presenta en el cuadro siguiente:

PUENTE	PROGRESIVA	SONDAJE	PERF. (M)	N. F. (M)
Escudero	1043+000	P1 – S1	25	3
	1043+000	P1 - S2	27.1	0
	1043+000	P1 - S3	25.5	0
	1043+000	P1 - S4	26	2.8
	1043+000	P1 – S5	30.1	3
	1043+000	P1 – S6	27.25	Seco

Cuadro 3.11 Nivel Freático

Puente	SONDEO	FECHA		PERFORACIÓN		PROF. (m)	TIPO DE SUELO / ROCA
		INICIO	TÉRMINO	SUELO (m)	ROCA (m)		
Ignacio Escudero	P1 – S1	09/06/2004	15/06/2004	25	0	25	Grava bien gradada, arena mal gradada, arena limosa, limo arcillosa a arenoso, arcilla plástica
	P1 – S2	15/06/2004	19/06/2004	22.9	4.2	27.1	Arena mal gradada, limo arcilloso, arcilla plástica, arcilla poco plástica, gravas arcillosas a limosas, mal gradadas. Arenisca y lutitas gris muy alterada.
	P1 – S3	19/06/2004	22/06/2004	15.7	9.8	25.5	Arenas mal gradadas, limos arenosos a arcillosos, arcillas plásticas a medianamente plásticas. Areniscas y lutitas muy alteradas, conglomerado muy alterado.
	P1 – S4	16/06/2004	22/06/2004	24.5	1.5	26	Arenas mal gradadas, arcillas plásticas a medianamente plásticas. Arenisca gris muy alterada y fragmentada.
	P1 – S5	22/06/2004	26/06/2004	27.7	2.4	30.1	Arena mal gradada a limosa, arcilla plástica a medianamente plástica con limos arcillosos. Lutita y Arenisca gris muy alterada y fragmentada.
	P1 – S6	22/06/2004	29/06/2004	17	10.25	27.25	Arenas limosas a mal gradadas, limos arcillosos a arenosos. Lutita gris muy alterada y muy fracturada.

Cuadro 3.12 Resumen de la Relación de Longitudes Suelo/Roca en el Puente “Ignacio Escudero”, por Sondaje, Tipo de Suelo y Rocas.

## RESUMEN DE LA DESCRIPCIÓN DE LOS PERFILES LITOLÓGICOS DE LOS SUELOS DE LOS SONDAJES DE ACUERDO A TESTIGOS OBTENIDOS PUENTE IGNACIO ESCUDERO

### **P1 - S1 Margen Izquierda (Quebrada I. Escudero)**

Presenta una secuencia alternante de suelos gravosos limpios, arenas limpias arenas limosas medianamente consistentes a arcillas muy consistentes y limos arcillosos a arenosos en el fondo.

### **P1 - S2 Cauce (Quebrada I. Escudero)**

Presenta una secuencia de arenas limpias limos arcillosos hasta los 13.00 m luego una capa de gravas arcillosas a limosas algunas gravas limpias hasta 22.00 m, en el fondo una capa de arenisca y lutitas muy alteradas a moderadamente alteradas.

### **P1 – S3 Cauce (Quebrada I. Escudero)**

Presenta una secuencia de arenas limosas, limos arenosos, arenas limpias hasta 13.00 m luego arcillas medianamente plásticas y consistentes, infrayaciendo a estos suelos areniscas, lutitas, y conglomerados completamente alteradas a poco alteradas en el fondo.

### **P1 – S4 Cauce (Quebrada I. Escudero)**

Presenta una secuencia de arenas limpias hasta los 6.00 m, arcillas muy a medianamente consistentes hasta 24.50 m sobre una arenisca completamente alterada y fragmentada.

### **P1 – S5 Margen Derecha (Quebrada I. Escudero)**

Presenta una secuencia de arena mal gradada, arenas limosas hasta 7.95 m, sobre unas arcillas muy consistentes a medianamente consistentes hasta 27.70 m contacto con lutitas completamente alteradas y fragmentadas.

## **P1 – S6 Margen Derecha (Quebrada I. Escudero)**

Presenta una secuencia de arenas limosas, arenas y gravas limpias, limos arcillosos, arcillas medianamente consistentes hasta 17.00 m suprayaciendo a lutitas completamente alteradas a moderadamente alteradas y poco fracturadas.

### **RESUMEN SOBRE LA RECUPERACIÓN DE TESTIGOS.**

A continuación se resume el porcentaje de recuperación por perforación en cada uno de los sondeos, para cada intervalo consecutivo en cada perforación, considerando valores promedio.

Profundidad (m)	Recuperación <b>P1 - S1</b>
0.00 – 8.45	90%
8.45 – 12.45	95%
12.45 – 21.00	100%
21.00 – 22.50	85%
22.50 – 25.00	100%

Profundidad (m)	Recuperación <b>P1 – S2</b>
0.00 – 3.45	80%
3.45 – 9.00	97%
9.00 – 12.00	80%
12.00 – 16.50	70%
16.50 – 22.00	40%
22.00 – 24.00	60%
24.00 – 24.05	00%
24.05 – 25.50	80%

Profundidad (m)	Recuperación P1 – S3
0.00 – 9.00	70%
9.00 – 12.45	75%
12.45 – 21.20	90%
21.20 – 25.50	70%

Profundidad (m)	Recuperación P1 – S4
0.00 – 7.95	70%
7.95 – 26.00	80%

Profundidad (m)	Recuperación P1 – S5
0.00 – 13.95	70%
13.95 – 30.10	95%

Profundidad (m)	Recuperación P1 – S6
0.00 – 16.95	70%
16.95 – 24.30	80%
24.30 – 27.25	100%

## RESUMEN DE VALORES DEL ÍNDICE ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD). GRADO DE FRACTURACIÓN DE LAS ROCAS DEL BASAMENTO.

El alto grado de fracturamiento y alteración que afectan a las lutitas y areniscas, hacen que los valores de RQD sean bajos y variables, desde rocas de muy mala calidad en prácticamente todos los sondeos investigados.

### P1 - S2

22.90 – 25.65 = 00% Muy Mala Calidad.

25.65 – 27.00 = 35% Mala Calidad.

27.00 – 27.10 = 00% Muy Mala Calidad.

**P1 - S3**

- 15.70 – 16.30 = 50% Mala Calidad
- 16.30 – 18.40 = 00% Muy Mala Calidad
- 18.40 – 19.50 = 20% Muy Mala Calidad
- 19.50 – 22.50 = 00% Muy Mala Calidad
- 22.50 – 24.00 = 25% Muy Mala Calidad

**P1 – S4**

- 24.50 – 26.00 = 00% Muy Mala Calidad

**P1 – S5**

- 27.70 – 30.10 = 00% Muy Mala Calidad

**P1 – S6**

- 17.00 – 27.25 = 00% Muy Mala Calidad

**ENSAYOS DE PENETRACION STANDARD SPT. EQUIPO Y METODOLOGÍA.  
RESUMEN DE RESULTADOS.**

Relación entre el “N” (SPT), la consistencia de los finos y la resistencia a la compresión simple. (PEMEX)

CONSISTENCIA	MUY BLANDA	BLANDA	MEDIA	DURA	MUY DURA	DURISIMA
N	< 2	2-4	4-8	8-15	15-30	> 30
q	< 0.25	0.25 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	2.0 - 4.0	> 4

Cuadro 3.13 Relación entre el N (spt), la consistencia y la resistencia en suelos

N: número de golpes en el SPT

q: resistencia a la compresión simple en Kg/cm<sup>2</sup>

### Relación entre el “N” (SPT) y la compresión de los suelos granulares

N	DENSIDAD RELATIVA
0 – 4	Muy Suelta
4 – 10	Suelta
10 – 30	Media
30 – 50	Densa
> 50	Muy Densa

Cuadro 3.14 Relación entre el N (spt), la consistencia y la resistencia en suelos

### RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS SPT POR SONDAJE Y POR ENSAYO.

SONDAJE	SPT	SUCS	N	CONSISTENCIA KG/CM2	COMPACIDAD
P1-S1	1	SP	9		Suelta
	2	SM	11	1.8 - Dura	
	3	ML	11	1.8 - Dura	
	4	ML	11	1.8 - Dura	
	5	CH	17	2.2 - Muy Dura	
	6	CH	19	2.9 - Muy Dura	
	7	CH	21	3.2 - Muy Dura	
	8	CH	24	3.5 - Muy Dura	
	9	CH	23	3.5 - Muy Dura	
	10	SM	26	3.6 - Muy Dura	
	11	SM	35	4.5 - Durísima	
	12	SM	20	3.0 - Muy Dura	
	13	SM	32	4.5 - Durísima	
	14	SM	45	5.5 - Durísima	
	15	CH	18	2.2 - Muy Dura	
	16	ML	11	1.8 - Dura	

Cuadro 3.15 Resumen del Sondaje S1



SONDAJE	SPT	SUCS	N	CONSISTENCIA KG/CM2	COMPACIDAD
P1-S2	1	SP			Suelta
	2	ML		1.8 - Dura	
	3	SM		1.7 - Dura	
	4	ML		1.7 - Dura	
	5	CH	13	1.8 - Dura	
	6	CH	12	3.0 - Muy Dura	
	7	CL	12	2.0 - Dura	
	8	CL	13	Durísima	
	9	GC-GM	18	Durísima	
	10	GC-GM	20	Durísima	
	11	GM-GP	15	Durísima	
	12	GP			
	13	GP			
	14	SM		Durísima	
	15	LUTITA		Durísima	

Cuadro 3.16 Resumen del Sondaje S2

SONDAJE	SPT	SUCS	N	CONSISTENCIA KG/CM2	COMPACIDAD
P1-S3	1	SM		3.2 - Muy Dura	Media  Densa Muy Densa
	2	SP			
	3	ML	22	2.2 - Muy Dura	
	4	ML	13	2.3 - Muy Dura	
	5	SP	16		
	6	SP	17		
	7	ML	31	Durísima	
	8	ML	52	Durísima	
	9	CH	50	4.2 - Durísima	
	10	CH	54	4.8 - Durísima	
	11	SM	32	3.8 - Muy Dura	
	12	Lutita	38	Durísima	
	13	Lutita	27	Durísima	
	14	Arenisca	42	Durísima	
	15	Arenisca		Durísima	
	16	Conglom.		Durísima	

Cuadro 3.17 Resumen del Sondaje S3

SONDAJE	SPT	SUCS	N	CONSISTENCIA KG/CM2	COMPACIDAD
P1-S4	1	SP	17		
	2	SP	12		
	3	SP	23		
	4	SP	18		
	5	CH	14	1.9 - Dura	
	6	CH	14	1.9 - Dura	
	7	CH	19	2.9 - Muy Dura	Media
	8	CH	15	2.0 - Dura	Media
	9	CH	16	2.2 - Muy Dura	Media
	10	CH	18	2.7 - Muy Dura	Media
	11	CH	23	3.3 - Muy Dura	
	12	CH	19	2.9 - Muy Dura	
	13	CH	20	3.0 - Muy Dura	
	14	CH	30	4.0 - Durísima	
	15	CH	33	4.5 - Durísima	
	16	CL		Durísima	

Cuadro 3.18 Resumen del Sondaje S4

SONDAJE	SPT	SUCS	N	CONSISTENCIA KG/CM2	COMPACIDAD
P1-S5	1	SP			
	2	SP	12		
	3	SP	22		
	4	SP	33		
	5	SM	15	2.2 - Muy Dura	
	6	CH	18	3.1 - Muy Dura	
	7	CH	23	4.1 - Durísima	
	8	CH	31	2.0 - Dura	
	9	CH	15	3.5 - Muy Dura	Media
	10	CH	24	1.8 - Dura	Media
	11	CH	12	3.8 - Muy Dura	Densa
	12	CL	28	3.5 - Muy Dura	Media
	13	ML	24	1.3 - Dura	
	14	ML	11	Durísima	
	15	SM	89	3.9 - Muy Dura	
	16	CL	29	Durísima	
	17	CL	64	Durísima	
	18	ML	66	Durísima	
	19	Lutita	65	Durísima	
	20	Arenisca	55	Durísima	

Cuadro 3.19 Resumen del Sondaje S5

SONDAJE	SPT	SUCS	N	CONSISTENCIA KG/CM2	COMPACIDAD
P1-S6	1	SM		Durísima	Suelta
	2	ML		3.1 - Muy Dura	
	3	SM	22	2.2 - Dura	
	4	SM	16	3.8 - Muy Dura	
	5	SP	29		
	6	CL	5	4.0 - Muy Dura	
	7	ML	30	4.5 - Durísima	
	8	ML	37	Durísima	
	9	SM-ML	47	Durísima	
	10	SM-ML	52	Durísima	
	11	SM-ML	60	Durísima	
	12	SM-ML	51	Durísima	
	13	Lutita	77	Durísima	
	14	Lutita	65	Durísima	
	15	Lutita	89	Durísima	
	16	Lutita	120	Durísima	
	17	Lutita		Durísima	
	18	Lutita		Durísima	

Cuadro 3.20 Resumen del Sondaje S6

## Resumen

En la margen izquierda ocurren arenas y gravas limpias, mientras que hacia el cauce y margen derecha los suelos se hacen más arcillosos y limosos. Los afloramientos de areniscas y lutitas con algo de conglomerados en el cauce son progresivamente más gruesos del cauce hacia la margen derecha. Presencia muy cercana a la superficie de la napa freática. Las rocas de acuerdo a los sondeos y los intervalos de perforación en que han sido encontradas presentan **Valoraciones del RQD** en promedio:

<b>P1 – S2 Lutita de color negro</b>	
22.90 – 25.65 =	<b>Muy Mala Calidad</b>
25.65 – 27.00 =	<b>Mala Calidad</b>
27.00 – 27.10 =	<b>Muy Mala Calidad</b>
<b>P1 – S3 Lutita de color negro y arenisca de color café oscuro.</b>	
15.70 – 16.30 =	<b>Mala Calidad</b>
16.30 – 24.00 =	<b>Muy Mala Calidad</b>
<b>P1 – S4 Lutita de color negro</b>	
24.50 – 26.00 =	<b>Muy Mala Calidad</b>
<b>P1 – S5 Lutita de color negro</b>	
27.70 – 30.10 =	<b>Muy Mala Calidad</b>
<b>P1 – S6 Lutita de color negro</b>	
17.00 – 27.25 =	<b>Muy Mala Calidad</b>

Cuadro 3.21 Valoraciones del RQD

Los suelos y rocas presentan la siguiente definición de **Compacidad en Suelos Granulares** y **Consistencia en Suelos Cohesivos** a partir de los valores de SPT:

<b>P1-S1</b>	
0.00 – 1.50	Compacidad Suelta
1.50 – 6.80	Consistencia Dura
6.80 – 15.00	Consistencia Muy Dura
15.00 – 23.00	Consistencia Durísima
23.00 – 25.00	Consistencia Muy Dura
<b>P1-S2</b>	
0.00 – 2.90	Compacidad Suelta
2.90 – 12.00	Consistencia Dura
12.00 – 17.00	Consistencia Durísima
17.00 – 23.00	Compacidad Muy Densa
23.00 – 27.10	Consistencia Durísima
<b>P1-S3</b>	
0.00 – 1.50	Consistencia Muy Dura
1.50 – 4.00	Compacidad Media
4.00 – 6.50	Consistencia Muy Dura
6.50 – 11.00	Compacidad Densa a Muy Densa
11.00 – 25.50	Consistencia Durísima
<b>P1-S4</b>	
0.00 – 6.50	Compacidad Media
6.50 – 13.00	Consistencia Dura
13.00 – 20.00	Consistencia Muy Dura
20.00 – 26.00	Consistencia Durísima
<b>P1-S5</b>	
0.00 – 3.50	Compacidad Media
3.50 – 6.50	Compacidad Densa
6.50 – 20.00	Consistencia Muy Dura
20.00 – 30.10	Consistencia Durísima
<b>P1-S6</b>	
0.00 – 6.45	Consistencia Muy Dura a Dura
6.45 – 7.50	Compacidad Suelta
7.50 – 10.00	Consistencia Muy Dura
10.00 – 27.25	Consistencia Durísima

**Cuadro 3.22 Resumen del Sondajes y Compacidad**

Los Estudios de Mecánica de Suelos, Ensayos y Análisis de Laboratorio es un componente sustancial importante de los Estudios del Proyecto. En correlación con el Programa de trabajos de campo de geotecnia se estructuró la realización de diferentes ensayos en campo, con el objetivo de recopilar la información necesaria para poder obtener los parámetros de diseño de las cimentaciones del puente Ignacio Escudero.

TIPO DE MUESTRA	FORMAS DE OBTENCIÓN Y TRANSPORTE	ESTADO DE LA MUESTRA	CARACTERÍSTICAS
Mib	Bloques	Inalterada	Deben mantenerse inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo. (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares suficientemente cementados para permitir su obtención).
Mit	Tubos de pared delgada		
Mab	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.
Maw	En lata sellada	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua

**Cuadro 3.23 Tipos de Muestras para envío a Laboratorio**

Una vez obtenidas y enviadas las muestras a Laboratorio para los respectivos análisis de Mecánica de Suelos, los ensayos de laboratorio se realizaron de acuerdo con las correspondientes Normas que se indican en la siguiente tabla.

ENSAYOS DE LABORATORIO	
ENSAYO	NORMA APLICABLE
Análisis Granulométrico	ASTM D 422
Peso Específico de los Sólidos	ASTM D 854
Ensayo de Compactación Proctor Modificado	ASTM D 1557
Compresión no Confinada	ASTM D 2166
Contenido de Humedad	ASTM D 2216 ASTM D 4643
Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	ASTM D 2487
Descripción Visual-Manual	ASTM D 2488
Densidad Relativa	ASTM D 4253 ASTM D 4254
Límite Líquido y Plástico	ASTM D 4318
Contenido de Sulfatos, Cloruros y Sales Solubles totales en el Suelo y el Agua	BS1377-Parte 3

**Cuadro 3.24 Resumen los Ensayos de Laboratorio realizados**

### 3.2 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAGICO

De manera absoluta con todas las muestras de suelos obtenidas en el campo, se procede en el laboratorio a obtener los Ensayos de Clasificación. Como resultado de estos ensayos, las muestras se clasifican en todos los casos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS (ASTM D 2487). Los resultados de esta clasificación se comparan con la descripción visual-manual (de acuerdo a la Norma ASTM D 2488) obtenida para el perfil estratigráfico de campo a partir de las muestras continuas de los portatestigos, lo que permite compatibilizar las diferencias existentes a fin de obtener el perfil estratigráfico definitivo para el modelamiento matemático de las condiciones de cimentación.

En total se realizaron 6 calicatas, como se menciona anteriormente en la margen izquierda ocurren arenas y gravas limpias, mientras que hacia el cauce y margen derecha los suelos se hacen más arcillosos y limosos. Los afloramientos de areniscas y lutitas con algo de conglomerados en el cauce son progresivamente más gruesos del cauce hacia la margen derecha, y presencia muy cercana a la superficie de la napa freática. Los perfiles estratigráficos detallados se muestran en los anexos el plano del perfil estratigráfico.

En el Anexo I, se muestran los planos de Perfil Estratigráfico y Modelamiento de Suelos para la Cimentación. También se mostraran de manera ilustrativa el sondeo que mejor se ajuste a la subestructura proyectada, ya sea por cercanía o predominancia en el Anexo II.

## **CAPITULO IV. DISEÑO GEOTECNICO DE PILOTES EXCAVADOS**

### **4.1 GENERALIDADES**

Los Pilotes Excavados se usan normalmente en fundaciones profundas para transferir las cargas verticales a través de suelos débiles hacia suelos más resistentes o rocas más profundos. Ya que es común usarlos para transmitir cargas verticales relativamente grandes sobre una buena profundidad de suelos, los diámetros típicos de los pilotes excavados están en el rango de 4 pies (1.2 m) a 20 pies (6 m). En la mayoría de los casos, la relación aparente de un pilote excavado, o su longitud dividida por su diámetro, no debe exceder a 30.

### **4.2 REQUERIMIENTOS DE DISEÑO**

La metodología para el diseño de la cimentación, se basa principalmente en los estudios geotécnicos a fin de conocer las características y el comportamiento de los estratos que conforman el perfil del suelo, mediante la exploración directa e indirecta del suelo. A partir de los resultados de los ensayos de laboratorio, evaluar el potencial de licuación para conocer si el suelo estudiado presenta capas de arena que no contribuyen a la fricción lateral de la capacidad de carga del pilote.

#### **Efecto de los métodos constructivos en el diseño**

Invariablemente, los métodos de diseño asumen que los métodos de construcción de los pilotes excavados son hechos bajo supervisión competente y amplios controles de calidad, y que la cimentación terminada es durable y tiene integridad estructural. Al menos que los procedimientos especificados sean seguidos en obra, el pilote final puede tener distintos defectos, y probablemente influirá en su capacidad de carga y estructural. Ejemplos típicos son:

- El concreto en los pilotes puede no ser uniforme; esto debido a que al momento de perforar no se obtiene un pozo totalmente cilíndrico y los huecos originados en la excavación luego son llenados; creando estas irregularidades.



- **Material sin consolidar encontrado en el fondo.**

En ambos casos, puede reducirse la capacidad de carga de la cimentación, excesivos asentamientos, o ambos.

### **Acercamientos de Diseño**

Los pilotes excavados son cimentaciones profundas que deben ser capaces de transferir las cargas impuestas al suelo sin incrementar el estado límite. Las condiciones de carga deben incluir ambos, axial y cargas laterales, de acuerdo a los grupos de carga especificados y combinaciones. Las dos consideraciones básicas de diseño son la capacidad última de carga y los asentamientos. La capacidad última de carga debe ser gobernada por la capacidad estructural del pilote o por la capacidad de carga del suelo (Esfuerzos geotécnicos). Donde la cimentación presenta cargas laterales, esta debe ser segura contra la falla última del suelo, y no deben ocurrir excesivas deflexiones laterales

### **Capacidad Estructural**

Los pilotes excavados son ampliamente usados en la cimentación de puentes para transmitir cargas de compresión y tensión. Cargados axialmente los pilotes pueden fallar en compresión o por pandeo. El pandeo es posible en elementos largos y esbeltos que se extienden por encima del nivel del terreno. Aumentará la posibilidad de pandeo cuanto más alto es removido el terreno debido a fenómenos como socavación.

Un pilote excavado es improbable que sufra falla de compresión, porque la capacidad de carga será aumentada antes de que el esfuerzo estructural sea excedido. La falla de compresión puede ocurrir, por una sobrecarga de un pilote colocado en roca. Típicamente, todos los posibles modos de falla deben ser investigados. Tensiones de carga pueden existir, particularmente con grandes momento de volteo de superestructuras inusuales que producen cargas laterales y levantamiento.

Los pilotes cargados lateralmente pueden fallar en flexión si el momento actuante excede al momento resistente del elemento. Así, la capacidad estructural de un pilote excavado es grandemente dependiente de ambos, el momento actuante y la carga axial, y es usualmente verificado usando los diagramas de interacción de flexo-compresión.

### **Esfuerzos Geotécnicos**

La capacidad de carga última de un pilote excavado es la suma de la resistencia lateral y de punta. Durante la falla, los esfuerzos de corte en la interface suelo-pilote aumentan, este estado puede ser aumentado bajo algunas cargas de compresión o levantamiento.

En arcillas saturadas, los pilotes excavados son diseñados usualmente bajo el análisis de esfuerzos totales ( $\sigma=0$ ) usando el esfuerzo de corte no drenado  $S_u$ . Cargas de largo plazo tienden a consolidar arcillas con el tiempo con un incremento de los esfuerzos de corte, y algunos asentamientos producto de la consolidación. Alternativamente, presiones de poros negativa puede desarrollarse a lo largo de las paredes del pozo en arcillas o esquistos sobre consolidados, causar ablandamiento del suelo con el tiempo. Como resultado, el método de esfuerzos totales es menos conservador, y en lugar de este método, un análisis es recomendado basado en los esfuerzos no drenados como medidas en un ensayo triaxial o corte directo de un espécimen previamente embebido en agua. Este procedimiento es intentado para aproximar el largo tiempo del comportamiento de ablandamiento del terreno.

### **Desplazamientos**

Como en otros tipos de cimentaciones, los movimientos horizontales pueden resultar de la aplicación de las fuerzas de viento, presiones de tierra, flujos de corriente, fuerzas de impacto y sismos. En principio, es obligatorio estimar el máximo asentamiento previsto y el desplazamiento lateral y compararlos con los valores admisibles. Si ambos desplazamientos, vertical y lateral son calculados, los desplazamientos horizontales de una cimentación de pilotes deben ser limitados a 1" (2.5cm). Si los desplazamientos verticales son pequeños, los

desplazamientos horizontales pueden ser permitidos hasta 1.5". Estas indicaciones deben ser evaluadas en conjunto con las anticipadas dilataciones del puente, y la ubicación y tipo de apoyos.

Pruebas de carga en pilotes excavados deben mostrar que los desplazamientos requeridos para movilizar la resistencia de fuste son pequeños en comparación con los desplazamientos verticales necesarios para movilizar la base de apoyo. En general, la total capacidad de fuste es movilizadada por un desplazamiento vertical menor a 1% del diámetro del pilote. Para el mismo pilote en arcilla, la capacidad de la base no es movilizadada hasta que el pilote se asienta 2% a 5% de su diámetro. En arenas, la resistencia de fuste es totalmente desarrollada en asentamientos menores que 1% del diámetro del pilote. Desplazamientos mucho mayores son necesitados para movilizar la punta del pilote, y a menudo excede el movimiento vertical tolerable. Estas consideraciones son importantes como criterios de diseño cuando el análisis es basado en esfuerzos permisibles; esto significa que una más grande porción de la resistencia de fuste más allá del factor de seguridad (muchas veces todo la resistencia de fuste) debe ser desarrollada antes de que alguna carga pueda ser resistida por la punta del pilote. Para propósitos de diseño, una última capacidad de punta es usualmente establecida como referencia a algunos asentamientos especificados, usualmente 5% del diámetro del pilote.

### **Separación entre pilotes**

Los pilotes excavados deben estar espaciados distantemente para facilitar la extracción del recubrimiento y excluir el lodo entre huecos adyacentes. Deficiencias asociadas con estas operaciones son lo más probable para afectar la transferencia de carga. El mínimo espaciamiento usualmente recomendado entre pilotes adyacentes (borde a borde) es de 3 pies. El mínimo espaciamiento especificado debe también incluir límites para las desviaciones de alineamiento, exactitud en la verticalidad, pozos sobredimensionados, y otras desviaciones de construcción. En la configuración final, la optimización del espaciamiento entre pilotes debe ser una función de las cargas previas, tamaño y diámetro de los pilotes y configuración de los elementos de la subestructura a ser soportados.

## Condiciones del terreno

Suelos expansivos tienen la tendencia de sufrir cambios de volumen por la variación en sus contenidos de humedad. Una medida cuantitativa de esta característica es el coeficiente de expansión lineal "COLE" el cual da una estimación de la componente potencial vertical de hinchamiento en los suelos. Una definición de baja, moderada y alta expansividad es dada por Khron y Slosson (1980) como sigue:

**Alta:** Generalmente observada en suelos ricos en arcilla, con un alto porcentaje del mineral montmorillonita (encontrado también como bentonita). Estos suelos tienen un valor de COLE usualmente mayor al 6%.

**Moderada:** Generalmente exhibida en suelos con moderada cantidad de arcillas que también contienen mineral montmorillonita. Para estos suelos el valor del COLE varía entre 3% y 6%.

**Baja:** Usualmente observada en suelos conteniendo algunas arcillas. La arcilla, consiste de un mineral caolinita con baja características para la expansión y limitado comportamiento tixotrópico. Este suelo tiene valores de COLE menores de 3%.

Donde la presencia de suelos expansivos es sospechada, acciones correctivas deben ser incluir lo siguiente (Reese and O'Neill, 1988):

1. Identificar el suelo expansivo.
2. Estimar la profundidad probable de las capas expansivas.
3. Predecir la cantidad probable de hinchamiento.
4. Estimar la fuerza de levantamiento.
5. Especificar apropiadas alternativas de construcción para contrarrestar las cargas de levantamiento.

## Condiciones de sitio

Para cimentaciones de puentes en cauces activos, la socavación puede ser la causa de un serio problema. En este caso, los esfuerzos geotécnicos deben ser estimados, asumiendo que el suelo por encima del nivel de socavación es inactivo o será removido.

Las tres formas básicas de socavación son usualmente evaluadas para un flujo con retorno de 100 años. El FHWA (1989) recomienda lo siguiente:

1. El tope del pilote debe ser colocado por debajo de la profundidad de socavación por contracción para reducir la obstrucción del flujo y minimizar la socavación local
2. Menos pero más largos pilotes debe ser usados para reducir la interacción asociada en la zona de socavación.

El deterioro de los pilotes excavados puede ocurrir a causa del ataque de sustancias dañinas en el suelo, como materiales orgánicos, ácidos, sulfatos, y sales. La abrasión del concreto es posible donde los pilotes excavados son expuestos a la corriente y a olas, escombros flotantes, y hielo. Alta calidad del concreto y con ancho recubrimiento para el acero, es la mejor protección en contra la abrasión y corrosión. Donde el suelo contiene sulfatos, se debe usar en la mezcla de concreto cemento resistente a estos.

### 4.3 CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES CARGADOS AXIALMENTE

#### Valores Asumidos

Cuando no esté disponible la suficiente información del suelo para permitir un análisis cuantitativo de la capacidad de carga de un pilote, la usual aproximación es recurrir a valores asumidos. Estos son esencialmente basados en la experiencia regional con similar tipo de cimentación, y son previstos para dar una referencia a la capacidad probable. Cuando es usado en el diseño final, los valores supuestos deben ser complementados con pruebas de carga o por métodos racionales de análisis basado en la información del suelo del lugar.

Capacidad de carga asumida puede ser encontrada en códigos publicados y son así valores previstos para usarlos en el diseño de cargas de servicio.

### Capacidad de carga de pilotes por métodos racionales

La capacidad última de los pilotes excavados es la suma de la resistencia de fuste y base:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p \quad (4.3.1)$$

Donde la notación  $Q_s$  es la resistencia última lateral de un pilote excavado, y  $Q_p$  es la resistencia de carga última de la base.

$$Q_s = A_s q_s \quad (4.3.2)$$

$$Q_p = A_p q_p \quad (4.3.3)$$

Donde  $A_s$  = área lateral del pilote a lo largo de su profundidad de penetración efectiva;  $A_p$  = área de la base; y  $q_s$  y  $q_p$  son la resistencia unitaria lateral y base respectivamente.

Para diseño por factores de carga LRFD, la capacidad de carga es

$$\phi_q Q_{ult} \geq \gamma_D P_D + \gamma_L P_L \quad (4.3.4)$$

Donde  $\phi_q$  es el factor de resistencia.

De las especificaciones del AASHTO estándar, la capacidad de carga última  $Q_{ult}$  de pilotes excavados debe ser determinada para cargas de compresión y levantamiento.

$$Q_{ult} = Q_s + Q_t - W \quad (4.3.5)$$

$$Q_{ult} \geq 0.7Q_s + W \quad (4.3.6)$$

Donde  $W$  es el peso del pilote y  $Q_t$  es la terminología adoptada por el ASSHTO estándar (similar a  $Q_p$ ). La carga de trabajo puede determinarse como

$$Q_{all} = Q_{ult} / FS \quad (4.3.7)$$

Donde  $FS$  es el factor de seguridad.

#### 4.3.1 RESISTENCIA LATERAL DE PILOTES EXCAVADOS

##### **Resistencia Lateral en Suelos Cohesivos**

La capacidad última de carga de pilotes excavados en arcillas es usualmente gobernada por las condiciones al final de la construcción; por lo tanto, estos elementos son diseñados siguiendo el enfoque de esfuerzos totales. En algunos casos, los esfuerzos del suelo pueden decrecer con el tiempo, ejemplos son pilotajes en arcillas expansivas que se hinchan después de la construcción. Cambios en los esfuerzos de corte del suelo con el tiempo pueden también ocurrir donde la consolidación del suelo alrededor del pilote resulta en un movimiento relativo induciendo fricción negativa en la superficie de contacto. El incremento correspondiente de carga puede causar asentamientos excesivos. En tales casos, es necesario un análisis por esfuerzos efectivos.

**Análisis de esfuerzos totales.** La resistencia de fuste es expresada como una función de esfuerzo de corte no drenado  $S_u$  de una arcilla como sigue

$$q_s = \alpha S_u \quad (4.3.8)$$

Donde  $q_s$  es la resistencia unitaria lateral y  $\alpha$  es un factor de adhesión.

La siguiente tabla presenta los valores recomendados de  $\alpha$ . Y muestra su referencia de las especificaciones del AASHTO LRFD

$S_u$ (MPa)	$\alpha$
< 0,2	0,55
0,20 - 0,30	0,49
0,30 - 0,40	0,42
0,40 - 0,50	0,38
0,50 - 0,60	0,35
0,60 - 0,70	0,33
0,70 - 0,80	0,32
0,80 - 0,90	0,31
$\geq 0,90$	Tratar como roca

Cuadro 4.1 Valores para  $\alpha$  para determinar la resistencia lateral en Suelo Cohesivo (Resse y O'Neill 1988)

El ASSHTO Standard refiere su procedimiento para la suelos cohesivos, similar a 4.3.8

El siguiente grafico provee identificación de las porciones de un pilote que no deben ser consideradas contribuyentes para la resistencia lateral.

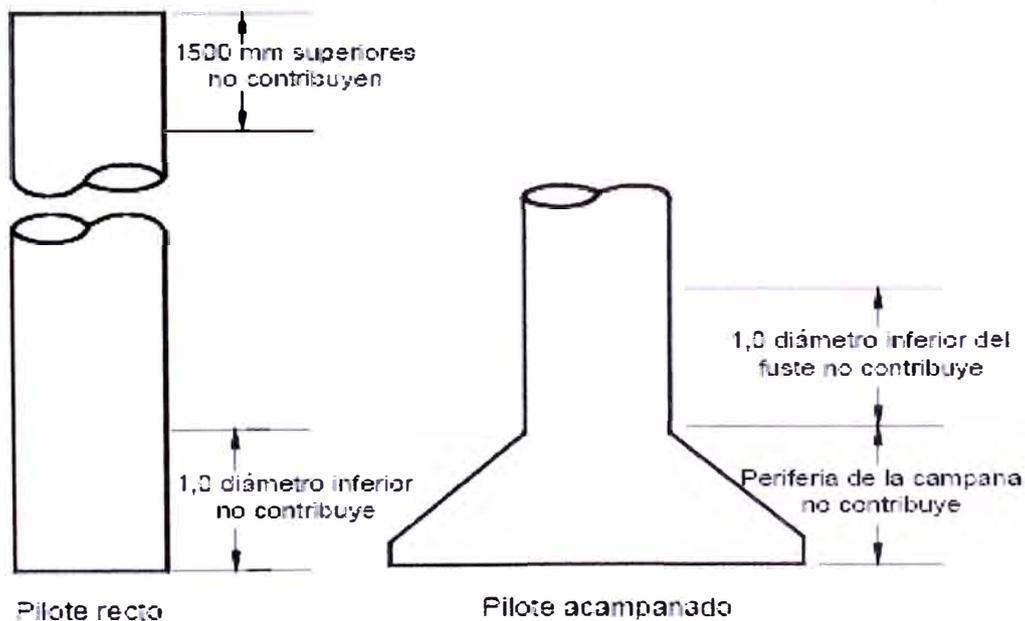


Figura 4.1 Explicación de las zonas de los pilotes perforados que no se consideran al calcular la resistencia friccional (Reese y O'Neill 1988)



## Resistencia Lateral en Suelos No Cohesivos

Procedimientos para determinar la resistencia lateral en arenas es basado en un número limitado de pruebas de campo. La resistencia de corte es expresada en términos del ángulo  $\phi$ , o esto puede ser referido a valores del "N" del SPT. Estas consideraciones llevan a la ecuación del ASSHTO (4.6.5.1.2-1).

Varios métodos basados en este enfoque son resumidos en la siguiente tabla extraída de las especificaciones del ASSHTO LRFD

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Touma y Reese (1974)	$q_s = K \sigma'_v \tan \phi_f \leq 0.24 \text{ MPa}$ Para lo cual: $K = 0.7$ para $D_b \leq 7500 \text{ mm}$ $K = 0.6$ para $7500 \text{ mm} < D_b \leq 12.000 \text{ mm}$ $K = 0.5$ para $D_b > 12.000 \text{ mm}$
Meyerhof (1976)	$q_s = 0,00096 N$
Quiros y Reese (1977)	$q_s = 0,0025 N \leq 0.19 \text{ MPa}$
Reese y Wright (1977)	para $N \leq 53$ : $q_s = 0,0028 N$ para $53 < N \leq 100$ : $q_s = 0,00021 (N - 53) + 0.15$
Reese y O'Neill (1988)	$q_s = \beta \sigma'_v \leq 0,19 \text{ MPa}$ para $0.25 \leq \beta \leq 1.2$ Para lo cual: $\beta = 1,5 - 7,7 \times 10^{-3} \sqrt{z}$

Cuadro 4.2 Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia lateral en arena,  $q_s$ , Mpa

Donde:

$\beta$  = coeficiente de transferencia de carga (adimensional).

$K$  = factor de transferencia de carga (adimensional).

$\sigma'_v$  = Esfuerzo vertical efectivo. (Mpa)

$N$  = número de golpes del SPT no corregido (golpes/300mm).

$\phi_f$  = ángulo de fricción interna de la arena.

$z$  = profundidad por debajo del terreno.

$D_b$  = profundidad embebida del pilote perforado en el estrato de arena portante.

Quiros y Reese (1977), y Reese y O'Neill (1988), han encontrada que la resistencia lateral unitaria debe ser limitada a 2 tons/ft<sup>2</sup> (1 ton = 2000 libras), el cual es el máximo valor medido en la práctica. Esta conclusión ha impulsado al ASSHTO a limitar la carga unitaria última en resistencia lateral a 4 kips/ft<sup>2</sup>.

El enfoque de la resistencia lateral en suelos no cohesivos se difiere del de suelos cohesivos pues es independiente de ángulo de fricción o del  $N$  del SPT. Esta sugerencia es que el ángulo de fricción se propone un valor común para arenas no cementadas por los altos esfuerzos y fatiga que ocurren durante la perforación. En este contexto  $q_s = \beta \sigma'_v$ .

CONSISTENCIA	$\phi_f$	$N$ (SPT)	$q_c$ (MPa)
Muy suelta	$< 30^\circ$	0 - 4	$< 1,9$
Suelta	$30^\circ - 35^\circ$	4 - 10	1,9 - 3,8
Media	$35^\circ - 40^\circ$	10 - 30	3,8 - 11
Densa	$40^\circ - 45^\circ$	30 - 50	11 - 19
Muy densa	$> 45^\circ$	$> 50$	$> 19$

Cuadro 4.3 Relación entre el Angulo de Fricción interna y el  $N$  (spt)

Según el ASSHTO Standard, la resistencia lateral en suelos no cohesivos se calcula de la siguiente forma:

$$Q_s = \pi B \sum \gamma'_i z_i \beta_i \Delta z_i \quad (4.3.9)$$

Basado en (4.6.5.1.2-1) del ASSHTO Standard.

El valor de  $\beta$  puede determinarse usando lo siguiente:

$$\beta_i = 1.5 - 0.135\sqrt{z_i}; 1.2 > \beta_i > 0.25 \quad (4.3.10)$$

El valor de  $\gamma'_i$  debe ser determinado de la medida de muestras inalteradas a lo largo de la longitud del pilote, o de la correlación empírica con el SPT o otros métodos de pruebas in situ. La última carga unitaria transferida en resistencia lateral en cualquier profundidad es igual al producto de  $\beta_i$  y  $\sigma'_v$ . El valor límite a este producto para pilotes en suelos cohesivos es 4 ksf. De la ecuación anterior se puede obtener:

$$q_s = \gamma'_i z_i \beta_i \quad (4.3.11)$$

$z_i$  = profundidad del centro del intervalo "i" (ft)

#### 4.3.2 RESISTENCIA POR PUNTA DE PILOTES EXCAVADOS

##### Resistencia de Punta en Suelos Cohesivos

Para pilotes cargados bajo condiciones no drenadas, la resistencia de punta  $q_p$  es obtenida de las teorías de capacidad de carga. Así,

$$q_p = N_c S_u < 4 \text{ Mpa} \quad (4.3.12)$$

Donde  $S_u$  = esfuerzo de corte promedio no drenado de arcillas sobre la profundidad de uno a dos diámetros debajo de la base del pilote, y

$$N_c = 6 (1 + 0.2 Z/D_p) \leq 9 \quad (4.3.13)$$

El parámetro  $z$  es la penetración del pilote perforado, y  $D_p$  es el diámetro de la base. El ASSHTO especifica el valor limitante de  $q_p$  a 4 Mpa. Este límite no es derivado de consideraciones teóricas, pero representa los más altos valores medidos en campo. El factor de capacidad de carga  $N$  debe ser reducido a dos tercios de su valor en arcillas suaves ( $S_u$  menor a 0.024 Mpa) por contar con largos desplazamientos antes que la falla por capacidad de carga ocurra.

Para pilotes excavados en arcillas con  $S_u$  mayor a 0.096 Mpa y  $D$  mayor a 1900 mm (o 75 in) y para los cuales no se evaluarán los asentamientos, el valor de  $q_p$  se deberá reducir a  $q_{pr}$  de la siguiente manera:

$$q_{pr} = q_p F_t \quad (4.3.14)$$

Para lo cual:

$$F_t = \frac{760}{12 a D_p + 760b} \leq 1.0$$

$$a = 0.0071 + 0.0021 \frac{Z}{D_p} \leq 0.015$$

$$b = 1.45 \sqrt{2 S_u} \quad \text{Con } 0.5 \leq b \leq 1.5$$

Donde  $D_p$  es el diámetro de la punta (mm)

Para el ASSHTO Standard la resistencia por punta puede ser estimada usando lo siguiente:

$$Q_T = q_T A_t = N_c S_{ui} A_t \quad (4.3.15)$$

El valor limitante para la capacidad de carga unitaria ( $q_T = N_c S_{ui}$ ) es 80 ksf.

### Resistencia de Punta en Suelos No Cohesivos

Los grandes asentamientos necesarios para movilizar la base en arenas sugieren que la resistencia última debe ser basada en desplazamientos tolerables. Este principio es reflejado en los procedimientos resumidos en la tabla siguiente. Los valores unitarios de capacidad de carga última son basados en un movimiento hacia abajo igual a 1 pulgada o al 5% del diámetro de la base. Reese and O'Neill (1988) han sugerido que para diámetros mayores a 1270 mm,  $q_p$  debe ser reducido a  $q_{pr}$  como sigue

$$q_{pr} = (1270/D_p) q_p \quad (4.3.16)$$

Donde  $D_p$  es el diámetro de la base en mm, y  $q_p$  es la resistencia última unitaria de punta calculada de la tabla siguiente. Este criterio es incorporado en las especificaciones del ASSHTO y LRFD.

$N_{corr}$  = número de golpes del SPT corregido para considerar la presión debida a la sobrecarga de suelo,  $\sigma'_v$  (golpes/300 mm)

$$N_{corr} = (0.77 \log_{10} (1.92/\sigma'_v)) N$$

$N$  = número de golpes del SPT no corregido

REFERENCIA	DESCRIPCIÓN
Touma y Reese (1974)	<p>Suelta - <math>q_p</math> (MPa) = 0,0</p> <p>Medianamente densa - <math>q_p</math> (MPa) = <math>\frac{1,5}{k}</math></p> <p>Muy densa - <math>q_p</math> (MPa) = <math>\frac{3,8}{k}</math></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>k = 1</math> para <math>D_p &lt; 500</math> mm</li> <li>• <math>k = 0,6 D_p</math> para <math>D_p \geq 500</math> mm</li> <li>• Aplicable solamente si <math>D_p &gt; 10D</math></li> </ul>
Meyerhof (1976)	<p><math>q_p</math> (MPa) = <math>\frac{0,013 N_{corr} D_b}{D_p} &lt; 0,13 N_{corr}</math> para arena</p> <p style="text-align: right;"><math>&lt; 0,096 N_{corr}</math> para limos no plásticos</p>
Reese y Wright (1977)	<p><math>q_p</math> (MPa) = 0,064 <math>N</math> para <math>N \leq 60</math></p> <p><math>q_p</math> (MPa) = 3,8 para <math>N &gt; 60</math></p>
Reese y O'Neill (1988)	<p><math>q_p</math> (MPa) = 0,057 <math>N</math> para <math>N \leq 75</math></p> <p><math>q_p</math> (MPa) = 4,3 para <math>N &gt; 75</math></p>

Cuadro 4.4 Resumen de los procedimientos para estimar la resistencia de punta  $q_p$ , de los pilotes perforados en Arenas, Mpa

Según el ASSHTO estándar la resistencia por punta se estima de lo siguiente:

$$Q_T = q_T A_t \quad (4.3.17)$$

Donde para diámetros mayores a 50 pulgadas, similar a lo anterior:

$$q_{pr} = (50/B) q_T \quad (4.3.18)$$

Valores recomendados de  $q_T$  para la estimación de la resistencia de punta en pilotes excavados en suelos no cohesivos dados por Reese and O'Neill (1988).

N	Valor de $q_T$ (ksf)
0 a 75	1.20 N
Mayores a 75	90

Cuadro 4.5 Valores recomendados de  $q_T$  en suelos no cohesivos

### 4.3.3 FACTORES DE RESISTENCIA

Los factores de resistencia para pilotes excavados son mostrados en la siguiente tabla, tomado de las especificaciones del LRFD. Comparando los 5 métodos de análisis de la tabla anterior, es evidente que su aplicación puede resultar ampliamente variable la capacidad de carga para las mismas condiciones. Desde que la información de campo es limitada, no es posible recomendar valores de resistencia para pilotes excavados en arenas o gravas. A la vez, que estos valores debe ser usados con criterio para que el diseño sea consistente con los resultados del los procedimientos de ASD. La inherente variabilidad de la capacidad de un pilote en arenas sugiere que los factores de resistencia en este caso deben ser menores que para pilotes en arcillas.

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad de carga última de pilotes perforados individuales	Resistencia lateral en arcilla	Método $\alpha$ (Reese y O'Neill 1988)	0.65
	Resistencia de la base en arcilla	Tensión total (Reese y O'Neill 1988)	0.55
	Resistencia lateral en arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) Reese y O'Neill (1988)	Ver discusión en el Artículo 10.8.3.4
	Resistencia de la base en arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) Reese y O'Neill (1988)	Ver discusión en el Artículo 10.8.3.4
	Resistencia lateral en roca	Carter y Kulhawy (1988) Horvath y Kenney (1979)	0.55 0.65
	Resistencia de la base en roca	Canadian Geotechnical Society (1985) Método de la presión (Canadian Geotechnical Society 1985)	0.50 0.50
	Resistencia lateral y resistencia de punta	Ensayo de carga	0.80
Falla en bloque	Arcilla		0.65
Resistencia contra el levantamiento de pilotes perforados individuales	Arcilla	Método $\alpha$ (Reese y O'Neill 1988)	0.55
		Pilotes perforados con base acampanada (Reese y O'Neill 1988)	0.50
	Arena	Touma y Reese (1974) Meyerhof (1976) Quiros y Reese (1977) Reese y Wright (1977) Reese y O'Neill (1988)	Ver discusión en el Artículo 10.8.3.7
	Roca	Carter y Kulhawy (1988) Horvath y Kenney (1979)	0.45 0.55
Ensayo de carga		0.80	
Resistencia contra levantamiento de grupos de pilotes perforados	Arena		0.55
	Arcilla		0.55

Cuadro 4.6 Factores de Resistencia para el Estado Limite de Resistencia Geotécnica en Pilotes Excavados cargados Axialmente

## 4.4 RESISTENCIA AL LEVANTAMIENTO

### Pilotes Individuales

La resistencia al levantamiento debe ser considerada cuando los pilotes excavados son expuestos a cargas hacia arriba. Los pilotes en este caso deben chequearse por esfuerzos estructurales y resistencia al arrancamiento.

La resistencia al levantamiento de un pilote simple, colocado verticalmente, puede ser estimada como un pilote en compresión. La resistencia al levantamiento de un pilote acampanado puede ser predicha omitiendo la resistencia sobre la campana. En este caso la campana es asumida a comportarse como un anclaje. Los factores de resistencia para el levantamiento son lógicamente menores que estos para compresión axial, esto se debe en parte a que los pilotes excavados traccionados descargan el suelo, reduciendo la tensión efectiva debida a la sobrecarga del suelo y por tanto la resistencia lateral contra el levantamiento del pilote.

La capacidad mayorada contra el levantamiento de un pilote excavado con base acampanada en suelo cohesivo,  $Q_R$ , se puede determinar de la siguiente manera:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi Q_{\text{sbell}} \quad (4.4.1)$$

Para lo cual:

$$Q_{\text{sbell}} = q_{\text{sbell}} A_u \quad (4.4.2)$$

Donde:

$$Q_{\text{sbell}} = N_u S_u \text{ (Mpa)}$$

$$A_u = p (D_p^2 - D^2)/4 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$N_u$  = factor de adherencia contra el levantamiento (adimensional)

$D_p$  = diámetro de la campana

$D$  = profundidad embebida en el estrato cimentado (mm)

$S_u$  = resistencia al corte no drenada promediada en una distancia igual a 2.0 diámetros de la campana ( $2D_p$ ) por encima de la base (Mpa)

$\phi$  = factor de resistencia



Si el suelo ubicado sobre el estrato cementado es expansivo, Su se deberá promediar sobre la menor profundidad entre  $2.0 D_p$  sobre el fondo de la base i la profundidad de penetración del pilote en el estrato cementado.

Se puede asumir que el valor de  $N_u$  varia linealmente entre 0.0 para  $D_b/D_p = 0.75$  y 0.8 para  $D_b/D_p = 0.25$  (siendo  $D_b$  la profundidad debajo del estrato de fundación). La parte superior del estrato de fundación se debería tomar en la base de la zona en la cual se producen cambios de humedad estacionales.

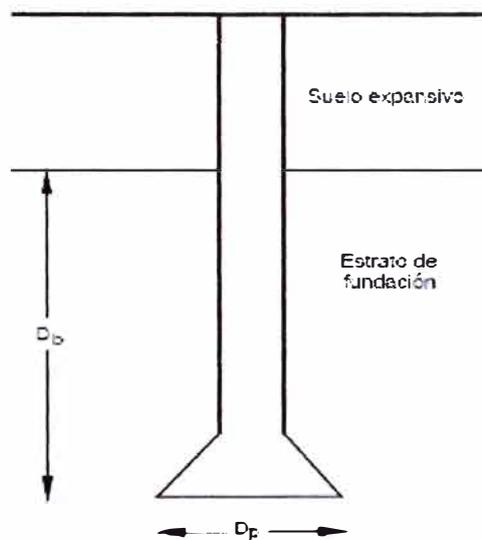


Figura 4.2 Levantamiento de un pilote excavado con base acampanadas

### Grupo de Pilotes

La última capacidad de levantamiento de un grupo de pilotes excavados puede ser tomado como el menor de dos valores: (1) la suma de las capacidades de levantamiento de un pilote individual, o (2) la capacidad al levantamiento de un grupo considerado como bloque.

La resistencia lateral de un grupo de pilotes debe ser esperada a deteriorarse bajo efectos vibratorios o donde las cargas laterales están presentes. Una interacción sugerida entre el grupo y el suelo alrededor mostrado en el siguiente grafico y aplicados a ambos pilares y pilotes excavados.

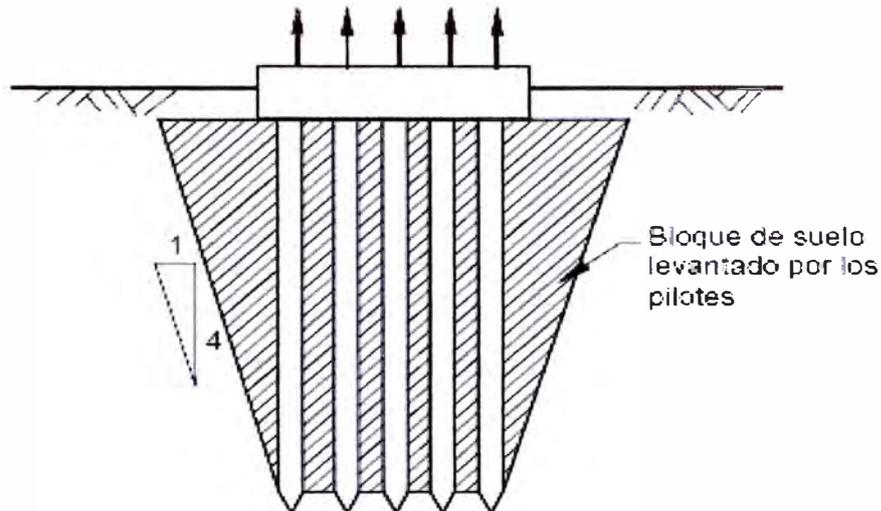


Figura 4.3 Levantamiento de un grupo de pilotes poco separados en suelos no cohesivos (Tomlinson 1987)

Asimismo, la resistencia al levantamiento de un grupo de pilotes en arcillas debe ser referida a la siguiente figura.

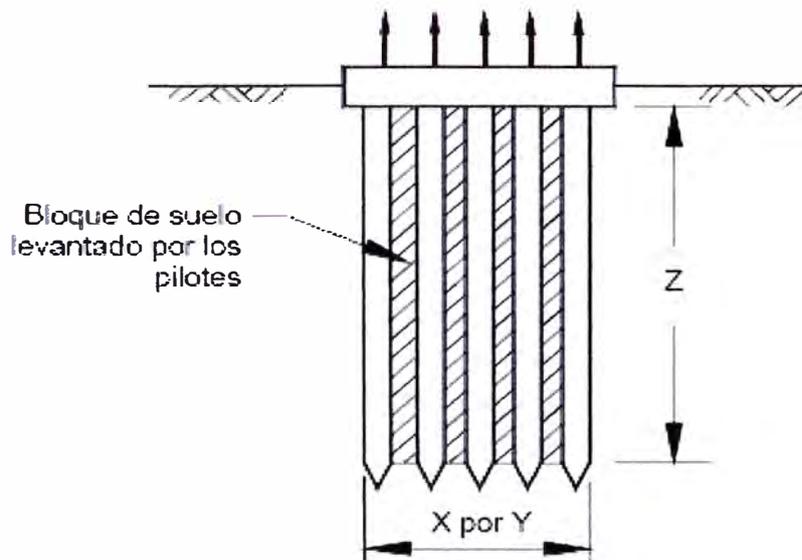


Figura 4.4 Levantamiento de un grupo de pilotes en suelos cohesivos (Tomlinson 1987)

#### 4.5 FRICCIÓN NEGATIVA

La resistencia negativa es una fuerza de fricción negativa introducida cuando el suelo alrededor se mueve hacia abajo relativos a los pilotes. Esto puede ocurrir a

causa de la colocación del relleno, variaciones del nivel freático, o esto puede tener su origen de otras fuentes.

Cuando usamos el método  $\alpha$ , 5 pies en el tope y uno en la parte inferior debe ser deducido de la longitud del pilote como no contribuyente a la carga transferida. Se debe permitir también ser hecho por un posible incremento en la tensión de corte no drenada de arcillas con el tiempo como procesos de consolidación continua. El uso del método  $\beta$  es una alternativa variable donde las condiciones de largo tiempo seguidas de consolidación deben ser consideradas. En este caso la fricción negativa unitaria  $q_{sn}$  es calculada,

$$q_{sn} = \beta \sigma'_v \text{ (Ec. 4.5.1)}$$

y la total fuerza de fricción negativa es

$$P_{sn} = q_{sn} a_s D_n \text{ (Ec. 4.5.2)}$$

Donde  $P_{sn}$  = carga de fricción negativa;  $a_s$  = perímetro del pilote excavado; y  $D_n$  = Longitud del pilote efectiva asumida.

Mientras que las cargas de fricción negativa son improbables para causar problemas de capacidad, estos pueden incrementar el asentamiento de la cimentación. Los asentamientos de pilotes excavados deben ser revisados para fricción negativa y cargas muertas actuando juntas. Las cargas transitorias no deben ser consideradas con las fuerzas de fricción negativa, porque lo anterior tiende a comprimir el pilote elásticamente y contrarrestar el efecto ultimo. Cuando la carga transitoria es cesada, el pilote excavado rebotara elásticamente así restaurando la carga de fricción negativa.

Si la carga de fricción negativa excede la carga viva, la capacidad estructural y del suelo deben ser revisados por carga muerta más fricción negativa. El procedimiento es similar a los pilotes hincados bajo las mismas condiciones, y los criterios de estabilidad.

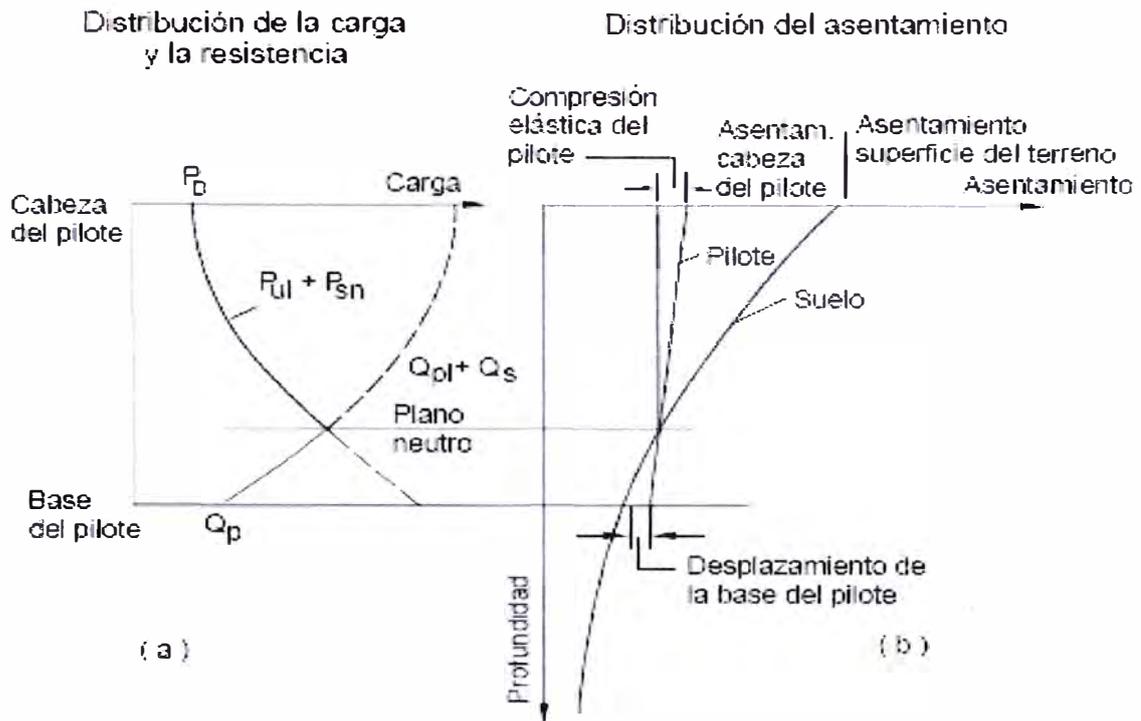


Figura 4.5 Representación esquemática de las cargas, asentamientos y plano neutro de un pilote

### Plano Neutral

El plano neutral fue definido como la elevación en el cual el asentamiento del elemento es el mismo que el asentamiento del suelo. Esta interrelación es mostrada en la figura anterior. Para pilotes excavados, las dos curvas asimismo se interceptan en el plano neutral, y esto define la ubicación de la máxima carga en el elemento. El plano neutral de carga de pilotes excavados en roca es limitado en su base.

### 4.6 CAPACIDAD DE UN GRUPO DE PILOTES

La evaluación de la capacidad de un grupo de pilotes asume que los efectos de la fricción negativa son insignificantes.

La evaluación de la capacidad del grupo de pilotes en suelos cohesivos debe considerar la presencia y contacto de una capa con la superficie del terreno y espaciados entre los pilotes adyacentes. Para un grupo de pilotes con una capa firme de contacto con el terreno,  $Q_{ult}$  puede ser calculado con el menor de (1) la

suma de las capacidades individuales de cada pilote en un grupo o (2) la capacidad de un pilar equivalente definido en el perímetro del área del grupo. Para el pilar equivalente, los esfuerzos de corte del suelo deben no ser reducidos por ningún factor para determinar la componente  $Q_s$  del  $Q_{ult}$ , el área total de la base de un pilar equivalente debe ser usado para determinar la  $Q_T$  componente de  $Q_{ult}$ , y la capacidad adicional de la capa debe ser ignorada.

Según el ASSHTO estándar, si la capa no está en contacto firme con el terreno, o si el suelo en la superficie es suave y suelto, la capacidad individual de cada pilote debe reducirse a  $N$  veces  $Q_T$  para un pilote aislado, donde  $\eta = 0.67$  para espaciamientos centro a centro de  $3D$  y para  $\eta = 1.0$  para espaciamientos centro a centro de  $6D$ . Para espacios intermedios, el valor del grupo puede ser determinado por interpolación lineal. La capacidad del grupo puede entonces ser calculada como el menor de (1) la suma de las capacidades individuales modificadas de cada pilote en el grupo, o (2) la capacidad de un pilar equivalente descrito anteriormente.

Según las especificaciones del LRFD,  $\eta = 0.65$  para separación de  $2.5D$  y  $\eta = 1.0$  para separaciones de  $6D$ .

También se acoge un método práctico para el cálculo de la eficiencia de un pilote en un grupo, de disminuir en  $1/16$  por cada pilote adicional en su alrededor, es decir si el pilar consta de 9 pilotes, para el pilote del centro su capacidad será de  $\eta = 1 - 1/16(8)$ , lo que nos daría un valor de 0.5 pudiéndose adoptar el valor mínimo de  $\eta$  en 0.67 o 0.65.

En caso el pilote en mención sea un en el extremo, este tendría solo 3 a su alrededor, por tanto  $\eta = 1 - 1/16(3)$ , dando un valor de 0.8125, el cual podrá ser usado también a fin de maximizar la resistencia de uno de los pilotes, normalmente el más cargado.

## 4.7 ASENTAMIENTOS

### **Pilotes Individuales**

Los pilotes excavados responden a cargar mucha mayor carga que los pilotes hincados. Así, los asentamientos de un pilote instalada en arena y roca son usualmente pequeñas y ocurren bastante rápido. A la vez, los pilotes en arcillas

responden suavemente a cargas y puede continuar asentándose sobre un largo periodo de tiempo como la consolidación toma lugar.

En estimar los asentamientos de los pilotes excavados en arcillas, solo la carga permanente sin factorar debe ser considerada. Cargas transitorias son omitidas por que ello no contribuye al asentamiento. Las cargas vivas sin factorar deben ser incluidas con las cargas permanentes cuando se calcula los asentamientos de un pilote excavado en arenas.

En cargas de servicio, los asentamientos de un pilote excavado pueden ser estimados usando los métodos elásticos. ASSHTO recomienda aproximaciones elásticas que proveen que el nivel de esfuerzo es relativamente moderado a Qult. Con los altos niveles de esfuerzo, las consideraciones deben ser dadas a métodos de transferencia de carga.

Un resumen de información de asentamiento vs carga para pilotes excavados es dado por Reese y O'Neill, las siguientes figuras muestran las curvas carga-asentamiento para resistencia lateral y de punta versus asentamiento, respectivamente para pilotes en arcillas. Asimismo, también se muestran curvas para pilotes en arena.

La derivación de las curvas de carga-asentamiento toma en cuenta el acortamiento elástico para los pilotes. Asentamientos de largo tiempo en arcillas no son reflejados en la información de las siguientes figuras. Por tanto, asentamientos por consolidación debe ser añadido a los desplazamientos de corto tiempo, pero en suelos altamente consolidados estos asentamientos son pequeños.

Los asentamientos debido a la carga en la punta son diferentes para pilotes en suelos cohesivos y no cohesivos. Los pilotes excavados en arcillas muestran una carga de desplome bien definida como es típicamente deducida de la segunda figura. En cambio la carga de punta en pilotes en arenas continúa aumentando con el incremento del asentamiento más allá del 5% del diámetro de la base. La carga de la base  $Q_p$  es totalmente movilizada en desplazamientos de 2% a 5% de la base del diámetro para pilotes en arcillas. Para pilotes en arenas, no hay carga de falla bien definida en ningún desplazamiento, como es mostrado en el cuarto grafico. En este caso la última capacidad de punta unitaria es definida arbitrariamente como la presión de contacto requerida para causar un asentamiento especifico, del orden del 5% del diámetro del pilote. Pero estos no necesariamente corresponden a la falla completa del suelo o debajo de la base.

La primera y tercera curva también muestra el asentamiento en cual la resistencia lateral última es movilizada. Esto ocurre típicamente en desplazamientos de 0.2% a 0.8% del diámetro del pilote para pilotes en suelos cohesivos, y en desplazamientos de 0.1% a 1% para pilotes en suelos no cohesivos.

Para pilotes largos relativamente ( $L > 100$  ft) en alguno arena o arcilla, el efecto del acortamiento elástico puede ser estimado por lo sugerido por ASSHTO artículo 4.6.5.5. El acortamiento elástico  $p_e$  es calculado como

$$p_e = PD/AE_c$$

Donde  $P$ = carga actuante en el pilote;  $D$ =longitud total del pilote;  $A, E_c$  = Área de la sección transversal y modulo de elasticidad, respectivamente. Esta ecuación no considera ninguna carga absorbida por la resistencia lateral a lo largo de la longitud del pilote, y a la vez tiende a sobreestimarse el acortamiento elástico.

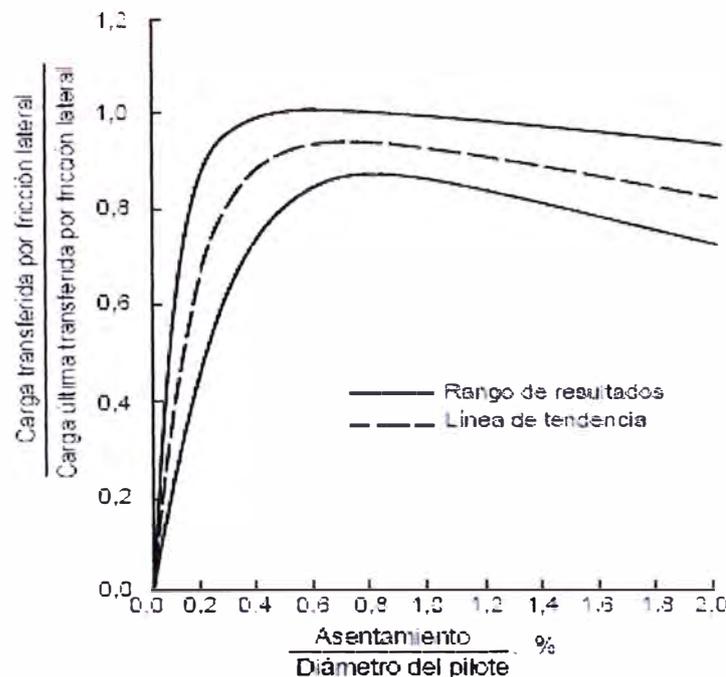


Figura 4.6 Transferencia de carga por fricción lateral (normalizada) en función del asentamiento – Suelos Cohesivos (Reese y O'Neill 1988)

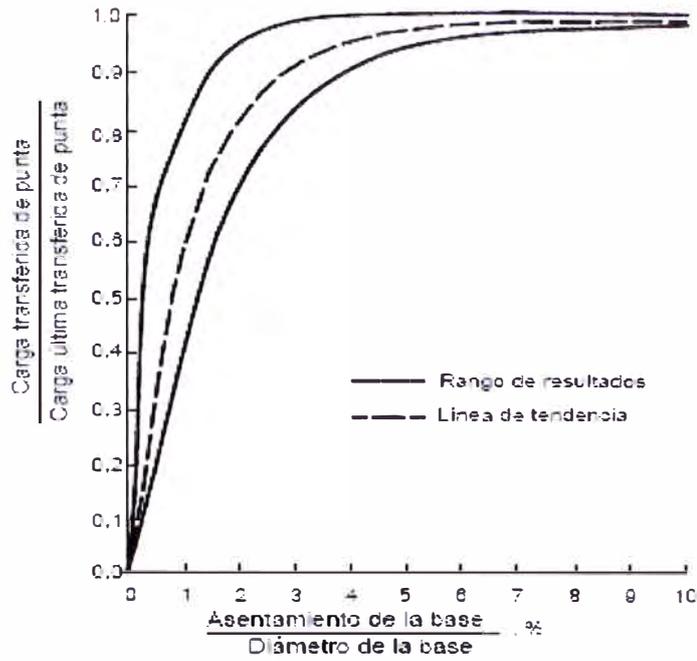


Figura 4.7 Transferencia de carga de punta (normalizada) en función del asentamiento – Suelos Cohesivos (Reese y O’Neill 1988)

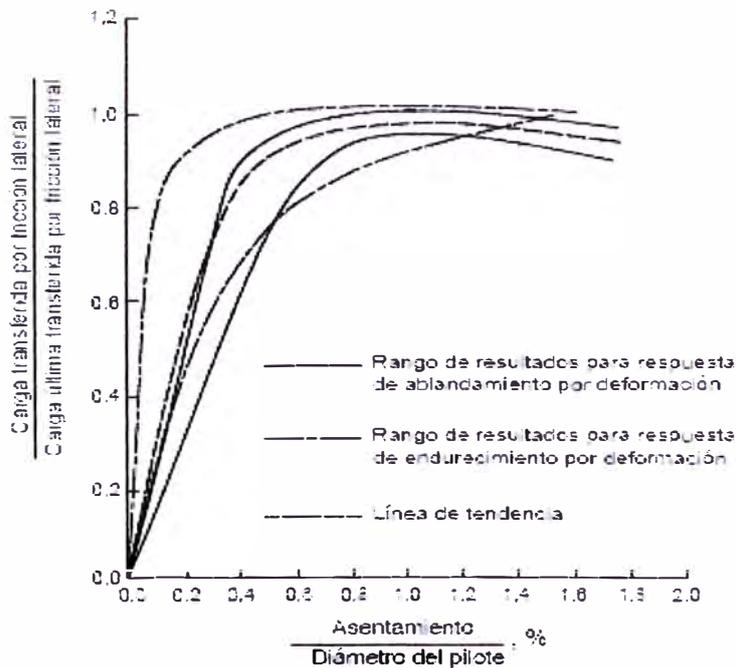
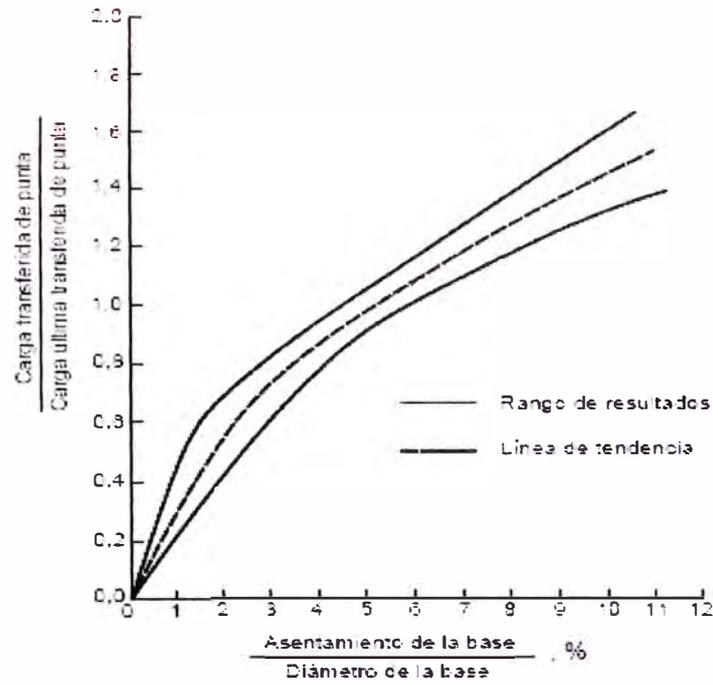


Figura 4.8 Transferencia de carga por fricción lateral (normalizada) en función del asentamiento – Suelos no Cohesivos (Reese y O’Neill 1988)





**Figura 4.9 Transferencia de carga por punta (normalizada) en función del asentamiento – Suelos no Cohesivos (Reese y O’Neill 1988)**

## CAPITULO V.CAPACIDAD GEOTECNICA PARA LOS PILOTES DEL PUENTE IGNACIO ESCUDERO

### 5.1 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

#### 5.1.1 SOCAVACION

Debido a que el eje longitudinal del puente forma un ángulo oblicuo con el eje del río, se ha considerado que los pilares del puente deberían ser cilíndricos para evitar la formación de vórtices que pueden aumentar de manera significativa el valor de socavación.

La socavación en los estribos es principalmente función del tirante, la longitud de intrusión dentro del cauce, la velocidad, la forma de los estribos y el ángulo de incidencia. Los estribos verticales producen mayor socavación que los estribos con aleros.

Si se instala un terraplén de protección que rodee a los estribos, la socavación esperada se reduce de manera notable, por este motivo, se recomienda el uso de protección en los estribos de los puentes, o que los estribos tenga aleros para facilitar el paso del agua a través de los vanos de los puentes.

Los valores de socavación se han calculado para un periodo de retorno de 500 años.

Puente Ignacio Escudero	Estribos	Pilares
Socavación (m)	7.8	6.7

Cuadro 5.1 Resumen de Socavación

#### 5.1.2 CARGAS ACTUANTES SOBRE LOS PILOTES

La superestructura del Puente Ignacio Escudero consta de vigas prefabricadas de concreto con losa continua, lo cual hace que para el análisis general de la superestructura se considere como una estructura continua. Del expediente técnico del proyecto se han extraído las cargas actuantes sobre los pilotes tanto para los pilares como para los estribos.

El siguiente es un resumen detallado de las cargas transmitidas por pilote.

Puente Ignacio Escudero	Estribo Izquierdo (Ton)	Estribo Derecho (Ton)	Pilares (Ton)
Cargas en servicio ( Qs,a)	137	163	124
Carga Ultima Máxima en Socavación (Qu,a)	184	228	140
Carga Ultima con Sismo (Qu,a)	173	287	202

Cuadro 5.2 Resumen de Cargas en Servicio en la Cabeza del pilote.

### 5.1.3 CONDICIONES DE CIMENTACION

Basándose en las exploraciones geotécnicas descritas en el Capítulo III, se presenta el resumen de las condiciones de cimentación, y también se muestra en el Anexo II en forma grafica, a cada subestructura cimentada en base al sondaje más cercano o representativo.

Subestructura	SONDEO	TIPO DE CIMIENTO	DIAMETRO (m)	Socavación (m)	N PILOTES	RESUMEN DE CARGAS ACTUANTES (TON)		
						SERVICIO	SOCAVACION	SISMO
Est izq.	s1	pilotes	1	7.8	15	137	184	173
P1	s1	pilotes	1	6.7	4	124	140	202
P2	s2	pilotes	1	6.7	4	124	140	202
P3	s3	pilotes	1	6.7	4	124	140	202
P4	s3	pilotes	1	6.7	4	124	140	202
P5	s4	pilotes	1	6.7	4	124	140	202
P6	s4	pilotes	1	6.7	4	124	140	202
P7	s5	pilotes	1	6.7	4	124	140	202
P8	s5	pilotes	1	6.7	4	124	140	202
Est der	s6	pilotes	1	7.8	10	163	228	287

Cuadro 5.3 Resumen de las condiciones de cimentación

## 5.2 CALCULO DE LA CAPACIDAD GEOTECNICA SEGÚN EL ASSHTO STANDARD

Se hará la verificación entre las cargas transmitidas a la cabeza del pilote encontradas en el expediente, y se calculara la resistencia geotécnica de acuerdo a las especificaciones del ASSHTO Standard.

De acuerdo a las cargas mostradas en el cuadro 5.3, se verificarán si las longitudes satisfacen las demandas de carga actuante.

### 5.2.1 VERIFICACION PARA EL PILAR P2

Se verificara la capacidad geotécnica según los planos del proyecto existente. Para el Pilar P-2, los cálculos geotécnicos se realizaran en base al sondaje S2. La longitud del pilote existente es de 14m.

Según el perfil respectivo mostrado en el Anexo II, se resume:

Cota de inicio del pilote / fondo de zapata = 29.2 m.s.n.m.

Cota de fondo del pilote = 15.2 m.s.n.m.

Según el perfil estratigráfico el nivel natural del terreno tiene una cota de 31.4 m.s.n.m., se resume:

Nivel natural del terreno = 0.0 m.

Nivel superior del pilote = 2.2 m.

Nivel inferior del pilote = 16.2 m.

Según el plano “Modelamiento de suelos para la cimentación – Quebrada N°1 Ignacio Escudero” en el Anexo I, y el grafico “Perfil Estratigráfico Sondajes S2 y S3” en el Anexo II, se estima la capacidad geotécnica de los pilotes del Pilar P2.

#### Resistencia por punta

Según el cuadro 5.4 la cota del fondo del pilote cae en el quinto estrato, conformado por una capa de gravas y arenas gravosas. La resistencia por punta se calculo a 2 diámetros por debajo de la profundidad de la punta del pilote,  $z = 18.2$  m.

$N(z = 18.2) = 60$  N spt

B punta = 1m ó 3.28 pies (diámetro de la punta del pilote)

$A_T = 0.79$  m<sup>2</sup> (Área de la punta del pilote)

L = 14.0 m (Longitud del pilote)

**W** = **26.4** Ton (Peso propio del pilote)

La resistencia de punta unitaria  $q_t$  se calcula según el cuadro 4.5:

$$q_t = 1.2 N = 1.2 \cdot 60 = 72 \text{ ksf} = 351.5 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q_t = q_t \times A_t = 276.1 \text{ Ton}$$

El  $Q_t$ , no es reducido porque su diámetro es menor a 1.27 m.

Por lo tanto la resistencia por punta, considerando la reducción del grupo de pilotes  $\eta = 0.67$ , es:

$$Q'_t = \eta \times Q_t = 185 \text{ Ton}$$

### Resistencia Lateral

Según lo descrito en la figura 4.1 se debe descontar 1.5 m en la parte superior del pilote cuando el primer estrato a considerar es un suelo cohesivo, y también se debe descontarse un diámetro a la longitud total considerada de fuste en el caso que el estrato donde se ubica la punta del pilote sea cohesivo.

Para el caso del Pilar P2, tanto la punta como el fondo caen sobre estrato no-cohesivo, por tanto no se debe descontar a la longitud de fuste.

Estrato	Z (m)	Clasificación	Tipo de Suelo	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (ton/m <sup>3</sup> )	N spt	Sui (Ton-m <sup>2</sup> )	Descripción
	0							
1		SM	no-cohesivo	1.88	0.88	12	0.00	Arena Limosa/ Arena Arcillosa
	6							
2		CH	cohesivo	2.12	1.12	16	9.87	Arcilla alta plasticidad muy rígida
	11.4							
3		CL	no-cohesivo	2.19	1.19	60	0.00	Arcilla de baja a media plasticidad
	13							
4		GC-GM	no-cohesivo	2.19	1.19	60	0.00	Arena arcillosa muy densa
	15.4							
5		GP-SP	no-cohesivo	2.19	1.19	60	0.00	Gravas y Arenas gravosas
	23							
6		LUTITA	cohesivo	2.41	1.41	60	2440.37	Areniscas y Lutitas muy meteorizadas
	27							

Cuadro 5.4 Descripción del Perfil Estratigráfico para el Pilar P2

En el cuadro 5.5, muestra el cálculo de la resistencia lateral considerado para cada estrato. Siendo el espesor del primer estrato de 3.8 m, dado que el nivel de inicio del pilote es 2.2m y el espesor del primer estrato es 6.0 m.

Para el ultimo estrato, el nivel de fondo de pilote de 16.2, el quinto estrato empieza en el nivel 15.4 m, por lo tanto el espesor del quinto estrato es de 0.8 m. Para el cálculo de la resistencia lateral desarrollada en el siguiente cuadro, se ha seguido lo descrito en la sección 4.3.1.

	Esp.Estrato	z <sub>i</sub>	dz <sub>i</sub>	γ' i	β i	α <sub>i</sub>	S <sub>ui</sub>	q <sub>s</sub> =β <sub>i</sub> *γ' <sub>i</sub> *z <sub>i</sub>	q <sub>s</sub> =α <sub>i</sub> *S <sub>ui</sub>	dA <sub>s</sub> =π*B*dz <sub>i</sub>	dQ <sub>s</sub> = q <sub>s</sub> *dA <sub>s</sub>
	(m)	( ft )	( ft )	(kcf)			(ksf)			(ft <sup>2</sup> )	( kips )
Estrato 1	3.80	13.45	12.47	0.055	1.00	-	-	0.74	-	128.5	94.95
Estrato 2	5.40	28.54	17.72	-	-	0.55	2.02	-	1.11	182.6	202.97
Estrato 3	1.60	40.03	5.25	0.074	0.65	-	-	1.92	-	54.1	104.06
Estrato 4	2.40	46.59	7.87	0.074	0.58	-	-	2.01	-	81.2	162.73
Estrato 5	0.80	51.84	2.62	0.074	0.53	-	-	2.04	-	27.1	55.08

Cuadro 5.5 Resumen de la Resistencia Lateral para el Pilar P2

La resistencia lateral Q<sub>s</sub> se calcula según:

$$Q_s = \sum dQ_s = 619.8 \text{ kips} = 281.1 \text{ Ton}$$

Por lo tanto la resistencia lateral, considerando la reducción del grupo de pilotes η = 0.67, es:

$$Q'_s = \eta \times Q_s = 188.4 \text{ Ton}$$

En resumen:

Resistencia por Punta: 185 Ton

Resistencia Lateral: 188.4 Ton

Peso del Pilote: 26.4 Ton

$$Q_{u,r} = Q'_s + Q'_t - W = 347 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm} = 347/F.S. = 347/2.5 = 139 \text{ Ton}$$

### Caso Socavación:

Para el caso de la socavación se debe considerar como nivel superior para el cálculo de la resistencia por fricción, el nivel de socavación siempre y cuando este sea mayor que el nivel de fondo de zapata.

Para el Pilar P2, la socavación indicada para los pilares según el cuadro 5.3 es de 6.7 m. Debido a que el nivel 6.7 m. cae en el segundo estrado, y este es un estrato cohesivo, y se tiene que descontar 1.5 m, por lo que el nivel superior considerado para la resistencia lateral es de 8.2m, y el nivel inferior es de 16.2 m.

Siendo la capacidad por punta la misma calculada anteriormente, se muestra el cuadro con la siguiente variación.

	Esp.Estrato	zi	dzi	$\gamma' i$	$\beta i$	$\alpha i$	Sui	$qs=\beta i*\gamma' i*zi$	$qs=\alpha i*Sui$	$dAs=\pi*B*dzi$	$dQs = qs*dAs$
	(m)	(ft)	(ft)	(kcf)			(ksf)			(ft <sup>2</sup> )	( kips )
Estrato 1	0.00	0.00	0.00	0.055	1.20	-	-	0.00	-	0.0	0.00
Estrato 2	3.20	32.15	10.50	-	-	0.55	2.02	-	1.11	108.2	120.28
Estrato 3	1.60	40.03	5.25	0.074	0.65	-	-	1.92	-	54.1	104.06
Estrato 4	2.40	46.59	7.87	0.074	0.58	-	-	2.01	-	81.2	162.73
Estrato 5	0.80	51.84	2.62	0.074	0.53	-	-	2.04	-	27.1	55.08

Cuadro 5.6 Resumen de la Resistencia Lateral para el Pilar P2 - Socavación

$$Q_s = 442.2 \text{ kips} = 200.6 \text{ Ton}$$

$$Q's = \eta \times Q_s = \mathbf{134.4 \text{ Ton}}$$

Siendo la capacidad ultima para la condición de socavación:

$$Q_{u,s} = Q's + Q't - W = \mathbf{293 \text{ Ton}}$$

Resumen de las capacidades geotécnicas calculadas:

$$Q_{adm} = 139.0 \text{ Ton (Caso en servicio)}$$

$$Q_{u,s} = 293.0 \text{ Ton (Caso en socavación)}$$

$$Q_{u,r} = 347.0 \text{ Ton (Caso con sismo)}$$

Para los pilotes del pilar P2, de acuerdo a lo descrito en anteriormente se tiene:

$$Q_{adm} = 139 \text{ Ton}$$

$$Q_{s,a} = 124 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm} > Q_{s,a} \text{ Ok (condición en servicio)}$$

Para la condición en **socavación**:

$$Q_{u,s} = 293.0 \text{ Ton}$$

$$Q_{u,a} = 140.0 \text{ Ton}$$

$$F.S. = Q_{u,s} / Q_{u,a} = 2.09$$

Condición en **sismo**:

$$Q_{u,r} = 347.0 \text{ Ton}$$

$$Q_{u,a} = 202.0 \text{ Ton}$$

$$F.S. = Q_{u,r} / Q_{u,a} = 1.72$$

## 5.2.2 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION SEGÚN ASSHTO STANDARD

De acuerdo a la sección 5.2.1 se realizó la verificación de la capacidad geotécnica de todos los pilotes. El diámetro de los pilotes usados para el Puente Ignacio Escudero es de 1.0 m. Se presenta el siguiente cuadro resumen:



	Socavación (m)	Longitud (m)	En Condición de Servicio			Máxima Socavación			Máxima con Sismo		
			Qadm (Ton)	Qs,a (Ton)	Condición	Qu,s (Ton)	Qu,a (Ton)	F.S.	Qu,r (Ton)	Qu,a (Ton)	F.S.
Est izq	7.8	24	124	137	ok	279	184	1.5	309	173	1.8
P1	6.7	20	115	124	ok	232	140	1.7	287	202	1.4
P2	6.7	14	139	124	ok	293	140	2.1	347	202	1.7
P3	6.7	11	159	124	ok	300	140	2.1	399	202	2.0
P4	6.7	11	159	124	ok	300	140	2.1	399	202	2.0
P5	6.7	18	154	124	ok	347	140	2.5	386	202	1.9
P6	6.7	18	154	124	ok	347	140	2.5	386	202	1.9
P7	6.7	16	139	124	ok	319	140	2.3	347	202	1.7
P8	6.7	16	139	124	ok	319	140	2.3	347	202	1.7
Est der	7.8	13	223	163	ok	340	228	1.5	558	287	1.9

Cuadro 5.7 Verificación del Pilotaje según ASSHTO Standard -  
Máximas Demandas vs Capacidad Geotécnica

La verificación de cada uno de los pilotes se muestra en el Anexo III.

Con respecto a la metodología de usar factores de seguridad para los eventos extremos como socavación con periodo de retorno de 500 años y sismo, se ha considerado el uso de estos factores debido a que son eventuales y suceden por un corto periodo de tiempo. En el caso de socavación, este ocurrirá mientras dure el periodo de lluvias para un determinado año, no siendo este constante ni continuo a través del tiempo. Es por esta razón que no se verifica la capacidad admisible del pilote considerando la socavación a 500 años.

El cuadro 5.7, indica que para las condiciones de servicio el pilote soportará las demandas de carga a las que estará sometida, mientras que cuando ocurran los eventos extremos de socavación o sismo, este los soportará con un factor de seguridad mayor a 1, y no habrá colapso.

## 5.3 CALCULO DE LA CAPACIDAD GEOTECNICA SEGÚN EL ASSHTO LRFD

### 5.3.1 VERIFICACION PARA EL PILAR P2

En el proyecto original, solo se verifico la capacidad geotécnica de los pilotes según el ASSHTO STANDARD, a fin de complementar y mostrar un ejemplo práctico del uso de la metodología desarrollada por el ASSHTO LRFD, se presentan los cálculos y los resúmenes comparativos.

Las cargas actuantes fueron entregadas por la parte encargada de estructuras del presente informe. Para este caso solo se verificara el caso por sismo, de acuerdo al cuadro de cargas entregado por la parte estructural, las cargas actuantes sobre la cabeza del pilote son mayores a las que presenta el expediente técnico del proyecto, por tanto la longitud de los pilotes será mayor.

Del informe de suficiencia, "Pilotes Excavados para Cimentaciones Profundas Aplicación Puente Ignacio Escudero: Diseño Estructural", se extrae el siguiente cuadro:

	Servicio I	Resistencia I	Resistencia III	Resistencia V	E. extremo I máx.	E. Extremo I min
EI						
P1	116.1	138.6	144.1	186.0	205.7	57.7
P2	117.0	140.1	146.1	189.8	321.0	26.5
P3	110.2	131.8	138.0	181.8	399.3	0.8
P4	103.8	125.0	130.4	174.4	445.5	-16.7
P5	108.7	132.7	130.4	174.4	445.5	-16.7
P6	115.0	140.3	138.0	181.8	399.3	0.8
P7	121.9	148.6	146.1	189.8	321.0	26.5
P8	120.8	146.7	144.1	186.0	211.2	53.8
ED						

Cuadro 5.8 Resumen de Cargas Mayoradas en la Cabeza del pilote (Ton)

Según la metodología descrita en el Capítulo IV, basado en el perfil estratigráfico, el plano de modelamiento de suelos y similar a 5.2.1 se tiene:

Nivel natural del terreno = 31.4 m.

Nivel natural del terreno	0.0 m.
Nivel superior del pilote	= 2.2 m.
Nivel inferior del pilote	= 22.2 m.
Socavación	= 6.7 m.

### Resistencia por punta

Según el gráfico anterior, el perfil estratigráfico la cota del fondo del pilote cae en el quinto estrato, conformado por una capa de gravas y arenas gravosas. La resistencia por punta se calcula a 2 diámetros por debajo de la profundidad de la punta del pilote,  $z = 24.2$  m.

<b>N</b> ( $z = 24.2$ )	= 60 N spt
<b>B</b> punta	= 1m ó 3.28 pies (diámetro de la punta del pilote)
<b>Ap</b>	= 0.79 m <sup>2</sup> (Área de la punta del pilote)
<b>L</b>	= 20.0 m (Longitud del pilote)
<b>W</b>	= 37.7 Ton (Peso propio del pilote)

Para estimar la resistencia por punta, según el capítulo 4.3.2, se tiene:

$$q_p = N_c S_u = 9 \cdot 24.88 < 4 \text{ Mpa}$$

Por tanto:

$$q_p = 4 \text{ Mpa} = 392.4 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q_p = q_p \times A_p = 308.2 \text{ Ton}$$

### Resistencia Lateral

Similar a lo anterior, se debe descontar 1.5 m en la parte superior del pilote cuando el primer estrato a considerar es un suelo cohesivo, y también se debe descontarse un diámetro a la longitud total considerada de fuste en el caso que el estrato donde se ubica la punta del pilote sea cohesivo.

En ambos casos, el pilote cae en estrato no cohesivo.

El primer estrato de espesor 6.0 m, aportará 3.8 m, debido al nivel inicial.

Similar a lo anterior, el nivel de fondo es de 22.2, por lo que el espesor del quinto estrato es de 6.8 m.

Para el cálculo de la resistencia por fricción desarrollada en el siguiente cuadro, se ha seguido lo descrito en el capítulo 4.3.1

	Prof. Sup.	Prof. Inf.	Esp. Estrato	z <sub>i</sub>	d <sub>zi</sub>	σ' i / estratos	σ' i (acumulado)	σ' i (act)
			(m)	( m )	( m )	(Mpa)	(Mpa)	
Estrato 1	6.00	0.00	3.80	4.10	6.00	0.05	0.05	0.04
Estrato 2	11.40	6.00	5.40	8.70	5.40	0.06	0.12	0.12
Estrato 3	13.00	11.40	1.60	12.20	1.60	0.02	0.13	0.13
Estrato 4	15.40	13.00	2.40	14.20	2.40	0.03	0.16	0.16
Estrato 5	23.00	15.40	6.80	18.80	6.80	0.08	0.25	0.25
Estrato 6	27.00	23.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 5.9 Resumen del cálculo de esfuerzos efectivos

Donde:

d<sub>zi</sub> = variable auxiliar que considera todos los espesores que contribuyen al cálculo del esfuerzo efectivo

σ' i = Esfuerzo efectivo calculado considerando solo el estrato "i"

σ' i = Esfuerzo efectivo, acumulado para el estrato "i"

σ' i = Esfuerzo efectivo actuante, calculado en el centro de gravedad del estrato "i" considerado.

	Esp. Estrato	z <sub>i</sub>	d <sub>zi</sub>	σ' i	β i	α i	S <sub>ui</sub>	q <sub>s</sub> =βi*σ' i	q <sub>s</sub> =αi*S <sub>ui</sub>	dA <sub>s</sub> =π*B*d <sub>zi</sub>	dQ <sub>s</sub> = q <sub>s</sub> *dA <sub>s</sub>
	(m)	( m )	( m )	(Mpa)			(Mpa)			(m)	( Ton)
Estrato 1	3.80	4.10	6.00	0.04	1.01	-	-	0.04	-	11.9	43.16
Estrato 2	5.40	8.70	5.40	0.12	-	0.55	0.10	-	0.06	17.0	92.07
Estrato 3	1.60	12.20	1.60	0.13	0.65	-	-	0.09	-	5.0	43.13
Estrato 4	2.40	14.20	2.40	0.16	0.58	-	-	0.10	-	7.5	70.57
Estrato 5	6.80	18.80	6.80	0.25	0.44	-	-	0.11	-	21.4	229.40
Estrato 6	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.30	24.88	-	5.50	0.0	0.00

Cuadro 5.10 Resumen de la Resistencia Lateral para el Pilar P2

La resistencia lateral Q<sub>s</sub> se calcula según:

$$Q_s = \sum dQ_s = 478.3 \text{ Ton}$$

En resumen:

Resistencia por Punta: 308.2 Ton

Resistencia Lateral: 478.3 Ton

Peso del Pilote: 37.7 Ton

### Calculo de la Resistencia Mayorada

La resistencia ultima, estará afectada por los factores de carga, siendo estos según 4.3.3:

$\phi_{qp} = 0.65$  para suelos cohesivos (factor de carga por fricción)

$\phi_{qs} = 0.55$  para suelos cohesivo (factor de carga por fricción)

$\phi_{qp}$  y  $\phi_{qs} = 0.5$  para suelos no cohesivos.

Lo último es la condición más conservadora, dado que son muy pocos los ensayos que se han realizado sobre pilotes excavados en arenas.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qp} Q_p + \phi_{qs} Q_s$$

Para el perfil estratigráfico mostrado se tiene:

$$\phi Q_p = 0.55 Q_p = 169.5 \text{ Ton}$$

$$\phi Q_s = 0.5 Q_{s1} + 0.65 Q_{s2} + 0.5 Q_{s3} + 0.5 Q_{s4} + 0.5 Q_{s5} = 253.0 \text{ Ton}$$

$$Q_R = \phi Q_s + \phi Q_p = 422.5 \text{ Ton}$$

Considerando el factor de grupo, para un pilar con cuatro columnas en la zapata, el valor de  $\eta$  será de 0.85.

$$Q'_R = \eta Q_R = 0.85 Q_R = 359 \text{ Ton}$$

Del cuadro de cargas actuantes provenientes de la superestructura que actúan en la cabeza del pilote, se tiene

$$P_U = 321.0 \text{ Ton}$$

$$W = 37.7 \text{ Ton (Peso del pilote)}$$

$$P_U + W = 358.7 \text{ Ton}$$

Donde se debería cumplir:

$$Q'_R > Q_U \text{ (ok)}$$

Para todos las verificaciones donde la última condición indicada sea verdadera, se da por aceptable la longitud y diámetro del pilote.

### 5.3.2 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION SEGÚN ASSHTO LRFD

Para la verificación de la capacidad geotécnica según el LRFD, se considero el evento sísmico. Por tanto se muestra el cuadro resumen para una sola condición, y esta es la más crítica.

	Diámetro (m)	L (ASSHTO) (m)	L (LRFD) (m)	Q'R (Ton)	W (Ton)	Pu (Ton)	Pu+W (Ton)	Condición Q'R > Pu+W
Est izq.	1	24	<b>24</b>	<b>287</b>	45			ok
P1	1	20	<b>20</b>	<b>261</b>	38	206	<b>243</b>	ok
P2	1	14	<b>20</b>	<b>359</b>	38	321	<b>359</b>	ok
P3	1	11	<b>16</b>	<b>447</b>	30	399	<b>429</b>	ok
P4	1	11	<b>16</b>	<b>541</b>	30	446	<b>476</b>	ok
P5	1	18	<b>21</b>	<b>488</b>	40	446	<b>485</b>	ok
P6	1	18	<b>21</b>	<b>488</b>	40	399	<b>439</b>	ok
P7	1	16	<b>20</b>	<b>364</b>	38	321	<b>359</b>	ok
P8	1	16	<b>16</b>	<b>280</b>	30	211	<b>241</b>	ok
Est der	1	13	<b>13</b>	<b>283</b>	25			ok

Cuadro 5.11 Verificación del Pilotaje según ASSHTO LRFD -  
Máximas Demandas vs Capacidad Geotécnica

En este caso, para casi todos los pilares se ha tenido que incrementar la longitud de los pilotes debido a una mayor carga actuante. En promedio se ha tenido que adicionar 3 metros al pilotaje a fin de cumplir con la condición de diseño.

Se ha considerado un valor de eficiencia de grupo de 0.85, debido a que la mayoría de zapatas contiene solo 4 pilotes, y no tiene pilotes en todo su alrededor.

La diferencia entre la verificación según el ASSHTO Standard, y según el ASSHTO LRFD, se debe en gran parte a la mayor carga transmitida según el análisis estructural realizado por esa especialidad de este informe.

El cálculo detallado de la capacidad geotécnica se muestra en el Anexo IV.

## **CAPITULO VI. VERIFICACION DE LA CAPACIDAD GEOTECNICA - PRUEBAS DE CARGA**

### **6.1 GENERALIDADES**

Después de instalados los pilotes, se necesita verificar la carga que resisten los pilotes calculada por métodos analíticos, y también verificar si el concreto vaciado para los pilotes es continuo en toda su longitud. Por ese motivo es que se abarca este capítulo a fin de describir en forma corta los procedimientos descritos por el FHWA, y usados últimamente por empresas privadas a nivel mundial y nacional.

Existen dos métodos básicos para evaluar a los pilotes, estos son:

- Pruebas de Carga, verifican si el pilote construido soportara las cargas de diseño.
- Pruebas de Integridad, evalúan la integridad del pilote construido.

### **6.2 PRUEBAS DE CARGA**

Las pruebas de carga se agrupan en diferentes tipos, las que son usadas para determinar las diferentes cargas transmitidas o la capacidad resistente.

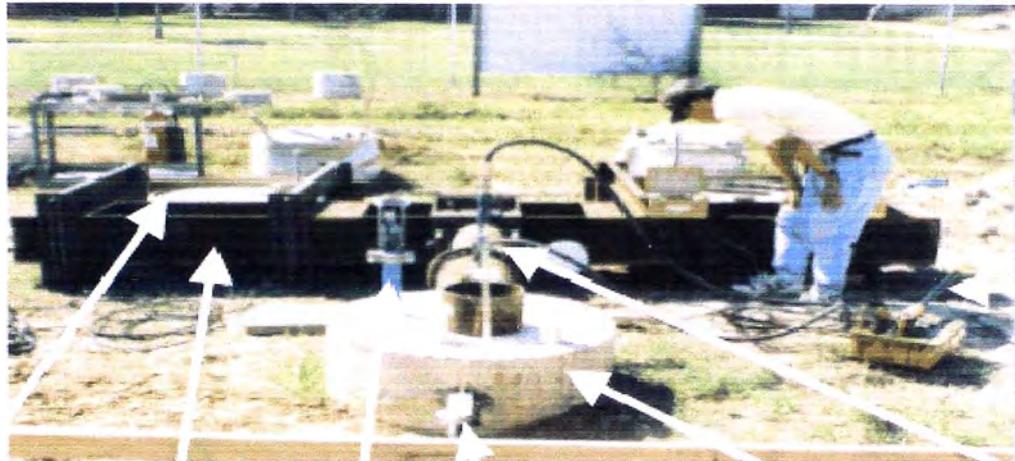
Los tres métodos típicos de pruebas de carga son:

- Pruebas de Carga Axial, pruebas para determinar si el pilote puede cargar la carga impuesta sin asentamientos.
- Pruebas de Carga Lateral, estas pruebas para verificar la resistencia del pilote bajo carga lateral.
- Pruebas de Levantamiento, estas pruebas son opuestas de la axial, en vez de comprimir al pilote, este es levantado para determinar su resistencia a ser extraído.



## 6.2.1 PRUEBAS DE CARGA COMUNMENTE USADAS

### Pruebas de Carga Estática (Static Load Test)



**Reaction  
Shaft**

**Reaction  
Beam**

**Inclinometer and  
Deflection Gauge**

**Test Shaft**

**Hand  
pump**

Figura 6.1 Pruebas de Carga Lateral

La figura 6.1 es de un típico arreglo para cargar un pilote excavado lateralmente. Dos pilotes adicionales son usados para soportar la carga de la viga de reacción. El pilote de prueba es separado de los pilotes de reacción, no jalados hacia estos (los cuales pueden producir esfuerzos excesivos en el suelo). En una prueba convencional, mostrado en la derecha, los pilotes de reacción son instalados en cualquier lado del pilote de prueba (dos o cuatro pueden ser usados). Los pilotes de anclaje deben ser normalmente construidos primero. Las gatas hidráulicas son colocadas en el tope del pilote de prueba, usualmente sobre una placa de acero que es cuidadosamente nivelada. Una viga de reacción que abarca los pilotes de anclaje como se muestra en la figura 6.2. Potenciales desventajas de este método son que es relativamente costoso comparado con otros métodos y la capacidad es limitada debido a la viga de reacción usada. El método convencional puede también ser usado para conducir levantamiento.

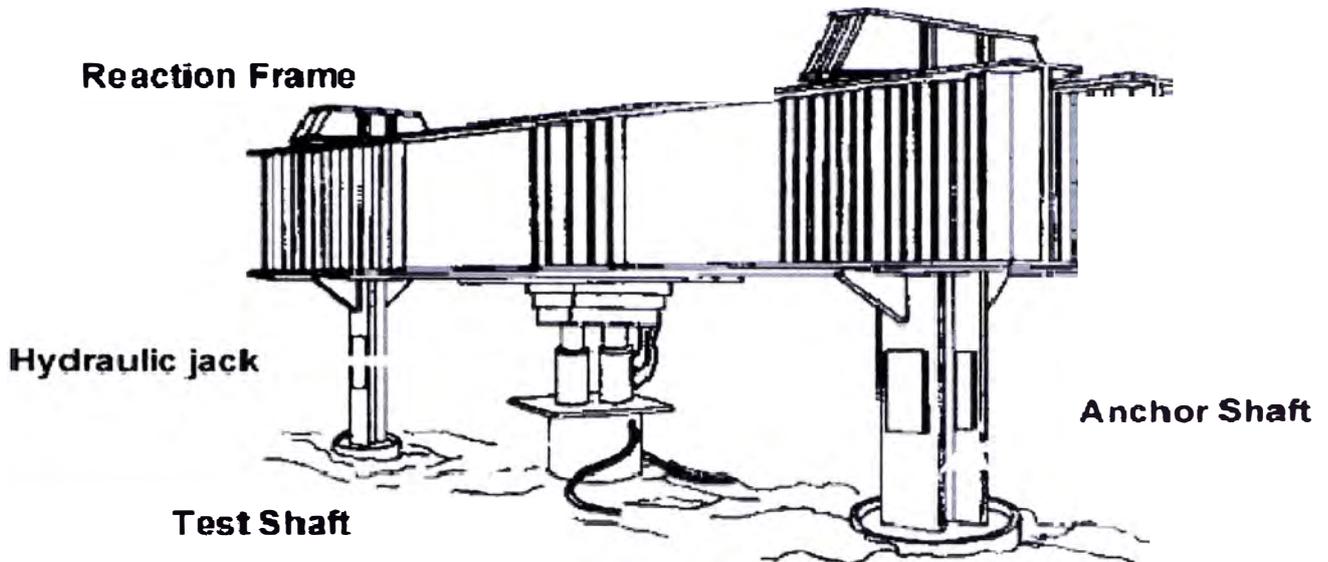


Figura 6.2 Prueba estática de carga

### Prueba de Carga Semiéstático Statnamic

Este original método de ensayo combina la precisión y la fiabilidad de los ensayos estáticos de carga con la comodidad y rapidez de los ensayos dinámicos. Statnamic requiere solo un 5 % de la reacción necesaria en un ensayo estático. El corto tiempo y costo son una ventaja del método.

El fundamento de Statnamic está basado en el lanzamiento hacia arriba de una masa de reacción desde la cabeza del pilote. El lanzamiento se produce al generarse altas presiones en un cilindro, debido a la ignición de un combustible especial. Como reacción al lanzamiento el pilote es empujado suavemente hacia el interior del suelo. La carga ejercida sobre la cabeza del pilote se mide mediante una célula de carga. El desplazamiento de la cabeza del pilote se registra mediante un sensor laser especial. La célula de carga y el sensor laser forman parte del equipo de carga Statnamic. No hace falta instalar ningún tipo de instrumentación en el fuste del pilote. La masa de reacción requerida está comprendida entre 5 % y 10 % de la masa necesaria para un ensayo estático. Por ejemplo, para un pilote que se necesite ensayar hasta 2 MN (200 Ton) se requiere lanzar un contrapeso de reacción de 0,1 a 0,2 MN (10 a 20 Ton).

Se describe en forma grafica las etapas del método.

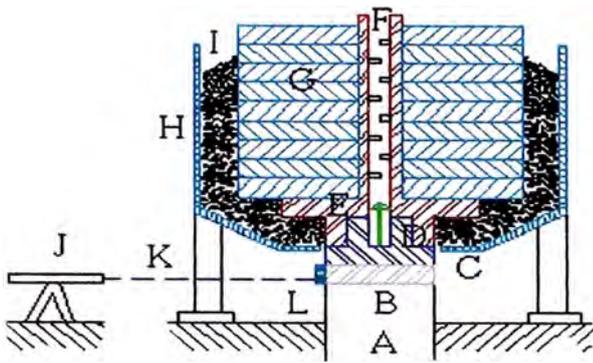


Fig. 1a

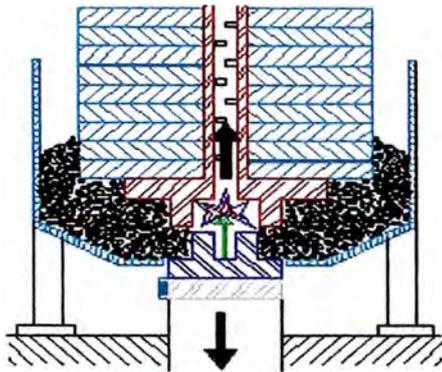


Fig. 1b

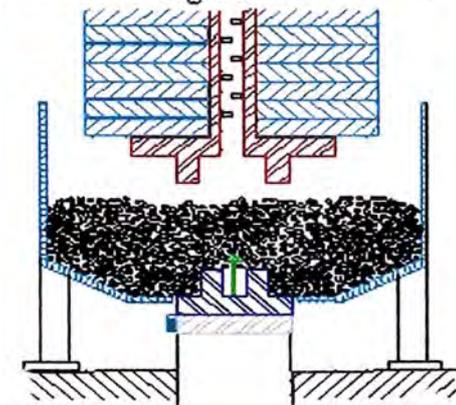


Fig. 1c

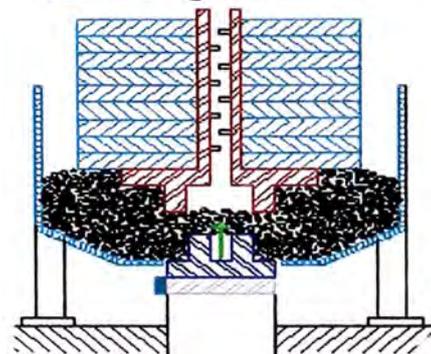


Fig. 1d

- A = pilote a ensayar
- B = célula de carga
- C = cilindro y cámara de ignición
- D = pistón
- E = plataforma
- F = silenciador
- G = contrapesos
- H = contenedor de grava
- I = grava
- J = láser
- K = rayo láser
- L = sensor láser

Figura 6.3 Descripción del equipo Statnamic y etapas del ensayo

## Prueba de Carga con Célula de Osterberg

El método de pruebas de carga bidireccional con células de Osterberg aplica carga en dos direcciones desde la ubicación de la célula sometida a presión hidráulica. La célula O-cell aplica simultáneamente carga al pilote por debajo de la célula que resiste al movimiento hacia abajo y la misma carga al pilote por encima O-cell que ofrece resistencia al fuste. Se requiere instrumentación montada a lo largo de la armadura, pudiendo vaciar concreto mediante procedimientos habituales adoptados, siendo necesarios una serie de medios auxiliares para la adecuada instalación de la célula y ejecución del pilote.

Los instrumentos localizados en la cabeza del pilote miden el movimiento del mismo con relación a una viga de referencia.

Transductores de deformación de cuerda vibrante son instalados en grupos de cuatro o de dos montados en lados diametralmente opuestos en la jaula de armadura y se disponen para las estimaciones de resistencia por fuste en los diferentes estratos atravesados.

La prueba se realiza sobre un pilote en la isla central con una carga bidireccional aplicada. El principal problema que del ensayo, es la pérdida de resistencia de reacción por punta por la existencia de estratos blandos. Los resultados obtenidos nos proporcionan una resistencia lateral y por punta unitarios superiores a los estimados a partir del estudio geotécnico.

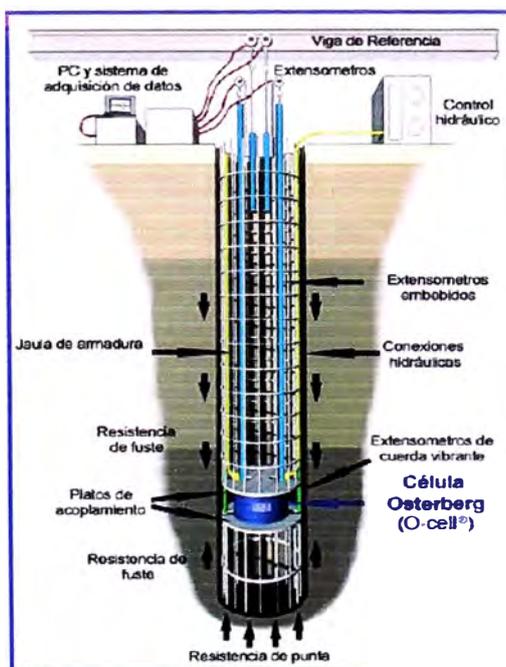


Figura 6.4 Descripción de la prueba de carga con Células de Osterberg

## 6.2.2 PRUEBAS DINAMICAS

También conocido como prueba de carga dinámica, el Ensayo Dinámico objetiva principalmente 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. La medición se hace por medio de la instalación de sensores en el fuste, en una sección situada por lo menos dos veces el diámetro del pilote abajo de su cabeza. Las señales de los sensores son enviadas por cable al equipo PDA, donde son almacenadas y procesadas "on line".

El Ensayo Dinámico es basado en la teoría de la onda. Se sabe que una onda de tensión es generada cuando se le aplica un golpe a un pilote. Esa onda recorre el pilote con una velocidad fija, dependiente apenas de las características del material. Sin embargo, el inicio de la aplicación de esa teoría en la práctica data solamente de la década de 1960, con el progreso de los computadores y de la electrónica. El trabajo de E.A.Smith (1960) fue la primera solución de la ecuación de la onda usando computadores. Las investigaciones que resultaran en el desarrollo del PDA y del método de ensayo dinámico empezaran en el final de los años 60, comandadas por el Prof. George G. Goble, en la Universidad Case Western, EUA.

El ensayo dinámico consiste básicamente en dejar caer una masa importante desde una cierta altura -el martillo de hinca- sobre la cabeza del pilote, instrumentando el mismo mediante acelerómetros y extensómetros, efectuando después cálculos por computadora a partir de la respuesta obtenida del pilote. Se utilizan para ello modelos matemáticos que simulan el comportamiento del pilote y su interacción con el suelo utilizando la ecuación de la onda, siendo Capwap el programa más utilizado.

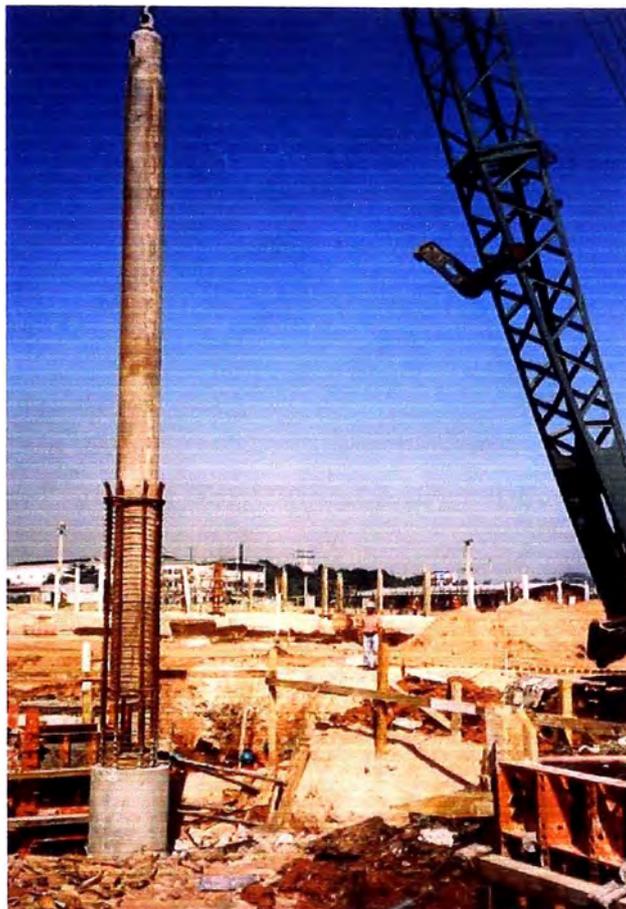


Figura 6.5 Ensayo Dinámico

Con estos ensayos se obtiene una estimación de capacidad de carga por fuste y por punta, así como una estimación de curva carga - asiento del pilote en comportamiento estático. La norma aplicable para el ensayo en obra es la ASTM D 4945 "Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles". Este ensayo tiene una larga tradición en pilotes hincados, y desde hace más de 20 años se utiliza también en pilotes excavados aunque en nuestro país se está utilizando recién en los últimos años.



Figura 6.6 Instalación de sensores

En pilotes excavados, es recomendable hacer una preparación previa, la que consiste en la ejecución de 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. El ensayo se ejecuta de la misma manera que para los pilotes hincados, excepto que generalmente en estos casos es necesario cuidar que el pilote no entre en régimen de hinca.

El principal objetivo del Ensayo Dinámico es obtener la capacidad de falla del suelo. Sin embargo, paralelamente muchos otros datos pueden ser obtenidos por el ensayo. Algunos de los más importantes son:

- Esfuerzos máximos de compresión y de tracción en el material del pilote durante los golpes.
- Nivel de flexión sufrido por el pilote durante el golpe.
- Informaciones sobre la integridad del pilote, incluso la localización de eventual daño y estimativa de su intensidad.
- Energía efectivamente trasferida para el pilote, permitiendo estimar la eficiencia del sistema de hinca.
- Desplazamiento máximo del pilote durante el golpe.
- Velocidad de aplicación de los golpes y estimativa de altura de caída para martillos Diesel simple acción.

### 6.3 PRUEBAS DE INTEGRIDAD

Los ensayos de integridad de pilotes suministran informaciones sobre las dimensiones físicas, la continuidad o la consistencia de los materiales empleados en los pilotes, y no suministran información directa sobre el comportamiento de los pilotes en condiciones de carga.

Estos ensayos no pretenden reemplazar a los ensayos estáticos de carga, sino que constituyen una fuente adicional de información sobre los pilotes construidos. Significan una potente herramienta de trabajo para poder determinar experimentalmente la existencia de defectos en los pilotes con rapidez y economía, por lo que son utilizados básicamente como control de calidad generalizado de los pilotes.

#### **Ensayos Sónicos de Integridad Mediante Martillo de Mano**

Es el ensayo más utilizado internacionalmente consiste en golpear la cabeza del pilote con un martillo de mano y obtener mediante instrumentación el movimiento de la cabeza del pilote como consecuencia de la onda de tensión generada. Es un método dinámico que induce una baja deformación en el pilote, denominándose generalmente "método sónico", aunque también se le nombra como "sísmico", "ensayo de integridad de baja deformación", "sonic echo" (en inglés) o "ensayo de impedancia mecánica". Se aplica a cualquier tipo de pilote, no requiere ninguna preparación especial en el mismo, ni necesita equipo pesado, por lo que resulta económico y de gran rendimiento.

Se utilizan las pruebas descritas en el capítulo 6.2, la prueba dinámica y el método Statnamic.

Es un método económico y sencillo que detecta defectos importantes en la masa y calidad del pilote. Su inconveniente radica en que necesita la interpretación de un especialista.

Para efectuarlo se debe esperar a que el concreto adquiera una cierta resistencia. Cuando la esbeltez del pilote es importante o tiene varios cambios en su sección, en la punta del pilote no se detecta claramente.

En los ensayos sónicos se emplea un martillo de mano para producir una onda sónica en la cabeza del pilote, la misma se desplaza a lo largo del fuste hacia abajo y es reflejada en la punta del pilote, o advierte de defectos o discontinuidades si las hay.



Esta onda es captada por un acelerómetro y luego enviada a un procesador portátil donde se visualiza de inmediato una gráfica para imprimir.



Figura 6.7 Ensayo Sónico

Cuando se detectan reflexiones significativas de la onda por encima de la punta del pilote, el especialista debe dar una interpretación evaluando los defectos del pilote. Para realizarlo se vale de las curvas en el dominio de frecuencia, de modelos matemáticos u otros métodos y de los datos aportados por el constructor o la dirección facultativa.

Cuando la evaluación efectuada llega a la conclusión que el defecto detectado reduce significativamente la capacidad estructural, éste es rechazado.

Si las gráficas obtenidas resultan complicadas y de difícil lectura, se califica al pilote como **cuestionable**.

Un pilote cuestionable puede ser sometido a otras pruebas y ensayos complementarios, como pruebas de carga estática y dinámica, sondeos con recuperación de testigo continuo de hormigón, ensayos ultrasónicos cross-hole o, en el caso en que el defecto no esté a gran profundidad, se efectúa una excavación perimetral.

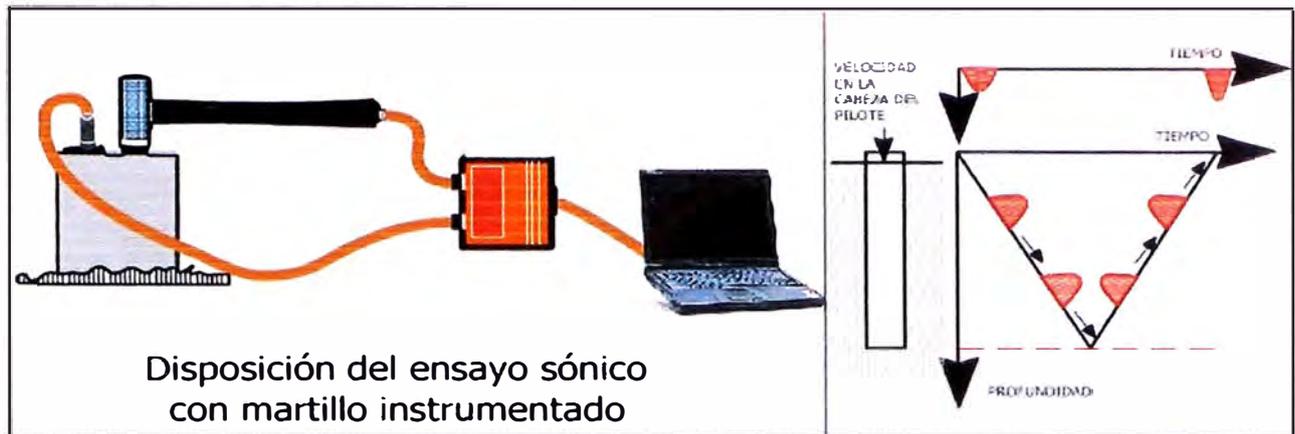


Figura 6.8 Descripción del Ensayo Sónico

### Ensayo Ultrasónico Cross-Hole

Los ensayos se realizan con el equipo UMQA4, que utiliza tecnología de última generación. El método se basa en registrar el tiempo que tarda una onda ultrasónica 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.

En el caso de existir defectos en el camino de las ondas tales como inclusiones de tierra, oquedades, coqueras u otros que hagan alargar el tiempo de recorrido, en la gráfica del ensayo queda reflejada la variación y la profundidad a que se ha producido.

Los datos son almacenados de manera digital en el equipo, y las gráficas pueden ser impresas directamente en la obra o revisadas e impresas en gabinete.

Para la realización del ensayo se precisa que en los pilotes el constructor deje instalados tubos para poder introducir las sondas hasta la profundidad que se quiera ensayar. Los requisitos para estos tubos son los siguientes:

- Los tubos deben ser preferentemente de acero, con diámetro mínimo 40 mm y preferiblemente 50 mm.
- Se pueden emplear tubos de plástico en pilotes cortos, pero es muy fácil que se deterioren durante el vaciado de concreto y queden inservibles.

- Los empalmes deben realizarse con manguitos roscados, ya que las uniones soldadas pueden producir rebabas que dificulten el paso de las sondas o deterioren los cables.
- Los extremos inferiores deben cerrarse herméticamente por medio de tapones metálicos, para impedir la entrada de elementos extraños y para evitar la pérdida del agua que deben contener durante el ensayo.
- Los extremos superiores deben también cerrarse para evitar la caída accidental de material hasta el momento de realización del ensayo. Sobresaldrán al menos 40 cm del hormigón del pilote.
- Los tubos deben llenarse de agua dulce limpia previamente al ensayo, y deberá comprobarse que no tienen obstrucciones, ni se producen pérdidas de agua.

El número de tubos por pilote, según la norma francesa DTU 13.2, es el siguiente:

- 2 tubos para diámetros de pilote inferiores o iguales a 60 cm.
- 3 tubos para diámetros de pilote hasta 120 cm.
- 4 tubos para diámetros de pilote superiores a 120 cm.

Los pilotes deben estar accesibles y sin presencia de agua. El concreto, en general, no debe tener menos de una semana al momento del ensayo. Es recomendable disponer de un plano con la identificación de los pilotes, su longitud aproximada, e información sobre posibles incidencias durante su construcción. En condiciones óptimas, se pueden realizar más de 130 m de ensayo a la hora.

El ensayo se realiza según la norma NF P 94-160-1.



Figura 6.9 Distribución de los tubos sónicos dentro del pilote



Figura 6.9 Instalación de los sensores- Emisor y Receptor

## CONCLUSIONES

- De la verificación por el ASSHTO Estándar, la capacidad geotécnica según el ASSHTO Standard para el Estribo Izquierdo y el Pilar P1, no cumple que el  $Q_{adm}$  sea mayor que el  $Q_{s,a}$ . Esto puede entenderse que el F.S. para la condición en servicio es menor a 2.5. Además se debe indicar que para todos los pilotes en general se consideró un factor de reducción de grupo de 0.67, lo cual expresa el ASSHTO, pero este puede modificar dado que la fuerza actuante  $Q_{s,a}$  es la mayor fuerza transmitida a un pilote de la zapata, y este pilote que recibe mayor carga es ubicado en los extremos de la zapata por lo que se podría considerar un factor de reducción de grupo de 0.85 con lo cual aumentarían los factores de seguridad y no tendrían problemas.
- El factor de seguridad por socavación o por sismo, deben ser mayor a 1.8
- Para el Pilar P1, el factor de seguridad por sismo es de 1.4, el cual es un valor bajo pero habría que considerar lo antes mencionado, y así aumentar el factor de seguridad. Para el evento extremo de sismo, los pilotes del pilar P1, soportaran el sismo con un factor de seguridad mayor a 1, por lo que no habrá colapso.
- Para el Estribo Derecho, para el caso de socavación, el factor de seguridad es de 1.5, este debería tomarse con otro enfoque. Dado que esta cimentado en un estrado duro, donde la capacidad unitaria tanto por punta como por fuste tienen valores limitantes, y han tenido que ser reducidos de su valor respectivo.
- En general del pilotaje se concluye, basados en el ASSHTO Standard y de acuerdo a las cargas y parámetros geotécnicos extraídos del expediente técnico, el cual fue aprobado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, que la longitud y diámetro de los pilotes es la correcta según las cargas consideradas.

- De la verificación por el ASSHTO LRFD, la longitud y diámetro de los pilotes se han calculado de acuerdo a los estudios básicos extraídos del expediente técnico del proyecto y las cargas provenientes de la parte estructural del presente informe, y se muestran en el cuadro 5.11.
- La longitud de los pilotes ha tenido que ser aumentadas en todos los casos, debido a una mayor magnitud de carga actuante en la cabeza del pilote.
- La metodología desarrollada por el ASSHTO LRFD es menos conservadora que la del ASSHTO Standard. La mayor longitud de pilotes es debido únicamente a la estimación de una mayor carga actuante.
- Las especificaciones descritas en el ASSHTO LRFD, son mas explicitas que las del ASSHTO Standard, existe mayores valores limitantes para todas sus variables.

De los cálculos efectuados se puede demostrar que los pilotes excavados trabajan tanto por fuste como por punta siendo en muchos casos dependiendo de las características de los estratos, que la resistencia lateral es mucho mayor que la resistencia por punta.

En los últimos años todo diseño de estructuras viene siendo verificado con la filosofía de diseño de esfuerzos últimos, aun en nuestro país seguimos utilizando la filosofía de diseño en cargas de servicio.

En general, y dada la tendencia de las filosofías de diseño actual, todo diseño de cimentación debería ser verificado por esfuerzos últimos y de esta manera obtener menores dimensiones en los elementos usados para la cimentación.

## RECOMENDACIONES

- En general, la capacidad geotécnica de los pilotes deben ser verificados para la máxima carga actuante en estados de cargas de resistencia.
- Los pilotes y toda cimentación en general debe ser capaz de soportar el evento extremo. Por razones económicas no se puede diseñar para que la cimentación soporte los eventos extremos como socavación o sismo sin problemas, ya actualmente las superestructuras se diseñan para que ante un evento extremo, esta falle pero no colapse y se debe optar por esta filosofía tanto en reglamentos como en las universidades.
- Para los pilotes del Puente Ignacio Escudero después de que ocurra la avenida máxima que trae consigo la máxima socavación, se debe dar mantenimiento al cauce y así asegurar que éste recupere su nivel natural, para garantizar que la subestructura del puente cuente con el mismo nivel del terreno después de cualquier evento.
- Se deben realizar pruebas de carga en los pilotes a fin de verificar lo estimado por métodos analíticos. El ingeniero constructor tiene la obligación de informar inmediatamente al especialista en geotecnia a fin de tomar las acciones correctivas del caso, ya sea aumentar o disminuir la longitud de los pilotes.
- Con ayuda de las pruebas de carga, deben verificarse los asentamientos y evitar que sean mayores a los admisibles. En el presente informe no se verifico los asentamientos dado que muchos de estos descansa sobre una capa de lutitas o areniscas.

## BIBLIOGRAFIA

1. ACI Capitulo Peruano; CIMENTACIONES DE CONCRETO ARMADO EN EDIFICACIONES; Lima, 1998.
2. ASSHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.); AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS (2005); United States of America / 2005
3. ASSHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc.); AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES (1996); United States of America / 1996
4. Narendra Taly; DESIGN OF MODERN HIGHWAY BRIDGES; McGraw-Hill Companies; New York/1997
5. O'Neill, Michael W. y Resse, Lymon C. ;DRILLED SHAFTS: CONSTRUCCION PROCEDURES AND DESIGN METHODS; Federal Highway Administration; United States of America /1999
6. TYPESA; Archivos e Informes correspondientes al proyecto, otorgados por la entidad encargada del mismo; Perú / 2005
7. Ventura Ayala, Luis Alberto; Informe de suficiencia "Pilotes Excavados para cimentaciones profundas Aplicación Puente Ignacio Escudero Aspectos Estructurales"; Universidad Nacional de Ingeniería, 2007.
8. Xanthakos, Petros P. ; BRIDGE SUBSTRUCTURE AND FOUNDATION DESIGN; Prentice Hall PTR; New Jersey/1999



## **ANEXOS**

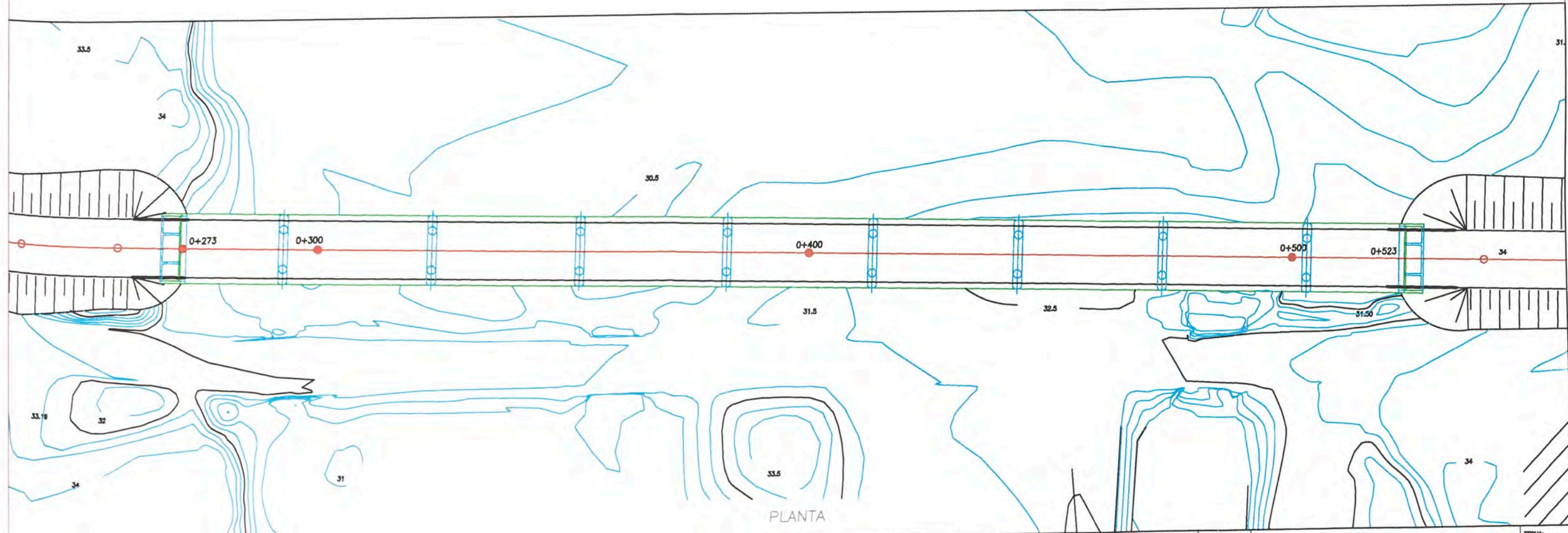
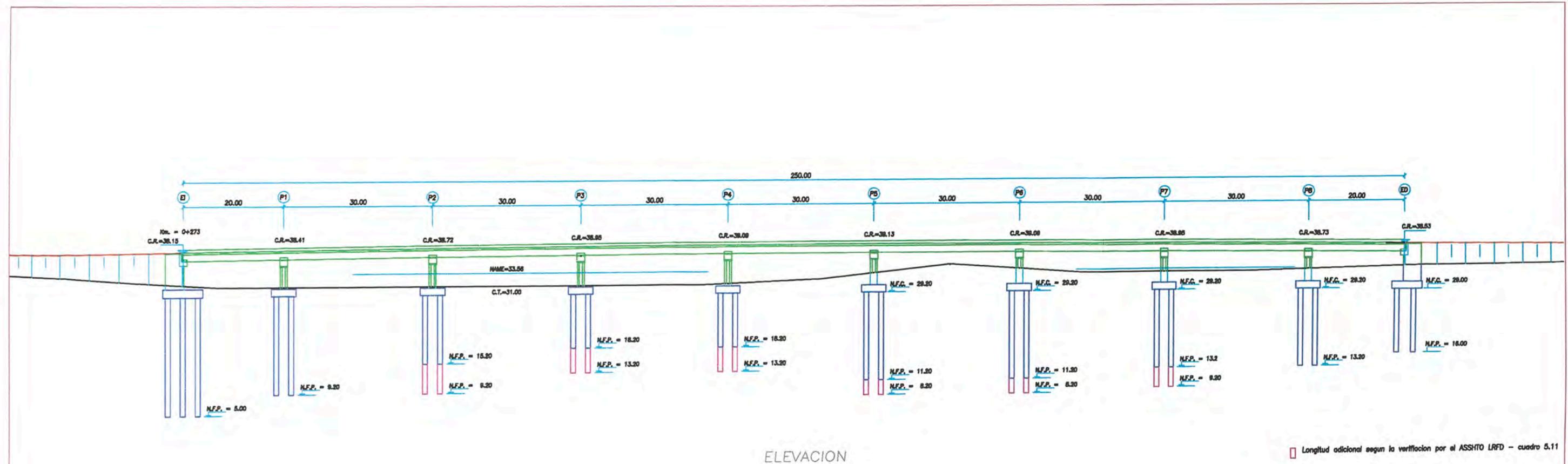
**ANEXO I - PLANOS Y PERFIL ESTRATIGRAFICO**

**ANEXO II – GRAFICOS DE PERFILES ESTRATIGRAFICOS**

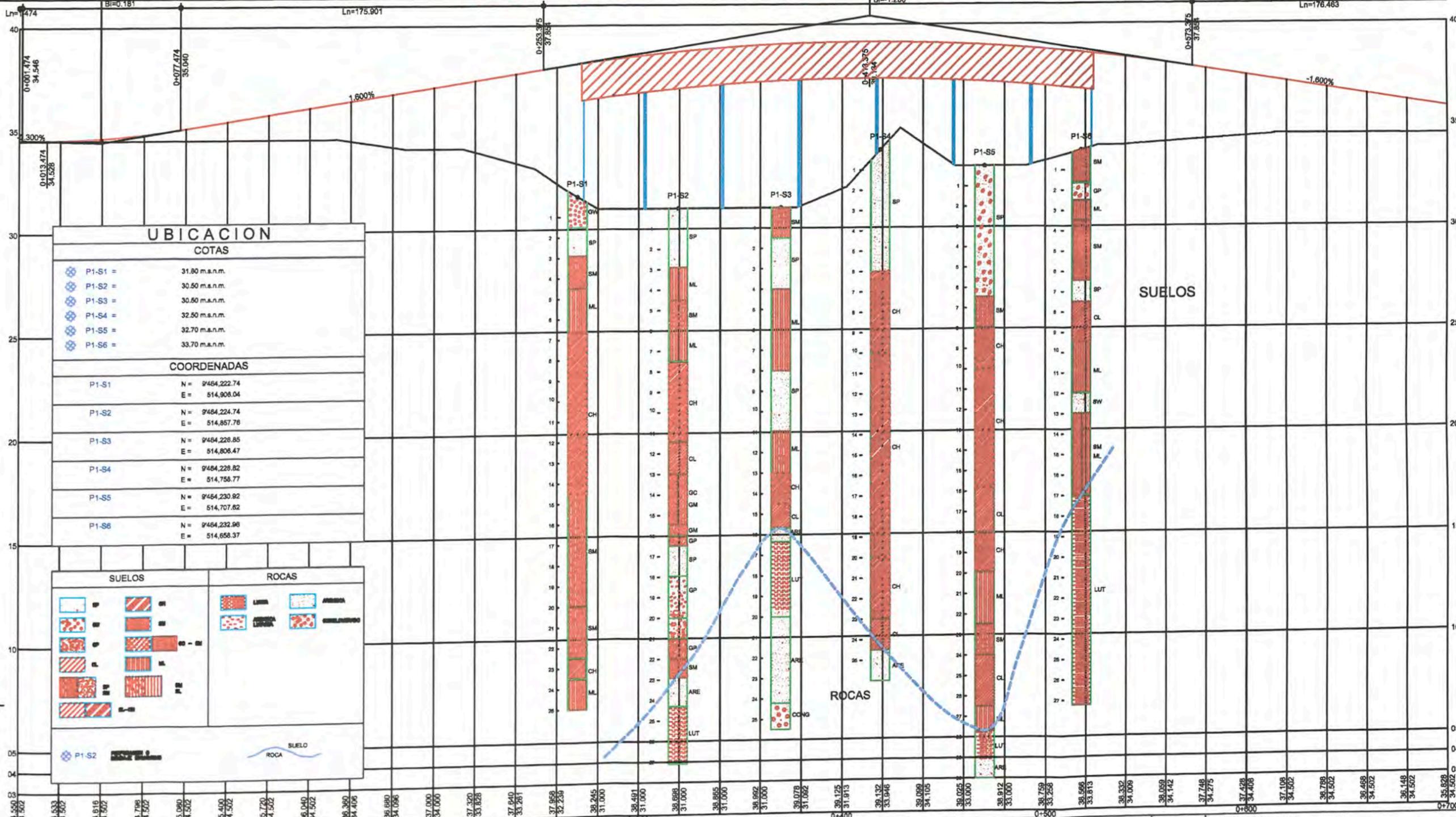
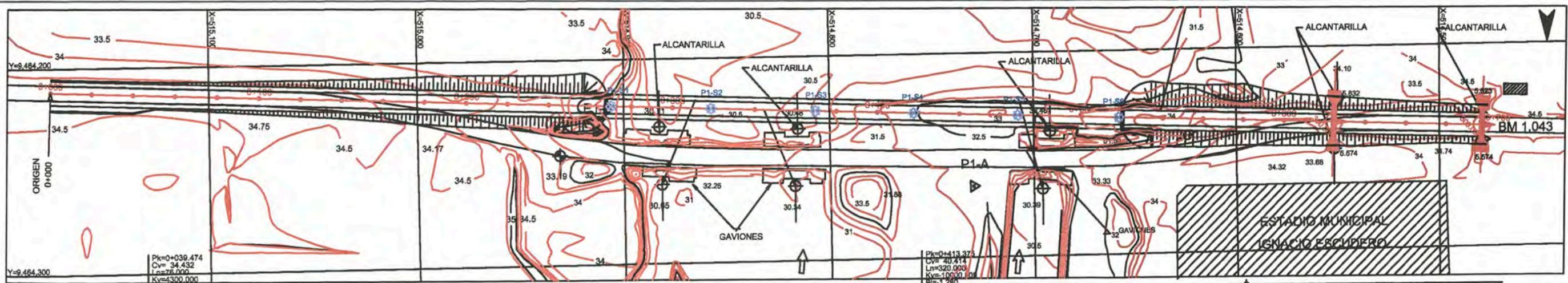
**ANEXO III – MEMORIAS DE CÁLCULO SEGÚN EL ASSHTO STANDARD**

**ANEXO IV – MEMORIAS DE CÁLCULO SEGÚN EL ASSHTO LRFD**

**ANEXO I**  
**PLANOS Y PERFIL ESTRATIGRAFICO**



	CONSULTOR: <b>TYPESA</b> <small>INGENIERIA Y ARQUITECTURA</small>	JEFE DE PROYECTO: <b>ING. JESUS RAMIREZ MARTIN</b> DISEÑO: <b>ING. JACK LOPEZ ACUÑA</b> DIBUJO:	SUPERVISION: Norcontrol & <b>Clothes</b> Daniel Osorio Padilla <small>INGENIERO DE CARRETERAS, CANALES Y PUERTOS</small>	REVISIONES <table border="1"> <thead> <tr> <th>N°</th> <th>FECHA</th> <th>DESCRIPCION</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	N°	FECHA	DESCRIPCION										ESCALA: S/E NOTA: LOS PLANOS A-3 ESTAN REDUCIDOS A MITAD DE ESCALA DE LOS A-1	PROYECTO: REHABILITACION DEL EJE VIAL N°1 FIJRA - GUAYAQUIL PERU - ECUADOR EUROPEAID/116357/C/SV/PE	N° DE PLANO: 5.1.12 PLANO:	PUNTO: PUENTE IGNACIO ESCUDERO VISTA GENERAL	FECHA: MAYO 2005
	N°	FECHA	DESCRIPCION																		



**UBICACION**

**COTAS**

P1-S1	31.80 m.a.n.m.
P1-S2	30.50 m.a.n.m.
P1-S3	30.50 m.a.n.m.
P1-S4	32.50 m.a.n.m.
P1-S5	32.70 m.a.n.m.
P1-S6	33.70 m.a.n.m.

**COORDENADAS**

P1-S1	N = 9484,222.74 E = 514,908.04
P1-S2	N = 9484,224.74 E = 514,857.78
P1-S3	N = 9484,228.85 E = 514,806.47
P1-S4	N = 9484,228.82 E = 514,758.77
P1-S5	N = 9484,230.82 E = 514,707.82
P1-S6	N = 9484,232.98 E = 514,658.37

**SUELOS**

**ROCAS**

Legend for soil and rock types with corresponding symbols and patterns.

**SUELOS:** GP, SM, ML, CL, CH, ARE, LUT, CCNG.

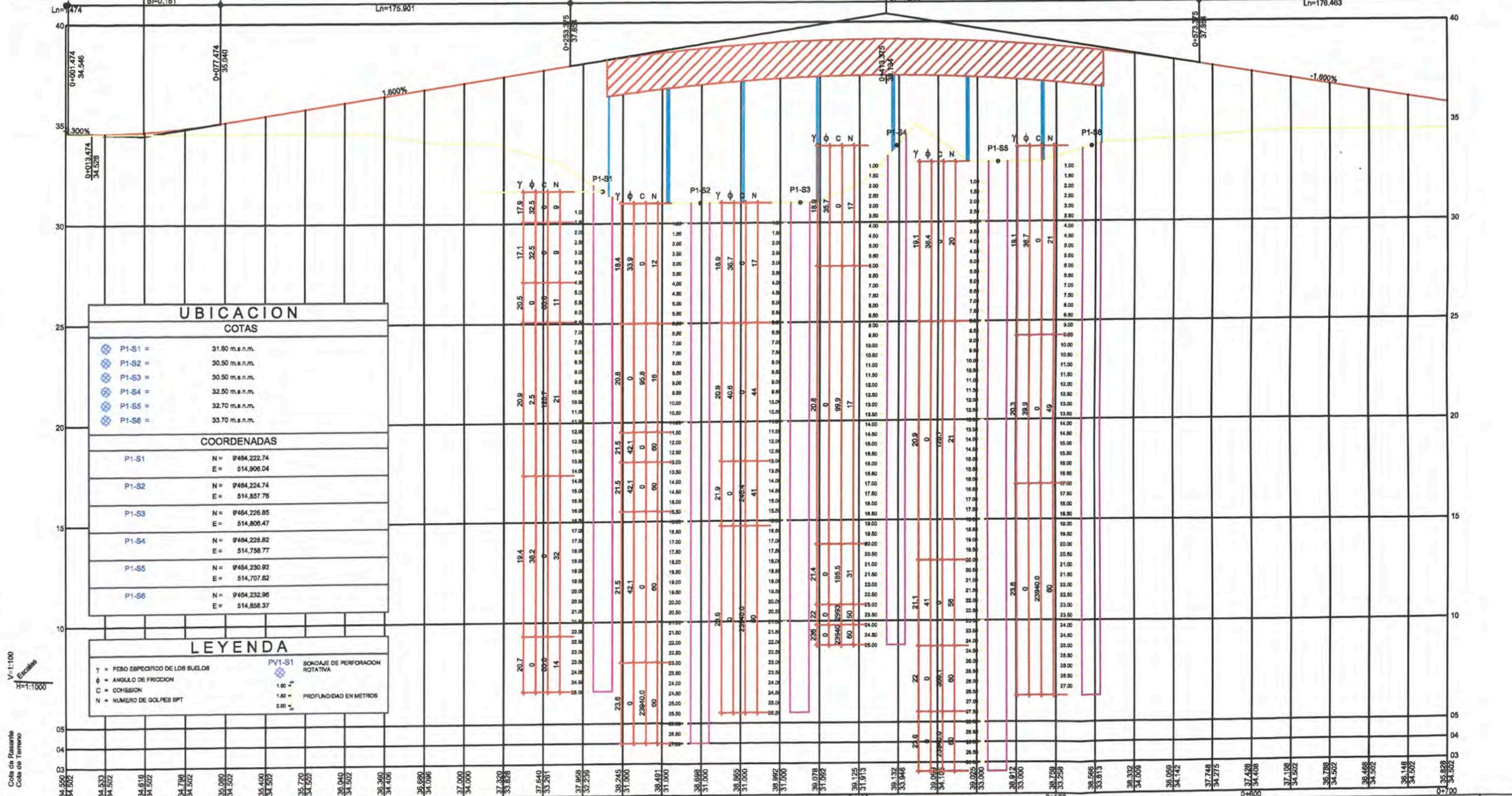
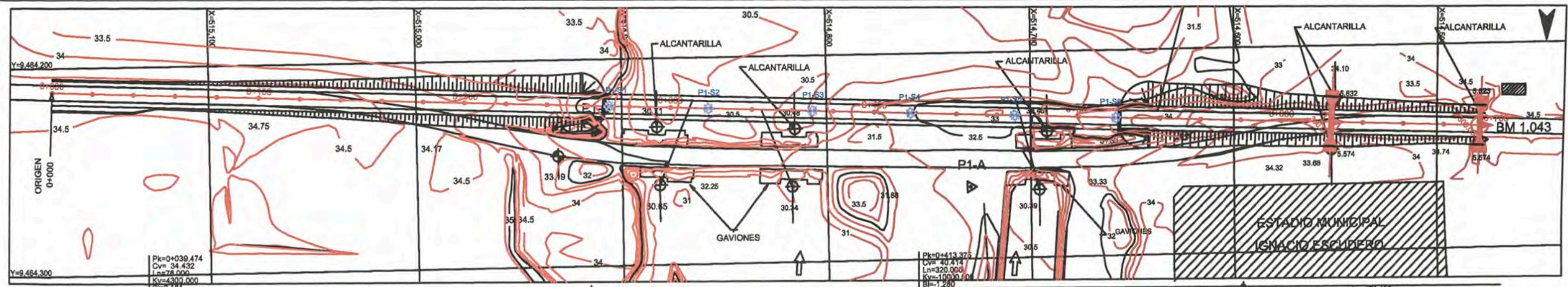
**ROCAS:** LUT, ARE, CCNG.

**SUELO:** (Symbol for soil)

**ROCA:** (Symbol for rock)

V=1:100  
Escala  
H=1:1000

Cota de Rasante  
Cota de Terreno



**UBICACION**

**COTAS**

P1-S1	=	31.80 m.s.n.m.
P1-S2	=	30.50 m.s.n.m.
P1-S3	=	30.50 m.s.n.m.
P1-S4	=	32.50 m.s.n.m.
P1-S5	=	32.70 m.s.n.m.
P1-S6	=	33.70 m.s.n.m.

**COORDENADAS**

P1-S1	N =	9484,222.74	E =	514,906.04
P1-S2	N =	9484,224.74	E =	514,857.76
P1-S3	N =	9484,226.85	E =	514,806.47
P1-S4	N =	9484,228.82	E =	514,758.77
P1-S5	N =	9484,230.92	E =	514,707.62
P1-S6	N =	9484,232.96	E =	514,658.37

**LEYENDA**

Y	=	PESO ESPECIFICO DE LOS SUELOS
φ	=	ANGULO DE FRICCIÓN
C	=	COHESION
N	=	NUMERO DE GOLPES SPT
PV1-S1	=	SONDAJE DE PERFORACION ROTATIVA
1.00	=	PROFUNDIDAD EN METROS
1.50	=	
2.00	=	

V=1:100  
Escalas  
H=1:1000

Cota de Rasante  
Cota de Terreno

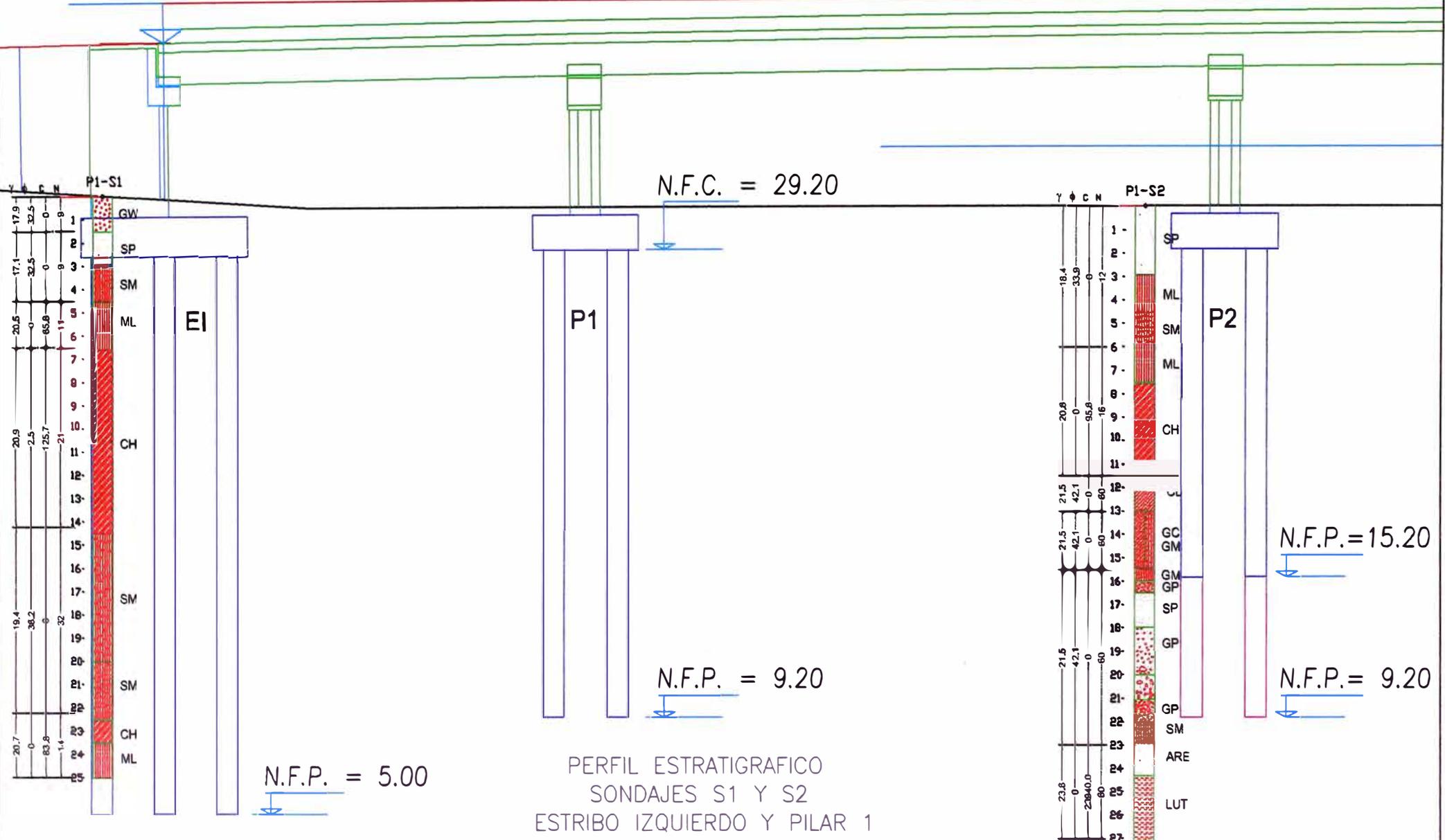
**ANEXO II**  
**GRAFICOS DE PERFILES ESTRATIGRAFICOS**

Km. = 0+273

C.R.=38.15

C.R.=38.41

C.R.=38.72



$\gamma$  = Densidad del suelo en kN/m<sup>3</sup>  
 $\phi$  = Angulo de fricción  
C = Cohesión (kN/m<sup>2</sup>)  
N = Numero de golpes del SPT

PERFIL ESTRATIGRAFICO  
SONDAJES S1 Y S2  
ESTRIBO IZQUIERDO Y PILAR 1

C.R.=38.72

C.R.=38.95

NAME=33.56

C.T.=31.00

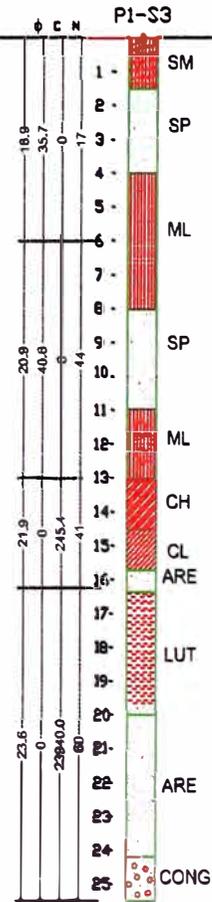
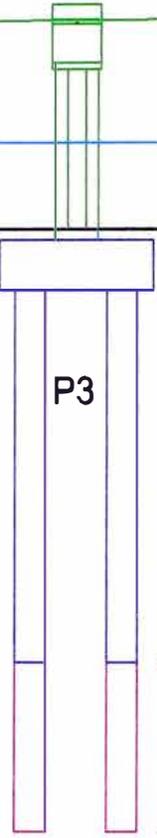
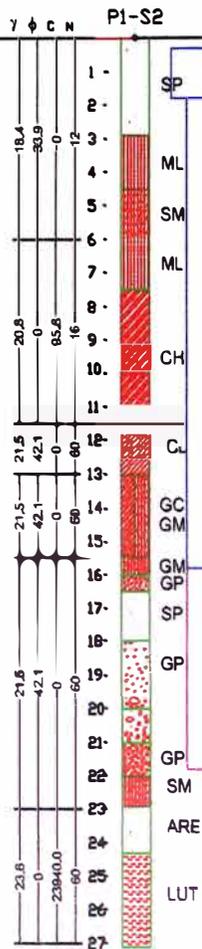
N.F.C. = 29.20

N.F.P. = 18.20

N.F.P. = 13.20

N.F.P. = 15.20

N.F.P. = 9.20

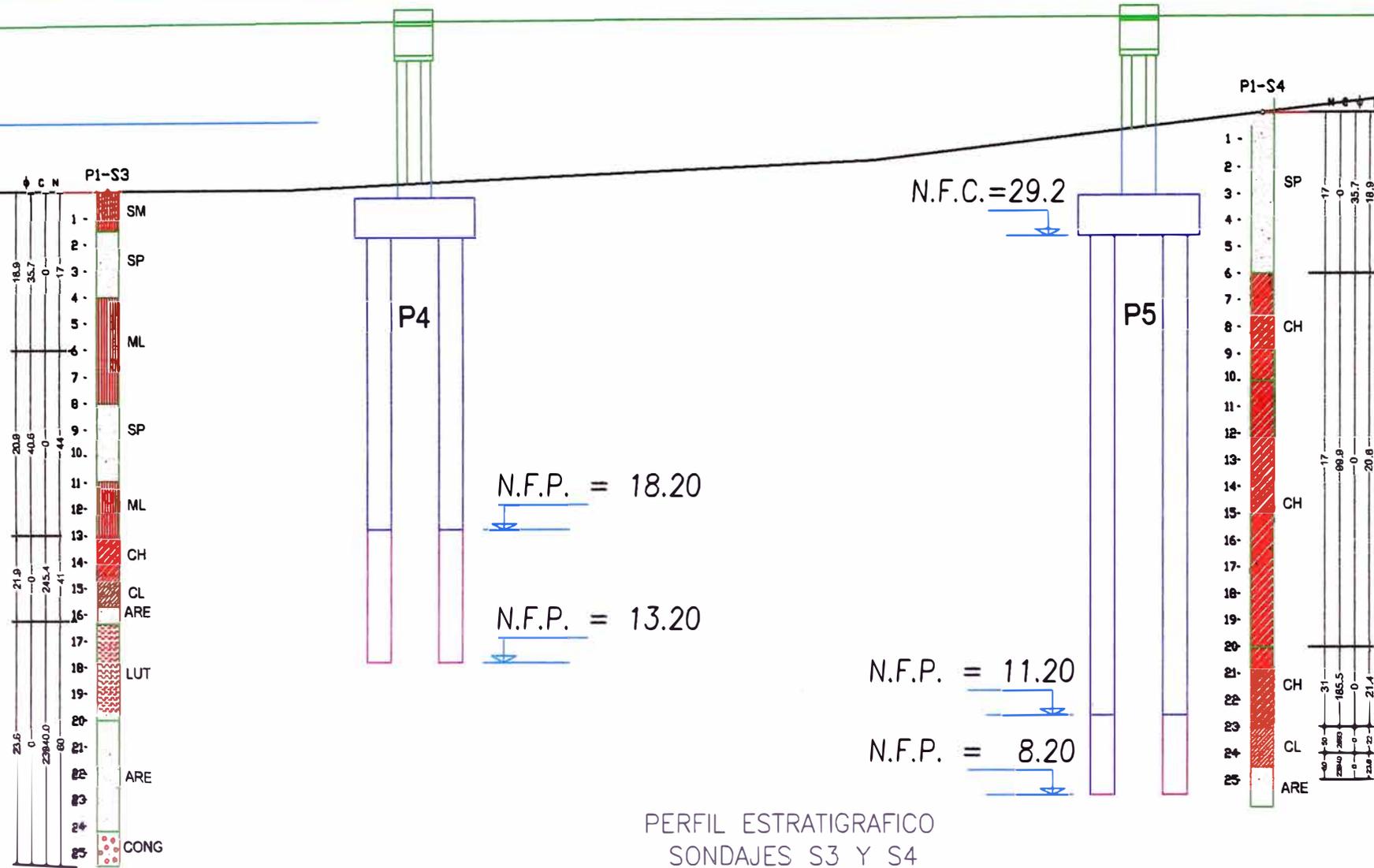


PERFIL ESTRATIGRAFICO  
SONDAJES S2 Y S3  
PILAR 2 Y PILAR 3



C.R.=39.09

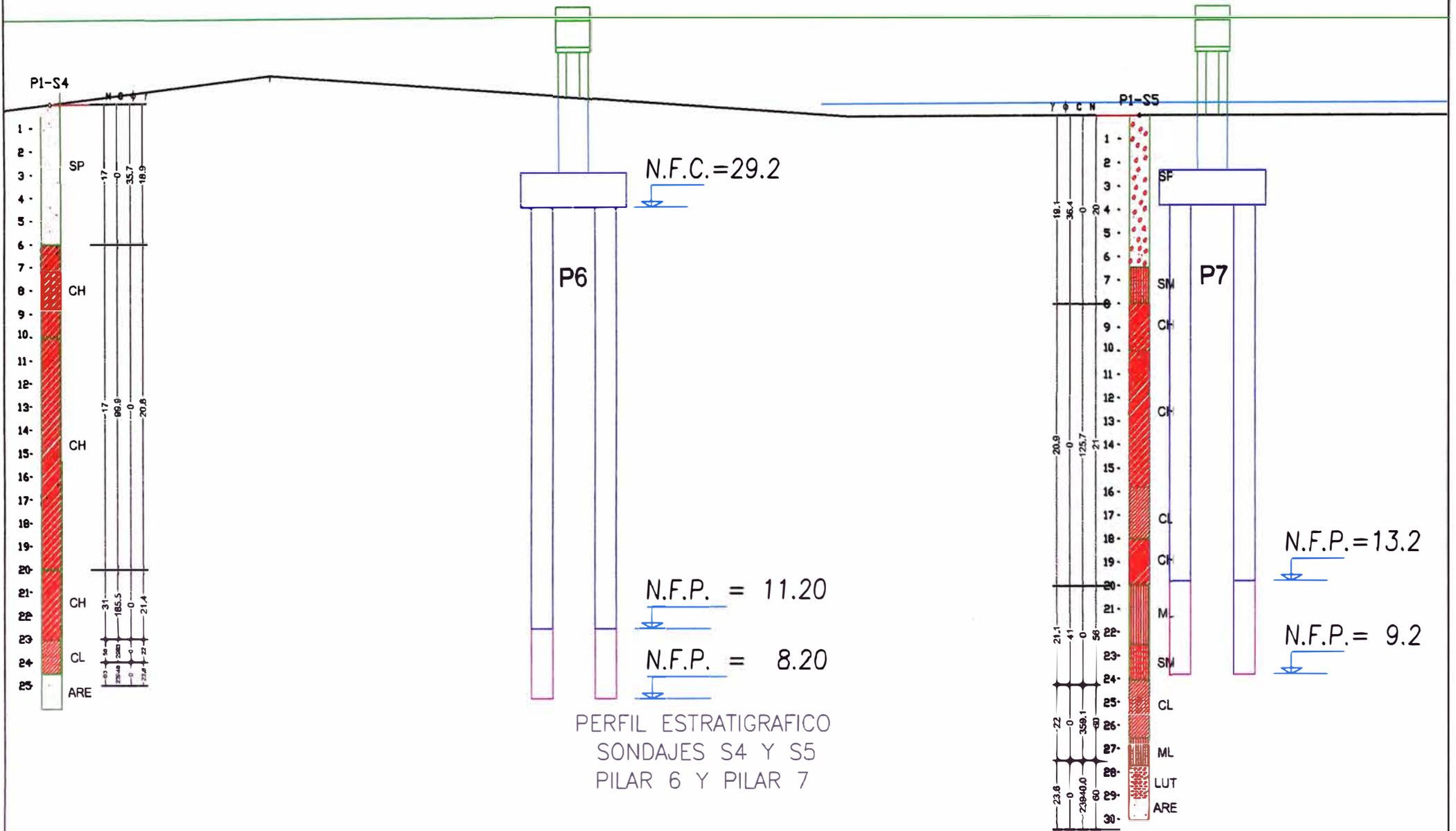
C.R.=39.13



PERFIL ESTRATIGRAFICO  
SONDAJES S3 Y S4  
PILAR 4 Y PILAR 5

C.R.=39.09

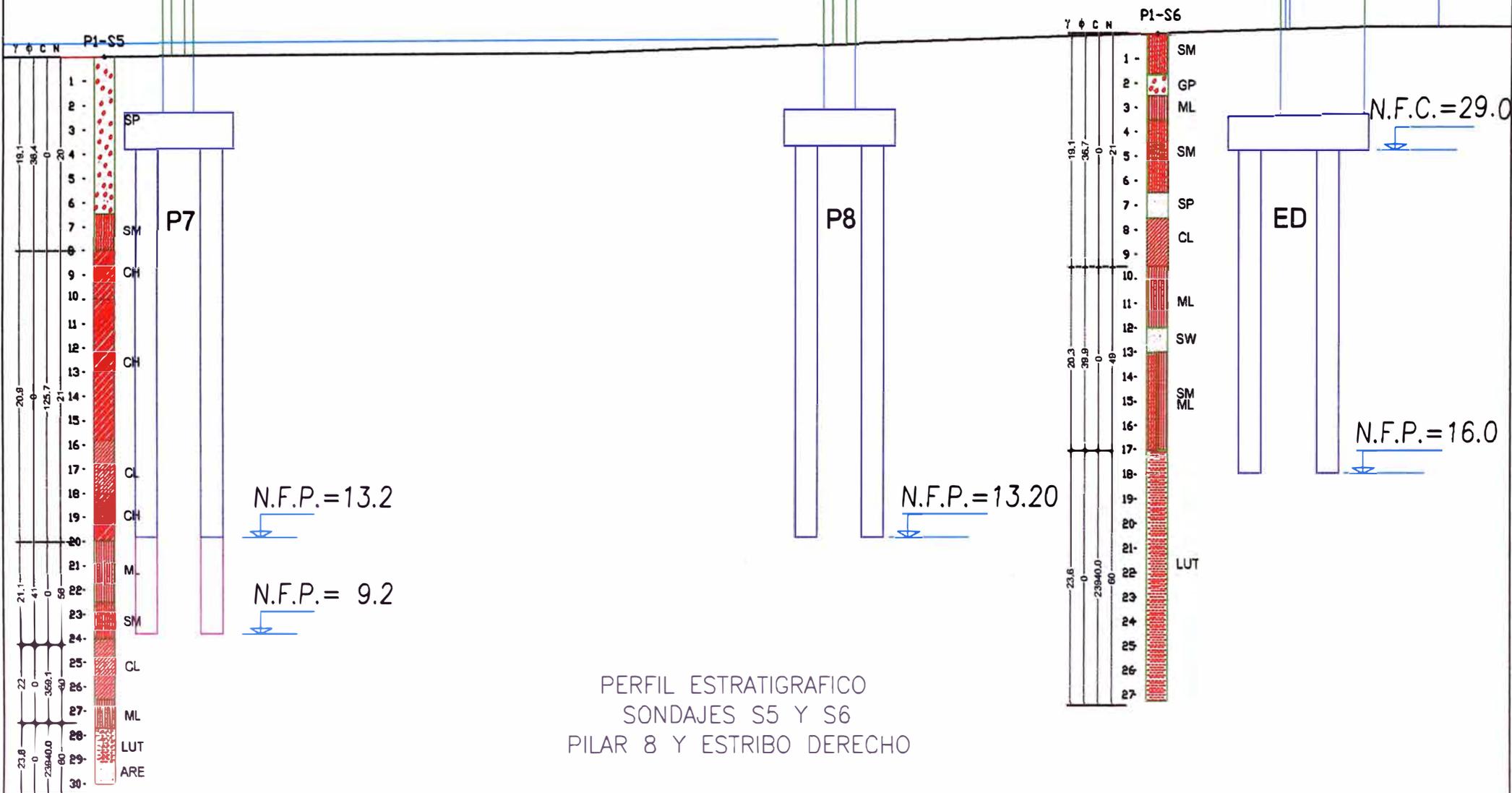
C.R.=38.95



C.R.=38.95

C.R.=38.73

C.R.=38.53



PERFIL ESTRATIGRAFICO  
 SONDAJES S5 Y S6  
 PILAR 8 Y ESTRIBO DERECHO

**ANEXO III**  
**MEMORIAS DE CÁLCULO SEGÚN EL**  
**ASSHTO STANDARD**

**PUENTE IGNACIO ESCUDERO**

**Estribo Izquierdo - P1-S1**

Coodenadas	absoluta	relativa
Nivel freático=		3 m
cota zapata	29	2.65
cota pilote	5	26.65
Factor de grupo		0.67
z=0	31.65	0
zocavación		0

**Parametros Estatiográficos**

Estrato	Z (m)	Clasificación	Tipo de Suelo	γ (ton/m3)	γ' (ton/m3)	N spt	Sui tn-m2
	Z inicio	0					
1	0.5	GW	no-cohesivo	1.82	1.82	9	0
	Z final / Z inicio	1.5					
2	2	GW	no-cohesivo	1.74	1.74	9	0
	Z final / Z inicio	3					
3	3.5	SM	no-cohesivo	1.74	0.74	9	0
	Z final / Z inicio	4.5					
4	5.55	ML	cohesivo	2.09	1.09	11	6.71
	Z final / Z inicio	6.6					
5	10.55	CH	cohesivo	2.13	1.13	21	12.81
	Z final / Z inicio	14.5					
6	18.5	SM	no-cohesivo	1.98	0.98	32	0
	Z final / Z inicio	22.5					
7	24	CH	cohesivo	2.11	1.11	14	8.54
	Z final / Z inicio	30					

Nivel superi: 2.65 Nsup = cota zapata. Si cae en estrato cohesivo, Nsup = Nsup +1.5  
 Nivel inferi: 25.65 Ninf = cota pilote. Si cae en estrato cohesivo, Ninf = N inf - D

**Cálculo de la Capacidad por Fricción**

Prof.Sup.	Prof.Inf.	Esp.Estrato	zi	dzi	γ' i	β i	αi	Sui	s=βi*γ'i*zi	qs=αi*Sui	dAs=π*B*dzi	Qs = qs*dAs
		(m)	( ft )	( ft )	(kcf)			(ksf)			(ft2)	( kips )
1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.114	1.20	-	-	0.00	-	0.0	0.00
3.00	1.50	0.35	9.27	1.15	0.109	1.09	-	-	1.10	-	11.8	13.00
4.50	3.00	1.50	12.30	4.92	0.046	1.03	-	-	0.59	-	50.7	29.72
6.60	4.50	2.10	18.21	6.89	-	-	0.55	1.37	-	0.76	71.0	53.66
14.50	6.60	7.90	34.61	25.92	-	-	0.55	2.62	-	1.44	267.1	385.60
22.50	14.50	8.00	60.70	26.25	0.061	0.45	-	-	1.66	-	270.5	449.17
30.00	22.50	3.15	78.99	10.33	-	-	0.55	1.75	-	0.96	106.5	102.50
											suma=	1033.64

Capacidad del pilote sin factores de reducción = Qs+Qt = 529.24 ton

**Resumen :**

Qs' = 314.13 ton  
 Qt' = 40.46 ton  
 W = 45.24 ton

**CAPACIDAD DEL PILOTE EN COMPRESIÓN**

Qult = 309.35 ton ( Qs'+Qt'-W )

**Datos :**

N > 14 N spt  
 B pilote = 1 m (Diámetro del cuerpo principal del pilote )  
 B punta = 1 m (Diámetro de la punta del pilote)  
 At = 0.79 m2 (Área de la punta del pilote)  
 L = 24.00 m (Longitud del pilote)  
 W = 45.24 ton (Peso del pilote)

**Capacidad por Punta**

**Suelo No Cohesivo**

qT = 0 ksf  
 qT = 0.00 ton / m2

Qt = 0.00 ton (qT\*At)  
 Qt = 0.00 ton B > 1.27 , Qt = 1.27/B\*Qt  
 Qt' = 0.00 ton (Reducido por el Factor de Grupo)

**Suelo Cohesivo**

Sut = 1.75 ksf  
 Nc = 9.00 ( Nc = 6\*[1+0.2\*(L/Bt)] =<9 )  
 qT = 15.75 ksf ( Esfuerzo admisible por punta : qT = Nc\*Sut =< 80 ksf )  
 qT = 76.88 ton/m2  
 Qt = 60.38 ton  
 Qt' = 40.46 ton (Reducido por el Factor de Grupo)

**Capacidad por Fricción**

Qs = 468.86 ton  
 Qs' = 314.13 ton (Reducido por el Factor de Grupo)

Qultm = 309 ton  
 Qadm = Qult/2.5 = 124 ton condición en servicio

**PUENTE IGNACIO ESCUDERO**

**Estrado Izquierdo - P1-S1 - Socavación**

Coodenadas	absoluta	relativa
Nivel freático=		0 m
cota zapata	29	2.65
cota pilote	5	26.65
Factor de grupo		0.67
z=0	31.65	0
Zocavación		6.7

**Parametros Estatiográficos**

Estrato	Z (m)	Clasificación	Tipo de Suelo	$\gamma$ (ton/m3)	$\gamma'$ (ton/m3)	N spt	Sui tn-m2
	Z inicio	0					
1	0.5	GW	no-cohesivo	1.82	0.82	9	0.00
	Z final / Z inicio	1.5					
2	2	GW	no-cohesivo	1.74	0.74	9	0.00
	Z final / Z inicio	3					
3	3.5	SM	no-cohesivo	1.74	0.74	9	0.00
	Z final / Z inicio	4.5					
4	5.56	ML	cohesivo	2.09	1.09	11	6.71
	Z final / Z inicio	6.6					
5	10.56	CH	cohesivo	2.13	1.13	21	12.81
	Z final / Z inicio	14.5					
6	18.5	SM	no-cohesivo	1.98	0.98	32	0.00
	Z final / Z inicio	22.5					
7	24	CH	cohesivo	2.11	1.11	14	8.54
	Z final / Z inicio	30					

Nivel super: 6.7 Nsup = mayor ( cota zapata: Z socavacion ). Si cae en estrato cohesivo, Nsup =  
 Nivel inferi: 25.65 Ninf = cota pilote. Si cae en estrato cohesivo, Ninf = N inf - D

**Cálculo de la Capacidad por Fricción**

Prof.Sup.	Prof.Inf.	Esp.Estrato	zi	dzi	$\gamma' i$	$\beta i$	$\alpha i$	Sui	$s=\beta i \cdot \gamma' i \cdot z_i$	$q_s=\alpha i \cdot Sui$	$dAs=\pi \cdot B \cdot dzi$	$Qs = q_s \cdot dAs$
		(m)	(ft)	(ft)	(kcf)			(ksf)			(ft2)	(kips)
1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.051	1.20	-	-	0.00	-	0.0	0.00
3.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.046	1.20	-	-	0.00	-	0.0	0.00
4.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.046	1.20	-	-	0.00	-	0.0	0.00
6.60	4.50	0.00	0.00	0.00	-	-	0.55	1.37	-	0.76	0.0	0.00
14.50	6.60	7.80	34.78	25.59	-	-	0.55	2.62	-	1.44	263.8	380.72
22.50	14.50	8.00	60.70	26.25	0.061	0.45	-	-	1.66	-	270.5	449.17
30.00	22.50	3.15	78.99	10.33	-	-	0.55	1.75	-	0.96	106.5	102.50
											suma=	932.38

Capacidad del pilote sin factores de reducción =  $Q_s+Q_t = 483.31$  ton

**Resumen :**

$Q_s'$	=	283.36	ton
$Q_t'$	=	40.46	ton
W	=	45.24	ton

**CAPACIDAD DEL PILOTE EN COMPRESIÓN**

$Q_{ult} = 278.58$  ton (  $Q_s'+Q_t'-W$  ) **condición en socavación**

**Datos :**

N >	14	N spt
B pilote =	1	m (Diámetro del cuerpo principal del pilote )
B punta =	1	m (Diámetro de la punta del pilote)
At =	0.79	m2 (Área de la punta del pilote)
L =	24.00	m (Longitud del pilote)
W =	45.24	ton (Peso del pilote)

**Capacidad por Punta**

**Suelo No Cohesivo**

$q_T =$	0	ksf
$q_T =$	0.00	ton / m2
$Q_t =$	0.00	ton ( $q_T \cdot A_t$ )
$Q_t =$	0.00	ton B > 1.27, $Q_t = 1.27/B \cdot Q_t$
$Q_t' =$	0.00	ton (Reducido por el Factor de Grupo)

**Suelo Cohesivo**

$S_{ut} =$	1.75	ksf
$N_c =$	9.00	( $N_c = 6 \cdot [1 + 0.2 \cdot (L/B_t)] \leq 9$ )
$q_T =$	15.75	ksf ( Esfuerzo admisible por punta : $q_T = N_c \cdot S_{ut} \leq 80$ ksf )
$q_T =$	76.88	ton/m2
$Q_t =$	60.38	ton
$Q_t' =$	40.46	ton (Reducido por el Factor de Grupo)

**Capacidad por Fricción**



**PUNTE IGNACIO ESCUDERO**

**Pilar (P1) - P1-S1 - Socavación**

Coodenadas absoluta relativa  
 Nivel freático= 0 m  
 cota zapata 29.2 2.45  
 cota pilote 9.2 22.45  
 Factor de grupo 0.67  
 z=0 31.65 0  
 Zocavación 6.7

**Parametros Estatiográficos**

Estrato	Z (m)	Clasificación	Tipo de Suelo	$\gamma$ (ton/m3)	$\gamma'$ (ton/m3)	N spt	Sui tn-m2
	Z inicio						
1	0.5	GW	no-cohesivo	1.82	0.82	9	0.00
	Z final / Z inicio						
2	2	GW	no-cohesivo	1.74	0.74	9	0.00
	Z final / Z inicio						
3	3.5	SM	no-cohesivo	1.74	0.74	9	0.00
	Z final / Z inicio						
4	5.55	ML	cohesivo	2.09	1.09	11	6.71
	Z final / Z inicio						
5	10.55	CH	cohesivo	2.13	1.13	21	12.81
	Z final / Z inicio						
6	18.5	SM	no-cohesivo	1.98	0.98	32	0.00
	Z final / Z inicio						
7	24	CH	cohesivo	2.11	1.11	14	8.54
	Z final / Z inicio						

Nivel superi 8.2 Nsup = mayor ( cota zapata: Z socavacion ). Si cae en estrato cohesivo, Nsup =  
 Nivel inferi 22.45 Ninf = cota pilote. Si cae en estrato cohesivo, Ninf = N inf - D

**Cálculo de la Capacidad por Fricción**

Prof.Sup.	Prof.Inf.	Esp.Estrato	zi	dzi	$\gamma' i$	$\beta i$	$\alpha i$	Sui	$s=\beta i \cdot \gamma' i \cdot z_i$	$q_s=\alpha i \cdot S_{ui}$	$dA_s=\pi \cdot B \cdot d z_i$	$dQ_s = q_s \cdot dA_s$
		(m)	( ft )	( ft )	(kcf)			(ksf)			(ft2)	( kips )
1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.051	1.20	-	-	0.00	-	0.0	0.00
3.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.046	1.20	-	-	0.00	-	0.0	0.00
4.50	3.00	0.00	0.00	0.00	0.046	1.20	-	-	0.00	-	0.0	0.00
6.60	4.50	0.00	0.00	0.00	-	-	0.55	1.37	-	0.76	0.0	0.00
14.50	6.60	6.30	37.24	20.67	-	-	0.55	2.62	-	1.44	213.0	307.50
22.50	14.50	7.95	60.61	26.08	0.061	0.45	-	-	1.66	-	268.8	446.46
30.00	22.50	0.00	0.00	0.00	-	-	0.55	1.75	-	0.96	0.0	0.00
											suma=	753.97

Capacidad del pilote sin factores de reducción =  $Q_s+Q_t = 402.38$  ton

**Resumen :**

$Q_s' = 229.14$  ton  
 $Q_t' = 40.46$  ton  
 $W = 37.70$  ton

**CAPACIDAD DEL PILOTE EN COMPRESIÓN**

$Q_{ult} = 231.90$  ton (  $Q_s'+Q_t'-W$  ) **condición en socavación**

**Datos :**

$N > 14$  N spt  
 $B$  pilote = 1 m (Diámetro del cuerpo principal del pilote )  
 $B$  punta = 1 m (Diámetro de la punta del pilote)  
 $A_t = 0.79$  m2 (Área de la punta del pilote)  
 $L = 20.00$  m (Longitud del pilote)  
 $W = 37.70$  ton (Peso del pilote)

**Capacidad por Punta**

**Suelo No Cohesivo**

$q_T = 0$  ksf  
 $q_T = 0.00$  ton / m2  
 $Q_t = 0.00$  ton (  $q_T \times A_t$  )  
 $Q_t = 0.00$  ton  $B > 1.27$  ,  $Q_t = 1.27/B \cdot Q_t$   
 $Q_t' = 0.00$  ton (Reducido por el Factor de Grupo)

**Suelo Cohesivo**

$S_{ut} = 1.75$  ksf  
 $N_c = 9.00$  (  $N_c = 6 \cdot [1+0.2 \cdot (L/B_t)] \leq 9$  )  
 $q_T = 15.75$  ksf ( Esfuerzo admisible por punta :  $q_T = N_c \cdot S_{ut} \leq 80$  ksf )  
 $q_T = 76.88$  ton/m2  
 $Q_t = 60.38$  ton  
 $Q_t' = 40.46$  ton (Reducido por el Factor de Grupo)

**Capacidad por Fricción**

$Q_s = 342.00$  ton  
 $Q_s' = 229.14$  ton (Reducido por el Factor de Grupo)



**PUNTE IGNACIO ESCUDERO**

**Pilar (P2) - P1-82**

Coodenadas	absoluta	relativa
Nivel freático=		0 m
cota zapata	29.2	2.2
cota pilote	15.2	16.2
Factor de grupo		0.67
z=0	31.4	0
Zocavación		0

**Parametros Estatiográficos**

Estrato	Z (m)	Clasificación	Tipo de Suelo	$\gamma$ (ton/m3)	$\gamma'$ (ton/m3)	N spt	Sui tn-m2
Z inicio	0						
1	3	SM	no-cohesivo	1.88	0.88	12	0.00
Z final / Z inicio	6						
2	8.7	CH	cohesivo	2.12	1.12	16	9.87
Z final / Z inicio	11.4						
3	12.2	CL	no-cohesivo	2.19	1.19	60	0.00
Z final / Z inicio	13						
4	14.2	GC-GM	no-cohesivo	2.19	1.19	60	0.00
Z final / Z inicio	15.4						
5	17	GP -SP	no-cohesivo	2.19	1.19	60	0.00
Z final / Z inicio	23						
6	24	LUTITA	cohesivo	2.41	1.41	60	2440.37
Z final / Z inicio	27						

Nivel superi 2.2 Nsup = cota zapata. Si cae en estrato cohesivo, Nsup = Nsup +1.5  
 Nivel inferi 16.2 Ninf = cota pilote. Si cae en estrato cohesivo, Ninf = N inf - D

**Cálculo de la Capacidad por Fricción**

Prof.Sup.	Prof.Inf.	Esp.Estrato	zi	dzi	$\gamma' i$	$\beta i$	ai	Sui	$s=\beta i \cdot \gamma' i \cdot z_i$	$q_s=\alpha i \cdot Sui$	$dAs=\pi \cdot B \cdot dzi$	$Qs = q_s \cdot dAs$
		(m)	( ft )	( ft )	(kcf)			(ksf)			(ft2)	( kips )
6.00	0.00	3.80	13.45	12.47	0.055	1.00	-	-	0.74	-	128.5	94.95
11.40	6.00	5.40	28.54	17.72	-	-	0.55	2.02	-	1.11	182.6	202.97
13.00	11.40	1.60	40.03	5.25	0.074	0.65	-	-	1.92	-	54.1	104.06
15.40	13.00	2.40	46.59	7.87	0.074	0.58	-	-	2.01	-	81.2	162.73
23.00	15.40	0.80	51.84	2.62	0.074	0.53	-	-	2.04	-	27.1	55.08
27.00	23.00	0.00	0.00	0.00	-	-	0.55	499.82	-	5.50	0.0	0.00
											suma=	619.79 kips

Capacidad del pilote sin factores de reducción =  $Qs+Qt = 557.24$  ton

**Resumen :**

$Qs' = 188.36$  ton  
 $Qt' = 184.99$  ton  
 $W = 26.39$  ton

**CAPACIDAD DEL PILOTE EN COMPRESIÓN**

$Qult = 346.96$  ton (  $Qs'+Qt'-W$  )

**Datos :**

$N > 60$  N spt  
 $B$  pilote = 1 m (Diámetro del cuerpo principal del pilote )  
 $B$  punta = 1 m (Diámetro de la punta del pilote)  
 $At = 0.79$  m2 (Área de la punta del pilote)  
 $L = 14.00$  m (Longitud del pilote)  
 $W = 26.39$  ton (Peso del pilote)

**Capacidad por Punta**

**Suelo No Cohesivo**

$qT = 72$  ksf  
 $qT = 351.54$  ton / m2

$Qt = 276.10$  ton (  $qT \cdot At$  )  
 $Qt = 276.10$  ton  $B > 1.27$ ,  $Qt = 1.27/B \cdot Qt$   
 $Qt' = 184.99$  ton (Reducido por el Factor de Grupo)

**Suelo Cohesivo**

$Sut = 0.00$  ksf  
 $Nc = 9.00$  (  $Nc = 6 \cdot [1 + 0.2 \cdot (L/Bt)] \leq 9$  )  
 $qT = 0.00$  ksf ( Esfuerzo admisible por punta :  $qT = Nc \cdot Sut \leq 80$  ksf )  
 $qT = 0.00$  ton/m2  
 $Qt = 0.00$  ton  
 $Qt' = 0.00$  ton (Reducido por el Factor de Grupo)

**Capacidad por Fricción**

$Qs = 281.14$  ton  
 $Qs' = 188.36$  ton (Reducido por el Factor de Grupo)

$Qultm = 347$  ton  
 $Qadm = Qult/2.5 = 139$  ton **condición en servicio**



























**PUENTE IGNACIO ESCUDERO**

**Estribo Derecho - PI-S6 - Socavación**

Coodenadas absoluta relativa  
 Nivel freático= 3 m  
 cota zapata 29 5  
 cota pilote 16 18  
 Factor de grupo 0.67  
 z=0 34 0  
 Zocavación 7.8

**Parametros Estatiográficos**

Estrato	Z (m)	Clasificación	Tipo de Suelo	$\gamma$ (ton/m3)	$\gamma'$ (ton/m3)	N spt	Sui tn-m2	
	Z inicio	0						
1		4	SM	no-cohesivo	1.95	0.95	21	0.00
	Z final / Z inicio	9.5						
2		13	SM	no-cohesivo	2.07	1.07	49	0.00
	Z final / Z inicio	17						
3		20	LUTITA	cohesivo	2.41	1.41	60	2440.37
	Z final / Z inicio	27						

Nivel superi 7.8 Nsup = mayor ( cota zapata: Z socavacion ). Si cae en estrato cohesivo, Nsup =  
 Nivel inferi 17 Ninf = cota pilote. Si cae en estrato cohesivo, Ninf = N inf - D

**Cálculo de la Capacidad por Fricción**

Prof.Sup.	Prof.Inf.	Esp.Estrato	zi	dzi	$\gamma' i$	$\beta i$	$\alpha i$	Sui	$s=\beta i \cdot \gamma' i \cdot z$	$qs=\alpha i \cdot Sui$	$dAs=\pi \cdot B \cdot dzi$	$Qs = qs \cdot dAs$
		(m)	( ft )	( ft )	(kcf)			(ksf)			(ft2)	( kips )
9.50	0.00	1.70	28.38	5.58	0.059	0.78	-	-	1.31	-	57.5	75.31
17.00	9.50	7.50	43.47	24.61	0.067	0.61	-	-	1.77	-	253.6	448.88
27.00	17.00	0.00	0.00	0.00	-	-	0.55	499.82	-	5.50	0.0	0.00
											suma=	524.18

Capacidad del pilote sin factores de reducción =  $Qs+Qt = 544.55$  ton

**Resumen :**

$Qs' = 159.31$  ton  
 $Qt' = 205.54$  ton  
 $W = 24.50$  ton

**CAPACIDAD DEL PILOTE EN COMPRESIÓN**

$Qult = 340.34$  ton (  $Qs'+Qt'-W$  ) **condición en socavación**

**Datos :**

$N > 60$  N spt  
 $B$  pilote = 1 m (Diámetro del cuerpo principal del pilote )  
 $B$  punta = 1 m (Diámetro de la punta del pilote)  
 $At = 0.79$  m2 (Área de la punta del pilote)  
 $L = 13.00$  m (Longitud del pilote)  
 $W = 24.50$  ton (Peso del pilote)

**Capacidad por Punta**

**Suelo No Cohesivo**

$qT = 0$  ksf  
 $qT = 0.00$  ton / m2  
 $Qt = 0.00$  ton ( $qT \times At$ )  
 $Qt = 0.00$  ton  $B > 1.27$ ,  $Qt = 1.27/B \cdot Qt$   
 $Qt' = 0.00$  ton (Reducido por el Factor de Grupo)

**Suelo Cohesivo**

$Sut = 499.82$  ksf  
 $Nc = 9.00$  (  $Nc = 6 \cdot [1 + 0.2 \cdot (L/Bt)] \leq 9$  )  
 $qT = 80.00$  ksf ( Esfuerzo admisible por punta :  $qT = Nc \cdot Sut \leq 80$  ksf )  
 $qT = 390.60$  ton/m2  
 $Qt = 306.78$  ton  
 $Qt' = 205.54$  ton (Reducido por el Factor de Grupo)

**Capacidad por Fricción**

$Qs = 237.77$  ton  
 $Qs' = 159.31$  ton (Reducido por el Factor de Grupo)



**ANEXO IV**  
**MEMORIAS DE CÁLCULO SEGÚN EL**  
**ASSHTO LRFD**



**PUENTE IGNACIO ESCUDERO**

Estrado Izquierdo - P1-S1

Coordenadas	absoluta	relativa
Nivel freático=		0 m
cota zapata	29	2.65
cota pilote	5	26.65
z=0	31.65	0
Zocavación		0
ø qs y ø qp en Arenas		0.5
ø qs en Arcillas		0.65
ø qp en Arcillas		0.55
Factor de Grupo (η)		0.85

**Parámetros Estuigráficos**

Estrato	Z (m)	Clasificación	Tipo de Suelo	γ (ton/m3)	γ' (ton/m3)	N spt	Sui tn-m2
	Z inicio	0					
1	0.5	GW	no-cohesivo	1.82	0.82	9	0
	Z final / Z inicio	1.5					
2	2	GW	no-cohesivo	1.74	0.74	9	0
	Z final / Z inicio	3					
3	3.5	SM	no-cohesivo	1.74	0.74	9	0
	Z final / Z inicio	4.5					
4	5.55	ML	cohesivo	2.09	1.09	11	6.71
	Z final / Z inicio	6.6					
5	10.55	CH	cohesivo	2.13	1.13	21	12.81
	Z final / Z inicio	14.5					
6	18.5	SM	no-cohesivo	1.98	0.98	32	0
	Z final / Z inicio	22.5					
7	24	CH	cohesivo	2.11	1.11	14	8.54
	Z final / Z inicio	30					

Nivel superior = 2.65 Nsup = mayor (cota zapata : Z socavacion). Si cae en estrato cohesivo, Nsup = Nsup + 1.5  
 Nivel inferior = 25.65 Ninf = cota pilote. Si cae en estrato cohesivo, Ninf = N inf - D

**Cálculo de la Capacidad por Fricción**

Prof Sup.	Prof Inf	Esp. Estrato	zi	dzi	σ' i / estratos	σ' i (acumulado)	σ' i (act)	β i	αi	Sui	qs=βi*σ'i	qs=αi*Sui	dAs=π*B*dzi	dQs = qs*dAs	ø Qs
		(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(Mpa)				(Mpa)			(m)	(Ton)	(Ton)
1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.01	0.01	0.00	1.20	-	-	0.00	-	0.0	0.00	0.00
3.00	1.50	0.35	2.83	1.50	0.01	0.02	0.02	1.09	-	-	0.02	-	1.1	2.66	1.33
4.50	3.00	1.50	3.75	1.50	0.01	0.04	0.04	1.03	-	-	0.04	-	4.7	16.80	8.40
6.60	4.50	2.10	5.55	2.10	0.02	0.06	0.06	-	0.55	0.07	-	0.04	6.6	24.34	15.82
14.50	6.60	7.90	10.55	7.90	0.09	0.15	0.15	-	0.55	0.13	-	0.07	24.8	174.91	113.69
22.50	14.50	8.00	18.50	8.00	0.09	0.24	0.24	0.45	-	-	0.11	-	25.1	269.98	134.99
30.00	22.50	3.15	24.08	3.15	0.04	0.28	0.28	-	0.55	0.09	-	0.05	9.9	46.49	30.22
													suma=	535.18	304.45

Capacidad del pilote sin factores de reducción = Qs+Qt = **595.56 ton**

**CAPACIDAD DEL PILOTE EN COMPRESIÓN**

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qs} Q_s + \phi_{qp} Q_p$$

**Resumen :**

ø Qs = 304.45 ton  
 ø Qp = 33.21 ton  
 Q<sub>R</sub> = 337.66 ton

**Reduccion por Grupo de Pilotes**

η = 0.85  
 Q'<sub>R</sub> = 287 Ton

**Datos :**

N > 14 N spt  
 B pilote = 1 m (Diámetro del cuerpo principal del pilote)  
 B punta = 1 m (Diámetro de la punta del pilote)  
 Ap = 0.79 m2 (Área de la punta del pilote)  
 L = 24.00 m (Longitud del pilote)  
 W = 45.24 ton (Peso del pilote)

**Capacidad por Punta**

**Suelo No Cohesivo**

qp = 0 Mpa  
 qp = 0.00 ton / m2

Qp = 0.00 ton (qTxA<sub>t</sub>)  
 Qp = 0.00 ton B > 1.27, Qt = 1.27/B\*Qt

**Suelo Cohesivo**

Sut = 0.09 Mpa  
 Nc = 9.00 (Nc = 6\*[1+0.2\*(L/Bt)] =<9)  
 qp = 0.78 Mpa (Esfuerzo admisible por punta : qT = Nc\*Sut =< 4 Mpa)  
 qp = 76.88 ton/m2  
 Qp = 60.38 ton

**Capacidad por Fricción**

Qs = 535.18 ton

**PUENTE IGNACIO ESCUDERO**

Pilar (P1) - P1-S1

Coordenadas	absoluta	relativa
Nivel freático=		0 m
cota zapata	29.2	2.45
cota pilote	9.2	22.45
z=0	31.65	0
Zocavación		0
ø qs y ø qp en Arenas		0.5
ø qs en Arcillas		0.65
ø qp en Arcillas		0.55
Factor de Grupo (η)		0.85

**Parámetros Estatiográficos**

Estrato	Z (m)	Clasificación	Tipo de Suelo	γ (ton/m3)	γ' (ton/m3)	N spt	Sui tn-m2
	Z inicio						
1	0.5	GW	no-cohesivo	1.82	0.82	9	0
	Z final / Z inicio						
2	2	GW	no-cohesivo	1.74	0.74	9	0
	Z final / Z inicio						
3	3.5	SM	no-cohesivo	1.74	0.74	9	0
	Z final / Z inicio						
4	6.55	ML	cohesivo	2.09	1.09	11	6.71
	Z final / Z inicio						
5	10.55	CH	cohesivo	2.13	1.13	21	12.81
	Z final / Z inicio						
6	18.5	SM	no-cohesivo	1.98	0.98	32	0
	Z final / Z inicio						
7	24	CH	cohesivo	2.11	1.11	14	8.54
	Z final / Z inicio						

Nivel superior = 2.45 Nsup = mayor (cota zapata : Z socavacion) Si cae en estrato cohesivo, Nsup = Nsup + 1.5  
 Nivel inferior = 22.45 Ninf = cota pilote. Si cae en estrato cohesivo, Ninf = N inf - D

**Cálculo de la Capacidad por Fricción**

Prof.Sup.	Prof.Inf	Esp.Estrato	zi	dzi	σ' i / estratos	σ' i (acumulado)	σ' i (act)	β i	αi	Sui	qs=βi*σ'i	qs=αi*Sui	dAs=π*B*dzi	dQs = qs*dAs	ø Qs
		(m)	(m)	(m)	(Mpa)	(Mpa)				(Mpa)			(m)	(Ton)	(Ton)
1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.01	0.01	0.00	1.20	-	-	0.00	-	0.0	0.00	0.00
3.00	1.50	0.55	2.73	1.50	0.01	0.02	0.02	1.10	-	-	0.02	-	1.7	4.07	2.04
4.50	3.00	1.50	3.75	1.50	0.01	0.04	0.04	1.03	-	-	0.04	-	4.7	16.80	8.40
6.60	4.50	2.10	5.55	2.10	0.02	0.06	0.06	-	0.55	0.07	-	0.04	6.6	24.34	15.82
14.50	6.60	7.90	10.55	7.90	0.09	0.15	0.15	-	0.55	0.13	-	0.07	24.8	174.91	113.69
22.50	14.50	7.95	18.48	7.95	0.09	0.24	0.24	0.45	-	-	0.11	-	25.0	268.07	134.03
30.00	22.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	0.55	0.09	-	0.05	0.0	0.00	0.00
													suma=	488.19	273.98

Capacidad del pilote sin factores de reducción = Qs+Qt = **548.57 ton**

**CAPACIDAD DEL PILOTE EN COMPRESIÓN**

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qs} Q_s + \phi_{qp} Q_p$$

**Resumen :**

ø Qs = 273.98 ton  
 ø Qp = 33.21 ton  
 Q<sub>R</sub> = 307.19 ton

**Datos :**

N > 14 N spt  
 B pilote = 1 m (Diámetro del cuerpo principal del pilote)  
 B punta = 1 m (Diámetro de la punta del pilote)  
 Ap = 0.79 m2 (Área de la punta del pilote)  
 L = 20.00 m (Longitud del pilote)  
 W = 37.70 ton (Peso del pilote)

**Capacidad por Punta**

**Suelo No Cohesivo**

qp = 0 Mpa  
 qp = 0.00 ton / m2

Qp = 0.00 ton (qTxA<sub>t</sub>)  
 Qp = 0.00 ton B > 1.27, Qt = 1.27/B\*Qt

**Suelo Cohesivo**

Sut = 0.09 Mpa  
 Nc = 9.00 ( Nc = 6\*[1+0.2\*(L/Bt)] =<9)  
 qp = 0.78 Mpa ( Esfuerzo admisible por punta : qT = Nc\*Sut =< 4 Mpa)  
 qp = 76.88 ton/m2  
 Qp = 60.38 ton

**Capacidad por Fricción**

Qs = **488.19 ton**

**Reducción por Grupo de Pilotes**

η = 0.85  
 Q'<sub>R</sub> = **261 Ton**

















