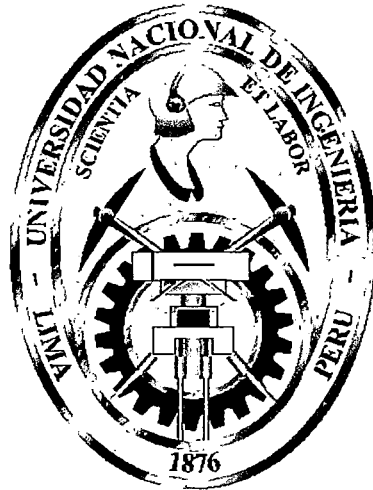


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**“ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES
PROFUNDAS, ASISTIDO CON PROGRAMAS DE
CÓMPUTO - APLICACIÓN PUENTE YURACYACU”**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

LILIAN DORIS VENEROS CALDERÓN

Digitalizado por:

Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse

**LIMA - PERÚ
2006**

DEDICATORIA

A Dios todo poderoso y creador, quien me acompaña día a día, me da valor y fortaleza para alcanzar las metas propuestas.

A Simón mi esposo amado y admirado, por quien ruego al señor me comprenda, por que su estímulo es necesario para culminar cualquiera de mis metas.

A mis hijos Yasser, Yasmin y Kimberlin, quienes con su natural inocencia y expresión de amor, me dan razones infinitas para la cristalización de este sueño.

A mi madre, una mujer que impuso su propósito de estar siempre a lado de sus hijos, me siento orgullosa de tenerte a mi lado.

A la memoria de mi padre y hermano, que desde el cielo cuidan de su familia.

A mis hermanos Ever, Hugo, Cora, Isabel, Carmen, Jhonny, quienes respetan mis decisiones, valoran y confían en mi persona, gracias por sentirse orgullosos de mi.

A Oscar alguien muy especial, quien llevo a mi vida y cedió muchos momentos de su pertenencia, convirtiéndose en la más hermosa luz que incentivo estudiar esta maravillosa carrera.

AGRADECIMIENTO

Doy gracias a Dios por haberme permitido llegar a culminar este trabajo.

Agradezco al Dr. Jorge E. Alva Hurtado, por la confianza en mi persona y su asesoramiento en el desarrollo de esta investigación. Aprovecho para manifestarle lo orgullosa que me siento de conocer no solo un sobresaliente profesional sino una persona de superior calidad humana, virtud que hace que sus enseñanzas sean duraderas por la eternidad.

Al Dr. Zenón Aguilar Bardales, que con su profesionalismo me orientó e incentivo en la elaboración de este trabajo.

Al Ing. David Luna, Jefe del Laboratorio Geotécnico del CISMID, por el apoyo brindado mediante la utilización de los equipos necesarios del Laboratorio.

A todos mis amigos del CISMID, Ings. Milagros Castro Cuba, Martín Rodríguez, Fernando Lazares, Silvia Alarcón, Luis Chang, Ramiro Piedra, Juan Almora, José Mitac, José Franco, Yesenia Cantoral, Diana Calderón y Luis David Samaniego, por compartir sus conocimientos profesionales y amistad.

Al personal administrativo y técnico del Laboratorio Geotécnico, Señora Luzmila Portales, Julio Olavaria, Víctor Valenzuela, Tomas Guerrero, Bonis Pérez, Erik Luna, por su amistad y apoyo.

Agradezco muy especialmente a la señora Pilar Aguilar, por su amistad, constante estímulo y apoyo que contribuyeron en lograr esta meta.

INTRODUCCION

El Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM), en el año 1996 solicita al Centro Peruano-Japonés de Investigación Sísmica y Mitigación de Desastres (CISMID) de la FIC-UNI, la realización del Estudio Geotécnico de la Cimentación del Puente Yuracyacu, en la zona donde se construirá el puente, trazo que ya había sido definido en el Estudio Definitivo de Ingeniería del Puente Yuracyacu realizado por el Instituto Nacional de Transporte (INAIT) y probado por la supervisión Barriga D'Allorto S.A. Esta zona en estudio se encuentra ubicada en los distritos Yuracyacu y Moyabamba –Región San Martín.

Para la elaboración de este estudio de investigación primeramente el CISMID, realizó la investigación de campo, los ensayos de laboratorio y la evaluación geofísica, con estos resultados se elabora el perfil estratigráfico del suelo.

Debido a que la historia sísmica de la región Oriental presenta sismos moderados que debido al tipo existente de construcción y a las condiciones del suelo licuable causan daños severos, se realiza también la evaluación del potencial de licuación de suelos para 0.30g de aceleración máxima superficialmente y Ms. de 7.0.

Mediante el análisis de los resultados obtenidos se determina la profundidad de la cimentación, el tipo de la cimentación y los parámetros del suelo a emplearse en el diseño de la cimentación del puente.

El CISMID inicialmente propone usar cimentaciones profundas mediante pilotes hincados de concreto, pero a solicitud de la supervisión del año 1996, Barriga D'Allorto S.A., se presenta la alternativa de cimentar con cajones de cimentación, el CISMID presenta esta solución para cajones cuadrados de lado igual 8m.

Finalmente la supervisión considera cimentar empleando cajones de sección circular de 5 m. y 7 m. para los estribos y pilares respectivamente.

En 1998, la constructora Li Carrillo-Bedoya solicita al CISMID la realización de 06 sondajes en la zona en donde se comenzaría a construir el Puente Yuracyacu.

Debido a problemas durante el proceso de construcción de la cimentación del Puente Yuaracyacu, El PEAM, en Abril del 2000, solicita al CISMID realizar el estudio de verificación de la cimentación, este estudio además de verificar la capacidad de carga axial que transmiten los cajones al suelo, tuvo como finalidad conocer como se encontraba el suelo luego de hincado estos, ante los diferentes métodos empelados, se han causado perturbaciones del suelo motivo por lo cual los cajones no han llegaron a su cota de diseño.

Según reportes de campo se conoce que durante el hundimiento de los cajones se ha observado que la velocidad de hincado es muy lenta, se asume esta consecuencia a la alta fricción lateral que ejercen las capas de suelos.

Bajo estos antecedentes, en Julio del 2000 se inicio El Estudio de Verificación de Carga de los Cajones de cimentación (caissons) en las condiciones actuales. Se realiza la investigación de campo y los ensayos de laboratorio y además la evaluación del potencial de licuación de suelos para estas condiciones.

Siendo la Construcción del Puente Yuracyacu, una obra que permitirá la interconexión de ambas márgenes del Río Mayo, realizándose el traslado oportuno de la producción agropecuaria desde los centros de producción, significando el desarrollo de los pueblos aledaños y la elevación de los ingresos y niveles de vida de las familias del sector rural; es de relevada importancia que la cimentación del puente prevé cualquier falla que podría ocasionar la falta de funcionamiento del puente ya que se volvería a vivir el aislamiento de las zonas de producción y de la población en si.

Posterior a esta investigación se han realizado otros estudios con fines de mejoramiento de suelos hasta la culminación de la construcción del puente Yuracyacu, los cuales serán incluidos en otro tema de investigación que a la fecha se encuentra en proyecto.

RESUMEN

En el desarrollo de Estudios Geotécnicos con fines de Cimentación Profunda, es necesario considerar métodos que ayuden a la optimización de los tiempos de análisis y diseño de cimentaciones, y proporcionen menores costos de inversión, así mismo aseguren resultados de mayor confiabilidad.

Ante esta preocupación de métodos más rápidos y mecanizados se introduce los programas de cómputo FECP, SPILE, SPTSP, PILE y SHAFT 1, para que mediante su aplicación determinar la capacidad de carga axial de pilotes hincados, perforados y excavados según sea el caso. El programa de cómputo RECALQ, será empleados para la estimación de asentamientos inmediatos.

En el presente trabajo de investigación como primera tentativa se propone cimentar los estribos y pilares del puente Yuracyacu, ubicado entre las Provincias de Rioja y Moyobamba-Región San Martín, sobre pilotes hincados.

Finalmente los estribos y pilares del puente se construyeron sobre caissons circulares de grandes diámetros. Este estudio se hace para las condiciones de diseño en el año 1996 y para condiciones de verificación de carga en el año 2000, por presentarse problemas de hundimiento de los caissons durante la construcción.

Este conjunto de programas, permite encontrar valores para la capacidad de carga de los pilotes, empleando métodos analíticos basados en la teoría clásica de mecánica de suelos, de roca y elementos finitos y métodos empíricos empleando los valores de N(SPT) obtenidos en campo. Las ventajas más relevantes de aplicarlos es que son de sencillo manejo, procesan los datos en segundos y tienen graficas y tablas incorporadas para las respectivas correlaciones.

Finalmente los resultados obtenidos por los diferentes programas son comparados para dar las conclusiones y recomendaciones finales.

ÍNDICE

	Págs.
CAPITULO I: PRINCIPIOS BÁSICOS	
1.1. Generalidades	1
1.2. Objetivo del estudio	5
1.3. Funciones de una Cimentación Profunda	5
1.4. Características de Diseño	6
1.5. Condiciones de Lugar Relacionados a los Procedimientos de Construcción	7
1.6. Filtraciones de agua en las excavaciones	8
CAPITULO II: TIPO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS	
2.1 Introducción	9
2.2 Pilotes de Madera	12
2.3 Pilotes de Concreto	15
2.3.1 Pilotes de concreto Prefabricado.	15
2.3.2 Pilotes de concreto Prefabricado en sitio	16
2.4 Pilotes de Acero	
2.4.1 Pilotes de Acero Tubo	19
2.4.2 Pilotes de Acero Caja	25
2.4.3 Pilotes de Sección H	25
2.4.4 Deterioro y protección del Material para Pilotes de Acero	26
2.5 Pozos Perforados	27
2.5.1 Efectos en la Propiedades al instalar el Pozo Perforado	32
2.5.2 Mecánica de Suelos Relativas al Diseño de Pilote Perforado	34
2.5.3 Métodos generales de Construcción	36
2.5.3.1 Método seco	37
2.5.3.2 Método del Entubado	38
2.5.3.3 Método Húmedo	41

2.5.4	Métodos de Excavación	
2.5.4.1	Excavación por Perforación rotatoria	42
2.5.4.2	Excavación por Percusión	43
2.5.5	Pasta Perforadora	43
2.5.5.1	Influencia de la Pasta en la capacidad de carga	46
2.5.6	Forros y Entubados	48
2.5.6.1	Influencia del Entubado en la Carga Transferida	49
2.5.6.2	Enmallado de Refuerzo	49
2.5.6.3	Refuerzo Longitudinal	50
2.5.6.4	Refuerzo Transversal	50
2.5.7	Consideraciones para el Diseño de un Pozo Perforado bajo Carga Axial	51
2.6	Cajones de Cimentación	53
2.6.1	Tipos de Cajones de Cimentación	54
2.6.1.1	Cajones Abiertos	54
2.6.1.2	Cajones Cerrados	57
2.6.1.3	Cajones Neumáticos	59
2.7	Factores Que Determina El Tipo de Cimentación	
2.7.1	Ventajas y Desventajas	62
2.7.2	Elección por el Tipo de Material	67

CAPITULO III: ESTUDIO DE SUELOS

3.1	Introducción	
3.2	Ubicación	92
3.3	Condiciones Climáticas	92
3.4	Características del proyecto	92
3.5	Geología	92
3.6	Investigación de Campo	93
3.7	Ensayos de Laboratorio	96
3.8	Evaluación del Potencial de Licuación	98

3.9 Evaluación Geofísica	102
3.10 Perfil Estratigráfico	
3.10.1 Descripción del perfil Estratigráfico Realizado en el año 1996	104
3.10.2 Descripción del perfil Estratigráfico Realizado en el año 2000	109
3.11 Conclusiones	116

CAPITULO IV: DISEÑO POR CARGA AXIAL

4.1 Introducción	139
4.2 Conceptos Básicos	143
4.3 Procedimientos para el Cálculo de la Capacidad de Carga Axial	
4.3.1 En Suelos Cohesivos y Suelos No Cohesivos	146
4.3.2 En Roca	147
4.4 Evaluación de la Capacidad de Carga Axial	148
4.4.1 Estimación de los Parámetros del Suelo	150
4.4.2 Capacidad de carga Axial de un Pilote Hincado por Métodos Analíticos	
4.4.2.1 Capacidad de carga Axial Utilizando Métodos Estáticos	152
4.4.2.2 Capacidad de carga Axial Utilizando el Programa de Cómputo SPILE	163
4.4.3 Capacidad de Carga Axial de un Pilote Hincado por Métodos Empíricos del SPT	
4.4.3 .1 Capacidad de Carga Axial Utilizando el Programa de Cómputo FECF	168
4.4.3 .2 Capacidad de Carga Axial Utilizando el Programa de Cómputo SPTSP	171
4.4.4 Cálculo de asentamiento para Pilotes	176
4.5 Evaluación de la Capacidad de Carga Axial para Pilotes Perforados	
4.5.1 Cálculo de la Capacidad de Carga Última para de un Pilote Perforado por Fórmulas de Reese y O'Neill (1988)	183
4.5.2 Cálculo de la Capacidad de Carga Axial Utilizando el Programa de Cómputo SHAFT	191

4.5.3 Cálculo de la Capacidad de Carga Axial Utilizando el Programa de Cómputo FECP	194
4.5.4 Cálculo de asentamiento para un Pilote Perforado	196
4.6 Metodología para el Cálculo de la Capacidad de Carga del Caisson	206
4.6.1 Condiciones de Diseño	207
4.6.1.1 Cálculo de Capacidad de Carga del Caisson Margen Izquierda	209
4.6.1.2 Cálculo de Capacidad de Carga del Caisson Margen Derecha	211
4.6.2 Condiciones Actuales	224
4.6.2.1 Cálculo de Capacidad de Carga en la Base del Caisson - Margen Izquierda	229
4.6.2.2 Cálculo de Capacidad de Carga en la Base del Caisson - Margen Derecha	232
4.6.3 Asentamiento de los Caissons	244
4.6.3.1 Cálculo del Asentamiento del Caisson en Condiciones de Diseño	248
4.6.3.2 Cálculo del Asentamiento del Caisson en Condiciones Actuales	250
4.6.3.3 Cálculo del Asentamiento del Caisson en Condiciones Actuales Utilizando el programa de Cómputo RECALQ	263

CAPITULO V: PROGRAMAS DE CÓMPUTO PAR EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL

5.1 Introducción	
5.2 Programa de Cómputo FECP	
5.2.1 Introducción	252
5.2.2 Simplificaciones Adoptadas	252
5.2.3 Parámetros Generales de Entrada de datos	253

5.2.4	Métodos Utilizados para el Cálculo de la Capacidad de Carga	
5.2.4.1	Métodos de Auki Velloso	254
5.2.4.2	Método de Decourt Cuaresma	255
5.2.4.3	Método de Pedro Pablo Velloso	256
5.2.4.4	Método de Meyerhof	256
5.3	Programa de Cómputo SPILE	
5.3.1	Introducción	258
5.3.2	Fórmulas para el cálculo de la Capacidad de Carga Última	258
5.3.3	Condiciones para el Uso del Programa	263
5.4	Programa de Cómputo SPTSP	
5.4.1	Introducción	280
5.4.2	Descripción del Procedimiento	280
5.5	Programa de Cómputo PILE	
5.5.1	Introducción	287
5.5.2	Análisis de Carga Transferencia	287
5.6	Programa de Cómputo SHAFT1	
5.6.1	Introducción	297
5.6.2	Documentos de Ingeniería	298
5.6.3	Limitaciones y Excepciones	312
5.7	Programa de Cómputo RECALQ	
5.7.1	Introducción	320
5.7.2	Descripción del procedimiento	320
5.7.3	Análisis Elástico	321
5.7.4	Definición de las Variables de Entrada	322
	CONCLUSIONES	325
	RECOMENDACIONES	331
	BIBLIOGRAFÍA	

ANEXOS

ANEXO I : REGISTRO DE SONDAJES

- I.1 Registros de los sondeos realizados en el año 1996
- I.2 Registros de los sondeos realizados en el año 1998
- I.3 Registros de los sondeos realizados en el año 2000

ANEXO II : TABLAS

- II.1 Resultados de la Exploración de Campo y Ensayos de Laboratorio realizados en el año 1996
- II.2 Resultados de la Exploración de Campo y Ensayos de Laboratorio realizados en el año 2000

ANEXO III: RESULTADOS DE LA EVALUACION DEL PORTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS

ANEXO IV : REFRACIÓN SÍSMICA

ANEXO V : SALIDA DE LOS PROGRAMAS DE CÓMPUTO

- V.1 Salida del Programa de Cómputo FECF
- V.2 Salida del Programa de Cómputo SPTSP
- V.3 Salida del Programa de Cómputo SPILE
- V.4 Salida del Programa de Cómputo SHAFT1
- V.5 Salida del Programa de Cómputo PILE
- V.6 Salida del Programa de Cómputo RECALQ

ANEXO VI : FOTOGRAFÍAS

CAPITULO I

PRINCIPIOS BASICOS

1.1 GENERALIDADES

En 1998, el fenómeno de El Niño causó graves daños en todo el territorio peruano, ocasionando muertes y destrucción de muchas obras de ingeniería, como puentes, carreteras y caminos, generándose cuantiosas pérdidas económicas. El Niño 1997/98 es considerado como el fenómeno más catastróficos del siglo XX, registrado luego de 15 años de ocurrido otro similarmente catastrófico el de 1982/83, sorprendiendo a la comunidad científica mundial y a la comunidad regional en general, ya que se creía que el período de recurrencia de esta categoría de Niños se estimaba en 100 años. Durante El Niño de 1982/83 en la vertiente del Lago Titicaca se produjo la sequía más severa de este tiempo.

En la zona norte este evento ocasiono que los ríos registren sus mayores caudales aumentando muy aceleradamente, llegando por ejemplo el Río Piura hasta los 4,424 m³/s; nivel más alto en su historia, en comparación con El Niño del año 1983 cuyo caudal registro 3200 m³/s; sobrepasando las descargas de diseño de las obras hidráulicas en el Bajo Piura.

Estos grandes caudales que se generan por efecto de El Niño en muchos departamentos del Perú destruyeron importantes vías de comunicación, zonas urbanas, obras hidráulicas y más de cincuenta puentes en la zona norte del Perú.

En cuanto pérdidas económicas el Perú para 1997/98, el monto en pérdidas calculado corresponde a \$3498 millones de los \$7543 millones de pérdidas en los Países Andinos. Es decir, \$1498 millones más que en 1982/83, a pesar de tratarse de eventos ENSO de intensidad similar y de haberse dado un largo periodo de prevención. En términos generales, para los países andinos, según la CAF, el monto total de los daños (\$7543 millones) representa el 2,6% del PBI de la región, lo que con frecuencia es la expectativa realista de crecimiento anual de más de uno de estos países. (INDECI, 2000).

La principal causa por lo cual los puentes colapsaron se debe a socavación, por lo que es muy importante determinar la profundidad de socavación; para esto se debe contar con estudios de hidrología e hidráulica conjuntamente con los estudios geotécnicos, y así garantizar un comportamiento adecuado de la cimentación. El efecto de una ola frontal, es otra de las causas que ocasiona las caídas de los puentes como es el caso de crecidas repentinas y efectos de fluidización temporal que han generado el hundimiento de un pilar del Puente Bolognesi, desapareciendo totalmente antes de recibir el impacto de la ola frontal de agua y barro (Fenómeno de El Niño, 1998).

Las cimentaciones profundas proporcionan una buena protección contra la falla por socavación, pero sin embargo pueden fallar, esto ocurrirá cuando la socavación llega hasta profundidades superiores que el lecho natural de la corriente. Para evitar que esto suceda se debe colocar en la cimentación un sistema estructural mediante pilotes inclinados que resista las fuerzas de la corriente bajo condiciones de socavación y mantengan la estabilidad necesaria. Si los pilotes no pueden ser hincados ó en caso que no aseguren un sistema estructural adecuado se deberá usar los pozos perforados. En los casos en que se quiera prever socavaciones intensas o cuando se haya realizado una modificación del curso del río, se recomienda el uso de cajones de cimentación.

Dentro de los estudios geotécnicos es importante también considerar la evaluación del potencial de licuación debido a que en el Perú se ha reportado evidencias de ocurrencia de licuación en diversos lugares como Tumbes, Ica, Moyobamba, Chimbote, etc. durante terremotos severos ocurridos en el pasado

Debido a que la cimentación es la parte más importante de un Proyecto de Ingeniería, en el Laboratorio Geotécnico del CISMID-FIC-UNI, se determina realizar un estudio denominado “Análisis y Diseño de Cimentaciones Profundas– Aplicación Puente Yuracyacu”, con la finalidad de adoptar una metodología adecuada para el diseño e introducir programas de computo que faciliten el calculo de la capacidad de carga de la cimentación, y así mismo contribuir en la prevención de desastres debido a fenómenos naturales y factores humanos.

Para que un mayor número de tipos de cimentaciones pueda ser analizado ó diseñado eficientemente en los proyectos, se presenta en este estudio de investigación diferentes programas de cómputo para calcular la carga última vertical y así tener como resultado diferentes alternativas de solución en tiempos más óptimos.

Cuando nos encontramos con estratos superficiales débiles, en donde la cimentación debe estar condicionada a la falla de carga y excesivo asentamiento, se debe considerar la posibilidad de usar cimentaciones profundas (pilotes, pozos perforados, cajones de cimentación).

Para diseñar una cimentación requerimos hacer estudios del suelo a fin de poder conocer las características y el comportamiento de estratos que conforman el perfil del suelo, mediante exploración directa e indirecta de suelo. Al hablar de exploración directa nos referimos a los métodos basados en excavaciones a cielo abierto (calicatas, pozos, zanjas, trincheras, etc.) o perforaciones por rotación, métodos de penetración dinámica con el SPT y método de penetración estática con el Cono Holandés.

Dentro de una exploración indirecta de campo están: el ensayo de refracción sísmica, ensayo de carga directa, ensayo de consolidación, ensayo de expansión, ensayo de colapso, ensayo de permeabilidad, ensayos de laboratorio para determinar parámetros de resistencia al corte en suelos, ensayos de resistencia cíclica y parámetros dinámicos de los suelos, como las técnicas de medición de microtrépidaciones para determinar las propiedades dinámicas del terreno.

Para el caso de la cimentación del Puente Yuracyacu, tema del estudio y considerando un puente una estructura pesada, se requirió evaluar las condiciones existentes del terreno donde se apoyaran los estribos mediante perforaciones profundas y ensayos de suelo en laboratorio. Justificándose la realización de perforaciones profundas complementadas con pruebas de suelo por que presentan estratos de turba.

Es muy importante la ubicación de las márgenes de un puente, están deben estar en una zona que garantice que se evitarán erosiones y socavaciones. La longitud óptima de puente debe ser determinada buscando evitar que los terraplenes produzcan cambios de régimen y aumento de la velocidad del flujo.

Ante este tipo de eventos que generan desastres y ocasionan grandes pérdidas humanas y económicas es importante que nosotros los profesionales tomemos las mejores decisiones con responsabilidad en este caso en lo que respecta a los diseños de cimentaciones de puentes y así lograr soluciones acertadas para superar las amenazas y vulnerabilidades que permiten este tipo de eventos y contribuir a reducir los daños en la región y en los países más afectados, así como en sus respectivas poblaciones y economías.

1.2 OBJETIVO DEL ESTUDIO

- Analizar y determinar la Capacidad de Carga Axial de una Cimentación Profunda, mediante la aplicación de programas de cómputo.
- Estimar el asentamiento que se producirá en la cimentación.

Los programas de cómputo serán empleados en el diseño de la capacidad de carga admisible de la cimentación del puente Yuracyacu, para la alternativa de cimentar con pilotes hincados. En el caso de utilizar pilotes hincados se usarán los programas de cómputo FECP, SPILE, SPTSP y PILE. Para el diseño de pilotes excavados y pozos perforados se utilizarán los programas FECP y SHAFT1. Para estimar el asentamiento elástico de la cimentación se empleará el programa de cómputo RECALQ.

Los resultados obtenidos aplicando los programas de cómputo serán comparados con los resultados de cálculos mediante los métodos tradicionales en forma manual a fin de poder dar las recomendaciones del caso.

1.3 FUNCIONES DE UNA CIMENTACIÓN PROFUNDA

La función principal de una cimentación profunda es transferir la carga vertical a través de suelos débiles cercanos a la superficie hasta roca o suelo resistente a profundidad, pero además existen otras funciones que son importantes mencionar:

- Resistencia en condiciones normales de suelo duro a presiones de levantamiento (fuerzas de ondas y viento).
- En caso de cimentaciones en suelo suelto que requieran resistir cargas horizontales tales como estructuras de contención (muros, tablaestacas, etc.).
- Solución típica de cimentaciones expuestas al fenómeno de socavación.

1.4 CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO

Suelos Cohesivos

Los parámetros necesarios en el diseño de carga axial en suelos cohesivos son: resistencia al esfuerzo cortante no drenado, peso unitario, y relaciones esfuerzo-deformación.

Las consideraciones deben ser dadas para la posibilidad de arrastre descendente o levantamiento durante la vida de la estructura o consolidación de los suelos debajo de las bases de la cimentación. Por lo que, a veces es necesario realizar la consolidación y/o pruebas de expansión.

La elaboración de un perfil de los parámetros de cohesión del esfuerzo efectivo y ángulo de fricción interna del suelo, la estimación de los coeficientes de presión de tierra y de poros in-situ son importantes para el estudio de cimentaciones, los cuales pueden modificarse según se requiera en la etapa de construcción.

Suelos Granulares

Usualmente en estos suelos no se puede extraer muestras inalteradas, sin embargo empleamos valores de N obtenidos del ensayo de penetración estándar SPT, o el ángulo de fricción interna de correlaciones directas. Los estratos donde N es menor o igual a 10, sufren considerables cambios de volúmenes si están sujetos a vibraciones.

Rocas

Las mínimas características requeridas para el diseño de cimentaciones profundas en rocas son, la resistencia a la compresión no confinada (desde NX los núcleos o más largo), RQD, espacio o espesores de juntas, la localización y variación de la roca superficial.

1.5 CONDICIONES DEL LUGAR RELACIONADAS A LOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Es muy ventajoso elaborar un programa para el seguimiento de la investigación de las condiciones del suelo superficial, para la adquisición de datos útiles en el diseño y para la selección de los procedimientos propios de construcción. Así, si encontramos durante el estudio un estrato de suelo inestable, será necesario llevar un equipo adicional a la obra y solicitar a tiempo el pago extra. Hay dificultades que son a veces encontradas durante la realización de las excavaciones y con una buena programación será menos tedioso el avance. Por estas mismas razones es importante la investigación del subsuelo y así poder determinar el equipo apropiado para llevar a al lugar de trabajo.

Recomendaciones para que el desarrollo de la obra sea eficiente, Identificar:

- Presencia de un estrato de suelo no cohesivo bajo el nivel freático
- Los espesores de los estratos y la distribución del tamaño del grano.
- La cantidad y velocidad del flujo de agua en una excavación abierta
- Aparición de cantos rodados y boleos, debemos conocer el tamaño de la piedra más grande y si la piedra puede ser quebrada por herramientas quebradoras de rocas.
- Restos de cimentaciones anteriores, algunas obstrucciones son a veces encontradas en áreas urbanas debido a actividad comercial pasada.
- Presencia de relleno (tóxicos gases), casi toda investigación subsuperficial bien conducida, revelaría si existe relleno en el lugar de construcción.
- Existencia de Roca Basal (firme), el diseño de un grupo de pilotes perforados requiere que sean empotradas o cimentados en roca sólida. Los documentos detallados de construcción deben ser confiables y permitir correctas decisiones para así realizar una favorable construcción.

- Presencia de gases explosivos o venenosos, la investigación del subsuelo debe incluir la posible existencia de gas y riesgo a los trabajadores, en el lugar de construcción.
- Agua subterránea, puede existir más de una napa freática en el lugar. Los piezómetros y pozos de observación pueden ser útiles para la técnica de sondeo de lavado, para el establecer los niveles de aguas subterráneas.

1.6 FILTRACIONES DE AGUA EN LAS EXCAVACIONES

Las filtraciones de agua en las excavaciones son un gran problema durante el trabajo de excavación. El continuo bombeo para la expulsión del agua genera mayores costos, además si existen estructuras adyacentes, éstas podrían sufrir asentamientos. En muchos casos durante la excavación se localiza mayor cantidad de agua prevista, y la solución es el bombeo ocasionando desmoronamiento laterales del pozo con peligro de colapso de caminos y edificaciones cercanas. Todo esto ocasionará mayores costos que pudieron ser evitados si inicialmente se usara el sistema de disminución de napa freática. Existen algunos métodos y procesos geotécnicos para el control de aguas subterráneas en los trabajos de excavación, como son el bombeo desde: sumideros, las puntas coladeras, los pozos perforados, los pozos horizontales y electroósmosis.

El flujo de agua subterránea se puede eliminar ó reducir utilizando lechada con cemento (suspensiones en arcilla o bitumen), consolidación química, aire comprimido ó por congelamiento. Para elegir que método es conveniente usar se debe tener en cuenta las condiciones del lugar, las características del suelo y la distribución del tamaño de la partícula en los suelos.

CAPITULO II

TIPO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

2.1 INTRODUCCIÓN

El objetivo de la cimentación profunda es transferir la carga vertical a través de suelos débiles cercanos a la superficie hasta roca o suelo resistente a profundidad. Las cimentaciones profundas también son usadas en condiciones normales de suelo, para resistir fuertes presiones de levantamiento, o cuando los suelos son débiles y deben para resistir cargas horizontales.

Para el desarrollo de esta tesis se ha clasificado a las cimentaciones profundas en tres categorías: Pilotes Hincados, Pozos Perforados (Drilled Shafts) y los Cajones de Cimentación (Caissones).

Los pilotes hincados prefabricados en sitio son también llamados pilotes de desplazamiento, porque conforme se va hundiendo el pilote en el suelo éste se va desplazando. Para estructuras en tierra, este tipo de pilotes suele ser el más económico debido que transmiten cargas moderadas. Dentro este tipo de pilotes, citamos a los pilotes de madera, pilotes de concreto y pilotes de acero, los cuales son hincados mediante un martillo que puede ser de caída libre, de vapor de acción sencilla, doble o diferencial y los de combustión directa (diesel).

Los pozos perforados, son cimentaciones profundas construidas en un lugar perforando un hueco cilíndrico mediante un equipo de perforación, para luego al llegar al estrato duro, colocar concreto en el hueco. Un pozo perforado es un miembro de compresión con carga axial aplicada en la superficie, una reacción en el fondo, y soporte lateral a lo largo de los lados. Por su tipo de construcción son favorables para evitar levantamientos o vibraciones.

Debido a que tienen un gran diámetro, son generalmente el tipo más económico para estructuras pesadas, en especial en suelos que se pueden perforar con taladros, también son bastante empleados en la estabilización de taludes. Los pozos perforados transportan grandes cargas y minimizan asentamientos. Debido a los diferentes métodos de construcción, pueden ser construidos en una gran variedad de suelos.

Los cajones (caissons) son cimentaciones requeridas para soportar cargas horizontales o inclinadas adicionales a la carga vertical, en corrientes de agua de gran velocidad y profundas, como ocurre en las pilas para puentes sobre ríos que tiene que soportar una carga lateral por fuerza de viento en la superestructura, de la tracción de los vehículos que usan el puente, de las corrientes en el río y algunas veces de escombros flotantes o hielo; en muelles estos cajones deben ser diseñados para soportar cargas laterales muy pesadas como impactos de barcos. Este tipo de cimentación se caracteriza por ser construido en la superficie del suelo o del agua, para luego ser hundidos como una sola unidad hasta la profundidad de diseño.

Los cajones de cimentación pueden clasificarse en tres tipos; Cajones Cerrados (fondo cerrado), Cajones Abiertos, y los Cajones Neumáticos. Los Cajones Neumáticos en comparación con los Cajones Abiertos requieren más planta y mano de obra para su hundimiento, siendo esto más lento.

Para elegir el tipo de cimentación más adecuada, se debe tener presente algunas recomendaciones que se dan más adelante en este Capítulo. Uno de los factores más importante para seleccionar el tipo de cimentación es la consideración amplia de los materiales, influencias destructivas, vida económica, y justificación de la inversión. Otra consideración importante es prever técnicas para solucionar los problemas a que están expuestas las cimentaciones, como a sufrir deterioro debido a sustancias agresivas en el suelo, en rocas, en aguas freáticas, en el mar, en el río y a condiciones agresivas de la atmósfera, estando sujetas a la abrasión de arena o grava, o daños por hielos o madera flotando.

Para la clasificación de las cimentaciones profundas se ha considerado los siguientes factores:

A) Materiales:

Acero: pilotes tubo, sección caja y sección-H

Concreto: prefabricados (reforzados, pre-esforzados) y prefabricados en el lugar

Madera: tratados con preservantes cuando se instala en agua o en medio marino, su instalación siempre es mediante el sistema de hinca.

Alguna combinación de estos materiales.

B) Métodos de transferencia de carga:

Pilotes por punta: son hincados atravesando suelo débil y material suelto, quedando el resto de su punta en el estrato firme subyacente, tal como una arena densa y grava, lutita arcillosa o roca.

Pilotes por fricción: transferencia de la carga a las distintas capas del suelo en todo el largo del fuste

Combinación de estos dos métodos: soporta la carga parcialmente por fricción superficial y la carga permanente es transferida hasta el estrato subyacente más denso o resistente. Un ejemplo de este tipo de pilotes son los pozos perforados en los cuales aproximadamente 50% de la carga del pilote es transferida por fricción hasta el estrato firme y 50 % es tomada por la base.

Pilotes cargados lateralmente

C) Influencia sobre el suelo:

Pilotes de Gran Desplazamiento; como los pilotes de madera, prefabricados de concreto, pre-esforzados, tubo de acero cerrado en el extremo y pilotes de acero que desplaza un volumen grande para que los pilotes sean hincados.

Pilotes de Corto Desplazamiento; Por ejemplo un pilote de acero de sección H ó tipo tubo de extremo abierto, y pilotes de rosca desplazan relativamente un pequeño volumen de suelo durante el hundimiento.

Pilotes sin Desplazamiento; no desplazan suelo durante su instalación, primero se hace una perforación en el suelo y luego se coloca el pilote prefabricado en el hueco.

Como su instalación no varía los esfuerzos laterales del suelo, esto significa que este tipo de pilotes tiene menor fricción en el fuste en comparación con los pilotes de desplazamiento. Ejemplos de estos pilotes son los pozos perforados y los pilotes de concreto fabricados en sitio.

D) Pilotes Compuestos

Por ejemplo un pilote compuesto de desplazamiento hincado de sección H articulado en el extremo inferior de un pilote de concreto prefabricado.

E) Método de Instalación

Impacto del martillo hidráulico, aire, o motor a vapor, o diesel; vibratorios; perforación en excavación abierta; o para el uso de algún método especial.

2.2 PILOTES DE MADERA

La madera, por su alta resistencia, variedad, facilidad de manejo, de corte, por ser adaptable para ser hundida, y en condiciones favorables tener casi vida indefinida, es un material ideal para pilotaje. Los pilotes de madera tienen ciertas desventajas en comparación con los pilotes de concreto y acero, transportan cargas menores, y su longitud está limitada por la altura de los árboles. Están sujetos a podredumbre y ataque de los insectos, generalmente esto puede evitarse al colocar los pilotes siempre debajo del agua, en caso contrario tratarse químicamente para incrementarles la vida. En la práctica cuadrar la madera puede ser perjudicial para la durabilidad debido que al quitar la capa exterior (albura), queda expuesta a absorbe creosote o algún otro líquido preservante.

En la Tabla N° 2.1 se dan algunos valores de carga de diseño empleadas para diferentes tipos de pilotes según el material que lo conforma; según esta Tabla la madera es el material que admite menor carga mientras que el concreto resiste mayor carga.

En la Tabla Nº 2.2 se muestra las propiedades y los parámetros de la madera peruana con sus nombres mas conocidos en el Perú (Universidad Nacional Agraria–La Molina. Dpto. de Industrias Forestales) UNA, 1982.

Tabla Nº 2.1: Cargas de Diseño empleadas para diferentes tipos de Pilotes

Tipo de Pilote	Carga Admisible (T)
Madera	15-30
Compuesto	20-30
Concreto colado y en sitio	30-50
Concreto reforzado prefabricado	30-50
Tubular de acero, llenado con concreto	40-60
Acero sección – H	30-60

*Karl Terzaghi and Ralph B. Peck, 1967.

Durante el hincado existe alta probabilidad de la cabeza y punta del pilote sufran daños, como el invisible “astillamiento” y división de la punta de los pilotes de madera sobre todo cuando se penetren capas de suelos compactos o cementados. Estos daños también ocurren cuando se hinca en arenas densas y gravas a gran profundidad o en suelos que contienen cantos rodados. Es importante estimar las condiciones de suelo para decidir si es factible hincar un pilote de madera a la profundidad requerida por una carga dada sin causar daño, o en todo caso si es preferible reducir la carga.

Tabla Nº 2.2: Especies Forestales más importantes de la Selva y Nombres de las Madera con los que se Conoce, en el Perú

Especies	Densidad Básica g/cm ³	Flexión Estática			Compresión Paralela				Compresión perpendicular al grano (kn/cm ²)	Cillazamiento (kg/cm ²)	Dureza		Tenacidad (m-kg)	Extracción de clavos	
		Esfuerzo al límite (kg/cm ²)	Módulo de ruptura (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (1000 x kg/cm ²)	Esfuerzo al límite (1000 x kg/cm ²)	Proporción (kg/cm ²)	Resistencia máxima (kg/cm ²)	Módulo de elasticidad (1000 x kg/cm ²)			Lados (kg)	Extremos (kg)		Extremos (Kg. X clavo)	Lados (Kg. X clavo)
Chimicua-Itahuba	0.71	542	898	160	373	452	174	77	111	761	736	3.8	177	205	
	0.01	30	31	6	24	18	7	5	4	35	36	0.3	17	164	
Diablo fuerte	0.53	366	580	99	251	302	113	57	86	425	365	2.8	93	235	
	0.01	24	57	6	12	8	5	3	3	19	20	0.2	7.4	25	
Estoroque	0.78	889	1340	175	622	714	206	130	163	1143	1112	6.6	253	288	
	0.01	56	38	7	40	28	8	9	5	59	48	0.2	26.3	17.2	
Huayruro	0.61	543	838	136	361	443	147	71	105	650	600	3.7	123	173	
	0.01	38	90	8	31	28	11	5	4	50	43	0.4	21.5	18.9	
Huimba	0.57	383	582	105	232	287	119	42	71	374	377	2.2	86	114	
	0.01	32	40	4	15	22	8	5	6	67	34	0.2	16.2	15.1	

ESTUDIO INTEGRAL DE LA MADERA PARA LA CONSTRUCCION
 MINISTERIO DE AGRICULTURA Y ALIMENTACION
 UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA-LA MOLINA
 DPTO. DE INDUSTRIAS FORESTALES. UNA, 1982.

2.3 PILOTES DE CONCRETO

Dentro el tipo de pilotes de concreto estudiaremos los siguientes pilotes.

2.3.1 Pilotes de Concreto Prefabricado

Estos pilotes son muy usados en estructuras marinas y ribereñas, transportan grandes valores de carga a través de material suave hasta llegar a estratos más firmes. Pueden usarse además en situaciones donde los pilotes hincados y fabricados en sitio son imposibles o anti-económicos de usar. Son ampliamente usados en estructuras como muelles y rompeolas, donde se necesita mantener el pilote por encima del nivel del terreno en forma de una columna estructural. Para estructuras de tierra desarticuladas son más costosos comparados con los pilotes de tipo hincados y fabricados in-situ.

Pilotes de Concreto Prefabricados Reforzados

El refuerzo es necesario para resistir esfuerzos de flexión debido a cargas laterales o esfuerzos de tensión de cargas por levantamiento. A veces es necesario variar la longitud del pilote; la solución más positiva será adoptando un tipo de pilote articulado. Estos pilotes pueden ser diseñados y fabricados con concreto reforzado ordinario, o en forma de miembros de concreto pretensado, o postensado. Los pilotes de concreto prefabricados son generalmente de sección cuadrada o hexagonal. En la Tabla N° 2.3, se muestran valores de longitud máxima para pilotes pre-fabricados de sección cuadrada, a fin de evitar excesiva flexibilidad durante el hundimiento.

Tabla N° 2.3: Longitud Máxima Pilote Prefabricados

Dimensión del Pilote (mm)	Máxima Longitud del Pilote (m.)
250	12
300	15
350	18
400	21
450	25

Report ACI 543-74 (Re-affirmed 1980)

La principal ventaja de un pilote de concreto pretensado con respecto a los pilotes reforzados está en su alta resistencia con relación al peso, habilitación de unidades de longitudes esbeltas para ser levantadas y hundidas. Sin embargo, su esbeltez no es siempre ventajosa ya que una sección transversal de gran área puede necesitar movilizar suficiente resistencia en fricción superficial y por punta. La segunda ventaja es el efecto del pretensado en primer plano de grietas causadas durante el hundimiento. Este efecto combinado con el concreto de alta calidad necesario para el empleo económico de pretensado, incrementa la durabilidad del pilote pretensado lo cual es ventajoso en estructuras marinas y suelos corrosivos.

Uno de los principales problemas asociados con pilotes de concreto prefabricados es la rotura invisible debido a las condiciones de duro hundimiento. Otra desventaja tiene que ver con problemas de fabricación y manejo de los pilotes (distancia requerida, tiempo para el curado, equipo pesado necesario para el trabajo y el transporte).

Los pilotes pretensados, requieren de concreto de alta calidad, esto los hace resistentes a los esfuerzos provocados durante el hundimiento. Son usualmente fabricados en toda su longitud, llegando a ser éstos hasta de 40m. en secciones cilíndricas. Un ejemplo de este tipo de pilote son los **Pilotes de Concreto Raymond**, los cuales son fabricados en serie, con secciones cilíndricas huecas de diámetros estándar de 0.914 y 1.372 m. y espesores de muros de 0.102 a 0.152 m, dependiendo de la capacidad axial y de la capacidad de carga lateral requeridas. Son muy utilizados en construcciones marinas. Estos pilotes son entonces recuperados como una unidad quedando disponibles para la instalación.

2.3.2 Pilotes de Concreto Prefabricados en Sitio

Estos pilotes son instalados vaciando concreto en un hueco formado en el suelo por hundimiento, o perforación, hundidos con chorro de agua, o una combinación de éstos y otros métodos. Los pilotes de concreto prefabricados en sitio, son mejores que los pilotes prefabricados por que no necesitan entubado y un lugar para almacenar, tampoco requieren recortes y solamente se diseñan para cargas de

servicio ya que ellos no están sujetos al hundimiento y esfuerzos de elevación; además la longitud del pilote puede adaptarse según se requiera en campo, por lo tanto la predeterminación de la longitud no es crítica.

Pilotes de Concreto Prefabricados Hincados y Entubados, su instalación consiste en hincar y supervisar el entubado de acero, luego rellenarlo con concreto. Estos pilotes son apropiados cuando se necesita proteger el concreto fresco colocado contra presiones de tierra e intrusiones.

Pilotes Caisson Fabricados en Sitio, estos tipos de pilotes son apropiados cuando se requiere de gran capacidad. Su instalación se realiza hincando un tubo de extremo cerrado, de gran espesor hasta el lecho rocoso. Paso seguido se limpia dentro del tubo por perforación o chorro de agua, luego se perfora un engrilletado en la cama de roca, y se rellena con concreto totalmente el engrilletado y el tubo.

Pilotes de Concreto Perforados no Entubados y Pilotes de Concreto Hincados no Entubados y Prefabricados en el Sitio, para instalar un pilote hincado entubado, primero se introduce un tubo de acero cerrado en un extremo con un mandril interno o punta de taponamiento independiente o núcleo hincado, se remueve el núcleo y se rellena con concreto, acto seguido se extrae el ademe (tubo). En algunos casos es necesario ampliar la base con concreto en el fondo.

Pozo Perforado, también conocidos como drilled piers, caisson (diámetro más grande) y bored piles (en Europa). Los pozos perforados son instalados por perforación mecánica, se perfora un hueco con el diámetro y profundidad necesaria, se rellena el hueco con concreto simple o reforzado. Puede ampliarse la base si se requiere con una herramienta ensanchadora.

Pilotes Franki, se forma por apisonamiento del concreto en un casco tubular removible, hasta expandir la base. Si es necesario, se puede instalar refuerzo de acero con barras verticales mediante cables y se aplica el martillo sobre el concreto forzándolo hacia abajo y hacia fuera.

Los pilotes Franki usualmente son de 6 a 18m. de longitud y de 30 a 60cm. de diámetro, pueden soportar cargas entre 534 a 1068 KN. Estos pilotes proporcionan cimentaciones de alta capacidad sin la necesidad de excavación o depresión del nivel freático. Son apropiados para suelos granulares, (donde la capacidad es alcanzada primeramente por densificación del suelo alrededor de la base expandida), una ventaja particular es cuando un estrato de apoyo de espesor limitado, solamente puede ser alcanzado dentro de profundidades económicas.

Pilotes Compuestos Franki, al igual que los pilotes normales Franki, tienen la base expandida y son hincados de la misma forma, su diferencia está en que el fiuste es de concreto precolado y su cabeza puede ser cortada en un punto sobre el terreno, además pueden ser colocados en agua y tener diámetros más pequeños.

Método de formado:

- Hincar sobre el concreto, formando un tapón que arrastre el tubo hacia abajo mediante un martillo de caída libre.
- Se mantiene el tubo en su lugar mediante cables, se hinca un pedestal de concreto agrandado y se baja el pilote precolado.
- Penetrar el pilote precolado en el pedestal de concreto mientras esté fresco.
- Retirar el entubado o forro.

La Fig.Nº 2.1 muestra una vista de diferentes tipos de pilotes de concreto y la Fig. Nº 2.2 muestra una vista de los pilotes Franki entubados y no entubados.

2.4 PILOTES DE ACERO

Los pilotes de acero tienen la ventaja de tener alta capacidad de soporte, son livianos y manejables, capaces de soportar altas cargas compresivas cuando se hunden sobre un estrato duro, y pueden ser hincados fuertemente hasta alcanzar un estrato resistente a profundidad o hasta desarrollar alta resistencia a la fricción superficial, su costo por metro tendido es alto comparado con pilotes de concreto prefabricados. Podemos clasificarlos como: pilotes de tubo prefabricados, secciones tipo caja, secciones H, tubos taponeados y acanalados (mono-tubos).

2.4.1 Pilotes de Acero-Tubo

Los pilotes tubulares se instalan mediante hundimiento, pero en condiciones difíciles de suelo se pueden instalar con técnicas "Perforación de Hundimiento hasta una profundidad limitada por la base del pilote, luego se reemplaza el martillo y se hunde el pilote hasta la etapa del rechazo.

Los pilotes pueden ser fabricados hasta cubrir la máxima longitud predicha y alguna longitud excedente podrá ser cortada. La Fig. N° 2.3 muestra un típico pilote de acero tubular con punta de encaje.

En caso de una obra de gran envergadura como por ejemplo de una plataforma de producción de petróleo es necesario utilizar pilotes de acero tubular de longitudes muy largas. Estos pilotes son hundidos mediante martillos subacuáticos, pero para hincar la cabeza de los pilotes se usa el pilote conector Rockwell que es un aparato útil desarrollado para unir longitudes de tubos conductores de aceite y se adapta para hacer conexiones entre pilotes a menor tiempo y no ocasiona retrasos como ocurre cuando se unen soldando.

Los pilotes de acero tubular son requeridos cuando se necesitan hacer empalmes debajo de la superficie, soportan solamente cargas compresivas. Son muy usados en estructuras marinas por lo que pueden ser fabricados e hincados con grandes diámetros para resistir las fuerzas laterales a profundidad. Su forma circular es ventajosa por que minimiza arrastre y oscilación de olas y corrientes, su sección hueca sirve para inspeccionar si ocurrirá pandeo. Estos pilotes al ser fabricados con placas gruesas proveen altas cargas axiales o momentos de flexión La economía del pilote tubular depende de la variación del espesor lateral y calidad del acero.

Pilotes de Acero Forrados Rellenados con Concreto

Son esencialmente de sección liviana y están diseñados para ser rellenos con concreto luego del hundimiento, son hincados por un martillo golpeando en lo alto del pilote o por un martillo de caída libre activando sobre un obturador de concreto en el fondo del pilote.

Los pilotes de acero tubular llenados con concreto no necesitan ser reforzados, a menos que requieran sostener los levantamientos o esfuerzos de flexión, lo que sobre esforzaría una sección plana de concreto vaciado en el más ligero calibre de acero.

Pilotes con Sección Hueca

Estos pilotes pueden ser hincados con el extremo abierto. Se elimina la resistencia en la base al hincar los pilotes de sección hueca hasta la profundidad de penetración. Para estructuras marinas no es necesario rellenar con concreto ya que para estos casos es más importante la elasticidad que la rigidez, por estar expuesto a flexión y fuerzas de impacto. Estos pilotes son necesarios cuando se va a soportar altas cargas compresivas, pudiendo ser hincados con extremo cerrado hasta desarrollar la resistencia necesaria en la base del pilote.

Pilote Monotubo

El pilote monotubo, está formado de acero trabajado al frío, es de sección acanalada teniendo una resistencia límite de 345 N/mm^2 . La resistencia de la sección acanalada es adecuada para ser hincado por martillo sin un mandril interno o relleno de concreto. Los tubos tienen un diámetro estándar de 203 mm y el diámetro del fuste se incrementa hasta 457 mm a razón del ahusamiento, lo que le hace apropiado para adaptarse a la longitud del pilote requerido.

2.4.2 Pilotes de Acero-Caja

Son pilotes fabricados soldando placas de acero o secciones acanaladas hasta formar un pilote hueco capaz de soportar cargas muy altas a compresión, de levantamiento o laterales. El área del acero es considerablemente más grande que la de los pilotes tubulares correspondientes a estas dimensiones, por lo que los pilotes tipo caja son más costosos que los pilotes tubulares, pero debido a que la sección de acero es muy pesada, son capaces de soportar cargas laterales más altas y pueden resistir severo hundimiento. La Fig.Nº 2.4 muestra algunas formas en planta que puede adoptar un pilote de acero tipo caja.

2.4.3 Pilotes de Sección –H

Este tipo de pilote causa desplazamientos muy pequeños y son adecuados para hundirse en grupo con centros cerrados y en situaciones donde se pueda permitir considerable levantamiento o desplazamiento lateral. Son muy apropiados cuando se necesite penetrar a grandes profundidades en arenas sueltas o medianamente densas, cuando la arena no este consolidada alrededor del pilote, facilitara el hundimiento de grupos de pilotes sin realizar vibraciones que puedan causar asentamiento de las propiedades adyacentes cimentada en este tipo de suelo. Los pilotes de sección-H, pueden penetrar en suelos conteniendo capas cementadas y por punzonamiento dentro de roca. Sus cortos desplazamientos los hacen convenientes para grandes profundidades en arenas sueltas o medias densas, tal como ocurre con pilotes de grandes desplazamientos. Son de sección transversal relativamente pequeña por lo que no desarrollan alta resistencia por punta cuando su base son suelos débiles o rocas fracturadas.

Una de las desventajas de estos pilotes, es que pueden flexionar cerca del eje durante el hundimiento, esto ocasionaría que el pilote falle. Bjerrum (1957), recomienda "cualquier pilote de sección-H hundido, con un radio de curvatura mayor a 36.6 cm. luego del hundimiento será considerado como incapaz de resistir cargas".

2.4.4 Deterioro y Protección del Material para Pilotes de Acero

El deterioro de los pilotes de acero puede ocurrir cuando existen daños por obstrucción durante el hundimiento o cuando se encuentran corroídos. Los tubos pueden ser dañados durante el hundimiento cuando se encuentran con estratos inclinados o duro, como se ilustra en la Fig. N° 2.5.

Alternativas de protección contra la corrosión:

- Prever metal adicional para incremento de la sección del pilote
- Aislar al pilote del medio por recubrimiento con brea de carbón o sino encajonarlo
- Método de protección catódico

En la Tabla N° 2.4, se dan algunas alternativas contra una potencial corrosión de pilotes de acero instalados en diferentes medios. El potencial de corrosión en un lugar específico y los requerimientos de protección deben ser recomendados por especialistas en el tema. Ramanoff (1962) ha documentado estudios sobre corrosión de pilotes de acero.

Tabla N° 2.4: Protección de los Pilotes de Acero Contra la Corrosión

Pilote Empotrados	Potencial de Corrosión	Recomendaciones Para Protección
En suelos impermeables*	Muy poco	No requiere protección
En suelos permeables	Hasta cerca de 0.5 m. debajo del nivel superficial	Revestimiento de la superficie
Proyectando aire dentro	Corrosión atmosférica Corrosión del suelo cerca de la superficie	Pintado encima de la superficie Concreto encajonado o brea de carbón hasta 0.5 m. sobre y debajo de la superficie
Proyectando dentro de agua fresca limpia	No-corrosión	No requiere protección
Proyectado dentro del mar	Corrosión atmosférica por encima de la marea alta. Entre la marea alta y superf. de lodo puede corroerse	Pintado Concreto encajonado o con brea de carbón.

*La recomendación final depende del resultado de las pruebas del suelo en el lugar específico. Prakash (1990).

2.5 POZOS PERFORADOS (DRILLED SHAFTS)

Un pozo perforado es una cimentación la cual se construye vaciando concreto fresco en un hueco perforado. Puede instalarse acero de refuerzo en la excavación si se requiere antes de vaciar el concreto, la Fig. N° 2.6 describe un típico pozo perforado. Estos pilotes pueden ser construidos empleando equipos de perforación rotatoria para perforar un hueco profundo, o construido por el método de percusión; en este segundo caso la superficie del entubado es ajustada y el suelo excavado por un cucharón de quijadas.

Existen limitaciones con respecto a la geometría de un pozo perforado, cuando los diámetros están en el rango de 12 a 14 pulg, los fustes tendrán longitudes menores a 10 pies. El concreto puede colocarse por caída libre en fustes de diámetros pequeños (tal como en fustes de grandes diámetros) si la mezcla es diseñada cuidadosamente para asegurar que la excavación sea llenada y la segregación minimizada. Estas pequeñas cimentaciones son comúnmente utilizadas para soportar estructuras de señalización del tráfico.

Situaciones en que pueden ser empleados los pozos perforados usando métodos de construcción confiables:

- En roca blanda o dura y canto rodado sobre arcilla glacial
- Los suelos residuales donde la intemperización es altamente irregular
- Formaciones cársticas.
- Suelos socavados debajo del nivel freático
- Suelos muy blandos y lugares marinos

Aplicaciones de los Pozos Perforados

Un pozo perforado se emplea con mayores resultados para soportar grandes cargas verticales y laterales, además para minimizar el asentamiento. Son construidos apropiadamente en una amplia variedad de suelos. El método de construcción puede ser adaptado para reducir ruidos, contaminaciones y daños a estructuras adyacentes producidos por pérdida de terreno.

La alta capacidad de carga del pozo perforado, permite usar un único elemento de gran diámetro en vez de un grupo de pilotes hincados. El tamaño y refuerzo del pilote está determinado por las condiciones del suelo, por la distribución de cargas, y ejecución de los requerimientos. Si se tienen que resistir fuerzas laterales, modificar la rigidez estructural para también resistir los esfuerzos por flexión. Las cargas de tensión son normalmente soportadas por la fricción lateral de los pozos perforados. Estos elementos de cimentación son muy utilizados para resistir presiones laterales de un muro de contención, por ejemplo, en un puente empotrado.

Otras aplicaciones de los pozos perforados son en: anclajes para muros atirantados, cimentaciones para estructuras ribereñas, postes de amarre, y sistemas de estribos de protección. La Fig. N° 2.7 ilustra casos de usos de pozos perforados que son colocados en diferentes estratigrafías, además se ilustra sus aplicaciones.

Características de la Superficie

Es de mucha importancia establecer todos los factores pertinentes relacionados a las características superficiales del lugar que afectarían a las operaciones de construcción como son:

- Restricciones sobre puntos de ingreso para los equipos de perforación
- Existencia de las utilidades y limitaciones respecto a la remoción o reubicación.
- Localización de estructuras existentes en el lugar y en lugares adyacentes.
- Ubicación de árboles y zonas de mayor vegetación.
- Contorno inicial y final del lugar y presencia del nivel de agua.
- Toda información que se pueda referente a las condiciones del terreno, que pueda ser razonablemente esperado durante la construcción
- Restricción de ruidos y/o otras consideraciones de desarrollo

2.5.1 EFECTOS EN LAS PROPIEDADES DEL SUELO AL INSTALAR PILOTES PERFORADOS

Instalación en arcilla

Cuando un pilote es hincado en arcilla, ésta experimenta una pequeña disminución de volumen y es aislada de los pilotes adyacentes. El movimiento de la arcilla puede causar algún esfuerzo en la superficie del terreno, dependiendo de las características del cambio volumétrico del suelo que es desplazado y del tipo de pilote. La alteración de la arcilla podría causar una reducción inicial en la resistencia al esfuerzo cortante, pero simultáneamente los esfuerzos laterales son generados cuando el suelo es desplazado. Los esfuerzos laterales podrían causar con el tiempo un aumento relativo en la resistencia al corte, ocasionando un incremento en la fricción superficial con respecto al tiempo; esto ocurre cuando un pilote es hincado en arcillas y otros materiales de grano fino.

Si la arcilla es homogénea, la excavación podría permanecer abierta y seca, originándose una deformación de la arcilla cercana al eje de la excavación y produciéndose el hundimiento de la superficie. La deformación y hundimiento pueden considerarse si la arcilla es débil, pero mínima para la resistencia de arcillas sobreconsolidadas donde un pozo perforado es muchas veces empleado.

Si la arcilla tiene juntas y es agrietada, es posible que el agua escurra dentro la excavación. Las juntas podrían abrirse y pedazos de arcilla caer en la excavación. Entonces será necesario llenar la excavación con agua o con pasta bentonítica. El fluido en la excavación puede causar algún incremento del agua contenida en la arcilla y pérdida de resistencia al corte más allá de que ocurrirá sin agua o pasta.

Además la colocación de concreto en la excavación impondrá un esfuerzo lateral en el fuste. La magnitud de este esfuerzo dependerá de la fluidez del concreto. Si la excavación es una perforación seca, la humedad del concreto puede desplazar arcilla y causar algún ablandamiento adicional.

Sin embargo, si la excavación en la arcilla es húmeda, se producirá una interacción entre la arcilla y las partículas de cemento confirmando el enlace entre el concreto y la arcilla, siendo la interacción más resistente en la, luego de colocar el concreto.

Las propiedades y el comportamiento de suelos arcillosos, cuando se hincan un pilote o un pozo perforado certifica el concepto de que el carácter del suelo alrededor de una cimentación profunda no es el mismo que del suelo in-situ. Por lo tanto es necesario realizar investigación sub superficiales y determinar las propiedades del suelo in-situ, y además conocer la sensibilidad de la arcilla y la propensibilidad a absorber agua desde la pasta o del concreto fluido.

Instalación en arenas

La vibración del pilote debido al impacto de hincan, puede causar que partículas de arena sean desplazadas hacia abajo y hacia fuera del pilote, resultando en una densificación de la arena alrededor del pilote y un consecuente asentamiento de la superficie terrestre. Si el pilote encuentra una capa de arena densa, los granos no pueden moverse y se densifica mayor área. La energía en la punta del pilote debe ser suficiente para quebrar los granos y mover una masa de suelo debajo de la punta del pilote, si la energía es insuficiente, la penetración del pilote cesaría.

El esfuerzo lateral cerca a las paredes del pilote en arena es casi siempre mucho menor que la presión pasiva y es aproximadamente igual al empuje en reposo. El esfuerzo lateral está relacionado al movimiento de las partículas de arena durante la hincan de pilotes, la vibración lateral de un pilote hincado, y el fenómeno de flexión.

La colocación de concreto de alta trabajabilidad (slump-alto) origina esfuerzos laterales y en la base del pilote mayores a los producidos en la pasta, causando ligera densificación de la arena adyacente a la pared y base del pozo.

Las propiedades de la arena alrededor de un pilote perforado pueden ser muy diferentes a las propiedades in-situ. La investigación sub superficial debería ser diseñada también revelar posible características in-situ de la arena, especialmente densidad y distribución del tamaño de grano. Los parámetros seleccionados para el diseño del pilote en arena serían entonces ajustados según la mejor propuesta de las propiedades de la arena que existe alrededor de éste, en la construcción.

2.5.2 MECÁNICA DE SUELOS RELATIVO AL DISEÑO DE UN PILOTE PERFORADO

Para el diseño de un pilote perforado se requiere del estudio geotécnico de la zona donde se construirá el pilote perforado. En la Fig. N° 2.8 se muestra dos secciones de un pilote perforado que han descendido por aplicación de una carga a la profundidad "z" se toma un elemento de altura dz. La línea punteada cortada describe una superficie de falla por deslizamiento que desarrolla el pilote cuando es descendido. La superficie por deslizamiento es arrastrada alguna distancia, la superficie de deslizamiento podría estar en la concreto-suelo. El esfuerzo normal σ'_z sobre el terreno de falla es mostrado en la Fig. N° 2.8a, con resultados de la resistencia al corte S_z . La carga transferida por fricción puede calcularse mediante la integración de los esfuerzos sobre la superficie del pilote. La Fig. N° 2.8b, muestra la base del pilote; la línea discontinua indica la posible superficie de deslizamiento que podría desarrollarse cuando la base del pilote es empujada hacia abajo. Los factores de capacidad de carga correlacionados con el ángulo de fricción pueden utilizarse para obtener la carga última que podría ser llevada hasta la punta. El esfuerzo normal que se empleara en el calculo de la resistencia por punta se estima considerando el peso unitario del suelo y la posición del nivel freático.

Terzaghi (1936), estableció que S_z está directamente relacionado al esfuerzo efectivo (el esfuerzo intergranular) entre los granos del suelo. Para arenas, puede asumirse que el drenaje ocurriría rápidamente y que el esfuerzo normal σ'_z podrá alcanzar pronto una condición de equilibrio después de la instalación del pilote.

La Fig N° 2.9 muestra la relación para arenas entre σ_z' y S_z . Como puede notarse, el esfuerzo cortante (y la capacidad de carga por fricción) aumenta al incrementarse el esfuerzo normal.

Cuando se va a construir un pilote en arcilla saturada, se tendrá diferentes consideraciones para el cálculo de la capacidad de carga. Esto se debe a que la permeabilidad de una arcilla homogénea es extremadamente baja, el drenaje ocurrirá a una velocidad lenta si la presión de poros es esforzada. La teoría y observaciones experimentales muestran que, cuando se desarrolla un aumento de esfuerzo en una masa de suelo, el esfuerzo es tomado inicialmente por la presión de poros. Para el caso de una arcilla homogénea, no se tomará el incremento inicial en el esfuerzo efectivo. Debido a que la disminución en la presión de poros podría ocurrir lentamente, el diseño de una cimentación en arcilla está usualmente basada en el siguiente concepto "la resistencia de una arcilla saturada es independiente del esfuerzo aplicado", siendo la resistencia al corte no drenada de la arcilla utilizada en el análisis.

En la Fig. N° 2.10 se ilustra el concepto de la resistencia no drenada, utilizada en el diseño del pilote perforado en suelos arcillosos. La resistencia no drenada de la arcilla c_u , está representada por la línea horizontal, y es independiente del esfuerzo normal total σ_z (el esfuerzo efectivo permanece constante cuando es incrementado el esfuerzo total). La línea sólida muestra la resistencia cortante de la arcilla en la vecindad de las paredes laterales del pilote también modificadas por la influencia de la instalación del pilote. Las otras dos líneas discontinuas, muestran el comportamiento posible de la arcilla en la interfase concreto-arcilla. Como el esfuerzo normal en la interfase incrementa, la resistencia cortante podría incrementarse hasta alcanzar un valor límite. En la arcilla o cerca de la interfase, dependiendo de la iteración entre el concreto fresco y la arcilla, puede ganarse o perderse resistencia. Si la interfase ha alcanzado una resistencia cortante más fuerte que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo modificado c_u , indicado por la línea superior punteada, la falla que ocurre cuando el pilote perforado es empujado hacia abajo se desarrollará en el suelo cerca de la interfase.

Si la resistencia está dada por la línea punteada inferior, mostrada en la Fig. N° 2.9, la falla ocurrirá en la interfase y no en el suelo. La capacidad de carga en la base puede ser estimada por la teoría de capacidad de carga utilizando la resistencia cortante no drenada in-situ.

2.5.3 MÉTODOS GENERALES DE CONSTRUCCION

Los tres métodos de construcción que a continuación detallaremos, consideran perforación rotatoria, que son de mayor uso para este tipo de cimentaciones; estos métodos son: el método seco, el método del entubado y el método húmedo. El método de construcción que se seleccione dependerá de las condiciones del subsuelo. Debido a que el diseño del pozo perforado depende del método de construcción, la selección del método de construcción es parte del proceso de diseño.

Base Ensanchada (Campana)

Un ensanche en la base es frecuentemente excavado con el método rotatorio. El ensanche es común en más que un método de construcción. La forma más frecuente de un ensanche, es una base con diámetro máximo mayor de tres veces el diámetro del pilote. El ángulo de corte normalmente sería 90 grados, pero el ángulo probablemente será redondeado perforando más suelo.

El ángulo y perfil de la campana tendrán influencia en los esfuerzos de tensión en la campana cuando se aplique una carga compresiva y en el diseño de la campana se debe tener en consideración las características de la herramienta ensanchadora que tiene usualmente un ángulo de 60° para diámetros de 30 pulg. Según, Sheikh et al, 1985 y O'Neill, 1988 recomiendan ensanches de 45 grados como los más adecuados para diseño. Así mismo recomiendan tener presente durante el proceso de construcción; el peligro de colapso de la campana, la resistencia del suelo, la presencia de juntas en el suelo y existencia de agua subterránea.

2.5.3.1 Método Seco

Este método es aplicado a suelos homogéneos o arcillas rígidas que están por encima de la napa freática y no se hundirán o desplomarán cuando se perfora el hueco hasta la profundidad de diseño. También puede ser empleado en algunos casos en arenas sobre el nivel freático, si las arenas tienen alguna cohesión, o si ellas pudiesen soportar por un periodo de tiempo a causa de cohesión aparente.

El método seco puede ser utilizado para suelos por debajo de la napa freática si los suelos son de baja permeabilidad, de modo que solo una cantidad muy pequeña filtre por el hueco durante el tiempo que la excavación está abierta.

El primer paso a tomar antes de iniciar la excavación será instalar los equipos en el mismo lugar y seleccionar una herramienta perforadora apropiada según muestra la Fig. N° 2.11a. El tiempo necesario para completar la excavación dependerá de las condiciones del suelo, las obstrucciones y la geometría del hueco. Donde exista arcilla firme homogénea, es probable que un agujero de 3 pies sea perforado hasta una profundidad de 60 pies en menos de 30 minutos. Cuando la excavación sea completada, una herramienta ensanchadora puede emplearse para agrandar la base del pozo perforado. En la Fig. N° 2.11b se muestra que el ensanche ha sido omitido para este caso y se colocó acero de refuerzo y concreto en el hueco.

Se necesitará en algunos casos un conducto para el vaciado después de haber colocado el refuerzo, Fig. N° 2.11c, tal que se impida la segregación y contacto del concreto con la caja. La Fig. N° 2.11d, muestra la cimentación terminada de vaciar el concreto. Si la cimentación es apropiadamente diseñada y compatible con la superestructura en dimensión y localización, la capacidad de carga es suficiente para soportar la carga aplicada con un apropiado factor de seguridad.

2.5.3.2 Método del Entubado

El método de entubado o de la tubería de revestimiento es aplicado en lugares donde las condiciones del suelo son tales que pueden encontrarse cavidades o excesiva deformación durante la excavación, un ejemplo para el caso es encontrar estratos de arena limpia bajo la napa freática.

Si asumimos que el suelo seco es suficientemente rígido tal que no existan cavidades cerca de la superficie, como muestra la Fig. N° 2.12a, el proceso inicial de construcción será similar al del método seco. Pero en caso de saber que anticipadamente se usará un forro, se preverá que el diámetro de la zona a excavar sea más grande que el diámetro del ademe, conforme se encuentre cavidades se llenará con pasta bentonita (Fig. N° 2.12b).

En la Fig. N° 2.12c, se muestra como una tubería de ademe es introducida, un "twister" es colocado en la máquina perforadora, y la tubería es bajada, golpeada, y/o empujada dentro del suelo impermeable hasta cierta distancia para efectuar el sellado. Un pedazo apropiado de tubería se usa para extender unos pies sobre la superficie pero no para alcanzar la base de la mesa rotatoria en la máquina perforadora, ya que debe existir una distancia límite entre la superficie y la mesa rotatoria. La Fig. N° 2.12d muestra el vaciado de pasta en la tubería, luego se introduce una perforadora pequeña por el hueco, que pase por la tubería, y se sigue la excavación hasta la profundidad proyectada (Fig. N° 2.12e). Con una herramienta de ensanche sobre la barra giratoria, (Fig. N° 2.12f) se ensancha la base.

Cuando se use acero de refuerzo para la construcción de un pozo perforado por el método de la tubería de ademe, generalmente la malla de refuerzo se extenderá hasta la profundidad completa de la excavación porque es dificultoso conservar una caja de longitud parcial en posición con un grúa alrededor de una línea cuando la tubería sea sacada. La caja puede ser diseñada reuniendo dos requerimientos:

- ◆ Los requerimientos estructurales por flexión y por acción de columnas impuestas por cargas desde la superestructura.
- ◆ Requerimientos de estabilidad de la malla de refuerzo durante su colocación, durante la colocación del concreto, y durante el retiro de la tubería.

Luego de colocar el acero de refuerzo en el hueco, se le llena completamente con concreto fresco teniendo buenas características de fluidez (Fig. N° 2.12g). De ninguna manera el sello en el fondo del ademe debe ser suelto, lo que se busca es que el concreto produzca una presión hidrostática más grande que la del fluido externo (lechada atrapada o agua subterránea).

La operación más difícil en este método es indicada en la Fig. N° 2.12g. Si la trabajabilidad del concreto (slump) es demasiado baja, ocurrirá arqueamiento del concreto, entonces el concreto ascenderá con la tubería, creando una garganta por la cual la pasta puede fluir. El refuerzo puede ascender del mismo modo.

El mismo tipo del problema ocurrirá si el diseño de la mezcla y a la vez la colocación es tal que una prematura fragua ocurra en el concreto dentro del forro. La Fig. N° 2.12g muestra además que la parte superior de la columna de concreto debe moverse descendentemente con respecto a la caja de refuerzo cuando se retire la tubería. El movimiento descendente de la columna de concreto causará una fuerza descendente sobre la caja de refuerzo, de magnitud dependiente de la resistencia cortante de concreto fresco a la velocidad de flujo que exista y del área de los elementos de la caja de refuerzo.

La Fig. N° 2.12h. muestra el pozo terminado, este tipo de cimentación es muy efectivo si tomamos apropiados cuidados en el proceso de construcción. Sin embargo, con excelentes procedimientos de construcción, se puede lograr que la fricción superficial de la porción detrás de la tubería se reduzca.

2.5.3.3 Método Húmedo

El método húmedo de construcción generalmente involucra el uso de lechada por lo que también es conocido como método de "desplazamiento por lechada". Las condiciones de suelo donde se aplicará este método podrían ser algunas de las condiciones descritas para el método del entubado.

Este método es muy confiable para lugares donde existen suelos fisurados, y podría ser una opción factible si es imposible sellar la tubería en un estrato de suelo con baja permeabilidad.

El primer paso en el proceso de construcción es posesionar el equipo de perforación y perforar usando el método seco, hasta encontrar una formación fisurada. En ese momento introducir la pasta en el hueco como para el caso del método de la tubería de ademe, y continuar la perforación. La Fig. N° 2.13a, indica como se va avanzando la excavación.

Existen algunas formaciones de suelo que pueden ser fracturadas o contener fisuras, cuando una excavación se corta debajo del nivel de agua se producirá un ingreso considerable de flujo de agua a través de las aberturas en la formación. Para ciertos casos la construcción puede proceder pronto si se introduce agua en el hueco perforado a un nivel más alto que el nivel freático. Así, si algún flujo fluye en la vecindad del hueco sería desde el exterior de la excavación, antes de lo contrario. La construcción puede proceder como fue descrita, excepto que se introduce agua clara en el hueco antes que la pasta bentonítica.

Después que la excavación ha sido perforada hasta completar la profundidad, los pasos siguientes son para controlar que la pasta cumpla las especificaciones correspondientes. Cuando se usa refuerzo de acero, la caja de refuerzo es colocada en la pasta como muestra la Fig. N° 2.13b; enseguida se procede con el vaciado mediante un tolva o bomba. La Fig. N° 2.13c, muestra que la columna de concreto sube en el hueco y desplaza la columna de pasta que es de baja densidad.

Para construcciones de pozo perforado en lagos, océanos o ríos, puede optarse por emplear este método.

2.5.4 Métodos de Excavación

2.5.4.1 Excavación por Perforación Rotatoria

Las máquinas para excavaciones varían grandemente en tamaño y diseño, pero la principal diferencia entre estas máquinas es la manera en que la unidad perforadora es montada. Generalmente son montadas sobre un camión o en una grúa, algunas son montadas sobre un tractor de orugas.

La eficiencia de una excavación está dada por el uso de la herramienta perforadora. Algunos expertos en excavaciones creen que una herramienta desafilada o mal seleccionada puede frustrar una máquina potente. Algunas de las herramientas más usadas en la perforación rotatoria son: el cucharón perforador, la paleta de barrenos, barrena para rocas, barril de núcleos (barril cilíndrico), barril de municiones, barrena de rodillos, cucharón de ensanches y otras herramientas especiales (según los problemas encontrados).

2.5.4.2 Excavación por Percusión

Contrario a la perforación rotatoria, el método de percusión involucra la ruptura ascendente del suelo, si es necesario, por impacto y levantamiento del suelo suelto con un cucharón de almeja. Este método parece ser inmanejable y antieconómico pero tiene ciertas ventajas. En los primeros pozos petroleros que fueron perforados, se utilizó el método por percusión mediante herramientas de cables. Los procedimientos de la herramienta de cable fueron pronto reemplazados por perforación rotatoria, pero aún en algunos casos se usa las herramientas de cable para perforaciones de pozos de agua.

Dentro de la cantidad de maquinarias utilizadas para las excavaciones de los pozos perforados tenemos: las maquinas levantadoras, el cucharón de Quijada o Almeja, Rompedora de Roca, Martillo de Quijadas (hammergrab), etc.

2.5.5. PASTA PERFORADORA

La pasta bentonítica sirve para poner las partículas del suelo en suspensión y formar una membrana o un aglomerado endurecido en las paredes del hueco perforado. La membrana actúa evitando cavidades o colapso del hueco, tal que la presión hidrostática del fluido dentro del hueco exceda a la presión en la formación del suelo. Esta pasta también suministra un tipo de lubricante y reduce la resistencia cuando se instala el ademe. La pasta además es empleada como ayuda en el proceso constructivo de dos de los métodos generales de construcción, teniendo un rol muy importante en la construcción del pozo perforado.

Aplicaciones

Respecto al tipo de suelo que está siendo estabilizado durante la excavación, Fleming y Sliwinski (1977), establecen que la pasta penetrará a una distancia dependiente de la porosidad del material que está siendo perforado, concepto ilustrado en la Fig. N° 2.14.

Si durante el proceso de excavación encontramos suelo que potencialmente puede derrumbarse, un relleno de pasta con apropiadas características, permitirá completar la excavación hasta la profundidad requerida pero con algunas dificultades.

La pasta bentonítica también puede ser usada para contener gravas y arenas de grano grueso que puedan ser encontradas durante la excavación. Nash (1974), nota que si una pasta penetra velozmente en una grava cierra la grava si no existen enormes vacíos. Los factores principales que son involucrados en la capacidad de la pasta para sellar los vacíos en grava son:

- ◆ La diferencia de la presión hidrostática entre la pasta y las aguas freáticas
- ◆ La distribución del tamaño del grano de la grava, y
- ◆ El esfuerzo cortante de la pasta

Everett y McMillan (1975), registraron el uso de pasta bentonita para penetrar un suelo formado por limos, arenas y arcillas hasta una profundidad de 105 ft hasta llegar a roca blanda. La instalación del pozo de 4 pies de diámetro fue sin mayores problemas, logrando en el ensayo de carga del pilote una carga sobre los 2000 kips con poco asentamiento permanente.

Materiales

La pasta cambiará de características conforme se va perforando, esto debido a que se va mezclando con el suelo perforado, entonces las especificaciones están dadas solo para controlar su diseño y uso durante la excavación. Leyendecker, (1978), nota que los materiales a ser seleccionados para un trabajo particular dependerán de los requerimientos de la operación de perforación.

Mezclado Y Trabajabilidad

La Fig. N° 2.15, representa un sistema completo de este proceso para un pozo perforado. La mezcladora identificada por b1 consiste de un embudo por donde se alimenta con bentonita seca y un chorro de agua es dirigido en ángulo recto hasta el flujo de la bentonita. Luego la mezcla se bombea hasta un tanque.

La mezcladora b2, consiste de un motor eléctrico, con o sin controles de velocidad, que acciona un eje vertical. El eje tiene cuchillas fijadas que operan con velocidad circunferencial de 260 pies/seg y sirven para obtener una excelente mezcla de bentonita con agua. La pasta fresca mezclada puede permanecer almacenada por un periodo de tiempo hasta completar la hidratación.

En la Fig. N° 2.15d observamos el traslado de la pasta hasta un hueco excavado por bombeo o gravedad, con la pasta nivelada en el hueco conservado sobre el nivel de agua durante la perforación. Cuando se bombea la pasta fresca por tubo perforado y levanta la pasta contaminada en el espacio anular fuera del conducto perforado. Para estos casos la velocidad del fluido debe ser tal que los sedimentos sean desplazados del hueco.

En la Fig. N° 2.15e se muestra el traslado de la pasta contaminada a la unidad de tratamiento, que consiste de una tamiz e hidrociclones (centrifuga). La pasta contaminada primero pasa por el tamiz N°4, donde los sedimentos más grandes son removidos y luego bombeado hasta la unidad de ciclón donde la arena y el material de sedimento clasificado son removidos. La pasta limpia es bombeada hacia un tanque y retenida para ser ensayada.

El esquema mostrado, puede conducir a un excelente proceso constructivo. En la Tabla N° 2.5 se presenta las recomendaciones para las propiedades de la pasta de perforación y en la Tabla N° 2.6 se describe algunas especificaciones para construcciones en arena fina.

Muestreo y Ensayos

Se deberá hacer ensayos de pasta bentonítica, obtener una muestra representativa, con el fin de asegurar que las características deseadas para facilitar la excavación sean encontradas. Los ensayos pueden ser hechos durante el tiempo que se va introduciendo la pasta en el hueco. Los ensayos que se necesitan para tener un buen control de la pasta en la mayoría de los trabajos son: densidad, viscosidad, valores de pH, contenido de arena, resistencia al corte.

2.5.5.1 INFLUENCIA DE LA PASTA EN LA CAPACIDAD DE CARGA AXIAL

Con el uso la pasta bentonita se trata de disminuir la pérdida por fricción debido al desarrollo de una membrana densa de material débil en los lados del pozo. Con la Fig. N° 2.14, Fleming y Sliwinski (1977), mostraron esquemáticamente la interfase entre el suelo matriz y la pasta. La presión hidrostática en la columna de la pasta es más grande que la del suelo, de modo que existe una tendencia a fluir de la pasta al suelo. Con este flujo, las partículas de bentonita se coleccionarán en la interfase, y serán alimentadas allí por fuerzas electrostáticas, formando un filtro endurecido, y actuará para prevenir formaciones de cavidades.

Si las formaciones tienen una estructura abierta, como de una grava, las partículas bentoníticas puedan penetrar alguna distancia dentro de las formaciones antes de formarse el filtro.

La solución al problema de reducción de la fricción superficial debido al excesivo endurecimiento es para mantener las propiedades de la pasta sin límites tolerables y colocar el concreto el mismo día que la excavación sea terminada. Si la pasta permanece por un periodo de tiempo sin agitación, la pasta y el filtro endurecido pueden llegar a ser muy densos.

2.5.6 FORROS Y ENTUBADOS

Los entubados son tubos relativamente resistentes, usualmente hechos de acero y unido por soldadura, si es necesario. Los forros son ligeros en peso y llegan a ser partes permanentes de la cimentación. Los forros pueden ser hechos de metal tablestacado, plástico, o fibras prensadas. Su uso es menos frecuente que los entubados.

Los entubados temporales o también llamados herramienta de entubado temporal usados en las perforaciones, son removidos luego de vaciar el concreto. Estos forros deben ser limpiados completamente después de cada uso para de modo que la resistencia cortante al movimiento del concreto fluido sea mínima.

Los entubados permanentes son utilizados en la construcción del pozo cuando el suelo es muy débil en la superficie. Un ejemplo de este tipo de tuberías permanentes es cuando un pozo es instalado a través de agua, entonces se usa acertadamente una plantilla para posicionamiento del pozo perforado. Una desventaja de esta técnica es que el acero puede corroerse con el agua sin poder ser esto prevenido.

Tabla N° 2.5: Propiedades Recomendadas de la Pasta (Fleming and Sliwinski, 1977)

Función de Suspensión	Parámetro				pH
	Viscosidad	Esfuerzo Cortante	Densidad	Pérdida de Fluido	
Formar el conglomerado endurecido y estabilizar la perforación por aplicación de la presión hidrostática	Moderado a Alto	Moderado a Alto	Alto	Moderado a Bajo	--
Reduce cavitación causado por disturbio de herramientas.	Alto	Alto	--	--	Bajo
Minimiza la pérdida del fluido en estratos previos.	Alto	Alto	--	--	Bajo
Minimiza la pérdida de fluido en escombros de la excavación.	Bajo	Bajo	--	--	--
Prevenir acumulación de partículas densas en la base de la excavación antes de concretos.	Alto	Alto	Alto	--	--
Asegurar flujo libre del concreto desde la tolva y fácil desplazamiento de la bentonita desde la excavación y el refuerzo.	Bajo	Bajo	Bajo	--	--
Permitir fácil bombeo del fluido bentonítico. Previene sedimentación en los tubos y tanques.	Moderado	Alto	Alto	--	--

**Tabla N° 2.6: Especificaciones de la Lechada para la
Construcción en Arena Fina
(Departamento de Transporte, Florida , 1987)
(BENTONITA SÓDICA EN AGUA FRESCA)**

* a 20°C (68°F)

Propiedades (Unidades)	Rango de Valores		Método de Ensayo
	Tiempo de Introducción de la pasta	Tiempo de Concretado en el Hueco	
Densidad (pcf)	64.3** - 69.1**	64.3** - 69.1**	Balance de la Densidad
Viscosidad	28 - 45	28 - 45	Cono de Marsh
PH (seg/quart)	8 - 11	8 - 11	Papel pH ó Medidor de pH

** Incremento por 2 pcf en agua salada.

2.5.6.1 Influencia del Entubado en la Carga Transferida

Es importante llevar un control de la capacidad de carga axial para estimar la pérdida o ganancia de ésta, que resulta de dejar con o sin intención un tubo temporal. Owens y Reese (1982), en algunos estudios realizados muestra que la carga transferida desde el entubado hasta el suelo portante puede ser menos significativa que si tuviera concreto en contacto con el suelo. También reportaron otro estudio en el cual un entubado fue insertado dentro de arena por el uso de un hincador vibratorio. Luego que el concreto fue vaciado fue imposible extraer el entubado mediante hincado vibratorio, así que tuvo que ser suplementado por otra máquina levantadora. Otro pozo fue construido usando el mismo procedimiento, pero en este caso el constructor tuvo cuidado y se aseguró que el entubado fuera levantado antes de colocar el concreto.

En ambos pozos perforados se realizaron ensayos de carga llegando a la conclusión de que la fricción superficial disminuye considerablemente por la influencia de un entubado.

2.5.6.2 ENMALLADO DE REFUERZO (REBAR CAGES)

Es muy necesario el uso de un enmallado en el diseño de un pozo perforado, la geometría del enmallado tiene un considerable impacto sobre los problemas de construcción. Su diseño depende del procedimiento de construcción que está siendo usado.

Un enmallado de refuerzo para un pozo perforado se construye de barras longitudinalmente que son distribuidas usualmente con igual espacio alrededor del exterior de un cilindro. El refuerzo transversal es colocado y atado alrededor de las barras longitudinales, con el acero transversal y longitudinal siendo contenido juntos con confinamiento o con soldadura. Para enmallados de refuerzos temporales o permanentes debe ser una condición impedir la distorsión permanente de la caja como resultado de esfuerzos debido al levantamiento y colocación.

2.5.6.3 Refuerzo Longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal cumple la función de resistir esfuerzos debido a la flexión y tensión. Si estos esfuerzos son despreciables, quizás no se necesite todo por acero longitudinal, excepto cuando así las especificaciones lo requieren. Para todo diseño, el acero requerido será máximo cerca de la superficie y disminuirá rápidamente con la profundidad.

Sin embargo, el número máximo de barras longitudinales estarán en la parte superior del pilote perforado, y algunas de las barras pueden ser eliminadas conforme se incremente la profundidad.

2.5.6.4 Refuerzo Transversal

El acero transversal tiene la función de resistir las fuerzas cortantes que actúan en un pozo perforado, conteniendo el acero longitudinal tal que el pozo tenga suficiente resistencia contra los esfuerzos compresivos, y confinando el concreto en el núcleo de la caja para dar al fuste ductilidad post-cedencia. El refuerzo transversal es condición de la forma de los zunchos o espiral.

Durante el proceso de construcción se debe considerar el momento de flexión debido a la carga lateral que frecuentemente es insignificante en la porción más baja del pozo perforado. El acero de refuerzo puede necesitarse solo sobre la porción superior del fuste. Puede usarse el enmalle corto junto aplicando el método seco o de la pasta bentonítica.

2.5.7 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO BAJO CARGA AXIAL

El diseño de pozo perforado por carga axial involucra varias consideraciones, pero para el caso de la tesis consideramos solamente las que cumplen con nuestro objetivo; el cálculo de la carga última y el asentamiento bajo la carga de trabajo.

- ◆ Magnitud y naturaleza de la carga
- ◆ Estratigrafía y propiedades del suelo
- ◆ Valor calculado de la carga de colapso
- ◆ Valor deseable del factor de seguridad
- ◆ Asentamiento total y diferencial permisible
- ◆ Repuesta a largo plazo de la cimentación
- ◆ Diseño estructural del pozo perforado
- ◆ Tipos de equipos confiables para la construcción y consideraciones estéticas

El propósito en diseñar por carga axial es predecir la curva carga- asentamiento tomando en cuenta todos los factores que afectan estas curvas. Las típicas curvas carga-asentamiento se muestra en la Fig. N° 2.16, para pozo perforado en arcillas indica una falla repentina y para la arena muestra que la falla ocurre gradualmente con un incremento progresivo en el asentamiento. Ambas curvas son casi lineales para cargas de pequeña magnitud, a poco tiempo muestran muy poco asentamiento.

2.6 CAJONES DE CIMENTACION (CAISSONES)

Estos tipos de cimentación se caracterizan por ser construidos, sobre el nivel del suelo o del agua, luego son hundidos como una sola unidad hasta la profundidad de diseño, llegando a formar parte integral del trabajo permanente

El término caisson es también usado para describir estructuras tipo caja, las cuales pueden ser circulares o rectangulares en planta, que son utilizadas como elementos sub-estructurales en construcciones en suelos húmedos para transmitir grandes cargas a través del agua y material pobre hasta el estrato firme subyacente. Los miembros son llenados total o parcialmente con concreto para transmitir cargas a la base hasta el suelo subyacente con el fin de proveer estabilidad estructural. Para poder explicar las características y funciones de un caisson se ha clasificado como; caissons abiertos, caissons cerrados y caissons neumáticos.

Los caissons, son utilizados mucho para cimentar pilas y estribos de puentes en ríos, lagos, y similares situaciones marinas; también pueden ser utilizados para estructuras en terreno ribereño tales como diques, muelles o desembarques, pozos, etc. Estas estructuras aseguran un control del área de trabajo para la colocación de la cimentación en el suelo.

Debido a que son muy costosos, los caissons están restringidos para proyectos mayores. Los caissons son cimentaciones no competitivas a menos que el estrato de suelo firme se encuentre a más de 12m bajo la superficie del agua.

Un pozo perforado, llenado con concreto puede ser llamado caissons, pero comúnmente este tipo de miembro es mas conocido como drilled caisson, con el fin de poder distinguirlos de otros tipos de cajones. Si el diámetro del pozo es bastante grande como para que ingrese un hombre a inspección (mayor que 30 pulg.) el miembro es llamado caisson.

2.6.1 TIPO DE CAJONES DE CIMENTACIÓN

2.6.1.1 Cajones Abiertos

Estos miembros pueden ser de variadas formas como circulares, rectangulares, ovaladas, etc, pueden ser de forma celular, para proveer una resistencia más económica para presiones laterales (Ver Fig. N° 2.17 a).

Los cajones abiertos son muy apropiados para cimentaciones en ríos donde el suelo predominante consiste en arcillas blandas, limos, arena o gravas, ya que son materiales que pueden ser excavados mediante pozos abiertos sin ofrecer gran resistencia a la fricción al hundir los cajones.

Un cajón abierto usualmente tiene un borde cortante (Ver Fig. N° 2.17b), el cual por el tamaño, puede ser moldeado en el lugar donde será colocado.

Los caissons en tierra, resultan económicos porque pueden construirse en su posición final, y para trabajos sobre ríos a veces es posible construirlos en sitios de agua poco profunda sobre el lecho seco o sobre islas de arena.

Esto puede hacerse sólo en los periodos de marea baja por que es más fácil predecir con seguridad los riesgos de inundación. La abertura permite excavar a lo largo del pozo.

También se debe tener presente los problemas de obstrucción que pueden ocurrir en la construcción de cimentaciones de estribos causados por la ocurrencia de excesiva erosión en el lecho del estrato ocasionado por derrumbe de una de las islas de arena en materia de minutos. Un problema mayor asociado a este método, está en obtener una base de suelo plano sobre el cual comenzar la operación de hundimiento del caisson, para así mantener el alineamiento vertical.

El hundimiento del caisson debe ser trabajado en correcto alineamiento vertical y horizontal, tal que el fondo cortado sea situado en el estrato de suelo deseado. El sello de concreto se coloca bajo el agua en el fondo de los pozos hasta la profundidad deseada. Se bombeará el caisson cuando el sello de concreto está completamente curado.

Una desventaja adicional de los caissons abiertos, debido a que son sellados bajo el agua es la falta de inspección del suelo en el fondo de la excavación.

Este tipo de cimentación no es adecuado en lugares donde pueden producirse desplome y causar daños a las estructuras adyacentes. Deben ser en lo posible construidos en unidades aisladas, separadas por alguna distancia, de cajones adyacentes u otras estructuras profundas. Los caissons abiertos de concreto reforzado, no son adecuados para ser hundidos en suelos blandos, pero son recomendados para muelles y su gran peso los hace favoritos para resistir un volteamiento de relleno retenido y para soportar fuerzas de impacto de barcos.

Se presentan algunas fórmulas para el cálculo del espesor del sello del caisson :

Para caissons circulares, asumiendo un borde fijo.

$$t = \sqrt{\frac{6qR^2}{8f_c}}$$

Para caissons circulares con bordes simplemente apoyados

$$t = \sqrt{\frac{3qR^2(3 + \mu)}{8f_c}}$$

Para caissons rectangulares simplemente apoyados

$$t = \sqrt{\frac{6\alpha q_0 B^2}{f_c}}$$

Para caissons rectangulares sellados con un borde fijo

$$t = \sqrt{\frac{6\beta q_0 B^2}{f_c}}$$

Donde:

- t = Espesor del sello, pulg.
- f_c = Esf. admisible del concreto (psi); para $0.1 f'_c$ usar un FS = 1.5
- μ = Razón de Poisson (use 0.15 para concreto)
- q = presión hidrostática. Inspec. de condiciones de carga podría indicar apropiado uso para presión
- R, B, L = Radio, ancho y longitud del Caisson circular, ft

Los factores, α y β para uso de las cimentaciones rectangulares están dados en la Tabla N° 2.7.

Tabla N° 2.7: Valores de “ α ” y “ β ” para el Cálculo del Espesor del Caissons Abierto

L/B	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3	α^*
α	.051	.064	.078	.078	.081	.083	.083	.083 en el borde en dirección B
β	.048	.063	.075	.086	.095	.102	.119	.125 en el centro

*Notar que valor limite de α es 1/12 y para β es de 1/8

Si el caisson se va a colocar con una combinación de dragado, borde cortante, y presión debido al peso del caisson, el suelo circundante cerca del eje si es bastante firme puede ser apto, tal así que la adhesión del suelo o efectos de fricción puedan ayudar en la estabilidad de flotación. El suelo adyacente al fuste puede ser remoldeado en un estado líquido a la vez que el caissons es hundido. Este puede ser el caso especialmente si el fuste y borde cortante han sido construidos con inyección de agua a alta presión sirviendo de ayuda al hinca.

Los ensayos de laboratorio deben ser realizados para establecer la cantidad de fricción superficial esperada, esta fricción puede ser también un factor importante en el hundimiento del caisson puesto que ésta es una resistencia que debe ser considerada en la resistencia cortante. Durante el hinca a menor disturbación del suelo la resistencia será más grande que la adhesión por resistencia a la flotación, con el limite superior alcanzando el esfuerzo cortante sin alteración del suelo. La Fig. N° 2.18 muestra las características de diseño de un cajón abierto.

2.6.1.2 Cajón Cerrado (Caja)

Se diferencia del caisson abierto por llevar un fondo o base. Las condiciones o provisiones pueden ser hechas por medio de pozos abiertos o pozos dragados, atravesando el fondo del miembro hasta excavar el suelo debajo del caisson como comienzo de operaciones de hundimiento (Ver Fig. N° 2.19 a). Este tipo de caisson es fabricado en un lugar central y remolcado al lugar, hundido hasta una base de suelo previamente nivelada (Ver Fig. N° 2.19 b), tal que el cajón esté verticalmente alineado.

Si es necesario hundir más, el cajón se tendría que equipar provisionalmente con pozos abiertos y muchas veces hundidos con chorro de agua, la que puede ser bombeada a altas presiones, ayudando así a la excavación. La excavación o bombeado del suelo subyacente permiten que el cajón sea remolcado hasta conveniente elevación.

Se recomienda para la construcción de los cajones de grandes dimensiones (más de 100 pies de longitud por 50 pies de ancho) hacer celdas para reducir esfuerzos de presión de agua, ya que permite el uso de secciones más pequeñas o placas, y reduce distorsiones. Las celdas también ayudan en las operaciones de hundimiento y en el mantenimiento de la alineación vertical ya que el llenado y control del peso en la celda individual puede incrementarse o reducir esfuerzos en ciertos puntos, para evitar inclinación.

Estos caissons pueden ser construidos con concreto reforzado o placas de acero o una combinación de materiales si fuese necesario. El método de excavación y equipamiento confiable debe ser investigado antes del diseño, de modo que el tamaño conveniente del pozo dragado pueda ser condicional.

Los suelos densos deben ser tomados en el lugar de modo que la profundidad de diseño pueda ser establecida considerando las posibles dificultades de excavación.

Existen dos consideraciones de flotación para caissons: la corriente de aire que debemos tener para hacer flotar la estructura hasta el sitio y un suficiente borde libre (5 a 10 pies) de modo que un pequeño oleaje no cause un desastre. Puede ser necesario hacer un análisis de estabilidad de flotación para posible volcadura en agua agitada. La Fig. Nº 2.20a, muestra el momento producido por acción del oleaje haciendo que el miembro se incline tendiendo a volcar. La Fig.2.20b muestra el momento que produce con efecto de volteo. La caja se inclina por el momento de volteo. Se observa que la posición de G y B cuando la cantidad de inclinación determina si el momento será por volteo ó por deslizamiento.

La posición del centro de gravedad G y de flotación puede ser obtenida según las siguientes fórmulas:

$$G = \frac{\sum^n A_y \gamma}{W_t} \quad B = \frac{\sum^n A_s y}{A_s}$$

Donde

- A_y = Momento de un elemento n respecto al eje horizontal para el cual G y B son referidos.
- γ = Peso unitario correspondiente del elemento n
- W_t = Peso total del caisson, incluyendo algo de agua u otro balasto usado
- A_s = Area sumergida

El caisson tipo caja pudo haber sido llamado Caisson de Flotación, ya que es esencialmente "flotante" en el sistema suelo-agua. Es recomendable usar una cimentación de este tipo debajo de construcciones localizadas en sitios donde el suelo es de baja capacidad portante y no puede emplearse pilotes hincados (por vibraciones) o donde la profundidad para encontrar estrato firme sea excesiva.

2.6.1.3 Cajón Neumáticos

Los cajones neumáticos proporcionan un recinto herméticamente cerrado y dependen de la presión de aire para mantener una cavidad en el área de excavación. Se utilizará en lugares donde es imposible mantener una excavación por causa del rápido aflojamiento del suelo dentro de la excavación o cuando es necesario mantener el suelo adyacente.

El cajón neumático es generalmente insatisfactorio y es el último recurso de solución por las siguientes razones:

- 1.- Los costos unitarios del material excavado son altos.
- 2.- Prima el convenio de pago necesario por riesgos a la salud.

3.- Parte del periodo de trabajo es usado en ciclos de compresión y descompresión. Los que son necesarios para evitar el "bends" o la formación de burbujas de aire debajo de la piel de los obreros cuando la descompresión es demasiado rápida.

4.- Las tasas de seguro deben estar aptas, ya que tan rápida descompresión puede dar resultados de muerte o una permanente discapacitación.

En 1869, se registra la muerte de 12 personas a causa de "bends", (enfermedad de que padecen los trabajadores en aire comprimido, "caissons-disease"), durante la construcción del estribo este del Puente Eads en St. Louis. Esto fue el primer registro del uso de caissons neumáticos en los EE. UU.

Como consecuencia de estas tempranas experiencias en este proyecto, las condiciones de trabajo son generalmente reglamentadas por agencias gubernamentales, las cuales usualmente limitan la presión de trabajo en caissons hasta cerca de 50 psi en excesos de presión atmosférica, aumentando hasta una máxima profundidad de agua de 120 pies. A estas presiones máximas algunos trabajadores ya no están aptos para este tipo de trabajo, y el tiempo a emplear para otros puede ser de $\frac{1}{2}$ a 1 hora.

Los caissons neumáticos requieren de un obturador de aire, una cámara de trabajo, una cámara de descompresión y un medio para que los trabajadores puedan llegar hasta la cámara de trabajo. El medio para remover el material excavado debe ser también previsto por ductos. Al menos dos fuentes de energía deben estar disponibles de modo que la presión de aire pueda ser mantenida continuamente. La Fig. N° 2.21 muestra las principales características del caisson neumático.

La construcción del caisson neumático debe iniciarse con el hundimiento de un caisson abierto, tan profundo como sea posible. El pozo de aire proporciona la entrada y salida desde la cámara de trabajo, a través del cual el material excavado puede ser removido.

2.7.0 FACTORES QUE DETERMINAN EL TIPO DE CIMENTACIÓN

2.6.1 VENTAJAS Y DESVENTAJAS,

Las ventajas y desventajas que presenta una cimentación comparada con otra de diferente tipo ante las necesidades que se requiera para dar solución apropiada al diseño en proyecto nos ayudará a elegir el tipo de cimentación que se construirá para el suelo en que estemos trabajando. La decisión final de cual cimentación será la más conveniente para la solución del problema particular, será basada en función de los requerimientos, consideraciones económicas y equipos confiables.

Pilotes Hincados

Ventajas

- La calidad y resistencia del material que forma al pilote puede ser verificada antes del hundimiento.
- No está expuesto a la descomposición
- Las aguas subterráneas no afectan el procedimiento de construcción.
- La proyección encima del nivel del suelo es ventajosa para estructuras marinas.
- Pueden ser hincados hasta grandes profundidades.
- Son diseñadas para resistir grandes flexiones y esfuerzos por tensión.

Desventajas

- Los de tipos sin empalmes no pueden ser fácilmente variados en longitud para favorecer el nivel de variación de soporte de un estrato.
- Pueden romperse durante hundimientos difíciles, llegando a necesitar pilotes de reemplazo.
- Pueden sufrir daños no visibles, los cuales reducen la capacidad de transporte.
- Son antieconómicos si la sección transversal es gobernada por esfuerzos debido al manejo y hundimiento más que por esfuerzos de compresión, tensión o flexión causado por condiciones de trabajo.
- Los ruidos y vibraciones, causan molestias y daños.

- El desplazamiento de suelo durante el hundimiento puede levantar pilotes adyacentes o dañar estructuras adyacentes.
- El ensanchamiento de la base ocasiona destrucción o reducción de la fricción superficial sobre la longitud del pozo.
- No pueden ser hundidos en poco espacio.

Pilotes fabricados in-situ

Ventajas

- La longitud puede ser fácilmente ajustada para favorecer la variación del nivel de estrato resistente.
- El hundimiento del tubo hincado con un extremo cerrado excluye el agua subterránea.
- Es factible ensanchar la base.
- La formación del ensanchamiento de la base no destruye o reduce la fricción superficial del fuste.
- Los ruidos y vibraciones pueden reducirse para algunos tipos por hundimiento interno con martillo de caída libre interna.

Desventajas

- El concreto en el fuste está expuesto a ser defectuoso en suelo blando descompuesto cuando tubos temporales son usados.
- El concreto no puede ser inspeccionado luego de la instalación.
- La longitud de algunos tipos es limitada por la capacidad de pilotaje.
- El desplazamiento puede dañar al concreto fresco de pilotes adyacentes o levantar estos pilotes o dañar estructuras adyacentes.
- No pueden ser usados en estructuras de ríos o marinas sin adaptación especial.
- No pueden ser hundidos con diámetros muy grandes.
- Los ensanches en la base son limitados en suelos densos o muy rígidos.
- Los ruidos y vibraciones debido al hinca pueden ser inaccesibles

Pilotes Perforados

Ventajas

- El equipo de construcción es móvil, y la construcción puede ser rápida.
- El material excavado y el pozo perforado paralelamente a la excavación pueden ser supervisado, tal que se puede controlar si las condiciones del suelo en sitio concuerda con el perfil esperado del suelo.
- En diseños por punta, el suelo debajo de la punta del pilote puede ser explorado.
- Pueden realizarse cambios geométricos fácilmente durante el avance de un trabajo si las condiciones del subsuelo así lo indican.
- El levantamiento y asentamiento del suelo son muy pequeños
- Un pozo perforado puede ser construido en una amplia variedad de condiciones de suelo. (cantos, suelo congelado, etc.).
- Los suelos circundantes solo experimentan una mínima perturbación debido a la operación de perforación.
- Un solo pozo transmite grandes cargas (no es necesario diseñar un cabezal).

Desventajas

- Procedimientos de construcción con cuidadosa inspección para control de la calidad del pilote
- No son recomendados usarlos en depósitos profundos de arcillas muy blandas o en situaciones donde el pozo debe penetrar un acuífero que está bajo carga artesanal. (N.F. sobre la S.T).
- Los conocimientos generales de construcción y métodos de diseño aun no existen en algunas organizaciones de ingeniería.
- Un pozo puede reemplazar un número de pilotes hincados, no ocurriendo lo contrario.
- Un inspector sin conocimiento de diseño de pozos perforados, puede crear un número de problemas durante la construcción.
- La presencia de un estrato de arcilla blanda compresible debajo de un denso depósito de arena; podría excluir el uso de una cimentación por punta, en la arena.

-Las capacidades de estos pilotes no pueden ser verificadas fácilmente durante la construcción.

Cajón Abierto

Ventajas

- Pueden ser utilizados cuando la profundidad de hundimiento requiere presiones de aire que excedan los 3.5bar.
- No existe aumento de la fricción superficial al aumentar la profundidad
- Por el usual borde cortante, y debido a su tamaño, puede ser moldeado en el lugar donde será colocado.
- Los caissons de tierra son económicos, por ser construidos en su misma posición final.
- Los caissons por su refuerzo que le dan mayor peso, son los favoritos para resistir volteamiento y para soportar las fuerzas debido al impacto de los barcos.

Desventajas

- No pueden hundirse en suelos que contengan grande pedregones y otras obstrucciones
- Si se hunden en un lecho de roca escarpada enlodada pueden desalinearse respecto a la vertical.
- Antes de colocar el sello de concreto, no son fácil de inspeccionar.
- El proceso de excavación bajo agua en materiales blandos y sueltos causa pulsaciones y afluencia de material bajo la línea de corte con un desplome mayor del suelo alrededor del caisson.
- Son inadecuados para ser hundidos en suelos blandos debido a su peso.

Cajón Cerrado

Ventajas

- Pueden ser satisfactorios en casos donde la métodos de construcción son limitados, entonces podrían proporcionar una solución económica.
- Si son construidos en lugares centrales, pueden ser remolcados luego a su posición final.

-Pueden ser cimentadas sobre una superficie de roca irregular, si se dragara todo el lodo y material suelto y se reemplazara por un lecho de roca sólida molida.

-Son aptos para cimentaciones sobre grava compacta no erosionable o roca que pueda ser cortada con grava.

-Son aptos para elementos de grandes dimensiones.

Desventaja

No son adecuados en lugares donde la erosión pudiera minar las cimentaciones

Cajón Neumáticos

Ventajas

-Pueden ser contruidos a través de agua o suelo no estable a profundidades mayores de 30 m.

-Son adecuados donde el lecho del río.

-Ante el dragado de pozos abiertos causa la pérdida de suelo alrededor del caisson, causando asentamiento de las estructuras adyacente.

-Las excavaciones se pueden realizar a mano dentro de la cámara de trabajo en "seco".

-Pueden ser removidos por completo durante las primeras etapas de hundimiento.

-Fácil control de la posición de la verticalidad de los cajones neumáticos con respecto a los caissons abiertos.

Desventajas

-Necesitan mayor área de trabajo y mano de obra.

-El trabajo de hundimiento es lento.

-Las presiones de trabajo son menores a 3.5 bar. lo cual limita la profundidad de hundimiento.

-Son bastante costosos, por lo que son restringidos para mayores proyectos.

-Ante el dragado de pozos abiertos causa la pérdida de suelo alrededor del caisson, causando asentamiento de las estructuras adyacentes.

-Es fácil de que sucedan accidentes durante la instalación de los cajones, debido al aire comprimido que pasa a través de los lechos de turba y que se queda sin oxígeno, el escape de este aire desoxigenado hacia espacios cerrados de excavaciones causa asfixia a los trabajadores.

2.7.2 ELECCIÓN POR EL TIPO DE MATERIAL

Los pilotes de madera, son más económicos en comparación con los pilotes de concreto y acero. Son ligeros y fácilmente manejables, fácilmente adaptados a la longitud requerida. Es muy durable bajo el nivel del agua, pero está expuesta a decadencia sobre este nivel.

El concreto es adaptable a un rango amplio de tipos de pilotes. Pueden ser usados en pilotes hincados prefabricados, o como unidades de inserción en pilotes excavados. El concreto denso compactado y de buena calidad puede resistir duros hincamientos y es resistente al ataque por sustancias agresivas en el suelo, o en agua de mar o en aguas subterráneas.

El acero es más caro que la madera o concreto pero esta desventaja puede ser compensada por la facilidad de manipulación de los pilotes de acero, por su capacidad para resistir hincamientos duros, por su elasticidad y resistencia a la flexión, y su capacidad para soportar cargas pesadas. Los pilotes de acero pueden ser hincados en longitudes muy largas y causar poco desplazamiento del suelo. Ellos son propensos a la corrosión sobre la superficie terrestre y en suelo disturbado, si se requieren en estructuras marinas se les debe dar protección catódica para una vida larga. Los pilotes de acero largos de sección esbelta pueden sufrir daños por pandeo si se desvían de su alineación durante el hincado.

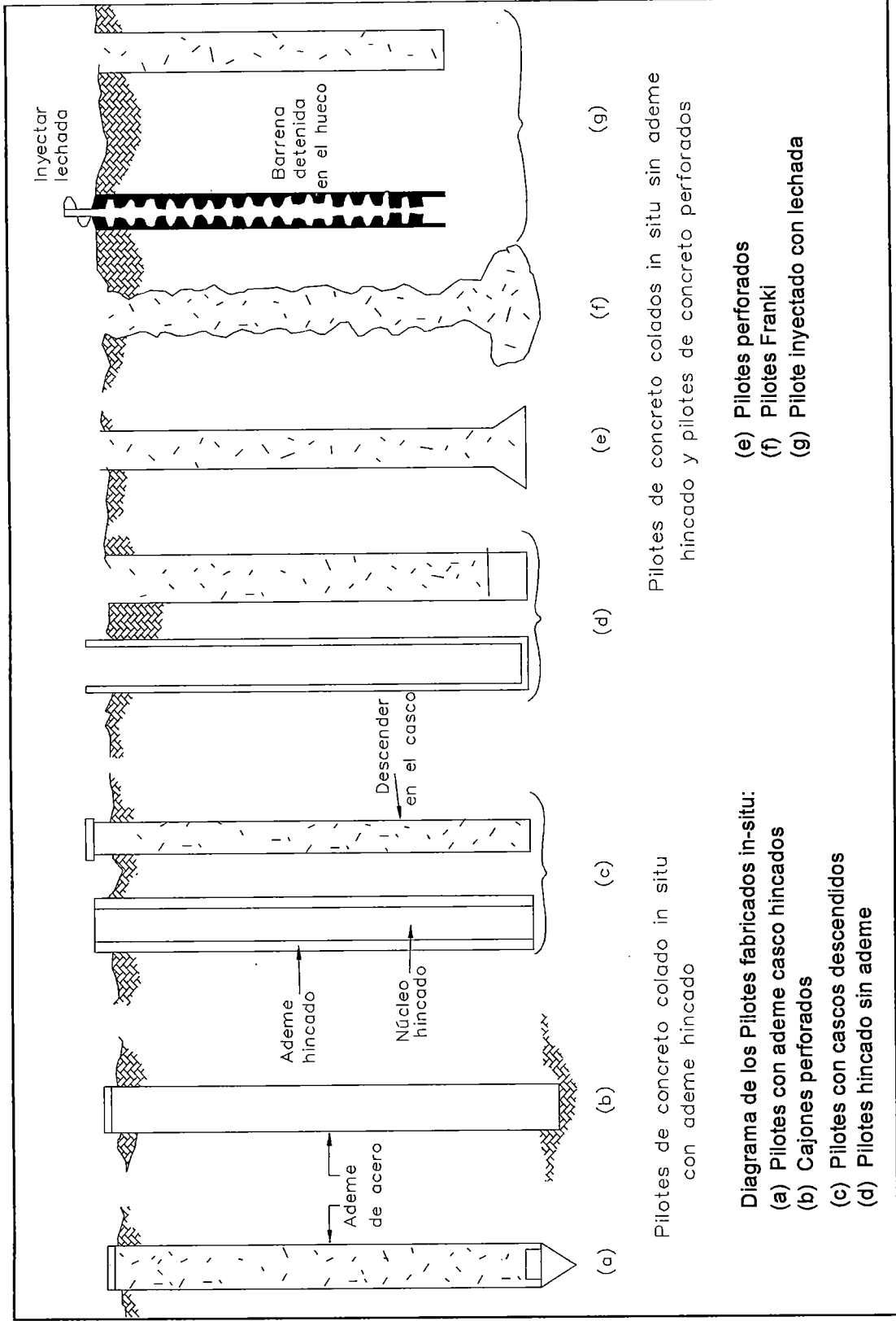


FIGURA N° 2.1: Tipo de Pilotes de Concreto Colados In Situ

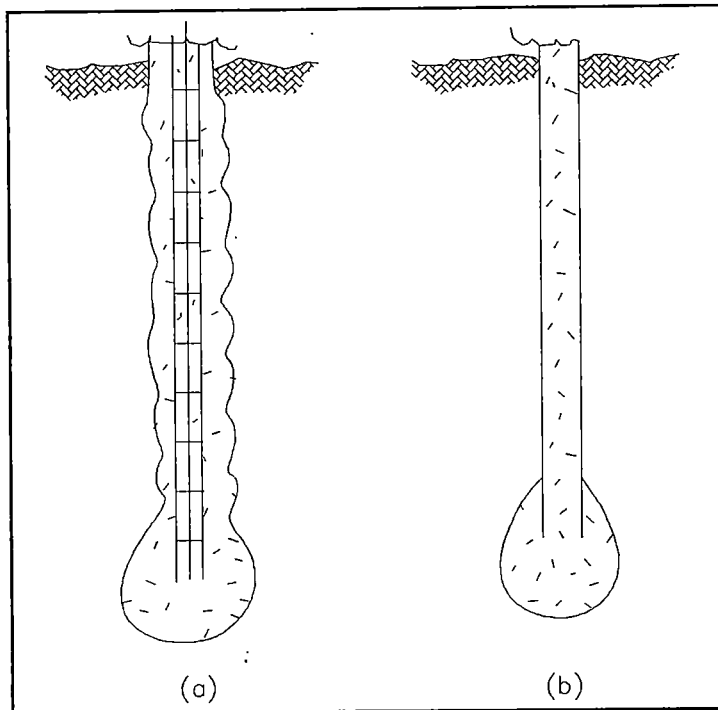


FIGURA N° 2.2: Pilotes compactados con base expandida (Franki)
 (a) Fuste no entibado
 (b) Fuste entibado

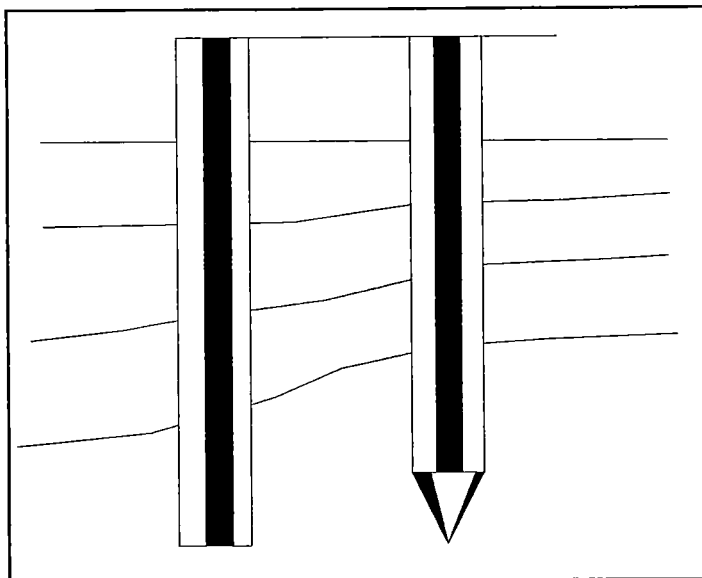


FIGURA N° 2.3: Pilotes típico de acero tubular con punta de anclaje
 (Asociación Pile and Fitting Corp., Bulletin pp 777, 1985)

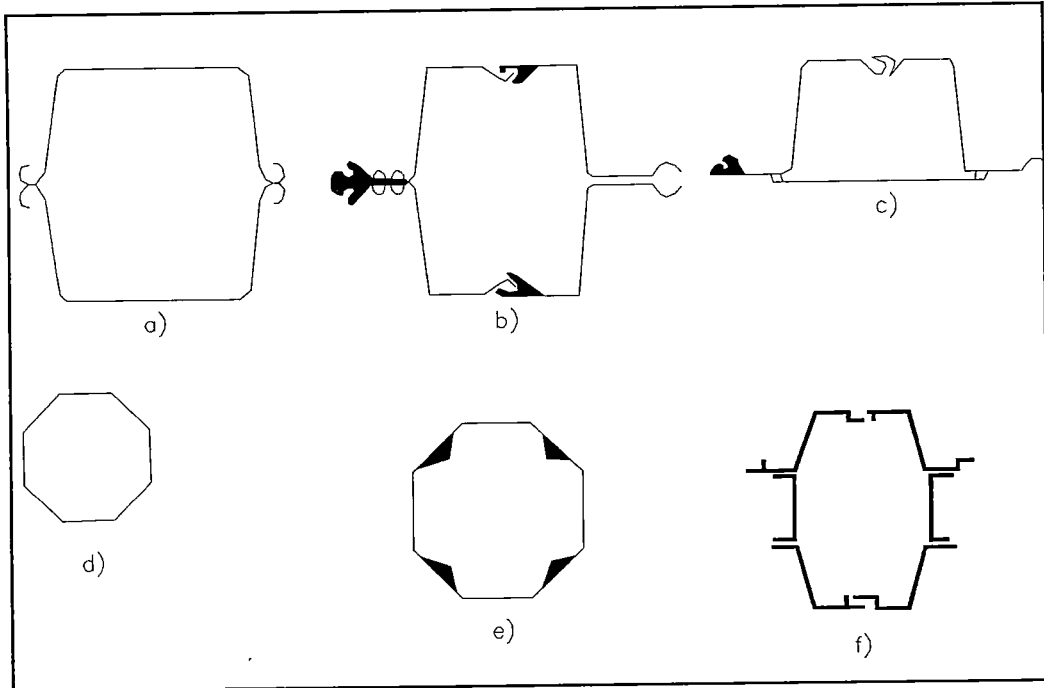


FIGURA N° 2.4: Geometría de pilotes de acero tipo caja (a) Larsser (b) caja doble (c) caja planchada (d)caja de Frodingham y Arbed -Belval CB40 (e) unión (f) Arbed-Beval CZ

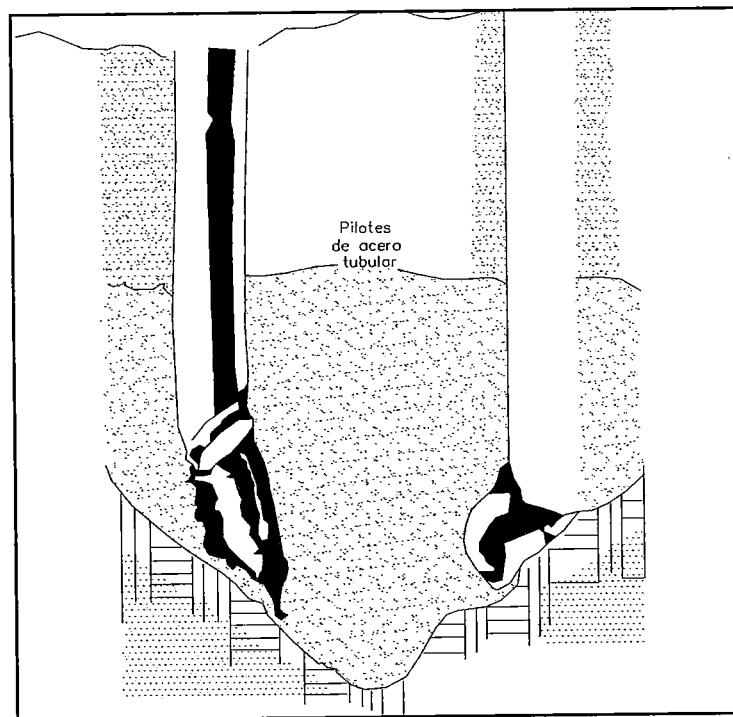


FIGURA N° 2.5: Daños en un pilote tubular de acero, por duro hundimiento (Asociación Pile and Fitting Corp., Bulletin pp 777, 1985)

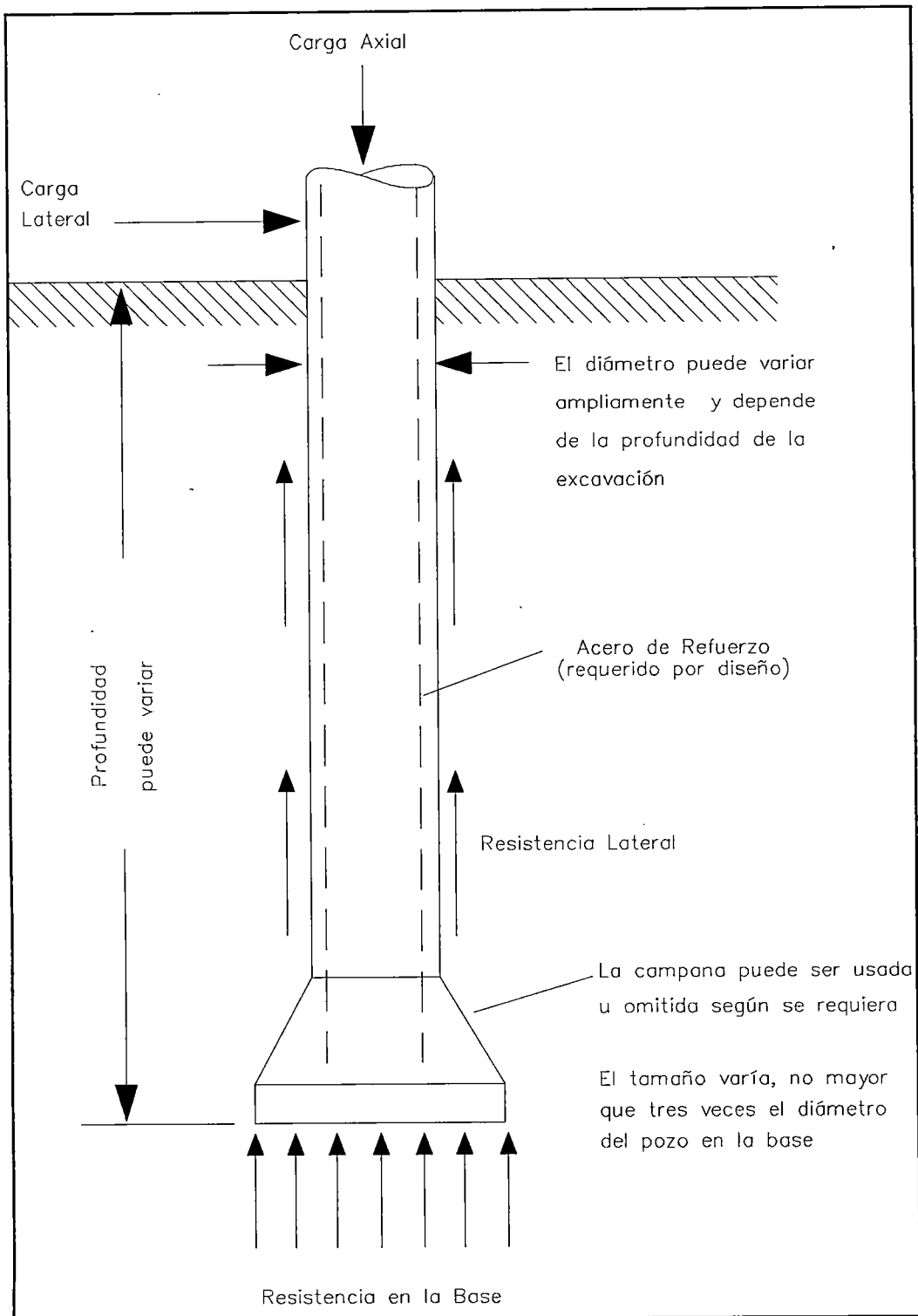


FIGURA N° 2.6: Típico Pilotes Perforado

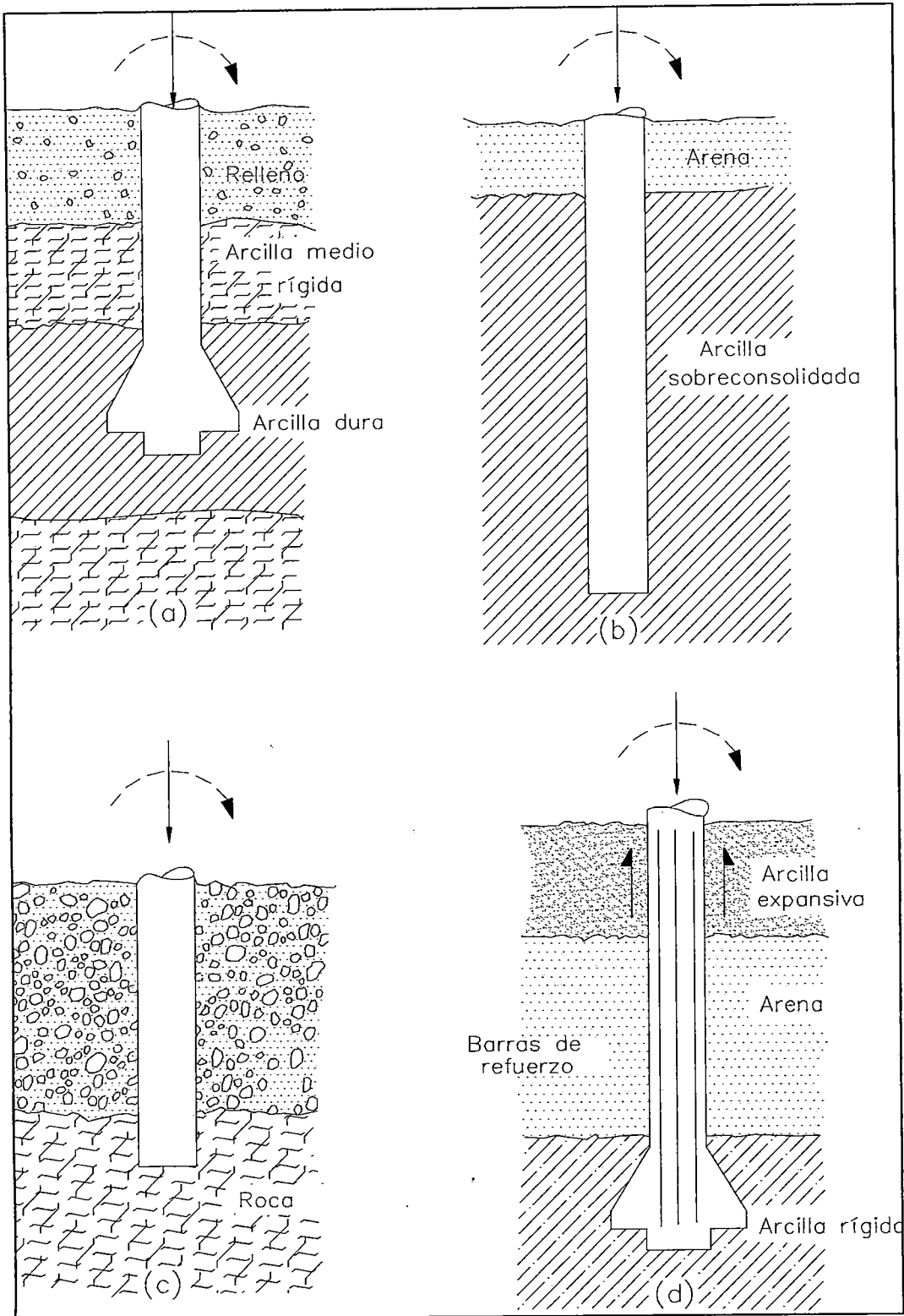


FIGURA N° 2.7: Usos de pilotes perforados
 (a) Soporte en arcilla dura (b) Diseño de fricción lateral
 (c) Casquete en roca (d) Instalación en arcilla expansiva

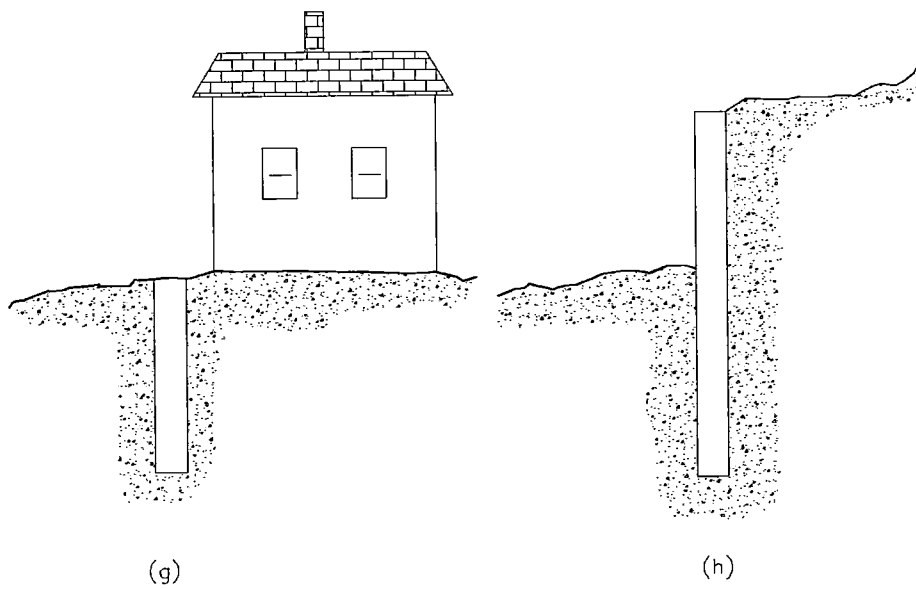
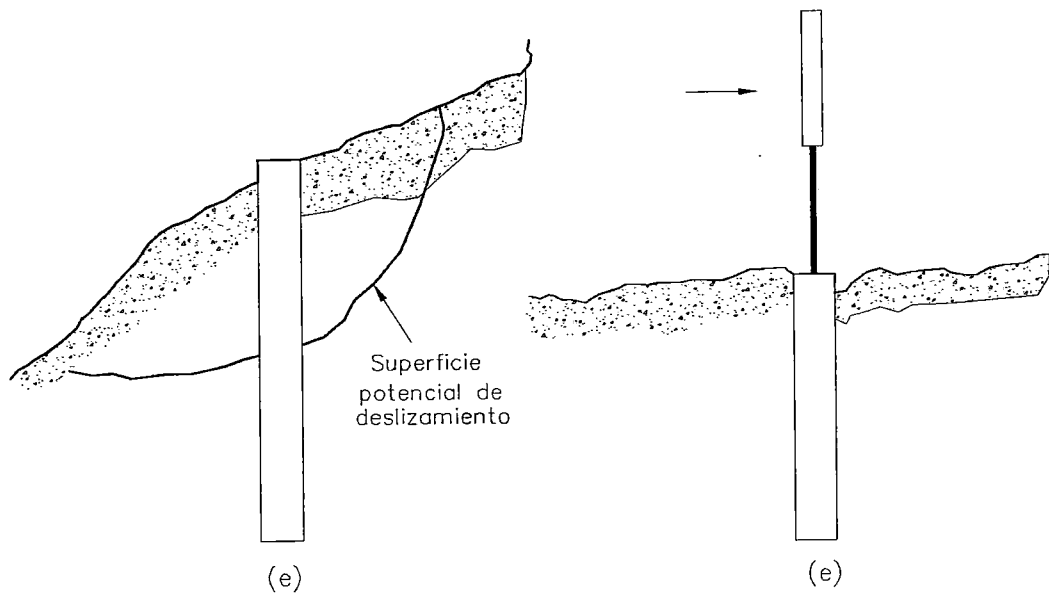


FIGURA N° 2.7: Usos de pilotes perforados

(e) Estabilización de taludes (f) Cimentaciones para paneles
 (g) Cimentaciones de estructuras existentes (h) pozos cercanos,
 como cantilevier de un muro de retención anclado.

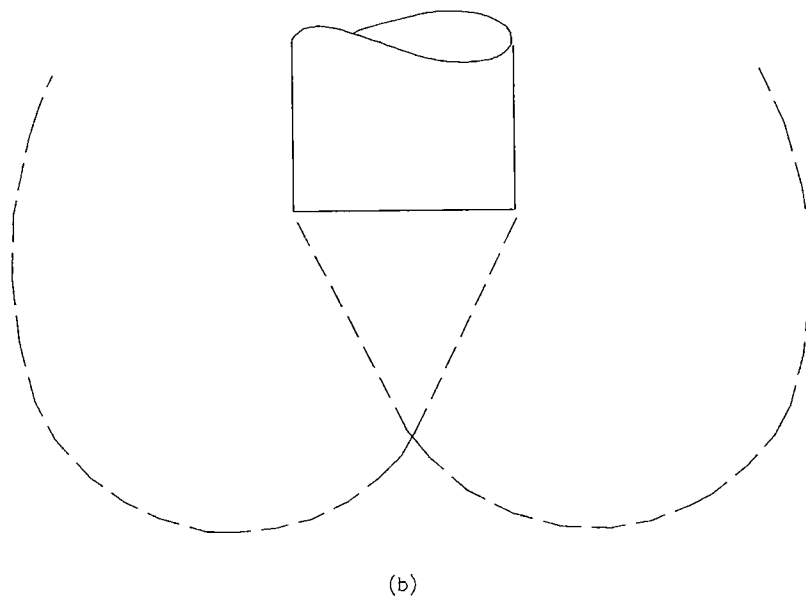
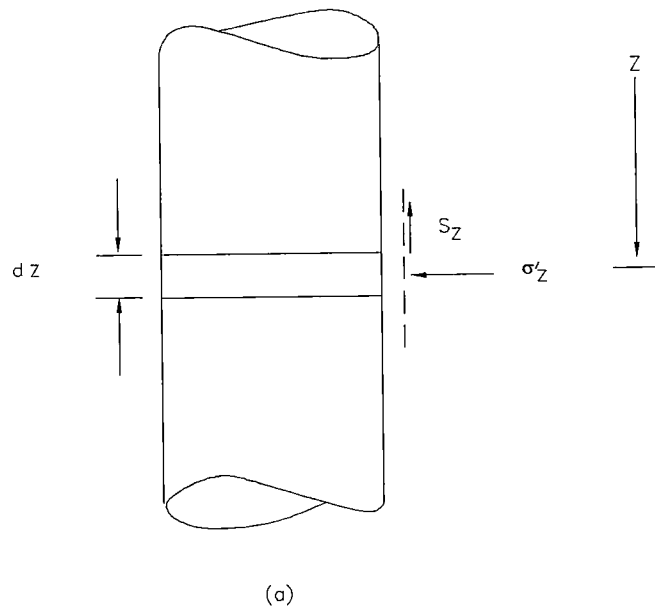


FIGURA N° 2.8: Posible deslizamiento de la superficie cuando un pilote perforado descende por empuje

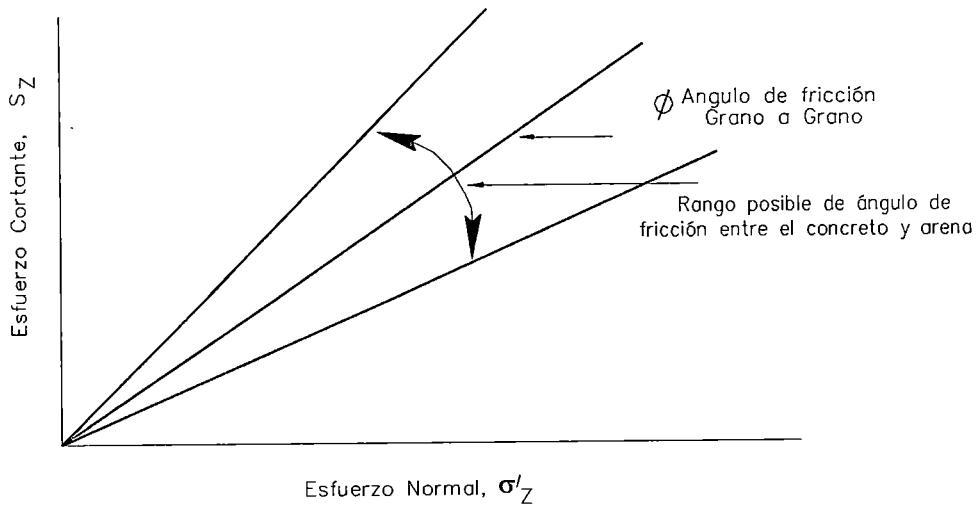


FIGURA N° 2.9: Ángulo de Fricción para arenas en ó cerca de las paredes de un pilote perforado

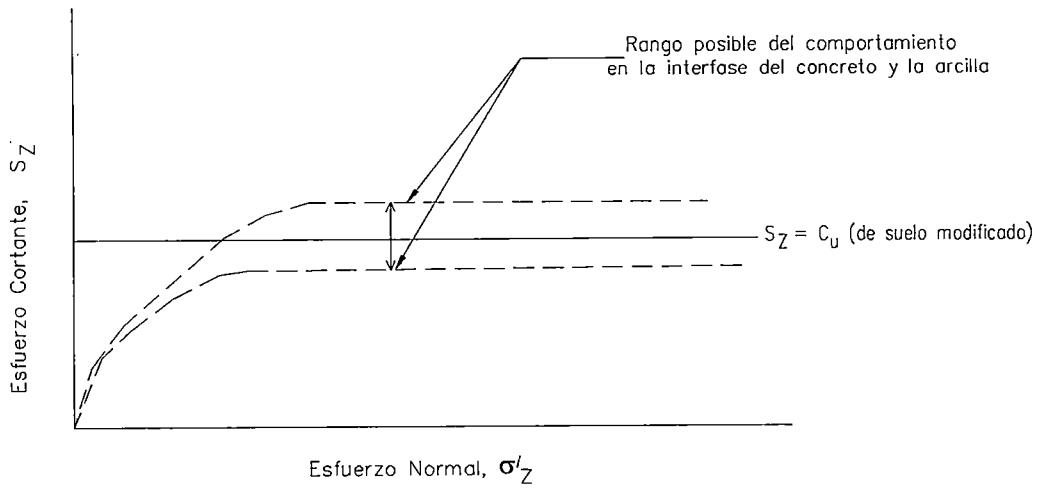


FIGURA N° 2.10: Relación de la falla para arcillas saturadas cerca de las paredes del pilote perforado.

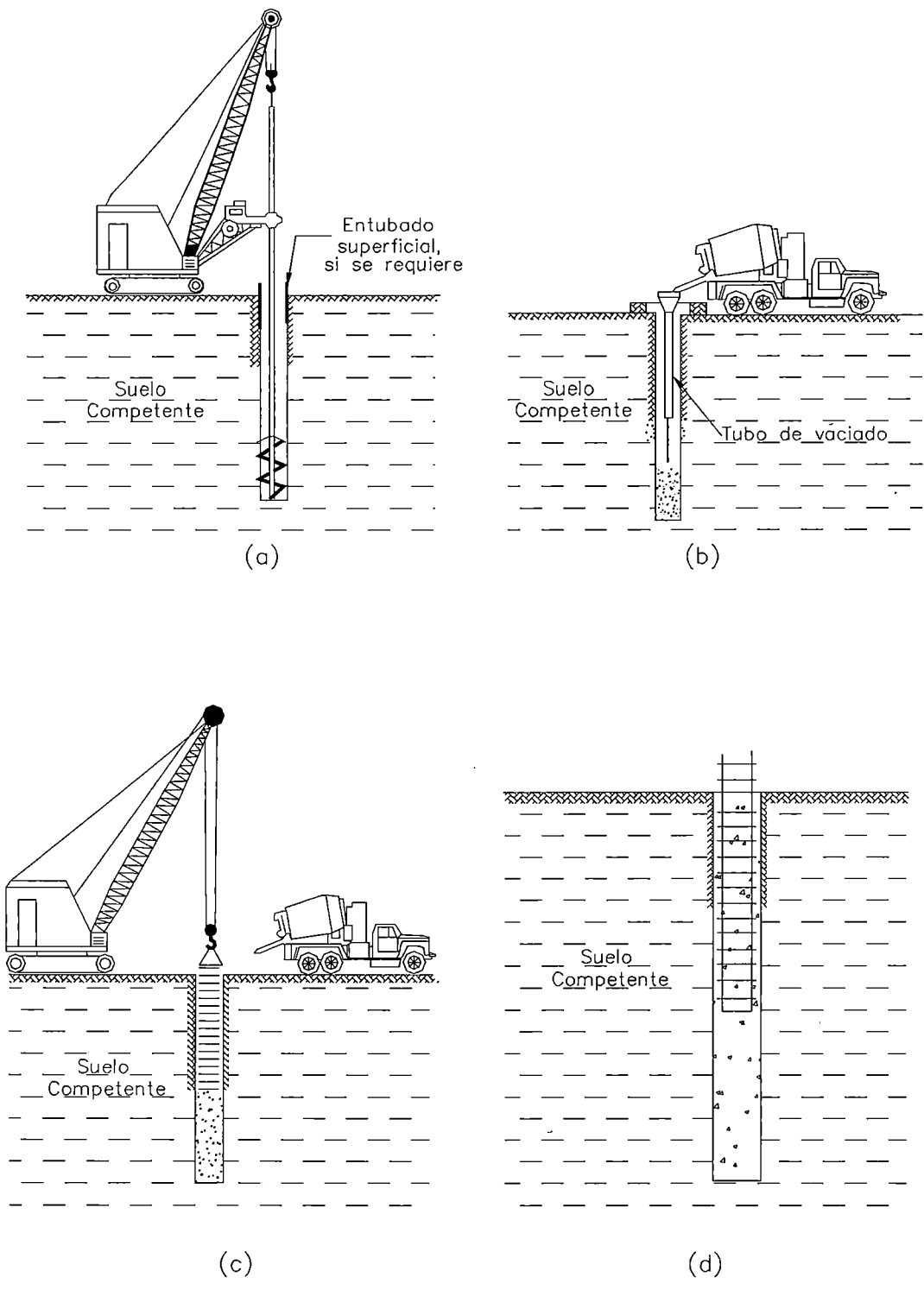
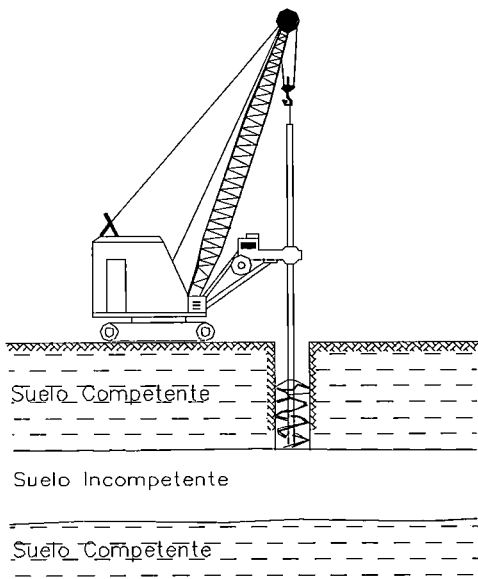
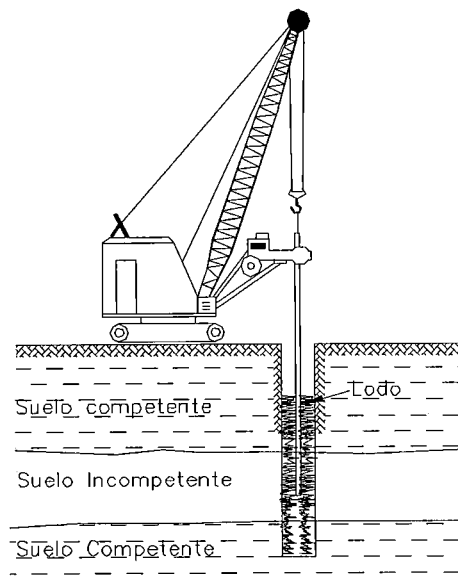


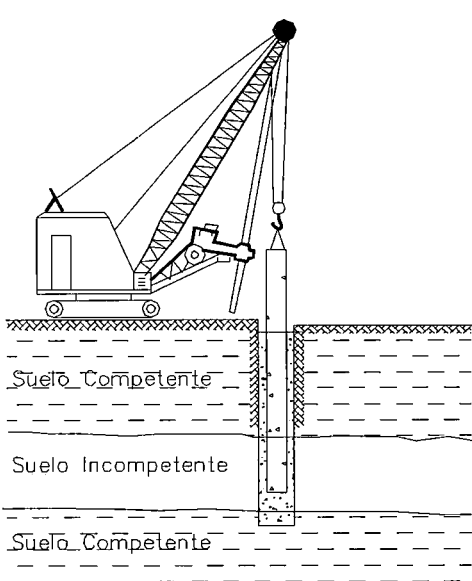
FIGURA N° 2.11: Método de Construcción en Seco
 (a) Inicio de perforación (b) vaciado del concreto
 (c) Colocación del refuerzo (d) pilote terminado



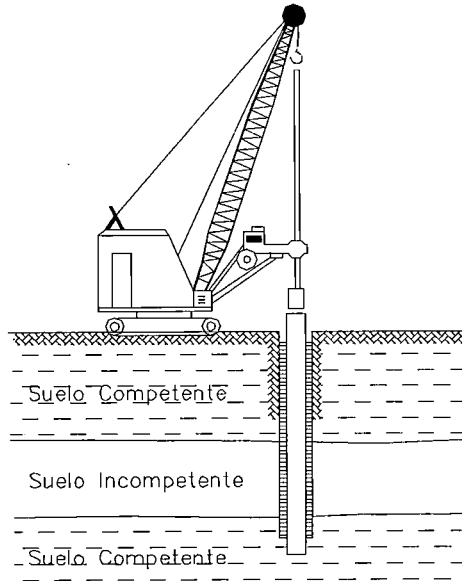
(a)



(b)

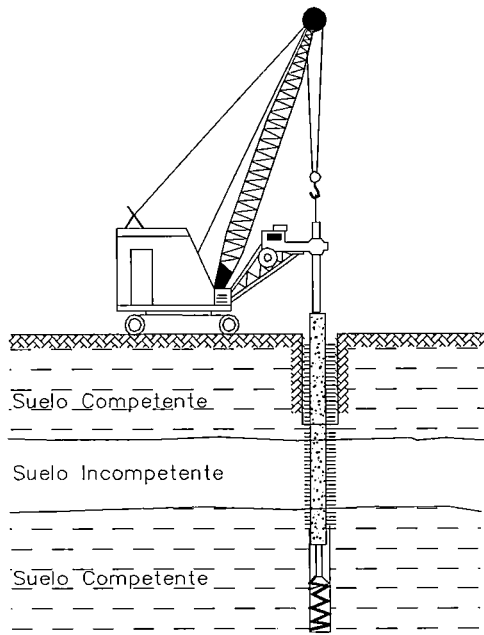


(c)

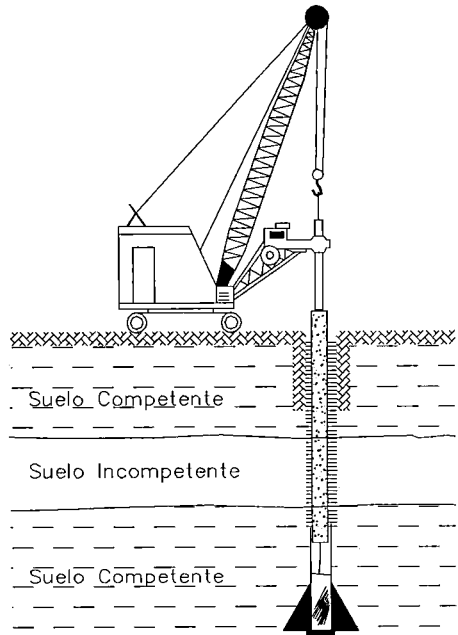


(d)

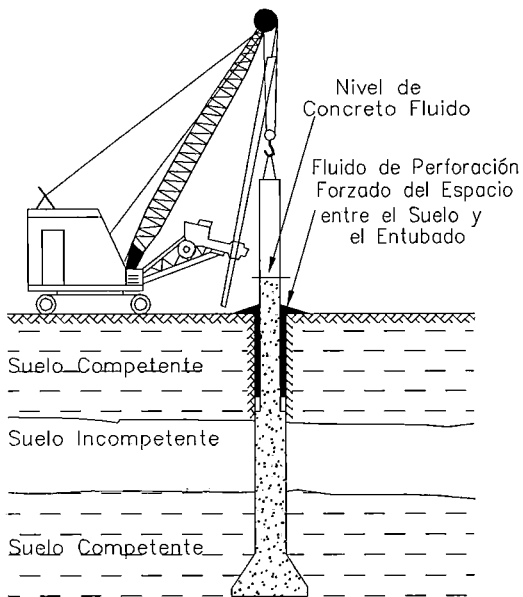
FIGURA N° 2.12: Método de Construcción de Entubado
 (a) Inicio de perforación (b) Perforación con lodo
 (c) Colocación del entubado (d) El entubado es sellado y removido



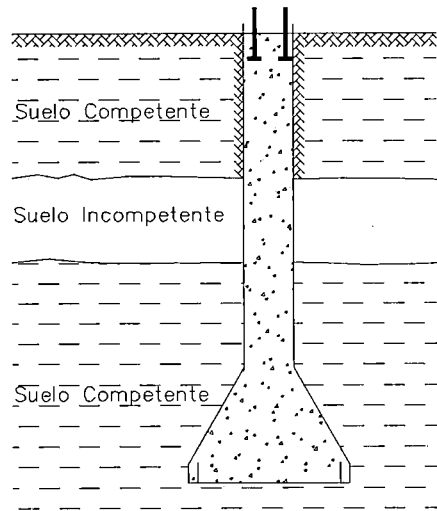
(e)



(f)



(g)



(h)

FIGURA N° 2.12: Método de Construcción de Entubado
(e) Perforación debajo del entubado (f) Perforación con lodo
(g) remoción del entubado (h) Pilote terminado

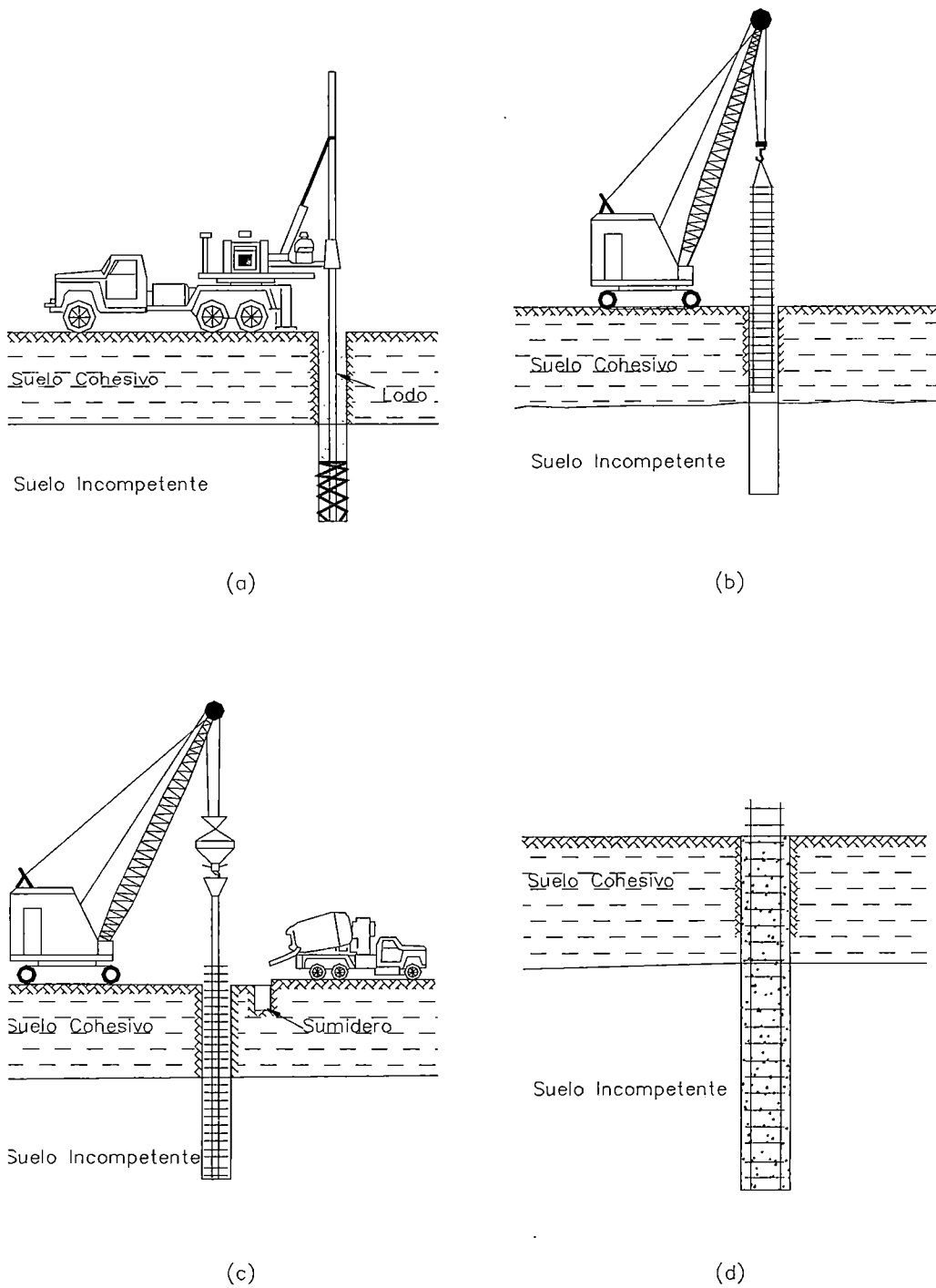


FIGURA N° 2.13: Método de Construcción con Lodo
 (a) Perforación hasta la profund. total con lodo
 (b) colocación del refuerzo
 (c) colocación del concreto
 (d) Pilote terminado

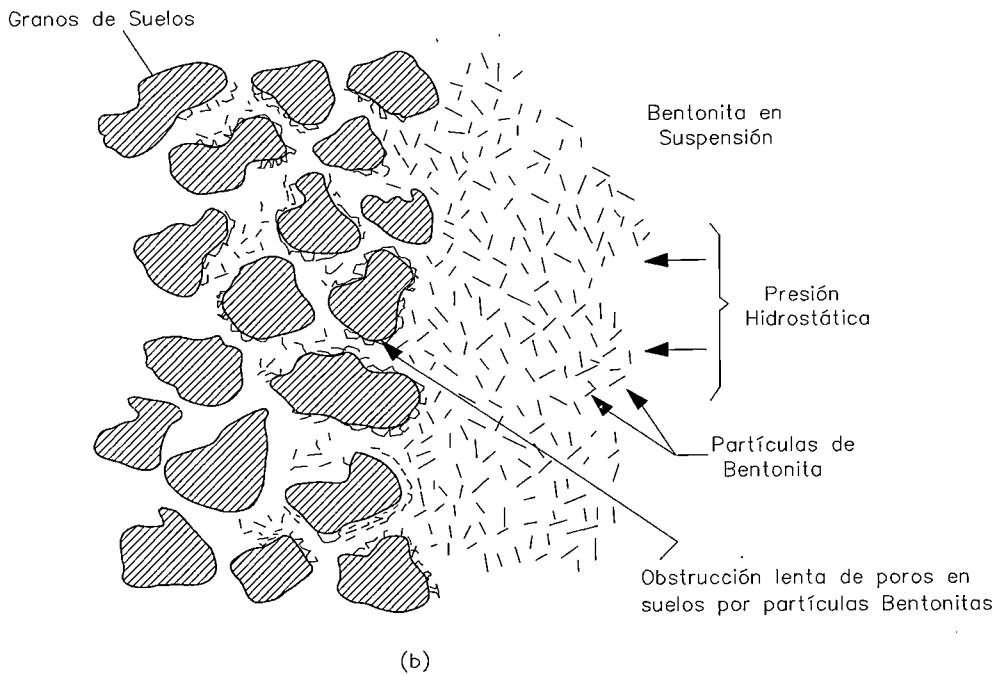
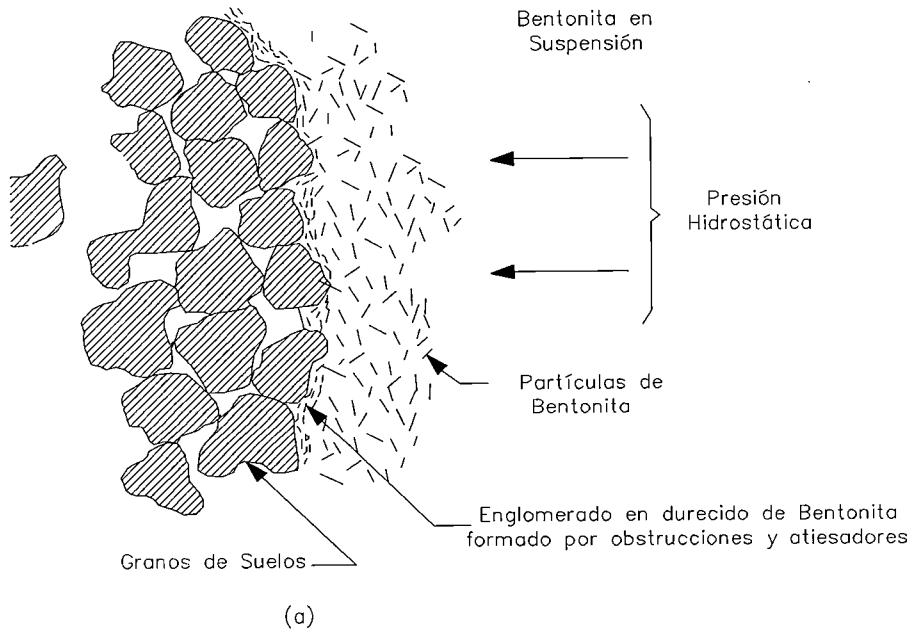


FIGURA N° 2.14: Formación de Englomerado endurecido
(a) En formación compacta (b) Formación suelta

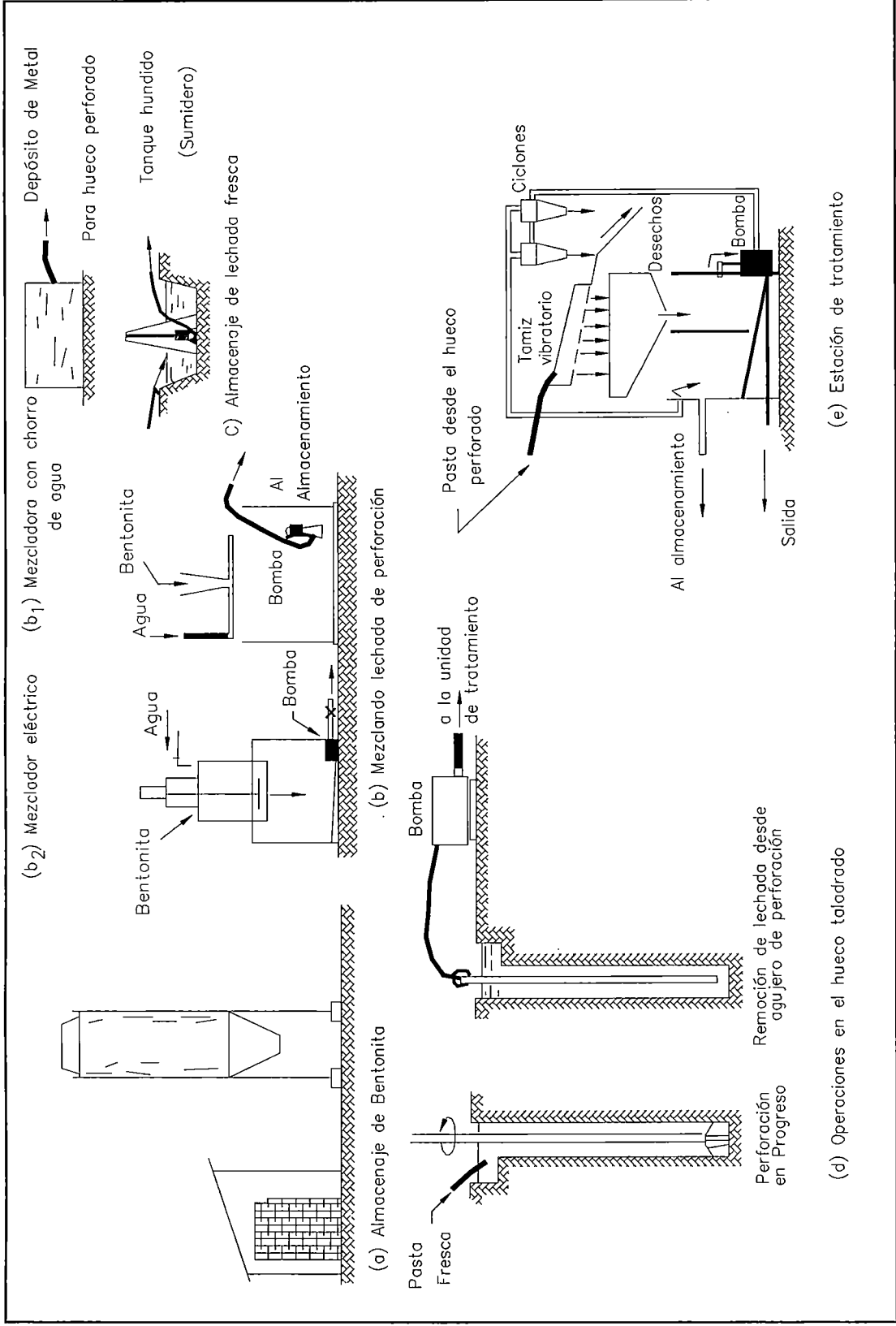


FIGURA N° 2.15: Diagrama de la unidad para el mezclado y tratamiento de la lechada bentonita

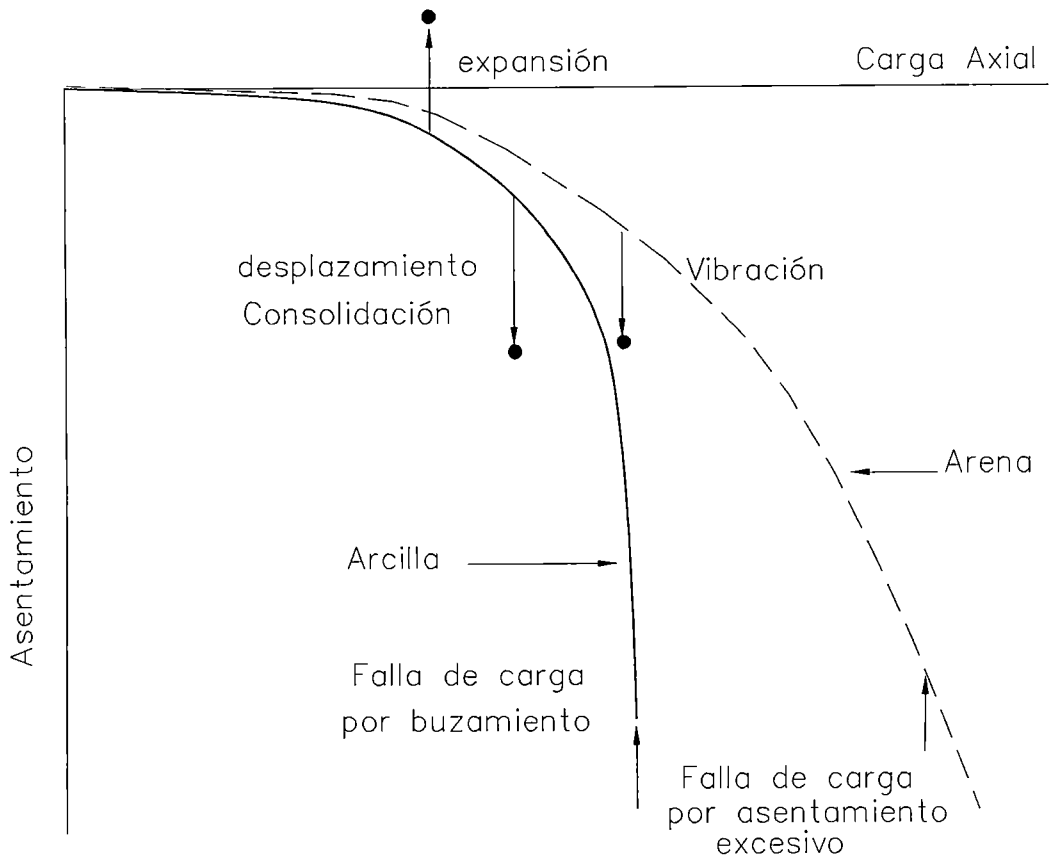
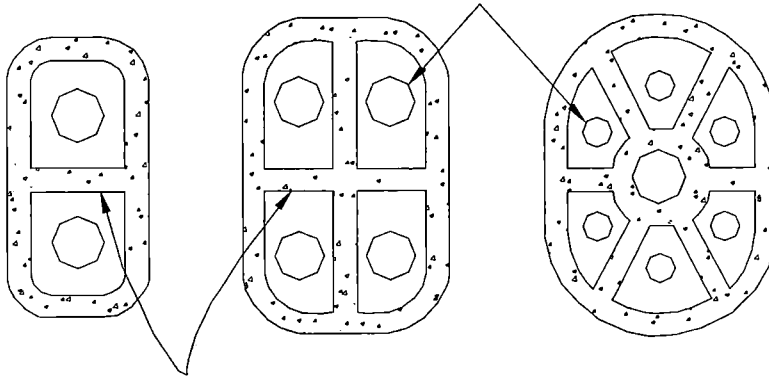


FIGURA N° 2.16: Conceptos de diseño de un pilote perforado bajo carga axial

Pozos abiertos para el dragado o hundimiento



Muros o Diagrama para estabilizar

(a)

Puede ser equipado con
inyección para circular
agua para añadir en
hundimiento

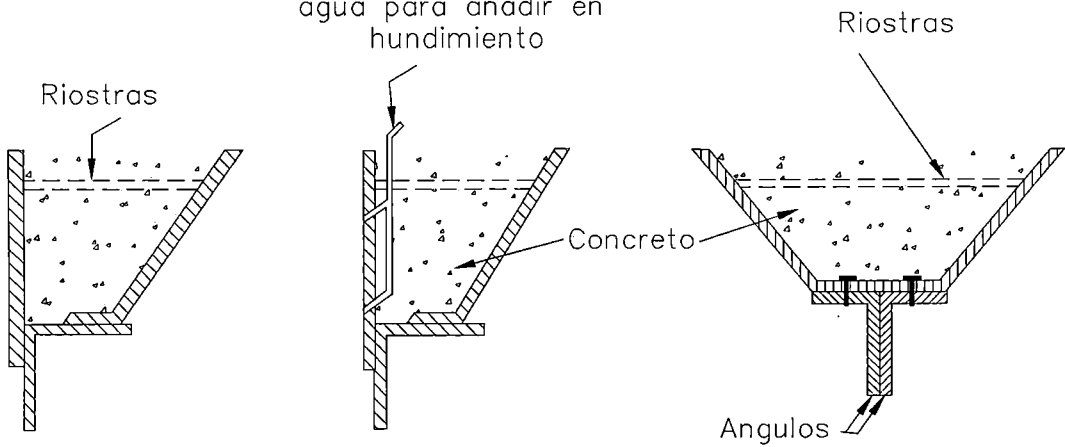


FIGURA N° 2.17: Cajones abiertos

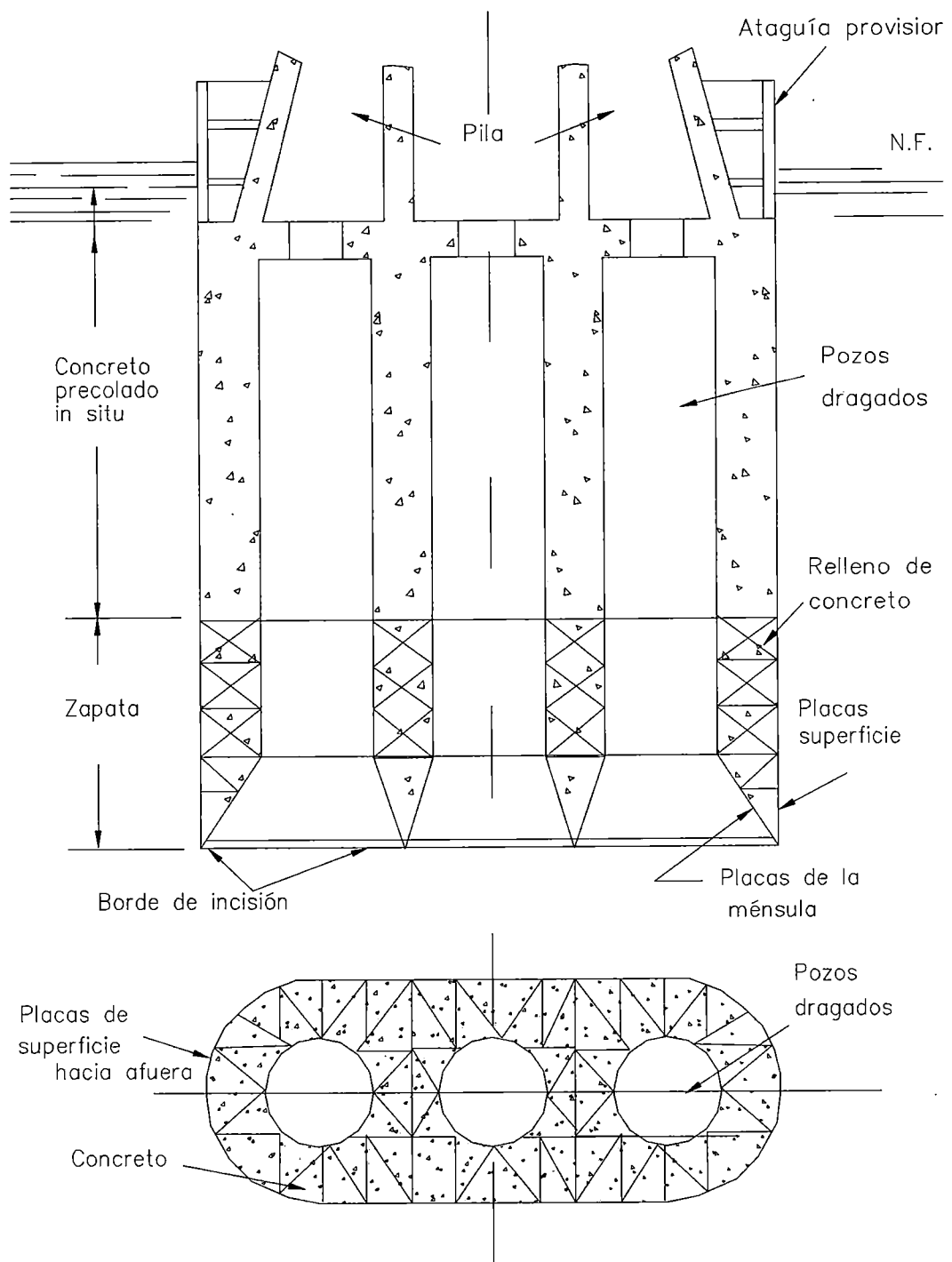
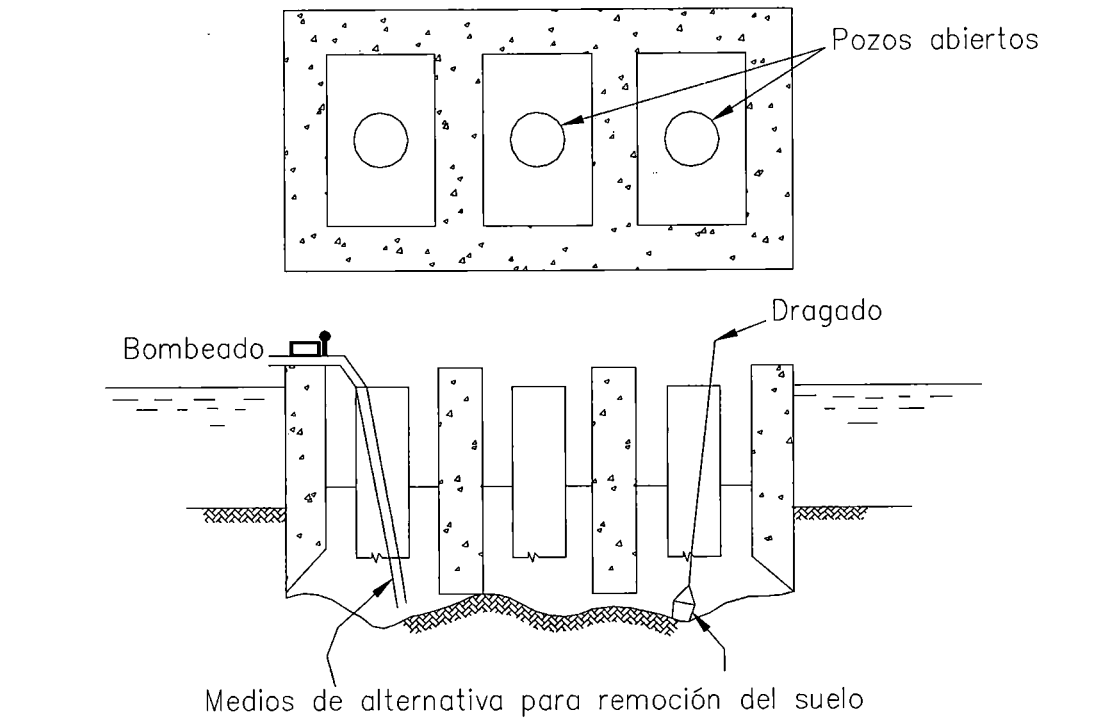
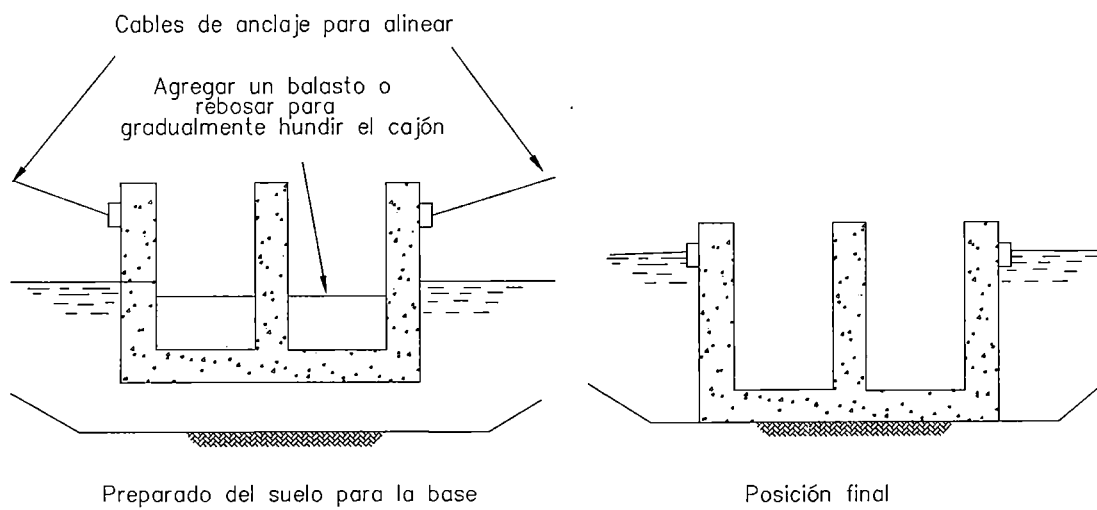


FIGURA N° 2.18: Características de diseño de un cajón abierto



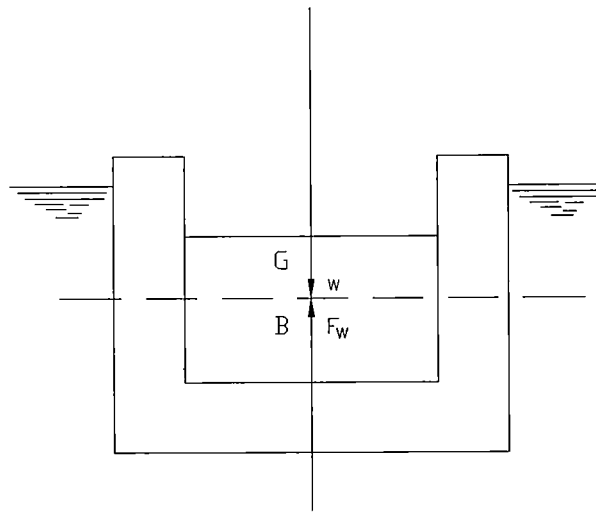
(a)



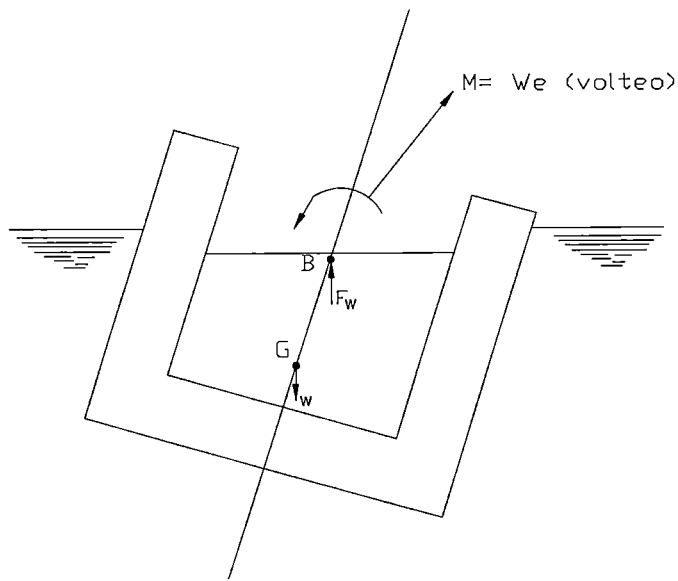
(b)

FIGURA N° 2.19: Cajón Cerrado

- (a) Hundimiento de un cajón cerrado empleando pozos dragados
- (b) Ubicación del cajón cerrado en posición final



(a)



(b)

FIGURA N° 2.20: Estabilidad de flotación de un cajón

- (a) Posición de equilibrio (G centro de gravedad y B centro de flotación)
- (b) inclinación del cajón por momento de volteo (F_w actúa en B, w actúa en G).

CAPITULO III

ESTUDIO DE SUELOS

3.1 INTRODUCCIÓN

Dentro de las metas para impulsar el desarrollo multisectorial del Valle del Alto Mayo, el Proyecto Especial Alto Mayo (PEAM), órgano descentralizado del Instituto Nacional de Desarrollo, en 1996 solicita al Centro Peruano-Japonés de Investigación Sísmica y Mitigación de Desastres (CISMID) de la FIC -UNI la realización del Estudio Geotécnico de la Cimentación del Puente Yuracyacu, ubicado en las Provincias de Rioja y Moyobamba-Región San Martín.

Para la elaboración de este estudio el CISMID, en 1996 realiza la investigación de campo, los ensayos de laboratorio, la evaluación del potencial de licuación de suelos y la evaluación geofísica para luego concluir con el análisis de la cimentación del puente. En las Anexo I.1 se presentan los registros de los sondajes realizados en 1996 y en el Anexo II.1 las Tablas de Resultados de los Ensayos de Laboratorio, en el Anexo III se presentan los resultados de la Evaluación de Licuación y en el Anexo IV se presentan los Hodógrafos del Ensayo de Refracción Sísmica y del Ensayo de Down Hole.

A solicitud de la supervisión se presenta la alternativa de usar cimentaciones profundas empleando cajones de cimentación, el CISMID presenta esta solución para cajones cuadrados de lado igual 8m. Finalmente se opta por construir caissons de sección circular de 5 y 7m para los estribos y pilares respectivamente.

En el Anexo I.2, se presentan los registros de los sondajes realizados en 1998, solicitados por la constructora Li Carrillo-Bedoya en la zona en donde se comenzaría a construir el Puente Yuracyacu.

Debido a problemas durante el proceso de construcción de la cimentación del Puente Yuaracyacu, El PEAM, en Abril del 2000, solicita al CISMID realizar el estudio de verificación de la cimentación, este estudio además de verificar la capacidad de carga axial que transmite el caisson al suelo, tiene como finalidad conocer como se encontraba el suelo luego de hincado de los caissons ante los diferentes métodos empelados, debido a que han causado perturbaciones del suelo motivo por lo cual los caissons no han llegaron a su cota de diseño. Durante el hundimiento del caissons se ha observado que la velocidad de hincado es muy lenta, se asume esta consecuencia a la alta fricción lateral que ejercen las capas de suelos.

Bajo estos antecedentes, en Julio del 2000 se inicio El estudio de Verificación de carga de los caissons en las condiciones actuales. En el Anexo II.2 se presentan las tablas de resultados de laboratorio y en el Anexo III se presenta los resultados de la evaluación del potencial de licuación de suelos.

En las próximas secciones se detalla la investigación de campo y los ensayos de laboratorio realizados para el análisis y diseño de la cimentación en el año 1996 y para la verificación de la cimentación en el año 2000.

3.2 UBICACIÓN

La zona en estudio se ubica sobre el río Mayo, en el límite de los distritos de Yuracyacu y Moyobamba que pertenecen a las provincias de Rioja y Moyobamba respectivamente, Región San Martín. Ver Fig. N° 3.1, "Ubicación del Área de Estudio del Puente Yuracyacu".

El área en estudio se encuentra entre las coordenadas geográficas de 05°54' de latitud Sur 77° 13' de longitud Oeste. El acceso a la zona de estudio desde la ciudad de Rioja hacia Yuracyacu se realiza por carretera afirmada. El tiempo estimado en camioneta es de 20min. y la distancia aproximada es de 22Km. Ver Fig. N° 3.2, "Acceso a la Zona de Estudio desde la Ciudad de Rioja".

3.3 CONDICIONES CLIMATICAS

La zona de trabajo se localiza en la selva alta, la temperatura promedio anual es de 24 °C, mientras que la temperatura máxima y mínima promedio del día es de 28°C y 15°C respectivamente. Iniciándose las lluvias en el mes de octubre y finalizando en el mes de abril. Se estima la precipitación pluvial anual promedio en 1150mm. La zona del valle del Alto Mayo se caracteriza por ser una zona húmeda, llegando alcanzar más de 90%. Su cota máxima promedio es de 810.00 m.s.n.m.

3.4 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

Se construirá un puente de una longitud de 150 metros con un ancho de 90 metros de luz libre aproximadamente, que cruzará el río Mayo, permitiendo unir los distritos de Yuracyacu y Moyobamba.

El proyecto indica que el puente se apoyará en dos pilares ubicados en las márgenes del río y 2 estribos ubicados a 30 metros de cada pilar.

3.5 GEOLOGÍA

Dentro de la geología regional podemos estudiar el hallazgo de rocas sedimentarias que afloran en la cuenca del Alto Mayo y sus alrededores van en edad desde el Paleozoico hasta el Cuaternario. Los tectonismos ocurridos en diferentes rocas han formado estructuras orientadas en la dirección definida y están relacionadas con las fallas longitudinales de la zona, el plegamiento de los estratos son asignados al Terciario Superior y al Pleistoceno.

En el área específica para el estudio se ha identificado un solo grupo litológico principal constituido por depósitos cuaternario del Pleistoceno (Qp-al). Su topografía es ligeramente accidentada; la forma de relieve es superficie plana, con un pequeña inclinación en dirección Sur-Este, el suelo está constituido por deposición y acumulación de sedimentos de granulometría fina a media, desde la superficie a la base presenta estratos de arcilla arenosa, arcilla limosa, limos, intercalaciones de material inorgánico y arenas limpias cuarzosas en mayor proporción en profundidad. Los estratos están superpuestos en forma sub-horizontal a horizontal, alcanzando espesores que van de unos centímetros llegando a alcanzar algunos metros. La edad geológica fue asignada a la era Cenozoica, Sistema Cuaternario, Periodo Pleistocénico.

No se registró en el área específica de estudio presencia de fallas grietas o fracturas. El nivel freático es fluctuante, pero superficial. Ver Fig. N° 3.3, "Geología del Área en Estudio y Ubicación de los Sondajes".

3.6 INVESTIGACION DE CAMPO

3.6.1 Ensayos de Penetración Dinámica

Ensayo de Penetración Estándar (SPT), según norma ASTM D-1586. Es el método in situ más utilizado universalmente para determinar las condiciones de compresibilidad y resistencia de los suelos. Con este ensayo obtenemos muestras representativas alteradas para luego clasificarlas en laboratorio, así mismo podemos medir la resistencia de la penetración del terreno.

El registro de penetración e índice de penetración "N" se obtiene considerando los golpes necesarios para penetrar los últimos 30cm de un total de 45 cm. de muestreador.

En las Tablas N° 3.1 y N° 3.2, se muestra la relación existente entre el número de golpes/pie de penetración del ensayo de penetración estándar y la compacidad relativa en arenas y la resistencia cortante no drenada en los suelos cohesivos.

Tabla N°3.1: COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA

Numero de Golp/pie N(SPT)	Compacidad Relativa
0-4	Muy Suelta
4-10	Suelta
10-30	Media
30-50	Densa o Compacta
Más de 50	Muy densa ó Muy Compacta

Tabla N° 3.2: RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS

Numero de Golpes/pie N(SPT)	Consistencia	Resistencia a la Compresión Simple, q_u (Kg/cm²)
Menos de 2	Muy Blanda	<0.25
2-4	Blanda	0.25-0.50
4-8	Media	0.50-0.10
8-15	Rígida	1.00-2.00
15-30	Muy Rígida	2.00-4.00
Más de 30	Dura	> 4

*Según Terzaghi y Peck, 1948

Aporte de Terzaghi

Cuando el ensayo se efectúa en arenas finas o limosas bajo el nivel de la napa freática debe reducirse el número de golpes utilizando la ecuación:

$$N = \frac{N'' + 15}{2} \quad (3.1)$$

“N” mayor de 15 (valor medido in situ debajo del N.F.)

Factores de Corrección por Sobrecarga en Arenas

El factor de corrección (S.P.T), C_N es la relación entre la resistencia medida del S.P.T, para una presión vertical efectiva (σ'_v), a la resistencia medida a un esfuerzo vertical efectivo dado ($\bar{\sigma}_v$), normalmente de un 1 kg/cm^2 .

$$N_c = C_N N \quad (3.2)$$

N = número de golpes medidos en el S.P.T.

C_N = factor de corrección de sobrecarga

Para fines de este estudio, se ha considerado un factor de corrección simple propuesto por Liao y Whitman, (1985) y se expresa en la siguiente relación:

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}_v}} \quad (3.3)$$

$\bar{\sigma}_v$ = esfuerzo efectivo, Kg/cm^2

◆ Ensayo de Auscultación con Cono Peck en los Sondajes

Es un ensayo de penetración dinámica que no recupera muestra. Se ha usado este dispositivo de diámetro de 2" y un ángulo de 60° en la punta por encontrarse con un material granular como la arena y la grava que impide el uso del muestreador “caña partida” para realizar el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) y porque además durante el lavado no avanzaba la perforación.

El Cono Peck ha sido calibrado mediante correlaciones estadísticas con el Ensayo de Penetración Estándar, la calibración obtenida es la siguiente (Michelena y Repetto, 1973):

$$\text{-Para suelos granulares} \quad N_{\text{SPT}} = 0.5 C_n \quad (3.4)$$

$$\text{-Para suelos cohesivos} \quad N_{\text{SPT}} = C_n \quad (3.5)$$

N = Numero de golpes por 30 cm. de penetración en el SPT

C_n = Numero de golpes por 30 cm. de penetración en el Cono Peck

El ensayo de auscultación con el Cono Peck, permite investigar con rapidez los depósitos de suelos de estratigrafía relativamente uniforme, pero no reemplaza Ensayo de Penetración Estándar.

3.7 ENSAYOS DE LABORATORIO

◆ Ensayos Estándar

Con las muestras alteradas e inalteradas de cada uno de los sondajes realizados, se trabajaron los ensayos estándar de clasificación de suelos consistentes en los siguientes ensayos y sus respectivas Normas ASTM:

-Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D422-72
-Límite de consistencia	ASTM D4318-84
-Peso específico relativo de sólidos	ASTM D854-83
-Contenido de humedad	ASTM D2216-80

◆ Ensayos Especiales

Con las muestras inalteradas obtenidas de los sondajes explorados se realizaron los siguientes ensayos según las Normas ASTM:

Ensayo de Corte Triaxial	ASTM D2850-87
Ensayo de Compresión no Confinada	ASTM D2166-85

Ensayo de Corte Directo	ASTM D3080-72
Ensayo de Consolidación	ASTM D2435-80

Todos los ensayos, a excepción de los ensayos químicos, fueron realizados en el Laboratorio Geotécnico del CISMID de la UNI.

♦ Evaluación de Ensayo Químicos

En la Tabla N° 3.3 se dan los elementos nocivos para la cimentación, y en la Tabla 7 del Anexo II.1 se presentan los resultados de los análisis químicos de las muestras de sedimento y agua obtenidos en el año de 1996.

Comparando ambas tablas y evaluando, se concluye que en el suelo y agua no contienen cantidades apreciables de elementos agresivos al concreto, encontrándose los porcentajes totales de cloruros, sulfatos y sales solubles por debajo de lo permisible.

Tabla N° 3.3: Elementos Químicos Nocivos para la Cimentación

Presencia en el suelo de	p.p.m	Grado de alteración	Observaciones
* Sulfatos	0-1000 1000-2000 2000-20,000 > 20,000	Leve Moderado Severo Muy Severo	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación
**Cloruros	> 6000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos
** Sales Solubles Totales	>15,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problema de lixiviación

* Comité 318-83 ACI

** Experiencia Existente

3.8 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS

Se entiende por licuación, al fenómeno por la cual un suelo arenoso se transforma a un estado de suspensión comportándose como un fluido viscoso debido a la pérdida del esfuerzo efectivo de confinamiento como consecuencia del desarrollo de la presión de poros durante la aplicación de cargas dinámicas en la masa de suelo.

Debido a que muchas veces no se cuenta con información acerca de las características granulométricas del suelo no es posible la clasificación de los suelos sobre esta base, entonces ante este caso la clasificación se debe hacer considerando los nombres de los suelos registrados en cada registro de sondajes en particular (Ishihara, 1978). La Tabla N° 3.4 muestra la designación del tipo de suelo usado para la identificación de depósitos licuables.

Tabla N° 3.4: Clasificación de Suelos Licuables y No Licuables Basado en el Tipo de Suelo

	TIPO DE SUELO
SUELO LICUABLE	Arena: fina, media, limosa, con partes de arcilla, con conchuelas fracturadas, con plantas descompuestas y con parte de grava.
SUELO NO LICUABLE	Suelo superficial, relleno superficial, Arcilla, limo, lodo, suelo descompuesto, grava

Iwamoto (1983) pudo explicar en forma resumida el fenómeno de licuación de arenas según los siguientes criterios:

- El movimiento del terreno debido al terremoto causa esfuerzos de corte repetidos en la arena saturada
- Los esfuerzos de corte originan tendencia a la compresión, la condición no drenada no permite aún compresión.

- Se generan y acumulan las presiones de poro en la arena
- El esfuerzo de confinamiento efectivo decrece
- El contacto entre las partículas de la arena suelta, causan que la resistencia al corte decrezca.
- La arena inicia un estado licuado y sin ninguna resistencia al corte.

El potencial de suelos encontrados en la zona en estudio será evaluado mediante el método simplificado de Seed e Idriss (1966). Este método inicialmente usaba la densidad relativa derivada del SPT como un parámetro principal del suelo en la determinación de la resistencia a la licuación. Seed y De Alba, (1986) complementaron este método estableciendo la importancia del contenido de finos en la resistencia a la licuación de arenas. El método emplea la resistencia a la penetración normalizada N_1 , bajo un esfuerzo vertical de 1 Kg/cm². El valor de N_1 efectivo se determinó por las ecuaciones 3.2 y 3.3.

Seed e Idriss propusieron que la relación de esfuerzo cíclico para un suelo a cierta profundidad durante un terremoto puede determinarse según la expresión:

$$\frac{\tau_{d\delta}}{\bar{\sigma}_v} = 0.65 \frac{a_{\text{máx}}}{g} \frac{\sigma_v}{\bar{\sigma}_v} r_d \quad (3.6)$$

El factor de seguridad contra la ocurrencia del fenómeno de licuación, FL, será:

$$FL = \frac{\frac{\tau_i}{\bar{\sigma}_v}}{\frac{\tau_d}{\bar{\sigma}_v}} \quad (3.7)$$

Si $FL > 1$ no se producirá licuación

Si $FL \leq 1$ se producirá licuación

Donde:

σ_v = esfuerzo total vertical a la profundidad requerida

$\bar{\sigma}_v$ = esfuerzo efectivo vertical a la profundidad requerida

- $a_{\text{máx}}$ = aceleración máxima en la superficie del terreno
- τ_d = esfuerzo de corte inducido por el terremoto
- τ_1 = esfuerzo de cíclico que causará licuación
- r_d = factor de reducción del esfuerzo que decrece de 1 en la superficie a 0.9 a 10m de profundidad.

El valor de la magnitud y aceleración máxima se obtuvo del Mapa de Zonificación Sísmica del Perú (1997). Ver Fig. N° 3.5. Se considera para la Zona en estudio y por la importancia del proyecto una aceleración de 0.36g con una excedencia de 10% en un tiempo de vida útil de 100 años. Ver Fig. N° 3.6 "Distribución de Isoaceleraciones" (Alva y Castillo, 1993)

Además se establece que la magnitud máxima para la fuente sismogénica en la cual se construirá el futuro puente es de 7.1 valor que corresponde a un sismo continental superficial, el cual posiblemente puede afectar el área en estudio a consecuencia de la proximidad de la falla que se originó por los terremotos en la zona de Alto Mayo.

La evaluación del potencial de licuación se ha basado principalmente en los datos de campo obtenidos de los ensayos de SPT y su profundidad se determina mediante el programa de computo DLICUA (Parra, 1991), el cual está basado en el método simplificado de Seed e Idriss. El programa ha sido corrido para sismos con 0.15g, 0.20g, y 0.30g de aceleración máxima superficialmente y Ms. de 7.0.

De la evaluación del potencial de licuación de suelos de la zona en estudio se concluye que para una aceleración máxima de 0.30g y un Ms de 7.0, el suelo licuará en los sondajes S-1 y S-2 hasta una profundidad de 12m, mientras que en los sondajes S-3 y S-4 de la margen izquierda el suelo podría licuar hasta los 15m. de profundidad.

Para el caso de los Sondajes realizados en julio del 2000, se evaluó el potencial de licuación para los sondajes centrales BH-2 y BH-5 para la misma aceleración

y movimiento sísmico empleado en las condiciones de diseño, determinando que el suelo licuará hasta una profundidad de 13m. en ambos sondeos.

3.9 EVALUACION GEOFÍSICA

Se realizó investigaciones geofísicas con la finalidad de diferenciar las capas del subsuelo existentes en el área en estudio según el valor de las velocidades de las ondas elásticas y determinar basándose en ellas los parámetros elásticos (parámetros físico-mecánicos dinámicos) que se emplearán en el diseño de la cimentación del puente proyectado.

Se efectuó refracción sísmica de 150m de longitud en cuatro perfiles, además se efectuaron mediciones sísmicas a lo largo de los sondeos S-1 y S-3. Ver Fig. N° 3.7, "Ubicación de las Líneas de Refracción Sísmica y Ensayo de Down Hole".

Para el presente estudio se realizó ensayos de Refracción Sísmica para determinar la velocidad de propagación de las ondas elásticas longitudinales V_p y el ensayo de Down Hole para determinar la velocidad de ondas longitudinales (V_p) y ondas transversales o de corte (V_s). Los resultados obtenidos corresponden a parámetros dinámicos y en general son mayores que los módulos estáticos, determinados con ensayos de mecánica de suelos.

Las siguientes expresiones sirven para calcular los mencionados parámetros:

$$\mu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right) - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right) - 2} \quad Ed = V_p^2 * \mu \left(\frac{(1-2\mu)(1+\mu)}{1-\mu}\right)$$

◆ Método de Refracción Sísmica Superficial

El Ensayo de la Refracción Sísmica consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (ondas P), y algunas veces de las ondas de corte (ondas S), generadas por una fuente de energía impulsiva a unos puntos localizados a diferentes distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo.

Por lo tanto la información tiempo distancia se procesa y se obtiene la interpretación de las velocidades de propagación de onda y la estructura de los estratos del subsuelo. Para que el método sea efectivo, es necesario que las capas presenten velocidades mayores a mayor profundidad.

◆ Ensayo de Down Hole

Este ensayo es un perfilaje sísmico a lo largo de algún sondeo mecánico con la fuente de las ondas elásticas ubicadas en la superficie y los sensores dentro del sondeo. Se miden los tiempos de llegada de las ondas a sensores y se obtiene también el gráfico tiempo-distancia u hodógrafo, de donde se obtiene directamente los valores de las velocidades de las capas del subsuelo y sus límites.

◆ Resultados

De los resultados obtenidos de la interpretación de la refracción sísmica mostrados en la Fig. Nº 3.8a, 3.8b1 y 3.8b2 para todos los perfiles se aprecian dos capas, la primera de muy baja velocidad V_p de 350 a 400m/s que indica muy baja densidad constituida principalmente por arcillas y limos. La capa inferior presenta velocidad de onda (V_p) con variación lateral desde 1,380 m/seg. a 1,800 m/seg. correspondientes a arenas de diferentes granulometrías. Las limitaciones intrínsecas del método han impedido detectar las capas de velocidades menores que se han encontrado en los sondeos por debajo de las arenas mencionadas y que se han distinguido con los ensayos Down-Hole.

Los resultados de los ensayos de Down-Hole se presentan en la Tabla 4 del Anexo II.1, en donde se muestra las velocidades V_p y V_s , la densidad (γ), el Coeficiente Dinámico de Poisson y el Módulo Dinámico de Elasticidad de las capas atravesadas en los sondeos S-1 hasta la profundidad de 17m y S-3 hasta la profundidad de 36 m en ambos casos referidos respecto al nivel del suelo.

Para la primera capa de 4m de espesor, en el sondaje S-1, el módulo dinámico de elasticidad (E_d) es 455 kg/cm² y para la capa inferior toma un valor de 10900 kg/cm².

Para el sondaje S-3 el valor del módulo de elasticidad hasta los 8.6m de profundidad es de 485 kg/cm². En las arenas de las capas inferiores es de 14000kg/cm² y en las arcillas con presencia de material orgánico E_d va desde 5800 hasta 7500 kg/cm².

3.10 PERFIL ESTRATIGRAFICO

3.10.1 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL AÑO 1996

En Julio de 1996 se realizaron cuatro (04) sondajes de exploración, de los cuales dos de ellos llegaron hasta una profundidad de 40.45m. ubicados en la zona donde irán los pilares y los otros dos de 30m para los estribos. Los sondajes se realizaron en los puntos señalados por el proyectista estructural, y se presentan en la Fig. N° 3.3 "Geología del Área en Estudio y Ubicación de los Sondajes".

En base a los trabajos de exploración de campo y ensayo de laboratorio realizados, se describe a groso modo la composición del Perfil Estratigráfico, según S.U.C.S. y la ubicación de la napa freática para cada sondaje. Ver Fig. N° 3.9a "Perfil Estratigráfico A"

Sondaje S-1.- Ubicado en la Margen Derecha (Pilar), superficialmente se encuentran suelos arcillosos (CL) con bajo porcentaje de arena fina de consistencia blanda N (3 a 4), seguido hasta los 5.35m de estratos limos arenosos no plásticos (ML) de color gris, N (4 a 5). Hasta los 15.40m arenas limosas (SM), arena pobremente graduadas (SP-SM) y arenas arcillosa (SC) de densidad media N(10 a 24), luego hasta los 16 m se presenta una arcilla muy plástica (CH) con 10% de arena fina de consistencia rígida N(13). Subyace a la arcilla hasta los 23.60m. suelos arenosos limosos (SM) de grano fino a medio; presentan intercalaciones aisladas de materia orgánica y gravillas subangulosas aisladas, su densidad relativa varía de densa a media N (43 a 18). De 24.20 m a 25.50 m se presenta un suelo altamente orgánico (Pt), con restos de madera podrida muy húmeda y medianamente rígida N (10). Hasta los 26.20m., se encuentra arcilla muy plástica (CH) de consistencia rígida N (10 a 12).

Luego hasta los 29.25m., se observa limos arenosos (ML) que se encuentran húmedos, no tienen plasticidad y su compacidad va de compacto a semicompacto N(19 a 40), seguido hasta los 31.20m por arena limosa (SM) de grano fino, que se encuentra húmeda a saturada, no tiene plasticidad, variando su densidad de densa a media N (50 a 20). De 31.30 a 32.00m se encuentra una arcilla muy plástica (CH) con presencia de material orgánico, su color es plomo claro, con alto contenido de humedad y consistencia rígida N (15).

Sigue a este estrato hasta una profundidad de 33.40 m un limo con intercalaciones de arena gruesa (ML) su color es gris oscuro, se encuentra saturado, no tiene plasticidad y es de compacidad media N (15 a 11).

De 33.40 m a 35.20 m se encuentra una arcilla orgánica (OH) con restos de madera orgánica su color es marrón negro, se encuentra húmeda y tiene consistencia rígida N (11 a 14). Luego hasta los 37.50m de profundidad volvemos a encontrar Turba (Pt), con restos de madera podrida con alto contenido de humedad ($w=238\%$) y rígida N (28 a 34), a este estrato le sigue hasta la profundidad investigada (40.45m) una arcilla arenosa (CL) muy húmeda y plástica de consistencia que varía de rígida a dura N (34 a > 50). El nivel Freático se encontró a 4.15m de profundidad según fecha 25de Junio de 1996.

Sondaje S-2.- Ubicado en la Margen Derecha (Estribo); los primeros 0.30m es terreno de cultivo seguido de arcilla de mediana (CL) y alta plasticidad (CH) de consistencia blanda (N=5).

Debajo de los 2.00 m. se encuentran suelos arcillosos de mediana y alta plasticidad (CL y CH), su color varía de beige oscuro al marrón, su consistencia es blanda. De 2.00 a 5.30m. se encuentran estratos intercalados de limo arenoso no plástico (ML), con 4% de arena fina, su color es plomo oscuro, es de mediana plasticidad y de consistencia blanda N(2). Le sigue un estrato de limo arenosos no plástico (ML) de 2.30 m, de compacidad suelta N (8).

Hasta los 13.25m sigue arenas limosas (SM), arena limosa con arcilla (SM-SC) y arenas arcillosas (SC), las arenas presentan intercalaciones aisladas de materia orgánica y gravillas (T.M 3/4"), se encuentran saturadas, no tienen plasticidad, y presentan densidad media N (14 a 22). Hasta la profundidad de 15.80m se encuentra arcilla muy plástica (CH) con 10% de arena fina y de consistencia rígida N (8 a 17). Le sigue un estrato de limo arenoso (ML) saturado semicompacto N (15) de 0.40m de espesor. A partir de los 16.20m hasta 19.40m encontramos arenas limosas (SM) con intercalaciones de materia orgánica, de color gris, sin plasticidad y de densidad media N (19 a 25). Hasta la profundidad de 23.70m, se observa la existencia de suelo turboso con material altamente orgánico (Pt), presentando madera podrida de color negro en condiciones húmeda y de consistencia rígida N (8 a 15).

A partir de los 23.70m se encuentra un espesor de 1.30m de arcillas arenosas CL), con un porcentaje de arena fina entre 6% a 15% de color plomo oscuro y de consistencia rígida N (11). Por debajo de la arcilla arenosa y hasta la profundidad de 29.50m se presenta una arena limosa (SM), con intercalaciones de materia orgánica, la arena se encuentra saturada, no tiene plasticidad, su densidad varía de media a densa N (17 a 43).

Finalmente desde los 29.50 m hasta la profundidad investigada de 31.60 m se encontró arcillas inorgánicas (CH) y arcillas con materia orgánica (CH) muy plástica y rígida N(11).

El nivel freático en este sondaje se encontró a la profundidad de 4.70m, con fecha 12 de julio de 1996.

Sondaje S-3.- localizado en la Margen Izquierda (Pilar), en el primer metro encontramos arcilla arenosa (CL) plástica y de consistencia blanda. A continuación a este estrato le sigue 1.5m de espesor de material limoso (ML) de color marrón, sin plasticidad y de compacidad suelta N (3).

Subyaciendo al suelo limoso hasta una profundidad de 3.35m se observa un estrato de arcilla orgánica (OH) con restos de raíces y madera podrida, presenta alta plasticidad y es de consistencia medio rígida N (5 a 8). Por debajo de este estrato hasta una profundidad de 8.60m se encuentran arenas limosas (SM) con gravas subredondeadas (T.M. 3/4"). Su color es gris oscuro, no tiene plasticidad y es de compacidad suelta (5 a 10). De 8.60m a 9.60 se presenta un suelo altamente orgánico (Pt), con presencia de restos de madera podrida de color negro, muy húmeda ($w=142.7\%$) y rígido N (11), seguida de arena arcillosa (SC) con 28% de gravas angulosas (T.M.1") de color plomo en condiciones saturada, no tiene plasticidad, su compacidad varía de suelta a media N (10 a 12). Subyace un espesor de 1.40m de una arcilla de alta plasticidad (CH), con 6 % de arena, su color es plomo, se encuentra húmeda y es de consistencia rígida N (10 a 15). Sigue a este suelo un estrato de 1.50m de arena limosa (SM) de color plomo verdoso, saturado, no plástica y media densa N (15 a 20). Le sigue a continuación hasta los 14.25m una arena arcillosa (SC) con una gravilla aislada (T.M. 3/8"), e intercalaciones de arcilla muy plástica, color plomo verdoso, saturada, muy plástica y suelto N (10). Debajo al suelo anterior le siguen estratos arcillosos con porcentajes de arena fina que varía de 8.2 % (CH) a 20.7% (CL), muy plástica para el CH a plásticas para el CL, y presentan consistencia de media rígida a blanda N(10 a 5) hasta los 16.70m.

A los 16.70m. se observa un lente 0.50 m. de espesor de limo arenoso (ML) con 21% de arena fina, de color plomo marrón, en condiciones húmeda y de baja plasticidad N (20). Hasta los 21.20m se observa una arena limosa (SM), de color plomo, húmeda, no plástica variando su densidad de media a densa N (34 a 50), seguida hasta los 25.50 m. encontramos un suelo altamente orgánico (Pt) con presencia de restos de madera podrida, de color marrón negro, muy húmeda y de consistencia rígida. N (8 a 17). A partir de los 25.50 hasta los 28.80m. se presenta un limo con pequeñas intercalaciones de material orgánico y porcentaje de arena fina que varía de 18% a 34%, su color es plomo, de muy poca plasticidad y de compacidad de suelta a semicompacta N(8 a 22).

Hasta la profundidad de 37.30m se encuentra una arcilla de alta plasticidad (CH) con intercalaciones de materia orgánica y 3% de arena fina. Su color es plomo marrón, en condiciones húmeda, de apariencia pegajosa y consistencia rígida N (11 a 12). Le sigue a esta arcilla un estrato de 1.30m de espesor de suelo orgánico mezclado con poca arcilla (OH), muy plástica, de apariencia pegajosa y consistencia rígida N (12 a 13).

Finalmente hasta la profundidad investigada de 40.45m. se encuentra un limo arenoso (ML) con material orgánico aislado y 20.2% de arena fina, de color claro, se encuentra húmedo, no tiene plasticidad y está semicompacto N(13 a 15). El nivel freático se encontró a la profundidad de 2.95m, con fecha del 02 de julio de 1996.

Sondaje S-4.- Ubicado en la Margen Izquierda (Estribo), como en los sondajes anteriores superficialmente se observa tierra de cultivo con presencia de arcillas muy blandas, el espesor de terreno de cultivo es de 0.40m. Por debajo de los 2.00m y hasta 4.00m encontramos limos arenosos (ML), con porcentajes de arena fina que varían entre 25 a 32%. Su color varía del marrón claro al gris oscuro con matices naranja, su humedad varía de húmeda a saturada no tiene plasticidad y su compacidad va de suelta a semicompacta N(4 a 15). Hasta la profundidad de 7.05m se presenta arenas limosas (SM), y arenas pobremente graduadas (SP), estas últimas con gravillas cuarzosas (T.M. 3/8"), de color gris, se encuentra saturada, no tiene plasticidad y su compacidad varía de suelta a media N (8 a 17).

A continuación sigue un estrato de arcilla (CL) de espesor 2.15m. con incrustaciones de grava redondeada (T.M.1") , cuyo porcentaje de arena fina varía de 10 a 21%, su color es plomo, se encuentra húmeda, de plasticidad media y consistencia rígida a muy rígida N(10 a 15). Debajo de la arcilla le sigue hasta los 12.80m., un suelo arenoso con limos (SM), de color plomo verdoso claro, su humedad va de húmeda a saturada, no tiene plasticidad y su densidad varía de media a densa N (18 a 26). Hasta la profundidad de 15.00m. se observa una arcilla de alta plasticidad (CH) con 6% de arena fina, de color plomo verdoso, en condiciones húmeda, y consistencia medio rígida (N=37 a 41).

Subyacente al suelo arenoso y hasta los 23.30 m. se presenta un suelo turboso altamente orgánico (Pt), con restos de madera podrida de color marrón negro, húmedo y de consistencia rígida N(19 a 13). Le sigue a este suelo, hasta los 25.00m de profundidad material arcilloso (CL) conteniendo materia orgánica aislada y 6 % de arena fina, de color plomo, de características húmeda y plástica. Su consistencia es rígida N (12 a 14).

Subyaciendo al estrato anterior y hasta la profundidad de 29.80m. se observa un estrato de arenas limosas (SM) con intercalaciones de material orgánico y 43 % de finos, de color gris oscuro, presenta mucha humedad y no tiene plasticidad Presenta compacidad densa N (14 a 44).

Finalmente de 29.80 a 30.45 m se encuentra suelo arcilloso con 15% de arena fina (CL), de color plomo marrón con matices de color blanco, en condiciones húmeda, plástica y muy rígida N (30 a 20). El nivel freático se alcanzó a la profundidad de 3.30m., con fecha del 08 de julio de 1996.

3.10.2 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL AÑO 2000

Los trabajos de exploración de campo se iniciaron el 27 de Junio y concluyeron el 20 de Julio del 2000. Los trabajos de campo realizados consistieron en seis (06) sondajes de exploración, dos de ellos de 25 metros de profundidad, ubicados en la zona intermedia entre los cajones del estribo y del pilar, en cada margen. Los otros cuatro sondajes fueron realizados en el interior de cada caisson, con profundidades de 20 m en los pilares, 15 m en el estribo izquierdo y 10 m en el estribo derecho, dando un total de 115 m de perforación con ensayos de penetración estándar a cada metro y en caso de muestras inalteradas la extracción fue con muestreador tipo Shelby. El perfil estratigráfico de la zona en estudio se muestra en la Fig. N° 3.9b.

Sondaje ED-1.- Este sondaje se realizó en el interior del Caisson del Estribo Derecho. De esta perforación se extrajeron 11 muestras alteradas y 03 muestras inalteradas, las cuales fueron extraídas con muestreador de pared delgada tipo Shelby. La cota superior del caisson es 812.12 msnm y la cota de la plataforma de la máquina perforadora, donde se inició el conteo del metraje, es de 812.40 msnm. La longitud de este caisson es de 26.40 m y la cota inferior es 785.72 msnm.

Para iniciar la perforación se procedió a colocar un casing, el cual empezó a hacer contacto con el suelo a los 24.00 m, el tubo forro bajó por su peso propio hasta los 25.85 m y golpeándole con el martillo hasta los 26.85 m. Durante el lavado usando lodo bentonítico, hasta los 26.95 m salió una arena limosa de color gris. A esta profundidad, que está 5 cm debajo de la uña del caisson, se encuentra un estrato de turba (Pt) de consistencia blanda, N (5) y espesor de aproximadamente 1.00 m. Subyaciendo a este estrato se encuentra una arena limosa (SM) de color gris y compactación suelta N (12).

Debajo de esta arena se presenta un estrato de 3.90 m de espesor, de arcilla (CL) de plasticidad mediana, de color gris con lentes intercalados de turba de color negro, N (10 a 16). Continúa una capa de 1.10m de espesor, de limo (MH) de plasticidad alta y color marrón oscuro, N (8). El estrato subyacente es una arcilla (CH) de plasticidad alta y color gris oscuro, seguida por un lente de arcilla (CL) de plasticidad mediana a baja y del mismo color que la anterior, de 1.3m de espesor y N(9).

Los estratos subyacentes están conformados por suelos orgánicos, constituidos por una capa de turba (Pt) de 1.30m de espesor de humedad a poca humedad, N(10 a15) y una capa de arcilla orgánica (OH) de color gris oscuro, de plasticidad alta. Finalmente, se encuentra un estrato de limo (MH) de color gris oscuro y plasticidad alta, con valor de N(8). A este nivel se alcanzó la máxima profundidad de exploración, de 37.95 m. El nivel freático dentro del cajón encontrado al 5 de julio del 2000 fue de 2.55 m.

Sondaje BH-2.- Este sondaje se realizó en el eje del puente, en la zona intermedia entre el Estribo y el Pilar de la margen derecha, se inició en la cota 810.70 msnm, a partir de la cual se contabiliza el metraje.

El equipo se instaló sobre un pequeño terraplén colocado como defensa ribereña en esta margen. Este dique está constituido de un relleno de grava arenosa, con un espesor de 1.50 m, por lo que fue necesario excavar hasta alcanzar el terreno natural para iniciar la perforación. La profundidad máxima alcanzada en este sondaje fue de 26.00 metros.

De esta perforación se extrajeron 24 muestras alteradas y 04 muestras inalteradas obtenidas con muestreador de pared delgada tipo Shelby.

En este sondaje, el primer estrato está constituido por un relleno de grava limosa de forma irregular, alargada, aplanada, de borde sub redondeado y con bolonería de tamaño máximo de 4". Este relleno localizado está conformando un dique de defensa y tiene un espesor de 1.50 m. El segundo estrato es una arena limosa (SM) de color gris oscuro con grumos limosos y arcillosos de color negro, de compacidad relativa muy suelta, encontrándose en estado alterado. El ensayo de penetración estándar se realizó hasta los 4.45 m y no se recuperó muestra. A los 4.75 m de profundidad, el suelo cambia a arcilla (CL) de color marrón, muy blanda, en la que tampoco se logró recuperar muestra. A los 5.80 m se encuentra un suelo de espesor 1.70 m. conformado por limo (ML) de color gris a marrón claro de compacidad suelta, N (7). A partir de los 7.50 m. y hasta los 13.45 m. continúa una secuencia de estratos de arenas limosas, arenas bien gradadas y pobremente gradadas (SM, SP-SM, SW-SM) de color gris, y N (6 y 17). Debajo de este estrato se encuentra una capa de arcilla (CH) de color gris claro a beige, de plasticidad alta, con un espesor de 2.55 m y N (11 y 17).

Subyaciendo a este estrato, hasta los 20.30 m de profundidad se encuentran arenas limosas (SM), y arenas pobremente gradadas (SP), con N (20 a 31).

Por debajo del estrato anterior, hasta los 24.50 m se presenta una turba (Pt) de color marrón oscuro a negro, intercalado con lentes de arena pobremente gradada y limosa (SP-SM), y N(9 A 12). Seguidamente, hasta los 26.00 m de profundidad se encuentra un estrato de arcilla de mediana plasticidad, de color gris oscuro, de consistencia medio blanda, N (7). El nivel freático se encontró a 3.15 m de profundidad con fecha de 27 de junio del 2000.

Sondaje PD-3.- Este sondaje se realizó en el interior del caisson del pilar derecho. La cota superior del caisson es 811.90 msnm, la longitud del mismo es 23.00 m y la cota inferior es 788.90 msnm. La profundidad máxima alcanzada en este sondaje fue de 45.45 metros.

De esta perforación se extrajeron 19 muestras alteradas y 04 muestras inalteradas obtenidas con muestreador de pared delgada, tipo Shelby.

A los 23.34 m el casing hizo contacto con el suelo y a los 23.50 m. empezó el lavado usando lodo bentonítico. El material extraído por el agua es una arena limosa de color gris hasta los 24.60 m y continúa un suelo orgánico (OL), de plasticidad media y de color marrón oscuro, de consistencia blanda, N(10) hasta los 26.40 m. Subyaciendo a este estrato se encuentra una arcilla (CH y CL) de color marrón de plasticidad alta y media, N (8) y 2.10 m de espesor. Luego, a los 28.50 m de profundidad se presenta una capa de limo (ML) de 1.50 m de espesor, N (18 a 47). Debajo del estrato anterior continúa una capa de arena limosa (SM) de color gris, desde los 30.00 m hasta los 31.80 m, N (45 a 32). Seguidamente, hasta los 33.00 m se presenta una capa de arcilla (CH) de color gris plomizo, de plasticidad alta y consistencia rígida, N (12). Desde los 33.00 hasta los 43.10 m de profundidad, continúan estratos de granulometría fina tales como limos de plasticidad alta y baja, arcillas orgánicas de plasticidad alta a media, intercaladas con turbas (Pt) conformado así: (MH, OH, Pt, OH, MH, Pt, OH, MH, CL, ML) de color marrón, gris y marrón oscuro a negro, N(11 a 22).

El último estrato encontrado hasta la profundidad explorada de 45.45 m, consiste de una arena limosa (SM) de color gris, de compacidad relativa densa, N(48 a 59). El nivel de agua dentro del caisson se encontró a 2.30 m de profundidad el día 2 de julio del 2000.

Sondaje PI-4.- Este sondaje se realizó en el interior del caisson del pilar izquierdo. La cota superior del caisson es 814.00 msnm, la longitud del mismo es 26.25 m y la cota inferior es 787.75 msnm. La profundidad máxima alcanzada en este sondaje fue de 46.30 metros.

De esta perforación se extrajeron 22 muestras alteradas y 03 muestras inalteradas obtenidas con muestreador de pared delgada, tipo Shelby.

A los 25.00 m el tubo forro hizo contacto con un suelo de consistencia muy suelta, bajando hasta 26.10 m al ser golpeado suavemente con el martillo. A esta profundidad se inicia el lavado usando lodo bentonítico, emergiendo una arena limosa fina de color gris hasta los 27.00 m. El ensayo de penetración estándar realizado a esta profundidad recuperó una muestra de limo (ML) de color gris intercalado con turba de color marrón a negro, de compacidad relativa suelta, N(6). Hasta los 29.10 m continúa una arcilla (CL) de color gris rosáceo, de plasticidad media y de consistencia blanda. Debajo de esta capa existe un limo (ML) de color gris con lentes de arena gris y de consistencia muy suelta de tal manera que al colocar el penetrómetro con el martillo, éste se deslizó por su peso propio una longitud de 1.20 m, bajando desde 29.55 m hasta 30.75 m de profundidad. Cuando se realizó el siguiente ensayo de penetración estándar a los 31.30 m, las últimas 12" penetró con un golpe. La siguiente capa es un lente de arena limosa (SM) de color gris con rayas horizontales color marrón oscuro a negro, de 1.10 m de espesor y compacidad relativa suelta con valor de N (6). Luego, desde los 32.40 m hasta los 45.45 m de profundidad continúan suelos finos de plasticidad media a alta, como ML, CL, CH, ML, CH, MH, ML, CL y ML respectivamente, de color gris, de consistencia medio rígida a rígida, N(6 a 17), su potencia es de 13.05 m.

Debajo de estos suelos finos y hasta la profundidad explorada de 46.30 m, se encuentra una arena pobremente gradada y una arena limosa (SP-SM, SM) de color gris, y de compacidad relativa densa, N(51). El nivel freático se encontró a la profundidad de 4.60 metros, con fecha 13 de julio del 2000.

Sondaje BH-5.- Este sondaje se realizó en el eje del puente, en la zona intermedia entre el Estribo y el Pilar de la margen izquierda, se inicia en la cota 809.40 msnm. La profundidad máxima alcanzada en este sondaje fue de 25.65 metros.

De esta perforación se extrajeron 28 muestras alteradas y 04 muestras inalteradas obtenidas con muestreador de pared delgada tipo Shelby.

Desde la superficie hasta los 5.40 m de profundidad se presenta un estrato alterado constituido por limos (ML) y arena limosa (SM), hojas, tallos y ramas, N (4 a 12). Luego, hasta los 7.50 m continúa una capa de arcilla (CL) de color marrón a beige, de plasticidad mediana, de consistencia medio blanda, N (5) y 2.10 m de espesor. Debajo de esta arcilla se encuentran suelos limosos (MH y ML) de plasticidad alta y baja, de color marrón claro, de compacidad relativa suelta, N (8 a 6) hasta 10.00 m de profundidad. Por debajo de este nivel, hasta los 17.25 m se presenta un estrato de arena limosa, arena limpia y arena arcillosa (SM, SP-SM, SC, SW-SM) de color gris y plomizo claro verdoso, de compacidad relativa medio suelta, N (10 a 14). Subyaciendo a este estrato desde los 17.25 m, se presentan suelos de granulometría fina tales como arcillas de plasticidad alta y baja (CH y CL), de color plomizo y gris verdoso, de consistencia rígida, de N (10 a 17) un espesor de 1.75 m, seguidos por una arena limosa (SM), de color gris verdoso y de compacidad relativa densa, N(26).

Desde los 19.80 m se presentan arcillas orgánicas (OL) de potencia 0.80 m., con N (10), limos inorgánicos (MH) con un espesor de 0.90 m, arcillas orgánicas (OH) y turba (Pt) con N(10) y 1.00 m de espesor, limos inorgánicos (MH) con N(8) y espesor 0.60m.

Desde los 23.10 m hasta 24.60 m de profundidad se presenta una capa de arcilla (CL), de color gris de plasticidad baja y consistencia rígida y finalmente, desde los 24.60 m hasta los 25.65 m de profundidad, un estrato de limo (ML), con N (23 a 30). El nivel de agua se encontró a 0.45 m de profundidad el día 8 de julio del 2000.

Sondaje EI-6.- Este sondaje se realizó en el interior del caisson del estribo izquierdo y alcanzó los 40.05m de profundidad. El trabajo de perforación se realizó del 17 de Julio al 20 de Julio del 2000. La cota superior del caisson es 812.60 msnm, la longitud del mismo es 23.90 m y la cota inferior es 788.70 msnm. De esta perforación se extrajeron 13 muestras alteradas y 04 muestras inalteradas obtenidas con muestreador de pared delgada, tipo Shelby.

A los 22.54 m de profundidad el tubo forro hizo contacto con un suelo de consistencia suelta, iniciándose la perforación por lavado. El material acarreado por el agua consiste en limos, arenas limosas y turba hasta los 25.00 m, a esta profundidad se realizó el ensayo de penetración estándar, obteniéndose una muestra de turba hasta los 26.80 m, con N (4 a 10). Luego, hasta 28.55 m continúa una arcilla (CL) de color beige, plasticidad baja y 1.75 m de espesor. Debajo de este suelo, hasta los 29.50 m se encuentran limos (ML) de color beige a marrón claro, muy suelto N (2). Subyaciendo a este limo, desde los 29.50 m hasta los 31.20 m de profundidad se presenta una arena limosa (SM) de color gris, de compacidad relativa suelta a medio densa, N (9 a 26) y espesor 1.70 m. Seguidamente, desde los 31.20 m hasta los 36.00 m se encuentran suelos de granulometría fina, arcillas de plasticidad alta y media (CH, CL, CL, CH, CL y CH), de color plomizo y espesor total de 4.80 m con N (14 a 10). A partir de los 36.00 m hasta los 37.80 m se presenta un estrato de turba (Pt) de 1.80 m de espesor, de consistencia rígida, N (13), seguida por una arcilla (CH) de 1.80 m de espesor, de color gris oscuro y consistencia medio rígida N (7). Finalmente, desde los 39.60 m hasta los 40.05 m de profundidad se encuentra un limo (MH) de color gris, plasticidad alta y con N (9). El nivel de agua dentro del caisson se encontró a 2.80 m de profundidad el día 19 de julio del 2000.

3.11 CONCLUSIONES

El área en estudio se encuentra ubicada en la zona 2 del Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional Construcciones (1977), correspondiéndole una simicidad media. Los últimos sismos mas notables en la zona son el del 29 de Mayo de 1990 de magnitud 6.4 y con epicentro al sur de Rioja y el del 4 de abril de año siguiente cuya magnitud fue de 6.2 en la escala de Ritche con epicentro a 30Km al NE de la ciudad Moyobamba.

Para determinar el potencial de licuación de suelos en la zona se ha empleado una aceleración de 0.30 g y un sismo de magnitud 7, concluyéndose que el suelo licuará en los sondajes S-1 y S-2 hasta una profundidad de 12 m, mientras que en los sondajes S-3 y S-4 de la margen izquierda el suelo podría licuar hasta los 15 m. de profundidad, estos para los sondajes realizados el año 2000. Para el caso de los Sondajes realizados en Julio del 2000, y para las mismas condiciones se ha determinando que el suelo licuará hasta una profundidad de 13 m. en ambos sondajes.

De los resultados de la interpretación de los datos de refracción sísmica realizados en el año 1996 mostrados en las Figuras N° 3.8a, 3.8b1, 3.8b2 se identifica en todos los perfiles dos capas: la capa superior de espesor variable desde 0.9 m hasta un máximo de 8.3m (Perfil LS-3) constituida en gran porcentaje por limos y arcillas blandas con una velocidad longitudinal (V_p) mínima de 350 m/seg que indica muy baja densidad; en la capa inferior la velocidad (V_p) mínima es de 1380 m/seg, correspondiente a arenas de diferente granulometría.

Mediante el ensayo de Down Hole se captan las capas de menores velocidades localizadas por debajo de las arenas que por razones de limitaciones intrínsecas del método de refracción no se pudieron determinar. Los parámetros físico-mecánico-dinámico de los suelos obtenidos por los ensayos Down Hole se dan

en la Tabla 4 del Anexo II.1. En el Sondaje S-1, la capa superior de 4m de espesor presenta un módulo dinámico de Elasticidad (Ed) igual a 455 kg/cm², mientras que en la capa inferior el módulo elástico es igual a 10900 kg/cm². En el Sondaje S-3 hasta los 8.6 m de profundidad el Ed es igual a 485 kg/cm², mientras que en las capas inferiores para las arenas se tiene un valor promedio de Ed igual a 1,400 kg/cm², y para las arcillas con presencia de material orgánico Ed el valor de Ed oscila entre 5800 y 7500 kg/cm².

La profundidad del nivel freático alcanzada en cada uno de los sondeos al momento de su perforación fue distinta debido a las fluctuaciones del nivel del río Mayo.

Los trabajos de exploración de campo realizados en el año 1996, consistieron en la ejecución de 04 sondeos. Todos los sondeos se ubicaron sobre el eje del puente, dos de ellos (S1 y S2) en la margen derecha y los otros dos (S3 y S4) en la margen izquierda del río Mayo.

En Julio del 2000, la exploración de campo consistió en la ejecución de seis sondeos ubicados de la siguiente manera: el Sondaje ED-1 se ejecutó en el interior del Caisson del Estribo Derecho. La máxima profundidad de exploración, fue de 37.95 m, el Sondaje BH-2 ejecutado en el eje del puente, en la zona intermedia entre el Estribo y el Pilar de la margen derecha, el Sondaje PD-3 se realizó en el interior del caisson del pilar derecho, hasta una profundidad de 45.45 m, PI-4 se realizó en el interior del caisson del pilar izquierdo. La profundidad máxima alcanzada en este sondeo fue de 46.30 metros, el Sondaje BH-5 se realizó en el eje del puente, en la zona intermedia entre el Estribo y el Pilar de la margen izquierda y el Sondaje EI-6 se realizó dentro del Caisson del estribo izquierdo y la profundidad máxima alcanzada en este sondeo fue de 40.05 metros.

Los sondajes realizados en la exploración de campo en la zona de cimentación del puente Yuracyacu en diferentes años muestran una estratigrafía concordante. El perfil del suelo realizado en el año 2000, muestra una mayor concentración de materiales areno-limosos en la margen derecha del Río Mayo y una mayor presencia de materiales finos en la margen izquierda.

Los Cuadros 3.1 y 3.2 representan la estratigrafía del suelo en ambos márgenes del río Mayo, antes del hincado de los caissons.

Para la verificación de la carga de los caissons los valores de N (SPT) (obtenidos en los años 1996/98) fueron corregidos por sobrecarga, debido a que fueron alterados durante procedimientos de construcción de la cimentación. y así poderlos comparar con los valores de N (SPT) obtenidos en el 2000. Los Cuadros 3.3 y 3.4, presentan los valores de N (SPT) corregidos por sobrecarga, y en el Cuadro 3.5, se da el rango de valores promedio (NP) para ser empleados en el cálculo de la carga axial por verificación

La Figura 3.a, basada en el Cuadro 3.3 representa los valores de N (SPT) (1996/98) y la Figura 3.b, se dan los valores de N(SPT) (1996/98) y los obtenidos en el (2000) en la margen derecha del río Mayo. Así mismo la Figura 3.c, en base al Cuadro 3.4 presenta los valores de N(SPT) (1996/98) y la Figura 3.d, representa los valores de N(SPT) (1996/98) y los obtenidos en el (2000) para la verificación de la carga de diseño en la margen izquierda del río Mayo.

La Figura 3.e, nos da los valores de N de diseño (ND), que será empleado en la verificación de la carga. Los resultados muestran que éstos han disminuido hasta por debajo del valor promedio menos una desviación estándar. Esto indica que ha habido una perturbación apreciable en las condiciones del suelo durante el hincado de los caissons. Los valores de ND considerados, por debajo de la base del caisson en la margen izquierda es 5 golpes/pie, mientras que en la margen derecha se considera un valor de 12 golpes/pie.

**CUADRO 3.1: ESTRATIGRAFIA DE LOS SONDAJES DEL PUENTE
YURACYACU**

PILAR MARGEN DERECHA
 SONDAJE S-1
 COTA DEL TERRENO 810.92 m.s.n.m
 NIVEL FREÁTICO 4.15 (26-06-96)

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Espesor del Estrato (m)	Tipo de Suelo S.U.C.S	γ (T/m ³)	c_u (T/m ²)	ϕ°	N_{spt}
1	3.20	3.20	CL	1.60	2.0	-	3
2	4.15	0.95	ML	1.70	-	21	4
3	5.35	1.20	ML	1.70	-	21	5
4	14.00	8.65	SM	1.80	-	28	17
5	16.00	2.00	CH	2.00	2.6	-	20
6	23.60	7.60	SM	1.95	-	32	30
7	26.20	2.60	CH/Pt	1.75	8.0	-	10
8	29.25	3.05	ML	2.00	-	35	24
9	31.30	2.05	SM	2.00	-	33	42
10	33.40	2.10	ML	1.90	-	21	14
11	40.45	7.05	OH	1.80	8.0	-	14

ESTRIBO MARGEN DERECHA
 SONDAJE S-2
 COTA DEL TERRENO 810.314 m.s.n.m
 NIVEL FREÁTICO 4.70 (12-07-96)

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Espesor del Estrato (m)	Tipo de Suelo S.U.C.S	γ (T/m ³)	c_u (T/m ²)	ϕ°	N_{spt}
1	1.00	1.00	CL	1.60	-	-	-
2	2.00	1.00	CH	1.60	2.6	-	5
3	4.70	2.70	ML	1.60	-	24	2
4	13.25	8.55	SM	1.80	-	27	13
5	15.80	2.55	CH	1.70	2.6	-	10
6	19.40	3.6	SM	1.90	-	28	22
7	23.70	4.30	Pt	1.70	8.0	-	15
8	25.00	1.30	CL	1.80	2.6	-	11
9	29.50	4.50	SM	1.90	-	32	33
10	31.60	2.10	OH	1.90	8.6	-	11

CUADRO 3.2: ESTRATIGRAFIA DE LOS SONDAJES DEL PUENTE YURACYACU

PILAR MARGEN IZQUIERDA
 SONDAJE S-3
 COTA DEL TERRENO 810.768 m.s.n.m
 NIVEL FREATICO 2.95 (12-07-96)

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Espesor del Estrato (m)	Tipo de Suelo S.U.C.S	γ (T/m ³)	c_u (T/m ²)	ϕ°	N_{spt}
1	1.00	1.00	CL	1.60	-	-	-
2	2.95	1.95	ML	1.60	2.5	-	4
3	8.60	5.65	SM	1.70	-	26	7
4	9.60	1.00	Pt/OH	1.50	2.0	-	11
5	11.90	2.30	CH	2.00	2.0	-	11
6	13.00	1.10	SM	2.00	-	28	15
7	14.25	1.25	SC	2.00	-	30	10
8	16.70	2.45	CH	2.00	2.6	-	6
9	21.20	4.50	SM	2.00	-	32	38
10	25.50	4.30	Pt/OH	1.50	8.0	-	9
11	28.80	3.30	ML	1.95	-	28	15
12	37.30	8.50	CH	1.92	2.6	-	12
13	39.00	2.30	OH	1.90	8.6	-	13
14	40.45	1.45	ML	1.90	-	28	14

ESTRIBO MARGEN IZQUIERDA
 SONDAJE S-4
 COTA DEL TERRENO 810.314 m.s.n.m
 NIVEL FREATICO 3.30 (02-07-96)

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Espesor del Estrato (m)	Tipo de Suelo S.U.C.S	γ (T/m ³)	c_u (T/m ²)	ϕ°	N_{spt}
1	2.00	2.00	CL	1.60	-	-	5
2	3.30	1.30	ML	1.60	-	-	4
3	7.05	3.75	SP-SM	1.80	-	27	12
4	9.20	2.15	CL	1.80	3.0	-	14
5	12.80	3.60	SM	1.90	-	28	15
6	15.00	2.20	CH	1.70	3.0	-	11
7	17.00	2.00	ML	2.00	-	33	33
8	20.20	3.20	SM	1.95	-	31	39
9	23.30	3.10	Pt	1.70	8.0	-	16
10	25.00	1.70	CL	1.80	9.0	-	12
11	30.45	5.45	SM	1.95	-	32	35

**CUADRO 3.3: VALORES DE N(SPT), CORREGIDOS POR SOBRECARGA (N1)
MARGEN DERECHA**

PRE										POS					
C.S=810,768		C.S=810,57		C.S=810,41		C.S=810,37		C.S=810,3		C.S=812,6		C.S=814,30		C.S=809,4	
S-1		S-2		P1		P2		P3		ED1		PD3		BH2	
COTA	NI	COTA	NI	COTA	NI	COTA	NI	COTA	NI	COTA	NI	COTA	NI	COTA	NI
(m)		(m)		(m)		(m)		(m)		(m)		(m)		(m)	
809.42	6	808.81	10	808.62	9	808.4	10	808.28	10					806.70	4
808.42	6	807.81	3	807.12	5	806.90	5	806.78	5					805.70	5
807.42	5	806.81	3	805.62	8	805.90	8	805.28	6					804.70	8
806.42	5	805.81	6	804.17	5	803.90	28	803.78	29					803.20	6
805.42	12	804.81	9	802.62	23	802.40	12	802.28	19					802.70	12
804.42	15	803.81	8	801.12	16	801.00	15	800.78	10					801.60	8
803.42	25	802.81	17	799.62	10	799.40	13	799.38	12					800.70	12
802.42	14	801.81	14	798.12	13	797.90	19							799.70	8
801.42	18	800.81	12	796.62	9	796.40	7							798.70	15
800.42	13	799.81	13	795.12	13	794.90	12							797.70	11
799.42	16	798.81	20	793.62	23	793.40	21							796.30	14
798.42	19	796.81	14	792.12	21	791.90	28							795.55	9
797.42	20	795.51	7	790.62	10	790.40	6							794.20	16
795.42	10	794.11	15	789.12	9									793.10	16
794.42	24	792.81	19	787.62	12					784.90	4			792.40	23
792.42	13	790.91	11	786.12	5					783.90	9	785.95	7	791.70	22
790.42	30	788.81	6	784.62	6					782.90	8	785.25	6	790.50	9
789.42	26	787.81	8	783.12	31					781.90	11	783.25	13	789.20	8
786.42	6	785.81	7	781.52	33					780.20	7	782.45	32	788.70	6
785.42	6	783.21	25							778.75	5	781.75	30	787.70	8
784.42	12	781.81	27							777.90	6	780.75	21	786.70	7
782.42	17	779.81	7							775.90	6	779.70	8	785.10	5
781.42	29									775.80	9	777.70	8		
780.42	20									774.45	5	776.70	7		
779.42	9											775.70	13		
777.42	6											773.75	7		
775.42	8											772.75	11		
774.42	6											771.45	8		
773.42	9											770.70	9		
772.42	15											769.70	27		
771.42	17											768.65	33		
770.42	19											767.75	32		
												766.75	26		

C_N = Factor de Corrección

$\bar{\sigma}_v$ = Esfuerzo efectivo vertical

$NI = NC_N$

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}_v}} \leq 2$$

Nota:

Pre = Sondajes realizados en 1996, 1998.

Pos= Sondajes realizados en el 2000.

**CUADRO 3.4 : VALORES DE N(SPT), CORREGIDOS POR SOBRECARGA (N1)
MARGEN IZQUIERDA**

PRE										POS					
S-3		S-4		P4		P5		P6		EI6		PI4		BH5	
C.S=810,768		C.S=810,57		C.S=810,41		C.S=810,37		C.S=810,3		C.S=812,6		C.S=814,30		C.S=809,4	
COTAS	N1	COTAS	N1	COTAS	N1	COTA	N1	COTA	N1	COTA	N1	COTA	N1	COTA	N1
(m)		(m)		(m)		(m)		(m)		(m)		(m)		(m)	
809.27	6	809.07	10	808.41	8	808.37	4	808.30	9					807.95	8
808.27	8	808.07	6	806.91	9	807.07	16	806.80	6					806.95	6
807.27	11	807.07	20	805.41	10	805.37	15	805.30	13					805.95	30
806.27	7	806.07	10	803.91	22	803.87	14	803.80	14					804.95	20
805.27	11	805.07	20	802.41	27	802.37	13	802.30	13					804.00	9
804.27	6	804.07	13	800.91	18	800.87	12	800.80	25					802.80	7
803.27	9	803.07	11	799.41	13	799.37	14	799.80	15					801.45	9
802.27	13	802.07	16	798.01	6	797.87	10							800.85	10
800.27	10	800.57	17	796.41	6	796.37	8							799.95	8
798.27	19	799.07	24	794.91	11	794.87	4							798.95	13
797.27	9	797.57	5	793.41	8	793.37	9							797.95	14
796.27	9	796.07	6	791.91	26	791.87	20							796.95	13
794.77	4	794.57	26	790.41	25	790.37	8							795.95	14
793.27	22	793.07	28	788.91	6									794.90	10
792.27	27	791.57	30	787.41	9									793.95	9
791.27	34	790.07	13	785.91	10									792.95	10
789.27	13	788.07	9	784.41	16					787.15	7			791.90	9
787.97	6	786.57	8	782.91	18					786.15	3	786.65	3	790.65	13
786.27	6	785.07	9	781.41	10					783.60	1	784.75	3	789.95	23
784.77	6	783.57	28							782.65	6	782.55	1	788.90	8
783.77	11	781.57	19							781.85	18	781.90	4	787.40	8
782.77	15	779.07	12							780.95	9	780.85	6	786.40	6
781.27	8									779.35	8	779.15	4	785.70	8
780.27	7									777.95	6	778.40	6	784.35	21
778.27	7									776.30	9	777.85	6	783.75	21
777.27	8									775.15	8	776.75	7		
776.27	7									774.15	4	774.85	4		
775.27	6									773.60	5	773.85	8		
774.27	6											772.55	6		
773.47	7											771.85	8		
771.77	7											771.60	10		
769.77	8											769.80	9		
												768.00	28		

C_N = Factor de Corrección

$\bar{\sigma}'_v$ = Esfuerzo efectivo vertical

$N1 = NC_N$

$$C_N = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}'_v}} \leq 2$$

Nota:

Pre = Sondajes realizados en 1996, 1998.

Pos= Sondajes realizados en el 2000.

CUADRO 3.5: VALORES PROMEDIO (NP) DE LOS SONDAJES PRE**Margen Izquierda**

PROF (m)	DESV.	NP	NP+D	NP-D
809.00	2.85	8	11	5
808.00	2.14	7	9	5
807.00	4.58	16	21	11
806.00	2.04	8	10	6
805.00	4.15	14	18	10
804.00	4.59	9	14	5
803.00	4.75	14	19	9
802.00	6.10	16	22	10
801.00	6.71	18	25	11
800.00	3.62	14	18	11
799.00	2.82	7	10	4
798.00	9.20	13	22	3
797.00	2.60	8	11	6
796.00	1.51	7	9	6
795.00	3.91	7	10	3
793.00	2.63	11	13	8
792.00	4.07	24	29	20
791.00	2.38	32	34	29
790.00	8.72	15	24	7
789.00	4.52	9	14	5
788.00	2.18	7	10	5
786.00	1.82	8	10	6
785.00	2.51	7	10	5
784.00	3.03	17	20	14
783.00	6.81	20	27	13
782.00	0.00	6	6	6
781.27	0.00	8	8	8
780.27	0.00	7	7	7
778.27	0.00	7	7	7
777.27	0.00	8	8	8
776.27	0.00	7	7	7
775.27	0.00	6	6	6
774.27	0.00	6	6	6
773.47	0.00	7	7	7
771.77	0.00	7	7	7
769.77	0.00	8	8	8

PROF (m)	DESV.	NP	NP+D	NP-D
809.00	2.06	8	10	6
808.00	2.12	9	11	7
807.00	1.07	5	6	3
806.00	1.59	7	8	5
805.00	2.79	9	12	6
804.00	11.22	17	28	6
803.00	4.38	22	26	17
802.00	2.95	15	18	12
801.00	3.14	14	17	11
800.00	1.62	12	14	10
799.00	3.57	15	19	11
798.00	3.11	17	20	14
797.00	5.37	14	20	9
796.00	1.83	8	10	6
795.00	2.98	10	13	7
794.00	6.53	20	27	13
793.00	1.78	21	23	19
792.00	7.74	21	29	13
791.00	0.63	10	11	10
790.00	12.71	21	33	8
789.00	10.92	14	24	3
786.00	1.17	6	7	5
783.00	4.16	28	32	24
781.50	3.30	30	33	26
780.20	0.00	7	7	7
779.42	0.00	12	12	12
777.42	0.00	7	7	7
775.42	0.00	8	8	8
774.42	0.00	7	7	7
773.42	0.00	6	6	6
772.42	0.00	6	6	6
771.42	0.00	7	7	7
770.42	0.00	7	7	7

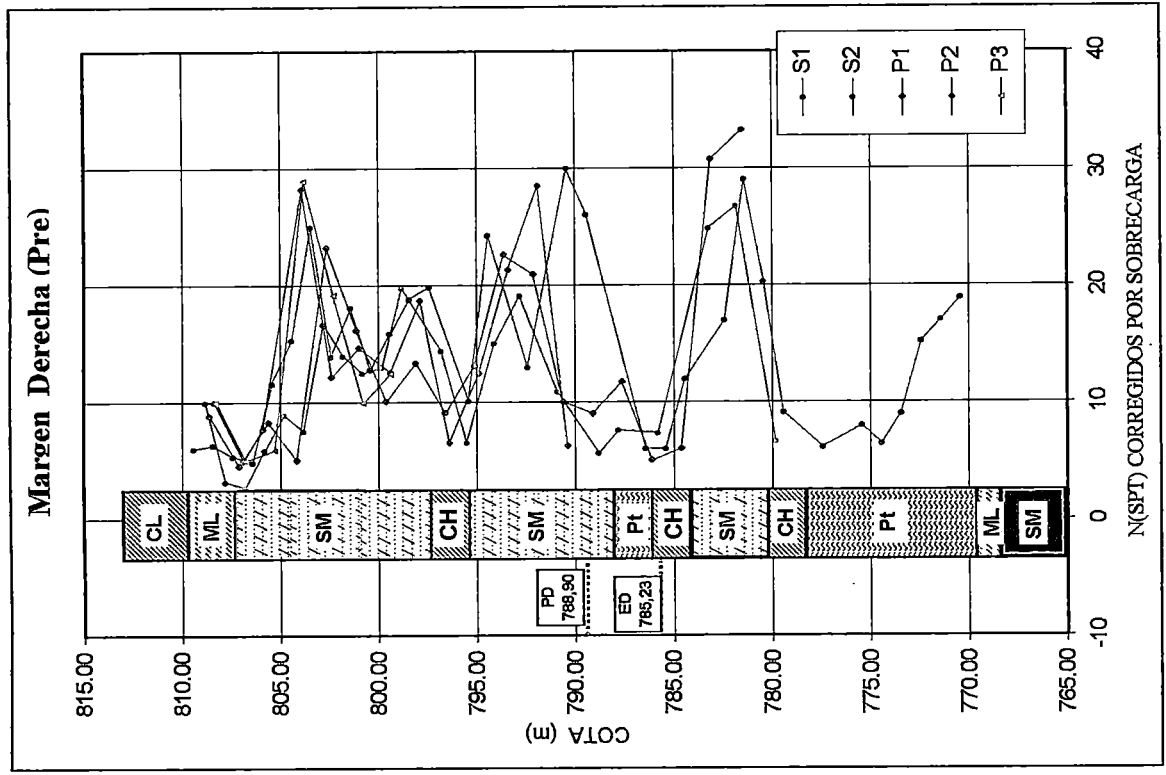


Fig. 3a: Valores de N(SPT) en los Sondajes S1, S2 (1996) y P1, P2, P3 (1998). (Pre).

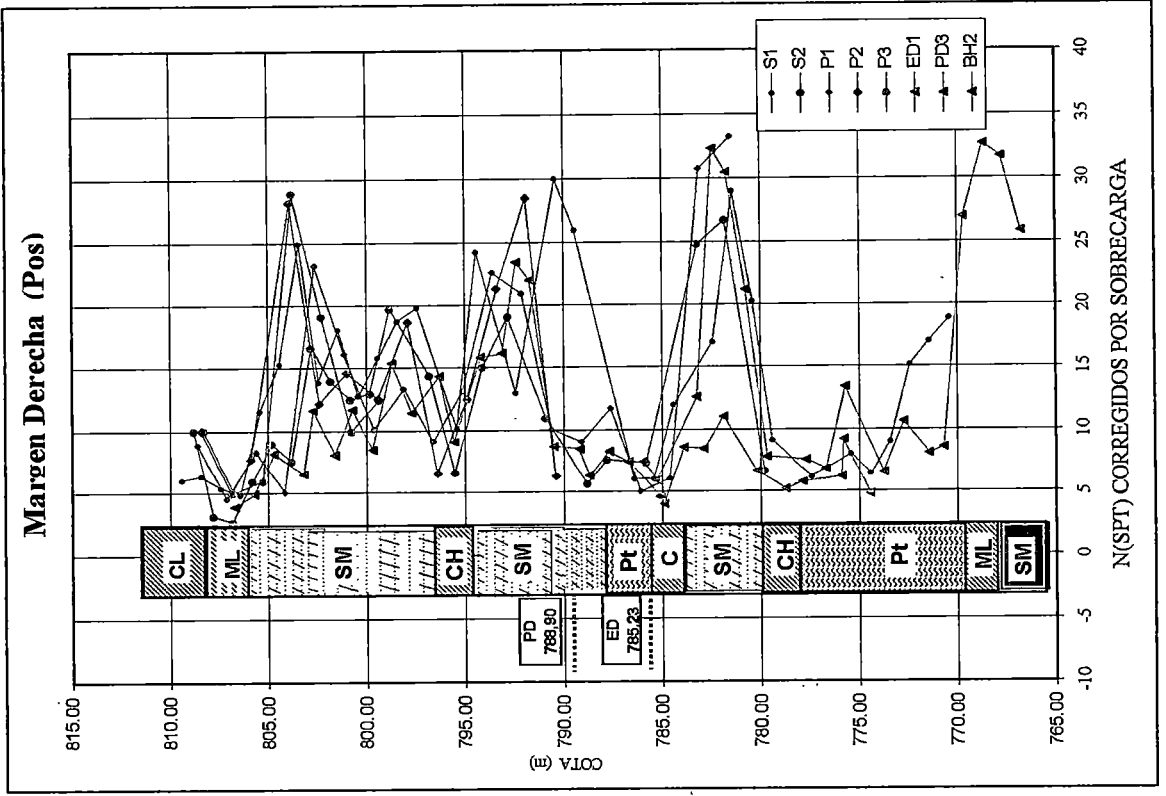


Fig. 3b : Valores de N(SPT) Pre y de los sondajes ED1, PD3, y BH2 del 2000.

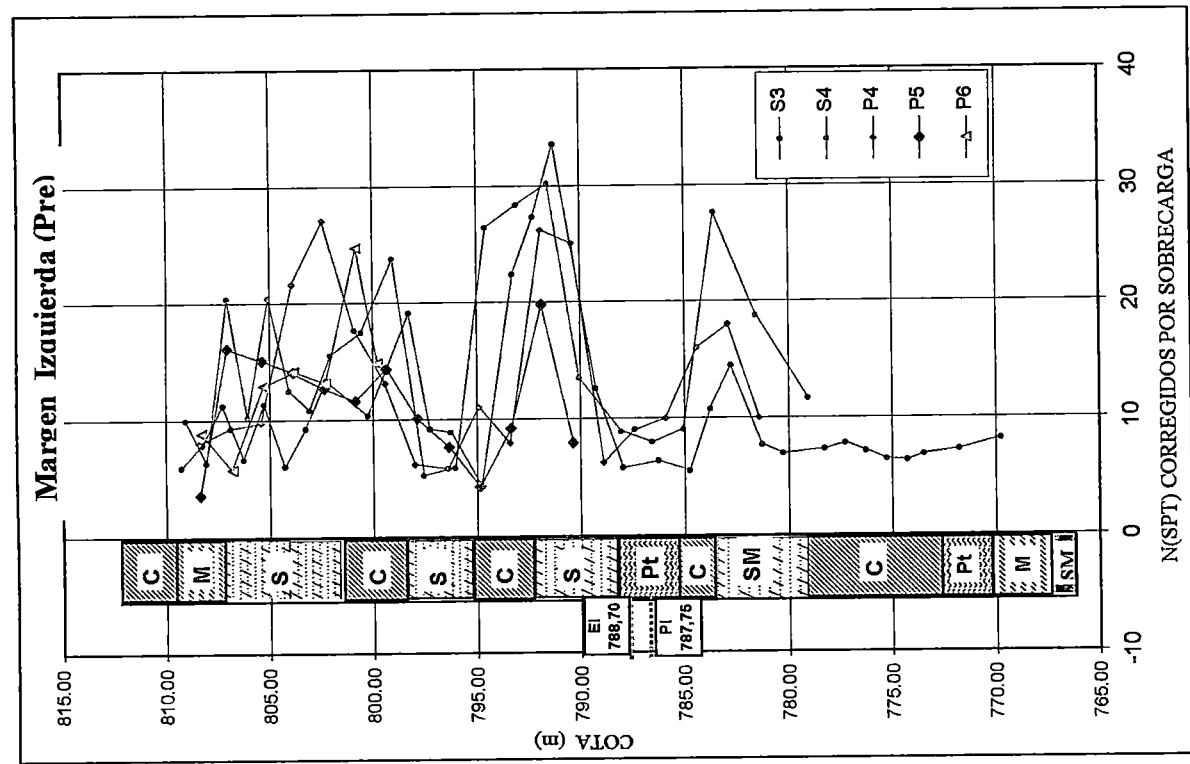


Fig. 3c: Valores $N_{(SPT)}$ en los Sondajes S3, S4 (1996) y P4, P5, P6 (1998).

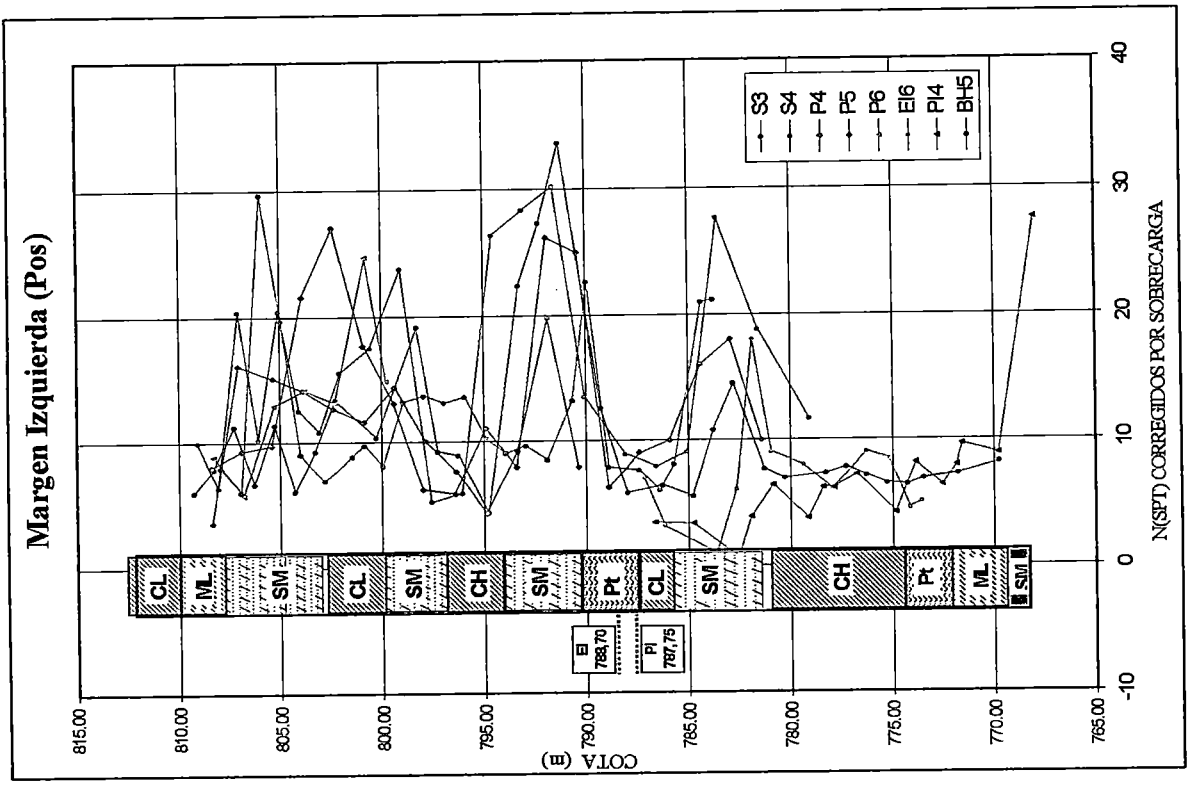


Fig. 3d : Valores de $N_{(SPT)}$ Pre y de los sondajes EI6, PI4, y BH5 del 2000.

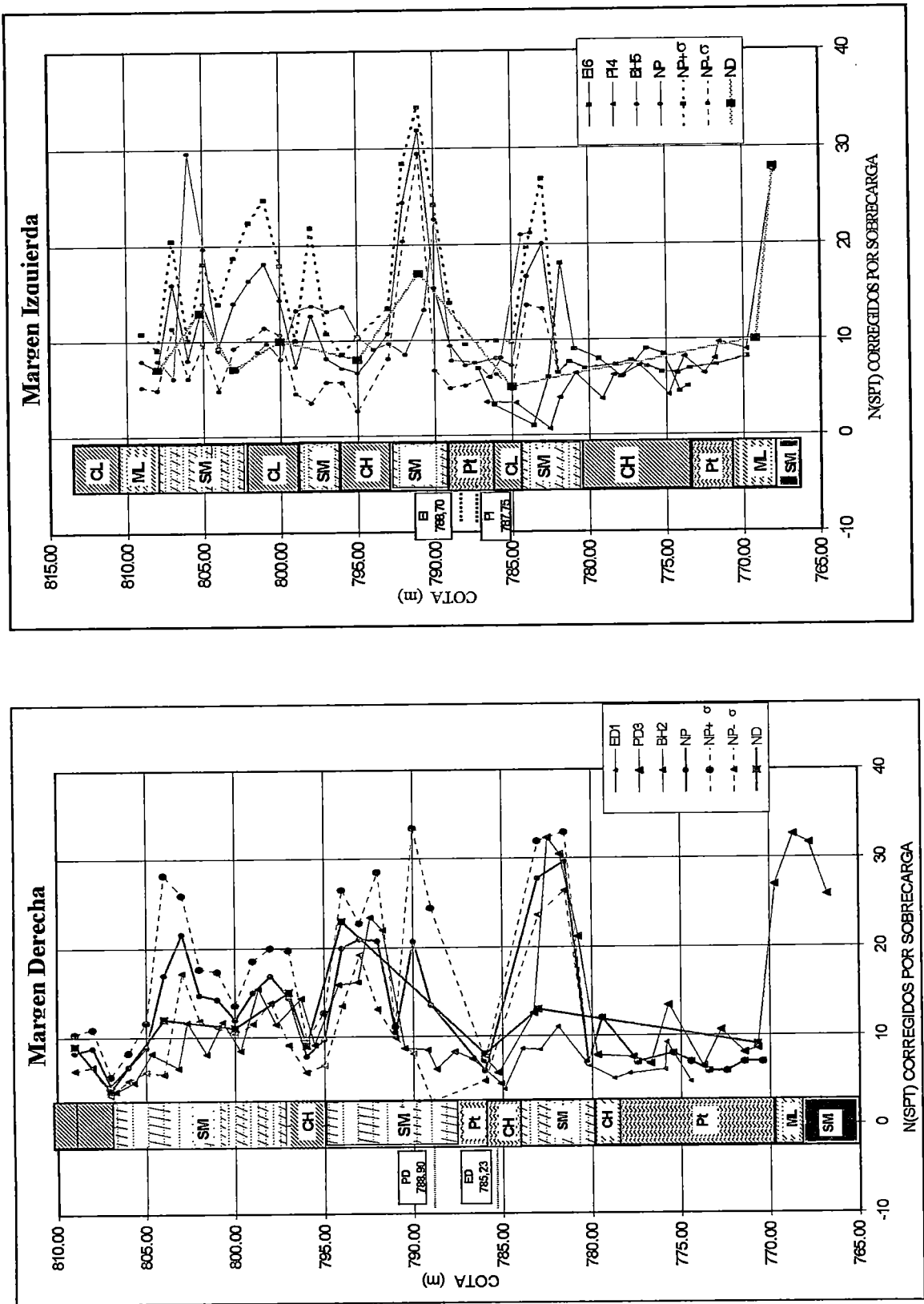
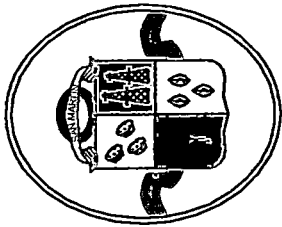
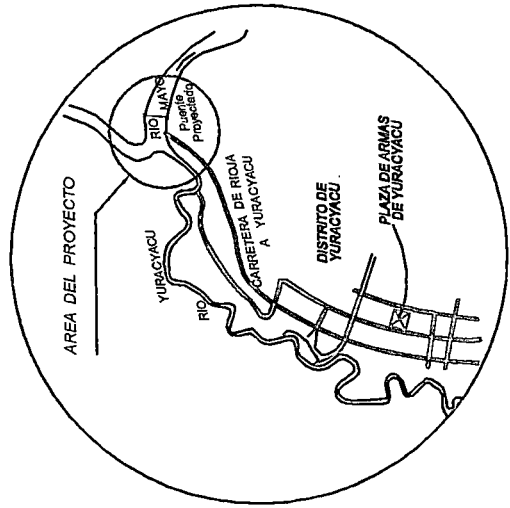
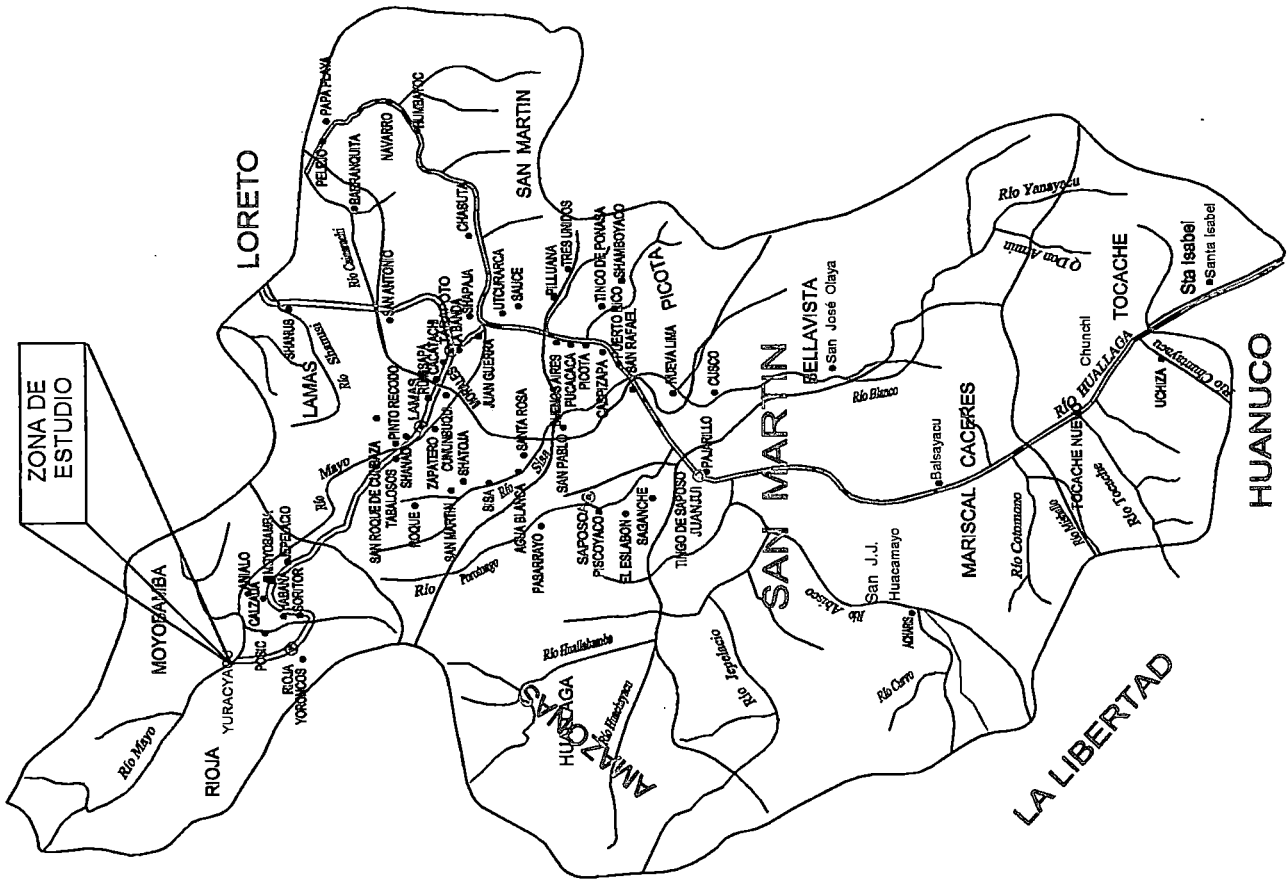


Fig. 3e: Valores N_{spt} promedio (N_p) de los sondeos 1996, 1998 y 2000. Trazado de N_{spt} de diseño (N_d), valores empleados en el diseño de Verificación de carga.



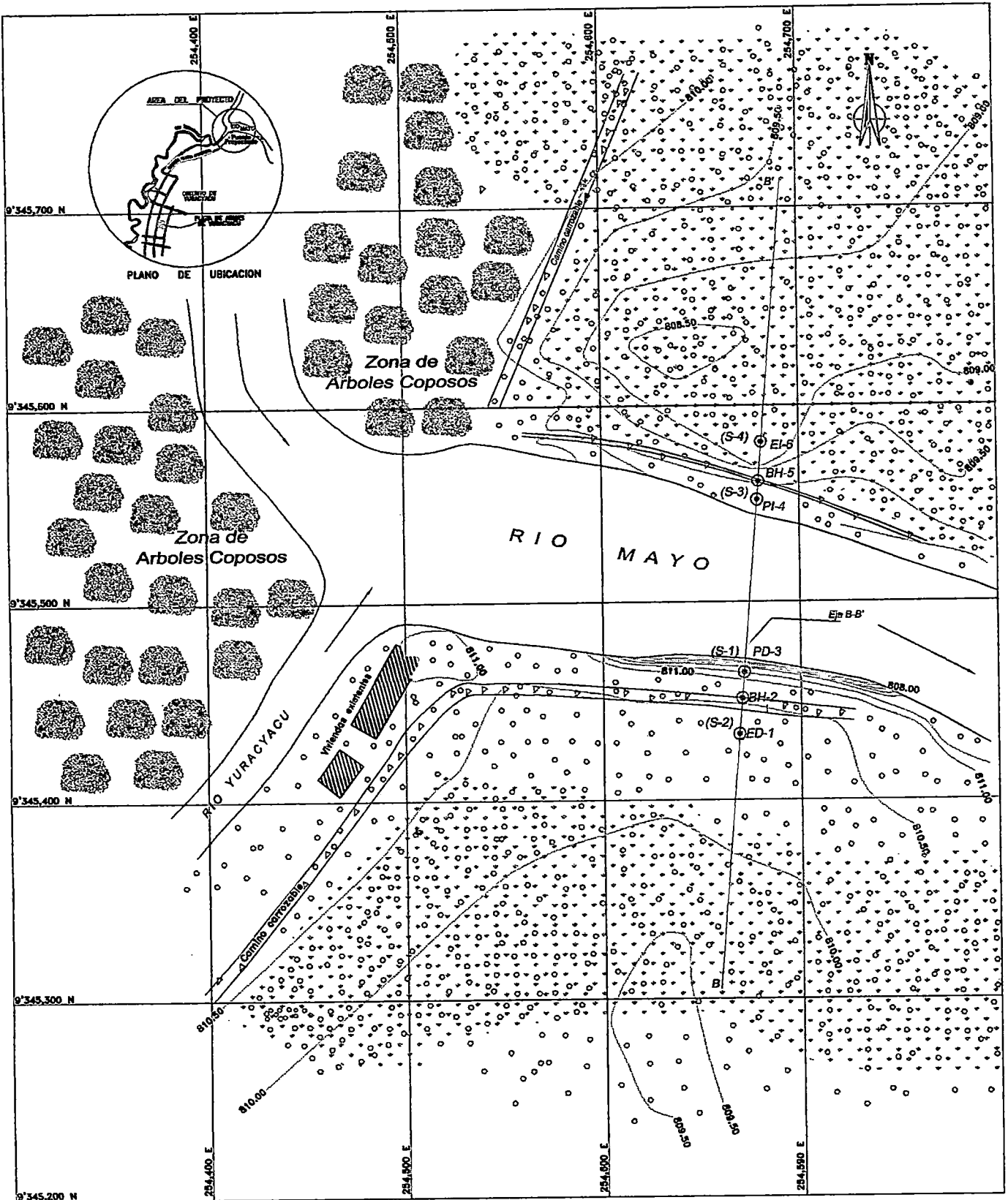
ZONA DE ESTUDIO



LEYENDA

- Río
- Capital de Departamento
- Carretera Panam. Asfaltada
- Carretera Afirmada

<p>INSTITUTO NACIONAL DE DESARROLLO PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO</p>	<p> UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO GEOTECNICO - CIMBID</p>	<p>TEMA : "ANALISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS PARA EL PUENTE YURACYACU" Limites de los Distritos de Yurayacu y Moyobamba Provincia de Rioja y Moyobamba - Región San Martín</p>	<p>PLANO : UBICACION DEL AREA DE ESTUDIO DEL PUENTE YURACYACU POBLACION : 3.1 FECHA DE REALIZACION : Agosto 1980</p>
--	---	---	--



LEYENDA DE GEOLOGIA LOCAL			
Cronoestratigrafía			Litoestratigrafía
Era	Sistemas	Periodo	Descripción
Cenozoico	Cuaternario	Pleistoceno	Op-al Cuaternario pleistocénico aluvial

LEYENDA	
Símbolos	Descripción
	Construcción existente
	Zona de cultivo
	Arbol coposo
	Sondaje S-x

Figura N° 3.3 : Geología del Area en Estudio y Ubicación de los Sondajes

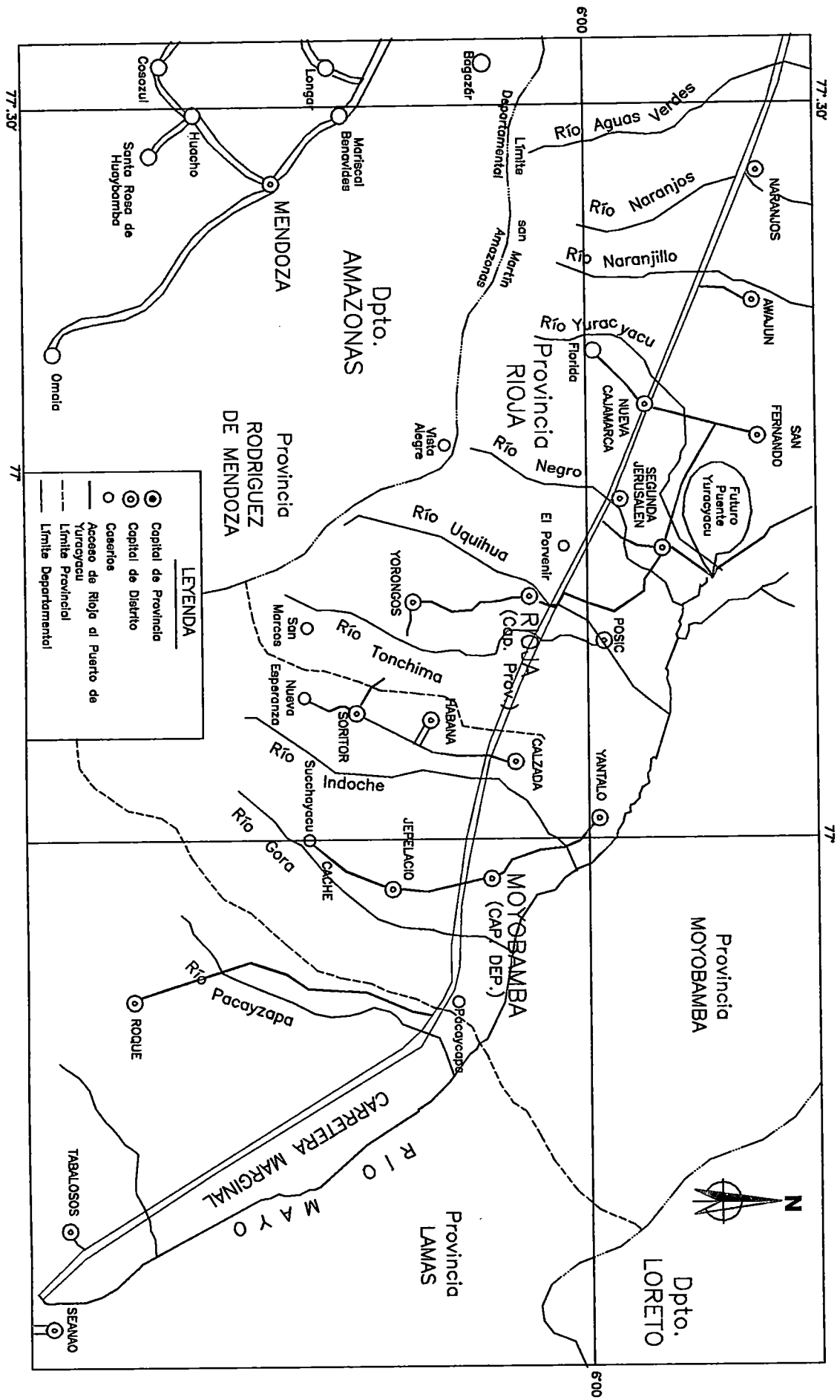
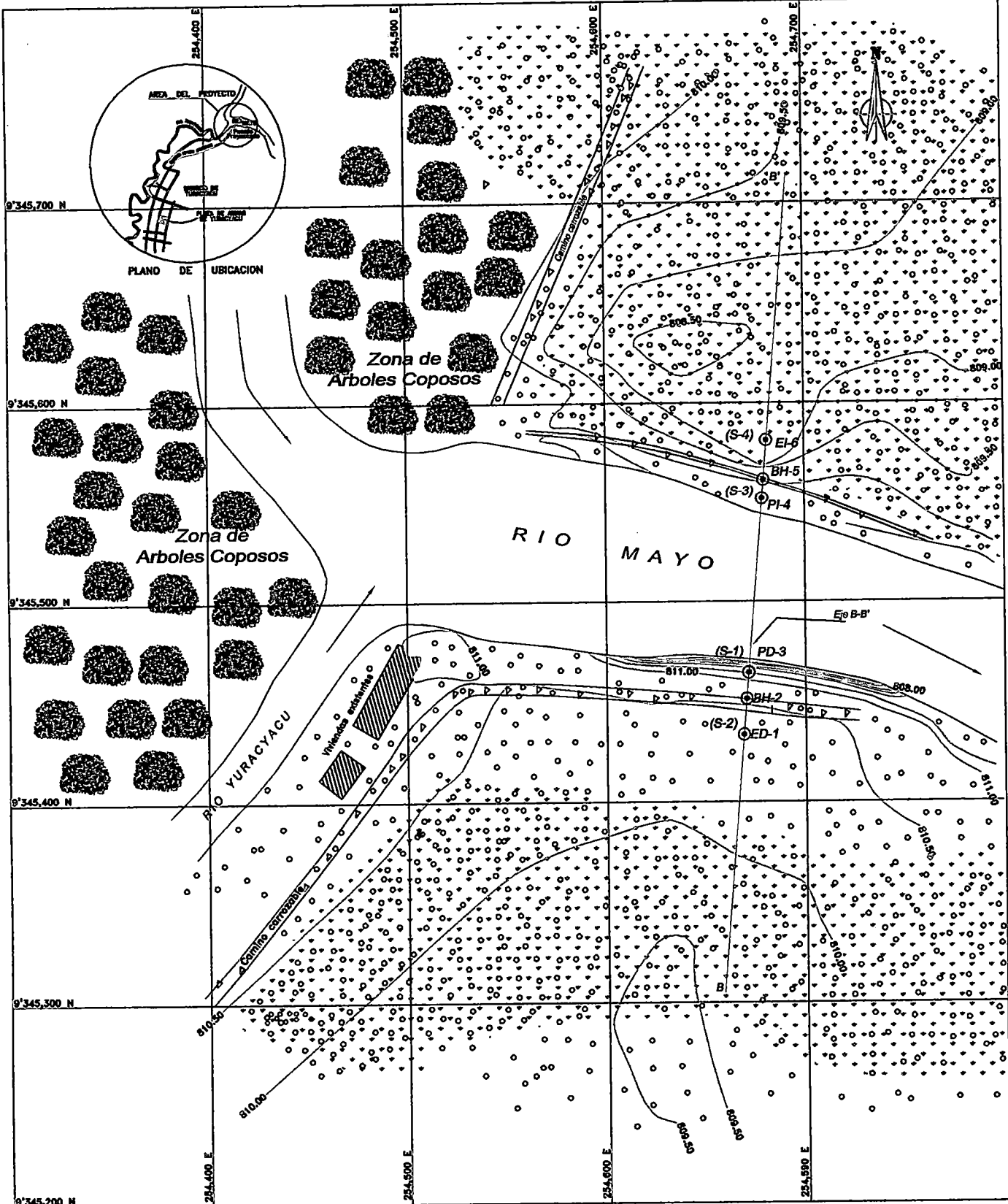


Figura N° 3.2: Acceso a la Zona de Estudio desde la Ciudad de Rioja



LEYENDA DE GEOLOGIA LOCAL			
Cronoestratigrafía			Litoestratigrafía
Era	Sistemas	Periodo	Descripción
Cenozoico	Cuaternario	Pleistoceno	Op-al Cuaternario pleistocénico aluvial

LEYENDA	
Símbolos	Descripción
	Construcción existente
	Zona de cultivo
	Arbol coposo
	Sondaje S-x

Figura N° 3.3 : Geología del Area en Estudio y Ubicación de los Sondajes

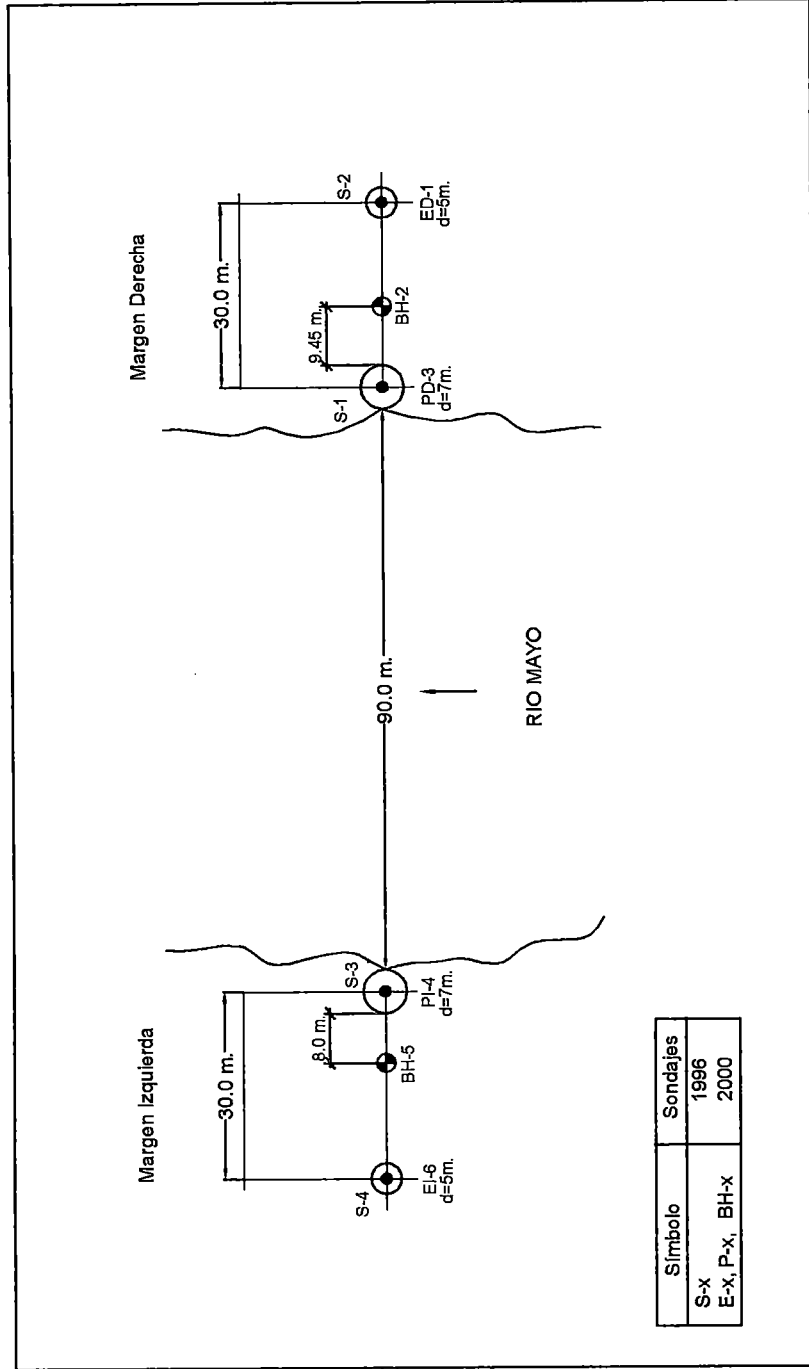


Figura N° 3.4 : Disposición de Sondajes realizados en el Area en Estudio

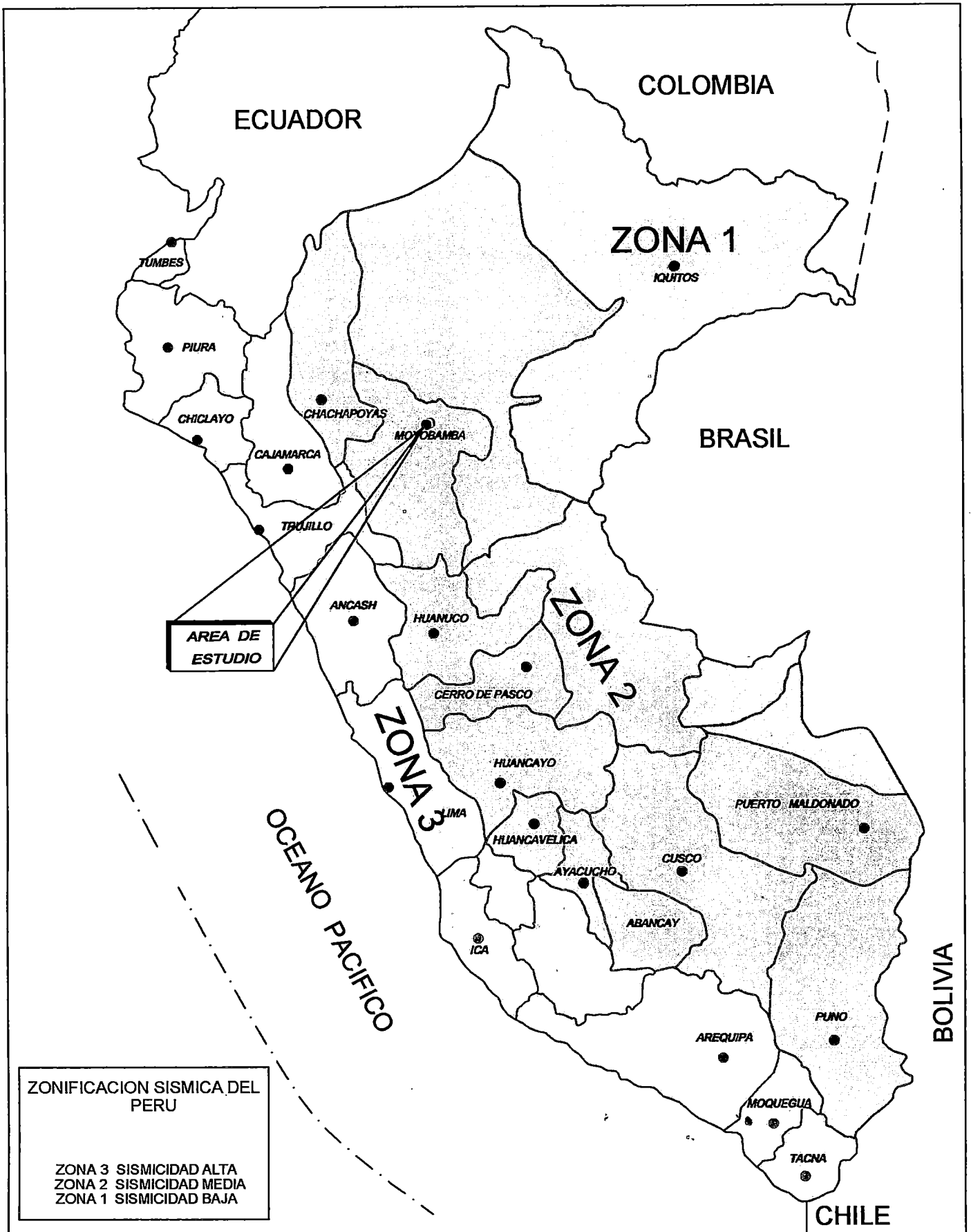


Figura N° 3.5: Zonificación Sísmica del Perú, Según el Reglamento Nacional de Construcciones (1997)

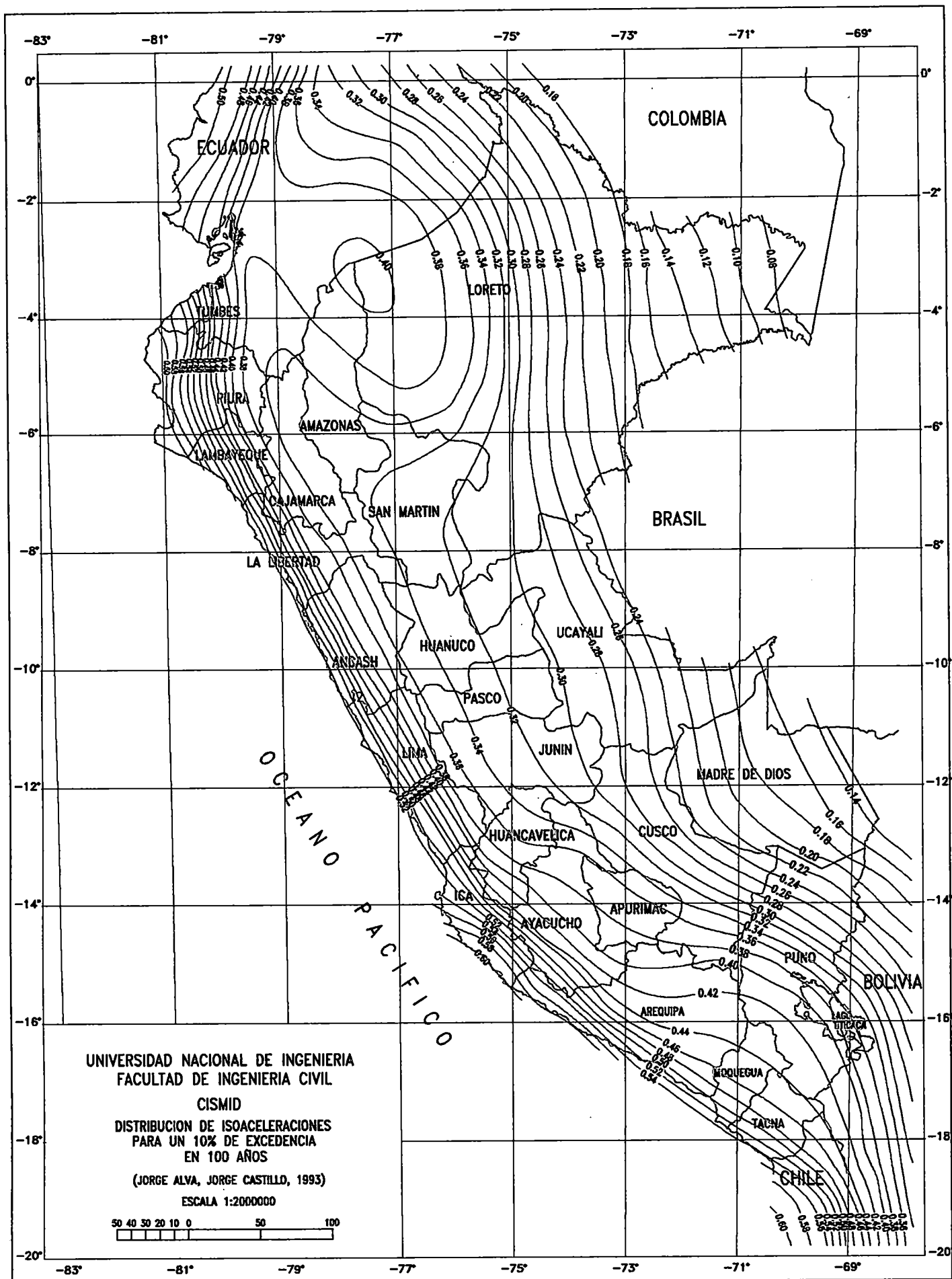
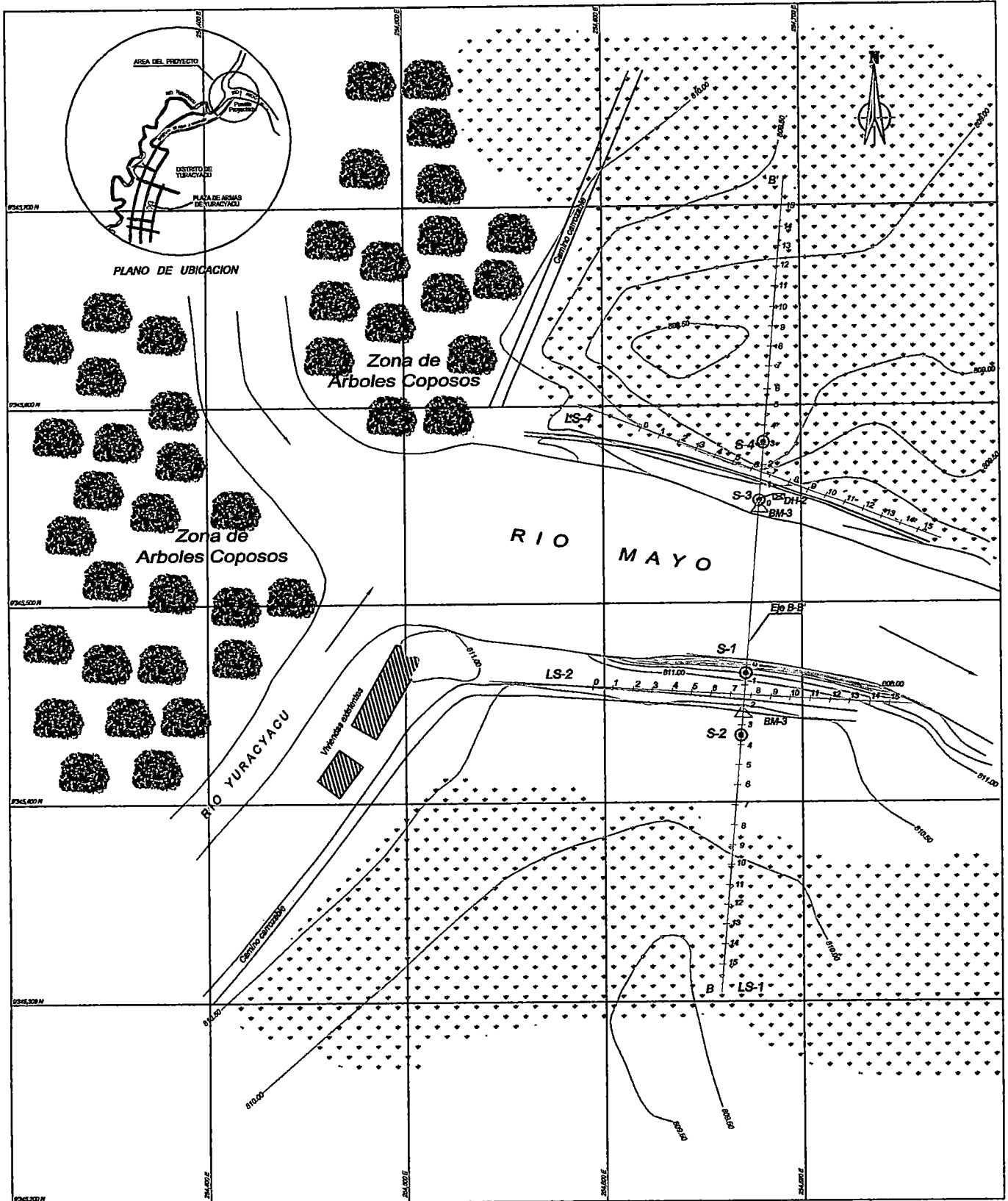


Figura N°3.6 : Distribución de Isoaceleraciones para 10% de Excedencia en 100 años



LEYENDA	
Simbolos	Descripción
—+—+—+—+—	Línea Sísmica
△	BM-x
⊕	Ensayo de Down Hole DH-x
▨	Construcción existente
⊙	Sondaje S-x

Figura N° 3.7 : Ubicación de Líneas de Refracción Sísmicas Superficial y Ensayo de Down Hole

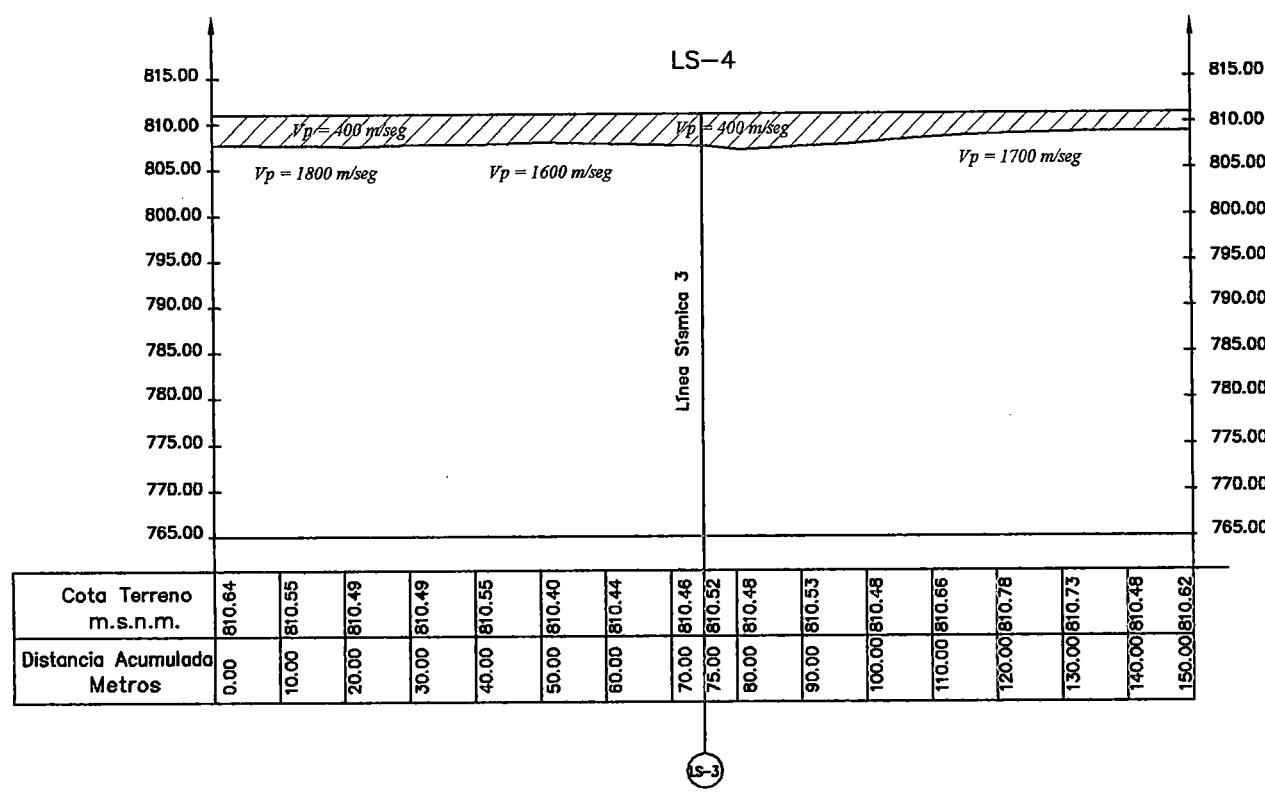
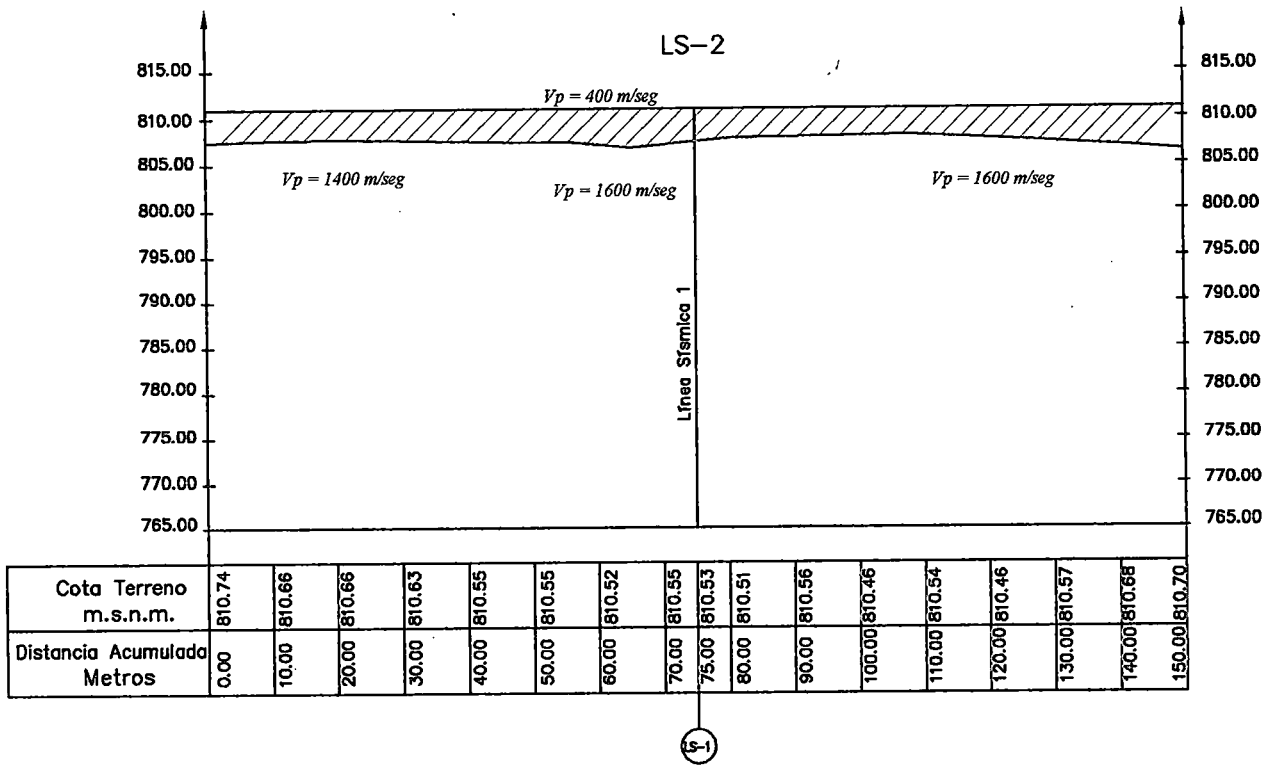


Figura N° 3.8a : Perfiles Sísmicos LS-2 y LS-4

LEYENDA	
Simbolos	Descripción
—	Superficie del Terreno
BM-1	810.42
Vp	Velocidad de ondas sísmicas longitudinales
-----	Límite entre velocidades diferentes.

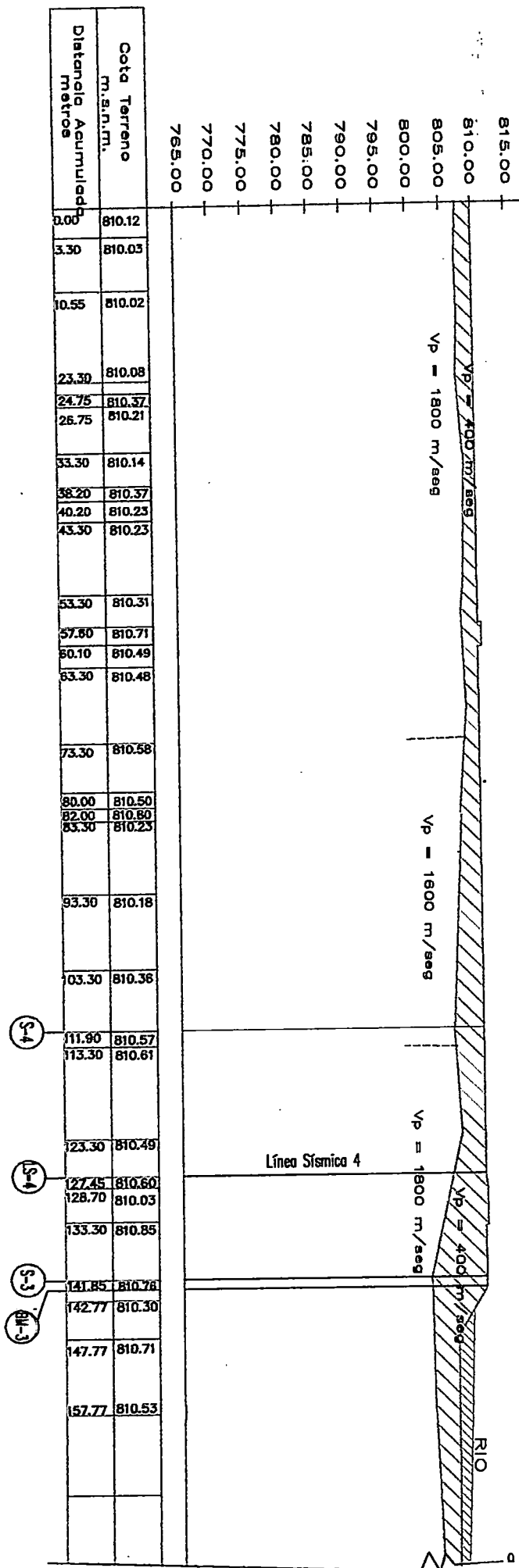
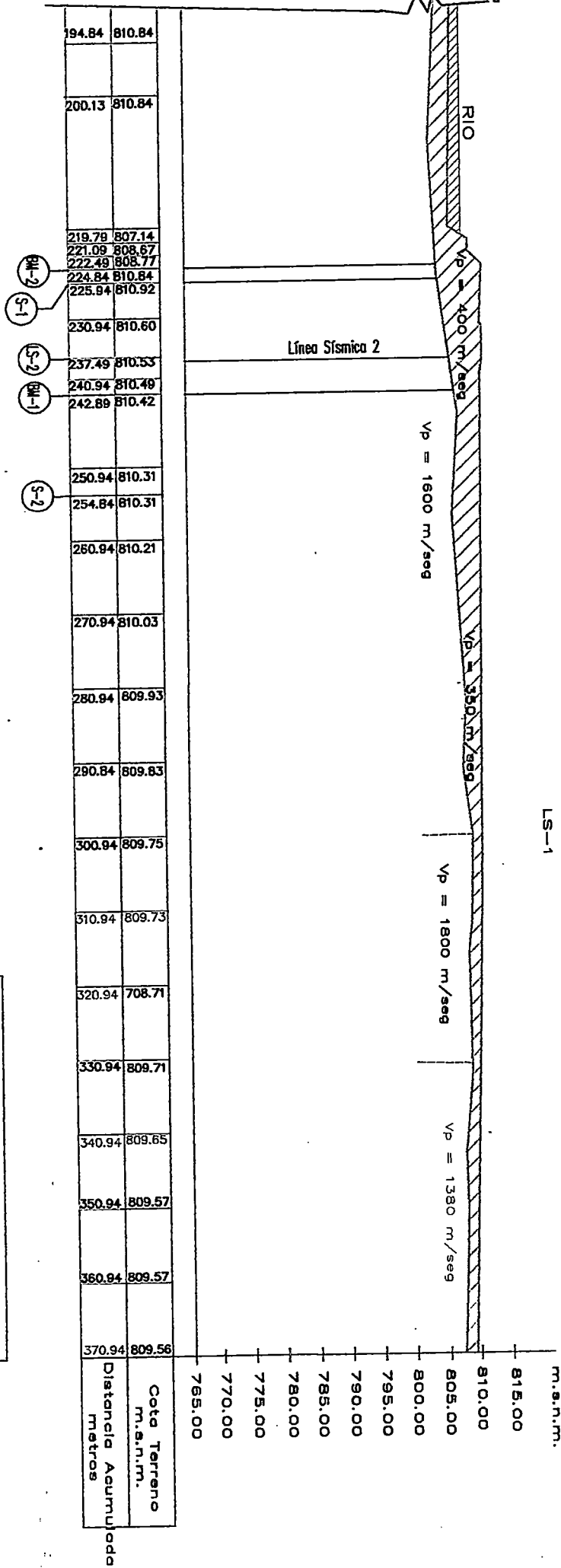


Figura N° 3.8 b 1: Perfil Sísmico LS-3

MARGEN DERECHA
LS-1



LEYENDA	
Símbolos	Descripción
BM-1	Superficie del Terreno
BM-1	810.42
Vp	Velocidad de ondas sísmicas longitudinales
---	Límite entre velocidades diferentes.

Figura N° 3.8 b2 : Perfil Sísmico LS-1

CAPITULO IV

DISEÑO POR CARGA AXIAL

4.1 INTRODUCCION

En este capítulo se presentan los cálculos de la capacidad de carga última de la cimentación por los diferentes métodos estudiados en el presente trabajo. Los detalles de los programas de cómputo empleados en los diseños de carga axial y asentamiento se detallan en el Capítulo V.

Debido a que el terreno donde se iba a construir el puente Yuracyacu presentaba condiciones variable de suelo (blandos a compactos), se propone atravesar los suelos blandos y los suelos orgánicos hasta llegar a un suelo limoso arenoso de compacidad media a compacta o en todo caso llegar hasta una profundidad donde la cimentación elegida desarrolle mayor resistencia a la fricción. Observando el perfil estratigráfico del suelo podemos apreciar que en casi todos los sondeos se encontró la presencia de suelo orgánico Pt a una profundidad por debajo de 26 metros. Para lograr llegar a cimentar sobre suelos limosos arenosos de compacidad media a compacta, por debajo del suelo Pt se determinó emplear cimentaciones profundas que lleguen a profundidades mayores a 26 m en el terreno.

En la Parte I de este Capítulo se evaluó la capacidad de carga de la cimentación profunda como primera alternativa mediante pilotes hincados de concreto de sección cuadrada de 0.30m y 0.40m de lado, empleando las fórmulas estáticas en forma manual y los programas de cómputo SPILE, FECF y SPTSP. También se realizó la evaluación de carga para pilotes excavados de un 1.00m de diámetro utilizando el programa de cómputo FECF y fórmulas propuestas por

Reese y O'Neill (1989) en forma manual y mediante el programa de cómputo SHAFT1, que además arroja valores de asentamiento de los pilotes perforados.

El cálculo de asentamiento de los pilotes hincados se realizó utilizando métodos semiempíricos de Vesic (1977) y el método empírico de Vesic (1970).

En la Parte II de este capítulo se evaluó la capacidad de carga de los caissons cilíndricos de concreto que finalmente fueron los elementos estructurales seleccionados para la cimentación del puente Yuracyacu. Para los pilares y estribos se emplearon caissons de 7m y 5m de diámetro respectivamente, con un metro de espesor de pared, y longitud promedio de hincado de 26m.

Se eligieron cajones de concreto en la cimentación del puente Yuracyacu, debido a que los suelos resistentes para soportar a la cimentación se encuentran muy profundos y además por existía el riesgo de que los estribos puedan sufrir alguna inundación. Bajo estas condiciones es importante prevenir que la cimentación resista las consecuencias de un movimiento producido por un sismo de gran magnitud debido a la ubicación sísmica de la zona.

En esta parte inicialmente se presenta la evaluación de la capacidad de carga para cajones en condiciones de diseño, asumiendo que los cajones debieron llegar hasta suelo limo arenoso no plástico de compacidad media a compacta.

Debido a que durante el proceso constructivo de la cimentación de los estribos y pilares del puente, éstos no llegaron a su cota de diseño aún empleando diferentes métodos de hinca los que provocaron la disturbación del suelo de cimentación, se presentan los cálculos de capacidad de carga admisible de los caissons para la verificación de carga en condiciones actuales del suelo de cimentación, empleando los parámetros de suelo obtenidos para este fin. Con estos nuevos parámetros se realiza la verificación de la carga que transmiten los caissons al suelo en condiciones actuales.

De los estudios geotécnicos generales del suelo luego de haber hincado los caissons se determinó que el suelo debido a los diferentes procedimientos de hundimiento, ha sufrido disturbación, lo que ha ocasionado cambios en sus características propias. Por lo que se concluye que, debido a estas alteraciones producidas durante la hincada, el estrato friccionante diseñado como apoyo para los caissons, localmente ha perdido gran parte de su resistencia, pues se observa que los valores N del SPT han disminuido considerablemente; sin embargo, en la perforación BH-5 estos valores permanecen similares a los encontrados en la etapa de diseño. Debido a estas razones los estratos no se comportarán adecuadamente como un estrato portante y transmitirá las cargas a los estratos subyacentes constituidos por suelos cohesivos, generándose mayores asentamientos por efectos de la consolidación de los mismos.

Para evaluar la capacidad de carga en la base en estas condiciones, el asumir que el estrato de soporte del caisson está constituido solamente por suelo no cohesivo no sería lo real, debido a que los espesores de estos estratos son de apenas 4 m. y la literatura recomienda evaluar el valor de N(SPT) en un estrato de espesor mínimo de 2 diámetros de la base que sería el suelo mínimo que contribuye a la capacidad por carga en la base, por debajo de este estrato se encuentra arcilla. Estas características representan al suelo que se encuentra por debajo de la base de los caissons en la margen izquierda y para el pilar derecho, por lo que su análisis se hará para el caso I, bajo las condiciones de un cajón de cimentación que se apoya en un suelo friccionante que se encuentra sobre un suelo cohesivo.

Del mismo modo en el caso del suelo de soporte de los caissons en el estribo derecho, la evaluación de la carga en la base se realiza según el caso II, para un cajón de cimentación apoyada sobre un estrato conformado de arcilla firme que se encuentra sobre una arcilla blanda ($C_{u(1)} / C_{u(2)} > 1$).

Los casos I y II mencionados, representan más adecuadamente las condiciones reales del terreno.

4.2 CONCEPTOS BÁSICOS

Capacidad de Carga Admisible (Q_{ADM})

Es la carga de diseño de la cimentación, su valor es igual a la suma de la contribución a la fricción y la carga por punta, dividida por un factor de seguridad

$$Q_{adm} = \frac{Q_B + Q_s}{FS} \quad (4.1)$$

La capacidad admisible viene dada por la siguiente expresión:

Donde:

Q_{adm} = Capacidad admisible

Q_B = Capacidad de carga última en la base

Q_s = Capacidad de carga última por fricción en las paredes laterales

FS = Factor de seguridad

Factor de Seguridad (FS)

Es importante considerar un factor de seguridad global para calcular la capacidad de carga admisible de la cimentación, con el fin de asegurar que la posibilidad de falla sea tolerable. Se recomienda usar valores entre 2.5 y 4, dependiendo de la incertidumbre del cálculo de la capacidad de carga.

Efecto de Grupo (E_g)

Es la capacidad de carga de un grupo de pilotes (hincados y perforados) dividido por la suma de la capacidad de los pilotes individuales que forman el grupo. El factor de grupo es un factor de reducción de la suma de capacidades de los pilotes y su valor de la eficiencia de grupo depende del parámetro del suelo, tamaño y forma del grupo de pilotes, longitud del pilote y espaciamiento entre pilotes.

El cálculo de la eficiencia de grupo de las cimentaciones diseñadas en el presente trabajo se realizó haciendo uso de la ecuación presentada por Converse-Labarre:

$$E = 1 - \phi \frac{(n - 1) m + (m - 1) n}{90 mn} \quad (4.2)$$

Donde:

E = eficiencia del pilote simple para ser usada por cada pilote en el grupo

n = número de pilotes en cada fila, número de pilotes en cada grupo

m = número de filas en cada grupo

d = diámetro promedio de la fila

s = espaciamiento de pilotes de centro a centro (espaciamiento mínimo 2.5d)

ϕ = numéricamente igual al ángulo expresado en grados.

$$\operatorname{tg}\phi = \frac{d}{s}$$

Capacidad de Carga de un Grupo de Pilotes

La capacidad de carga vertical de un grupo de pilotes, es generalmente menor que la suma de las capacidad de los pilotes individuales que comprenden el grupo. En todos los casos el asentamiento por consolidación y elástico del grupo son más grandes que los de los pilotes simples transfiriendo la misma carga de trabajo.

En el caso de un pilote simple el método de instalación tiene un efecto muy significativo sobre la selección de los parámetros de diseño, pero para el caso de un grupo de pilotes el procedimiento de instalación es menos importante por considerar comportamiento en grupo. Esto debido a que durante la instalación del pilote individual el suelo se altera pocos diámetros alrededor y debajo del pilote, mientras que en el caso de un grupo de pilotes el suelo disturbado abarca mayor profundidad y un radio más grande que el ancho del grupo de pilotes.

La capacidad de carga última de un grupo de pilotes $k_{o(u)}$ puede ser definidos como:

$$Q_{g(u)} = E \sum Q_u \quad (4.3)$$

E = eficiencia de grupo (Ec. 4.2)

Q_u = capacidad de carga última de cada pilote individual

Factor de capacidad de carga (N_c)

Para el cálculo del factor de carga se presentan diferentes tablas y gráficos en la descripción de los programas de cómputo Capítulo V, para cada uno de ellos. Los valores de N_c incrementan respecto al cociente profundidad (D)/diámetro(B) del pilote hasta alcanzar un valor de 9 para $D_f/B \geq 4$ (Skempton, 1951).

Adhesión Suelo-Pilote (c_a)

El valor promedio de la adhesión suelo-cimentación para arcillas homogéneas saturadas es usualmente relativo al promedio del esfuerzo cortante no drenado (c_u) de la arcilla inalterada dentro de la longitud empotrada del pilote. El cociente α (c_a/c_u) depende de varios factores (Meyerhof, 1976) tales como: naturaleza y resistencia de la arcilla, dimensiones y métodos de instalación de la cimentación y efectos de tiempo.

Longitud Efectiva (L_e)

La longitud efectiva es la longitud que se asume para contribución de la capacidad por fricción del pilote. Esto puede ser diferente de la longitud de empotramiento (L), esto porque la parte superior del pilote no debe estar en contacto con el suelo disturbado ocasionado por el hombre y maquinas.

Para el caso de los drilled shaft (Sharma et al., 1984), la profundidad de la cimentación efectiva se calcula considerando que el suelo alrededor de la campana se altera debido a que el suelo en esta área tiende a descender.

4.3 PROCEDIMIENTO PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA AXIAL

4.3.1 En Suelos Cohesivos y Suelos No Cohesivos

Pasos que se recomiendan seguir para el diseño de la carga axial de los elementos de cimentación:

- 1- Elaborar el perfil del suelo desde apropiadas investigaciones del suelo, establecer el nivel freático, y definir los parámetros de diseño de la cimentación a partir de los ensayos de laboratorio y trabajos de campo.
- 2- Obtener la resistencia cortante no drenada de la arcilla mediante los ensayos de laboratorio de la muestra inalterada.
- 1- Obtener los valores de N para la arena del ensayo del SPT. Estos valores se corrigen por sobre carga. En la aplicación de los programas de cómputo los valores de N se introducen tal como se extraen de campo, las correcciones correspondientes son hechas por los programas.
- 2- Revisar las especificaciones de construcción y procedimientos de inspección para asegurar que la construcción sea de alta calidad.
- 3- Seleccionar el tipo de cimentación, longitud y geometría de la cimentación.
- 4- Calcular la capacidad de carga admisible según las fórmulas indicadas para cada tipo de cimentación, y seleccionar un factor de seguridad apropiado.
- 5- Determinar la cantidad de elementos de cimentación requeridos.
- 6- Calcular el asentamiento individual del pilote y con este valor obtenido estimar el asentamiento del grupo de pilotes.
- 7- Verificar el asentamiento bajo carga de trabajo, si este fuera excesivo cuando relacionamos al funcionamiento de la superestructura, revisar la geometría de la cimentación y repetir los pasos si es necesario.

4.3.2 En Roca

Para el diseño de cimentaciones profundas sobre rocas los criterios de diseño serán diferentes dependiendo de tipo de roca (rocas sanas y no intemperizadas o en estado de intemperización).

Los pasos generales recomendados a seguir para un diseño de alta calidad son:

- 1- Realizar el ensayo de investigación del suelo y determinar el perfil de la roca, la profundidad del nivel del agua y la profundidad y tipo de lecho rocoso.
- 2- Realizar mediciones y ensayos en rocas para determinar espaciamientos, espesores de discontinuidades hasta obtener el RQD.
- 3- Obtener las resistencia de compresión del núcleo de la roca y modulo de Young.
- 4- Disponer de las especificaciones para asegurar una apropiada excavación
- 5- Realizar el diseño por carga axial y seleccionar el factor de seguridad global.
- 6- Seleccionar la geometría de la cimentación
- 7- Si la roca es débil (la resistencia compresiva menor de 1000 psi), el diseño depende de la resistencia lateral. Para el caso de los pilotes perforados el asentamiento debe ser controlado tal que no exceda a 0.4 pulg.
- 8- Si la roca es resistente, el diseño debe hacerse por punta. El asentamiento debido a la carga de trabajo se estima para garantizar que el asentamiento no exceda el admisible establecido por la superestructura.
- 9- Debe considerarse al menos un ensayo de carga si existen algunas dudas acerca de la calidad de la roca.

4.4 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA AXIAL

La Figura N° 4.1 gráfica la carga vertical de una cimentación profunda Q_u , la cual es repartida entre la resistencia por fricción (Q_s) y la resistencia por punta (Q_p), siendo representada según la ecuación:

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (4.4)$$

Existen diversos métodos empíricos y semiempíricos para el cálculo de la capacidad de carga, y algunos de ellos son empleados en los programas de cómputo presentados en el Capítulo V.

Los métodos que pueden ser utilizados para el cálculo de la capacidad de carga axial son:

- 1.- Análisis Estático
- 2.- Análisis Empírico utilizando
 - Valores del ensayo de penetración estándar
 - Valores del ensayo del cono de penetración
 - Prueba del presiómetro
- 3.- Resistencia Dinámica a la Hinca
 - Por Fórmulas de Hinca
 - Por Ecuación de Honda
- 4.- Pruebas de Carga a Escala Natural

La decisión de utilizar cualquiera de estos métodos, dependerá del tipo de suelo y las condiciones que se presenten en los trabajos de campo. Para este trabajo de investigación sólo hemos hecho uso de los dos primeros métodos.

Para el análisis de la capacidad de carga de los pilotes hincados se emplea las fórmulas estáticas y los programa de cómputo SPILE, FEPC, SPTSP y PILE.

El programa SHAFT 1 (Reese y Wang, 1990), basado en el método del Federal Highway Administration (1977) del U.S. Department of Transportation, se emplea para calcular la capacidad de carga de un pozo perforado (drilled shaft) o pilote excavado bajo carga axial.

Con el programa de cómputo RECALQ, se calcula el asentamiento elástico de la cimentación de los caissons y se comparan con los asentamientos calculados mediante la teoría elástica.

PARTE I

4.4.1 Estimación de los Parámetros del Suelo

Los parámetros del suelo que se emplearán para el cálculo de la capacidad de carga de diseño y los asentamientos de la cimentación elegida están basados en los valores de N del ensayo SPT (N_{spt}) y los resultados de los ensayos de laboratorio realizados en el año 1996. Con esos valores se elabora el perfil representativo de los sondeos en ambos márgenes del río Mayo con sus respectivos parámetros de suelo, quedando resumido en la Tabla N° 5 del Anexo II.1.

Para el cálculo de la carga del tipo de cimentación elegida, se recomienda utilizar la siguiente Tabla, donde se da los valores de las cotas de diseño de la cimentación a donde deberá llegar el futuro puente.

Tabla N° 4.1: Cotas para el Diseño de la Cimentación

Margen	Pilote	Cota Superf. del Terreno (m.s.n.m)	Cota Sup. de Ciment. (m.s.n.m)	Prof. de Ciment. (m)	Cota inf. de Ciment.* (m)
Derecha	Pilar	810.920	806.920	22.50	784.420
	Estribo	810.314	806.314	21.50	784.814
Izquierda	Pilar	810.768	806.768	22.00	784.768
	Estribo	810.570	806.570	21.50	785.070

*La profundidad se contabiliza a partir de la zapata cabezal (-4m.) que unirá el grupo de pilotes.

Para el análisis de la verificación de carga en condiciones actuales los valores de N8SPT) de los sondajes realizados en los años 1996, 1998 y 2000 fueron corregidos por sobrecarga, evaluados mediante un análisis comparativo y determinados gráficamente, obteniendo así los valores de N_D de diseño. En las Figuras 3.a, 3.b, 3.c, 3.d, 3.e, se representan las curvas que dan los valores de N de los sondajes realizados antes y después del hundimiento del caisson. En la Tabla 5 del Anexo II.2 se representa "El Perfil Representativo del Suelo con sus Respectivos Parámetros para Condiciones Actuales".

La siguiente Tabla muestra la diferencia en profundidad que falta a los cajones de cimentación para llegar a la cota de diseño, por lo que se realiza esta segunda parte con la finalidad de la verificación de la capacidad de carga última.

Tabla N° 4.2: Cotas Alcanzadas por los Cajones de la Cimentación Durante el Hincado

Margen	Pilote	Cota del Terreno (m.s.n.m)	Cota de Uña Parcial (m.s.n.m)	Long. De Hincado (m)	Saldo de long. de Hincado (m)
Derecha	Pilar	808.20	806.920	22.50	3.60
	Estribo	808.85	806.314	21.50	2.95
Izquierda	Pilar	808.20	806.768	22.00	4.48
	Estribo	808.50	806.570	21.50	0.42

4.4.2 Capacidad de Carga Axial de un Pilote Hincado por Métodos Analíticos

4.4.2.1 Cálculo de la Capacidad de Carga Última por el Método Estático

$$Q_p = A_p [c N_c + 1/2 \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q] \quad (4.5)$$

$$Q_s = p \sum_{L=L}^{L=0} f_s * \Delta l \quad (4.6)$$

$$f_s = c_a + \sigma'_h \tan \delta \quad (4.7)$$

En Suelos Cohesivos

Por Punta

Para $\phi=0$, $S_u=c_u$, $N_\gamma=0$, $N_q=1$, la ecuación (4.5) se transforma en:

$$Q_p = A_p * c_{up} * N_c \quad (4.8)$$

Por Fricción

Para $\phi=0$, $c = c_a$, $\delta=2/3\phi=0$, entonces $f_s = c_a$, por lo que la ecuación (4.6) se transforma en:

$$Q_s = p \sum_{L=L}^{L=0} \alpha c_{ulat} * \Delta l \quad (4.9)$$

Donde:

A_p = área en la punta del pilote

$c_a = \alpha * c_u$ = adhesión unitaria

c_{up} = mínima resistencia cortante no drenada de la arcilla en la base del pilote

($c_u = q_u/2$)

$c_{ul\text{at}}$ = resistencia cortante no drenada promedio del tramo estudiado

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote

α = factor de adhesión (Fig. N° 4.2)

N_c = factor de capacidad de carga (Tabla N° 5.22)

ΔL = tramo de pilote analizado

P = perímetro del pilote

Para efectos de cálculo de la capacidad de carga de la cimentación profunda se considera N_c igual a 9, para pilotes hincados o excavados en arcillas en condición no drenadas.

En Suelos No Cohesivos

Por Punta

De la ecuación general (4.5), para $c=0$ y $(1/2 \gamma B N_\gamma)$ demasiado pequeño comparado con $\gamma D_f N_q$ obtenemos:

$$Q_p = A_p \sigma'_v N_c \quad (4.10)$$

Donde:

σ'_v = Esfuerzo efectiva a la profundidad de la punta

N_q^* = Factor de capacidad de carga

Por Fricción

Para $c_a = 0$, $K_s = \sigma'_h / \sigma'_{vl}$, reemplazando en la ecuación (4.6) y (4.7) obtenemos:

$$Q_s = pK_s \text{tag } \delta \sum_{L=1}^{L=0} \sigma'_{vl} \Delta l \quad (4.11)$$

Donde

σ'_{vp} = presión vertical efectiva en la punta del pilote

Paso 1. Cálculo de esfuerzos efectivos (σ_v) en la mitad de la capa del suelo considerando la cota superior del pilote 4 m por debajo de la cota del sondaje.

$$\text{Primera capa (4.75): } 5.20 + 1.62 + 1.70 \times 0.60 - 0.60 = 7.22 \text{ T/cm}^2$$

$$\text{Segunda capa (9.68): } 8.84 + 8.65/2 \times 1.80 - 5.53 \times 1 = 11.10 \text{ T/cm}^2$$

$$\text{Tercera capa (15.00): } 24.41 + 2/2 \times 2.00 - 10.85 \times 1 = 15.60 \text{ T/cm}^2$$

$$\text{Cuarta Capa (19.80): } 28.41 + 7.6/2 \times 1.95 - 15.65 \times 1 = 20.17 \text{ T/cm}^2$$

$$\text{Quinta capa (24.90): } 43.23 + 2.60/2 \times 1.75 - 20.75 = 24.75 \text{ T/cm}^2$$

$$\text{Base (27.73): } 45.58 + 3.05/2 \times 2 - 22.00 = 26.50 \text{ T/cm}^2$$

(Profundidad de la capa respecto al nivel del sondaje)

Paso 2. Cálculo de la contribución de resistencia a la fricción de los estratos en el sondaje S-1 (Pilar Derecho)

Primera Capa (ML)

$$\text{Haciendo uso de la ecuación (4.11)} \quad Q_s = p K_s \sigma'_v \text{tg } \delta \Delta l$$

$$P = 4(0.30) = 1.20 \text{ m}$$

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi = 1 - \text{sen } (21) = 0.64$$

$$K_s = 1.8 K_o \text{ (pilotes hincados por desplazamiento)}$$

$$\sigma'_v = 7.22 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Tg } \delta = \text{tg } 2/3\phi = 0.25$$

$$\Delta l = 1.35 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Q_{s1} = 1.20 \times 1.15 \times 7.22 \times 0.25 \times 1.35 = 3.37 \text{ T}$$

Segunda Capa (SM)

Haciendo uso de la ecuación (4.11) y para $\phi = 21^\circ$

$$P = 4(0.30) = 1.20 \text{ m}$$

$$K_s = 0.95$$

$$\sigma'_v = 8.15 \text{ T/m}^2$$

$$\text{tg } \delta = \text{tg } 2/3\phi = 0.34$$

$$\Delta l = 8.65 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Q_{s2} = 1.20 \times 0.95 \times 8.15 \times 0.34 \times 8.65 = 27.32 \text{ T}$$

Tercera Capa (CH)

Haciendo uso de la ecuación (4.9) $Q_s = \alpha c_u p \Delta l$

$$\alpha = 1$$

$$c_u = 2.6 \text{ T/m}^2$$

$$P = 1.20 \text{ m}$$

$$\Delta l = 2.00 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Q_{s3} = 1 \times 2.6 \times 1.20 \times 2 = 6.24 \text{ T}$$

Cuarta Capa (SM)

Haciendo uso de la ecuación (4.11), para $\phi = 32^\circ$

$$P = 1.20 \text{ m}$$

$$K_s = 0.85$$

$$\sigma'_v = 8.15 \text{ T/m}^2$$

$$Tg = 0.39$$

$$\Delta l = 7.60 \quad \rightarrow \quad Q_s = 1.20 \times 0.85 \times 8.15 \times 0.39 \times 7.60 = 24.64 \text{ T}$$

Quinta Capa (CH/Pt)

$$\alpha = 0.90$$

$$c_u = 8 \text{ T/m}^2$$

$$P = 1.20 \text{ m}$$

$$\Delta l = 2.6 \text{ m} \quad \rightarrow \quad Q_{s5} = 0.5 \times 8 \times 1.20 \times 2.6 = 23.71 \text{ T}$$

Contribución del pilote a la fricción lateral: $Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4} + Q_{s5}$

$$Q_s = 3.37 + 27.16 + 6.24 + 24.64 + 23.72 = 85.15 \text{ T}$$

Paso 3. Cálculo de la capacidad de carga en la base del pilote

$$A_p = (0.30 \times 0.30) = 0.09 \text{ m}^2$$

$$\sigma'_v = 26.65 \text{ T/m}^2$$

Cálculo N_q^* :

Debajo de la base para $N_{spt} = 21$, corregimos este valor $N_c = (21+15)/2 = 18$

Con $N = 18$, en la Fig. N° 5.17, obtenemos un ángulo de fricción $\phi = 32$, con este valor en la Tabla N° 5.1, $N_q^* = 40$.

La capacidad de carga en la punta del pilote es Q_p es:

$$Q_p = 0.09 \times 40 \times 26.65 = 95.9 \text{ T}$$

Paso 4. Cálculo de la capacidad Admisible del Pilote

Haciendo uso de la ecuación (4.1):

$$Q_{ADM} = (85.15 + 95.9) / 2.5 = 72 \text{ T}$$

A continuación se presenta desde la Tabla N° 4.3 a la 4.7 un resumen de los cálculos de capacidad de carga por fricción y por punta efectuados en los demás sondajes (S-1, S-2, S-3, S-4) para los pilares y estribos por el método estático utilizando parámetros de suelo obtenidos de las pruebas de campo y ensayos de laboratorio

En la Tabla N° 4.8, se presentan los resultados de la evaluación de la capacidad admisible de los pilotes de concreto recomendados por el método estático.

Tabla N° 4.3: Cálculo de Capacidad de Carga por Fricción "Método Estático utilizado Parámetros del Suelo"
(Sondaje S-1)

Longitud del Pilote = 22.50 m. Cota del Terreno = 810.920 m.s.n.m. N.F= 4.15 m. (25/06/96)

SUCS	Perímetro (m)		σ'_{vp} (T/m ²)		Δl (m)	c_{uliat} (T/m ²)	ϕ	tg δ	$K_s = 1.8(1 - \text{sen}\phi)$	α	Resistencia a la fricción 0.30 x 0.30 m		Resistencia a la fricción 0.40 x 0.40 m		
	0.30	0.40	0.30 x 0.30	0.40 x 0.40							arcilla	arena	arcilla	arena	
ML	1.2	1.6	7.22	7.22	1.35	-	21	0.25	1.15	-	-	3.37	-	-	4.49
SM	1.2	1.6	8.15	9.76	8.65	-	28	0.34	0.95	-	-	27.29	-	-	41.39
CH	1.2	1.6	-	-	2.00	2.6	-	-	-	1.00	6.24	-	-	8.32	-
SM	1.2	1.6	8.15	9.76	7.60	-	32	0.39	0.85	-	-	24.56	-	-	37.25
CH/Pt	1.2	1.6	-	-	2.60	8	-	-	--	0.95	23.71	-	-	31.62	-
												28.70	55.22	39.94	83.13
												85.18 T		123.07 T	

* La longitud del pilote se contabiliza a partir de la zapata cabezal que está desplantada a -4.00 m con respecto a la cota de la superficie del terreno.

Tabla N° 4.4: Cálculo de Capacidad de Carga por Fricción "Método Estático utilizado Parámetros del Suelo"
(Sondaje S-2)

N.F= 4.70 m. (12/07/96)

Cota del Terreno = 810.314 m.s.n.m.

Longitud del Pilote = 21.50 m.

SUCS	Perímetro (m)		σ'_{vp} (T/m ²)		Δl (m)	c_{uliat} (T/m ²)	ϕ	tg δ	$K_s = 1.8(1-\text{sen}\phi)$	α	Resistencia a la fricción 0.30 x 0.30 m		Resistencia a la fricción 0.40 x 0.40 m	
	0.30	0.40	0.30 x 0.30	0.40x0.40							arcilla	arena	arcilla	Arena
ML	1.20	1.60	6.61	6.61	0.70	-	24	0.29	1.07	-	-	1.70	-	2.27
SM	1.20	1.60	7.73	7.73	8.55	-	27	0.32	0.98	-	-	23.92	-	33.77
CH	1.20	1.60	8.01	9.27	2.55	2.6	-	-	-	1.00	7.96	-	10.61	-
SM	1.20	1.60	8.01	9.27	3.60	-	28	0.34	0.95	-	-	11.16	-	17.23
Pt	1.20	1.60	8.01	9.27	4.30	8.00	-	-	-	0.95	39.22	-	52.29	-
CL	1.20	1.60	8.01	9.27	1.30	2.60	-	-	-	1.00	4.06	-	5.41	-
SM	1.20	1.60	8.01	9.27	0.50	-	32	0.39	0.85	-	-	1.59	-	2.45
											47.10	38.37	68.30	55.71
											89.60 T.		124.02 T.	

* La longitud del pilote se contabiliza a partir de la zapata cabezal que está desplantada a -4.00 m con respecto a la cota de la superficie del terreno.

**Tabla N° 4.5: Cálculo de Capacidad de Carga por Fricción “Método Estático utilizado Parámetros del Suelo”
(Sondaje S-3)**

Longitud del Pilote = 22.00 m. Cota del Terreno = 810.768 m.s.n.m. N.F= 2.95 m. (02/07/96)

SUCS	Perímetro (m)		σ'_{vp} (T/m ²)		Δl (m)	c_{uliat} (T/m ²)	ϕ	$tg \delta$	$K_s = 1.8(1 - \text{sen} \phi)$	α	Resistencia a la fricción 0.30 x 0.30 m		Resistencia a la fricción 0.40 x 0.40 m	
	0.30	0.40	0.30 x 0.30	0.40 x 0.40							Arcilla	arena	arcilla	arena
SM	1.20	1.60	6.82	7.03	4.60	-	26	0.31	1.01	-	-	11.88	-	16.33
Pt/OH	1.20	1.60	6.82	7.03	1.00	2.00	-	-	-	1.00	2.40	-	3.20	-
CH	1.20	1.60	6.82	7.03	1.90	2.00	-	-	-	1.00	4.56	-	6.08	-
SM	1.20	1.60	6.82	8.21	1.50	-	28	0.34	0.95	-	-	3.96	-	6.36
SC	1.20	1.60	6.82	8.21	1.25	-	30	0.36	0.90	-	-	3.35	-	5.38
CH	1.20	1.60	6.82	8.21	2.45	2.60	-	-	-	1.00	7.56	-	10.19	-
SM	1.20	1.60	6.82	8.21	4.50	-	32	0.39	0.85	-	-	12.17	-	19.53
Pt/OH	1.20	1.60	6.82	8.21	4.30	8.00	-	-	-	0.95	39.22	-	52.29	-
											53.82	31.32	71.76	47.60
											85.18 T		119.36 T	

*La longitud del pilote se contabiliza a partir de la zapata cabezal que está desplantada a -4.00 m con respecto a la cota de la superficie del terreno.

Tabla N° 4.6: Cálculo de Capacidad de Carga por Fricción "Método Estático utilizado Parámetros del Suelo"
(Sondaje S-4)

SUCS	Perímetro (m)		σ'_{vp} (T/m ²)		Δl (m)	c_{uliat} (T/m ²)	ϕ	Tang δ	$K_s = 1.8(1 - \text{sen}\phi)$	α	Resistencia a la fricción 0.30 x 0.30 m		Resistencia a la fricción 0.40 x 0.40 m	
	0.30	0.40	0.30 x 0.30	0.40 x 0.40							arcilla	arena	arcilla	arena
SP-SM	1.2	1.4	6.87	6.87	3.05	-	27	0.32	0.98	-	-	8.03	-	10.71
CL	1.2	1.4	-	8.92	2.15	3	-	-	-	1.00	6.71	-	8.94	-
SM	1.2	1.4	7.22	-	3.60	-	28	0.34	0.95	-	-	10.06	-	16.58
CH	1.2	1.4	-	-	2.20	3	-	-	-	1.00	6.86	-	9.15	-
ML	1.2	1.4	7.22	8.92	2.00	-	33	0.40	0.83	-	-	5.74	-	9.45
SM	1.2	1.4	7.22	8.92	3.20	-	31	0.38	0.87	-	-	9.13	-	15.4
Pt	1.2	1.4	-	-	3.10	8	-	-	-	1.00	28.27	-	37.70	-
CL	1.2	1.4	-	-	1.70	9	-	-	-	1.00	15.79	-	21.05	-
SM	1.2	1.4	7.22	8.92	0.50	-	32	0.39	0.85	-	-	1.43	-	2.36
											57.08	34.39	76.84	54.13
											92.02 T		130.98 T	

Longitud del Pilote = 21.50 m. Cota del Terreno = 810.570 m.s.n.m. N.F= 3.30 m.

*La longitud del pilote se contabiliza a partir de la zapata cabezal que está desplantada a -4.00 m con respecto a la cota de la superficie del terreno.

**Tabla N° 4.7: Resumen de la Capacidad de Carga del Pilote por Punta
"Método Estático utilizado Parámetros del Suelo"**

Pilote de Sección Cuadrada

Margen	Sondaje	Prof. de Hincado	N _(SPT) correg.	N _{q(†)}	σ T/m ²	A _P	A _P	Q _{p(net)}	Q _{p(net)}
						(m ²) 0.30*0.30	(m ²) 0.40*0.40	(T) 0.30*0.30 m	(T) 0.40*0.40 m
Derecha	Pilar	26.50	18	40	26.65	0,09	0,16	96	171
	Estribo	25.50	19	42	26.11	0,09	0,16	99	175
Izquierda	Pilar	26.00	12	30	26.40	0,09	0,16	71	127
	Estribo	25.50	25	48	24.00	0,09	0,16	104	184

**Tabla N° 4.8: Resumen de la Capacidad de Carga Admisible del Pilote
"Método Estático utilizado Parámetros del Suelo"**

Margen	Sondaje	Longitud Efectiva (m)	0.30m * 0.30m			0.40m * 0.40m		
			Q _S	Q _B	Q _{ADM} (T)	Q _S	Q _B	Q _{ADM} (T)
Derecha	Pilar	22.50	85	96	72	123	171	117
	Estribo	21.50	90	99	73	124	175	120
Izquierda	Pilar	22.00	85	71	62	119	127	98
	Estribo	21.50	92	104	78	131	184	126

4.4.2.2 Cálculo de la Capacidad de Carga Última mediante el Programa SPILE

Teniendo presente las condiciones y límites de los valores de los parámetros de los estratos del perfil, se elabora las hojas de datos que son ingresados en el programa SPILE, las cuales se presentan junto a los resultados de las corridas de los programas, Anexo V.

Se evaluará la capacidad de carga para pilotes hincados de concreto de sección 0.30 x 0.30 m y para secciones de 0.40 x 0.40 m.

A continuación se presenta un modelo de los pasos a seguir para el cálculo de la capacidad de carga por el programa SPILE, en el caso del sondaje S-1. Seguido se presenta un cuadro de resumen de los resultados obtenidos para los demás sondajes y secciones.

Pilote Concreto Armado 0.30 x 0.30 m. para el sondaje S-1 (Pilar Derecho)

Capa	Peso unitaria γ (lb/ft ³)	Angulo de fricción ϕ°	Resistencia al corte c_u (lb/ft ²)
1	99.80	-	400
2	106.08	21	-
3	112.31	28	-
4	124.80	-	520
5	121.68	32	-
6	109.20	-	1600

Cálculo de los esfuerzos efectivos (σ_v) en la mitad de las capas del suelo (del cálculo anterior en el método estático) ($T/m^2 = 200$ lb/ft²)

Capa 1: 1444 lb/ft²

Capa 2: 2220 lb/ft²

Capa 3: 3120 lb/ft²

Capa 4: 4034 lb/ft²

Capa 5: 4950 lb/ft²

Capa 6: 5300 lb/ft²

p = Perímetro $4 \times 1\text{ft} = 4\text{ ft}$.

Δd = espesor de cada capa

A) Cálculo de los parámetros para las capas de suelo no cohesivos

Paso 1: Cálculo del valor δ/ϕ para cada una de las capas

Volumen del pilote = $\nabla = 1\text{ ft}^3/\text{ft}$

De la curva de la Fig. N° 5.10 (Tabla N° 5.15) para $\nabla = 1\text{ ft}^3/\text{ft}$ $\delta/\phi = 0.767$

Paso 2: Cálculo de K_δ para cada capa de suelo no cohesivo, para $\phi = 21$ y $\nabla = 1$.

Capa 1. Si $\phi < 25^\circ$, SPILE usa $\phi = 25$, entonces de la Tabla N° 5.10, $K_{\delta 1} = 0.85$

Capa 2. Si $\phi = 28$, $\nabla = 1$ interpolando valores de la Tablas N° 5.11 y 5.12

$\phi = 25$ $K_\delta = 0.85$

$\phi = 30$ $K_\delta = 1.15$ $K_{\delta 2} = 1.03$

Capa 4. Si $\phi = 32$, $\nabla = 1$ interpolando Tablas N° 5.11 y 5.12

$\phi = 30$ $K_\delta = 1.15$

$\phi = 35$ $K_\delta = 1.75$ $K_{\delta 4} = 1.39$

Paso 3: Cálculo del factor de corrección para capas no cohesivas

Capa 1. $\delta/\phi = 0.767$ y $\phi = 21$, Interpolando Tabla N° 5.14

$\phi = 18$ $\delta/\phi = 0.60$ $F_c = 0.92$

$\delta/\phi = 0.80$ $F_c = 0.98$ $F_c = 0.97$

$\phi = 22$ $\delta/\phi = 0.60$ $F_c = 0.89$

$\delta/\phi = 0.80$ $F_c = 0.97$ $F_c = 0.96$

Entonces:

$\phi = 18$ $F_c = 0.97$

$\phi = 22$ $F_c = 0.96$ para $\phi = 21$ $F_{c1} = 0.96$

Capa 2. $\delta/\phi = 0.767$ y $\phi = 28$, interpolando la Tabla N° 5.14

$\phi = 30$ $\delta/\phi = 0.60$ $F_c = 0.82$

$\delta/\phi = 0.80$ $F_c = 0.94$ $F_c = 0.92$

$$\begin{aligned} \phi = 26 \quad \delta/\phi = 0.60 \quad F_c = 0.85 \\ \delta/\phi = 0.80 \quad F_c = 0.95 \quad F_c = 0.94 \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} \phi = 30 \quad F_c = 0.92 \\ \phi = 26 \quad F_c = 0.94 \quad \text{para} \quad \phi = 28 \quad F_{c_2} = 0.93 \end{aligned}$$

Capa 4: $\delta/\phi = 0.767$ y $\phi = 32$, interpolando la Tabla N° 5.14

$$\begin{aligned} \phi = 34 \quad \delta/\phi = 0.60 \quad F_c = 0.77 \\ \delta/\phi = 0.80 \quad F_c = 0.92 \quad F_c = 0.90 \\ \phi = 30 \quad \delta/\phi = 0.60 \quad F_c = 0.82 \\ \delta/\phi = 0.80 \quad F_c = 0.94 \quad F_c = 0.92 \end{aligned}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} \phi = 30 \quad F_c = 0.92 \\ \phi = 34 \quad F_c = 0.90 \quad F_{c_4} = 0.90 \end{aligned}$$

Paso 4: Cálculo de δ . Si $\delta/\phi = 0.767$

Capa 1: para $\phi = 21$ $\delta_1 = 16.11$

Capa 2: para $\phi = 28$ $\delta_2 = 21.48$

Capa 4: para $\phi = 32$ $\delta_4 = 24.54$

B) Cálculo de los parámetros para las capas de suelo cohesivo.

Cálculo de la adhesión ($c_a = \alpha \cdot S_u$)

Capa 3. $S_u = 520 \text{ lb/ft}^2$, usando Tomlinson (1980) método α (Tabla N° 5.7)

Para $L = 6.5$ $L < 10 B$

Como $S_u < 1000 \rightarrow \alpha = 1$, luego $c_a = 520 \text{ lb/ft}^2$, ($S_u = c_u$)

Capa 5. $S_u = 1600 \text{ lb/ft}^2$, usando Tomlinson (1980) y el método α (Tabla N° 5.7)

Para $L < 10 B$: $\alpha = 1$ entonces $c_a = 1600 \text{ lb/ft}^2$

C) Cálculo de la contribución a la fricción

Capas de suelo no cohesivo: $Q_s = K_s \times F_c \times \sigma_v \times \text{Sin } \delta \times P \times \Delta d$

$$Q_{s1} = 0.85 \times 0.96 \times 1444 \times \text{sen}(16.11) \times 4 \times 4.43 = 5793.71 \text{ lb}$$

$$Q_{s2} = 1.03 \times 0.93 \times 2220 \times \text{sen}(21.48) \times 4 \times 28.38 = 88396.7 \text{ lb}$$

$$Q_{s4} = 1.39 \times 0.90 \times 4034 \times \text{sen}(24.54) \times 4 \times 24.93 = 209.010 \text{ lb}$$

Capas de suelo cohesivo: $Q_s = c_a \times p \times \Delta d$

$$Q_{s3} = 520 \times 4 \times 6.50 = 13520 \text{ lb}$$

$$Q_{s5} = 1600 \times 4 \times 9.51 = 60864 \text{ lb}$$

Contribución Total a la Fricción

$$Q_s = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4} + Q_{s5} = 377,583.7$$

$$Q_s = 377.6 \text{ Kips}$$

D) Cálculo de la Resistencia por Punta

Suelo No Cohesivo: $Q_p = \alpha N'q \Delta_p \times \sigma_v$

$$AP = 1 \text{ ft}^2$$

$$\sigma_v = 5300 \text{ lb/ft}^2 = 2.85 \text{ T/ft}^2$$

$$N = 29$$

Corregimos $N = 29$ por sobrecarga para $\sigma_v = 2.85 \text{ T/ft}^2$, usando Tabla N° 5.16

$$\sigma_v = 2.75 \quad F_c = 0.66$$

$$\sigma_v = 3.00 \quad F_c = 0.62 \quad \sigma_v = 2.85 \quad F_c = 0.64$$

$$\text{Entonces} \quad N_c = 0.64 \times 29 \quad N_c = 18$$

Con $N = 18$, calculamos ϕ en la base usando, la Tabla N° 5.17, $\phi = 32.40$. Con este valor de ϕ en la Tabla N° 5.1 calculamos $N'q = 40.4$

Con $\phi = 32.40$ y $\Delta/B = 0.75$, calculamos α de la Fig. N° 5.1, obtenemos $\alpha = 0.50$

Capacidad de Carga en la Punta

$$Q_p = 0.50 \times 40.4 \times 1 \times 5300 = 107060$$

$$Q_p = 107.060 \text{ kips}$$

Cálculo de la Resistencia Límite en la Punta del Pilote (Meyerhof, 1976)

Interpolando para $\phi = 32.40$ en la Tabla N° 5.5, se obtiene la carga unitaria

$$q = 19.00 \text{ T/ft}^2$$

$$Q_p = q \times A_p = 19 \times 1 = 19 \text{ T}$$

$$Q_p = 38 \text{ kips}$$

De los dos valores se elige el menor: $Q_p = 38 \text{ kips}$

Cálculo de la Capacidad Estática del Pilote

$$Q_T = Q_s + Q_p = 377.6 + 38 = 415.6 \text{ Kips}$$

Cálculo de la Capacidad Admisibile del Pilote (FS = 2.5)

$$Q_{ADM} = (Q_s + Q_p) / 2.5 = (415.6) / (2.5 \times 2.2) \text{ T}$$

$$Q_{ADM} = 75.5 \text{ T.}$$

Tabla N° 4.9: Resumen de Capacidad de Carga Admisibile del Pilote Hincado Utilizando el Programa de Cómputo SPILE

Margen	Sondaje	Longitud Efectiva	Q_{ADM} (T)	Q_{ADM} (T)
			0.30*0.30 m	0.40*0.40 m
Derecha	Pilar	22.50	75.50	124.0
	Estribo	21.50	52.50	82.53
Izquierda	Pilar	22.00	58.14	92.68
	Estribo	21.50	62.70	100.00

4.4.3 Capacidad de Carga Axial del Pilote Utilizando Los Métodos Empíricos del SPT

La capacidad portante de un pilote por el método empírico ha sido calculada haciendo uso de los programas de cómputo FECP y SPTP. En el Capítulo V se ha desarrollado el análisis teórico y las condiciones de cada programa.

4.4.3.1 Cálculo de la Capacidad de Carga Última mediante el Programa de Cómputo FECP

El programa está basado en fórmulas empíricas y comprende cuatro métodos propuestos por Aoki-Velloso (1975), Pedro Pablo Velloso (1982), Meyerhof (1976) y Decourt- Quaresma.

Los cálculos se realizaron para pilotes hincados de concreto armado de sección cuadrada 0.30x0.30 m. y 0.40x 0.40m de lado y variando la longitud de los pilotes, para cada pilar y estribo del puente. Para todos los casos se utilizó un factor de seguridad de 2.5.

Los valores de carga admisible considerados para el diseño de carga de los pilotes por FECP por tratarse de pilotes de concreto de diámetro pequeño hincados en suelos limo arenoso de compacidad media son los dados por Meyerhof por ser los menores de los otros valores arrojados por los demás métodos.

A continuación en la Tabla N° 4.10 se presenta un resumen de los valores de capacidad carga admisible obtenida por el programa. Finalmente los valores recomendados por FECP se dan en la Tabla N° 4.11.

Tabla N° 4.10: Resumen de Capacidad de Carga Admisible Obtenida Utilizando el Programa de Cómputo FECP

Pilote Concreto Armado

F.S = 2.5

Pilar	Sondaje	N.F (m)	Lado del Pilote (m)	Profundidad del Hincado del Pilote* (m)	Capacidad de Carga Ultima (T)				
					M.Aoki-Velloso	M.Dec.Quaresma	M.P.P.Velloso	M.Meyerhof S/C	M.Meyerhof C/C
Derecho	S-1	4.15 06/96	0.30	19.00	159.79	201.48	54.91	43.62	
				20.00	161.48	200.38	58.94	46.13	
				21.00	164.29	199.17	67.58	51.64	
				22.00	171.05	201.56	59.54	47.10	
				22.50	176.30	205.50	57.84	45.82	
	S-3	2.95 07/96	0.40	19.00	221.99	277.60	85.38	66.16	
				20.00	221.58	279.97	94.59	71.87	
				21.00	222.57	280.16	109.31	81.14	
				22.00	222.23	283.70	93.79	73.22	
				22.50	227.39	288.90	89.63	70.00	
Izquierdo	S-3	2.95 07/96	0.30	18.00	110.05	135.47	37.22	30.71	
				19.00	112.71	130.52	37.99	31.18	
				20.00	116.10	125.24	41.28	33.36	
				21.00	122.23	128.58	39.62	32.56	
				21.50	124.55	134.73	40.00	32.78	
	S-3	2.95 07/96	0.40	18.00	148.05	190.78	53.47	43.63	
				19.00	151.28	187.47	58.34	46.85	
				20.00	155.90	181.97	65.60	51.64	
				21.00	165.05	178.42	60.99	49.64	
				21.50	168.50	183.00	59.35	48.28	

Estribo	Sondaje	N.F (m)	Lado del Pilote (m)	Profundidad del Hincado del Pilote* (m)	Capacidad de Carga Admisible (T)				
					M.Aoki- Velloso	M.Dec.Quaresma	M.P.P.Velloso	M.Meyerthof S/C	M.Meyerthof C/C
Derecho	S-2	4.70 02/96	0.30	18.00	92.76	98.24	35.54	29.09	
				19.00	97.03	101.08	34.70	28.77	
				20.00	101.61	107.21	35.40	29.18	
				21.00	115.07	116.74	41.30	33.50	
				21.50	119.50	122.50	42.50	34.42	
Izquierdo	S-4	3.30 07/96	0.40	18.00	124.85	138.97	55.55	44.55	
				19.00	130.66	141.41	53.47	43.88	
				20.00	136.88	150.29	52.96	43.28	
				21.00	158.89	164.96	62.29	48.51	
				21.50	162.39	175.95	62.65	50.20	
Izquierdo	S-4	3.30 07/96	0.30	18.00	122.90	138.28	45.74	37.97	
				19.00	127.64	138.32	50.23	41.68	
				20.00	132.34	144.37	48.86	40.52	
				21.00	150.34	158.56	53.38	43.75	
				21.50	157.75	169.51	54.24	44.33	
Izquierdo	S-4	3.30 07/96	0.40	18.00	184.57	194.40	79.62	65.98	
				19.00	189.25	207.00	76.30	62.98	
				20.00	166.98	210.60	66.43	55.63	
				21.00	174.08	211.30	68.38	56.91	
				21.50	177.10	209.50	73.39	60.43	

• La profund. de Hincado del pilote se contabiliza a partir de la zapata del grupo de pilotes (-4m. por debajo de la superficie del terreno)

• S/C = sin corrección C/C= con corrección

Tabla N° 4.11: Valores Recomendados para la Capacidad de Carga Admisible del Pilote Hincado por el Programa de Cómputo FECP

Margen	Sondaje	Longitud Efectiva	Q_{ADM} (T)	Q_{ADM} (T)
			0.30*0.30	0.40*0.40
Derecha	Pilar	22.50	58	90
	Estribo	21.50	43	63
Izquierda	Pilar	22.00	40	59
	Estribo	21.50	54	73

4.4.3.2 Cálculo de la Capacidad de Carga Última para un Pilote Hincado usando el Programa de Cómputo SPTSP89

Teniendo presente las condiciones y límites de los valores de los parámetros de los estratos del perfil, se elabora las hojas de datos que son ingresados en el programa SPTSP, las cuales se presentan en el Anexo V.

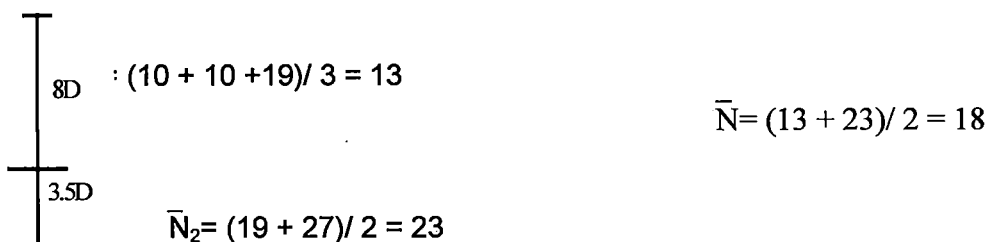
Se evaluará la capacidad de carga para pilotes hincados de concreto de sección 0.30 x 0.30 m y para secciones de 0.40 x 0.40 m.

Considerando las Tablas 5a y 5b, como las Figuras N° 5.13, 5.14 y 5.15, presentadas en el análisis teórico del programa de cómputo SPTSP dentro del Capítulo V; se procede al cálculo de la capacidad de carga del pilote.

A continuación se presenta un modelo de los pasos a seguir para el cálculo de la capacidad de carga por el programa SPTSP en el sondaje S-1. Seguido se presenta un cuadro de resumen de los resultados obtenidos para los demás sondajes y secciones.

Pilote de Concreto Armado 0.30 x 0.30 m. para el sondaje S-1 (Pilar Derecho)

Paso 1. Capacidad de carga en la punta (q_p)



Tipo de suelo (CH), según SPTSP le corresponde el código 1, de la Tabla 5a del capítulo V, $q_p = 0.7 N$

Para 8D sobre la punta: Tipo de suelo (CH), según SPTSP le corresponde el código 1. De la Tabla 5a del Capítulo V.

$$q_p = 0.7 \bar{N}$$

$$N=10 \quad q_p = 0.70 \times 10 = 7 \div 3 = 2.33$$

$$N=10 \quad q_p = 0.70 \times 10 = 7 \div 3 = 2.33$$

$$N=19 \quad q_p = 0.70 \times 19 = 7 \div 3 = \underline{4.43}$$

$$q_p = 3.03 \text{ T/ft}^2$$

Para 3.5D debajo la punta: código del suelo 2. De la Tabla 5a del Capítulo V,

$$q_p = 0.7 \bar{N}$$

$$N=19 \quad q_p = 0.70 \times 19 = 13.30 \div 3 = 4.33$$

$$N=27 \quad q_p = 1.6 \times 27 = 43.20 \div 3 = \underline{14.40} = (4.33+14.40)/2$$

$$q_p = 9.42 \text{ T/ft}^2$$

Capacidad de carga admisible en la capa portante:

$$q_c = (3.03+9.42)/2 = 6.22 \text{ T/ft}^2 = 67 \text{ T/m}^2$$

Como $D_a > D_b$ no se corrige

Entonces:

$$Q_p = A_p \times q = 0.30 \times 0.30 \times 67 \text{ T/m}^2$$

$$Q_p = 6.03 \text{ T/m}^2$$

Paso 2. Contribución a la fricción lateral (f_s)

Capa 1 (CL): $\bar{N} = (4+10)/2 = 7$

Para este tipo de suelo le corresponde el código 2, de la Tabla 5a del Capítulo V, $f_s = 0.04 \bar{N}$

Fricción lateral unitaria: $f_{as1} = 0.04 \times 7 \div 2 = 0.14 \text{ T/ft}^2$

Fricción lateral admisible: $F_{as} = f_{as} \times p \times \Delta l$ $F_{as} = 0.14 \times (1.2 / .3048^2) \times 1.35 = 2.44 \text{ T}$

Capa 2 (SM): $\bar{N} = (14+24+14+19+14+18+22+24)/8 = 18.63$

Para este tipo de suelo le corresponde el código 3, de la Fig 5.13 $f_s = 0.16 \bar{N}$

$$F_{as} = 0.165 \times (1.2 / .3048^2) \times 8.6 = 18.00 \text{ T}$$

Capa 3 (CH): $\bar{N} = (13+22)/2 = 17.50$

Para este tipo de suelo le corresponde el código 1, de la Fig 5.13 $f_s = 0.375$

Fricción lateral admisible: $F_{as} = 0.375 \times (1.2 / .3048^2) \times 2.00 = 9.70 \text{ T}$

Capa 4 (SM): $\bar{N} = (32+18+ 43+39+25)/5 = 31$

Para este tipo de suelo le corresponde el código 3, de la Tabla 5a del Capítulo V $f_s = 0.019 \bar{N}$

Fricción lateral unitaria: $f_{as1} = 0.019 \times 31 \div 2 = 0.28 \text{ T/ft}^2$

Fricción lateral admisible: $F_{as} = 0.28 \times (1.2 / .3048^2) \times 7.6 = 27.45 \text{ T}$

Capa Portante (CH): $\bar{N} = 13$

Para este tipo de suelo le corresponde el código 1, de la Fig. 5.13 $f_s = 0.29$

Fricción lateral admisible: $F_{as} = 0.29 \times (1.2 / .3048^2) \times 2.90 = 10.80 \text{ T}$

Capacidad de Carga del Pilote

a) $Q_s = F_{as} \times 2 = (2.44+17.95+9.7+27.45+10.70) \times 2 = 136.48 \text{ T}$

b) $Q_p = 6.03 \times 3 = 18.09 \text{ T}$

c) La información de carga para el programa solo es con fines de determinar un factor de seguridad actual sugerido por SPTSP89 mas no influye en el valor de la capacidad final donde el peso total soportado es igual a la suma de la carga muerta mas la carga viva y mas el peso propio del pilote.

Actual factor de seguridad = (capacidad ultima) ÷ (peso total soportado)

$$CFS = 154.58/104.860 = 1.47$$

c) $Q_u = F_{as} * 2 + Q_p * 3 \quad Q_u = 154.58 \text{ T}$

d) Para fines de ésta investigación consideramos un factor de seguridad de 2.5 que es el valor con el que estamos trabajando en todos los demás casos.

e) $Q_{ADM} = 154.58/2.5 = 61.83 \text{ T}$

La siguiente Tabla presenta un resumen de los resultados obtenidos al emplear el programa SPTSP.

**Tabla N° 4.12: Resumen de la Capacidad Admisible del Pilote Hincado
Obtenida del Programa de Cómputo SPTSP89**

Margen	Sondaje	Longitud Efectiva (m)	Q _{ADM} (T)	
			0.30*0.30 m	0.40*0.40 m
Derecha	Pilar	22.50	62	86
	Estribo	21.50	48	67
Izquierda	Pilar	22.00	54	74
	Estribo	21.50	63	87

A continuación en la Tabla N° 4.13, se presenta un resumen de los valores de carga admisible recomendados por los métodos empleados para los pilotes de sección cuadrada de 0.30 y 0.4 m de lado, como se puede observar dichos valores no discrepan en gran cantidad, además los valores recomendados por FECP son los más bajos y muy cercanos a los obtenidos por SPTSP.

Tabla N° 4.13: Valores Recomendados de Capacidad de Carga Admisible (Pilotes Hincados)

Sección cuadrada de 0.30*0.30 m

Margen	Sondaje	Longitud Efectiva	Q _{ADM} (T)			
			Estático	SPILE	FECP	SPTSP
Derecha	Pilar	22.50	72	76	58	62
	Estribo	21.50	73	53	43	48
Izquierda	Pilar	22.00	62	58	40	54
	Estribo	21.50	78	63	54	63

Sección cuadrada de 0.40*0.40 m

Margen	Sondaje	Longitud Efectiva	Q _{ADM} (T)			
			Estático	SPILE	FECP	SPTSP
Derecha	Pilar	22.50	117	124	90	86
	Estribo	21.50	120	83	63	67
Izquierda	Pilar	22.00	98	93	59	74
	Estribo	21.50	126	100	73	87

Para determinar los valores de carga del pilote para los caissons se ha descartado los valores de FECP por ser los menores y se ha promediado los valores restantes para cada caso respectivamente, obteniendo una carga admisible de diseño de 60 T. para una sección cuadrada de 0.30m de lado. Para el caso pilotes de sección cuadrada de 0.40 m. se recomienda utilizar el valor de 98 T para la carga admisible del pilote.

Para aplicar el factor de eficiencia de grupo debemos conocer la carga de la superestructura que será transmita al suelo y determinar la cantidad de pilotes a emplear, para poder agruparlos de tal modo que conozcamos los valores de m y n que se requiere en la ecuación 4.2 y así calcular la eficiencia de grupo.

El número de pilotes es el cociente de la carga a transmitir entre la capacidad de carga admisible o capacidad de carga del pilote individual. En la practica el espaciamiento mínimo de centro a centro es de 2.5 veces el diámetro del pilote y en situaciones ordinarias, es aproximadamente de 3 a 3.5 veces el diámetro del pilote.

Asumiendo que los pilotes se agruparan en grupos de 3 x 3 y estarán espaciados 4 diámetros calculamos el factor de reducción de carga por efectos de grupo cuyo valor es de 0.85. Este factor afectará al valor de la capacidad admisible calculada, reduciendo a 50T para los pilotes de sección cuadrada de 0.30m de lado y de 83T para los pilotes de sección cuadrada de 0.40m de lado.

Las Figuras 4.3a y 4.3b, describen los valores obtenidos para la capacidad de carga aplicando los diferentes métodos estudiados. De la comparación de resultados obtenidos se puede concluir que las predicciones logradas por los diferentes métodos dan resultados muy cercanos, esto refleja experiencia y precisión en la determinación de los parámetros a emplear para cada método.

4.4.4 Cálculo de Asentamiento para Pilotes

Para el análisis de asentamiento del pilote individual se considera dos métodos de solución propuesto por Vesic (1977), el semiempírico (1977) y el empírico (1970).

a) Método Semiempírico de Vesic (1977)

$$S_t = S_s + S_p + S_p \quad (4.12)$$

$$S_s = \frac{(Q_{pa} + \alpha_s Q_{fa}) L}{A_p E_p} \quad (4.13)$$

$$S_p = \frac{C_p * Q_{pa}}{B * q_p} \quad (4.14)$$

$$S_{ps} = \frac{C_s * Q_{fa}}{D_f * q_p} \quad (4.15)$$

$$C_s = [0.93 + 0.16 \sqrt{D_f/B}] * C_p$$

Donde:

S_t = asentamiento total del pilote.

S_s = asentamiento por deformación axial del pilote.

S_p = asentamiento del pilote debido a la carga puntual en la base.

S_{ps} = asentamiento del pilote debido a la carga transmitida a lo largo del pilote.

Q_{pa} = carga admisible en la punta del pilote en la base

Q_{fa} = carga admisible debido a la fricción lateral.

L = longitud del pilote.

A_p = sección transversal del pilote.

E_p = módulo de elasticidad del pilote

α_s = coeficiente de distribución de la presión lateral.

C_p = coeficiente empírico. (Ver Tabla 4.b).

q_p = capacidad de Carga última en la punta. (Fuerza/ Área).

B = diámetro del pilote.

$D_f = L$ = longitud del pilote.

Vesic (1977) recomienda $\alpha_s = 0.5$ para una distribución parabólica de la fricción lateral a lo largo del pilote, y $\alpha_s = 0.67$, para una distribución triangular

Tabla 4.b: Valores Típicos de Coeficientes Cp (Vesic, 1977)

Tipo de Suelo	Pilotes Hincados	Pilotes Excavados
Arena (densa a suelta)	0.02 - 0.04	0.09 - 0.18
Arcilla (rígida a blanda)	0.02 - 0.03	0.03 - 0.06
Limo (denso a suelto)	0.03 - 0.05	0.09 - 0.12

b) Método Empírico de Vesic (1970):

$$S_t = \frac{B}{100} + \frac{(Q_{adm} L)}{A_p E_p} \quad (4. 16)$$

Donde:

S_t = Asentamiento total del pilote.

B = Diámetro del pilote.

Q_{adm} = Carga de admisible

A_p = Area de la sección transversal del pilote.

L = Longitud del pilote.

El valor del modulo de elasticidad del pilote de concreto empleado es de

$$E_p = 2.48 \times 10^6 \text{ T/m}^2$$

De los dos valores obtenidos por los casos a y b se toma el mayor.

Los resultados del Asentamiento total de los Pilotes individuales por los métodos Semiempíricos y Empírico de Vesic se presentan en la Tabla N° 4.14a y 4.15a.

Los valores de capacidad de carga por punta y fricción que se emplean para evaluar los asentamientos son aquellos recomendados en la Tabla N° 4.13 tanto para el pilote de sección de 0.30*0.30 y de 0.40*0.40. Para estos casos se recomendaron tomar los valores obtenidos del programa FECF por el método de Meyerhof por arrojar valores más conservadores. De los resultados obtenidos se tiene que los pilotes se asentaran aproximadamente 0.48cm y 0.60 cm para secciones de 0.30*0.30 y 0.4*0.40 m respectivamente.

Asentamiento del Grupo de Pilotes

El asentamiento del grupo de pilotes para suelos no cohesivos utilizando los Métodos de Vesic (1977) y de Skempton (1951), se estimara según los siguientes métodos:

a) Método de Vesic (1977)

$$S_G = S_t \sqrt{(b/B)} \quad (4.17)$$

Donde:

S_G = Asentamiento del grupo de pilotes.

S_t = Asentamiento de un pilote.

b = Ancho del grupo de pilotes (menor dimensión)

B = Diámetro del pilote.

S = espaciamiento de centro a centro entre pilotes

b) Método de Skempton (1951)

$$S_G = \alpha_g \cdot S_t \quad (4.18)$$

Donde:

S_G = Asentamiento del grupo de pilotes.

S_t = Asentamiento de un pilote individual.

α_g = Factor de influencia (Ver Fig. N° 4.4)

Los resultados del Asentamiento del grupo de Pilotes por los métodos de Vesic (1977) y Skempton se presentan en la Tabla N° 4.14b y 4.15b. Para evaluar el asentamiento del grupo de pilotes se considera el mayor valor del asentamiento obtenido para pilotes individuales. En el caso del que los pilotes trabajen en grupo el asentamiento llegara hasta 3.5 cm y 4.3 cm para las secciones estudiadas respectivamente.

Tabla N° 4.14 a: Asentamiento Total (S_T) de Pilotes Individuales por los Métodos Semiempírico y Empírico de Vesic
Pilote de Concreto de Sección Cuadrada de 0.30×0.30 m.

Pilote	Longitud del Pilote (m)	Lado del Del pilote (m)	Area (m ²)	Q _p (T)	Q _r (T)	Q _{pa} (T)	Q _{fa} (T)	Q _u (T)	Q _{ad} (T)	C _s	S _s (cm)	S _p (cm)	S _{ps} (cm)	cm	
														Caso (a)	Caso (b)
Pilar	22.5	0.30	0.0900	36.9	107.8	14.8	43.1	144.7	57.9	0.069	0.04	0.36	0.08	0.48	0.36
Estribo	21.5	0.30	0.0900	45	90	18.0	36.0	135	54.0	0.069	0.03	0.36	0.06	0.45	0.35

Tabla N° 4.14b: Asentamiento del Grupo de Pilotes por los Métodos de Vesic v Skempton

Pilote	B (m)	n	S (m)	b=(n-1)S +2B (m)	α_g	S _T (cm)	M. Vesic		M. Skempton	
							Sg(cm)	Sg(cm)	Sg(cm)	Sg(cm)
Pilar	0.3	3	1.2	3.00	4.7	0.48	1.31	2.26	2.26	2.26
	0.3	4	1.2	4.20	5.8	0.48	1.56	2.78	2.78	2.78
	0.3	5	1.2	5.40	7.2	0.48	1.76	3.46	3.46	3.46
Estribo	0.3	3	1.2	3.00	4.7	0.45	1.23	2.12	2.12	2.12
	0.3	4	1.2	4.20	5.8	0.45	1.46	2.61	2.61	2.61
	0.3	5	1.2	5.40	7.2	0.45	1.65	3.24	3.24	3.24

Tabla N° 4.15 a: Asentamiento Total (S_t) de Pilotes Individuales por los Métodos Semiempírico y Empírico de Vesic
Pilote de Concreto de Sección Cuadrada de 0.40*0.40m.

Pilote	Longitud del Pilote (m)	Lado del pilote (m)	Area (m ²)	Q _p (T)	Q _r (T)	Q _{pa} (T)	Q _{fa} (T)	Q _u (T)	Q _{rad} ((T)	C _s	S _s (cm)	S _p (cm)	S _{ps} (cm)	cm	
														Caso (a)	Caso (b)
Pilar	22.5	0.40	0.1600	81	144	32.4	57.6	225	90.0	0.064	0.03	0.48	0.08	0.60	0.45
Estribo	21.5	0.40	0.1600	71	112	28.4	44.8	183	73.2	0.063	0.03	0.48	0.07	0.58	0.44

Tabla N° 4.15b: Asentamiento del Grupo de Pilotes por los Métodos de Vesic y Skempton

Pilote	B (m)	n	S (m)	b=(n-1)S +2B (m)	α _g	S _T (cm)	M.Vesic		M.Skempton	
							Sg(cm)	Sg(cm)	Sg(cm)	pton
Pilar	0.4	3	1.2	3.20	4.7	0.60	1.70	2.82	2.82	
	0.4	4	1.2	4.40	5.8	0.60	1.99	3.48	3.48	
	70.4	5	1.2	5.60	7.2	0.60	2.24	4.32	4.32	
Estribo	0.4	3	1.2	3.20	4.7	0.58	1.64	2.73	2.73	
	0.4	4	1.2	4.40	5.8	0.58	1.92	3.36	3.36	
	0.4	5	1.2	5.60	7.2	0.58	2.17	4.18	4.18	

4.5 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA AXIAL PARA PILOTES PERFORADOS

4.5.1 Cálculo de la Capacidad de Carga Última de un Pilote Perforado (Drilled Shaft) por las fórmulas de Reese y O'Neill (1989)

El método más común para el diseño de un drilled shaft ó pilotes excavados está basado en las propiedades del suelo obtenidas de los ensayos de campo y laboratorio. Según este método la capacidad unitaria en la base (q'_e) y la resistencia unitaria a la fricción lateral (f_s) se calculan:

$$(Q_u)_{ult} = Q_e + Q_f$$

$$Q_e = q'_e \times A_e$$

$$Q_f = \sum_{L=L}^{L=L} f_s \times A_s$$

Donde:

$(Q_u)_{ult}$ = capacidad de carga última del pilote excavado

Q_e = capacidad de carga en la base

Q_f = capacidad de carga por la fricción lateral

q'_e = capacidad de carga unitaria en la base del pilote excavado

A_e = área de la base del pilote excavado

f_s = fricción lateral unitaria en la superficie de contacto pilote – suelo

A_s = área lateral del pilote

Al trabajar con las áreas de contacto, A_e y A_s tener presente que el diámetro en la construcción del pilote puede ser mayor que el diámetro de diseño; esto dependerá del método de construcción, del suelo y posición del nivel freático.

-Capacidad de Carga de Pilotes Excavados sobre Suelos no Cohesivos En la Base

La capacidad de carga unitaria del suelo en la base, sugerido por Reese y O'Neill (1989) es:

$$q'_e = 0.60 * \sigma_r * N_{60} \leq 4500 \text{ Kpa} \quad (4.19)$$

Por Fricción

Método β .- Para calcular la fricción lateral unitaria "f"; se puede usar:

$$f_s = \beta \sigma'_v \leq 2.0 \text{ T/ft}^2 \quad (4.20)$$

Evaluamos el valor de β directamente de la fórmula empírica dada por Reese y O'Neill (1978).

$$\beta = 1.5 - 0.135 \sqrt{\frac{Z}{Br}} \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.20 \quad (4.21)$$

Donde:

σ_r = Esfuerzo de referencia 100 KPa = 10.2 T/m²

N_{60} = Significa el valor de SPT al 60% comprendido entre la base del pilote y una profundidad igual a dos veces el diámetro por debajo de la base. No se aplica la corrección de sobrecarga.

f_s = Resistencia a la fricción unitaria

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical en el punto medio del estrato

Br = Ancho de referencia = 300 mm

Z = Profundidad desde la superficie del terreno al punto medio del estrato.

Para el análisis teórico el valor β considera los coeficientes de presión lateral y el ángulo de fricción (Φ).

- Capacidad de Carga de Pilotes Excavados sobre Suelos Cohesivos

En la Base

Reese y O'Neill (1989) recomiendan la siguiente fórmula para la capacidad unitaria en la base en suelos cohesivos.

$$q'_e = N_e^* S_{up} \leq 4000 \text{ Kpa} \quad (4.22)$$

$$N_e^* = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{D}{B_b} \right) \right] \leq 9$$

Por Fricción

La evaluación de la resistencia unitaria por fricción en suelos cohesivos se realiza por el método "α" y esta dado en la ecuación 5.20 : $c_u = S_{ul}$

$$f_s = \alpha S_{ul}$$

Donde:

N_e^* = factor de capacidad de carga

D = profundidad del pilote excavado

B_b = diámetro del pilote

S_{up} = resist. cortante no drenada del suelo comprendido entre la base del pilote excavado y a una distancia $2B_b$ por debajo de la base.

α = factor de adhesión (Tabla 5.26)

S_{ul} = resistencia cortante no drenada del suelo a lo largo del pilote excavado.

Reese y O'Neill (1989) recomendaron usar $\alpha = 0.55$ para suelos con $S_u < 190$ Kpa. Además ignorar la fricción lateral en una longitud de 1.5 metros en la parte superior y de un diámetro en la parte inferior del pilote excavado.

- Cálculo de la capacidad de carga para pilotes excavados de 1.00 m de diámetro

Ubicación de la zapata cabezal por debajo de la superficie en -4.00 metros.

Pilar Derecho, del perfil estratigráfico, se recomienda que el pilote excavado se apoye sobre la arena limosa de compacidad semicomcompacta a compacta que se encuentra a 16.00 metros de profundidad.

Longitud del Pilote 12 metros
Profundidad del Nivel Freático 4.15 metros

- Cálculo de la Capacidad en la Base (Q_e)

$$Q_e = q'_e \cdot A_e$$

$$q'_e = 0.60 \sigma_r N_{60}$$

$$\sigma_r = 10.20 \text{ T/m}^2 \qquad N_{\text{spt}} = 25$$

$$q'_e = 0.60 \cdot 10.20 \cdot 25 = 153 \text{ T/m}^2$$

$$A_e = \pi D^2 / 4 = \pi (1^2) / 4 = 0.79 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$$

$$Q_e = 121 \text{ T}$$

Cálculo de la Capacidad de Fricción

Capa	Profund. (m)	Espesor (m)	Z (m)	β	σ'_v T/m ²	f_s T/m ²	A_e (m ²)	α	S_u T/m ²	f_s	$f_s A_e$ T
1	0.00-3.20	3.20	1.60	-	5.12	-	-	-	-	-	-
2	3.20-4.00	0.80	3.60	-	6.48	-	-	-	-	-	-
3	4.00-4.15	0.15	4.075	1.00	6.80	6.80	-	-	-	-	0.47
4	4.15-5.35	1.20	4.75	0.96	7.22	6.93	3.77	-	-	-	26.13
5	5.35-14.00	8.65	9.68	0.73	11.1	8.10	27.17	-	-	-	220.00
6	14.0-16.00	2.00	-	-	-	-	6.28	0.55	2.6	1.43	8.98
$\Sigma f_s A_e$		255.60T									

La Capacidad Admisible del Pilote según la Ec. (4.1) será:

$$FS = 2.5$$

$$Q_{ADM} = (121 + 255.58) / 2.5 \quad \dots \quad Q_{ADM} = 150 \text{ T}$$

Estribo derecho, del perfil estratigráfico, se recomienda que el pilote excavado se apoye sobre la arena limosa de compacidad semicompacta a compacta que se encuentra a 16.0 metros de profundidad.

Longitud del Pilote	12 metros
Profundidad del nivel freático	4.70 metros

- Cálculo de la Capacidad en la Base

$$N_{SPT} = 22$$

$$q'_e = 0.60 * 10.20 * 22 = 134.64 \text{ T/m}^2$$

$$A_e = \pi D^2 / 4 = \pi (1^2) / 4 = 0.79 \text{ m}^2.$$

$$Q_e = 106 \text{ T}$$

Cálculo de la Capacidad de Fricción

Capa	Profund. (m)	Espesor (m)	Z (m)	β	σ'_v (T/m ²)	f_s (T/m ²)	A_e (m ²)	α	S_u (T/m ²)	f_s	$f_s A_e$ T
1	0.0-2.0	2.00	1.00	-	1.60	-	-	-	2.6	-	-
2	2.0-4.0	2.00	3.00	-	4.80	-	-	-	-	-	-
3	4.0-4.7	0.70	4.35	0.95	6.96	4.31	2.20	-	-	-	9.48
4	4.7-13.2	8.55	8.98	0.76	10.95	8.32	26.86	-	-	-	223.48
5	13.2-15.8	2.55	14.53	-	15.21	-	8.01	0.55	2.6	1.43	11.45
6	15.8-16.0	0.20	15.90	0.52	16.15	8.40	0.63	-	-	-	5.29
$\Sigma f_s A_e$											249.70

La Capacidad Admisible del pilote según la Ec. (4.1) será:

$$FS = 2.5$$

$$Q_{ADM} = (106 + 249.70) / 2.5 \text{ T}$$

$$Q_{ADM} = 142 \text{ T}$$

Pilar Izquierdo, del perfil estratigráfico, se recomienda que el pilote excavado se apoye sobre arena limosa de compactidad semicompacta a compacta que se encuentra por debajo de los 16.70 metros de profundidad.

Longitud del Pilote 12.70 metros

Profundidad del nivel freático 2.95 metros

- Cálculo de la Capacidad en la Base

$$q'_e = 0.60 \sigma_r N_{60}$$

$$q'_e = 0.60 * 10.20 * 30 = 183.6 \text{ T/m}^2$$

$$A_e = \pi D^2 / 4 = \pi (1^2) / 4 = 0.79 \text{ m}^2$$

$$Q_e = 96.70 \text{ T}$$

Cálculo de la Capacidad de Fricción

Capa	Profund. (m)	Espesor (m)	Z (m)	β	σ'_v T/m ²	f_s T/m ²	A_e (m ²)	α	S_u T/m ²	f_s	$f_s A_e$ T
1	0.00-2.95	2.95	1.48	-	-	-	-	0.55	2.6	1.43	-
2	2.95-3.35	0.40	3.15	-	-	-	-	0.55	2.6	1.43	-
3	3.35-4.00	0.65	3.68	1.06	7.03	7.45	-	-	-	-	-
4	4.00-8.60	4.60	6.30	0.88	8.89	7.82	14.45	-	-	-	113.00
5	8.60-9.60	1.00	9.10	-	-	-	3.14	0.55	2.0	1.10	3.45
6	9.60-11.50	1.90	10.60	-	-	-	5.97	0.55	2.0	1.10	6.57
7	11.50-13.00	1.50	12.25	0.64	11.79	7.55	4.71	-	-	-	35.56
8	13.00-14.25	1.25	13.63	0.61	13.16	8.03	3.93	-	-	-	31.55
9	14.25-17.00	2.45	15.48	-	-	-	7.70	0.55	2.6	1.43	11.01
$\Sigma f_s A_e$											201.14

La Capacidad Admisible del pilote según la Ec. (4.1) será:

$$FS = 2.5$$

$$Q_{ADM} = (96.7 + 201.14) / 2.5 \text{ T}$$

$$Q_{ADM} = 119 \text{ T}$$

Estribo izquierdo, del perfil estratigráfico, se recomienda que el pilote excavado se apoye sobre arena limosa de compactidad compacta que se encuentra por debajo de los 16.70 metros de profundidad.

Longitud del Pilote 12.70 metros

Profundidad del Nivel Freático 3.30 metros

- Cálculo de la Capacidad en la Base

$$N_{SPT} = 25$$

$$q'_e = 0.60 * 10.20 * 25 = 153 \text{ T/m}^2$$

$$A_e = \pi D^2 / 4 = \pi (1^2) / 4 = 0.79 \text{ m}^2$$

$$Q_e = 107 \text{ T}$$

Cálculo de la Capacidad de Fricción

Capa	Profund. (m)	Espesor (m)	Z (m)	β	σ'_v T/m ²	f_s T/m ²	A_e m ²	α	S_u T/m ²	f_s	$f_s A_e$ T
1	0.00-2.0	2.00	1.00	-	1.60	-	6.28	-	-	-	-
2	2.00-3.3	1.30	2.65	-	4.24	-	4.08	-	-	-	-
3	3.30-4.0	0.70	3.65	-	5.56		2.20	-	-	-	-
4	4.0-7.05	3.05	5.53	0.92	7.06	6.50	9.58	-	-	-	62.27
5	7.05-9.2	2.15	8.13	-	9.14	-	6.75	0.55	3.0	1.65	11.14
6	9.20-12.80	3.60	11.00	0.68	11.62	7.90	11.31	-	-	-	89.35
7	12.80-15.0	2.20	13.90	-	14.01	-	6.91	0.55	3.0	1.65	11.40
8	15.00-17.0	2.00	16.00	0.51	17.78	9.07	3.14	-	-	-	28.50
$\Sigma f_s A_e$											203.1

La Capacidad Admisible del pilote para $FS= 2.5$ según la Ec. (4.1) será:

$$Q_{ADM} = (107 + 203)/ 2.5$$

$$Q_{ADM} = 124 \text{ T}$$

Tabla N° 4.16: Resumen de Capacidad de Carga Admisible del Pilote Perforado por Reese y O'Neill (1989)

Margen	Sondaje	Diámetro	Longitud	Q_{ADM} (T)
Derecha	Pilar	1.00m	12.00m	150
	Estribo			142
Izquierda	Pilar		12.70m	119
	Estribo			124

4.5.2 Cálculo de la Capacidad de Carga Axial Utilizando el Programa de Cómputo SHAFT1

Los detalles de las fórmulas y gráficos en que se basa este programa se presentan en el Capítulo V.

El método idealiza un perfil subsuperficial compuesto por un número de capas, las propiedades de las capas son constantes para cada capa, como mostramos en las hojas de datos siguientes. Cada capa debe ser clasificada como suelo cohesivo, suelo no cohesivo ó roca. Las clasificaciones pueden ser mixtas en todo el perfil.

En este caso se tiene un perfil compuesto por capas de suelo cohesivo y no cohesivas. El cálculo de la fricción lateral en las capas de suelo cohesivos se calcula según la Ec. 5.20.

Se considera que en los primeros 1.5m de la capa superficial y para una porción de diámetro en el fondo del pilote α toma el valor de cero, mientras que en todos los otros puntos a lo largo del pilote, consideramos un valor de α de 0.55. Los valores de los demás parámetros fueron tomados de la Tabla N° 5, del Anexo II.1, con estos valores se elabora la hoja de datos que serán ingresados al programa

Para el cálculo de la resistencia lateral en arenas el programa hace uso de la Ec. 5.32. El valor de β puede ser obtenido según la Fig. 5.22 ó empleando Ec. 5.33.

La resistencia por punta en las arcillas se calcula según la Ec. 5.23 y se considera el factor de capacidad de carga (N_c) igual a 9. El valor del esfuerzo cortante no drenado (c_u) se obtiene sobre uno a dos diámetros debajo de la punta del pilote.

Según los resultados de salida del programa SHAFT1, se tiene que los valores de la capacidad de carga por fricción es 251.7 T, mientras que en la base es de 90.3 T. Los valores recomendados para la resistencia en la base del pilote son tomados de la Tabla N° 5.28, donde los valores de N_{SPT} son valores obtenidos de campo (no corregidos).

Los valores de la capacidad de carga ultima de los pilotes en la margen izquierda y derecha desplantados a 16.00 y 16.70m de profundidad respectivamente contabilizados la zapata cabezal que se encuentra a -4.0m por debajo de al superficie se presentan en la Tabla N° 4.17.

La Figura N° 4.5 es obtenida del programa de cómputo SHAFT1, las curvas representan la capacidad de carga por fricción, por punta y carga axial, las cuales se incrementan con la profundidad. Para el caso la capacidad en la base decrece hasta tomar valores bastantes llegando hasta 18 T, esto debido a que los valores de $N(SPT)$ disminuyen grandemente en este tramo, volviendo a recuperar su normal recorrido.

**Tabla N° 4.17: Resumen de la Capacidad de Carga Admisible
del Pilote Perforado Utilizando el Programa de SHAFT1
FS=2.5**

Margen	Sondaje	Diámetro del Pilote (m)	Longitud Efectiva (m)	Q_{ADM} (T)
Derecha	Pilar	1.00	12.00	136
	Estribo			140
Izquierda	Pilar		12.70	117
	Estribo			115

4.5.3 Cálculo de la Capacidad de Carga Axial Utilizando El Programa de Cómputo FECP

Para evaluar la carga del pilote excavado de 1.00 de diámetro haciendo uso del programa FECP, se procedió de la misma manera que para los pilotes hincados pero para el caso de pilote excavado, luego los parámetros también serán para este tipo de pilote.

La hoja de datos elaborada inicialmente para el pilote hincado puede ser la misma para este caso. Luego de ingresar correctamente los parámetros y demás datos se obtiene la salida de las corridas, de estos resultados se toma los más apropiados y se establecen los valores recomendados para la capacidad de carga del pilote excavado. Las consideraciones para elegir los valores de la capacidad de carga ha sido descartar los mayores y menores valores, y promediar los resultados dados por los métodos de P.P Velloso y Meyerhof que arrojan valores intermedios. La siguiente tabla resume los resultados obtenidos de las corridas del programa.

Tabla N° 4.18: Resumen de Capacidad de Carga Admisible del Pilote Excavado Obtenida Utilizando del Programa de Cómputo FECF

Margen	Sondaje	Diám (m)	Long Efect (m)	Método				
				Aoki-Velloso (T)	Decuat-Quaresma (T)	P.P Velloso (T)	Meyerhof S/C (T)	Meyerhof C/C (T)
Derecha	S1	1.00	12.00	331	360	124	90	83
	S2			184	261	79	200	168
Izquierda	S3		12.70	155	240	144	50	43
	S4			288	427	194	80	64

En la Tabla N° 4.19, se presenta los resultados del análisis de capacidad de carga obtenido de las aplicaciones de los diferentes métodos estudiados para un pilote perforado, como se puede observar los resultados no son muy dispersos coincidiendo en algunos casos, lo cual significa que estamos empleando correctamente los criterios de diseño de cimentaciones.

Tabla N° 4.19: Resultado de la Capacidad de Carga Admisible para Pilotes Perforados

Margen	Sondaje	Profund. del Pilote	Diámetro (m)	Q _{ADM} (T)		
				Manual Reese y O'Neill	SHAFT1	FECF
Derecha	S1 S2	12.00	1.00	150	136	107
				142	140	140
Izquierda	S3 S4	12.70		119	117	97
				124	115	137

*En el Anexo V, se presentan los resultados de las salidas que arrojan los programas empleados.

4.5.4 Cálculo de Asentamientos de los Pilotes Perforados por El Programa de Cómputo SHAFT1

El programa de cómputo SHAFT1 además de calcular la capacidad de carga última de los pilotes perforados, estima el asentamiento elásticos que causan éstos al suelo en que se apoyan. Los resultados se dan en la hoja de salida, especificando el rango de valores de asentamientos para las curvas normalizadas superior e inferior de las Figuras 5.20 a 5.25. Además se obtiene la la grafica de la curva carga-desplazamiento de los pilotes perforados.

Esta curva para el caso de pilotes perforados en suelos cohesivos, presenta generalmente el quiebre y se vuelve vertical para el valor de la carga última, lo que no ocurre en suelos no cohesivos en donde no se evidencian la falla bien definida para ningún desplazamiento determinado, y la carga seguirá creciendo a medida que aumenta el asentamiento por lo que se considerara que la máxima capacidad de carga en la base para el pilote perforado en arena en donde descansa la base ocurra para un asentamiento de 5% del diámetro de la base, si es que la carga de falla no ha ocurrido antes.

En el caso de los pilotes perforados en suelos cohesivos la capacidad de carga por punta se moviliza generalmente en un rango de 2 a 5% del diámetro de la base.

Según las Figuras 5.20, 5.21, 5.24 y 5.25 desarrollados en base a pruebas experimentales en pilotes perforados a escala natural, Reese y O'Neill (1988), se puede estimar el asentamiento en pilotes excavados bajo diversas cargas de servicio. Estos gráficos expresan el asentamiento en términos de la relación de la resistencia actuante a la resistencia última.

Una manera rápida de corregir problemas de grandes asentamientos es emplear estos gráficos y así modificar las cargas que contribuyen a la fricción y por base a fin de tener un menor valor de carga de diseño.

Las Figs. 5.20 y 5.21 han sido normadas para determinar el asentamiento inmediato en suelo arcilloso. El asentamiento a largo plazo debido a cargas permanentes se calculara usando la teoría de consolidación.

Las Figs. 5.24 y 5.25, sirven para realizar los diseños de las cargas por fricción y en la base en suelos no cohesivos. (Ver Capítulo V)

Asentamiento en el Pilar Derecho

Como ejemplo de la aplicación del programa SHAFT1, se empleará el perfil del suelo del sondaje S1-Pilar Derecho para este caso se ha asumiendo que la capa de arena que subyace por debajo de la base controla el comportamiento del desplazamiento lateral por corte, y que el pilote perforado es rígido.

Cálculo del Asentamiento

Partiendo de los resultados arrojados por el programa se va a corroborar los resultados de asentamientos para la carga de diseño, empleando la carga por fricción y en la base.

$$\frac{\text{Asentamiento Admisible}}{D_s} = \frac{0.076}{40} = 0.19\%$$

$$D_s = 1\text{m. (40pulg.)}$$

Asentamiento admisible = pulg.

De la Figura 5.24 se observa que la línea de tendencia indica que, para un asentamiento normalizado de 0.19 %, la carga lateral normalizada es de 0.52, por lo que la carga lateral que contribuye a la fricción es:

$$Q_s = 0.52 (251.7) = 130.8 \text{ T}$$

De la Figura 5.25 se observa que la línea de tendencia indica que, para un asentamiento normalizado de 0.19 %, la carga por punta normalizada es 0.057, por lo que la carga en la base es:

$$Q_B = 0.057 (90.3) = 5.2 \text{ T}$$

La carga admisible es: $Q = Q_S + Q_B = 136.0 \text{ T}$. OK.

ASENTAM. Pulg.(cm) Rango Inferior	W/B(%)	$Q_S/Q_{S(ULT)}$ T Fig. 5.25	Q_S T	$Q_B/Q_{B(ULT)}$ T Fig. 5.25	Q_B T	Q_T T
0.070 (0.18)	0.18	0.49	123	0.054	4.9	128
0.076 (0.19)	0.19	0.52	131	0.057	5.2	136
0.080 (0.20)	0.20	0.54	135	0.060	5.4	140

Los valores de capacidad de carga total obtenidos para diferentes valores de asentamientos del pilote varían y el procedimiento se repite hasta que la carga calculada y la carga de diseño sean aproximadamente iguales.

Comentario:

Solamente el 5.7% de la resistencia en la base es la que se espera sea desarrollada, de modo que la capacidad restante es reservada. La resistencia por fricción empleada es del 52 % de la capacidad de carga por fricción total lo restante será carga reservada. Esto es consecuente con el factor de seguridad empleado de 2.5. De la capacidad reservada aproximadamente el 60 % lo contribuye la resistencia lateral.

Los valores para el asentamiento pueden variar dependiendo de que curva se considere, la superior e inferior de la Figura 5.24 y 5.25. Así por ejemplo en el pilar derecho del puente el asentamiento puede incrementarse desde 0.19 hasta

0.35 cm. de tal modo que la porción de carga que se transfiere a la base es mas grande.

A veces es necesario repetir la solución con un factor de seguridad menor a fin de reducir los costos, siempre y cuando se halla realizado el ensayo de carga en el lugar de construcción. La posible sensibilidad de la superestructura debido al asentamiento total o diferencial puede hacer variar la selección del diseño de pilote perforado

La curva en la Figura N° 4.6, representa el desplazamiento del suelo por carga axial, el valor del asentamiento para la carga última de 432 T, considerando el 5% del diámetro de la base sería el asentamiento que controla el movimiento del pilote perforado, el cual en valor es 5 cm.

La Tabla N° 4.20 muestra los resultados de los asentamientos obtenidos de las corridas del programa SHAFT1 para los pilotes excavados de diámetro igual a 1m. que descansarán sobre arena limosa semicompacta y que se encuentra a 16 m de profundidad.

Tabla N° 4.20: Asentamiento de los Pilotes Perforados por Carga Admisible Estimados por el Programa SHAFT1

Margen		Carga de Trabajo (T)	Rango de Asentamientos (cm.)	
			Asentamiento superior	Asentamiento inferior
Derecha	Pilar	136	0.35	0.19
	Estribo	140	0.37	0.20
Izquierda	Pilar	117	0.65	0.27
	Estribo	115	1.10	0.81

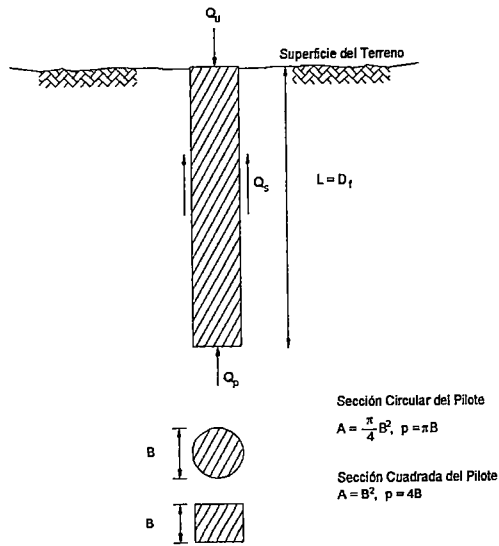


Figura N° 4.1: Concepto Básico de un Pilete Sujeto a Carga Axial

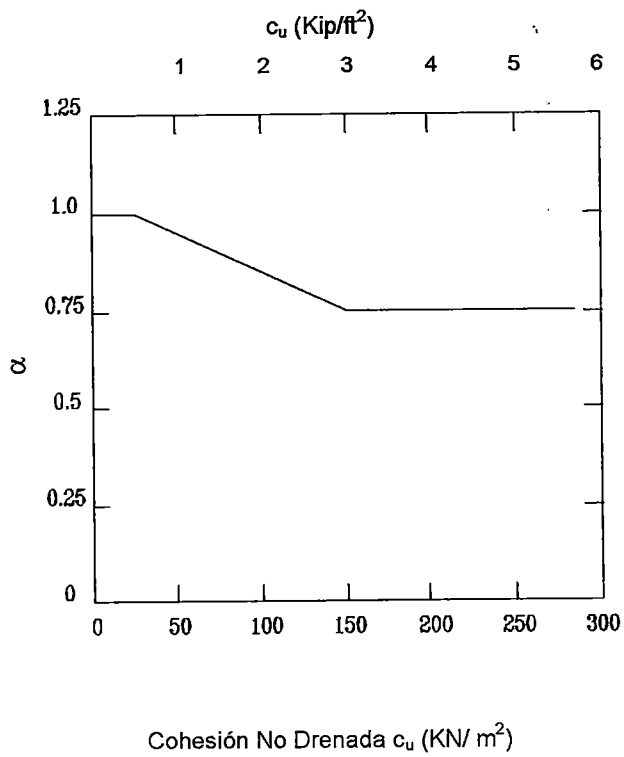


Figura N° 4.2: Variación de α , American Petroleum Institute (1984)

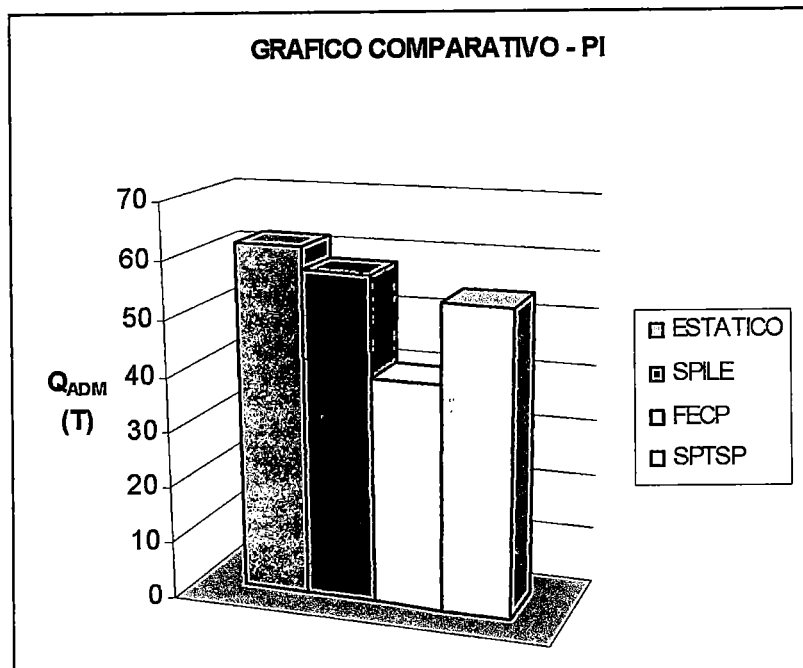
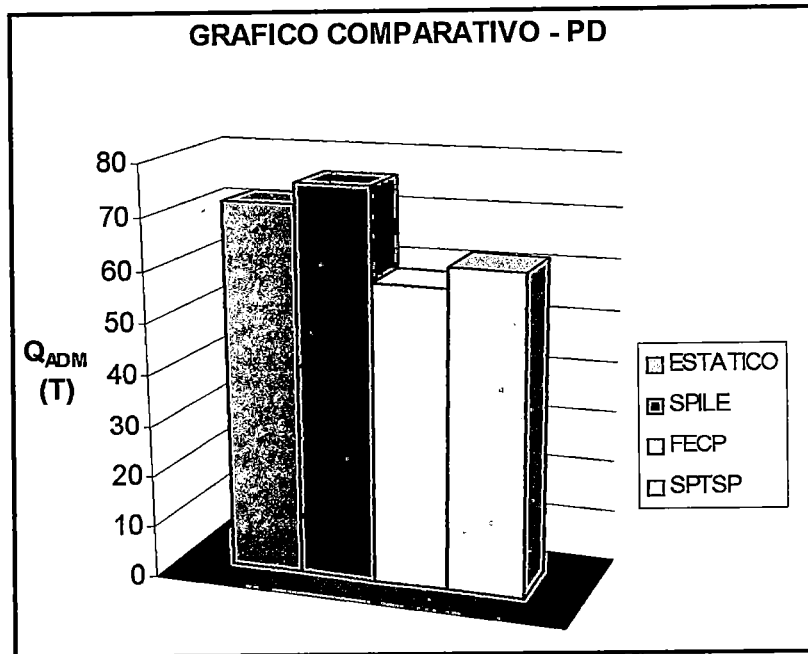


Figura 4.3 a: De las gráficas de comparaciones mostradas se establece que las predicciones de las capacidades de carga última de los pilotes hincados en la cimentación de los pilares del puente Yurcayacu, por los diferentes métodos estudiados presentan valores poco dispersos.

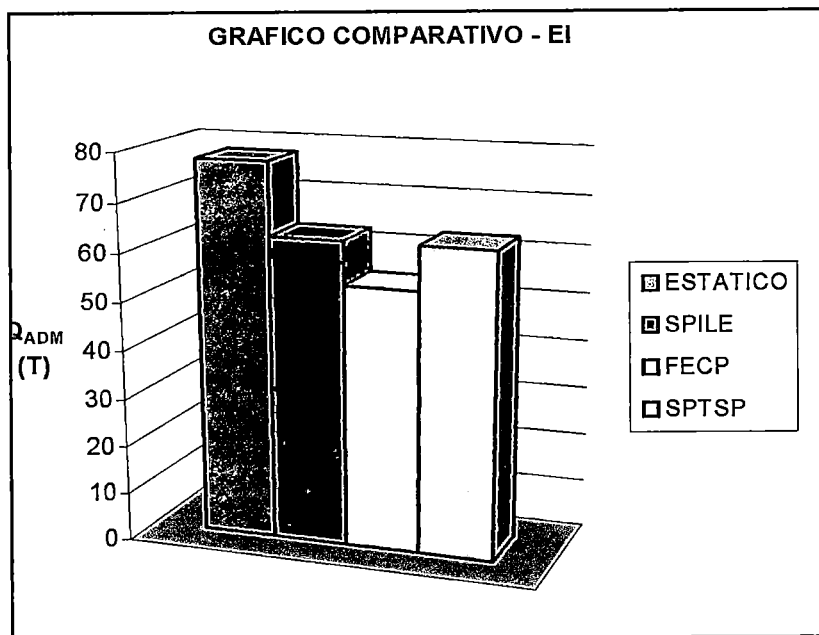
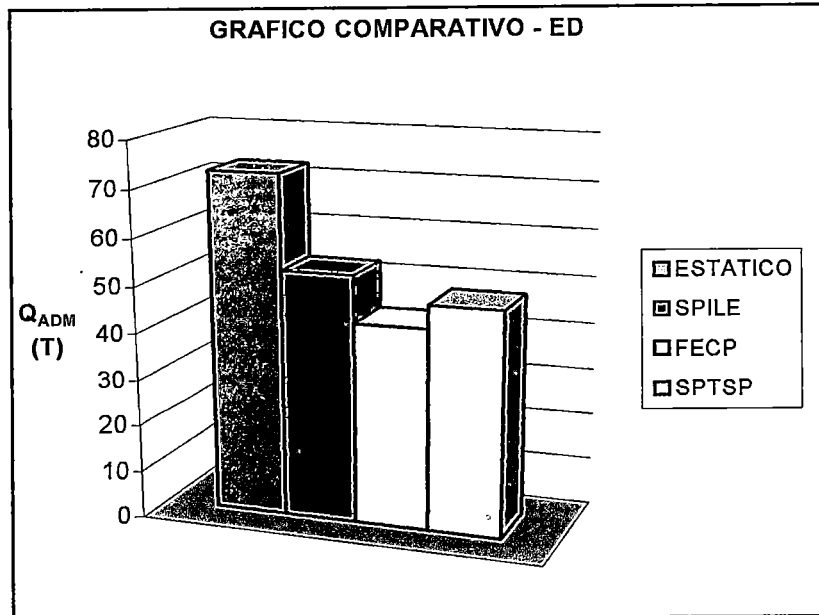


Figura 4.3 b: De las gráficas de comparaciones mostradas se establece que las predicciones de las capacidades de carga última de los pilotes hincados para la cimentación de los estribos del puente Yurcayacu, por los diferentes métodos estudiados presentan valores poco dispersos, observándose que el menor resultado se obtiene del programa de cómputo FECP.

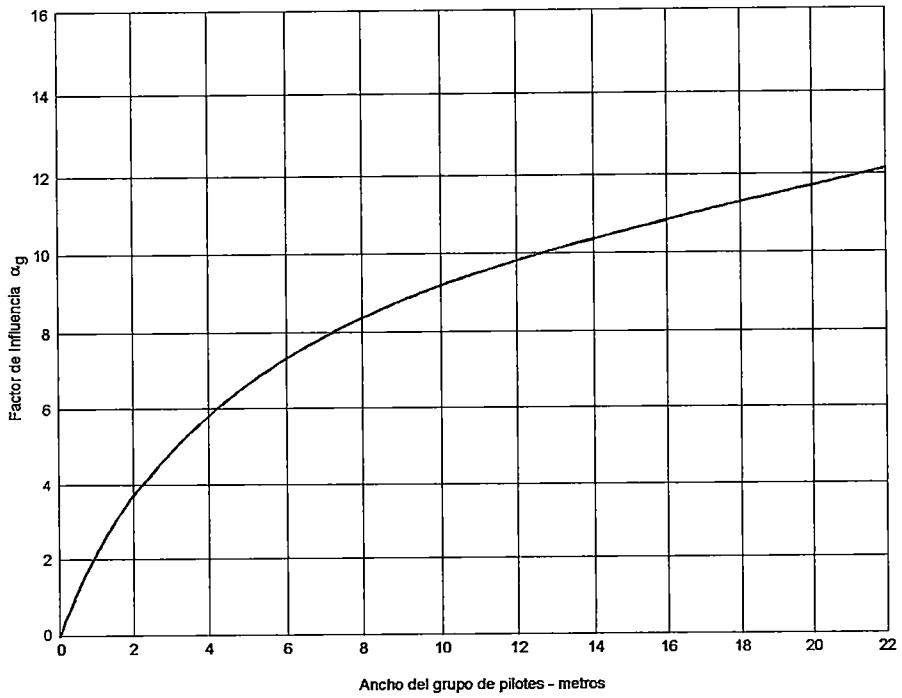


Figura 4.4: Relación de Asentamientos del Grupo de Pilotes respecto de un Pilote individual (Carter M., 1982)

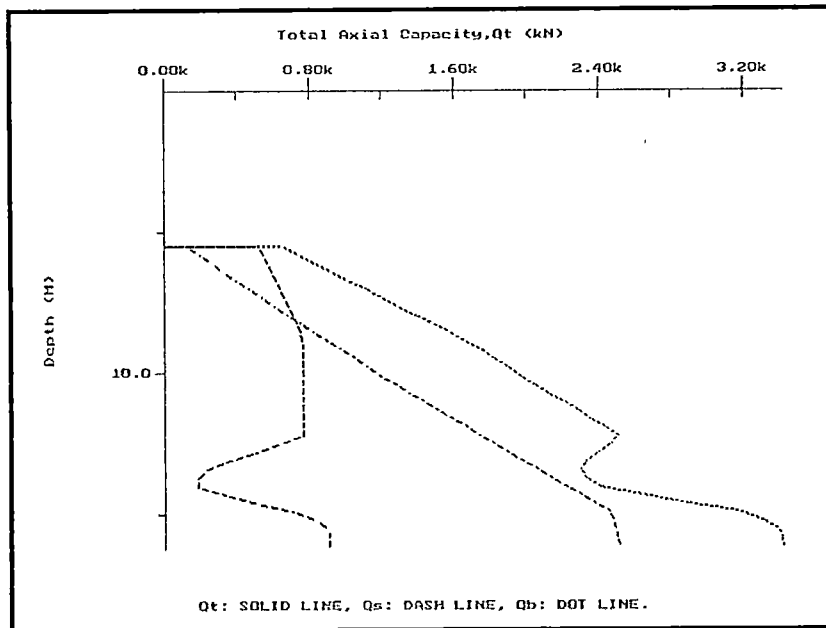


Figura N° 4.5: Se muestra el desarrollo de la capacidad de carga por punta, por fricción y la carga axial a lo largo de la profundidad de diseño.

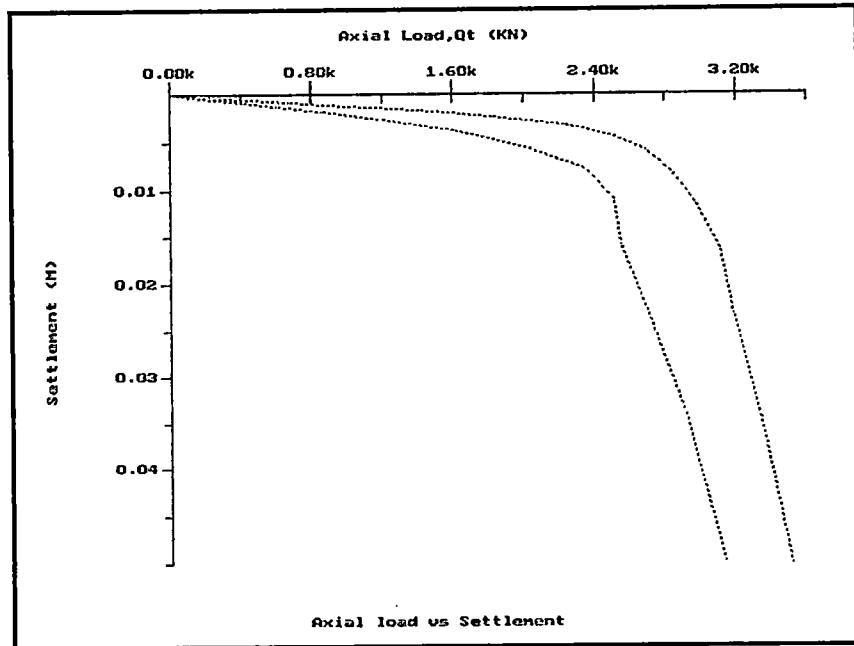


FIGURA N° 4.6: Se muestra la curva carga axial total vs asentamiento.

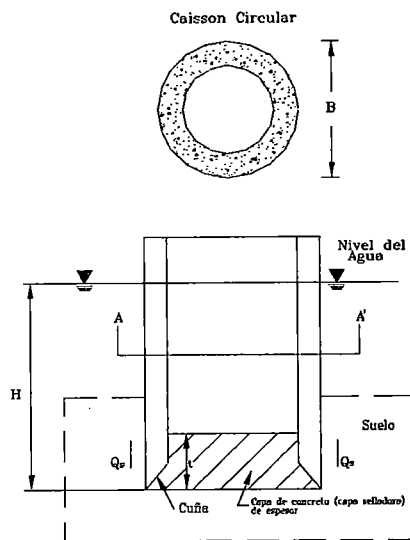


Figura N° 4.7: Detalle del Caisson Abierto para la Cimentación del Puente Yuracyacu

Parte II

4.6 METODOLOGIA PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CAISSONES

Las ecuaciones que se emplearon para calcular la capacidad de carga son las mismas que se utilizaron para los pilotes hincados, pero haciendo uso de tablas con parámetros correspondientes a este tipo de cimentación.

La cimentación final adoptada para los estribos y pilares del puente Yuracyacu fueron cajones abiertos de concreto de forma circular de diámetros de 5 y 7m respectivamente. La Fig. N° 4.7 detalla el caisson que se empleó para la cimentación del puente Yuracyacu.

En el desarrollo de esta segunda parte del capítulo se presenta el cálculo de la capacidad de carga de los caissons en ambas márgenes del Río Mayo, para las condiciones de diseño en las cuales se realizó el hincado del cajón, y para el caso de verificación de carga de diseño en condiciones actuales luego de presentarse el problema de continuar con el hincado hasta su cota final de diseño.

Para condiciones de diseño los cálculos en la base del caisson se realizaron asumiendo que éste cimentaría sobre limos arenosos no plásticos de compacidad media a compacta.

Para la verificación de carga en la base de los caissons en condiciones actuales se consideró dos casos:

CASO I.- Cuando la cimentación apoyada en suelo friccionante se encuentra sobre suelo cohesivo.

CASO II.- Cuando la cimentación apoyada en arcilla firme se encuentra sobre suelo de arcilla blanda.

4.6.1 Condiciones de Diseño

Capacidad de Carga Neta en la Base del Caisson

La capacidad de carga para suelos friccionantes viene dada por:

Primera Metodología

$$Q_{B(neta)} = A_p q' (N_q^* - 1) \quad (4.23)$$

Segunda Metodología

$$Q_B(neta) = A_p (\sigma'_o N_{\sigma}^* - q') \quad (4.24)$$

Para

$$\sigma'_o = \left[\frac{(1+2K_o)}{3} \right] q'$$

$$Q_B = A_B \left[\left(\frac{1+2K_o}{3} \right) N_{\sigma}^* \right] \sigma'_v$$

A_B = Área de la base del caisson

K_o = Coeficiente de presión de tierras: $K_o = 1 - \text{sen } \phi$ (Tabla 4.a)

ϕ = Angulo de fricción interna del estrato portante

B = Diámetro de la base del caisson

Con el valor de N_{spt} corregido ($N_{spt} > 15$) se ingresa en la Fig. N° 4.8 y se define el valor de el valor de ϕ . Según Vesic (1977), se corrige este valor al 10-15%. Con ϕ corregido en la Fig. N° 4.9 se determina N_q^* ; con este valor y I_{rr} en la Fig. N° 4.10 se estima N_{σ}^* .

$$\text{Para el caso: } I_{rr} \approx I_r = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)\sigma'_v \tan \phi}$$

Donde:

E_s = Módulo de elasticidad

μ_s = Coeficiente de Poisson (de la Tabla N° 4.c, $\mu_s = 0.30$)

I_{rr} = Índice de rigidez reducido para el suelo

E_s = 766 N(SPT) (KN/m²) = 78.08 N(SPT) (T/m²) "Schmertmann, 1970"

N = N° de golpes del SPT para 30 cm de penetración

De las dos metodologías se escoge el valor más apropiado, recomendando sea el menor.

Tabla N° 4.c: Modulo de Elasticidad de Varios Tipo de Suelos

Tipo de Suelo	Módulos de Elasticidad, E_s (Mn/m ²)	Poisson, μ_s
Arena suelta	10.35-24.15	0.20-0.40
Arena media densa	17.25-27.60	0.25-0.40
Arena densa	34.50-55.20	0.30-0.45
Arena limosa	10.35-17.25	0.20-0.40
Arena y grava	69.00-172.50	0.15-0.35
Arcilla blanda	4.1-20.7	
Arcilla media	20.7-41.4	0.20-0.50
Arcilla firme	41.4-96.6	

Braja M. Das (2001), Cuarta Edición, pág. 250

• **Capacidad de Carga por Fricción de las Paredes Laterales del Caisson**

a) Suelos Cohesivos

$$Q_s = \alpha c_u p \Delta l \quad (4.25)$$

b) Suelos Granulares

$$Q_s = \int_{L=0}^{L=L} p k_0 \sigma'_v \text{tg} \delta \Delta l \quad (4.26)$$

Donde:

Q_s = Capacidad de carga última por fricción

α = El valor de “ α ” no ha sido bien establecido, sin embargo resultados de ensayos de campo indican que α puede variar de 0.35 a 0.60; por lo tanto un valor conservador a tomar es $\alpha = 0.4$, Braja M. Das (1996) “Principles of Foundation Engineering” (third edition, pág. 591).

p = Perímetro del caisson

Δl = Tramo analizado del caisson.

δ = $2/3 \phi$

ϕ = Angulo de fricción interna

Δl = Tramo analizado del caisson

Para condiciones de diseño se emplearon las ecuaciones respectivas asumiendo el caso que se cimiente sobre limos arenosos no plásticos de compacidad media a compacta.

4.6.1.1 Cálculo de la Capacidad del Caisson -Margen Izquierda del Río Mayo

En la Base

Pilar Izquierdo

B = 7 m

σ'_v = 26.40 T/m²

A_B = 38.48m²

(a) Primera Metodología

1. Cálculo de N^*_q

Con $N=15$ en la base del caisson, ingresamos a la Fig. N° 4.8, determinando $\phi=31^\circ$. Según Vesic (1977) para cementaciones profundas ϕ se corrige al 10 - 15%, obteniéndose $\phi = 28^\circ$, con este nuevo valor se ingresa a la Fig. N° 4.9 y se determina $N^*_q = 25$.

2. De la Ec. (4.20) calculamos $Q_{B(\text{neto})} = 38.485 (25-1) (26.40)$

$$\Rightarrow Q_{B(\text{neto})} = 24384 \text{ T}$$

(b) Segunda Metodología

1. Cálculo de k_0

$$\text{Para } \phi = 28^\circ, k_0 = 1 - \text{sen}(28) = 0.53$$

2. Cálculo de E_s

$$E_s = 78.08 (N(\text{SPT})) = 78.08(15) = 1171 \text{ T/m}^2$$

3. Cálculo de I_{rr}

$$I_{rr} = (1171) / [2 (1+0.3) (26.40) (\text{tg } 28^\circ)] = 32$$

Con $\phi = 28^\circ$ y $I_{rr} = 32$ se ingresa a la Fig. N° 4.10 obteniendo el valor de $N^*_\sigma = 27$

4. Cálculo de $Q_{B(\text{neto})}$

$$Q_{B(\text{neto})} = 38.485 \{ [(1 + 2 (0.53)) (27)/3] - 1 \} \Rightarrow Q_{B(\text{neto})} = 17830 \text{ T}$$

De los resultados elegimos el menor Valor $Q_{B(\text{neto})} = 17830 \text{ T}$

Resistencia por Fricción

La capacidad por fricción se debe a la contribución de los suelos arcillosos y arenas no licuables que circundan el caisson, los resultados se presentan en el Tabla N° 4.24, e indican una resistencia a la fricción de $Q_s = 1006 \text{ T}$ en caso de suelo no licuable y en el caso de considerar licuación en la Tabla N° 5.28 e indica una resistencia a la fricción de $Q_s = 746 \text{ T}$.

Por lo tanto la capacidad admisible del Caisson abierto de sección circular de diámetro 7.00 metros es de:

$$Q_{ADM} = (17830 + 1006) / (2.5) = 7534 \text{ T}$$

Si se considera 10m de licuación:

$$Q_{ADM} = (17830 + 746) / (2.5) = 7430 \text{ T}$$

4.6.1.2 Cálculo de la Capacidad del Caisson - Margen Derecha del Río Mayo

En la Base

Pilar Derecho

$$B = 7 \text{ m}$$

$$\sigma'_v = 26.65 \text{ T/m}^2$$

$$A_B = 38.485 \text{ m}^2$$

(a) Primera Metodología

1. Cálculo de N^*_q

Para $N=29$, ($N > 15$) y $N_c=(29+45)/2 =22$. En la Fig. N° 4.8, se determina $\phi = 33^\circ$.

Según Vesic (1977) se corrige ϕ de 10 -15%, obteniéndose $\phi = 30^\circ$.

De la Fig. N° 4.10 se determina $N^*_q = 29$.

2. Cálculo de $Q_{p(\text{neto})}$

$$Q_{B(\text{neto})} = 38.485 (29-1) (26.65) \Rightarrow Q_{B(\text{neto})} = 28717.21 \text{ T}$$

(b) Segunda Metodología

1. Cálculo de k_0

Para $\phi = 30^\circ$, $k_0 = 1 - \text{sen}(30) = 0.50$

2. Cálculo de E_s

$$E_s = 78.08 (N(\text{SPT})) = 78.08(29) = 2264 \text{ T/m}^2$$

3. Cálculo de I_{rr}

$$I_{rr} = (2264) / [2 (1+0.3) (26.65) (\text{tg } 30)] = 55$$

Con $\phi = 30^\circ$ y $I_{rr}=30$ se ingresa a la Fig. N° 4.10 determinándose el valor de N^*_σ iguala 38

4. Cálculo de $Q_{B \text{ (neto)}}$

$$Q_{B \text{ (neto)}} = 38.485 \{ [(1 + 2 (0.50)) (38)/3] - 1 \} (26.65) \Rightarrow$$

$$Q_{B \text{ (neto)}} = 24956.62 \text{ T.}$$

De los dos resultados elegimos el menor valor igual 24956.62 T

Resistencia por Fricción

La capacidad por fricción se debe a la contribución de los suelos arcillosos y arenas no licuables que circundan el Caisson., su estimación se hizo empleando las ecuaciones estáticas presentados en esta sección los resultados se presentan desde el Tabla N° 4.22, e indican una resistencia a la fricción de $Q_s = 1257 \text{ T}$ en caso de suelo no licuable y en el caso de considerar licuación en el Tabla N° 4.26 e indica una resistencia a la fricción de $Q_s = 848 \text{ T}$.

La capacidad admisible del Caisson abierto - Pilar derecho de sección circular de diámetro 7.00 metros es de:

$$Q_{ADM} = (24957 + 1257) / (2.5) = 10485 \text{ T}$$

Considerando 10m de licuación

$$Q_{ADM} = (24957 + 848) / (2.5) = 10321 \text{ T}$$

Para los estribos del puente en ambas márgenes el procedimiento para evaluar la capacidad de carga en la base $Q_{p \text{ (neto)}}$ es el mismo criterio utilizado para los pilares. Los resultados para la carga en la base de los estribos y pilares en condiciones de diseño se presentan en la Tabla N° 4.21.

Los resultados de los cálculos por fricción se presentan de la Tabla N° 4.22 a 4.29 (sin licuación y considerando que el suelo puede licuar por encima de los 10m de profundidad).

Para evaluar la Carga Admisible del Caisson de empleo un factor de seguridad $FS=2.5$.

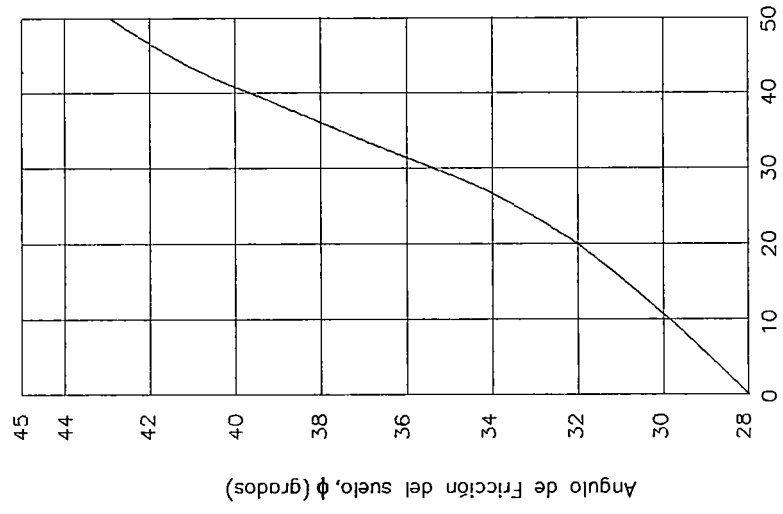


Figura N° 4.8: N correado

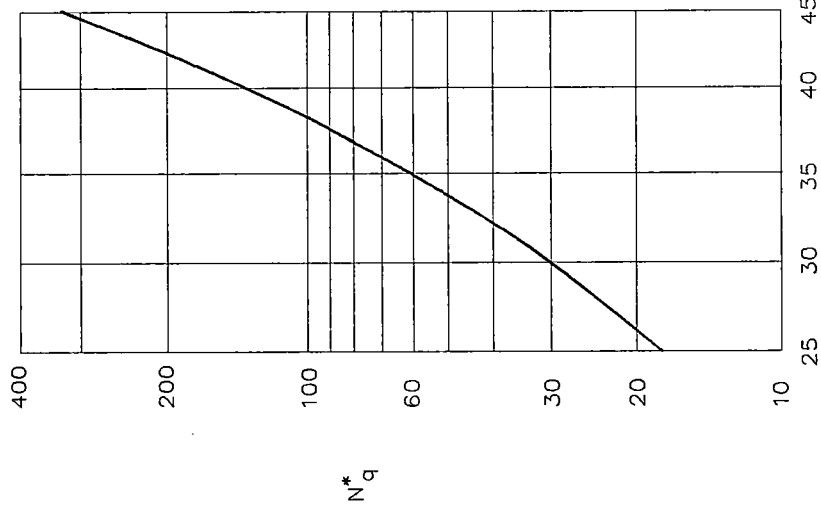


Figura N° 4.9: Factor N_q^* de capacidad de carga de Vesic.

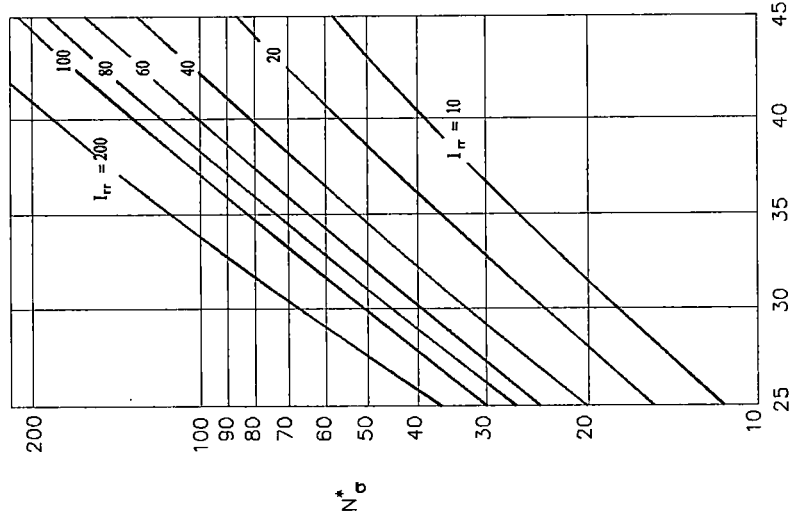


Figura 4.10: Factor N_σ de capacidad de carga de Vesic

Tabla N° 4.21: CAPACIDAD DE CARGA EN LA BASE DEL CAISSON
CONDICIONES DE DISEÑO

Sondaje	D (m)	N _(SPT)	φ°	N _{q(φ,lr)}	A _p (m ²)	σ _v ' (T/m ²)	ARENAS		K _σ =1-sen φ	Es (T/m ²)	Tgφ	l _{rr}	N _{σ(φ,lr)}	c _u	ARCILLAS	
							Método 1 Q _{p(net)} (Tn)	Método 2 Q _{p(net)} (T)							Método 1 Q _{p(net)} (T)	Método 2 Q _{p(net)} (T)
S-1	7	29	30	29	38.48	26.65	28717.21	0.50	2285.97	0.5774	55	38	-	-	24956.62	-
S-2	5	33	32	36	19.64	26.11	17943.44	0.47	2601.28	0.6249	59	49	-	-	15733.48	-
S-3	7	15	28	25	38.48	26.40	24383.84	0.53	1182.40	0.5317	32	27	-	-	17830.19	-
S-4	5	35	32	36	19.64	24.00	16493.40	0.47	2758.93	0.6249	69	54	-	-	15985.83	-

Fórmulas de Capacidad última en la Base	
Suelos Friccionantes	Suelos Cohesivos
Método 1	Método 2
$Q_{p(net)} = A_p (N_{q-1}) \sigma'_v$ $A_p = \pi D^2 / 4$	$Q_{p(net)} = A_p ((1+2K_\sigma) N'_\sigma / 3 - 1) \sigma'_v$ $l_{rr} = (ES) / (2(1+uS) \sigma'_v Tg\phi)$ $E_s = 78,2 N_{spt}$ $u_s = 0,3$
	$Q_{p(net)} = A_p c_u N'_c$ $N'_c = 9$

Tabla N° 4.22: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE S-1 (PILAR DERECHO)
CONDICIONES DE DISEÑO SIN LICUACIÓN

Diámetro del Caisson
Longitud del Caisson

7 metros
22.5 metros

Cota superior del Caisson
Cota inferior del Caisson

806,92 m.s.n.m
784,42 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ_v' (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	tan δ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la fricción (T)		observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_a = \beta p k_s \alpha' \text{tg} \delta \Delta l$ arena	
1	1.35	ML	7.22	22.0	-	-	21	0.25	0.64	-	34.29	contribuye
2	8.65	SM	11.00	22.0	-	-	28	0.34	0.53	-	375.03	contribuye
3	2.00	CH	15.6	22.0	0.4	2.6	-	-	-	45.74	-	contribuye
4	7.6	SM	20.17	22.0	-	-	32	0.39	0.47	-	618.90	contribuye
5	2.6	CH/Pt	24.75	22.0	0.4	8	-	-	-	182.97	-	contribuye
										228.71	1028.23	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON : 1256.93 T

Tabla N° 4.23: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE S-2 (ESTRIBO DERECHO)
CONDICIONES DE DISEÑO SIN LICUACIÓN

Diámetro del Caisson 5 metros
Longitud del Caisson 21.5 metros

Cota superior del Caisson 806,314 m.s.n.m
Cota inferior del Caisson 784,814 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ_v' (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la fricción (T)		observacion
										$Q_s = \alpha c_u \rho \Delta l$ arcilla	$Q_s = \rho k_0 \sigma_v' \text{tg} \delta \Delta l$ arena	
1	0.70	ML	5.36	15.71	-	-	24	0.29	0.59	-	10.03	contribuye
2	8.55	SM	11.37	15.71	-	-	27	0.32	0.55	-	270.91	contribuye
3	2.55	CH	16.04	15.71	0.4	2.60	-	-	-	41.66	-	contribuye
4	3.60	SM	18.67	15.71	-	-	28	0.34	0.53	-	189.22	contribuye
5	4.30	PT	21.76	15.71	0.4	8.00	-	-	-	216.14	-	contribuye
6	1.30	CL	23.57	15.71	0.4	2.60	-	-	-	21.24	-	contribuye
7	0.50	SM	26.11	15.71	-	-	32	0.39	0.47	-	37.65	contribuye
										279.04	507.81	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON 786.85 T

Tabla N° 4.24: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE S-3 (PILAR IZQUIERDO)
CONDICIONES DE DISEÑO SIN LICUACIÓN

Cota superior del Caisson 806,570 m.s.n.m
Cota inferior del Caisson 785,070 m.s.n.m

Diámetro del Caisson 7 metros
Longitud del Caisson 22 metros

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ_v' (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencias a la fricción (T)		Observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_s = \int p k_s \sigma_v' \tan \phi \delta \Delta l$ arena	
1	4.60	SM	7.03	22.0	-	-	26	0.31	0.56	-	124.66	contribuye
2	1.00	PT/OH	8.89	22.0	0.4	2	-	-	-	17.59	-	contribuye
3	1.90	CH	10.09	22.0	0.4	2	-	-	-	33.43	-	contribuye
4	1.50	SM	11.79	22.0	-	-	28	0.34	0.53	-	69.71	contribuye
5	1.25	SC	13.17	22.0	-	-	30	0.36	0.50	-	65.88	contribuye
6	2.45	CH	15.02	22.0	0.4	2.6	-	-	-	56.03	-	contribuye
7	4.50	SM	18.5	22.0	-	-	32	0.39	0.47	-	336.11	contribuye
8	4.30	PT/OH	21.83	22.0	0.4	8	-	-	-	302.60	-	contribuye
										409.65	596.36	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON 1006.01 T

Tabla N° 4.25: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE S-4 (ESTRIBO IZQUIERDO)
CONDICIONES DE DISEÑO SIN LICUACIÓN

Diámetro del Caisson 5 metros
Longitud del Caisson 21.5 metros

Cota superior del Caisson 806,570 m.s.n.m
Cota inferior del Caisson 785,070 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ'_v (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencias a la fricción (T)		Observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_s = \int p k_0 \alpha'_v \text{tg} \delta \Delta l$ arena	
1	3.05	SP-SM	7.04	15.71	-	-	27	0.32	0.55	-	59.84	contribuye
2	2.15	CL	9.29	15.71	0.4	3	-	-	-	35.12	-	contribuye
3	3.60	SM	11.76	15.71	-	-	28	0.34	0.53	-	119.19	contribuye
4	2.20	CH	14.19	15.71	0.4	3	-	-	-	35.94	-	contribuye
5	2.00	ML	15.90	15.71	-	-	33	0.40	0.46	-	91.90	contribuye
6	3.20	SM	18.50	15.71	-	-	31	0.38	0.48	-	170.11	contribuye
7	3.10	PT	21.03	15.71	0.4	8	-	-	-	155.82	-	contribuye
8	1.70	CL	22.56	15.71	0.4	9	-	-	-	91.86	-	contribuye
9	0.5	SM	23.9	15.71	-	-	32	0.39	0.47	-	34.47	contribuye
										318.75	475.50	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON 794.25 T

Tabla N° 4.26: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE S-1 (PILAR DERECHO)
CONDICIONES DE DISEÑO CON LICUACIÓN

Cota superior del Caisson 806,92 m.s.n.m
Cota inferior del Caisson 784,42 m.s.n.m

Diámetro del Caisson 7 metros
Longitud del Caisson 22.5 metros

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ_v' (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la fricción (T)		observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_s = \int p k_0 \alpha_v' \text{tg } \delta \Delta l$ arena	
1	1.35	ML	7.22	22.0	-	-	21	0.25	0.64	-	34.29	No contribuye
2	8.65	SM	11.00	22.0	-	-	28	0.34	0.53	-	375.03	No contribuye
3	2.00	CH	15.6	22.0	0.4	2.6	-	-	-	45.74	-	contribuye
4	7.6	SM	20.17	22.0	-	-	32	0.39	0.47	-	618.90	contribuye
5	2.6	CH/Pt	24.75	22.0	0.4	8	-	-	-	182.97	-	contribuye
										228.71	618.90	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON : **847.61 T**

Considerando 10 m de licuación

Tabla N° 4.27: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE S-2 (ESTRIBO DERECHO)
CONDICIONES DE DISEÑO CON LICUACIÓN

Diámetro del Caisson 5 metros
Longitud del Caisson 21.5 metros

Cota superior del Caisson 806,314 m.s.n.m
Cota inferior del Caisson 784,814 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ'_v (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la fricción (T)		observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_s = \int \rho k \sigma'_v \tan \phi \Delta l$ arena	
1	0.70	ML	5.36	15.71	-	-	24	0.29	0.59	-	10.03	No contribuye
2	8.55	SM	11.37	15.71	-	-	27	0.32	0.55	-	270.91	No contribuye
3	2.55	CH	16.04	15.71	0.4	2.60	-	-	-	41.66	-	contribuye
4	3.60	SM	18.67	15.71	-	-	28	0.34	0.53	-	189.22	contribuye
5	4.30	PT	21.76	15.71	0.4	8.00	-	-	-	216.14	-	contribuye
6	1.30	CL	23.57	15.71	0.4	2.60	-	-	-	21.24	-	contribuye
7	0.50	SM	26.11	15.71	-	-	32	0.39	0.47	-	37.65	contribuye
										279.04	226.87	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON 505.91 T

Considerando 10 m de licuación

Tabla N° 4.28: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE S-3 (PILAR IZQUIERDO)
CONDICIONES DE DISEÑO CON LICUACIÓN

Diámetro del Caisson 7 metros Cota superior del Caisson 806,570 m.s.n.m
 Longitud del Caisson 22 metros Cota inferior del Caisson 784,768 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ'_v (T/m ²)	ρ (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencias a la fricción (T)		Observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_f = \rho k_\phi \alpha' \text{tg} \delta \Delta l$ arena	
1	4.60	SM	7.03	22.0	-	-	26	0.31	0.56	-	124.66	No contribuye
2	1.00	PT/OH	8.89	22.0	0.4	2	-	-	-	17.59	-	contribuye
3	1.90	CH	10.09	22.0	0.4	2	-	-	-	33.43	-	contribuye
4	1.50	SM	11.79	22.0	-	-	28	0.34	0.53	-	69.71	No contribuye
5	1.25	SC	13.17	22.0	-	-	30	0.36	0.50	-	65.88	No contribuye
6	2.45	CH	15.02	22.0	0.4	2.6	-	-	-	56.03	-	contribuye
7	4.50	SM	18.5	22.0	-	-	32	0.39	0.47	-	336.11	contribuye
8	4.30	PT/OH	21.83	22.0	0.4	8	-	-	-	302.60	-	contribuye
										409.65	336.11	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON 745.76 T

Considerando 10 m de licuación

Tabla N° 4.29: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE S-4 (ESTRIBO IZQUIERDO)
CONDICIONES DE DISEÑO CON LICUACIÓN

Cota superior del Caisson 806,570 m.s.n.m
Cota inferior del Caisson 785,070 m.s.n.m

Diámetro del Caisson 5 metros
Longitud del Caisson 21.5 metros

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ_v' (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencias a la fricción (T)		Observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_s = \int p k_0 \sigma_v' \text{tg } \delta \Delta l$ arena	
1	3.05	SP-SM	7.04	15.71	-	-	27	0.32	0.55	-	59.84	No contribuye
2	2.15	CL	9.29	15.71	0.4	2.6	-	-	-	35.12	-	contribuye
3	3.60	SM	11.76	15.71	-	-	28	0.34	0.53	-	119.19	No contribuye
4	2.20	CH	14.19	15.71	0.4	2.6	-	-	-	35.94	-	contribuye
5	2.00	ML	15.90	15.71	-	-	33	0.40	0.46	-	91.90	contribuye
6	3.20	SM	18.50	15.71	-	-	31	0.38	0.48	-	170.11	contribuye
7	3.70	PT	21.03	15.71	0.4	8.0	-	-	-	155.82	-	contribuye
8	1.70	CL	22.56	15.71	0.4	2.6	-	-	-	27.77	-	contribuye
9	0.5	SM	23.9	15.71	-	-	32	0.39	0.47	-	34.47	contribuye
										254.66	475.50	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON 730.16 T

Considerando 10 m de licuación

En la Tabla N° 4.30 se presentan los resultados de la carga admisible para los cuatro caissons ubicados dos a dos en ambas márgenes del Río Mayo.

Tabla N° 4.30: Resultados de Capacidad Admisible para el Caisson
Condiciones de Diseño

Margen		Q _f (T)		Q _B (T)	Q _{ADM} (T)	
		S/L	C/L		S/L	C/L
Derecha	Pilar	1257	848	24957	10485	10321
	Estribo	787	506	15734	6608	6496
Izquierda	Pilar	1006	746	17830	7534	7430
	Estribo	794	730	15986	6712	6686

S/L = sin licuación de suelos

C/L = considerando 10m de licuación de suelos

4.6.2 En Condiciones Actuales

Capacidad de Carga en la Base del Caisson

Al realizar un análisis general del suelo donde se hincó los caissons en condiciones actuales, se ha concluido que ha sufrido disturbación, lo que ha ocasionado cambios en sus características. Entonces, debido a estas alteraciones producidas durante la hinca, el estrato friccionante donde se apoyará el caisson, localmente ha perdido gran parte de su resistencia, pues se observa que los valores N del SPT han disminuido considerablemente; sin embargo, en la perforación BH-5 estos valores permanecen similares a los encontrados en la etapa de diseño. Debido a estas razones los estratos no se comportaran adecuadamente como un estrato portante y transmitirá las cargas a los estratos subyacentes constituidos por suelos cohesivos, generándose mayores asentamientos por efectos de la consolidación de los mismos.

Para evaluar la capacidad de carga admisible en estas condiciones, el asumir que el estrato de soporte del caisson está constituido solamente por suelo cohesivo significa tomar la posición más conservadora, pues se desestima el aporte a la resistencia por el estrato friccionante superior existente.

Por lo tanto se realiza la estimación de la capacidad de carga que considera dos casos Caso I y Caso II, los cuales consideramos representa más adecuadamente las condiciones reales del terreno:

Caso I: Cimentación apoyada en un suelo friccionante que se encuentra sobre un suelo cohesivo

I.1 Aplicando la ecuación de Braja M. Das (1996) "Principles of Foundation Engineering" (third edition, pag. 170), se tiene:

$$q_u = c_u N_c + \gamma' H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) K_s \frac{\text{tg}(\phi)}{B} + \gamma' D_f \quad (4.27)$$

Para un q_u max. :

$$q_{u \max} = \frac{1}{2_u} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q \quad (4.28)$$

I.2 Aplicando la ecuación de Roy E. Hunt (1986) "Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation (pag. 301) y Asumiendo que las líneas de deslizamiento son verticales en la arena con $\phi = 25^\circ$ a $\phi = 50^\circ$, q_b es expresado:

$$q_b = q_b'' \exp \left[0.67 \left(1 + \frac{B}{L} \right) (H/B) \right] \quad (4.29)$$

Capacidad de carga de la capa de arcilla, subyacente para una cimentación ficticia del mismo tamaño y forma que la cimentación sobre esta superficie “ q_b ”.

$$q_b'' = c_u N_c S_c + \gamma' D_f \quad (4.30)$$

La profundidad crítica de la capa superior (arena) que puede ser afectada por la presencia de la capa inferior está dada por:

$$(H/B)_{\text{critica}} = \sqrt[3]{B \ln (q'_b / q''_b)} / [2 (1+B/L)] \quad (4.31)$$

Capacidad de carga en la arena

$$q' = q N_q S_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma S_\gamma \quad (4.32)$$

De la Tabla N° 4.d para base circular calculamos S_q , S_γ , S_c

Tabla N° 4.d: Factores de Forma y Ecuaciones Capacidad de Carga

Forma de la base	S_c	S_q	S_γ
Segmento	1.0	1.0	1.0
Rectangular	$1+(B/L)(N_q/N_c)$	$1+(B/L) \operatorname{tg} \phi$	$1-0.4(B/L)$
Cuadrada y circular	$1+N_q/N_c$	$1+\operatorname{tg} \phi$	0.60

Caso II.- Cimentación apoyada sobre una arcilla firme que se encuentra sobre una arcilla blanda ($c_{u(1)}/c_{u(2)} > 1$)

II.1 Aplicando la ecuación de Braja M. Das (1996) "Principles of Foundation Engineering" (third edition, pag. 168), se tiene:

$$q_u = \underbrace{\left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right]}_{\text{por corte general en la capa del fondo}} c_{u(2)} N_c + \underbrace{\left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right)}_{\text{punzamiento}} + \gamma'_1 D_f \quad (4.33)$$

$$q_{u \max} = \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] c_{u(1)} N_c + \gamma'_1 D_f \quad (4.34)$$

B, L= ancho y largo de la cimentación respectivamente

II.2 Aplicando la ecuación de Roy E. Hunt (1986) "Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation (pag. 301), se tiene:

$$q_b = c_{u(1)} N_m + \gamma'_1 D_f \quad (4.35)$$

N_m es un factor de capacidad de carga modificado, depende de la relación de esfuerzo cortante de las dos capas $k = c_{u(2)}/c_{u(1)}$, los espesores relativos de la capa superior H/B , y la forma de cimentación (H es la profundidad entre la base de la cimentación y la superficie de la segunda capa).

$$N_m = 1/\beta + k s_c N_c \quad (N_m < s_c N_c) \quad (4.36)$$

$$\beta = BL / [2(B+L) H] \quad (4.37)$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción de la capa de suelo friccionante

γ' = peso unitario del suelo friccionante

K_s = coeficiente de resistencia por punzonamiento, se obtiene de la Fig. N° 4.11

c_u = parámetro de resistencia al corte no drenada

N_c = Factor de capacidad de carga

H = Espesor del estrato friccionante por debajo del nivel de cimentación

D_f = Profundidad de cimentación

$$q = \gamma' D_f$$

β = índice de punzamiento

$B/L = 1$ para cimentaciones circulares

N_γ , N_q = factores de capacidad de carga adimensional en función de ϕ (Tabla 4.e)

Tabla N° 4e: Factores de Capacidad de Carga

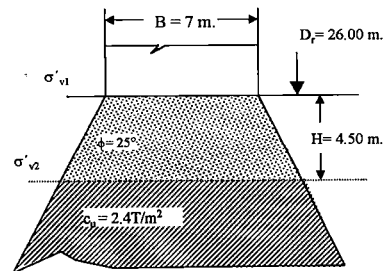
ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan\phi$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan\phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00	26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
1	5.38	1.09	0.07	0.20	0.02	27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03	28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05	29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07	30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09	31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11	32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12	33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14	34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16	35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18	36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19	37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21	38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23	39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25	40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27	41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29	42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31	43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32	44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34	45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36	46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38	47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40	48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42	49	229.9	265.51	613.16	1.15	1.15
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45	50	266.89	319.97	762.89	1.20	1.19
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47						

4.6.2.1 Cálculo de la Capacidad de Carga en la Base del Caisson-Margen Izquierda

Pilar Izquierdo

De la Tabla 5 del Anexo II.2, N de diseño para la margen izquierda es 5, con este valor en la Tabla 5.17, $\phi=28^\circ$, corrigiendo según Vesic (1977), $\phi=25^\circ$.

$$\begin{aligned}\gamma'_1 = \gamma'_2 &= 0.80 \text{ T/m}^3 \\ \sigma'_{v1} &= 19.47 \text{ T/m}^2 \\ \sigma'_{v2} &= 23.07 \text{ T/m}^2 \\ N_\gamma(25^\circ) &= 10.88 \\ N_q(25^\circ) &= 10.66 \\ A_B &= 38.485 \text{ m}^2\end{aligned}$$



(1) Aplicando la Ecuación (4.27) de Braja M. Das:

K_s se obtiene de la Fig. N° 4.11, para $\frac{c_u N_c}{0.5 \gamma B N_\gamma} = 0.71$ el valor de $K_s = 3$

Entonces:

$$q_u = 2.4 \times 9 + 0.8 \times 4.5^2 \times [1 + 2(26)/4.5] \times 3 \times (\tan 25^\circ / 7) + 19.47 = 81.80 \text{ T/m}^2$$

$$Q_B = 38.48 \times 81.80 \quad \Rightarrow \quad Q_B = 3146 \text{ T.}$$

(2) Aplicando la Ecuación (4.29) de Roy E. Hunt para calcular q_b :

-De la Ec. (4.30) calculamos la capacidad de carga en la arena:

Calculamos los factores S_q , S_γ , S_c para $\phi=25$ (Tabla 4.e)

$$S_q = 1.47 \quad S_\gamma = 0.60 \quad S_c = 1.61$$

$$q' = 19.47 \times 10.66 \times 1.47 + 0.5 \times 7 \times 10.88 \times 0.60$$

$$q' = 323.38 \text{ T/m}^2$$

-De la Ec. (4.30) calculamos la capacidad de carga en la arcilla:

$$q_b'' = 2.4 \times 9 \times 1.61 + 23.07$$

$$q_b'' = 57.85 \text{ T/m}^2$$

- De la Ec. (4.31) calculamos la profundidad crítica

$$H_{\text{critica}} = 3(7/4) \ln [(323.38)/(57.85)]$$

$H_{\text{critica}} = 9\text{m} > H$, entonces q_b puede ser afectada por la capa de arcilla

- Entonces en la Ec. (4.29) calculamos q_b

$$q_b = 136.99 \text{ T/m}^2$$

⇒

$$Q_B = 5271 \text{ T}$$

De los dos valores para Q_B tomamos el menor, entonces:

$$Q_B = 3146 \text{ T.}$$

Estribo izquierdo

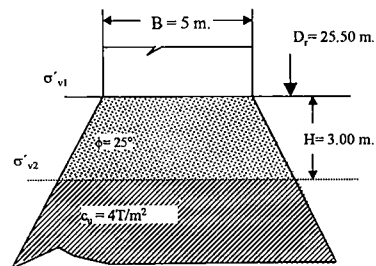
$$\gamma' = 0.80 \text{ T/m}^3$$

$$N_{\gamma}(25^\circ) = 10.88$$

$$\sigma'_{v1} = 20.50 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma'_{v2} = 22.90 \text{ T/m}^2$$

$$A_B = 19.64 \text{ m}^2$$



(1) Aplicando la Ecuación (4.27) de Braja M. Das:

K_s se obtiene de la Fig. 4.11, para $\frac{c_u N_c}{0.5 \gamma B N_\gamma} = 1.65$ el valor de $K_s = 4$

Entonces:

$$q_u = 4 \times 9 + 0.8 \times 3^2 \times [1 + 2(25.50)/3] \times 4 \times (\tan 25^\circ / 5) + 20.50 = 104.85 \text{ T/m}^2$$

$$Q_B = 38.48 \times 104.85$$

⇒

$$Q_B = 2059.19 \text{ T.}$$

(2) Aplicando la Ecuación (4.29) de Roy E. Hunt:

De la Ec. (4.29) calculamos la capacidad de carga en la arena:

Calculamos los factores S_q , S_γ , S_c para $\phi=25$

$$S_q = 1.47 \quad S_\gamma = 0.60 \quad S_c = 1.61$$

$$q' = 20.5 \times 10.66 \times 1.47 + 0.5 \times 0.8 \times 5 \times 10.88 \times 0.60$$

$$q' = 323.38 \text{ T/m}^2$$

De la Ec. (4.30) calculamos la capacidad de carga en la arcilla:

$$q_b'' = 4 \times 9 \times 1.61 + 22.90$$

$$q_b'' = 80.66 \text{ T/m}^2$$

De la Ec. (4.31) calculamos la profundidad crítica

$$H_{\text{crítica}} = 3(5/4) \text{ Ln} [(334.30)/(80.66)]$$

$H_{\text{crítica}} = 5.33\text{m} > H$, entonces q_b puede ser afectada por la capa de arcilla

De la Ec. (4.29) calculamos q_b

$$q_b = 180.23 \text{ T/m}^2 \quad \Rightarrow \quad Q_B = 3539.75 \text{ T}$$

De los dos valores para Q_B tomamos el menor, entonces:

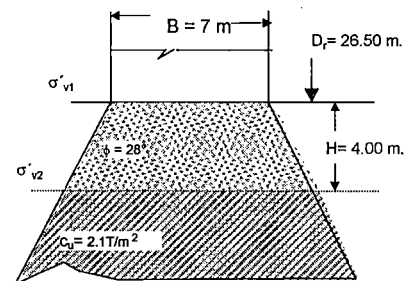
$$Q_B = 2059 \text{ T}$$

4.6.2.2 Cálculo de la Capacidad de Carga en la Base del Caisson - Margen Derecha

Pilar Derecho

De la Tabla 5 del Anexo II.2, N de diseño para la margen derecha es 12, con este valor en la Tabla 5.17, para $\phi^\circ=31$, Corrigiendo según Vesic (1977), $\phi=28^\circ$.

$$\begin{aligned}\gamma' &= 0.80 \text{ T/m}^3 \\ N_{\gamma(28^\circ)} &= 16.72 \\ N_{q(28^\circ)} &= 14.72 \\ \sigma'_{v1} &= 23.70 \text{ T/m}^2 \\ \sigma'_{v2} &= 27.70 \text{ T/m}^2 \\ A_B &= 38.48 \text{ m}^2\end{aligned}$$



(1) Aplicando la Ecuación (4.27) de Braja M. Das:

$$K_s \text{ se obtiene de la Fig. 4.11. Para } \frac{c_u N_c}{0.5 \gamma B N_\gamma} = 0.40 \quad K_s = 3$$

De donde se obtiene:

$$q_u = 2.1 \times 9 + 0.8 \times 4^2 \times [1 + 2(26.50)/4] \times 3 \times (\tan 28^\circ / 7) + 23.70 = 80 \text{ T/m}^2$$

$$Q_B = 38.48 \times 80 \quad \Rightarrow \quad Q_B = 3078 \text{ T.}$$

(2) Aplicando la Ecuación (4.29) de Roy E. Hunt:

-De la Ec. (4.32) calculamos la capacidad de carga en la arena:

Calculamos los factores S_q , S_γ , S_c para $\phi=28^\circ$

$$S_q = 1.47 \quad S_\gamma = 0.60$$

$$q' = 23.7 \times 14.72 \times 1.47 + 0.5 \times 0.8 \times 7 \times 16.72 \times 0.60$$

$$q' = 541 \text{ T/m}^2$$

De la Ec. (4.30) calculamos la capacidad de carga en la arcilla:

$$\text{Para } N_c = 9 \quad S_c = 1.31$$

$$q_b'' = 2.1 \times 9 \times 1.31 + 27.70$$

$$q_b'' = 52 \text{ T/m}^2$$

De la Ec. (4.31) calculamos la profundidad crítica

$$H_{\text{crítica}} = 3(7/4) \text{ Ln} [(726.64)/(51.89)]$$

$H_{\text{crítica}} = 13.86\text{m} > H$, entonces q_b puede ser afectada por la capa de arcilla

De la Ec. (4.29) calculamos q_b

$$q_b = 118.55 \text{ T/m}^2 \quad \Rightarrow \quad Q_B = 4310 \text{ T}$$

De los dos valores para Q_B tomamos el menor, entonces:

$$Q_B = 3078 \text{ T}$$

Estribo Derecho

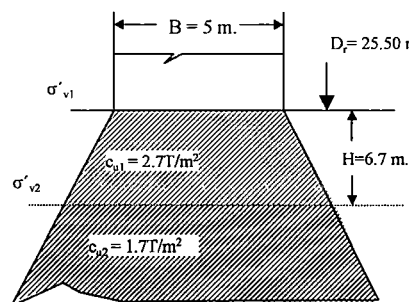
$$\gamma'_{1} = \gamma'_{2} = 0.80 \text{ T/m}^3$$

$$D_f = 25.50 \text{ m}$$

$$B = 5 \text{ m}$$

$$\sigma'_{v1} = 20.50 \text{ T/m}^2$$

$$A = 19.64 \text{ m}^2$$



(1) Aplicando la Ecuación (4.33) de Braja M. Das, Caso II para $c_{u1} > c_{u2}$:

-De la ecuación (4.33) de Braja M. Das se obtiene:

$$q_u = [1 + 0.2(1)] \times 1.7 \times 9 + (1+1) [2(2.6) (6.7)/5] + 20.5 = 53.06 \text{ T/m}^2$$

$$q_{u \text{ max}} = [1 + 0.2(1)] \times 2.7 \times 9 + 20.50 = 49.66 \text{ T}$$

Entonces

$$Q_B = 19.64 \times 49.66 \quad \Rightarrow \quad Q_B = 975.32 \text{ T.}$$

(2) Aplicando la Ecuación de Roy E. Hunt:

De la Ec. (4.34) y calculamos β

$$\beta = 0.19$$

Con c_{u1} y c_{u2} calculamos el valor de k

$$k = (1.7/2.7) = 0.63$$

De la Ec. (4.33) calculamos N_m

$$N_m = (1/0.19) + (0.63) (1.20) (9) = 12.07$$

De la Ec. (4.32) calculamos q_b

$$q_b = 53.09 \text{ T/m}^2 \quad \Rightarrow \quad Q_B = 1042.67 \text{ T}$$

De los dos valores para Q_B tomamos el menor, entonces:

$$Q_B = 975.32 \text{ T}$$

Resistencia por fricción

Para evaluar la resistencia por fricción se han considerando los casos en que se pueden presentar los efectos de licuación, que sería la condición más desfavorable ante la ocurrencia de un evento sísmico, y sin considerar los efectos de la licuación como se presenta durante la construcción.

En el caso de ocurrencia de licuación, la resistencia por fricción de los estratos licuables se anula, por lo tanto no se debe considerar su contribución a la capacidad de carga del caisson. El valor de resistencia por fricción estimado en las Tablas N° 4.31 al 4.34 son los considerados para determinar la capacidad de carga admisible de la cimentación, sin licuación de suelos y las Tablas N° 4.35 al 4.38 considerando 10m de licuación.

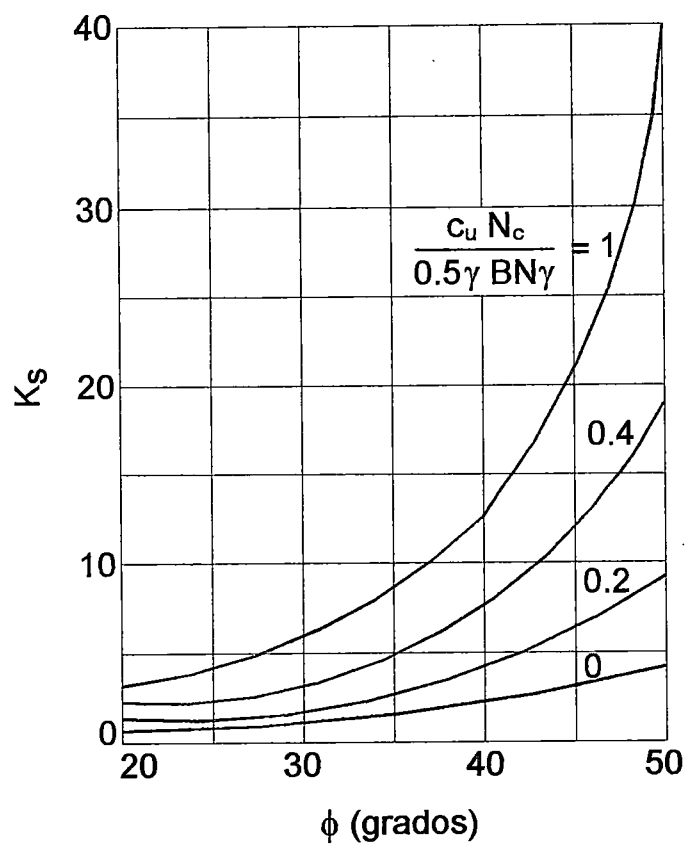


Fig. N° 4.11: Variación de K_s respecto al ángulo de Fricción. ϕ

Tabla N° 4.31: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE PD-3 (PILAR DERECHO)
CONDICIONES DE DISEÑO SIN LICUACIÓN

Diámetro del Caisson 7 metros
Longitud del Caisson 22.5 metros

Cota superior del Caisson 806,92 m.s.n.m
Cota inferior del Caisson 784,42 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ'_v (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la fricción (T)		observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_s = j p k_0 \sigma'_v t g \delta \Delta l$ arena	
1	1.2	ML	5.18	22.0	-	-	21	0.25	0.64	-	21.87	contribuye
2	10	SM	10.04	22.0	-	-	30	0.36	0.50	-	401.81	contribuye
3	0.80	CH	14.9	22.0	0.4	12.4	-	-	-	87.26	-	contribuye
4	7.4	SM	18.59	22.0	-	-	31	0.38	0.48	-	553.41	contribuye
5	1.8	Pt	22.55	22.0	0.4	2.1	-	-	-	33.25	-	contribuye
6	1.3	CH/CL	23.7	22.0	0.4	3.2	-	-	-	36.59	-	contribuye
										157.11	977.08	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON = 1134.19 T

Tabla N° 4.32: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE ED-1 (ESTRIBO DERECHO)
CONDICIONES DE DISEÑO SIN LICUACIÓN

Diámetro del Caisson 5 metros Cota superior del Caisson 806,314 m.s.n.m
 Longitud del Caisson 21.5 metros Cota inferior del Caisson 784,814 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ'_v (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la fricción (T)		observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$	$-Q_f = \rho k \sigma'_v \text{tg } \delta \Delta l$	
1	3.20	ML	5.91	15.71	-	-	21	0.25	0.64	arcilla	47.52	contribuye
2	6.00	SM	8.67	15.71	-	-	30	0.36	0.50	-	148.71	contribuye
3	3.00	CH	11.67	15.71	0.4	12.40	-	-	-	233.74	-	contribuye
4	3.60	SM	14.13	15.71	-	-	31	0.38	0.48	-	146.17	contribuye
5	4.60	PT	17.00	15.71	0.4	2.10	-	-	-	60.70	-	contribuye
6	0.80	CL	18.93	15.71	0.4	3.20	-	-	-	16.08	-	contribuye
7	1.20	Pt	19.67	15.71	0.4	2.10	-	-	-	15.83	-	contribuye
8	1.00	SM	20.49	15.71	-	-	30	0.36	0.50	-	58.57	contribuye
										326.35	400.97	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON

727.32 T

Tabla N° 4.33: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE PI-4 (PILAR IZQUIERDO)
CONDICIONES ACTUALES SIN LICUACIÓN

Diámetro del Caisson 7 metros Cota superior del Caisson 806,768 m.s.n.m
 Longitud del Caisson 22 metros Cota inferior del Caisson 784,760 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ'_v (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	tan δ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0=1-\text{sen } \phi$	Resistencias a la fricción (T)		Observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_s = \int p k_0 \sigma'_v \text{tg } \delta \Delta l$ arena	
1	4.80	SM	6.39	22.0	-	-	30	0.36	0.50	-	122.75	contribuye
2	2.80	CL	8.67	22.0	0.4	1.3	-	-	-	32.02	-	contribuye
3	2.80	SM	10.49	22.0	-	-	30	0.36	0.50	-	117.55	contribuye
4	3.00	CH	12.52	22.0	0.4	6	-	-	-	158.34	-	contribuye
5	4.00	SM	15.17	22.0	-	-	31	0.38	0.48	-	244.11	contribuye
6	2.60	Pt	17.88	22.0	0.4	2.1	-	-	-	48.03	-	contribuye
7	2.20	CL	19.47	22.0	0.4	2.9	-	-	-	56.12	-	contribuye
										294.51	484.41	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON

778.91 T

Tabla N° 4.34: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE EI-6 (ESTRIBO IZQUIERDO)
CONDICIONES ACTUALES SIN LICUACIÓN

Diámetro del Caisson 5 metros Cota superior del Caisson 806,570 m.s.n.m
 Longitud del Caisson 21.5 metros Cota inferior del Caisson 785,070 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ'_v (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_D = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencias a la fricción (T)		Observación
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_s = \int p k_0 \sigma'_v \text{tg } \delta \Delta l$ arena	
1	3.00	SM	5.85	15.71	-	-	30	0.36	0.50	-	50.17	contribuye
2	2.20	CL	7.63	15.71	0.4	1.3	-	-	-	17.97	-	contribuye
3	3.60	SM	9.95	15.71	-	-	30	0.36	0.50	-	102.40	contribuye
4	2.20	CH	12.16	15.71	0.4	6.0	-	-	-	82.94	-	contribuye
5	5.20	SM	15.01	15.71	-	-	31	0.38	0.48	-	224.28	contribuye
6	3.50	Pt	18.32	15.71	0.4	2.1	-	-	-	46.18	-	contribuye
7	2.00	CL	20.35	15.71	0.4	2.9	-	-	-	36.44	-	contribuye
										183.53	376.84	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON 560.38 T

Tabla N° 4.35: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE PD-3 (PILAR DERECHO)
CONDICIONES ACTUALES CON LICUACIÓN

Diámetro del Caisson 7 metros
Longitud del Caisson 22.5 metros

Cota superior del Caisson 806,92 m.s.n.m
Cota inferior del Caisson 784,42 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ'_v (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$k_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la fricción (T)		observacion
										$Q_s = \alpha c_u \pi \Delta l$ arcilla	$Q_s = \int p k_0 \sigma'_v \text{tg } \delta \Delta l$ arena	
1	1.20	ML	5.18	22.0	-	-	21	0.25	0.64	-	21.87	No contribuye
2	8.80	SM	10.04	22.0	-	-	30	0.36	0.50	-	48.22	No contribuye
2	1.20	SM	14.9	22.0	0.4	12.4	-	-	-	87.26	-	contribuye
3	0.80	CH	18.59	22.0	-	-	31	0.38	0.48	-	553.41	contribuye
4	7.40	SM	22.55	22.0	0.4	2.1	-	-	-	33.25	-	contribuye
5	1.80	Pt	23.7	22.0	0.4	3.2	-	-	-	36.59	-	contribuye
6	1.30	CH/CL		22.0	0.4		-	-	-	157.11	601.62	contribuye

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON = 758.73 T

Tabla N° 4.36: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE ED-1 (ESTRIBO DERECHO)
CONDICIONES ACTUALES CON LICUACIÓN

Cota superior del Caisson 806,314 m.s.n.m
Cota inferior del Caisson 784,814 m.s.n.m

Diámetro del Caisson 5 metros
Longitud del Caisson 21.5 metros

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ_v' (T/m2)	p (m) πD	α	c_u (T/m2)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencia a la fricción (T)		observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$	$Q_s = \int p k \alpha_v' \text{tg } \delta \Delta l$	
1	3.20	ML	5.91	15.71	-	-	21	0.25	0.64	arcilla	arena	No contribuye
2	6.00	SM	8.67	15.71	-	-	30	0.36	0.50	-	47.52	No contribuye
3	3.00	CH	11.67	15.71	0.4	12.40	-	-	-	233.74	-	contribuye
4	3.60	SM	14.13	15.71	-	-	31	0.38	0.48	-	146.17	contribuye
5	4.60	PT	17.00	15.71	0.4	2.10	-	-	-	60.70	-	contribuye
6	0.80	CL	18.93	15.71	0.4	3.20	-	-	-	16.08	-	contribuye
7	1.20	Pt	19.67	15.71	0.4	2.10	-	-	-	15.83	-	contribuye
8	1.00	SM	20.49	15.71	-	-	30	0.36	0.50	-	160.93	contribuye
										326.35	307.10	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON 633.44 T

Considerando 10 m de licuación

Tabla N° 4.37: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE PI-4 (PILAR IZQUIERDO)
CONDICIONES ACTUALES CON LICUACIÓN

Diámetro del Caisson 7 metros Cota superior del Caisson 806,768 m.s.n.m
 Longitud del Caisson 22 metros Cota inferior del Caisson 784,760 m.s.n.m

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ'_v (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencias a la fricción (T)		Observacion
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_s = j p k_0 \alpha'_v t g \delta \Delta l$ arena	
1	4.80	SM	6.39	22.0	-	-	30	0.36	0.50	-	122.75	No contribuye
2	2.80	CL	8.67	22.0	0.4	1.3	-	-	-	32.02	-	contribuye
3	2.80	SM	10.49	22.0	-	-	30	0.36	0.50	-	117.55	No contribuye
4	3.00	CH	12.52	22.0	0.4	6	-	-	-	158.34	-	contribuye
5	4.00	SM	15.17	22.0	-	-	31	0.38	0.48	-	244.11	contribuye
6	2.60	Pt	17.88	22.0	0.4	2.1	-	-	-	48.03	-	contribuye
7	2.20	CL	19.47	22.0	0.4	2.9	-	-	-	56.12	-	contribuye
										294.51	244.11	

RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON 538.62 T

Considerando 10 m de licuación

Tabla N° 4.38: CONTRIBUCIÓN DE RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DE LOS ESTRATOS EN EL SONDAJE EI-6 (ESTRIBO IZQUIERDO)
CONDICIONES ACTUALES CON LICUACIÓN

Estrato	Espesor (metros) Δl	SUCS	Esfuerzo Efectivo σ'_v (T/m ²)	p (m) πD	α	c_u (T/m ²)	ϕ°	$\tan \delta$ $\delta = 2/3 \phi$	$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$	Resistencias a la fricción (T)		Observacion	
										$Q_s = \alpha c_u p \Delta l$ arcilla	$Q_s = \int p k_0 \alpha'_v \text{tg} \delta \Delta l$ arena		
1	3.00	SM	5.85	15.71	-	-	30	0.36	0.50	-	50.17	No contribuye	
2	2.20	CL	7.63	15.71	0.4	1.3	-	-	-	17.97	-	contribuye	
3	3.60	SM	9.95	15.71	-	-	30	0.36	0.50	-	102.40	No contribuye	
4	2.20	CH	12.16	15.71	0.4	6.0	-	-	-	82.94	-	contribuye	
5	5.20	SM	15.01	15.71	-	-	31	0.38	0.48	-	224.28	contribuye	
6	3.50	Pt	18.32	15.71	0.4	2.1	-	-	-	46.18	-	contribuye	
7	2.00	CL	20.35	15.71	0.4	2.9	-	-	-	36.44	-	contribuye	
										183.53	224.28		
										RESISTENCIA A LA FRICCIÓN DEL CAISSON		407.81	T

Considerando 10 m de licuación

En la Tabla N° 4.39 se presenta un resumen de los resultados obtenidos de evaluar la capacidad admisible de la cimentación en condiciones actuales.

**Tabla N° 4.39: Capacidad de Carga Admisible para el Caisson
Condiciones Actuales**

Margen		Q _f (T)		Q _B (T)	Q _{ADM} (T)	
		S/L	C/L		S/L	C/L
Derecha	Pilar	1134	759	3078	1685	1654
	Estribo	727	633	975	681	644
Izquierda	Pilar	779	539	3146	1570	1474
	Estribo	560	408	2059	1048	987

4.6.3 Asentamientos para los Caissons - Teoría Básica de Elasticidad

(1) **Asentamiento Inmediato**, este asentamiento se producirá casi instantáneamente al momento de ir construyendo el caisson debido a la carga axial de trabajo viene dado por la siguiente ecuación:

$$S_i = S_1 + S_2 + S_3$$

S_i = Asentamiento total del caisson.

S_1 = Asentamiento por deformación axial del caisson.

S_2 = Asentamiento del caisson producto de la carga de trabajo en la base.

S_3 = Asentamiento del caisson producto de la carga de fricción.

1. Asentamiento por Deformación Axial del Caisson

$$S_1 = \frac{(Q_{B_{ad}} + \alpha Q_{S_{ad}})L}{A_B E_C} \quad (4.38)$$

2. Asentamiento del Caisson producto de la Carga en la Base

$$S_2 = \frac{q_B B}{E_s} (1 - u_s^2) I_w I_p \quad (4.39)$$

3. Asentamiento del Caisson producto de la Carga por Fricción

$$S_3 = \frac{Q_{S_{ad}}}{pL} \frac{B}{E_s} (1 - u_s^2) I_f \quad (4.40)$$

Donde:

- $Q_{B_{ad}}$ = Capacidad de carga admisible en la base
 $Q_{S_{ad}}$ = Capacidad de carga admisible por fricción
 A_B = Área de la base del caisson
 α = Coeficiente de distribución de la presión lateral toma el valor de 0.5 para distribución parabólica y 0.6 para distribución triangular.
 E_C = módulo de Young (Material del caisson), concreto=2.48x10⁶ T/m²
 L = longitud efectiva del caisson.
 q_B = carga unitaria admisible en la base
 B = diámetro del caisson
 p = perímetro del caisson
 E_S = módulo de Young del suelo
 u_s = relación de Poisson del suelo
 I_w = factor considera la profund. de una capa rígida.(Fig.N° 4.13)
 I_p = factor que considera la profundidad de cimentación. (Fig. N° 4.14)
 I_f = factor de influencia
- $$I_f = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{B}}$$

(2) Asentamiento por Consolidación.- ocurre como resultado de la disipación de poros en una capa de arcilla, al incrementarse los esfuerzos efectivos se producen asentamientos generados por las cargas actuantes sobre el terreno. La Fig. 4.12 representa un modelo del caso de un estrato arenoso que descansa sobre arcilla.

Los asentamientos por consolidación de un estrato de suelo compresible se determinan mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta h = \frac{c_c h}{1+e_0} \log \left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right) \quad (4.41)$$

Donde:

- ΔP = incremento de esf. en la mitad de la capa i, debido a la carga axial
- Z_i = distancia desde $Z=0$ a la mitad de la capa de arcilla, i
- c_c = índice de compresión
- e_0 = relación de vacíos de la capa i (antes de la construcción)
- h_i = espesor de la capa i
- P_0 = presión de sobrecarga efectiva promedio inicial en la capa de arcilla

Para la determinación de los valores del índice de compresión para los diferentes estratos de la capa de suelo arcilloso se ha utilizado la relación propuesta por Skempton, debido a que solo se hizo el ensayo de consolidación unidimensional realizado para una muestra representativa.

Skempton (1944), establecido una correlación empírica para el índice de compresión

$$C_c = 0.009 (LL - 10) \quad (4.42)$$

El valor de relación de vacíos (e_0) considerado para todos los estratos fue de 1.80, obtenido del ensayo de consolidación unidimensional y presentado en la Tabla 5 del Anexo 1.2.

- **Modificación del asentamiento por consolidación (K_{cir})**

(Skempton –Bejerrum, 1957), "durante la consolidación el elemento únicamente expresa compresión vertical", por lo que el ensayo de consolidación es básico para el cálculo de asentamientos por consolidación. Debido a que la presión intersticial inicial en el elemento es inferior al incremento de esfuerzos vertical total, concluyen que el asentamiento por consolidación en campo es menor al precedido por el ensayo de consolidación. El valor del asentamiento calculado por la ecuación 4.41 será corregido por un factor K_{cir} cuyo valor se obtendrá de la Fig. N° 4.15.

A es un parámetro de presión de poros que depende del tipo de suelo. (Tabla 4f).

Tabla 4.f: Rango de Valores de A en la Falla para varios Tipos de Suelo Arcillosos en Estado Natural

Tipo de Suelo	A (en la falla)
Arena arcillosas	0.50 - 0.7
Arcillas normalmente consolidadas	0.5 - 1
Arcillas sobre consolidadas	-0.5 - 0

- **Efecto de Rigidez**

En un elemento estructural el máximo asentamiento se produce en el centro y el mínimo bajo una esquina o borde. Para una cimentación rígida puede suponerse que el perfil de asentamientos es uniforme, por lo que muchos estudiosos en la materia definen que el Cálculo de σ_v arroja valores alrededor de 0.8 veces el valor de σ_v que existirá bajo el centro de una cimentación flexible.

Entonces el valor aproximado del asentamiento total por consolidación que se producirá bajo una cimentación rígida consiste en calcular el asentamiento total que se producirá bajo el centro de una cimentación flexible equivalente y multiplicarle por 0.8.

Finalmente el asentamiento por consolidación será:

$$S_{c_f} = 0.80 \times k_{cfr} \times S_c \quad (4.43)$$

(3) Asentamiento Total

Es la suma de los asentamientos inmediato y por consolidación y está expresado como:

$$S_t = S_e + S_{c_f} \quad (4.44)$$

4.6.3.1 Cálculo de Asentamiento del Caissons en Condiciones de Diseño

En el diseño inicial para el cálculo del asentamiento de la cimentación se consideró 5m de espesor debajo la profundidad el suelo, además se supone que todo el suelo debajo de la base esta compuesto únicamente por material no cohesivo. Los valores de Capacidad de Carga Admisible por fricción y en la base son tomados de la Tabla N° 4.30.

Cálculo del Asentamiento del Caisson Pilar-Ubicado en la Margen Derecha

(1) Asentamientos Elásticos

$$S_1 = \frac{(9983 + 0.5 \times 503) 22.50 \frac{T \times m}{m^2}}{38.48 \frac{T}{m^2} \times 2480000} = 0.24 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{259 \times 7 (1 - 0.40^2) 0.30 \times 0.57}{2264} = 11.52 \text{ cm}$$

Cálculo de I_w, I_p

$$\left(\frac{H}{B}\right) = \frac{5}{7} = 0.71 \text{ en la Fig.4.13} \quad I_w = 0.30$$

$$\left(\frac{L}{B}\right) = \frac{22.50}{7} = 3.2 \text{ en la Fig.4.14} \quad I_p = 0.57$$

$$I_f = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{22.50}{7}} = 2.63$$

$$S_3 = \left(\frac{503}{22 \times 22.50}\right) \left(\frac{7}{2264}\right) (1 - 0.40^2) \times 2.63 = 0.69 \text{ cm}$$

(2) Asentamiento elástico total (Se)

$$Se = 0.24 + 11.52 + 0.69 = 12.46 \text{ cm}$$

Cálculo del Asentamiento del Caisson Pilar-Ubicado en la Margen Izquierda

(1) Asentamientos Elásticos

$$S_1 = \frac{(7132 + 0.5 \times 402) 22 T \times m}{38.48 \text{ m}^2 \times 2480000 \frac{T}{\text{m}^2}} = 0.17 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{185 \times 7 (1 - 0.40^2) 0.30 \times 0.57}{1171} = 15.90 \text{ cm}$$

Cálculo de I_w, I_p

$$\left(\frac{H}{B}\right) = \frac{5}{5} = 1 \text{ en la Fig.4.13} \quad I_w = 0.30$$

$$\left(\frac{L}{B}\right) = \frac{22}{7} = 4.4 \text{ en la Fig.4.14} \quad I_p = 0.57$$

$$I_f = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{22}{7}} = 2.62$$

$$S_3 = \left(\frac{402}{22 \times 22}\right) \left(\frac{7}{1171}\right) (1 - 0.40^2) \times 2.62 = 1.09 \text{ cm}$$

(2) Asentamiento elástico total (Se)

$$S_e = 0.17 + 15.90 + 1.09 = 17.0 \text{ cm}$$

Siguiendo los mismos pasos anteriores se estima los asentamientos para el caisson en la margen izquierda. La Tabla N° 4.40 representa un resumen de los cálculos de asentamientos en condiciones iniciales.

4.6.3.2 Cálculo del Asentamiento del Caisson en Condiciones Actuales

El cálculo de los asentamientos para el caisson en el pilar derecho, pilar izquierdo, y estribo izquierdo se realiza considerando que el estrato de suelo friccionante de soporte está sobre un estrato de suelo cohesivo, y para el estribo derecho se considera que el caisson descansa sobre estratos de arcillas normalmente consolidadas. Además se emplearan los valores de capacidades de carga admisible anteriormente determinadas.

En estas condiciones, los asentamientos esperados serán no solamente aquellos de tipo elástico sino que además se presentarán asentamientos de consolidación debido a la compresibilidad del estrato cohesivo subyacente al estrato friccionante.

Para el cálculo de los asentamientos elásticos el valor del modulo de elasticidad del suelo se obtuvo de la Tabla 5 del Anexo II.2 y el valor del factor de poisson fue tomado de la Tabla 4.c. Los valores de la carga admisible empleados en esta sección fueron tomados de la Tabla N° 4.39.

Cálculo del Asentamiento del Caisson Pilar-Ubicado en la Margen Derecha

(1) Asentamientos elásticos

$$S_1 = \frac{(1231 + 0.5 \times 454) 22.50 \frac{T \times m}{m^2}}{38.48 \text{ m}^2 \times 2480000 \frac{T}{m^2}} = 0.034 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{32 \times 7 (1 - 0.40^2) 0.57 \times 0.26}{937} = 2.9 \text{ cm}$$

Cálculo de I_w , I_p

$$\left(\frac{H}{B}\right) = \frac{4}{7} = 0.57 \text{ en la Fig.4.13} \quad I_w = 0.26$$

$$\left(\frac{L}{B}\right) = \frac{22.50}{7} = 3.2 \text{ en la Fig.4.14} \quad I_p = 0.57$$

$$I_f = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{22.50}{7}} = 2.63$$

$$S_3 = \left(\frac{454}{22 \times 22.50}\right) \left(\frac{7}{937}\right) (1 - 0.40^2) \times 2.63 = 1.5 \text{ cm}$$

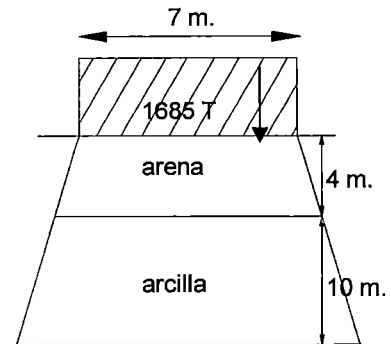
Asentamiento elástico total (Se)

$$Se = 0.034 + 2.9 + 1.50 = 4.53 \text{ cm}$$

(2) Asentamiento por Consolidación

1. Cálculo de c_c para las diferentes capas de arcilla aplicando la ecuación 4. 42

N de capa	Espesor Capa(m)	Tipo de suelo	LL	c_c
-	4.50	SM	-	-
1	2.10	CH-MH	70	0.54
2	0.80	OH	64	0.48
No	1.20	Pt	-	-
3	1.90	OH-MH	74	0.55



Para el estrato Pt (suelo orgánico) su compresión primaria es simultánea con la aplicación de la carga.

El valor de $e_o = 1.8$ (relación de vacíos se tomó del ensayo de consolidación antes de la construcción) y será empleado en los cálculos de asentamientos de los demás caissons.

2. Cálculo de ΔP en la mitad de cada capa aplicando el concepto de distribución de esfuerzos bajo un área flexible uniformemente cargada.

$$\Delta P1 = \frac{1685}{\pi(12.55)^2 / 4} = 13.62 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta P2 = \frac{1685}{\pi(14)^2 / 4} = 10.95 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta P3 = \frac{1685}{\pi(16.55)^2 / 4} = 7.83 \text{ T/m}^2$$

3. Cálculo de los esfuerzos efectivos en la mitad de cada capa P_i

$$P_1 = 26.50 (0.80) + 4.5 (0.80) + (2.1/2) (1) = 25.80 \text{ T/m}^2$$

$$P_2 = 24.80 + 2.11 (1) + (0.8/2) (1) = 27.10 \text{ T/m}^2$$

$$P_3 = 27.70 + 1.20 (1) + (1.9/2) (1) = 29.85 \text{ T/m}^2$$

4. Cálculo del asentamiento por consolidación de la ecuación 4.41

$$\Delta h_1 = \frac{0.54 \times 2.10}{1+1.8} \log \left(\frac{25.80+13.62}{25.80} \right) = 7.5 \text{ cm}$$

$$\Delta h_2 = \frac{0.48 \times 0.80}{1+1.8} \log \left(\frac{27.30+10.95}{27.30} \right) = 2.0 \text{ cm}$$

$$\Delta h_3 = \frac{0.55 \times 1.9}{1+1.8} \log \left(\frac{29.85+7.83}{29.85} \right) = 3.8 \text{ cm}$$

$$S_c = 7.50 + 2.1 + 3.8 = 13 \text{ cm.}$$

5. Factor de modificación del asentamiento por consolidación Skempton-Bjerrum (1957)

$$\left(\frac{h}{B} \right) = \frac{6}{7} = 0.86 \text{ en la Fig.4.12} \quad k = 0.73$$

Entonces el asentamiento por consolidación será:

$$S_{cm} = 0.8 (0.73 * 13) = 7.60 \text{ cm.}$$

(3) Asentamiento Total

$$S_T = 4.53 + 7.60 = 11.90 \text{ cm.}$$

Para el caso del caisson en estribo derecho los asentamientos elásticos y por consolidación se calcularon considerando que el suelo debajo de la base del caisson es suelo arcilloso, para tal caso se consideraron algunas variaciones en la determinación de los parámetros.

Cálculo del Asentamiento del Caisson Estribo- Ubicado en la Margen Derecha

(1) Asentamiento elástico

El valor del módulo elástico de las arcillas se calculará considerando el aporte de Schmertman y Hartman (1978) en función del esfuerzo cortante $E_s = 250 a 500 c_u$. Para los valores de $c_{u1} = 2.7 \text{ T/m}^2$ y $c_{u2} = 1.7 \text{ T/m}^2$ sacando el promedio del esfuerzo cortantes de los estratos obtenemos $E_s = 1100$ para este caso.

$$S_1 = \frac{(390 + 0.5 \times 291) 21.50 \text{ T} \times \text{m}}{19.64 \text{ m}^2 \times 2480000 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}} = 0.024 \text{ cm}$$

$$S_2 = \frac{19.85 \times 5 (1 - 0.40^2) 0.49 \times 0.56}{1100} = 2.08 \text{ cm}$$

Cálculo de I_w, I_p

$$\left(\frac{H}{B}\right) = \frac{10}{5} = 2 \quad \text{en la Fig.4.13} \quad I_w = 0.49$$

$$\left(\frac{L}{B}\right) = \frac{22.50}{5} = 4.50 \quad \text{en la Fig.4.14} \quad I_p = 0.56$$

$$I_r = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{21.50}{5}} = 2.73$$

$$S_3 = \left(\frac{291}{15.71 \times 21.50} \right) \left(\frac{5}{11.00} \right) (1 - 0.40^2) \times 2.73 = 0.90 \text{ cm}$$

Asentamiento elástico total (Se)

$$Se = 0.024 + 2.0 + 0.90 = 3.0 \text{ cm.}$$

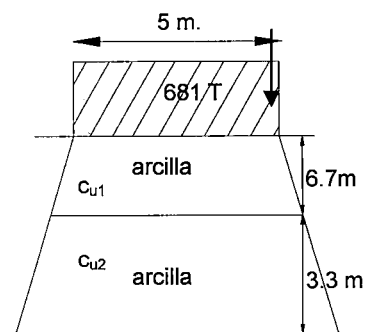
(2) Asentamiento por Consolidación

1. Cálculo de c_c para las diferentes capas de arcilla aplicando la ecuación 4. 42

$$c_{u1} = 2.7 \text{ T/m}^2$$

$$c_{u2} = 1.7 \text{ T/m}^2$$

N de capa	Espesor Capa(m)	Tipo de suelo	LL	c_c
1	5.60	CL	30	.18
2	1.10	MH	75	.58
3	2.10	CH/CL	76	.59
4	1.20	OL	89	.71



2. Cálculo de ΔP en la mitad de cada capa aplicando el concepto de distribución de esfuerzos bajo un área flexible uniformemente cargada.

$$\Delta P_1 = \frac{681}{\pi(7.8)^2 / 4} = 14.25 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta P_2 = - \frac{681}{\pi(11.15)^2 / 4} = 6.9 \text{ T/m}^2$$

$$\Delta P_3 = - \frac{681}{\pi(14.40)^2 / 4} = 4.18 \text{ T/m}^2$$

3. Cálculo de los esfuerzos efectivos en la mitad de cada capa Pi

$$P_1 = 26.50 (1.0) + (5.6 / 2) (1.0) = 28.30 \text{ T/m}^2$$

$$P_2 = 31.10 + (1.1/2) (1) = 31.65 \text{ T/m}^2$$

$$P_3 = 32.20 + (2.10/2) (1) = 33.25 \text{ T/m}^2$$

$$P_4 = 34.30 + (1.20/2) (1) = 34.90 \text{ T/m}^2$$

4. Cálculo del asentamiento por consolidación de la ecuación (4. 42)

$$\Delta h_1 = \frac{0.18 \times 5.6}{1+1.8} \log \left(\frac{28.30+14.25}{28.30} \right) = 6.4 \text{ cm}$$

$$\Delta h_2 = \frac{0.58 \times 1.1}{1+1.8} \log \left(\frac{31.65+6.9}{31.65} \right) = 2.0 \text{ cm}$$

$$\Delta h_3 = \frac{0.59 \times 2.1}{1+1.8} \log \left(\frac{33.25+5.33}{33.25} \right) = 2.9 \text{ cm}$$

$$\Delta h_4 = \frac{0.71 \times 1.20}{1+1.8} \log \left(\frac{34.90+4.18}{34.9} \right) = 1.5 \text{ cm}$$

$$S_c = 6.40 + 2.0 + 1.50 = 12.80 \text{ cm.}$$

5. Factor de modificación del asentamiento por consolidación Skempton-Bjerrum (1957)

$$\left(\frac{h}{B}\right) = \frac{10}{5} = 2.0 \text{ en la Fig.4.14} \quad k = 0.70$$

Entonces el asentamiento por consolidación será:

$$S_{cm} = 0.8 (0.70 * 12.80) = 7.20 \text{ cm.}$$

(3) Asentamiento Total

$$S_{cm} = 3.0 + 7.20 = 10.2 \text{ cm.}$$

Los resultados obtenidos para los asentamientos corroboran el concepto de que la cimentación está gobernada por la compresibilidad de los estratos de suelos cohesivos ubicados por debajo de la base del caisson. Por lo tanto, en las condiciones actuales del terreno, los valores de cargas que podrán ser transmitidas por la cimentación deberán ser seleccionadas en función a los asentamientos máximos que pueda soportar la estructura del puente.

Siguiendo los mismos pasos se calculó los asentamientos totales de los caissons en el pilar y estribo izquierdo.

Las Tablas N° 4.41 y 4.42, resumen los resultados de los cálculos de asentamientos por consolidación y asentamientos elástico-totales respectivamente para ambas márgenes del puente Yuracyacu.

Tabla N° 4.40: Asentamientos Elásticos de los Caissons
(Condiciones de Diseño)

Margen	Sondaje	H (m)	L (m)	B (m)	A _B (m ²)	P (m)	E _s (T/m ²)	Q _{Badm}	Q _{Sadm}	q _B (T/m ²)	I _w	I _p	I _r	Asentamiento			Se (cm.)
														Elástico			
														S1	S2	S3	
Derecha	Pilar	5	22.50	7	38.49	22	2264	9983	503	39.23	0.26	0.57	2.63	0.240	11.52	0.69	12.46
	Estribo	5	21.50	5	19.64	15.71	2576	6294	315	19.85	0.49	0.55	2.74	0.285	14.34	0.42	15.04
Izquierda	Pilar	5	22.00	7	38.48	22	1171	7132	402	32.7	0.40	0.58	2.62	0.170	15.90	1.09	17.1
	Estribo	5	21.50	5	19.64	15.71	2733	6394	317.6	41.94	0.28	0.56	2.72	0.289	7.85	0.39	8.53

H= espesor de la capa de arena

L= longitud efectiva del caisson

E_c = 2.48 x 10⁶ (T/m²)

Tabla N° 4.41: Asentamientos elásticos de los Caissons
(Condiciones Actuales)

Margen	Sondaje	N _b	H (m)	L (m)	B (m)	A _B (m ²)	P (m)	E _s (T/m ²)	Q _{Badim}	Q _{Sadim}	q _B (T/m ²)	I _w	I _p	I _f	Asentamiento Elástico			Se (cm.)
															S1	S2	S3	
Derecho	Pilar	12	4.00	22.50	7	38.48	22	937	1231	453.6	31.98	0.26	0.57	2.63	0.034	2.90	1.50	4.52
	Estribo	12	10.00	21.50	5	19.64	15.71	1100	390	291.0	19.85	0.49	0.55	2.73	0.024	2.08	0.90	3.00
Izquierda	Pilar	5	4.50	22.00	7	38.48	22	390	1258	311.6	32.7	0.40	0.58	2.62	0.033	8.46	2.54	11.00
	Estribo	5	3.00	21.50	5	19.64	15.71	390	823.6	224.0	41.94	0.28	0.56	2.72	0.041	7.08	1.94	9.00

H= espesor de la capa de arena/arcilla

L= longitud efectiva del caisson

$$E_c = 2.48 \times 10^6 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

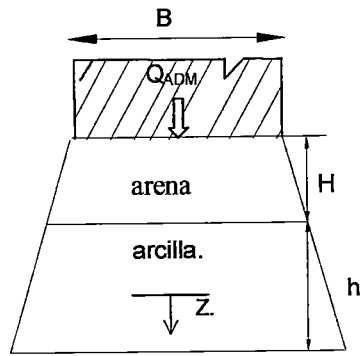


Figura N° 4.12: Asentamiento por consolidación

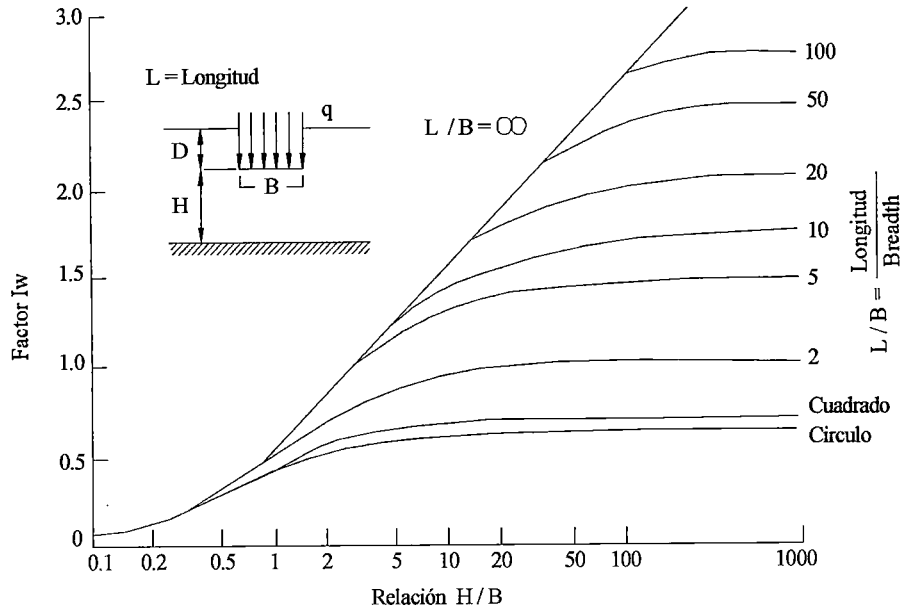


Figura N° 4.13: Factor de Influencia I_w , considera la profundidad de capa rígida.

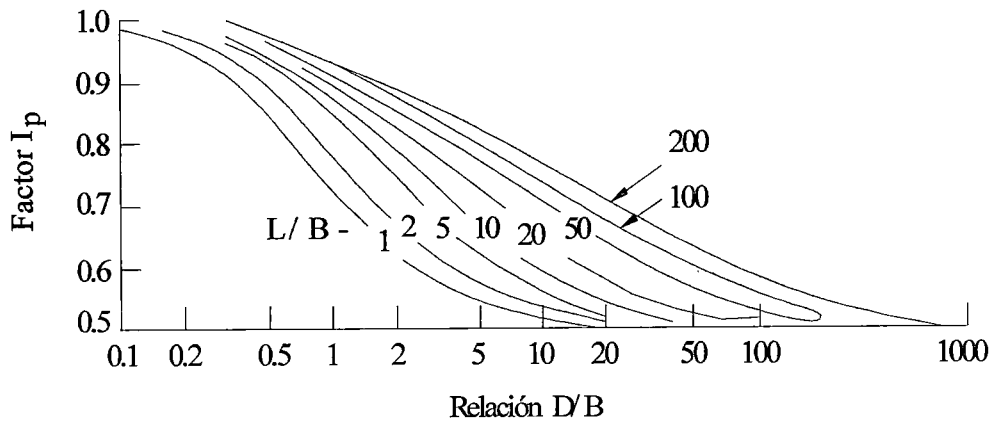


Figura N° 4.14: Factor de Influencia I_p , considera la profundidad de capa rígida.

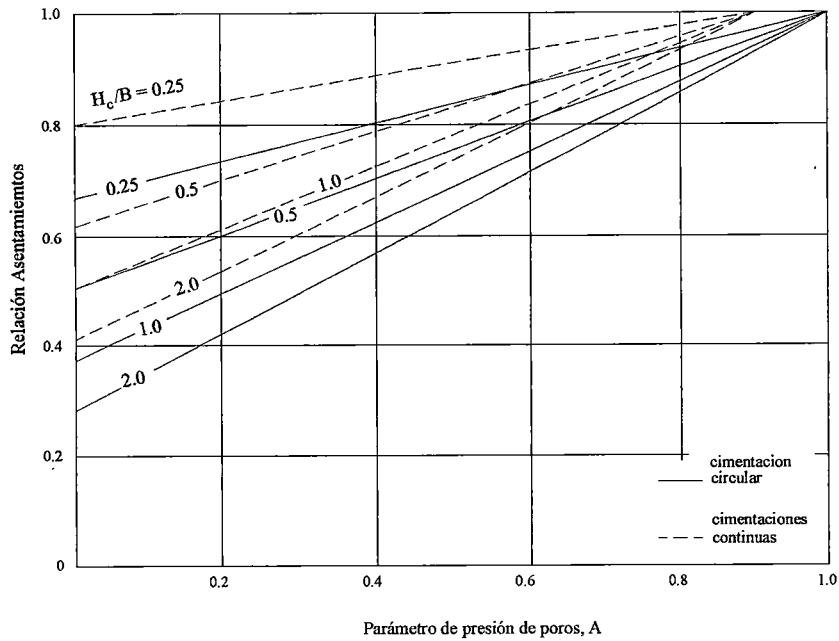


Figura N° 4.15: Relación de Asentamientos para cimentaciones circulares y continuas (K_{cir})

4.6.3.3 Cálculo de Asentamiento del Caissons en Condiciones Actuales Aplicando el Programa de Cómputo RECALQ

En esta sección se presenta el cálculo de los asentamientos elásticos producidos durante o inmediatamente después de la construcción de la cimentación, utilizando el programa de cómputo RECALQ (Ver Capítulo V).

Para la elaboración del archivo de datos se hizo uso de la Tabla 5 del Anexo II.2, de donde se obtuvieron para cada estrato los valores del módulo de Young (Es). De la Tabla 4.c, para todos los estratos se asume el coeficiente de Poisson $\nu = 0.30$.

Se traza un eje de coordenada (XYZ) referencial, para ubicar los elementos de cimentación y los sondajes, para el caso coinciden, para otros casos el programa tomará los valores de parámetros del suelo del sondaje más cercano al elemento de cimentación en estudio, Ver Figura N° 4.16 a y 4.16 "Ubicación de los Caissons y Sondajes para el Cálculo de Asentamientos Elásticos por RECALQ" para ambas márgenes del Río Mayo, seguido se determina las coordenadas de los puntos en donde se estimará los asentamientos (1,2,3,4,5), por la comparación de los resultados se tomara los valores respecto al centro de la cimentación, a la profundidad de la cota inferior del caisson bajo el centro de la superficie circular de éste.

De la Tabla N° 4.39, se toma los valores de carga admisible por punta y por fricción, para ser ingresadas en la base de datos del el programa RECALQ.

La Tabla N° 4.43 y 4.44 muestra los resultados finales de los asentamientos elásticos obtenidos al emplear RECALQ, para los estribos y pilares de ambas margene del Río Mayo.

Tabla N° 4.43: Asentamiento Elásticos por RECALQ-Margen Izquierda

PUNTO	XPT (M)	YPT (M)	ZPT (M)	REC (M)	SONDAJE
1	5.000	4.000	21.500	.1055	SP EI
2	5.000	1.500	21.500	.0579	SP EI
3	2.500	4.000	21.500	.0580	SP EI
4	5.000	6.500	21.500	.0582	SP EI
5	7.500	4.000	21.500	.0580	SP EI
6	5.000	34.000	22.000	.1202	SP PI
7	5.000	30.500	22.000	.0687	SP PI
8	1.500	34.000	22.000	.0684	SP PI
9	5.000	37.500	22.000	.0682	SP PI
10	8.500	34.000	22.000	.0684	SP PI

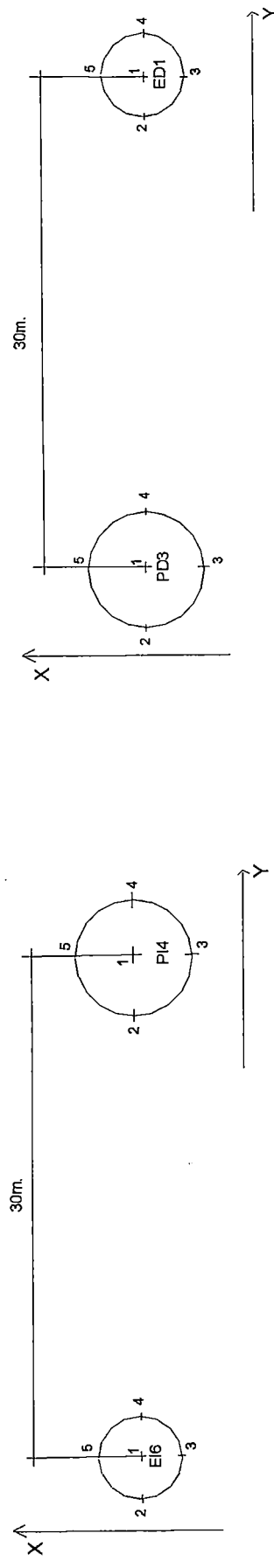
La Tabla N° 4.44: Asentamiento Elásticos por RECALQ-Margen Derecha

PUNTO	XPT (M)	YPT (M)	ZPT (M)	REC (M)	SONDAJE
1	5.000	35.000	21.500	.0263	SP ED
2	5.000	32.500	21.500	.0178	SP ED
3	2.500	35.000	21.500	.0176	SP ED
4	5.000	37.500	21.500	.0175	SP ED
5	7.500	35.000	21.500	.0176	SP ED
6	5.000	5.000	22.500	.0612	SP PD
7	5.000	1.500	22.500	.0364	SP PD
8	1.500	5.000	22.500	.0365	SP PD
9	5.000	8.500	22.500	.0366	SP PD
10	8.500	5.000	22.500	.0365	SP PD

La Tabla N° 4.45: Asentamiento Elásticos por RECALQ-Margen Izquierda

Método	Asentamiento en el Pilar (cm)		Asentamiento en el Pilar (cm)	
	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo
Manual	4.40	11.0	2.82	8.95
RECALQ	6.1	12.0	2.6	10.55

Comparando los resultados de los asentamientos obtenidos mediante las ecuaciones de la teoría elástica de la Tabla N° 4.41 y los resultados finales obtenidos por RECALQ de la Tabla N° 4.43 y Tabla 4.44, para puntos centrales podemos observar que ambos resultados son bastante cercanos, siendo los valores de RECALQ ligeramente mayores. Esta conclusión nos da la confianza de la aplicación de este programa en nuestro medio, teniendo por supuesto el cuidado de emplear los parámetros del suelo mas aproximados a los reales.



QB(ADM) = PBASE = 82.60 KN
 QS(ADM) = PSHAFT = 224.0 KN
 D/2 = RS-L = RB-L = 2.5 m

Punto	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	5.0	4	21.50
2	5.0	1.5	21.50
3	2.5	4	21.50
4	5.0	6.5	21.50
5	7.5	4	21.50

(a) Margen Derecha

QB(ADM) = PBASE = 1258 KN
 QS(ADM) = PSHAFT = 311.6 KN
 D/2 = RS-L = RB-L = 3.5 m

Punto	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	5.0	34	22.0
2	5.0	30.5	22.0
3	1.5	34	22.0
4	5.0	37.50	22.0
5	8.5	34	22.0

QB(ADM) = PBASE = 1231KN
 QS(ADM) = PSHAFT = 1453.6 KN
 D/2 = RS-L = RB-L = 3.5 m

Punto	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	5	5	22.50
2	5	5	22.50
3	1.5	8.5	22.50
4	5	1.5	22.50
5	8.5	5	22.50

(b) Margen Izquierda

QB(ADM) = PBASE = 350 KN
 QS(ADM) = PSHAFT = 291 KN
 D/2 = RS-L = RB-L = 2.5 m

Punto	X (m)	Y (m)	Z (m)
1	5.0	4	21.50
2	5.0	1.5	21.50
3	2.5	4	21.50
4	5.0	6.5	21.50
5	7.5	4	21.50

Figura N° 4.16: Ubicación de los Caissons y Sondajes para el cálculo de asentamientos por el programa de cómputo RECALQ para la Cimentación del Puente Yuracyacu

4.7 CONCLUSIONES

Se evalúa la capacidad de carga para la cimentación del Puente Yuracyacu mediante pilotes hincados, pilotes excavados o perforados (drilled shaft) y para cajones de cimentación (caisson), empleando los programas de cómputo estudiados y comparándolos con los métodos tradicionales.

Primera Parte

La primera alternativa propuesta para la cimentación del puente fue mediante pilotes hincados de concreto armado para dos secciones cuadrada, de 0.30*0.30 m y 0.40*0.40 m de lado y que lleguen hasta una profundidad máxima de 26.50 m.

En la Tabla N° 4.13, se presentan los valores recomendados de la capacidad de carga admisible para la cimentación mediante pilotes hincados. De estos resultados se recomienda considerar en el diseño de la cimentación una carga admisible de 60 T para pilotes de lado 0.30m y de 98 T. para pilotes de 0.40 m de lado.

Los resultados del asentamiento total de los pilotes individuales por los métodos Semiempíricos y Empírico de Vesic, para los pilotes descritos se presentan en la Tabla N° 4.14a, 14 b y 4.15 a, 15b respectivamente.

Para la estimación de los asentamientos por carga axial se empleando la Tabla N° 4.13. Se recomendaron tomar los valores obtenidos del programa FECF mediante el método de Meyerhof por arrojar valores más conservadores.

De los resultados obtenidos se tiene que los pilotes se asentaran aproximadamente 0.50cm y 0.60cm. para las secciones calculadas respectivamente.

El factor de eficiencia de grupo estimado fue de 0.85, éste factor afectará la capacidad admisible calculada, reduciendo su valor.

Los resultados del Asentamiento del grupo de pilotes por los métodos de Vesic (1977) y Skempton se presentan en la Tabla N° 4.14b y 4.15b. Para estimar el asentamiento del grupo de pilotes se considera el mayor valor del asentamiento obtenido para pilotes individuales evaluados por los diferentes métodos, por lo que el asentamiento del grupo de los pilotes llegara a 3.5 cm. y 4.5 cm. para los pilotes de 0.30 y 0.40 m de lado respectivamente.

La segunda alternativa fue cimentar mediante pilotes perforado. Para el cálculo de la capacidad de carga se empleó el programa FECP, las fórmulas propuesta por Reese y O'Nelly (1989) y el programa SHAFT1, para una profundidad de cimentación máxima de 16.50 m y para un diámetro de 1.m.

En la Tabla N° 4.19, se presenta los resultados del análisis de capacidad de carga obtenido de las aplicaciones de los diferentes métodos estudiados para un pilote perforado, como se puede observar los resultados no son muy dispersos coincidiendo estos valores en algunos casos, lo cual significa que los criterios de diseño de cimentaciones empleados son apropiados. Los valores de capacidad de carga recomendados por FECP pueden variar según el criterio que tome el diseñador, ya que tiene diferentes valores arrojados por los cinco métodos empleados en este programa. Los resultados fueron comparados y se recomienda tomar el valor arrojado por el programa de cómputo SHAFT1.

El asentamiento elástico de los pilotes perforado fue estimado por el programa SHAFT1, este programa también arroja la grafica de la curva carga-desplazamiento de los pilotes.

La curva en la Figura N° 4.5. representa el desplazamiento del suelo por carga axial, el valor del asentamiento para la carga última de 432 T, considerando el 5% del diámetro de la base sería el asentamiento que controla el movimiento del pilote, cuyo valor obtenido fue de 5 cm.

La Tabla N° 4.20 muestra los resultados de asentamientos obtenidos de las corridas del programa SHAFT1 para los pilotes excavados de diámetro igual a 1m. que descansarán sobre arena limosa semicompacta y que se encuentra a 16.50 m de profundidad.

Segunda Parte

Finalmente se opta cimentar la estructura del puente sobre caissons cilíndricos de concreto de 7m. y 5m. de diámetro para los pilares y estribos respectivamente para una profundidad máxima de 26.50.

La evaluación de la capacidad de carga axial se realiza mediante los métodos estáticos empleando parámetros de suelo obtenidos de los ensayos de laboratorio y campo.

Inicialmente se calculan las capacidades de carga de los caissons para condiciones de diseño, antes de hincado de los mismos. Los resultados de la capacidad de carga en la base del cajón, son presentados en la Tabla N° 4.21.

La contribución de la resistencia por fricción lateral de los caissons, fueron estimados considerando 10m de licuación de los estratos de arena. Por lo que la capacidad por fricción se debe a la contribución de los estratos arcillosos y arenas no licuables. Los resultados de esta evaluación se dan en las Tabla N° 22 al 29.

Con los resultados obtenidos de capacidad de carga en la base y la contribución a la fricción y considerando un factor de seguridad de 2.5, se determina la carga admisible de los cajones de cimentación, los resultados son presentados en la Tabla N° 4.30.

Debido a que los estribos y pilares del puente, no llegaron a su cota de diseño aún empleando diferentes métodos de hinca los que provocaron la disturbación del suelo de cimentación, se realizó los cálculos de capacidad de carga de los caissons a fin de verificar la carga en condiciones actuales, los parámetro de suelo empleados serán los obtenidos por los últimos estudios realizados para este fin.

Para evaluar la capacidad de carga en la base del cajón en estas condiciones se considera dos casos: CASO I, cuando la cimentación apoyada en suelo friccionante se encuentra sobre suelo cohesivo y el CASO II, cuando la cimentación apoyada en arcilla firme se encuentra sobre suelo de arcilla blanda. Representando así las condiciones mas adecuadas del terreno.

Para evaluar la resistencia por fricción se han considerando los casos en que se pueden presentar los efectos de licuación, que sería la condición más desfavorable ante la ocurrencia de un evento sísmico, y sin considerar los efectos de la licuación como se presenta durante la construcción. Los cálculos para evaluar los valores de la fricción lateral de los cajones son presentados en las Tablas N° 4.31 al 4.38.

En la Tabla N° 4.39, se presentan los resultados de la capacidad de carga admisible para los estribos y pilares en condiciones actuales.

Realizando la comparación entre los valores que se dan en las Tabla N° 4.30 y 4.39 para la capacidad admisible en la base de los caissons se observa la enorme diferencia que existe, mientras en condiciones de diseño el máximo valor de carga en la base para el pilar derecho fue de 24957 T, en condiciones de verificación se obtuvo 3078 T, representando solo un 12% del valor de la carga de diseño. Así mismo en el pilar izquierdo se obtuvo solo el 18% y en los ddd asentamientos por consolidación debido a la compresibilidad del estrato cohesivo.

El asentamiento inmediato para los caissons se estimo aplicando las ecuaciones basadas en la teoría básica de elasticidad, los valores máximos obtenidos para el asentamiento elástico en condiciones de diseño fue de 2.89 cm. y en condiciones actuales fue de 11cm. para el pilar izquierdo.

El asentamiento total en condiciones actuales considerando la consolidación de la arcilla es en la margen derecha 12 cm, mientras que en la margen izquierda llego a 16 cm.

Los asentamientos elásticos también son calculados mediante el programa RECALQ, el cual esta basado en la teoría elástica.

Comparando los valores obtenidos usando la hoja de cálculo y el programa, se aprecia que los resultados son bastante cercanos, siendo los valores arrojados por RECALQ ligeramente mayores, estos resultados son presentados en la Tabla N° 4.45.

CAPITULO V

PROGRAMAS DE CÓMPUTO PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL

5.1 INTRODUCCIÓN

En esta sección se describen los cinco programas de cómputo que son empleados para calcular la capacidad de carga última de la cimentación profunda del puente Yuracyac. El desarrollo del análisis, diseño y resumen de resultados se detalla en el Capítulo IV, del presente estudio. En el Anexo IV se presentan las salidas de las corridas de la aplicación de estos programas.

El programa FEPC, está basado en fórmulas empíricas, es bastante utilizado por la facilidad de su programación y por su salida de resultados que nos va describiendo el comportamiento de la capacidad del suelo cada metro a lo largo del sondaje; se aplica a suelos agrupados de acuerdo a la clasificación propuesta por Aoki-Velloso (1975), P.P. Velloso (1982) quien establece correlaciones sólo para suelos de dos clases y Meyerhof (1976) sólo se aplica a suelos no cohesivos y limos no plásticos.

El programa SPILE, está basado en los métodos y ecuaciones presentados por Nordlund (1963-1979), Thurman (1964), Meyerhof (1976), Cheney y Chassie (1982), Tomlinson (1979,1985), y en el manual FHWA.

El programa PILE, utiliza las relaciones empíricas en el diseño de pilotes para calcular la capacidad de carga última del pilote. El análisis se hace para suelos homogéneos, tanto para suelos cohesivos y suelos no cohesivos.

El programa SCHMERTMAN, calcula la capacidad portante de un pilote utilizando los valores del ensayo de penetración estándar (SPT), realizado en una exploración de campo. Su uso es aplicado sólo a pilotes hincados de

sección circular o cuadrada, bajo condiciones de suelos sumergidos o cuyo nivel freático esté muy próximo al nivel del terreno.

El programa SHAFT 1 (Reese y Wang, 1990), basado en el método del Federal Highway Administration (1977) del U.S. Department of Transportation, calcula la capacidad de carga de un pozo perforado bajo carga axial.

5.2 PROGRAMA DE COMPUTO FEPC

5.2.1 Introducción

El programa está basado en la utilización de fórmulas empíricas para el cálculo de la capacidad última de pilotes individuales. Estas fórmulas se aplican a tipos de suelos agrupados de acuerdo a la clasificación propuesta por Aoki-Velloso (1975) P.P. Velloso (1982) establece correlaciones sólo para suelos de dos clases y Meyerhof(1976) sólo se aplica a suelos no cohesivos y limos no plásticos. Los factores de seguridad les proporcionan el usuario y se usan en todas las fórmulas con excepción de la de Decourt-Quaresma, donde el F.S es 1.3 para carga por fricción y 4.0 para carga por punta. El programa fue presentado originalmente por Bortolucci et al (1988) y modificado por Guillén (1993).

5.1.2 Simplificaciones Adoptadas

- (1) En el primer metro del sondaje considerar el valor N (SPT) igual a cero.
- (2) El valor de SPT se relaciona al metro inmediato inferior, es decir que SPT (1) corresponde al intervalo entre 1.0 y 2.0 m. de profundidad del sondaje.
- (3) En la transición de estratos se adoptan los parámetros del estrato superior, si la transición ocurre después de 0.5 m; en caso contrario, los parámetros que se adoptan son del estrato inferior y el valor del SPT será el que corresponde al metro subsiguiente. Con relación a la última simplificación, hacer un análisis cuidadoso de los resultados en los niveles de transición y también evitar la introducción de estratos menores que un metro de espesor.

5.2.3. Parámetros Generales de Entrada de Datos

Los datos comunes de entrada para todos los métodos del programa son: número de estratos, profundidad del sondaje, profundidad final de cada estrato, código de suelo de cada estrato (propuesto por Aoki-Velloso), peso específico de cada estrato, valores del ensayo SPT para cada metro y el factor de seguridad, (no se aplica a la fórmula de Decourt Quaresma, la que fija 1.3 para carga lateral y 4.0 para carga por punta).

Los factores de correlación indicados en la Tabla N° 5.1, son definidos por el propio programa, en función al tipo de suelo. Con relación a las características del pilote se establecen los siguientes datos: cota superficial del pilote, diámetro del fuste (o dimensión del lado en el caso de una sección cuadrada) y el diámetro de la base, en caso de un alargamiento de la misma.

Tabla N° 5.1: FACTORES DE CORRELACION

Tipo de Suelo	Código	AOKI-VELLOSO			DECOURT-QUARESMA	P.P.VELLOSO *		
		Kp (Kpa)	α (%)	KI (Kpa)	K (Kpa)	A (Kpa)	b'	a' (Kpa)
Arena	100	1000	1.4	14.00	400	600	1.00	5.0
Arena limosa	120	800	2.0	16.00	400	500	1.00	8.5
Arena limosa-Arcillosa	123	700	2.4	16.80	400	500	1.00	8.5
Arena arcillosa	130	600	3.0	18.00	400	500	1.00	8.5
Arena arcillosa-limosa	132	500	2.8	14.00	400	500	1.00	8.5
Limo	200	400	3.0	12.00	200	430	1.00	10.0
Limo arenoso	210	550	2.2	12.10	250	430	0.87	10.0
Limo arenoso-arcilloso	213	450	2.8	12.60	250	430	0.87	10.0
Limo arcilloso	230	230	3.4	7.82	200	430	1.00	10.0
Limo arenoso- arcilloso	231	250	3.0	7.50	200	430	1.00	10.0
Arcilla	300	200	6.0	12.00	120	250	1.00	6.3
Arcilla arenosa	310	350	2.4	8.40	120	250	1.00	6.3
Arcilla arenosa- limosa	312	300	2.8	8.40	120	250	1.00	6.3
Arcilla limosa	320	220	4.0	8.80	120	250	1.00	6.3
Arcilla limosa- arenosa	321	330	3.0	9.90	120	250	1.00	6.3

5.2.4 Métodos Utilizados para el Cálculo de la Capacidad de Carga Última

El desarrollo y aplicación del programa de cómputo FEPC, está basado en las ecuaciones y Tablas presentadas en el método empírico de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma, Pedro Pablo Velloso y Meyerhof.

5.2.4.1 Método de Aoki - Velloso

La entrada de datos para el cálculo basado en el método de Aoki-Velloso se empieza a través de los parámetros relativos al tipo de pilote F1 y F2. Estos valores son proporcionados por el usuario y se indican en la Tabla N° 5.2.

Tabla N° 5.2: Parámetros Relativos al Tipo de Pilote: Aoki – Velloso

TIPO DE PILOTE	F1	F2
FRANKI	2.50	5.0
ACERO	1.75	3.5
CONCRETO	1.75	3.5
STRAUSS	1.70	3.0
PREMOLDEADO	$1 + \frac{D \text{ (cm)}}{80}$	2F1
EXCAVADO	3.00	6.0

$$R_l = \frac{A_{ll}}{F2} * \sum_{I=CA}^I (N_i * K_{li})$$

$$R_p = A_p * \frac{K_p * N_p}{F1}$$

Los resultados son proporcionados desde 1.00 a 2.00 m. de longitud del pilote hasta la profundidad final del sondaje. Las fórmulas son las siguientes:

Donde:

R_l = Resistencia lateral

A_{ll} = Area lateral por metro lineal de pilote.

- N_i = SPT en el punto i.
 $K_{1i} = \alpha_i * K_i$ (factor de corrección).
 CA = Cota superficial del pilote.
 L = Penetración del pilote.
 R_p = Resistencia por punta.
 A_p = Area de la punta.
 K_p = Factor de correlación.
 N_p = SPT en la punta.

5.2.4.2 Método de Decourt - Quaresma

No existe entrada de datos específicos y los resultados se presentan para longitudes del pilote desde 1.00 m. hasta la profundidad final del sondaje. Las fórmulas usadas son las siguientes:

$$R_i = 10 * p * L * \left[\frac{|\bar{N}|_{CA}^L}{3} + 1 \right]$$

$$R_p = A_p * K * |\bar{N}|_{p-1}^{p+1}$$

Donde:

$|\bar{N}|_{CA}^L$ = SPT promedio a lo largo del fuste

$|\bar{N}|_{p-1}^{p+1}$ = SPT promedio a una longitud de 3.0m proximos a la punta (1.0m encima de la punta, y 2m debajo de la punta)

P = perímetro del pilote

K = factor de correlación

5.2.4.3 Método de Pedro Paulo Velloso

Se empieza la entrada de datos con los valores de “λ” y “θ”, que son los factores relativos de carga del pilote y el tipo. Los valores propuestos son:

PILOTE EN TRACCIÓN	λ = 0.7
PILOTE EN COMPRESIÓN	λ = 1.0
PILOTE HINCADO	θ = 1.0
PILOTE EXCAVADO	θ = 0.5

$$\beta = 1.016 - \frac{0.016 * D_e}{0.035}$$

El programa genera valores de “β” menores que 0.21. Los resultados se presentan desde una profundidad de “8D_e” hasta una profundidad de “3.5 D_e” por encima de la profundidad final del sondaje. Las fórmulas usadas son las siguientes:

$$R_p = A_p * \beta * \theta \frac{|N_i^b a_i|^p_{P-8D_e} + |N_i^b a_i|^p_{P+3.5D_e}}{2}$$

D_e = diámetro efectivo del fuste

5.2.4.4 Método de Meyerhof

La entrada de datos comienza con los parámetros Mn y Nm, que son los factores relativos a la forma de ejecución del pilote. El autor propone:

Tipo de pilote	Mn	Nm
Franki	6	1
Punta cónica	3	1
Hincado en suelos no cohesivos	2	1
Hincado en suelos cohesivos	> 2	1
Excavado	1	0.3

Los resultados se presentan para longitudes de pilote de 1.0 m hasta una profundidad de 2.0 m por encima de la profundidad final del sondaje. Las fórmulas usadas son las siguientes:

$$R = M_n * A_{11} * \sum_{i=CA}^L N_i$$

$$R_p = N_m * A_p * Q$$

Donde:

Q = es el valor menor entre Q₁ y Q₂

Q₂ = es el valor mayor entre Q₃ y Q₄

$$Q_1 = 10 * T_s * |N|_{p+1}^{p+D_e} \quad Q_3 = T_s * \frac{Z_b}{D_e} * |N|_{p-z_b}^{p-1}$$

$$Q_4 = \frac{T_s}{D_e} * N_p$$

T_s = 40 KPa para suelos no cohesivos y

T_s = 30 KPa para suelos limosos no plásticos y a los demás suelos

Z_b = longitud del pilote limitada a 10 D_e

El método de Meyerhof se presenta sin ó con corrección de los valores de SPT, en el último caso se emplean las siguientes fórmulas:

$$N_c = 0.77 * \log_{10} \frac{2000}{\sigma'} * N \quad \text{KPa}$$

$$N_c = N \quad \text{para } \sigma' < 100 \quad \text{KPa}$$

Donde:

N_c = N (SPT) corregido

σ' = Esfuerzo efectivo al inicio del metro considerado

5.3 PROGRAMA DE COMPUTO SPILE

5.3.1 Introducción

El programa calcula la Capacidad Estática Vertical Final de un Pilote en Suelos Cohesivos y No Cohesivos. El programa SPILE está basado en los métodos y ecuaciones presentadas por Nordlund (1963-1979), Thurman (1964), Meyerhof (1976), Cheney y Chassie (1982), Tomlinson (1978-1985) y el Manual de Pilotes de la Administración de Carreteras (FHWA). Se presenta para la presente investigación un resumen de las ecuaciones, procedimientos analíticos y curvas empíricas utilizadas en el programa.

5.3.2 Formulas para el Cálculo de la Capacidad de Carga Última

$$Q = Q_p + Q_s \quad (5.1)$$

$$Q_p = A_p * q_p \quad (5.2)$$

$$Q_s = \int_0^L f_s C_d dz \quad (5.3)$$

- A_p = Área de la base del pilote
- q_p = Capacidad de carga en la punta
- f_s = resistencia última a la fricción por área unitaria del fuste
- C_d = Perímetro efectivo del pilote
- L = Longitud del pilote en contacto con el suelo
- z = profundidad de empotramiento

RESISTENCIA EN LA PUNTA

La capacidad de carga en la punta puede ser obtenida de:

$$q_p = cN_c + qN_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (5.4)$$

N_c , N_q , N_γ son parámetros adimensionales que dependen de ángulo de fricción ϕ del suelo.

- c = Cohesión del suelo.
 q = Esfuerzo vertical al nivel de la base del pilote.
 B = Diámetro (ancho) del pilote.
 γ = Peso unitario del suelo.

Análisis de Esfuerzo Total

Para un análisis de esfuerzo no drenado, en arcillas el valor de $\phi = 0$ y $c_u = s_u$.

Para $N_q = 1$ y $N_\gamma = 0$

$$Q_p = A_p s_u N_c \quad (5.5)$$

Los valores de N_c varían entre 7 y 16. Usualmente se recomienda un valor de $N_c = 9$.

Análisis de Esfuerzo Efectivo

Combinando (5.2) y (5.4) obtenemos:

$$\bar{Q}_p = A_p \left(\frac{\bar{\gamma} B}{2} N_\gamma + \bar{q} N_q + \bar{c} N_c \right) \quad (5.6)$$

Como $\frac{1}{2} \bar{\gamma} B N_\gamma$ y $\bar{c} N_c$ son pequeños comparados con $\bar{q} N_q$

$$Q_{pnet} = A_p \bar{q} N_q \quad (5.7)$$

$\bar{q} = \bar{\sigma}_{vo}$, es el esfuerzo vertical efectivo y N_q es un factor de capacidad no dimensional que varía con ϕ .

El programa realiza una variación de (5.7) (Thurman 1964) para calcular la resistencia por punta en arenas:

$$Q_{pnet} = A_p \bar{q} \alpha N'_q \quad (5.8)$$

- $N'q$ = factor de capacidad de carga (Fig. N° 5.1).
 α = factor adimensional, depende de D/B del pilote. (Fig. N°5.1)
 D = longitud del pilote

Si el valor de la capacidad por punta calculado por SPILE excede al valor limite sugerido por Meyerhof (1976) (Fig. N° 5.2), entonces el valor limite es reportado por el programa.

RESISTENCIA DEL FUSTE

La resistencia última por fricción por área unitaria de fuste se calcula según:

$$f_s = c_a + \sigma_h * \tan(\delta) \quad (5.9)$$

- c_a = Adhesión de suelo-pilote.
 σ_h = componente normal de esfuerzos en la interface suelo-pilote.
 σ_h = $K * \sigma_v$
 δ = Angulo de fricción entre suelo-pilote
 K = coeficiente de esfuerzos laterales

Sustituyendo en la ecuación (5.9) resulta:

$$f_s = c_a + K * \sigma_v * \tan(\delta) \quad (5.10)$$

Análisis de Esfuerzo Total

Para un $\phi = 0$, la ecuación (5.10) se reduce como se indica a continuación:

$$f_s = c_a \quad (5.11)$$

$$c_a = \alpha * s_u \quad (5.12)$$

La contribución del fuste por fricción para arcillas es:

$$Q_s = C_a C_d \Delta d$$

α = coeficiente de adhesión empírico que depende principalmente de la naturaleza y resistencia del suelo, tipo de pilote, método de instalación y efectos de tiempo. Ver Fig. N° 5.3 y 5.4. Tomlinson, (1979 y 1985).

Análisis de Esfuerzo Efectivo

$$f_s = \bar{c}_a + K * \bar{\sigma}_v * \tan(\delta) = K * \bar{\sigma}_v * \tan(\delta) \quad (5.13)$$

Debido a que \bar{c}_a es cero o muy pequeño, la ecuación (5.10) se reduce a:

$$K * \bar{\sigma}_v * \tan \delta$$

La principal dificultad en la aplicación de esfuerzos efectivos es tener que predecir el esfuerzo efectivo normal en el fuste del pilote ($\bar{\sigma}_h = K * \bar{\sigma}_v$).

Norlund (1963,1979) desarrolló un método para el cálculo de la fricción basado en observaciones y resultados de varias pruebas de carga de pilotes en suelos no cohesivos. Empleó diferentes tipos de pilotes y sugirió emplear la siguiente ecuación para calcular la resistencia última de fricción por área unitaria es:

$$f_s = K_\delta + C_f \bar{P}_d \frac{\sin(\omega + \delta)}{\cos \omega} \quad (5.14)$$

Combinando (5.3) y (5.14) tenemos:

$$Q_s = \int_0^L K_\delta C_f \bar{P}_d \frac{\sin(\omega + \delta)}{\cos \omega} C_d dz \quad (5.15)$$

Simplificando para pilotes no ahusados ($\omega = 0$):

$$Q_s = \int_0^L K_\delta C_f \bar{P}_d \sin(\delta) C_d dz \quad (5.16)$$

Donde:

- P_D = presión efectiva de sobrecarga
 Q_s = capacidad de carga total por fricción
 K_δ = coeficiente de esfuerzo lateral a la profundidad z .
 ω = ángulo del pilote ahusado.
 δ = ángulo de fricción entre el pilote y el suelo.
 C_d = perímetro efectivo del pilote.
 C_f = factor de corrección para K_δ cuando $\delta \neq \phi$

Evitando la integración numérica, los cálculos son realizados para segmentos de pilotes en capas de suelo de igual peso unitario y ángulo de fricción.

$$Q_s = \sum_{i=1}^n K_\delta C_{fi} \bar{P}_{di} \sin(\delta_i) C_{di} D_i \quad (5.17)$$

Donde:

- n = Número de segmentos.
 D_i = Espesor del único segmento.

De las Figuras N° 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8 se obtienen los valores de K_δ versus ϕ con δ igual a ϕ y la Figura N° 5.9 da un factor de corrección para aplicar a K_δ cuando δ no es igual a ϕ .

La Figura N° 5.10 da δ/ϕ para diferentes tipos y tamaños de pilotes. La Figura 5.11 muestra el factor de corrección para los valores de SPT (N) de campo por la influencia de la presión de sobrecarga, y la Figura N° 5.12 muestra la correlación entre SPT (N) y valores de ϕ .

5.3.3 Condiciones para Uso del Programa SPILE

1. La profundidad del extremo superior de la primera capa es siempre 0.0
2. El valor permitido del peso unitario del suelo está entre 62.4 y 250 lb/pie³.
3. Los valores permitidos de SPT-N están entre 5 y 60 golpe/pie.
4. El rango de valores para el ángulo de fricción interno en suelos no cohesivos está entre 25 a 40 grados, excepto en la punta del pilote en donde está entre 15 a 45 grados.

Al inicio SPILE muestra un Menú Principal que consta de las siguientes Sub-Menús:

- Definición del Proyecto.
- Perfil del Suelo
- Definición del Nivel del Agua.
- Tipo del Pilote, Características y Dimensiones.
- Sistema de Unidades.
- Corrida del Programa
- Salida al D.O.S.

Entrada Iterativa de Datos y Salida de Resultados

Los datos se ingresan considerando la estratigrafía del suelo, para el caso de un suelo cohesivo (arcillas) o suelos no cohesivos (arenas) respectivamente.

La salida del programa incluye la impresión con la entrada de datos (tipo de pilote, parámetros del suelo, etc.), la distribución de esfuerzos efectivos, ángulo de fricción, número de golpes (N) y el resultado de la capacidad de carga axial del pilote

Si consideramos en términos de valores de SPT, los datos que solicita son valores de "N" en función de la profundidad, con la opción de que puedan ser corregidos por la influencia de la presión efectiva de sobrecarga (Fig. N° 5.11). Si consideramos en términos del ángulo de fricción interna, los valores serán dados según la Tabla N° 5.17 de correlación entre (N) del SPT y ángulo de fricción.

Para una capa de suelo Cohesivo, necesitamos el valor de la resistencia cortante no drenada de los suelo, y definir el valor del factor de adhesión, para esto SPILE utiliza las curvas de Tomlinson (1979-1980), considerando las alternativas de las Tabla N° 5.6 a 5.9. SPILE también presenta el caso para un valor dado por el usuario.

Tipos de Pilotes

SPILE ejecuta el análisis de carga última para los siguientes tipos de pilotes:

- Pilote Tubular (extremo cerrado).
- Pilotes de Madera.
- Pilotes de Concreto Prefabricado.
- Pilote Raymond Ahusado por Etapas.
- Pilotes Raymond Uniformemente Ahusado.
- Pilotes – H.
- Pilotes Monotubo.

Sistema de Unidades de SPILE

Profundidad	:	pies
Diámetro del Pilote	:	pulgadas
Angulo de Fricción	:	grados
Peso Unitario del Agua	:	62.40 lb/pie ³
Resistencia cortante no drenada	:	lb/pie ²
Resistencia del Pilote	:	Kips

**Tabla N° 5.3: Nq Factor para Contribución de la Resistencia por la Punta
(Digitada según Figura. N° 5.1)**

ϕ (grados)	Valor de Nq
15.0	4.8
17.5	6.2
20.0	8.2
22.5	12.0
25.0	15.0
27.5	21.0
30.0	30.0
32.5	43.0
35.0	64.0
37.5	98.0
40.0	160.0
42.5	265.0
45.0	475.0

El ángulo de fricción permitido por SPILE varía entre 15 y 45 grados.

**Tabla N° 5.4: Nq Factor para Contribución de la Resistencia por Punta
(Digitada según Figura 5.1)**

ϕ (grados)	D/B=45	Valores de $\alpha = 30$	
		= 30	= 20
20.0	0.177	.256	0.365
20.5	.19	.267	.375
22.5	.242	.319	.416
25.0	.318	.389	.47
27.5	.40	.46	.525
30.0	.49	.52	.58
32.5	.578	.605	.637
35.0	.66	.67	.68
36.5	.70	.70	.70
37.5	.715	.715	.715
40.0	.75	.75	.75
42.5	.78	.78	.78
45.0	.80	.80	.80

Nota: 1. Si $\phi < 20.5^\circ$. SPILE usa $\phi=20.5^\circ$

2. Si $\phi > 45^\circ$. SPILE usa $\phi=45^\circ$

**Tabla N° 5.5: Relación entre la Máxima Resistencia Unitaria por Punta
(Digitada según Figura 5.2)**

ϕ (grados)	Limites de la Resistencia Unitaria por Punta
30.00	6.66
31.25	11.25
32.50	20.00
37.75	32.50
35.00	53.80
36.25	81.30
37.50	117.50
38.75	159.50
40.00	208.80
41.25	262.50
42.50	318.80
43.75	368.80

Nota: Si $\phi < 30^\circ$, SPILE usa $\phi=30$ y si $\phi > 43.75^\circ$, SPILE usa $\phi=43.75^\circ$

**Tabla N° 5.6: Valores de Adhesión para Pilotes en Suelos Cohesivo
Tomlinson, 1979 (Digitada según Figura 5.3)**

Esfuerzo Cortante No drenado (Lb/pie ²)	Concreto Corrugado L > 40B	Pilotes de Madera, Acero L = 10B	Pilotes de Acero Liso	
			L > 40B	L = 10B
230.0	230.0	260.0	230.0	230.0
385.0	385.0	400.0	385.0	310.0
500.0	500.0	500.0	500.0	410.0
800.0	800.0	775.0	800.0	665.0
1000.0	1100.0	950.0	950.0	800.0
1500.0	1500.0	1250.0	1295.0	1060.0
1700.0	1620.0	1325.0	1405.0	1120.0
1800.0	1700.0	1360.0	1455.0	1160.0
2000.0	1805.0	1370.0	1515.0	1165.0
2100.0	1820.0	1340.0	1555.0	1135.0
2200.0	1820.0	1310.0	1580.0	1120.0
2300.0	1815.0	1290.0	1560.0	1095.0
2400.0	1800.0	1220.0	1555.0	1050.0
2500.0	1790.0	1165.0	1525.0	1000.0
2700.0	1680.0	1050.0	1460.0	900.0
2900.0	1580.0	960.0	1340.0	815.0
3000.0	1505.0	920.0	1300.0	790.0
3100.0	1455.0	900.0	1260.0	770.0
3200.0	1425.0	860.0	-	-
3465.0	1360.0	825.0	-	-

**Tabla Nº 5.7: Factores de Adhesión para Pilotes Hincados en Arcilla
(Método α , Tomlinson 1980)
(Curvas digitalizada según Figura 5.4)**

Pilotes hincados a través de una capa superior de arenas o gravas arenosas

L < 10B		L = 20B		L > 40B	
S_u (Lb/pie ²)	α	S_u (Lb/pie ²)	α	S_u (Lb/pie ²)	α
0.0	1.0	0.0	1	0.0	1.0
10000.	1.0	494.82	.0	494.82	1.0
		1583.01	1.0	741.18	.972
		1841.47	1.0	962.49	.941
		2087.83	.972	1208.85	.896
		2275.73	.935	1428.08	.845
		2463.64	.899	1626.42	.789
		2693.30	.845	1841.47	.727
		2964.72	.789	2087.83	.648
		4989.91	.750	2275.73	.592
			.750	2484.52	.535
				2755.94	.451
				2985.60	.414
				3298.77	.389
				4989.91	.389

**Tabla Nº 5.8: Factores de Adhesión para Pilotes Hincados en Arcilla
(Método α , Tomlinson 1980)
(Curvas digitalizada según Figura 5.4)**

Pilotes hincados a través de una capa superior de arcilla blanda

L < 20B		L = 10B	
S_u (Lb/pie ²)	α	S_u (Lb/pie ²)	α
505.25	.838	450.97	.532
768.32	.778	707.77	.466
1043.92	.740	889.42	.416
1334.12	.707	1125.34	.378
1620.16	.685	1373.79	.345
1933.33	.677	1620.16	.323
2192.22	.671	1885.31	.301
2463.64	.658	2150.46	.293
2797.69	.641	2421.88	.274
3131.75	.616	2693.30	.266
4760.25	.526	2964.72	.247
		4551.47	.184

**Tabla N° 5.9: Factores de Adhesión para Pilotes Hincados en Arcilla
(Método α , Tomlinson 1980) -**

(Curvas digitalizada según Figura 5.4)

Pilotes en estratos homogéneos

L < 10B		L = 20B	
S_u (Lb/pie ²)	α	S_u (Lb/pie ²)	α
1532.47	1.0	494.82	.984
1741.25	.973	693.16	.959
1956.30	.918	895.68	.940
2192.22	.822	1098.20	.907
2401.00	.740	1306.98	.874
2609.79	.658	1528.29	.822
2818.57	.564	1757.95	.767
3069.11	.479	1956.30	.707
3361.41	.411	2129.59	.630
3611.95	.370	2275.73	.548
3862.49	.329	2442.76	.466
4133.90	.301	2630.67	.392
4426.20	.299	2860.33	.332
4989.91	.299	3069.11	.288
		3361.41	.250
		3674.58	.238
		4989.91	.238

Tabla N° 5.10: Diseño de Curvas para la Evaluación de K_{δ} , si $\phi = 25^\circ$

(Curvas digitadas según Figura 5.5)

Huso w (grados)	K_{δ}		
	V = .1	V = 1.0	V = 10.0
0.00	0.700	0.850	1.00
0.10	0.739	0.902	1.05
0.20	0.817	0.992	1.136
0.30	0.922	1.085	1.237
0.40	1.042	1.206	1.349
0.50	1.194	1.353	1.478
0.60	1.400	1.536	1.646
0.70	1.614	1.703	1.789
0.80	1.808	1.886	1.944
0.90	2.073	2.116	2.147
1.00	2.322	2.337	2.361
1.07	2.559	2.559	2.559
1.20	2.917	2.917	2.917
1.30	3.169	3.169	3.169
1.40	3.383	3.383	3.383
1.50	3.578	3.578	3.578
1.60	3.733	3.733	3.733
1.70	3.869	3.869	3.869
1.80	3.986	3.986	3.986
2.00	4.130	4.130	4.130

Nota: Volumen en ft³/ft Si $\phi < 25^\circ$, SPILE usa la curva $\phi = 25^\circ$

**Tabla N° 5.11: Diseño de Curvas para la Evaluación de K_s , si $\phi = 30^\circ$
(Curvas digitadas según Figura 5.6)**

Huso w (grados)	K_s		
	V = .1	V = 1.0	V = 10.0
0.0	.85	1.15	1.45
0.1	1.043	1.408	1.745
0.2	1.260	1.629	1.978
0.30	1.551	1.958	2.339
0.40	2.017	2.435	2.746
0.50	2.560	2.928	3.180
0.60	3.180	3.444	3.638
0.70	3.770	3.936	4.072
0.80	4.332	4.421	4.499
0.90	4.925	4.925	4.925
1.00	5.360	5.360	5.360
1.10	5.701	5.701	5.701
1.20	5.934	5.934	5.934
1.30	6.127	6.127	6.127
1.40	6.244	6.244	6.244
1.50	6.329	6.329	6.329
1.60	6.399	6.399	6.399
1.70	6.456	6.456	6.456
1.80	6.487	6.487	6.487
1.90	6.494	6.494	6.494
2.00	6.494	6.494	6.494

Nota: Volumen en ft^3/ft

**Tabla N° 5.12: Diseño de Curvas para Evaluar K_s , para Pilotes, si $\phi = 35^\circ$
(Digitada según curva de la Figura 5.7)**

Huso w (grados)	K_s		
	V = .1	V = 1.0	V = 10.0
0.0	1.15	1.75	2.35
0.1	1.47	2.01	2.76
0.2	2.00	2.59	3.37
0.25	2.32	2.98	3.72
0.30	2.90	3.56	4.26
0.40	4.18	4.66	5.19
0.50	5.42	5.65	6.08
0.60	6.81	6.85	7.12
0.75	8.55	8.55	8.55
0.88	9.75	9.75	9.75
1.00	10.18	10.18	10.18
1.11	10.34	10.34	10.34
2.00	10.34	10.34	10.34

Nota: Volumen en ft^3/ft

**Tabla N° 5.13: Diseño de Curvas para Evaluar K_δ , para Pilotes si $\phi = 40^\circ$
(Digitada según curva de la figura 5.8)**

Huso w (grados)	K_δ		
	V = .1	V = 1.0	V = 10.0
0.0	1.70	3.00	4.30
0.1	5.12	6.352	7.04
0.15	7.36	8.00	8.48
0.22	10.56	10.56	10.56
0.30	13.60	13.60	13.60
0.40	15.84	15.84	15.84
0.43	16.64	16.64	16.64
0.50	17.28	17.28	17.28
0.56	17.54	17.54	17.54
2.00	17.54	17.54	17.54

Nota: Para ángulos de fricción mayor de 40° , SPILE usa la Tabla para 40° .

**Tabla N° 5.14: Factor de Corrección para K_δ cuando $\delta \neq \phi$
(Curva digitada según Figura 5.9)**

ϕ (grados)	δ/ϕ						
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
14	.83	.90	.95	.99	1.00	1.01	1.02
18	.77	.85	.92	.98	1.00	1.02	1.03
22	.71	.80	.89	.97	1.00	1.02	1.03
26	.64	.74	.85	.95	1.00	1.02	1.04
30	.58	.69	.82	.94	1.00	1.03	1.06
34	.50	.63	.77	.92	1.00	1.05	1.08
38	.42	.56	.72	.90	1.00	1.07	1.10
42	.32	.49	.66	.87	1.00	1.09	1.13
45	.24	.43	.62	.84	1.00	1.12	1.16

**Tabla N° 5.15: Relación de δ/ϕ y V, para Varios Tipos de Pilotes de desplazamiento
(Digitado según la curva Figura 5.10)**

Volumen n (ft ³ /ft)	Valores de δ/ϕ					
	Curva a	Curva b	Curva c	Curva d	Curva g	Curva e
0.30	.342	.404	.466	.571	.643	.801
0.40	.410	.466	.525	.637	.696	.845
0.50	.466	.519	.581	.689	.748	.888
0.60	.516	.562	.630	.736	.792	.925
0.70	.559	.602	.671	.776	.826	.960
0.80	.593	.637	.708	.814	.860	.994
0.90	.627	.665	.739	.845	.888	1.025
1.00	.652	.693	.767	.873	.916	1.053
1.10	.673	.712	.789	.894	.936	1.081
1.20	.697	.734	.813	.917	.958	1.110
1.30	.717	.751	.832	.936	.976	1.135
1.40	.733	.766	.848	.953	.994	1.159
1.50	.749	.781	.864	.971	1.088	1.184
1.60	.763	.793	.877	.985	1.024	1.207
1.80	.788	.816	.904	1.013	1.051	1.252
1.90	.798	.825	.914	1.024	1.062	1.270

Para la curva f. Tenemos:

Volumen (ft ³ /ft)	.08	.10	.20	.30	.40	.50	.525
δ/ϕ valor	.727	.747	.827	.8875	.933	.972	.980

Nota: Si V pilote > V_{máx.} de esta Tabla. SPILE usa este V_{máx.} de δ/ϕ .

**Tabla N° 5.16: Corrección de N por Sobrecarga, en Arena
(Digitada según curva de la Figura 5.11)**

Presión de sobre carga efectiva	Factor de corrección	Presión de sobre carga efectiva	Factor de corrección
0.00	2.00	2.75	0.66
0.25	1.47	3.00	0.62
0.50	1.20	3.25	0.60
0.75	1.08	3.50	0.58
1.00	1.00	3.75	0.56
1.25	0.94	4.00	0.5375
1.50	0.875	4.25	0.52
1.75	0.80	4.50	0.50
2.00	0.77	4.75	0.4875
2.25	0.74	5.00	0.47
2.50	0.70		

**Tabla N° 5.17: Relación entre N (SPT) y ϕ (ángulo de fricción)
(En base a la Figura 5.12)**

Valor de N (SPT)	ϕ Grado
5.0	28.1
10.0	30.0
15.0	31.5
20.0	33.0
25.0	34.5
30.0	36.0
35.0	37.5
40.0	38.8
45.0	40.0
50.0	41.0
55.0	42.0
60.0	43.0

Nota: Los valores SPT-N permitidos por SPILE varían entre 5 y 60

**Tabla N° 5.18: Dimensiones de formas de Pilotes-H Usados por SPILE
(De American Institute of Steel Construction)**

DESIGNACION	PILOTE			CAJON	
	H-Pile	Area Pulg ²	Ancho Pulg.	Perímetro Pulg.	Área Pulg ²
HP 14 X 117	34.4	14.885	86.35	211.52	58.19
X 102	30.0	14.785	85.75	207.14	57.59
X 89	26.1	14.695	85.21	203.23	57.05
X 73	21.4	14.585	84.55	198.50	56.39
HP 13 X 100	29.4	13.205	77.59	173.65	52.71
X 87	25.5	13.105	76.99	169.71	52.11
X 73	21.6	13.005	76.39	165.85	51.51
X 60	17.5	12.9	75.76	161.77	50.88
HP 12 X 84	24.6	12.295	72.37	150.37	49.15
X 74	21.8	12.215	71.91	148.17	48.69
X 63	18.4	12.125	71.35	144.77	48.13
X 53	15.5	12.045	70.87	141.89	47.65
HP 10 X 57	16.8	10.225	59.75	102.15	40.43
X 42	12.4	10.075	58.87	97.73	39.55
HP 8 X 36	10.6	8.155	47.77	65.40	32.35

Nota: Si el volumen del pilote es más grande que el máximo volumen contenido en la Tabla, SPILE usa el máximo valor de δ / ϕ .

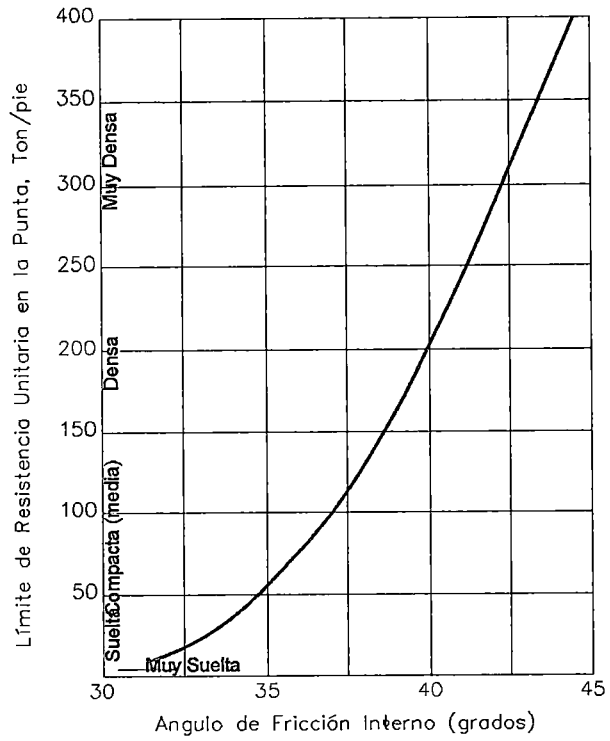
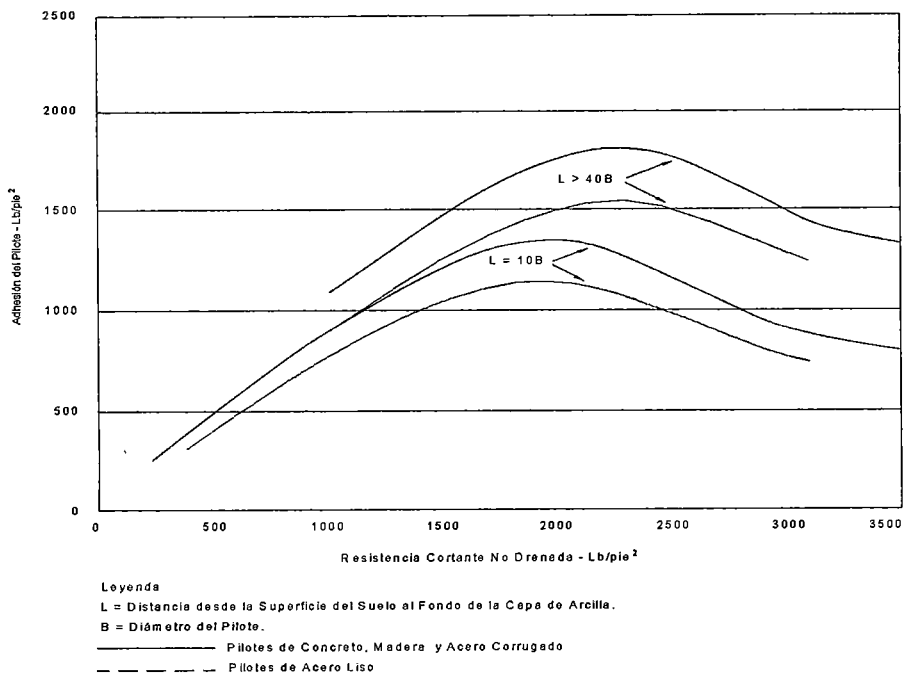


FIGURA N° 5.2: Relación entre la máxima resistencia unitaria en la punta y el ángulo de fricción para suelos no cohesivos (Meyerhof, 1976)



Referencia : Basado en Tomlinson, 1979

FIGURA N° 5.3: Valores de adhesión para pilotes en suelos cohesivos

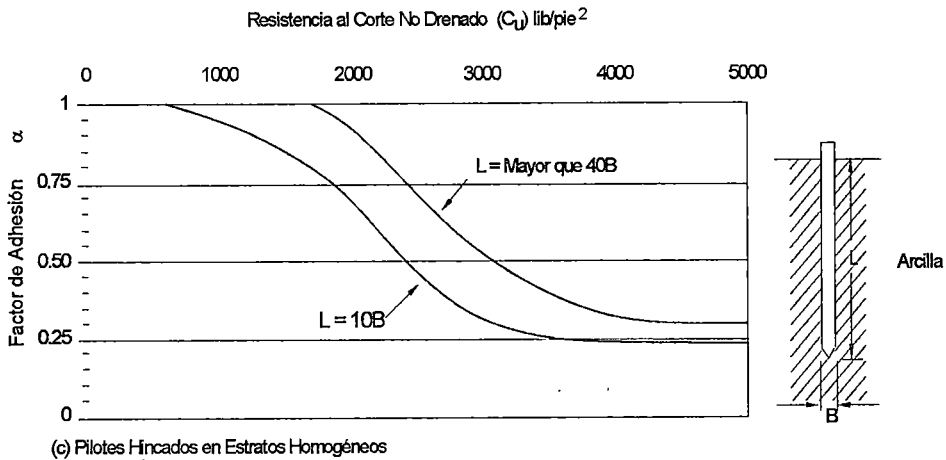
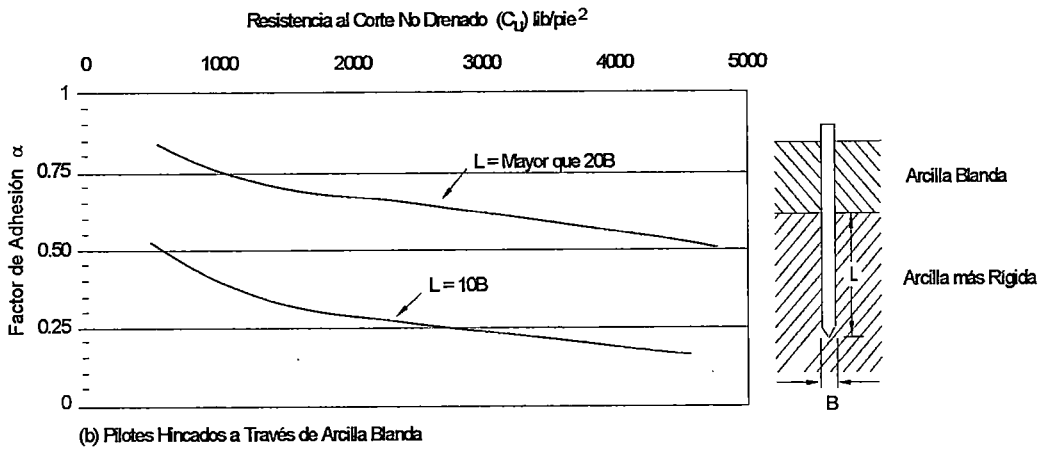
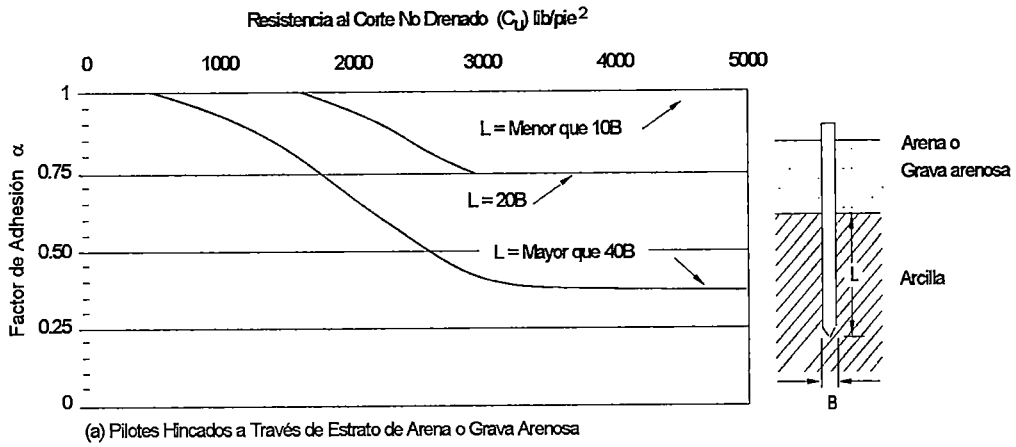


FIGURA N° 5.4: Factor de Adhesión para Pilotes Hincados em Arcilla (Método α) (Tomlinson, 1980).

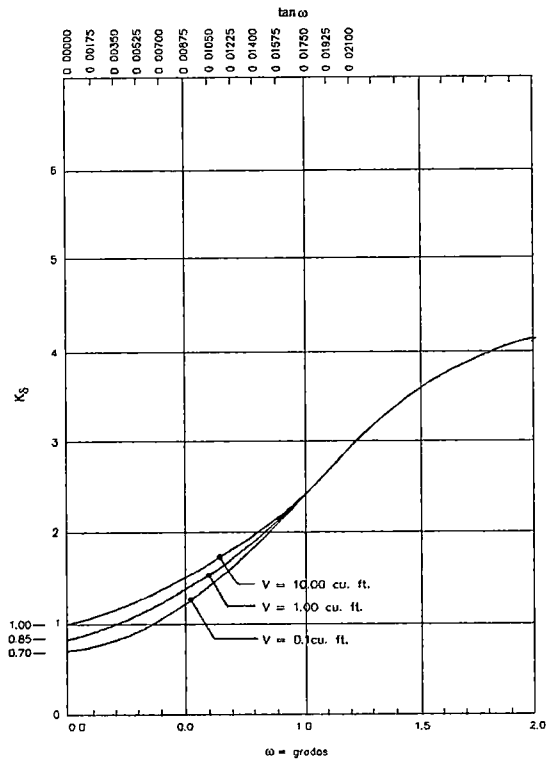


FIGURA N° 5.5: Curva de diseño para evaluar K_δ , para pilotes cuando $\phi = 25^\circ$ (Nordlund, 1979)

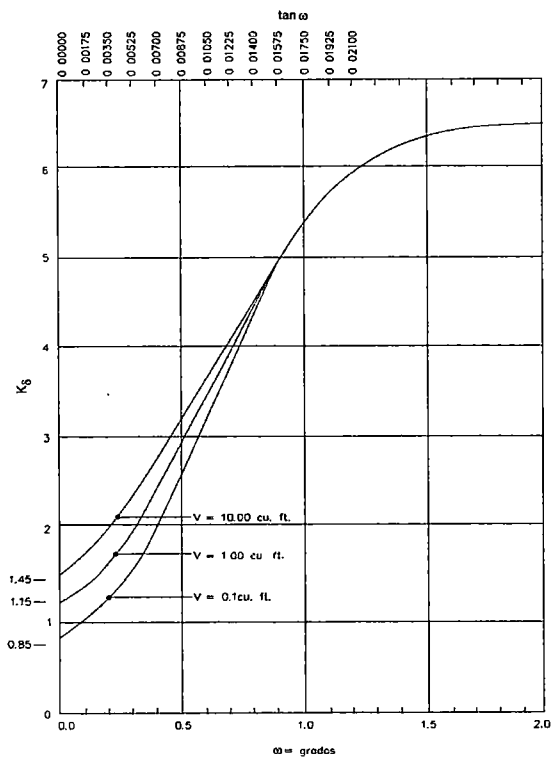


FIGURA N° 5.6: Curva de diseño para evaluar K_δ para Pilotes cuando $\phi = 30^\circ$ (Nordlund, 1979).

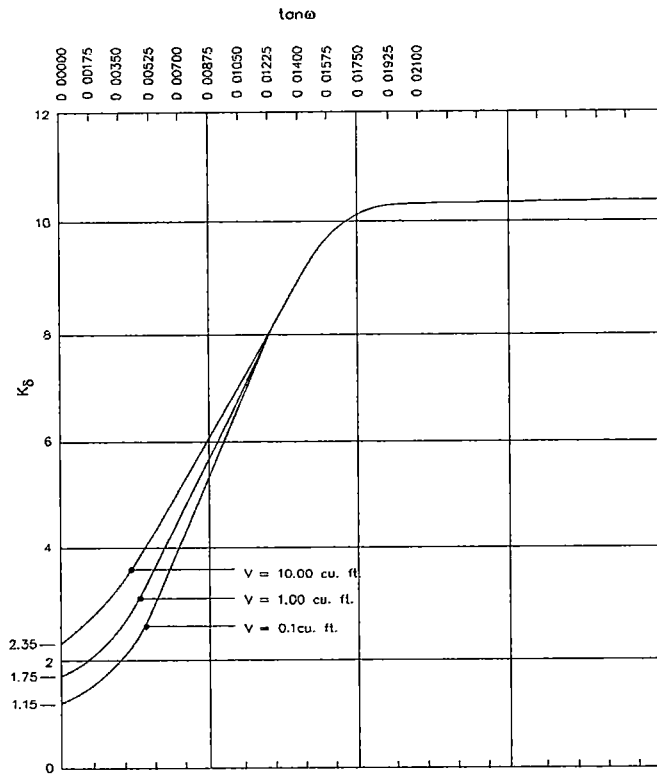


FIGURA N° 5.7: Curva de Diseño para Evaluar K_δ para Pilotes cuando $\phi = 35^\circ$ (Nordlund, 1979)

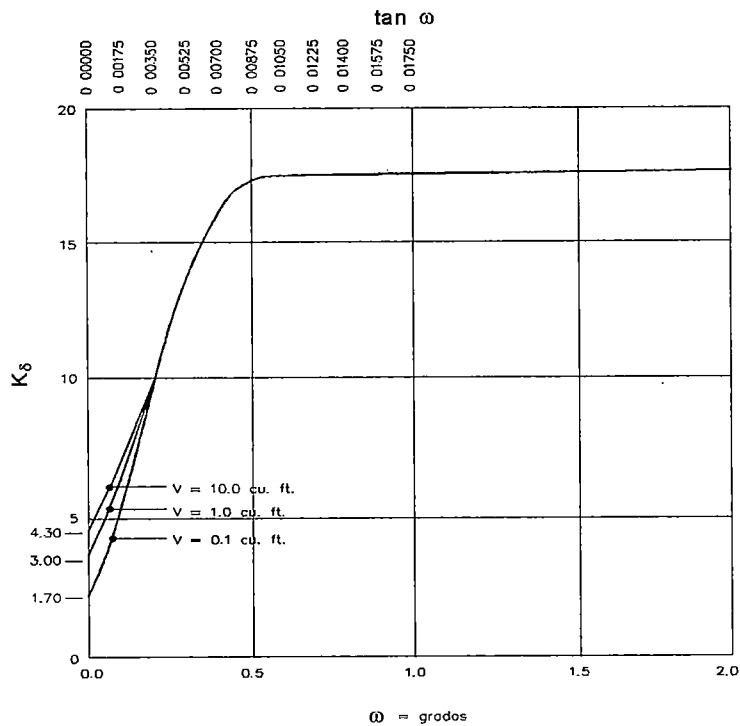
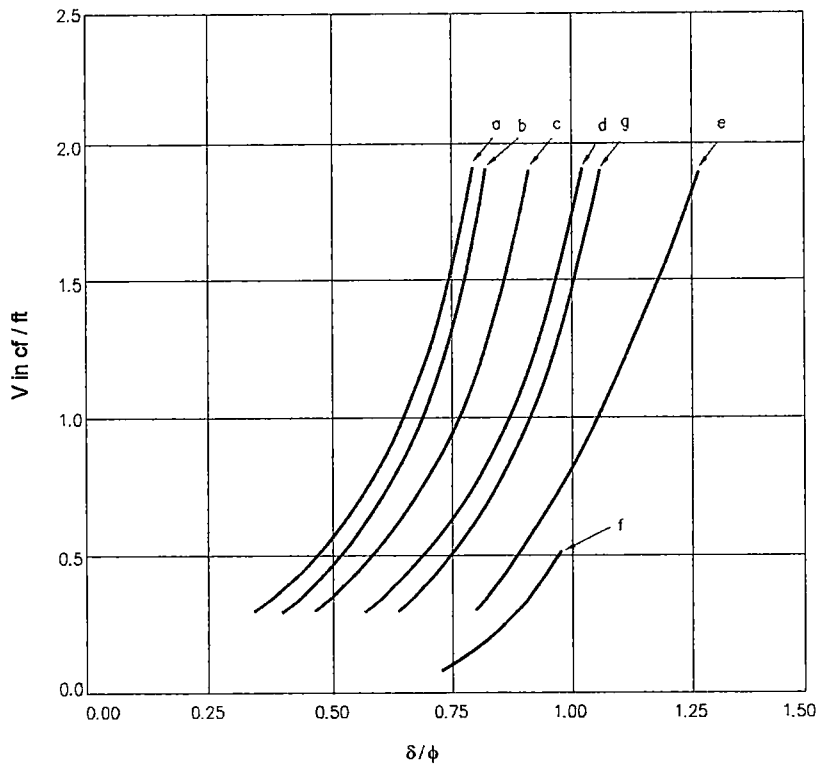


FIGURA N° 5.8: Curva de diseño para evaluar k_δ para pilotes cuando $\phi = 40^\circ$ (Nordlund, 1979)



- a. Pipe piles and non-tapered portion of monotube piles
- b. Timber piles
- c. Precast concrete piles
- d. Raymond step-taper piles
- e. Raymond uniform taper piles
- f. H-piles and augercast piles
- g. Tapered portion of monotube piles

FIGURA N° 5.9: Factor de corrección para K_δ cuando $\delta = \phi$ (Nordlund, 1979)

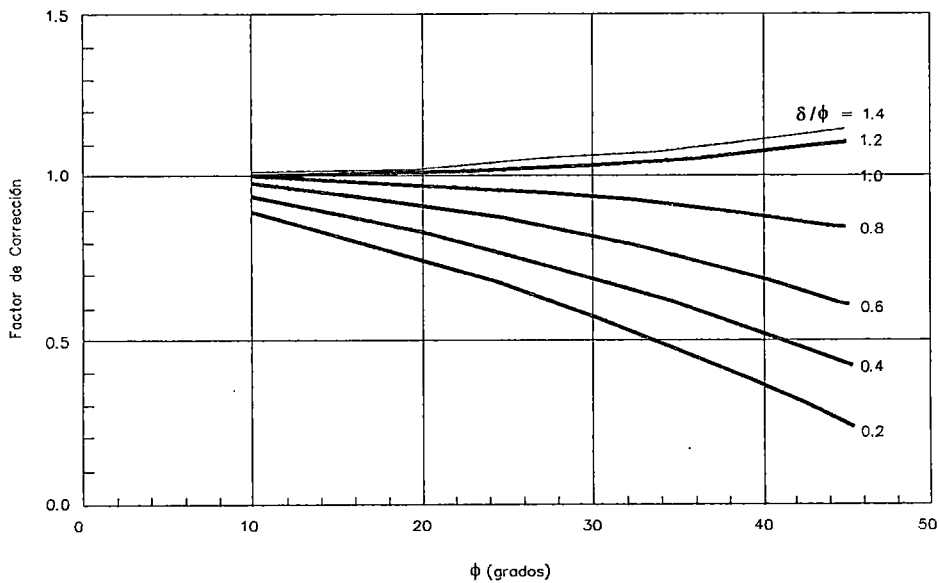


FIGURA N° 5.10: Factor de Corrección para K_δ , cuando $\delta \neq \phi^\circ$ (Nordlund, 1979)

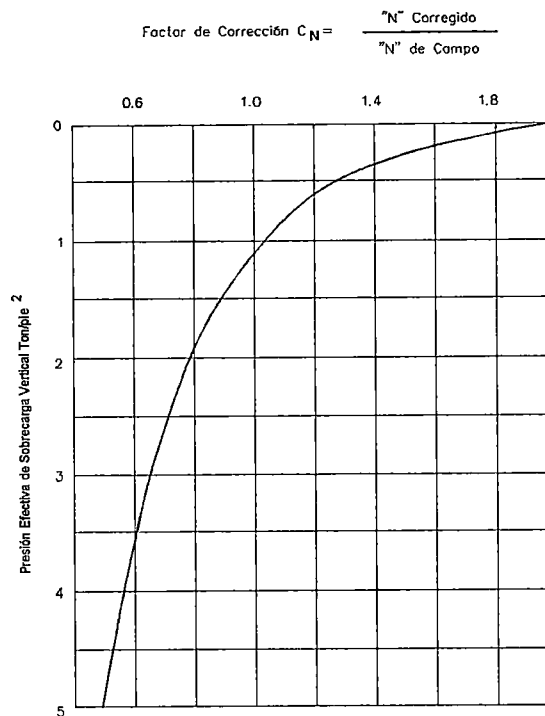


FIGURA N° 5.11: Gráfico para valores de N corregido en arena por influencia de la Presión Efectiva de Sobrecarga.

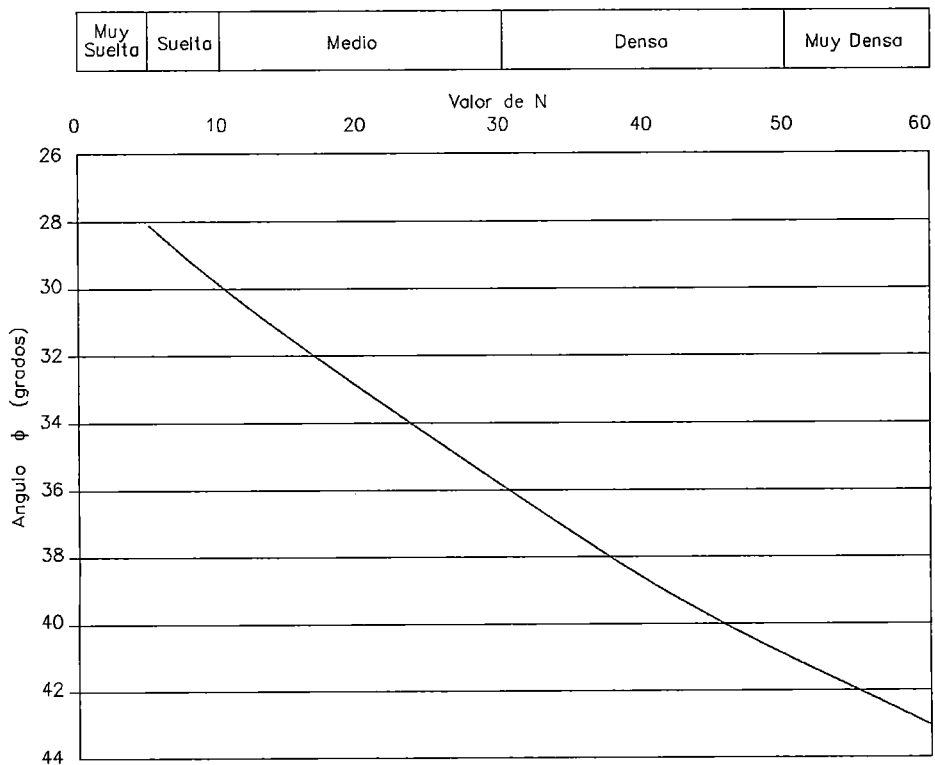


Figura N° 5.12: Comparación de resultados calculados por el método propuesto y por la base de datos considerando los experimentos

5.4 PROGRAMA DE COMPUTO SPTSP DE SCHMERTMANN

5.4.1 Introducción

Mediante este programa se calcula la capacidad portante de un pilote utilizando los valores del Ensayo de Penetración Standard (SPT), realizado en una exploración de campo. Su uso es aplicado solo a pilotes hincados de sección circular o cuadrada, bajo condiciones de suelos sumergidos o cuyo nivel freático esté muy próximo al nivel del terreno.

Según los datos de entrada el programa calcula la capacidad portante del pilote:

- 1° Dada una longitud, el programa calcula para esa longitud la capacidad portante del pilote y su factor de seguridad (opción 1).
- 2° Dado un factor de seguridad mínimo, el programa calcula la longitud y capacidad portante resultante de estas condiciones (opción 2).

5.3.2 Descripción del Procedimiento

Para una longitud de pilote inicial se siguen los siguientes pasos en el cálculo de la capacidad portante:

- 1° Calcula las fricciones de superficie de los estratos encima del estrato portante y las suma.
- 2° Calcula la resistencia por punta del estrato superior más cercano al estrato portante.
- 3° Calcula la resistencia por punta y fricción de superficie del estrato portante.
- 4° Suma las fricciones de superficie (encima del estrato portante y la del estrato portante) y corrige si es necesario la resistencia por punta del estrato portante y la fricción de superficie total, teniendo en cuenta la ubicación de la punta del pilote respecto a la cota crítica.
- 5° Divide la capacidad de carga del pilote, entre el peso total a soportar y obtiene un FS; si la opción elegida es 1 el programa termina, pero si la opción elegida es 2 compara este FS obtenido con el FS mínimo; si éste es mayor, el programa termina, caso contrario empieza nuevamente desde el paso 1 con una mayor longitud.

Estos pasos el programa los realiza en un sondeo normal de ensayo SPT, agrupando los valores de N de acuerdo al tipo de estrato y promediándolos.

Para el cálculo de la capacidad de carga axial el programa incorpora las Figs. N° 5.13 y 5.14 para el diseño de la resistencia por punta y fricción unitaria respectivamente. Las proporciones lineales de las curvas presentadas algebraicamente en la Tabla A. Notar que los valores admisibles son presentados en las figuras considerando factores de seguridad de 3 y 2 respectivamente, mientras que la Tabla N° 5.19, presenta valores últimos sin considerar un factor de seguridad. Estos gráficos fueron desarrollados a partir de las correlaciones empíricas entre los valores de N del CPT y SPT, emulando el cono a un pilote por punta y por fricción lateral.

Tabla 5.19: Valores para el Diseño de la Fricción Unitaria y Resistencia por Punta Correlacionados con los Valores de N-SPT

Código	Tipo de Suelo	SUCS	q_c/N	F_r (%)	Fricción Lateral (tsf)	Resist. por Punta (tsf)
1	Arcillas plásticas	CH, OH	1.0	5.0	0.05N	0.7N
2	Arcilla arena – limo, arena limosa, limos y arcilla calcárea	GC SC ML CL	2.0	2.0	0.04N	1.6N
3	Arena limpia y debajo GWT, todas densas	GW,GP, GMSW,S P,SM	3.5	0.6	0.019N	3.2N
4	Piedra caliza blanda, roca caliza, arena de conchas	-	4.0	0.25	0.01N	3.6N

*Aplicable a pilotes verticales, de concreto prefabricado, para valores de. $5 < N < 60$, Para $N < 5$, considerar $N=0$ y para $N > 60$, considerar $N=60$

q_c = capacidad de carga para cono estático de 10cm^2 (tsf).

F_r = cociente entre la fricción unitaria y la capacidad por punta unitaria

N = valores de N promedio en una capa del suelo

Fricción de Superficie Admisible para cada Estrato

$$Q_s = \sum_{i=1}^n f_{si} * A_{si} \quad (5.18)$$

Donde:

Q_s = fricción lateral admisible.

f_{si} = fricción de superficie unitaria en el estrato i .

A_{si} = área lateral de pilote en el estrato i

El valor de la fricción de superficie unitaria admisible (f_{si}) desarrollada en cada capa del suelo se determina promediando los valores de N para cada capa y aplicando el factor de fricción lateral permisible obtenido de la Fig. N° 5.13 al área del pilote en contacto con el suelo. N es el número de golpes/pie promedio para cada tipo de estrato i , la curva de diseño tiene un factor de seguridad de 2.0.

La fricción en la capa de base se calcula sobre el promedio de golpes entre la superficie superior de la capa y la punta del pilote. Si la punta empotrada del pilote (D_a) en esta capa es menor que la profundidad crítica (D_c), entonces deberá ser corregido:

$$Q_{cf} = [Q_{ap} / q_{p(b1)}] [q_{p(o1)} + (D_a/2D_c) (q_{p(b1)} - q_{p(o1)})] \quad (5.19)$$

Donde:

Q_{cf} = corrección de la fricción en la capa base

Q_{ap} = fricción no corregida en la carga base

$q_{p(o1)}$ = capacidad de carga unitaria de la capa subyacente

$q_{p(b1)}$ = capacidad de carga unitaria por punta no corregida en la capa base

D_a = profundidad de empotramiento del pilote dentro de la capa cargada

D_c = profundidad crítica de empotramiento (Tabla N° 5.20)

Si la profundidad de empotramiento actual es mas grande que la profundidad crítica, solo se corregirá la fricción lateral entre el extremo superior de la capa base y la profundidad crítica según la ecuación:

$$Q_{C_f} = (Q_{f (cd)} / 2) (q_{p (cd)} + q_{p (01)}) / q_{p (cd)} \quad (5.20)$$

Donde:

Q_{C_f} = corrección de la fricción entre el extremo superior de la capa base y la profundidad crítica

$Q_{f (cd)}$ = fricción lateral no corregida entre el extremo superior de la capa base y la profundidad crítica

$Q_{f (cd)}$ = fricción no corregida entre el extremo superior de la capa base y la profundidad crítica

$q_{p (cd)}$ = carga unitaria no corregida en la profundidad crítica

$q_{p (01)}$ = carga unitaria en la capa subyacente

Resistencia por Punta

$$Q_P = q_{pi} * A_P \quad (5.20)$$

Donde:

Q_p = resistencia por punta admisible del pilote en el estrato portante.

q_{pi} = resistencia por punta unitaria en el estrato i.

A_p = área de la punta del pilote.

La carga admisible unitaria por punta (q_p) es también función del tipo de estrato y el valor de N promedio. Su relación se muestra en la Fig. N° 5.14, en el cual tiene implícita un factor de seguridad de 3.0. En el estrato superior más cercano al estrato portante el valor de N será el obtenido de acuerdo al siguiente rango: 8 diámetros encima de la punta del pilote y 3.5 diámetros debajo. Se debe observar que este rango no debe exceder el tope del estrato portante ni la profundidad de sondeo. Estas definiciones se pueden apreciar en la Fig. N° 5.15 donde un pilote atraviesa tres estratos.

El método también emplea una profundidad crítica donde la capacidad de carga no se incrementa cuando se incrementa la profundidad.

La relación crítica (D/B) para varios tipos de suelo son presentados en la Tabla N° 5.20. Los valores de D/B=0 representa los valores originales (Schmertmann, 1967), y los valores de D/B=1 representa revisiones posteriores.

Si la capa cargada descansa sobre una capa más débil, entonces se corrige la profundidad de empotramiento en el cálculo de la resistencia por punta. La profundidad del pilote empotrado es comparada con la profundidad de empotramiento crítica para el tipo del suelo (Tabla N° 5.20), y si es menor que la profundidad crítica, la capacidad por punta corregida se determina por la interpolación lineal entre la capacidad de carga de la capa cargada y la capacidad de carga de la capa subyacente:

$$q_p = q_{p(01)} + D_a/D_c [q_{p(b1)} - q_{p(01)}] \quad (5.21)$$

Donde:

q_p = capacidad de carga unitaria por punta corregida

$q_{p(01)}$ = capacidad de carga unitaria de la capa subyacente

$q_{p(b1)}$ = capacidad de carga unitaria de la capa base no corregida

D_a = profundidad de empotramiento del pilote dentro de la capa base

D_c = profundidad de empotramiento crítica (Tabla N° 5.20)

Tabla N° 5.20: Relación Crítica (D/B) Sugeridas para el Diseño de Carga

Tipo de Suelo		D/B	
		DB =0	DB=1
Arena Suelta	0 < N < 12	10	6
Arena Media	12 < N < 30	15	9
Arena Densa	30 < N	20	12
Arcillas		2	2
Arena–Arcilla mezclada con limos		5	4
Piedra Caliza Blanda		10	6

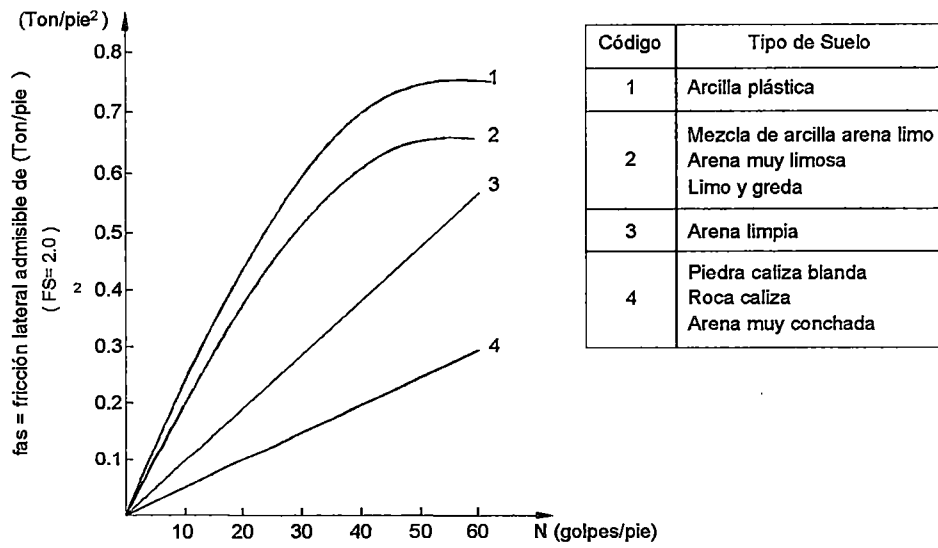


Figura N° 5.13: Fricción superficial en función de N y el tipo de estrato (Ref. Schmertmann, 1967)

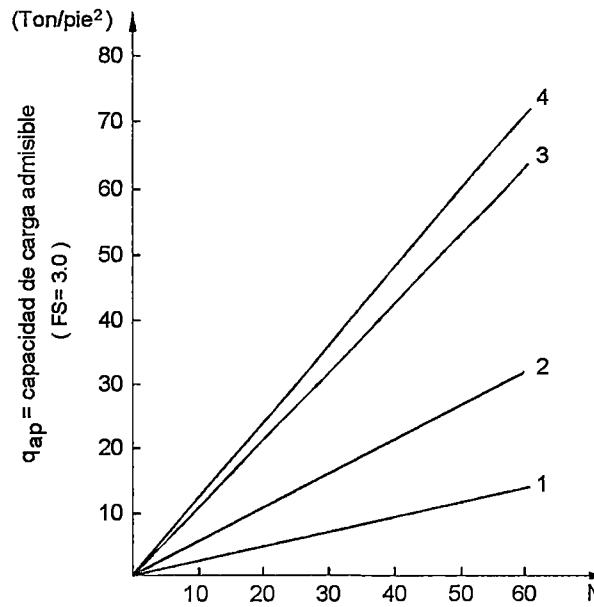
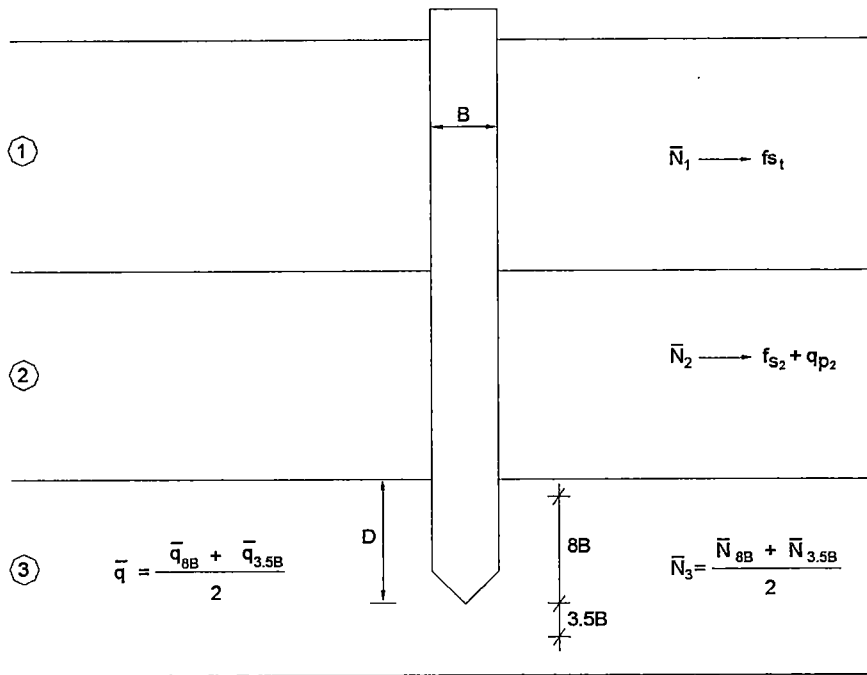


Figura N° 5.14: Factor de resistencia por punta en función de N y el tipo de estrato (Ref. Schmertmann, 1967)



N = valor promedio de N (SPT)

q = carga unitaria promedio

FIGURA N° 5.15: Ejemplo de un pilote atravesando tres estratos

5.5 PROGRAMA PILE

5.5.1 Introducción

El programa de computo PILE utiliza las relaciones empíricas para el diseño de la capacidad de carga última en la base y en el fuste del pilote. PILE, considera los factores de seguridad debido a la variabilidad y posible existencia de fallas. Las condiciones de carga, el tipo de pilote, el análisis del método, las condiciones del suelo y su homogeneidad representan algunas variables a ser también consideradas. El análisis se hace para suelos homogéneos (suelos cohesivos ó suelos no cohesivos) y para un modelo de suelo de dos estratos compuesto por arcilla débil a dura hasta el estrato subyacente.

5.5.2 Análisis de Carga Transferida

La carga transportada por el fuste Q_s y la base Q_b , se calculan según las ecuaciones (5.2) y (5.3).

Como $C_d = \pi D$ (perímetro del fuste) y $q_s = f_s$ entonces la ecuación 5.3, se modifica a:

$$Q_s = f_s * \pi * D * \sum_{i=0}^{i=L} L \quad (5.22)$$

L = longitud del pilote empotrado en la capa.

La aplicación de PILE, depende del tipo de Suelo y del tipo de pilote requerido.

• Tipos de Suelo

Suelos No-Cohesivo (Granular)	Arena de grano grueso y gravas Arena de grano fino y limo no plástico
Suelos Cohesivos (arcillas y limos)	Normalmente consolidado Fisurada/No Fisurada Ligeramente sobreconsolidado C/S Sobre carga Altamente sobreconsolidado (Homogéneos)

- **Tipos de Pilote**

Hincados	Poco desplazamiento Gran desplazamiento
Excavados	Conocidos también como pozos perforados, drilled piers, bored piles, pilotes colados en sitio

- **Tipo de empotramiento**

Los factores de resistencia determinan la longitud de empotramiento más apropiado del pilote. Para suelos homogéneos se toma para el empotramiento 4 diámetros del pilote en arcillas y 10 diámetros de pilote en arenas.

En la Fig. N° 5.16, observamos el empotramiento es directamente proporcional a la capacidad de carga hasta un valor límite. Si existe una sobrecarga en una arcilla homogénea, el coeficiente de adhesión es afectado para pilotes hincados por el efecto de arrastre del suelo sobrecargado para una distancia aproximada de 3 diámetros.

Una capa de arcilla blanda sobre una arcilla firme tenderá a reducir el factor de adhesión de la arcilla firme, mientras que para una arena sobre una arcilla firme la fricción de arrastre en la arena incrementa el valor de la adhesión, este caso es ilustrado en la Fig. N° 5.17.

Factor de Seguridad

Para obtener la capacidad admisible de carga aplicamos los siguientes valores para los factores de seguridad:

1. Factor de seguridad del fuste = 1.5
Factor de seguridad de base = 3.0
2. Factor de seguridad de conjunto = 2.5

La menor de las dos condiciones es aplicada en el diseño.

TEORÍA DE PILOTES - SUELOS NO COHESIVOS

La resistencia en la base para suelos no-cohesivos, será estimada considerando los valores de N (SPT), la profundidad de empotramiento (L), tipo de suelo y tipo de pilotes.

**Tabla N° 5.21: Resistencia por Punta de Pilotes en Suelos No-Cohesivos
(Meyerhof 1976)**

Tipo de Pilote	Tipo de Suelos	Capacidad Última por Punta
Hincado	Arenas gruesas y gravas	40 N $L/D \leq 400N$
	Arenas finas y limos no plástico	40 N $L/D \leq 300N$
Excavado	Arenas gruesas y gravas	13 N $L/D \leq 130N$
	Arena fina y limos no plástico	13 N $L/D \leq 100N$

Donde:

N = Valor promedio de N(SPT), 10D encima y 4D debajo de la punta del pilote.

D = diámetro del pilote.

L = longitud del empotramiento del pilote en la capa granular.

La capacidad de carga última del fuste de pilotes hincados en suelos no cohesivos (gravas, arenas y limo no plásticos), puede ser estimada, según las correlaciones empíricas mostrados en la Tabla N° 5.22.

Tabla N° 5.22: Resistencia Lateral de Pilotes en Suelos no Cohesivos

Tipo de Pilote	Tamaño de Pilote	Resistencia Final del Fuste
Hincado	Desplazamiento Largo	2(N)
	Desplazamiento Corto	(N)
Excavado	Todo Tamaño	(N)

Tabla N° 5.23: Diseño de Pilotes en Suelos No Cohesivos

Selección /Acción	Salida	
Tipo de Pilote	Hincado	Desplaz.corto/largo Corto/largo
	Excavado	
Suelo No-Cohesivo	Arena gruesa y grava Arena fina y limo no plástico	
Entrada de Parámetros	N(profundidad, L) D	
Cálculo	C. de carga última por punta (q_b) Resistencia última a la fricción (q_s)	Tabla N° 5.21 Tabla N° 5.22

TEORÍA DE PILOTE EN ARCILLA

Se considera dos casos pilotes empotrados en una capa de suelo saturado homogéneo, o en un estrato de arcilla homogénea subyacente a otro estrato homogéneo (un perfil de 2 capas).

Resistencia por Punta

$$q_b \text{ (KN /m}^2\text{)} = c_u * N_c \quad (5.23)$$

Donde:

N_c = Factor de capacidad de carga (Tabla N° 5.24)

c_u = Resistencia cortante no drenada (KN/m²)

Tabla N° 5.24: Factor de Capacidad de Resistencia N_c , según Tipo de Arcilla

Tipo de arcilla	Factor de Capacid. de Carga (N_c)
Muy sensible frágil, normalmente consolidada	5
Ligeramente sensible, levemente consolidada	5-10
Rígida insensible, sobreconsolidado	10

PILE considera: $N_c=9$, para pilotes hincados ó excavados en arcillas saturadas insensibles y sobreconsolidados en condiciones no drenadas y $N_c=7$, para el análisis en arcillas ligeramente sobreconsolidadas. Usar en laboratorio en una arcilla fisurada un factor de reducción de 0.75 en el esfuerzo cortante de laboratorio. Skempton, 1959.

Resistencia a la fricción

$$q_s = \alpha * c_u \quad (5.24)$$

α = coeficiente de adhesión, depende del tipo de arcilla, el tipo de pilote, y el método de instalación.

Tabla N° 5.25: Variación del Coeficiente de Adhesión

Tipo de Pilote	Tipo de Suelo	Coeficiente de Adhesión
Excavado	Arcillas Limosas	0.45
	Arcillas Fisuradas	0.30
Hincado	Firme a dura	0.20-1.0
	Suave	1.0

Tabla N° 5.26: Diseño de Pilotes para Suelos Cohesivos

Selección/Acción	Salida	
Tipo de pilote	Hincado Excavado	
Suelo Cohesivo (limos y arcillas)	Normalmente consolidado	Figurado / No Figurado Homogéneos/ con capas superyacentes
	Ligeramente sobreconsolidado	
	Altamente sobreconsolidado	
Entrada de parámetros	c_u (profundidad, L) Tamaño del D del pilote	
Cálculo	Capacidad de carga última por punta (q_b)	Factor de capacidad de carga (Ec.5.18 y Tabla N° 5.22)
	Resistencia a la fricción (q_s)	Coefic. de Adhesión (Ec. 5.19, 5.23, Fig. N°5.4)

Los valores de los coeficientes de adhesión en arcillas firmes a duras dependen del efecto de sobrecarga del suelo y de la profundidad de empotramiento, estos valores son tomados de la Fig. N° 5.4. Un valor límite del factor de adhesión según Skempton (1959) es 100 KN/m² para la fricción unitaria de pilotes excavados. Se debe considerar que la capacidad actual respecto a la profundidad es dependiente del empotramiento dentro de ese estrato como se muestra en la Fig. N° 5.16, para los suelos cohesivos y no cohesivos.

DISEÑO DE HOJAS DE CÁLCULO EN EXCEL PARA SUELOS HOMOGÉNEOS

La teoría descrita será combinada en una hoja de Excel para desarrollar las soluciones del cálculo del diseño de las cimentaciones requeridas, el gráfico de la Fig. N° 5.4, también será incluido en esta hoja. La hoja de cálculo requerida es por lo tanto una integración de que normalmente serían, dos hojas de trabajo separadas para los dos análisis distintos de suelos cohesivos y no cohesivos. Las hojas de trabajo, pueden ser combinado en tres formas:

Método 1.- Una hoja gráfica, lo cual inicialmente define el tipo de suelo: cohesivo y no cohesivo.

Método 2.- La condición de suelo cohesivo o no cohesivo puede examinarse utilizando todo lo mencionado antes dentro de una celda con el uso de múltiple funciones empotradas. Las celdas contienen toda posible fórmula y la fórmula pertinente es activada por la entrada inicial de definiciones.

Método 3.- Se usa una hoja de cálculo como en el método 2, pero con las dos hojas de trabajo encontradas en situaciones variantes.

Parámetros de entrada

Condiciones de Pilotes:

- Tipo y Dimensiones del Pilote
- Sección del Pilote (circular o cuadrado)
- Carga Estimada para el Pilote
- Factores de Seguridad (base, fuste, total)

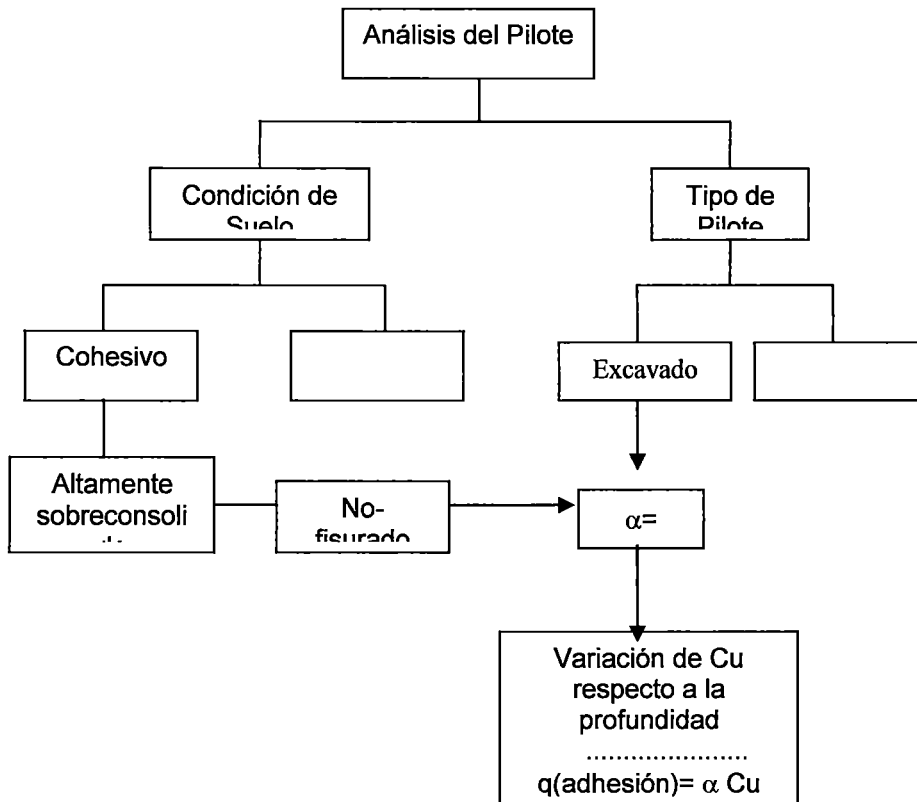
Condiciones de Suelo No-Cohesivo:

- Tipo de suelo granular (arena gruesa, grava, arena fina, limo no plástico)
- Variación de la resistencia del suelo con respecto a la profundidad (valores de N respecto a la profundidad)

Condiciones de Suelo Cohesivo

- Tipo de suelo de grano fino (normalmente, ligeramente, sobreconsolidado)
- Variación de resistencia de suelo respecto a la profundidad

ORGANIGRAMA 1: PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO EN SUELOS COHESIVOS



A2) Suelos No Cohesivos

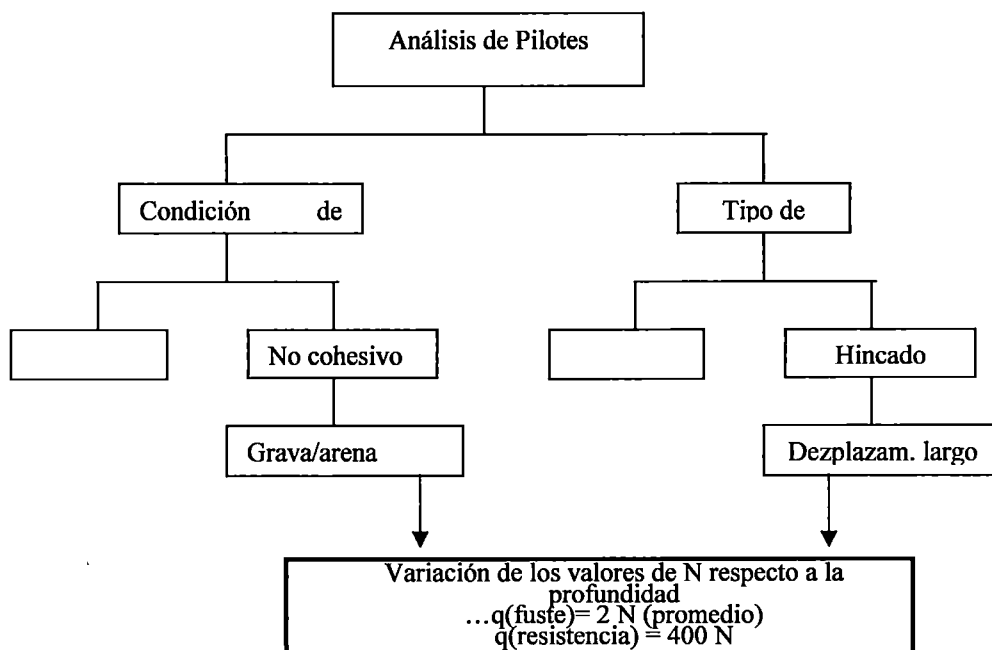
Los pasos a seguir son similares a los seguidos para suelos cohesivos, si comparamos la hoja de trabajo para suelos cohesivos y suelos no cohesivos se observa que la estructura varía de acuerdo a las respuestas a las preguntas hechas, según las opciones que presenta la siguiente Tabla N° 5.27.

Tabla N° 5.27: Opciones de Diseño

Preguntas para definir el tipo de análisis	Qué tipo de pilote se propuso hincado (D) o Excavado (B)?	D
	Tipo de suelo- arcilla (C)ohesiva o (N)o Cohesiva	N
	Arena gruesa y grava (C) o limo no plástico (S)	C
Título de encabezamiento de la Tabla de salida	Diseño de Pilotes Hincados en arena gruesa/grava	

El Organigrama 2 gráfica el procedimiento de diseño de la capacidad de carga de pilotes en suelos no cohesivos.

ORGANIGRAMA 2: PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO EN SUELOS NO COHESIVOS



CASO B - Perfil de Suelo de Dos Capas

Presenta una opción para dos capas en una arcilla sobreconsolidada, en el estrato más bajo puede afectar considerablemente los coeficientes de adhesión.

Esta hoja de cálculo, se aplica para un perfil de suelo de dos capas cuando se usen pilotes hincados. Sin embargo mientras se confina el análisis para un perfil de arcilla, la flexibilidad permanece hasta analizar un perfil de suelo de una capa o un pilote excavado en vez de un pilote hincado.

Este análisis por lo tanto cubre cuatro condiciones modelos:

- 1.- Arena o grava arenosa sobre arcilla rígida (pilote hincado)
- 2.- Arcilla blanda sobre arcilla rígida (pilote hincado)
- 3.- Arcilla rígida solamente (pilote hincado)
- 4.- Arcilla rígida solamente (pilote excavado)

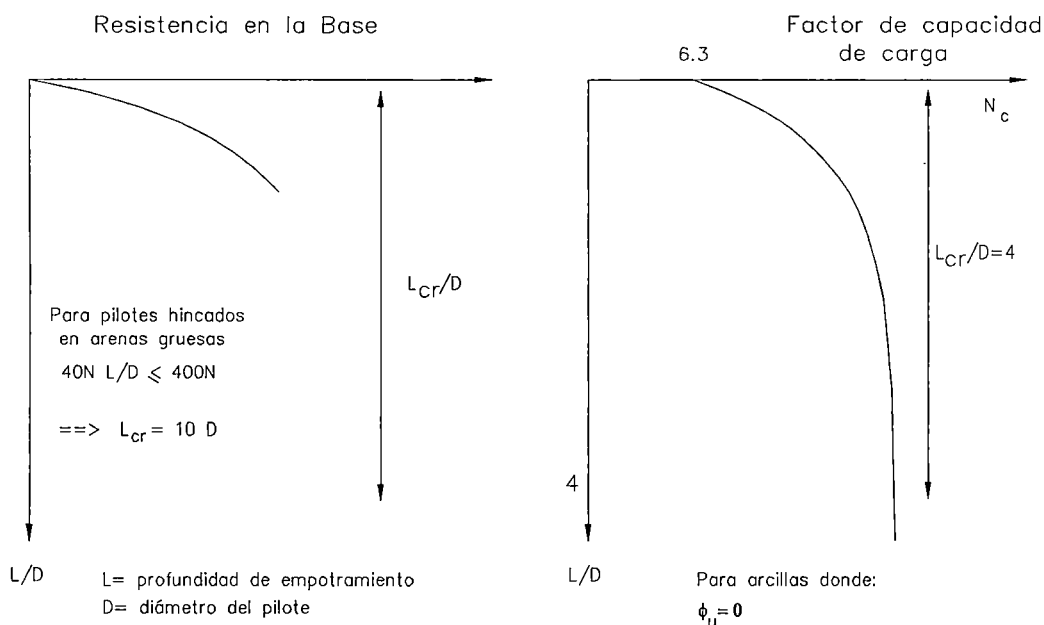


FIGURA N° 5.16: Empotramiento requerido para la resistencia por punte en un suelo homogéneo

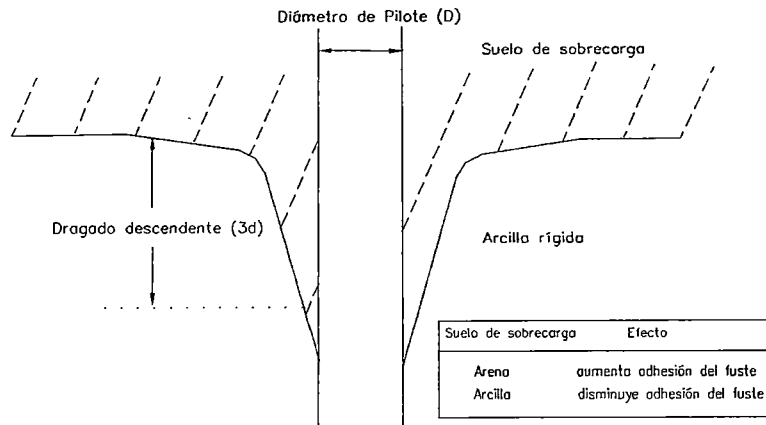


FIGURA N° 5.17: Efectos de sobrecarga en la adhesión sobre el fuste.

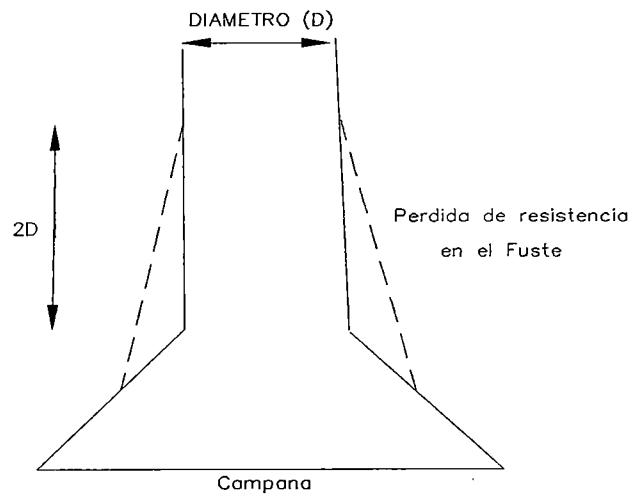


Figura N° 5.18: Perdida de adhesión en la campana

5.6 PROGRAMA DE COMPUTO SHAFT 1

5.6.1 Introducción

Los procedimientos para el análisis de la carga axial para pozos perforados, internacionalmente han experimentado en los últimos años rápidos cambios, debido a que las pruebas de campo se han realizado a escala natural y además a que la información lograda ha estado disponible, ayudando así a mejorar los métodos de construcción. El programa SHAFT1, está basado en los métodos presentados por Federal Highway Administration (1977) del U.S Department of Transportation.

Según esos estudios las fallas reportadas por carga axial en pruebas de los pozos perforados, son relativamente raras, las dificultades se deben generalmente a errores en la etapa de construcción. Debido a esta observación es recomendable que el usuario del programa SHAFT1, ponga bastante cuidado en la preparación de las especificaciones y en la ejecución de la inspección de campo para asegurar una buena construcción.

Los estudios sobre este tipo de cimentación están basados sobre datos experimentales obtenidos en pruebas de pozos perforados a escala natural, los cuales han permitido entender mejor su comportamiento. Actualmente está claramente establecido que los pozos perforados pueden transportar gran porción de su carga por fricción superficial.

Muchos de los datos de campo de estas pruebas muestran que la carga inicial es soportada casi completamente por fricción. Usualmente, en un movimiento descendente relativamente pequeño, la resistencia máxima por fricción es movilizada y la carga permanente es llevada a la punta. En algunos casos, existe alguna reducción en la carga transportada por fricción cuando el movimiento descendente es continuo, debido probablemente a la reducción del esfuerzo cortante del suelo a lo largo de los lados del fuste. Estas pruebas de campo han permitido medir la carga que fue transferida al suelo por fricción y desarrollar correlaciones entre la fricción y las propiedades del suelo. El programa de computo SHAFT1, da como resultado los valores de la capacidad de carga axial y la estimación del asentamiento a corto plazo.

Procedimientos General de Operaciones

Seleccionar el modo de entrada de datos:

- ◆ Para el usuario poco frecuente se recomienda la entrada interactiva y seguir los pasos que indica la pantalla para completar un análisis.
- ◆ Si selecciona la entrada no interactiva, el usuario deberá crear o editar un archivo de entrada directamente en la pantalla antes de ejecutar el programa.

5.6.2 Documento de Ingeniería

El procedimiento para calcular la capacidad de carga axial de un pozo perforado esta basado principalmente en el manual FHWA en donde se detalla las ecuaciones empleadas en la programación (Reese and O'Neill, 1988).

Los métodos de análisis que son presentados han resultado ser útiles, pero pueden no ser apropiados para cualquier medio.

Los pozos perforados llamados también drilled shaft, drilled piers ó bored piles, son empleados para cimentaciones de grandes estructuras, investigaciones recientes han conducido al desarrollo de métodos racionales de diseño para carga axial de pozos perforados. Uno de estos métodos es presentado en este capítulo. El análisis está basado en una base de datos de 41 ensayos hechos a profundidad y con pozos perforados de mayores diámetros, en suelos cohesivos sobre-consolidados y suelos no cohesivos.

Condiciones de los parámetros utilizados en las ecuaciones de diseño:

- ◆ Diámetro del fuste vertical : 0.52m –1.20m
- ◆ Diámetro de la campana : hasta 2.3m
- ◆ Profundidad de la Base : 4.70m - 30.5m
- ◆ Resistencia cortante (Su) : 29 KPa – 287Kpa
- ◆ SPT "N" : (5-60golp/pie).(100golpes/pie) en capas de arena cementada
- ◆ Relación sobreconsolidada : 2-15 (Suelos cohesivos)
- ◆ Slump del concreto : 100-225mm (4 a 9 pulg)

El método utiliza las características subsuperficiales obtenidas de los datos del ensayo de compresión triaxial no drenado de muestras de suelos cohesivos, de la realización de la prueba del SPT en suelos no cohesivos, y de los registros y análisis de núcleos de rocas si fuera el caso.

El método idealiza un perfil subsuperficial compuesto por un número de capas, las propiedades de las capas son constantes en cada capa, como muestra la Fig. N° 5.19. Cada capa debe ser clasificada como suelo cohesivo, suelo no cohesivo ó roca. Las clasificaciones pueden ser mixtas en todo el perfil.

PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO PARA ARCILLAS

Resistencia Lateral

La aproximación básica del cálculo de la resistencia lateral (fricción lateral) para pozos perforados en arcilla es emplear el **método α** . La siguiente ecuación es empleada para calcular el valor último de carga unitaria transferida a la profundidad z debajo de la superficie del terreno:

$$f_{sz} = \alpha_z C_{uz} \quad (5.24)$$

Donde:

- f_{sz} = resistencia última a la fricción a la profundidad z ,
- C_{uz} = resistencia cortante no drenada a la profundidad z ,
- α_z = factor empírico que puede variar con la profundidad z .

La carga total Q_s resistencia lateral puede ser calculada por:

$$Q_s = \int_0^L f_{sz} dA \quad (5.25)$$

Donde

- dA = área diferencial del perímetro a lo largo del fuste
- L = longitud del pozo perforado debajo de la superficie del terreno.

La ecuación 5.24, indica que la carga unitaria por fricción respecto a una profundidad z es una función de la constante " α " y la resistencia cortante no drenada a la profundidad z . " α " es un valor que varia con la profundidad y no es función del esfuerzo cortante. Esto es una conclusión contraria a la regla de esfuerzos totales utilizadas en el diseño de pilotes hincados, es una consecuencia de la exclusión de la zona cercana a la superficie del suelo en arcillas sobreconsolidadas. Sin embargo las investigaciones que se han hecho al respecto hasta la fecha no son suficientes para una predicción precisa de α en función de la profundidad. La Tabla N° 5.28, presenta valores para α .

Tabla N° 5.28: Valores Recomendados para " α " en Arcillas

Ubicaciones a lo largo del Pozo Perforado	Valor de α	Valores Límites de Carga Transferida, f_z	
Desde la superficie terrestre hasta la profundidad de 5 ft. (1.5mt).	0	--	--
A un D del fondo ó un D sobre la campana (si se usa la fricción)	0	--	--
Todos otros puntos a lo largo de los lados del pozo perforado.	0.55	3.2	--

Un valor limite de resistencia lateral se muestra en la Tabla N° 5.28, la cual refleja el hecho que datos experimentales fallan por resistencia a la fricción en arcilla, cuando la arcilla tiene una resistencia cortante no drenada mayor de 6 T. / ft^2 (575 KPa).

El programa de computo SHAFT 1, tiene también la opción para ingresar el valor de " α ", según el usuario crea más apropiado en caso de un suelo particular o si existe variación de la humedad. Un pilote perforado que está sujeto a carga lateral es un ejemplo de tal circunstancia, si la deflexión lateral en la superficie es más de unos centésimos de una pulgada, la porción del pozo perforado sobre el

primer punto de deflexión cero debe descontarse en la contribución por resistencia a la fricción.

Cuando solo se cuenta con los resultados del ensayo de penetración dinámica, se recomienda hacer uso de las correlaciones entre la resistencia cortante no drenada (c_u) de la arcilla homogénea y los valores de N (SPT), presentadas por (Quiros y Reese, 1977).

$$c_u = N_{spt} / 10, \quad \text{tons/ft}^2$$

$$c_u = N_{spt} / 0.10, \quad \text{kPa} \quad (5.26)$$

Resistencia por Punta

El cálculo de la resistencia por punta para cimentaciones profundas en arcillas, usando aproximación de la resistencia cortante no drenada, esta menos sujeta a incertidumbres a comparación con el cálculo de la carga transferida en fricción superficial. Skempton (1951) propone expresiones que han sido comprobadas con aceptable precisión:

$$q_b = N_c \cdot c_{ub}, \quad q_b \leq 40 \quad \text{tons/ft}^2 \quad (3.8\text{Mpa}) \quad (5.27)$$

$$N_c = 6.0 [1 + 0.2 (L / B_b)] \leq 9, \quad (5.28)$$

Donde:

q_b = capacidad de carga neta ultima unitaria de pozos perforados en arcilla saturada.

c_{ub} = promedio de la resistencia cortante no drenada de la arcilla, calculada sobre la profundidad de uno a dos diámetros debajo la base.

L = penetración del fuste ó profundidad a la base

B_b = diámetro de la base del fuste

Para arcillas y suelos arcillosos semejantes, el valor limite de q_b mostrado en la ecuación 5.27, está basado en el valor más grande de la resistencia por la punta

que se haya medido (Engling and Reese, 1974) y no es un límite teórico. En caso si desea usar un valor más alto, realizar una prueba de carga.

Si el material en la base es arcilla de consistencia blanda, el valor de c_u o N_c , puede ser reducido aproximadamente a un tercio para la falla de carga local. Sin embargo, cuando la base del fuste tiene un diámetro más grande que 75 in. (1.9m), se debe reducir q_b , debido a que el asentamiento requerido para obtener q_b sería tan grande que las aplicaciones de los factores de seguridad en el rango usual de 2 a 3 pueden dar resultados de asentamientos excesivos en corto tiempo. Para reducir q_b , en arcilla rígida y dura, con B_b mayor a 1.9m, usar la siguiente expresión:

$$q_{br} = F_r q_b \quad (5.29)$$

$$F_r = \frac{2.5}{aB_b + 2.5b}; \quad F_r \leq 1.0 \quad (5.30)$$

$$a = 0.0071 + 0.0021 (L/B_b); \quad a \leq 0.015 \quad (5.31)$$

$$b = 0.45 (c_{ub})^{0.5}; \quad 0.5 \leq b \leq 1.5 \quad (5.32)$$

Estas ecuaciones han sido basadas en pruebas de carga de pozos ensanchados de gran diámetro, en arcillas rígidas y arcillas blandas esquistosas (O' Neill and Sheikh, 1985; Sheikh, et al, 1985).

Asentamientos

Las curvas para diferentes casos han sido normadas, y son presentados en la Fig. N° 5.20 para resistencia a la fricción y en la Fig. N° 5.21 para resistencia por punta. Si seguimos los procedimientos estudiados, el asentamiento a corto plazo debe restringirse a valores menores que una pulgada (25mm) para apropiados factores de seguridad.

El asentamiento a largo plazo debido a cargas debe ser calculado lugar por lugar usando la teoría de consolidación y no puede ser generalizado. Sin embargo, este asentamiento no es demasiado significativo en muchos lugares donde las arcillas son altamente sobreconsolidadas.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA ARENAS

Resistencia Lateral

La resistencia cortante de arenas y de otros suelos no cohesivos es caracterizada por un ángulo de fricción interno mayor de 30°, dependiendo de las formas de los granos y su carga. El ángulo de fricción en la interfase del concreto y el suelo puede ser diferente que el del suelo mismo.

El método de cálculo de la carga unitaria transferida en resistencia lateral depende de los resultados de experimentos de campo, así como también de la teoría a emplear.

Las siguientes ecuaciones están basadas en la teoría pero los valores de los parámetros que se sugieren para el diseño son basados principalmente en los resultados experimentales de campo:

$$f_{sz} = K\sigma'_z \tan \phi_c \quad (5.33)$$

$$Q_s = \int_0^L K\sigma'_z \tan \phi_c \, dA \quad (5.34)$$

Donde

f_{sz} = resistencia lateral última unitaria en arenas a la profundidad z .

K = parámetro combina el coeficiente de la presión lateral y un factor de correlación,

σ'_z = esfuerzo vertical efectivo en el suelo a profundidad z .

ϕ_c = ángulo de fricción en la interfase de concreto y suelo

L = profundidad de empotramiento del pozo

dA = área diferencial del perímetro a lo largo del fuste a la profundidad de penetración.

Las ecuaciones 5.33 y 5.34, pueden ser usadas en el cálculo, pero se pueden desarrollar simples expresiones combinados en términos de K y $\tan \phi_c$:

$$f_{sz} = \beta \sigma'_z \leq 2.0 \text{ tsf (190 KPa)} \quad (5.35)$$

$$Q_s = \int_0^L \beta \sigma'_z \, dA \quad (5.36)$$

$$\beta = 1.5 - 0.135 z^{0.5}, \quad 1.2 \geq \beta \geq 0.25 \quad (5.37)$$

$f_{sz} = \text{constante}, \quad z \geq 60 \text{ ft.}$

z = profundidad bajo la superficie, en ft.

El parámetro β , considera la presión lateral, el ángulo de fricción y además el hecho de que los esfuerzos en la interfase debido a la presión del concreto fluido puede ser más grande que la del mismo suelo. Entre otros factores, el slump del concreto podría ser 6 pulg. ó más.

Los valores limites de la resistencia lateral mostrados en la Ec. 5.35 no es una teoría limitada pero es el valor más grande que medido. El uso de valores más altos puede ser justificado por los resultados de un ensayo de carga.

La Fig. N° 5.22 muestra la comparación de los valores de β calculados en la Ec. 5.37 y los valores de β derivados de los ensayos de carga en arena para pozos perforados a escala natural. Como puede verse, las expresiones recomendadas para evaluar los valores de β están en razonable acuerdo con los valores experimentales.

Tabla N° 5.29: Relaciones entre N y ϕ y D_r (Gibbs y Holtz, 1957)

N (SPT) Golpes/ pie	Esfuerzos por Sobrecarga, lb/pulg ²					
	0		20		40	
	ϕ grado	D_r porcentaje	ϕ grado	D_r porcentaje	ϕ grado	D_r porcentaje
0	0	0	0	0	0	0
2	32	45				
4	34	55				
6	36	65	30	37		
10	38	75	32	46	31	40
15	42	90	34	57	32	48
20	45	100	36	65	34	55
25			37	72	35	60
30			39	77	36	65
35			40	82	36	67
40			41	86	37	72
45			42	90	38	75
50			44	95	39	77
55			45	100	39	80
60					40	83
65					41	86

D_r = densidad relativa

ϕ = ángulo de fricción interno

N = cantidad de golpes del ensayo de SPT

Resistencia por Punta

Cuando una excavación se realiza en arena, debido a los esfuerzos existe una tendencia para que la arena ligeramente se afloje en el fondo de la excavación. También cuando ocurre asentamiento, aparece alguna densificación de la arena debajo la base del pozo perforado.

La carga continua se incrementa para alguna de las pruebas hasta un asentamiento de más de 15% del diámetro de la base. Esta cantidad de asentamiento no es tolerable para la mayoría de estructuras; por lo que se dan límites a los valores de resistencia por punta para un pozo perforado en suelo granular en caso de descender la base en un 5 % del diámetro de la base.

Los valores de q_b son calculados en función de N (valores de campo no corregidos) en la Tabla N° 5.28. Sin embargo, estos valores pueden tender a ser reducidos para fustes de diámetros más grandes, como muestra la EC. 5.35.

Tabla N° 5.30: Valores Recomendados de Resistencia Unitaria por Punta en Suelos No Cohesivo

Rango de Valores N (SPT)	Valores de q_b		
	T/ft ²	KN/m ²	MPa
0 hasta 75	0.60 N (SPT)	57.5 N(SPT)	0.0575 N(SPT)
sobre 75	45	4300	4.3

El cálculo de la capacidad en la punta está basado directamente por el número de golpes del SPT cerca de la base del pozo, Quiros y Reese (1977). Este concepto concuerda con las escrituras de Meyerhof (1976) y otros. Según los valores que se dan de q_b , la penetración de los pozos perforados debe estar por lo menos en 10 D debajo de la superficie. Para penetraciones menores de 10 D, se recomienda que q_b varíe linealmente desde cero en la línea superficial hasta el valor calculado en la Tabla N° 5.30 para 10 D de penetración.

Cuando los diámetros de la base exceden 50 pulg (1.27m), se recomienda usar un valor reducido:

$$q_{br} = \frac{50}{B_b} q_b \quad (5.38)$$

B_b = el diámetro de la base del fuste, en pulg.

La Tabla N° 5.30 sugiere que los valores limites de carga transferida en resistencia por punta sea 45 tsf (4.3 MPa.) en un asentamiento de 5 % del diámetro de la base.

Asentamiento

Las curva de las Fig. N° 5.24 para resistencia a la fricción y la Fig. N° 5.25 para resistencia por punta fueron digitadas en base a datos experimentales. Estas curvas muestran transferencia de carga como una función de asentamiento a

corto plazo. Existe considerable dispersión en los resultados (más en arcilla); sin embargo, las curvas servirán de guía para realizar los diseños cuando el asentamiento total o diferencial pueda ser un problema.

Precisión del Método para Evaluar la Capacidad del Suelo

- ◆ Los resultados de la evaluación del cálculo de la capacidad de carga última de los pilotes perforados por el método propuesto y empleando la base de datos de los experimentos son mostrados en la Fig. N° 5.26.
- ◆ Para suelos cohesivos, todas las predicciones estuvieron en 25% de los valores medidos.
- ◆ Para suelos arenosos la predicción medida fue conservativa, reflejando la manera elemental con la cual se caracteriza el suelo. Sin embargo, para un perfil mixto los resultados están más influenciados por los criterios de los suelos no cohesivos que por los de suelos cohesivos.

PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO PARA ROCAS

Una amplia visión de la clasificación de roca intacta puede ser obtenida analizando a la Fig. N° 5.26, por Deere, (1968) y Peck, (1976), también presentado por Horvath y Kenney, (1979), en donde se muestra en la parte baja un medio de arcilla y en lo alto gneis. El concreto y el acero son mostrados por referencia. Un número de categorías de rocas tienen esfuerzos compresivos que están en el mismo rango ó en valores más altos de concreto. Como puede esperarse, muchos de los procedimientos de diseño para pozos son directamente en roca débil debido a que la roca dura podría ser tan fuerte o más que el concreto en el pozo perforado.

A excepción de ejemplos donde los pozos fueron instalados en roca débil tales como lutitas o lodolitas, no existen virtualmente ocasiones donde la carga haya fallado. Un ejemplo de una prueba de campo donde no fue posible fallar el pozo se muestra en la Fig. N° 5.27 y 5.28. La roca fue un vuggy cal o caliza que fue difícil de descorazonar sin fracturar. Fue solamente después del problema considerable que era posible conseguir la resistencia de la roca.

La Fig. N° 5.26 muestra la clasificación de la roca. Para la elaboración de esta gráfica se realizaron los ensayos dirigidos por Schmertmann (1977). La resistencia compresiva de la roca fue aproximadamente 500 psi (3.45 MPa), colocando la caliza vuggy en el rango más bajo de la creta.

Como puede verse en la Fig. N° 5.27, las curvas de asentamiento-carga para dos pozos son casi idénticas. El asentamiento de los dos pozos bajo la máxima carga fue muy pequeño, el mayor valor del asentamiento (0.10 pulg, 2.5 mm.) ocurrido debido al acortamiento elástico de los pozos perforados.

La distribución de la carga respecto a la profundidad, determinada desde la instrumentación interna en los pozos perforados para la carga máxima se muestra en la Fig. N° 5.28. Como puede apreciarse, ninguna carga alcanzó la base del pozo N° 1 ensayado y solo alcanzó cerca de 60 tons. (530 KN) la base del ensayo N° 2. Los datos permitieron hacer un diseño para las cimentaciones en el lugar con bastante seguridad. Los resultados fueron típicos para pozos perforados que son cimentados en rocas con respecto a ser incapaces de desarrollar valores últimos de carga transferida.

Williams, et al (1980), "No puede llegarse a un diseño satisfactorio sin la consideración de prueba de carga de pilotes, determinaciones de parámetros en laboratorio y campo y análisis teóricos; inicialmente elástico, pero luego más tarde también elasto-plástico. Con el presente estado de arte, y la mayor influencia de factores de campo, particularmente mecanismos de fallas y rocas defectuosas, un método de diseño debe basarse primariamente sobre la evaluación de pruebas de campo"

El procedimiento recomendado por Kulhawy (1983), presenta un alcance lógico. Los pasos básicos son los siguientes:

1. La penetración del pozo perforado en la roca dada por carga axial se obtiene usando un valor apropiado de la resistencia lateral.

2. El asentamiento de un pozo en la roca se calcula considerando el asentamiento por acortamiento elástico requerido para desarrollar la resistencia por punta, asumiendo que la carga total es tomada por la base del pozo. La rigidez de la masa rocosa es necesaria para este cálculo.
3. Si el asentamiento calculado es menos que 0.4 pulg. (10mm), la resistencia lateral es mucho mayor que la carga alcanzada por la base de la cimentación.
4. Si el asentamiento es mayor que 0.4 pulg. (10 mm), el enlace lateral puede fallar, llegando ser más importante la resistencia por la punta.

El asentamiento total (S_T) puede calcularse según:

$$S_T = w_c + w_b$$

w_c = compresión elástica del pozo perforado (no se considera resistencia lateral)

w_b = asentamiento en la base

Las siguientes recomendaciones están basadas considerando que la resistencia lateral y por punta no se desarrollaría simultáneamente. El concepto es conservativo, pero sustentado por el hecho que la máxima carga por resistencia lateral en la roca ocurrirá en la parte superior de la roca, en donde el asentamiento relativo entre el pozo perforado y la roca es el más grande. Si la roca es frágil, lo cual es una posibilidad, el enlace en el extremo superior de la roca podría fallar con el esfuerzo adicional transferido descendentemente. Allí podría entonces ocurrir falla progresiva por resistencia lateral. El asentamiento sería muy pequeño si sólo se considera resistencia lateral. El asentamiento por punta podría ser considerable y debe ser chequeado como parte integral del análisis.

Recomendaciones Específicas

1. Horvarth y Kenney (1979) realizaron un estudio extensivo de la carga transferida en resistencia lateral para pozos perforados en roca-agrietada y presentaron la siguiente ecuación:

$$f_s = 2.5 (q_u)^{0.5} \leq 0.15 q_u \quad (5.41)$$

Donde:

f_s = resistencia lateral última (lb/pulg²)

q_u = resistencia por compresión unidimensional de la roca o concreto (lb/pulg²)

De la ecuación 5.41 se obtiene el valor de f_s , en unidades SI, por lo que " q_u ", debe ser convertido a unidades SI antes de emplearla. Ésta Ecuación puede ser usada para calcular la longitud necesaria del fuste, si el pozo perforado se instala en lutita arcillosa entonces la resistencia lateral última puede ser predecida más exactamente por los procedimientos descritos para lutitas arcillosas.

2. El acortamiento w_c del pilote perforado puede calcularse por mecanismos elementales empleando las dimensiones del fuste y rigidez del concreto.

$$\rho_c = \left(\frac{Q_{st} L}{A E_c} \right) \quad (5.42)$$

Donde:

L = penetración del fuste

Q_{st} = carga en la parte superior del fuste

A = el área de la sección transversal del fuste

E_c = modulo de Young del concreto en el fuste, considerando los efectos de rigidez de algún refuerzo de acero.

3. El asentamiento de la base del fuste puede ser obtenido asumiendo que la roca se comporta elásticamente. La siguiente ecuación da aceptables resultados:

$$W = \frac{Q_{st} I_p}{B_b E_m} \quad (5.43)$$

Donde:

w = asentamiento de la base del pilote perforado,

I_p = coeficiente de influencia,

B_b = diámetro del pozo perforado

E_m = modulo de la roca in-situ, tomando en cuenta las juntas y su espaciamento.

4. El valor de I_p puede ser encontrado usando la Fig. N° 5.29 (Donald et al, 1980. El símbolo E_c es el modulo de Young del concreto en el pilote perforado.

5. El valor del módulo de Young de la roca intacta E_L puede ser obtenido por ensayos o por una apropiada selección de un valor. La Fig. N° 5.12 permitirá alguna modificación del módulo de roca intacta haciendo uso de RQD.

6. La capacidad de carga de la roca puede ser calculada por un método propuesto por la sociedad Canadiense de Geotécnica (1978).

$$q_a = K q_u \quad (5.45)$$

$$K_{sp} = \frac{3 + C_s/B_b}{10 (1 + 300 \delta/C_s)^{0.5}} \quad (5.46)$$

Donde:

q_a = capacidad admisible de carga

K_{sp} = coeficiente empírico que depende del espacio de discontinuidades e incluye un factor de seguridad de 3

q_u = prom. de la resist. a la compresión s/confinar el núcleo de la roca

C_s = espaciamento de discontinuidades

δ = espesores de discontinuidades individuales

B_b = diámetro del fuste.

La Ec. 5.45 es válida para macizos rocosos con espaciamento de discontinuidades más grande de 12 pulg., espesores de discontinuidades menos que 0.2 pulg. (5mm) (o menos que 1 pulg., si se rellena con tierra o detritos de rocas) y para una cimentación con un ancho más grande que 12 pulg.

7. Si la roca es débil (resistencia a la compresión menor que 100psi), el diseño deberá depender de la carga transferida por resistencia lateral. El asentamiento deberá ser chequeado para que no exceda a 0.4 pulg.

8. Si la roca es resistente, el diseño deberá ser realizado por punta. El asentamiento bajo carga de trabajo deberá ser calculado viendo que no exceda el valor admisible dado para la superestructura. Considerar si durante a la construcción en roca, esta reacciona con la presencia de agua o fluido de perforación. Algunas lutitas perderán resistencia muy rápidamente en presencia del agua.

5.6.3 Limitaciones y Excepciones

- ◆ Se excluye, profundidades menores a 4.6m, diámetros menores a 0.60m, suelos normalmente consolidados, sensibles, orgánicos y que contengan apreciable gravas y bolones.

Materiales de arcillas duras y lutitas arcillosa, las que pueden ser consideradas como geomateriales de transitorio entre el suelo y la roca. En caso de arcillas para calcular f_{si} considerar: $c_{ui} \leq 383\text{Kpa}$ y, para rocas $c_{ui} \geq 862\text{Kpa}$, los valores intermedios se obtiene de interpolar.

- ◆ Este enfoque conduce a valores altos de cortante lateral unitaria, es por ello que la supervisión durante la construcción es importante, a fin de asegurar que los lados del pozo no contengan materiales blandos antes de vaciar el concreto.
- ◆ Este método se limita para condiciones estacionarias, se modificará si el pozo perforado se localiza en suelos expansivos ó en suelos sedimentados que producen cargas descendentes.
- ◆ Se recomienda ensayos a escala natural y así verificar ó modificar los parámetros dados.
- ◆ No se excluye ningún método de construcción, ya que no prescribe factores específicos de algún método de construcción.
- ◆ El método no se aplica para el método de entubado permanente.
- ◆ No se restringe magnitudes de carga de diseño debido a consideraciones estructurales.

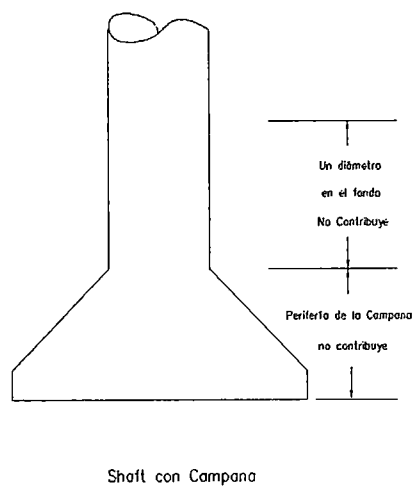
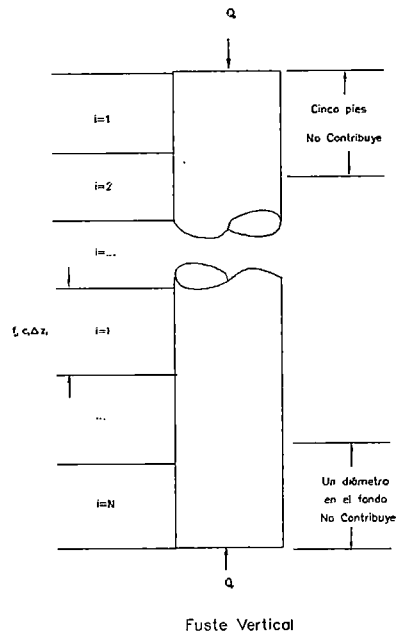


Figura N° 5.19: Porción del pilote perforado que no contribuyen en el cálculo de la resistencia lateral.

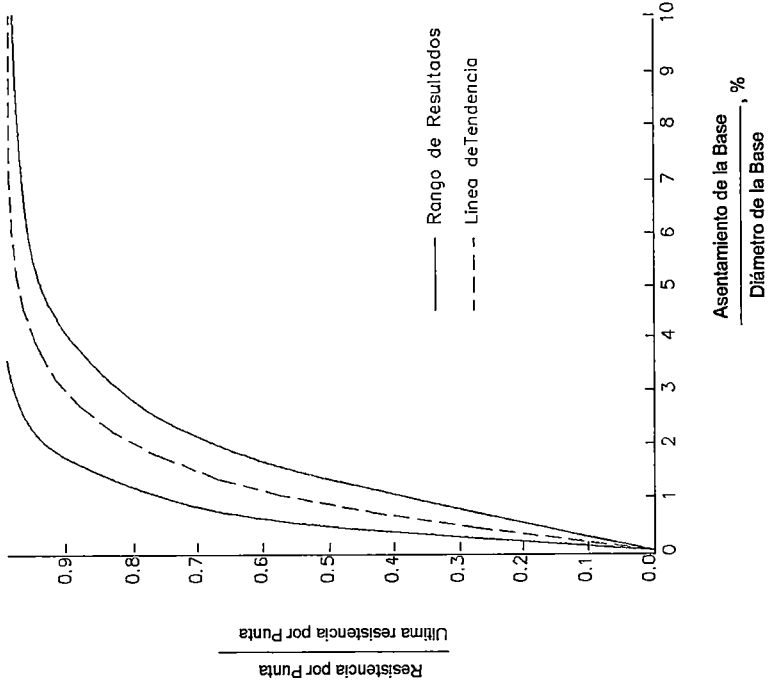


FIGURA N° 5.21: Curvas normalizadas mostrando la contribución a la resistencia por punta versus el asentamiento para pilotes perforados en arcillas. (Reese y O'Neill, 1988)

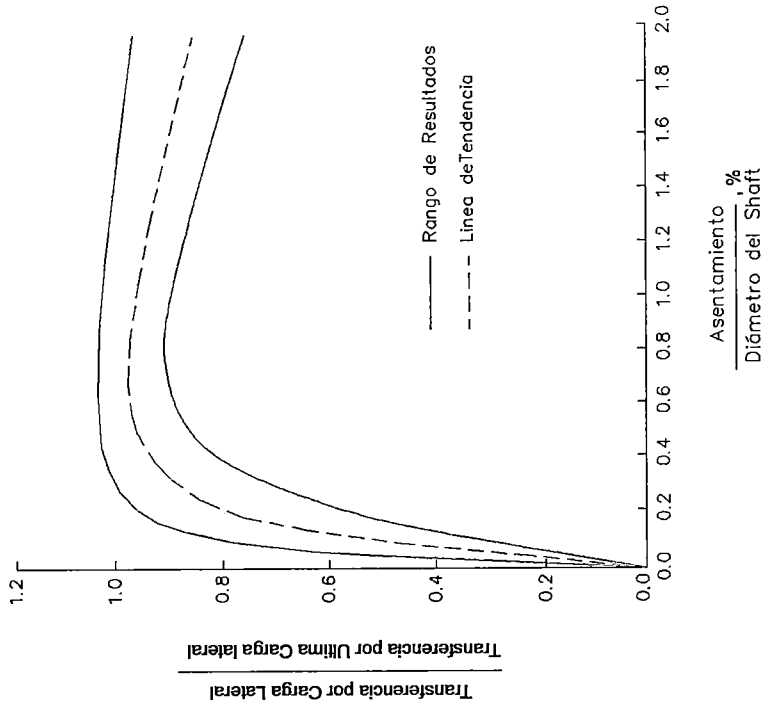


FIGURA N° 5.20: Curvas normalizadas mostrando la contribución por fricción versus el asentamiento para pilotes perforados en arcillas Reese y O'Neill, 1988)

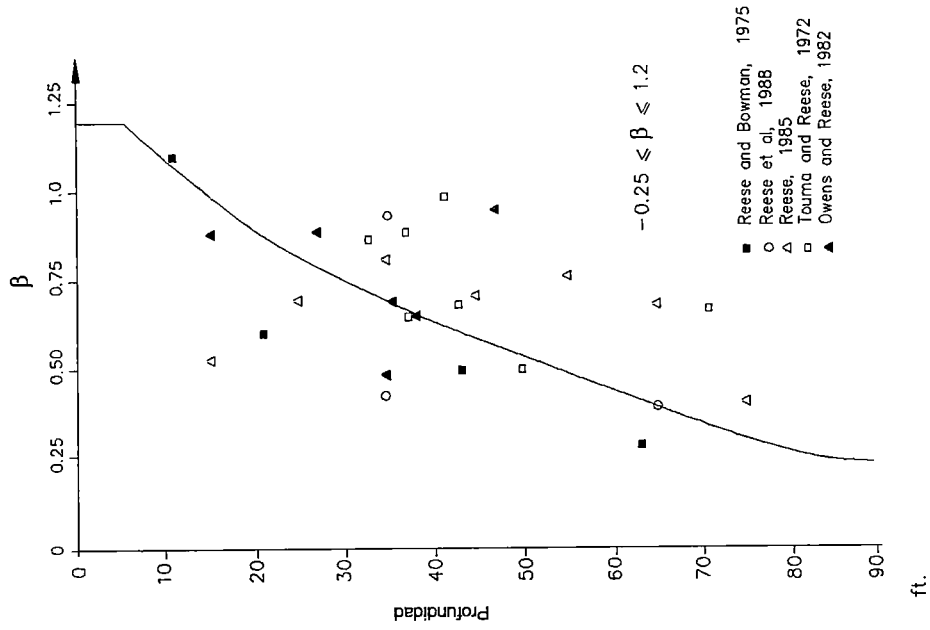


FIGURA N° 5.22: Gráfica de valores experimento de β

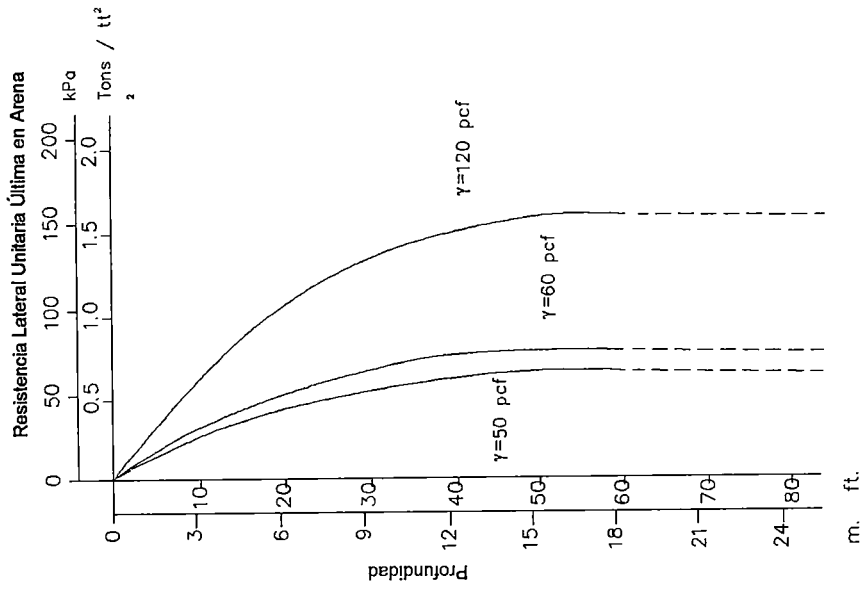


FIGURA N° 5.23: Gráfica de f_{sz} con profundidad (z) para valores de γ

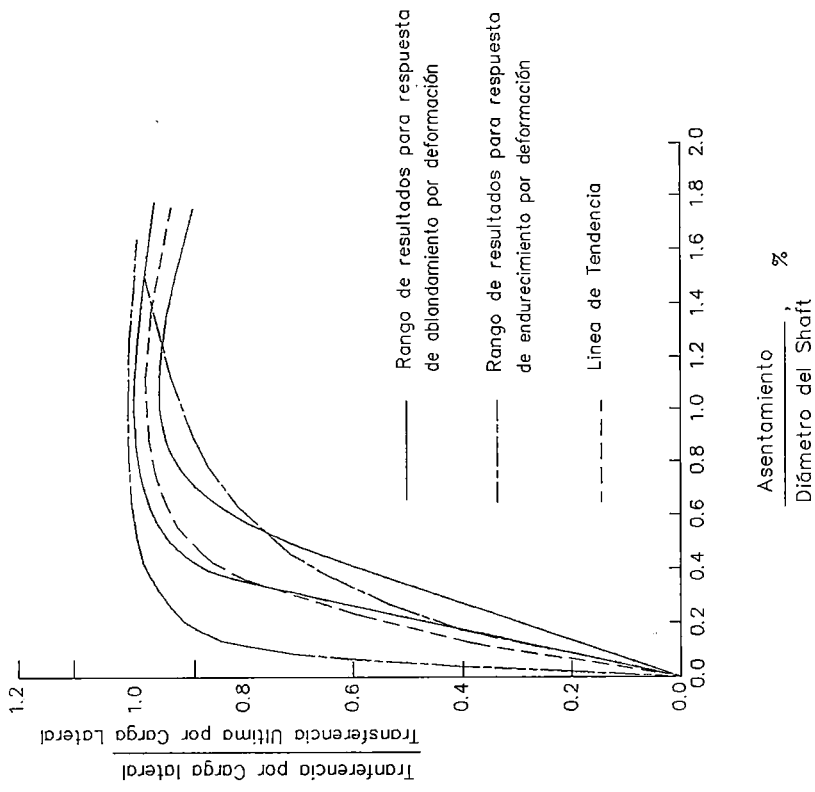


FIGURA N° 5.24: Curvas normalizadas mostrando la contribución por fricción versus el asentamiento para pilotes perforados en suelos no cohesionados. (Reese y O'Neill, 1988)

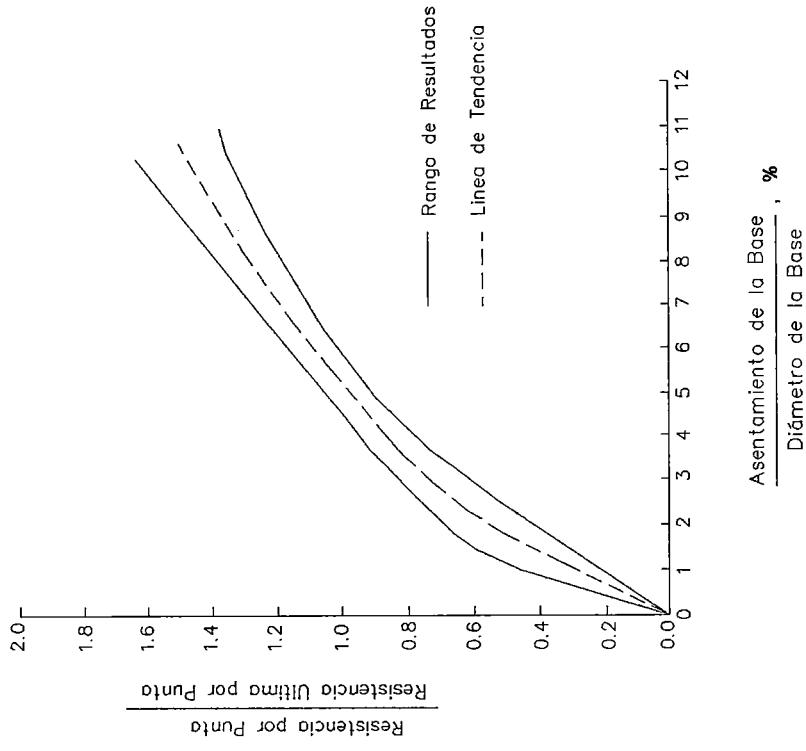


FIGURA N° 5.25: Curvas normalizadas mostrando la contribución a la resistencia por punta versus el asentamiento para pilotes perforados en suelos no cohesionados. (Reese y O'Neill, 1988)

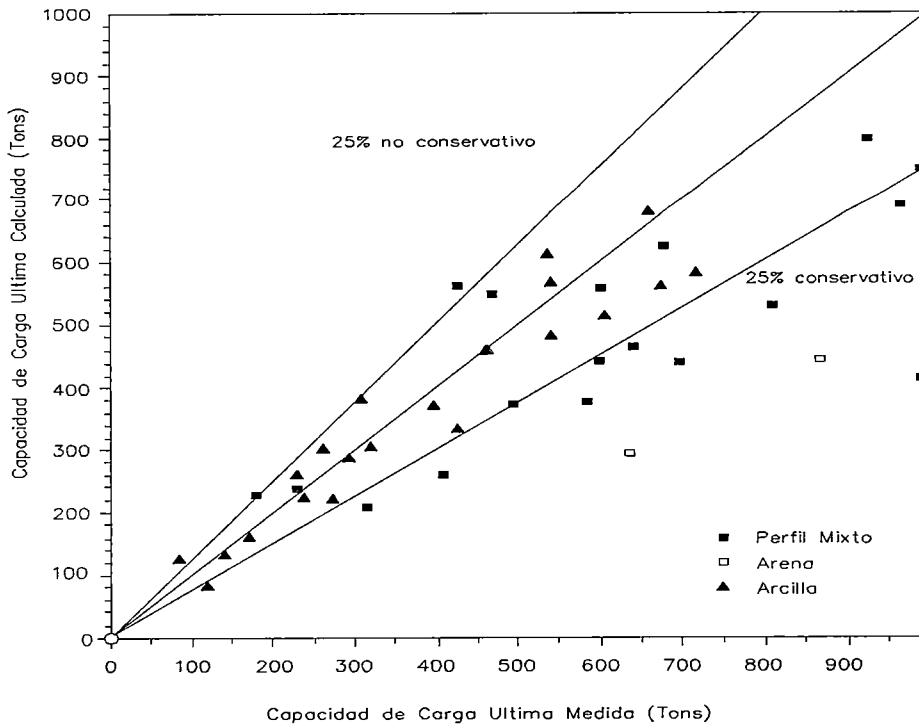


Figura N° 5.26: Comparación de Resultados Calculados por el Método Propuesto y por la base de datos considerando los experimentos

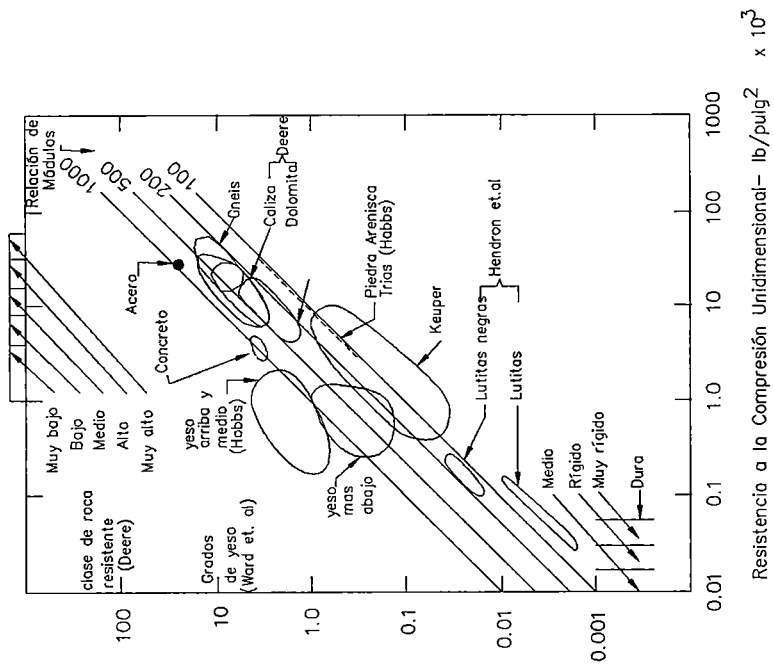


FIGURA N° 5.27: Clasificación de rocas intactas (Deere, 1968)

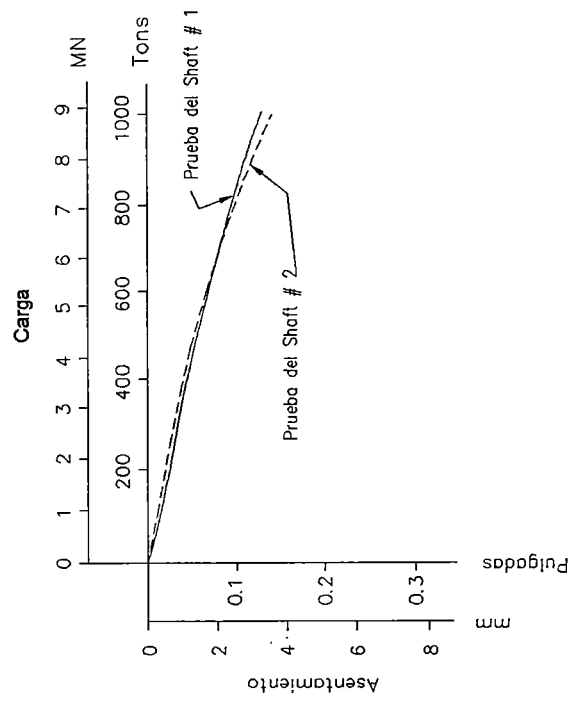


FIGURA N° 5.28: Curvas carga-asentamiento para la prueba de los Shafts1 (Florida Keys).vs. (Reese y O'Neill, 1988)

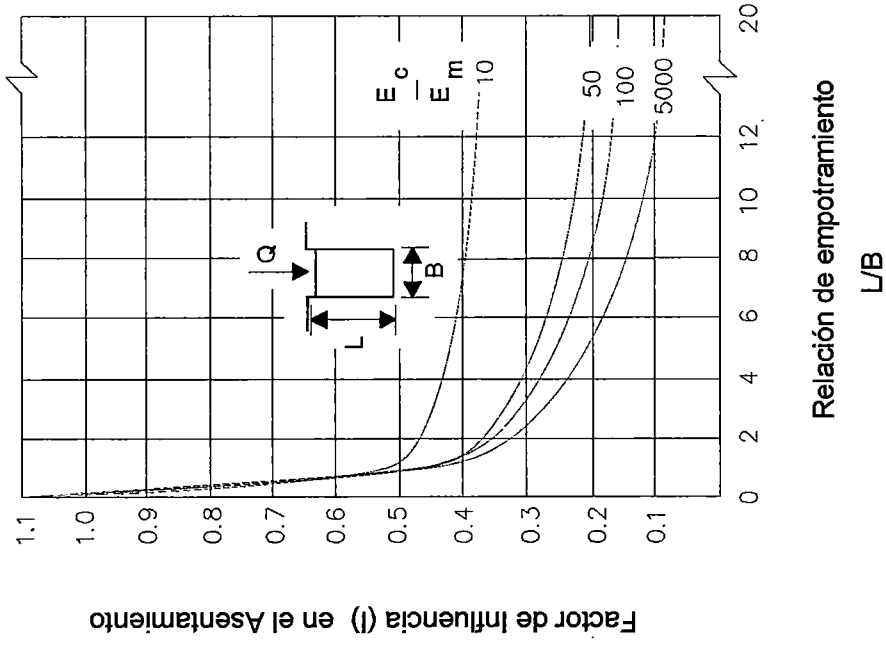


FIGURA N° 5.29: Factor de Influencia I, en el asentamiento elástico como una función de la razón de empotramientos y la razón modular (Donald, Slon and Chiu, 1980)

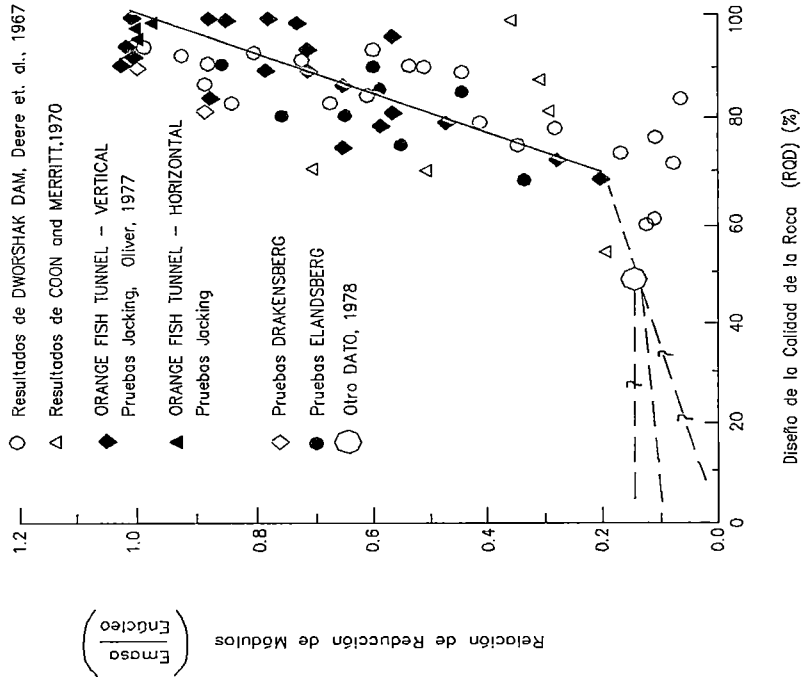


FIGURA N° 5.30: Relación del módulo de reducción como una función de RQD (Bieniawski, 1984)

5.7 PROGRAMA DE COMPUTO RECALQ

5.7.1 INTRODUCCION

El programa automático RECALQ calcula el asentamiento de cimentaciones superficiales y profundas considerando al suelo como un medio ideal elástico, se aplica para elementos de cimentaciones cilíndricos o prismáticos.

El programa RECALQ, fue idealizado en lenguaje FORTRAN y se emplea para estimar los esfuerzos y asentamientos de puntos internos del suelo. A través de un proceso numérico las cargas de las cimentaciones transmitidas al terreno son discretizadas en un sistema equivalente de cargas concentradas, cuyos efectos son superpuestos en el punto en estudio. Los efectos son calculados por las ecuaciones de Mindlin y la discretización de las cargas, impuestas por los elementos de fundaciones, es realizada utilizando las fórmulas de la teoría de Elasticidad.

5.7.2 DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO

El programa automático RECALQ fue desarrollado para ser utilizado en Micro-Computadores y, en su procesamiento deberá ser hecho de la siguiente forma: crear los archivos de datos; luego ingresar al programa, RECALQ le solicitará digitar el nombre del archivo de datos (máximo 8 caracteres). El programa RECALQ y lo(s) archivo(s) de datos deberán estar en el mismo directorio del usuario.

El usuario creará el archivo de datos basado en las propiedades físicas del suelo en estudio, las características y dimensiones de las fundaciones y las cargas externas.

Se ingresa en la base de datos el número de puntos de asentamientos a calcular (número de elementos de cimentación por el número de puntos internos de cada elemento), el número de elementos de cimentaciones y el número de sondajes, los espesores de los estratos con sus respectivos módulos de elasticidad y coeficiente de Poisson a largo de los sondajes, la carga admisible por fricción y la carga en la base y las dimensiones de los elementos de cimentación para el caso de prisma: largo y ancho y en el caso cilíndrico:

ingresar el radio del fuste y de la base. La Figura N 5.31 grafica el modelamiento para los elementos de cimentación: prismático o cilíndrico.

Como resultado, el programa RECALQ imprime los datos de entrada así como los valores de asentamiento para cada punto en estudio.

5.7.3 ANALISIS ELÁSTICO

En el cálculo de los desplazamientos de los elementos de cimentaciones solo es considerada la carga axial que actúa sobre ella, la cimentación es dividida uniformemente en un número de elementos, la solución se obtiene por imposición compatible entre el desplazamiento de la cimentación y el suelo adyacente para cada elemento de la cimentación.

Los desplazamientos del suelos generalmente se obtienen empleando las ecuaciones de Mindlin , para desplazamientos en una masa de suelo causado por cargas en la masa.

La diferencia principal entre los diferentes métodos esta en las suposiciones hechas respecto a la distribución de esfuerzos cortantes a los largo del pilote. D'Appolonia y Romualdi, Thurman y D'Appolonia, y Salas y Belzunce asumen que los esfuerzos cortantes en cada elemento son representados por una carga puntual que actúa en el eje central de cada elemento. Nair asume un área circular cargada uniformemente en el centro de cada elemento. Poulos y Davis, Mattes y Poulos, consideran una distribución uniforme de los esfuerzos alrededor de la circunferencia de la cimentación. El último parece ser más satisfactorio para pilotes cortos. Sin embargo para elementos de cimentaciones esbeltas existe muy poca diferencia entre soluciones basadas en las teorías antes mencionadas.

La implementación de este programa, en el sistema computacional fue hecha en base a la publicación técnica de autoría de Nelson Aoki y Francisco R. Lotes - Estimación de Esfuerzos y Asentamientos de Cimentaciones profundas por la teoría de elasticidad".

5.7.4 DEFINICION DE LAS VARIABLES DE ENTRADA

TITLE	-título general de análisis a ser procesado
NUMPT	-número de punto de recalques (asentamientos)
NUMEL	- número de elementos de fundación
NSOND	-número de sondajes de referencia
SOND	-identificación de cada sondaje de referencia
NC	-número de capas de suelos para cada sondaje
H	-espesor de la(s) capa(s) de los suelos
RE	-modulo de elasticidad del suelo (KN/m ²)
RMI	-coeficiente de Poisson
ICODE	-tipo de cimentación: (1) = cilíndrica (2) = prismática
N1	-número de divisiones de la circunferencia de la cimentación cilíndrica o del lado mayor de la cimentación prismática
N2	- número de divisiones del radio de la cimentación cilíndrica o del lado menor de la cimentación prismática
N3	- número de divisiones de la cimentación que contribuye a la fricción.
PSHAF	- carga admisible transmitida por el área lateral (KN)
PBASE	- carga por punta transmitida a la base (KN)
D1	longitud de la cimentación que no contribuye a la fricción lateral
D2	- longitud de la cimentación

RATIO	- relación entre las longitudes D1 y D2 de la cimentación (1) distribución uniforme de la fricción lateral (0) distribución triangular del espacio lateral
XA,YA,ZA	-coordenadas del centro de la cimentación (caso cilíndrico o de un vértice (caso prismático)
RSHAFT	- radio del fuste de la cimentación profunda (m)
RSHAF	- radio de la base de la cimentación profunda (m)
L	- lado mayor de la secc. de la cimentación prismática (m)
B	- lado menor de la secc. de la cimentación prismática (m)
ALFA	- ángulo entre dirección del lado mayor con el eje de coordenadas X°
XPT,YPT,ZPT	coordenadas de los puntos donde serán estimados los asentamientos (m)
IS	- índice que indicara un sondaje más próximo al punto de asentamiento (Ejemplo: se IS=1 un sondaje de referencia será SOND (1,J).

CONCLUSIONES

Las siguientes conclusiones se basan en la información y datos particulares obtenidos para esta investigación.

1. El área en estudio se encuentra ubicada en la zona 2 del Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional Construcciones (1977), correspondiéndole una sismicidad media.
2. La profundidad de licuación se estima haciendo uso del programa de computo DLICUA, (Parra, 1991), basado en el método simplificado de Seed e Idriss, la evaluación se hizo para sismos con 0.15g, 0.20g, y 0.30g de aceleración máxima superficialmente y un sismo de magnitud 7.0 en la escala de Richter, llegándose a determinar que el suelo licuará hasta una profundidad de 10m. Por lo que la capacidad por fricción lateral se debe a la contribución de los estratos arcillosos y arenas no licuables.
3. La exactitud y la integridad de los resultados de los análisis de la cimentación puente, depende de los estudios de la geología, geomorfología, topografía y geotécnicos, ya que son la base relevantes para elaborar un perfil estratigráfico y determinar los parámetros del suelo que ingresan como datos de los programa de cómputo.
4. La base de datos de los programas de cómputo a aplicar en el diseño de la cimentación del puente Yuracyacu, ha sido elaborada tomando los resultados de los estudios de suelo realizados para este fin.

Cimentación con Pilotes Hincados

5. A partir de los estudios de suelos realizados para el puente Yuracyacu, CISMID (1996), como primera alternativa se calcula la capacidad de carga de pilotes hincados de concreto armado para las secciones cuadradas de 0.30 y 0.40 m de lado, para una profundidad máxima de 26.50 m, mediante las fórmulas estáticas en hojas de cálculo y los programas de cómputo estudiados.
6. Para estas condiciones se asume que los suelos debajo de la base de los pilotes son netamente limos arenosos no plásticos de compactación media a compacta.
7. Las comparaciones de los resultados de carga axial para los pilotes hincados obtenidos por los diferentes métodos muestran que las predicciones de los métodos estáticos, analíticos y empíricos empleados proveen buenos resultados, siendo menores los valores dados por el método de Meyerhof (FECP) pero muy próximos a los resultados obtenidos por el programa SPTSP.
8. El programa de cómputo SPILE, arroja valores un poco más altos, esto se le atribuye a que es un método analítico que requiere de los parámetros del suelo obtenidos en laboratorio y no como los métodos empíricos que se basan en los valores de N obtenidos del ensayo de SPT.
9. El valor de capacidad de carga admisible recomendado para los pilotes hincados usando un factor de seguridad de 2.5, tanto para los pilares como para los estribos es de 60 T.

10. De los resultados obtenidos se tiene que los pilotes se asentaran aproximadamente 0.50cm y 0.60 cm. para secciones de 0.30*0.30 y 0.4*0.40 m respectivamente. Finalmente considerando un factor de eficiencia de grupo de 0.85, la capacidad de carga admisible calculada, se reducirá.
11. Los resultados del asentamiento del grupo de pilotes por los métodos de Vesic (1977) y Skempton se presentan en la Tabla N° 4.14b y 4.15b. Para estimar el asentamiento del grupo de pilotes se toma el mayor valor del asentamiento obtenido para pilotes individuales. El asentamiento para el grupo de pilotes llegara hasta 3.5 cm. y 4.5 cm. para secciones de 0.30 y 0.40 m de lado respectivamente.
12. Para la alternativa de cimentar mediante pilotes excavados de 1.0 m de diámetro y 16.70 m de profundidad, el valor de la capacidad de carga de los pilotes excavados se calculó mediante el programa de cómputo FECF, las fórmulas propuestas por Reese y O'Neill (1989) en forma manual y mediante el programa de cómputo SHAFT 1.
13. De las comparaciones empleando estos métodos se observa que los resultados obtenidos por el programa FECF son muchos menores al calculado manualmente. El programa SHAFT arroja valores intermedios o similares, que son los recomendados para fines de este proyecto.
14. El valor de la carga axial es controlado con el asentamiento permisible mediante las curvas normadas por el programa SHAFT 1, estos valores son menores a 1 pulg., para valores apropiado de factor de seguridad en un rango de 2 a 3.

Cimentación mediante cajones

15. La cimentación final de los pilares y estribos del puente Yuracyacu, fue mediante cajones cilíndricos de concreto para diámetros de 7m y 5m respectivamente para la profundidad promedio de hincado de 26m.
16. La evaluación de la capacidad de carga de los cajones de cimentación, se hace mediante el empleo de las ecuaciones estáticas.
17. La resistencia a la fricción lateral de los caissons se evaluó sin y considerando 10 m de licuación de los estratos de arena. Por lo que la capacidad por fricción lateral se debe a la contribución de los estratos arcillosos y arenas no licuables.
18. Debido a que los caissons donde se apoyaran los estribos y pilares del puente, no llegaron a su cota de diseño aun empleando diferentes métodos de hincado, en el año 2000 se realiza un análisis para la verificación de carga en condiciones actuales del suelo de cimentación, empleando los parámetros de suelo obtenidos para este fin.
19. Para los sondajes realizados en los años 1996, 1998 y 2000, los valores de N del ensayo de penetración estándar se corrigieron por sobrecarga y mediante un análisis estadístico se determinó los valores de N de diseño, esto debido a que las condiciones del suelo fueron alteradas por procedimientos constructivos de la cimentación.
20. Para estas condiciones de verificación la evaluación de la capacidad de carga en la base de los cajones se hace considerando dos casos: el primero considerando que la cimentación se apoya en un suelo friccionante que yace sobre un suelo cohesivo y el segundo caso cuando la cimentación esta,

apoyada sobre una arcilla firme que yace sobre una arcilla blanda, siendo este el caso del estribo derecho.

21. Realizando la comparación entre los resultados de carga en la base para las condiciones de diseño y condiciones de verificación de carga axial, se observa la enorme diferencia que existe entre estos valores, en condiciones de diseño el máximo valor de carga en la base para el pilar derecho fue de 24957 T, mientras que en condiciones de verificación se obtuvo 3078 T, representando solo un 12% del valor de la carga de diseño. Así mismo en el pilar izquierdo se obtuvo solo el 18% y en los estribos para ambos márgenes la carga en la base fue de 9% de la carga de diseño. Esto se debe a que en condiciones actuales los valores de resistencia a la penetración son menores y además porque en la evaluación de la capacidad de carga en la base se ha considerado que el suelo debajo de la base del cajón es suelo compuesto por arena sobre arcilla o de una arcilla firme sobre una blanda, no como en las condiciones de diseño que asumió que éste cimentaría sobre un solo tipo de suelo (no cohesivo).
22. El asentamiento inmediato para los cajones de cimentación se estimó aplicando las ecuaciones basadas en la teoría básica de elasticidad, los valores máximos obtenidos para el asentamiento elástico en condiciones de diseño es de 17 cm y el mínimo de 8.53 cm., mientras que en condiciones actuales se obtuvo 4.52 cm como asentamiento mínimo en la margen derecha y 11cm en la margen izquierda.
23. El asentamiento total en condiciones actuales considerando la consolidación de la arcilla es en la margen derecha 12 cm, mientras que en la margen izquierda llegó a 16 cm.

24. Los asentamientos elásticos también fueron estimados mediante el programa RECALQ. Comparando los valores obtenidos usando la hoja de cálculo y este programa, se aprecia que los resultados son bastante cercanos.
25. La socavación no ha llegado a profundidades mayores a los 6 m. debido a que pendiente del río es ligera por lo que no es erosiva. Pero puede haber otras causas que afecten la cimentación como el impacto de cuerpos pesados, sismos, errores humanos en el proyecto o en la construcción, falta de inspección y mantenimiento oportuno.
26. El riesgo natural principal que puede afectar notablemente al Proyecto es un movimiento sísmico
27. Los programas de computo son herramientas de fácil aplicación no requiere alto grado de conocimientos de lenguajes de programación.

RECOMENDACIONES

1. Debido a que los valores de los asentamientos aumentan por la consolidación de los estratos cohesivos debajo de la cimentación, se recomienda considerar capacidades de carga en función a los asentamientos máximos que pueda soportar la superestructura del puente.
2. El programa de cómputo FECP, pueden utilizarse como primera aproximación y tener una primera longitud de diseño de la cimentación.
3. Emplear el programa SPILE, para cálculos de carga de pilotes hincados, en áreas donde no se requieran muchos pilotes tal que no afecte el costo, ya que su evaluación es rápida.
4. Los estudios detallados, incluyendo la prueba de carga, son generalmente necesarios para confirmar un diseño, realizar esta prueba antes de la construcción es muy ventajoso, por que significaría ahorro de dinero y tiempo durante el proceso constructivo de la cimentación del puente.
5. Desarrollar estudios completos geotécnicos que contengan exploración geofísica para detección de discontinuidades geológicas y así prevenir hechos negativos durante el proceso constructivo.
6. Adecuación de las nuevas tecnologías extranjeras sobre la ingeniería de cimentaciones de puentes como los procesos constructivos de los pozos perforados y cajones de cimentación.

7. Debido a que no en todos los proyectos se dan las condiciones adecuadas y necesarias que se requiera para lograr el objetivo de la obra, puede carecerse de algún recurso importante en las diferentes etapas del procedimiento que vulneren el fin deseado, por lo que se requiere la permanencia de un ingeniero con experiencia en la construcción de este tipo de obra.
8. Respetar el ancho natural del río, a fin de evitar inestabilidad al colapsar un elemento de cimentación.
9. La programación por los ingenieros es un mal necesario sobre toda en su propia especialidad, ya que se requiere lograr resultados eficientes, para mantener el énfasis en la ingeniería geotécnica el ingeniero debe servirse de las herramientas de programación disponibles.

BIBLIOGRAFÍA

1. A Contribution to Settlement Analysis of Foundation in Clay. Skempton y Bejerrum, (1957). Geotechnique, Vol. 7.London.
2. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. Hansen, J. (1970). Danish Geotechnical Institute Bulletin 28. Copenhagen.
3. A Microcomputer Program for Determining Ultimate Vertical Static Pile Capacity SPILE. U.S Department of Transportation (1993). User's Manual. Publication No. FWHA-SA-92-044.
4. Bentonita Piles in Durban. Everett and McMillan, (1975). Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Durban, South Africa.
5. Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation. Meyerhof, G.G. (1976). Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, American Society of Civil Engineers.
6. Caisson Foundation Handbook of Structural Concrete. Mitchell, A. (1983). Pitmat. Londres.
7. Cimentaciones Profundas. Alva, J. (1993). Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas. Seminario de Cimentaciones de Estructuras. Perú.
8. Cimentaciones: Diseño y Construcción. Tomlinson, M. (1996). Quinta Edición, traducción de Foundation design and construction, Trillas. México.

9. Computer Design Program for Axially Loaded Drilled Shafts SHAFT98, (1998). Department Civil Engineering, University of Florida Department of Transportation.
10. Prediction of the Bearing Capacity of Piles Based Exclusively on N Values of the SPT. Decourt, L. (1982). 2nd European Symposium of Penetration Testing. Amsterdam.
11. Design Procedures for Axially Loaded shafts. Quiroz, G. and Reese, L. (1977). Research Report 176-5F, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin.
12. Drilled Shafts Student Workbook. U.S. McLean (1988). Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Implementation Virginia.
13. Drilled in Caissons Used to Stabilize a Moving Foundation.. Wilson, N. (1964). Conference of deep Foundations. Mexico.
14. Drilled Shafts: Construction and Procedures and Design Methods. Reese, L. and O'Neill, M. (1988). Report No. FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration.
15. Drilling Fluid as Used with Drilled Shafts Construction. Leyendecker, E. (1978). Public Transportation, Joe C. Thompson Center, The University of Texas, Austin, Texas.
16. Estudio Geotécnico con Fines de Cimentación para la Cimentación del Puente Yuracyacu. CISMID, Laboratorio Geotécnico, (1996). Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil. Perú.

17. Estudio Geotécnico de Verificación de la cimentación del Puente Yuracyacu-PEAM. CISMID, Laboratorio Geotécnico, (2000). Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil. Perú.
18. Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos de la Ciudad de Chimbote. Parra, D. (1991). Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil. Perú.
19. Evaluación de Daños Ocasionados por el Terremoto de Rioja. CISMID, (1990). Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil. Perú.
20. Evaluación de Daños Ocasionados por el Terremoto de Moyobamba. CISMID, (1991). Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil. Perú.
21. Field Test of Drilled Shafts in Clay-Shales. Aurora, R. and Reese, L. (1977). Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo, Japón.
22. Foundation Analysis and Design. Bowles, J. (1996). Fifth Edition, Mc Graw – Hill Book Company. New York.
23. Foundation Design Principles and Practices. Codito, D. 1994. Prenuce–Hall, Inc. 1994. Estados Unidos.
24. Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation. Roy E. (1986). McGraw-Hill, New York.
25. Liquefaction Susceptibility Map of Downtown Tokyo. Ishihara, K. (1978). 2th International Conference on Microzonation for safer Construction- Research and Application.

26. Load transfer in Pile-Soil Systems. Proceedings Conference on Design Installation of Pile Foundations. Vesic, (1970). Lehigh University, Bethlehem, PA.
27. Mecánica de Suelos. Lambe, W. and Whitman, R. (1989). Sexta Edición, Editorial Limusa. México.
28. Natron Consultoria e Proyectos S.A. Manual de utilizacao do programa Automático RECALQ. Engenharia Civil, Sêcao de Geotecnia.
29. Peligro Sísmico del Perú. Alva y Castillo (1993). Universidad Nacional de Ingeniería - Facultad de Ingeniería Civil. Perú.
30. Personal Communication, Leyendecker, E. (1986).
31. Pile Foundations in Engineering Practice. Prakash, S. and Sharma H. (1990). A Wiley –Interscience publication. New York.
32. Pile Foundation analysis and Designs. Poulos, H. and Davis, E. (1980). John Wiley & Sons, Inc. Estados Unidos.
33. Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Das, B. (2001). Cuarta Edición, Thomson – Engineering. México.
34. Programa de Cómputo Drilled Shafts Under Axial Loading SHAFT1. Lymon C. Reese and Shin-Tower Wang, (1990). Ensoft, Inc. Austin, Texas.
35. Programa de Cómputo Desing of Pile Foundations SPT89 (1989).University of Florida Department of Civil Engineering. User's Guide for UF PC Version of Bulletin 121.

36. Spreadsheet Geomechanics, (1994). Programa de Cómputo PILE, manual publicado por A.A. Balkema. Publishers, Old Post Road, Brookfield. VT 05036, USA.
37. Soil Mechanics in Engineering Practice. Terzaghi K. y Peck R. (1967). John Wiley & Sonc, Inc. New York.
38. Stability of Trenches Filled with Fluids. Nash, K. (1974). Proceedings, American Society of Civil Engineers.
39. Static Cone to Compute Static Settlements over Sand. Schmertmann, J. (1970). Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. New York.
40. Static Pile Bearing Capacity Analysis SPT97 (2000). University of Florida Department of Civil Engineering, Florida Department of Transportation - Structures Design Office
41. Structural Behavior of 45 Degree Underreamed Footings. Sheikh, S. and O'Neill, M. (1988). Transportation Research Record Board. Washington.
42. The Carrying Capacity of Piles Founded on Rock, Foundation Design and Construction. Tomlinson, M. (1980). Fourth Edition, Pitman Press Bath. London, England.
43. The use and Influence of Bentonite in Bored Pile Construction. Fleming, W. and Sliwinski, Z. (1977). Report PG3, Construction Industry Research & Information Association, London.
44. The Influence of a Steel Casing on the Axial Capacity of a Drilled Shaft. Owens, M. and Reese, C. (1982). Public Transportation Center for Transportation Research. The University of Texas at Austin. Texas.

45. The Design of Socketed Piles in Weak Rock. Williams, A. (1980). Proceedings, Third Australian-New Zealand Conference on Geomechanics.
46. Un Método Aproximado para Calcular la Capacidad de Carga de Pilotes. Aoki, N. y Velloso, D. (1975). V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Buenos Aires, Argentina.
47. Use of SPT and CPT Test for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands. Seed, H. y De Alba, P. (1986). Use of In Situ Test in Engineering, ASCE.

ANEXOS

ANEXO I
REGISTRO DE SONDAJES

ANEXO I.1: SONDAJES-96



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

Sondaje: S-1

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Río Mayo - Margen Derecha (Pilar)
Fecha : Julio 1986
Operador : D.V.L. - V.V.P. - J.O.O.
Revisado : Ing. Martín Rodríguez T.
Cota Superficial : 810.920 m.s.n.m.
Profundidad N.F.(m) : 4.15 (25-06-96)
Profundidad Total (m) : 40.45

Profundidad (m)	Escala	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
				D.N. (grase)	H.N. (%)	
0.5	M-1	Arcilla con raíces sueltas y 6.6% de arena fina. Color marrón oscuro. Húmeda. Plástica. Consistencia blanda. LL= 43.9%, LP= 21.0%.	CL	-	21.5	
1.5	M-2	Arcilla con 6.6% de arena fina. Color marrón. Húmeda. Plástica. Consistencia blanda. LL= 37.1%, LP= 19.0%.	CL	-	21.1	
2.5	M-3	Arcilla con 4.7% de arena fina. Color marrón claro. Húmeda. Plástica. Consistencia blanda. LL= 32.3%, LP= 21.3%.	CL	-	27.5	
4.5	M-4	Limo con 24.8% de arena fina. Color gris y oxidaciones naranja. Saturado. No plástica. Suolto. LL= 25.5%.	ML	-	23.3	
6.5	M-5	Arena limosa de grano fino con gravilla sub angulosa T.M.3/8", aludada y 44.2% de finos. Color gris. Saturado. No plástica. Media densa. LL= 24.0%.	SM	-	25.0	
10.5	M-6	Arena limosa de grano fino con gravilla sub angulosa T.M.3/8" aludada y 13.2% de finos. Color gris. Saturado. No plástica. Media densa. LL= 27.7%.	SM	-	24.8	

Ensayo de Penetración Estándar

Gráfica de N

Nº golpes/30 cm.

Línea SPT

Página 1

Sondaje: S-1

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Río Mayo - Margen Derecha (Pilar)
Fecha : Julio 1986
Operador : D.V.L. - V.V.P. - J.O.O.
Revisado : Ing. Martín Rodríguez T.
Cota Superficial : 810.920 m.s.n.m.
Profundidad N.F.(m) : 4.15 (25-06-96)
Profundidad Total (m) : 40.45

Profundidad (m)	Escala	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
				D.N. (grase)	H.N. (%)	
1.1	M-7	Arena limosa mal graduada de grano medio a fino, con gravilla sub angulosa T.M.3/8" y 11.6% de finos. Color gris. Saturada. Media densa. LL= 20.4%.	SP-SM	-	17.1	
1.4	M-8	Arena arcillosa de grano medio a fino, con gravilla sub angulosa T.M.3/8" y 40.1% de finos. Color plomo-verdoso claro. Saturada. Plástica. Media densa. LL= 54.7%, LP= 15.9%.	SC	-	13.9	
1.6	M-9 SE-1	Arcilla con 10.7% de arena fina. Color plomo-verdoso claro. Húmeda. Muy plástica. Consistencia rígida. LL= 51.8%, LP= 16.3%.	CEI	2.00	28.4	
1.7	M-10	Arena limosa de grano medio a fino. Color gris oscuro. Saturada. No plástica. Densa a media. LL= 20.7%.	SM	-	20.6	
1.9	M-11	Arena limosa de grano fino con intercalaciones de material orgánico y 45.3% de finos. Color gris oscuro. Saturada. No plástica. Muy densa. LL= 24.4%.	SM	-	35.7	
2.0	M-12	Limo gris oscuro con material orgánico. Compacto.	ML	-	34.2	

Ensayo de Penetración Estándar

Gráfica de N

Nº golpes/30 cm.

Línea SPT

Página 2



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

Sondejaje: S-1

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Río Mayo - Margen Derecha (Pilar)
Fecha : Julio 1986
Operador : D.V.L. - V.V.P. - J.O.O.
Revisado : Ing. Martín Rodríguez T.
Cota Superficial : 810.920 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 4.15 (25-08-86)
Profundidad Total (m) : 40.45

Profundidad (m)	Escala	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
				D.N. (grco)	H.N. (%)	Gráfica de N	
21.5	M-13	Arena limosa de grano fino con material orgánico y gravillas sub angulosas azules, con 40.1% de finos. Color gris amarillado. No plástico. Densa a media. LL=20.9%.	SM	1.88	28.5	39	
22	SH-2					0	
22.5	M-14	Arcilla con material orgánico y 3.1% de arena fina. Color gris oscuro. Muy húmeda. Muy plástico. Consistencia rígida. Muy pegajosa. LL=92.1%; LP=35.0%.	CH	-	64.5	0	
23	M-15					0	
23.5	M-16	Material altamente orgánico. Presencia de restos poco duros, restos de madera podrida. Color negro. Muy húmeda. Rígida.	Pt	-	185.5	19	
24	M-17					0	
24.5	M-18	Arcilla con material orgánico. Color marrón. Húmeda. Muy plástica. Consistencia rígida. LL=53.20%; LP=25.9%.	CH	2.00	56.5	26	
25	M-19					0	
25.5	M-20	Limo con intercalaciones de arena gruesa y gravillas sub redondeadas T.M.3/8", con 17.1% de arena fina. Color gris oscuro. Húmedo. No plástico. Semiconsolidado a compacto. LL=24.4%.	ML	2.05	26.1	26	
26	M-21					0	
26.5	M-22	Arena limosa de grano fino, con 43.8% de finos. Color gris. Húmeda. No plástica. Densa a media. LL=25.5%.	SM	-	20.7	30	
27	M-23					16	
27.5	M-24					35	
28	M-25					30	
28.5	M-26					35	
29	M-27					37	
29.5	M-28					37	
30	M-29					37	
30.5	M-30					37	
31	M-31					37	
31.5	M-32					37	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

Sondejaje: S-1

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Río Mayo - Margen Derecha (Pilar)
Fecha : Julio 1986
Operador : D.V.L. - V.V.P. - J.O.O.
Revisado : Ing. Martín Rodríguez T.
Cota Superficial : 810.920 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 4.15 (25-08-86)
Profundidad Total (m) : 40.45

Profundidad (m)	Escala	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
				D.N. (grco)	H.N. (%)	Gráfica de N	
32	M-19	Arcilla con material orgánico y 4.4% de finos. Color marrón. Húmeda. LL=95.9%; LP=27.2%.	CH	-	38.9	11	
33	M-20	Limo con intercalaciones de arena gruesa y 44.9% de finos. Color gris oscuro. Saturado. No plástico. Semiconsolidado. LL=23.5%.	ML	1.93	27.8	14	
34	M-21					12	
34.5	M-22	Arcilla orgánica, con restos de madera podrida y material orgánico. Color marrón negro. Húmeda. Rígida.	OH	-	65.7	17	
35	M-23					12	
35.5	M-24	Material altamente orgánico. Presencia de restos de madera podrida. Color negro. Húmedo. Rígido.	Pt	-	238.4	29	
36	M-25					33	
36.5	M-26	Arcilla de color marrón oscuro. Muy húmeda. Plástica. Rígida a dura. LL=46.8%; LP=17.8%.	CL	-	44.9	37	
37	M-27					37	
37.5	M-28					37	
38	M-29					37	
38.5	M-30					37	
39	M-31					37	
39.5	M-32					37	
40	M-33					37	
40.5	M-34					37	
50	M-35					37	
50.5	M-36					37	
51	M-37					37	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

Sondaje: S-2

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Río Mayo - Margen Derecha (Estribo)
Fecha : Agosto 1986
Operador : D.V.L. - V.V.P. - J.O.O.

Revisado : Ing. Martín Rodríguez T.
Cota Superficial : 810.314 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 4.70 (12-07-86)
Profundidad Total (m) : 31.80

Profundidad (m)	Estratificación	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
				D.N. (gpc)	H.N. (%)	Gráfica de N	Nº golpes/30 cm.
0.5	S/M	Tierra de cultivo, arcilla marrón, húmeda, muy blanda.	CL	-	-		
1	S/M	Arcilla arenosa de color beige oscuro. Húmeda. Plástica. Blanda.	CL	-	-		
1.5	M-1	Arcilla con material orgánica (planta quemada). Color marrón. Húmeda. Muy plástica. Consistencia blanda. LL= 63.2%; LP= 29.3%.	CH	-	35.2		
2							
2.5							
3	M-2	Limo con 3.7% de arena fina. Color plomo oscuro. Saturado. Plástico. Blando. LL= 31.4%; LP= 23.2%.	ML	-	42.0		
3.5							
4							
4.5							
5							
5.5	M-3	Limo con 35.0% de arena fina. Color plomo marrón. Saturado. No plástico. Suelto. LL= 42.2%.	ML	-	22.7		
6							
6.5							
7							
7.5							
8	M-4	Arena limosa de grano fino, con intercalaciones de materia orgánica y 24.3% de finos. Color plomo marrón. Saturada. No plástica. Media densa. LL= 27.1%.	SM	-	51.1		
8.5							
9							
9.5	M-5	Arena limosa de grano fino con intercalaciones de gravillas sub angulares T.M. 3/4" y 16.2% de finos. Color gris. Saturada. No plástica. Media densa.	SM	-	22.4		
10							
10.5							

Sondaje: S-2

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Río Mayo - Margen Derecha (Estribo)
Fecha : Agosto 1986
Operador : D.V.L. - V.V.P. - J.O.O.

Revisado : Ing. Martín Rodríguez T.
Cota Superficial : 810.314 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 4.70 (12-07-86)
Profundidad Total (m) : 31.80

Profundidad (m)	Estratificación	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
				D.N. (gpc)	H.N. (%)	Gráfica de N	Nº golpes/30 cm.
1.1							
11.5	M-6	Arena gruesa, con gravillas sub angulares T.M. 3/8", media densa.	SM-SC	-	12.9		
12							
12.5	M-7	Arena limosa de grano fino, con intercalaciones de materia orgánica y con 24.1% de finos. Color plomo verdoso claro. Saturada. No plástica. Media densa. LL= 19.6%.	SM	-	18.8		
13							
13.5	M-8	Arena arcillosa. Color plomo verdoso claro. Media densa.	SC	-	16.3		
14							
14.5	M-9 SH-1	Arcilla con 10% de arena fina. Color plomo verdoso claro. Húmeda. Muy plástica. Pegajosa. Consistencia rígida. LL= 64.0%; LP= 22.2%.	CH	1.99	21.4		
15							
15.5							
16	M-10	Limo con intercalaciones de materia orgánica y 25.3% de arena fina. Color gris oscuro marrón. Saturado. Poco plástico. Semi compacto. LL= 34.6%.	ML	-	44.9		
16.5							
17							
17.5	M-11	Arena limosa de grano fino con intercalaciones de materia orgánica y 46.8% de finos. Color gris. Saturada. No plástica. Media densa. LL= 25.3%.	SM	-	27.8		
18							
18.5							
19	M-12	Arena limosa de grano mediano fino y 13.4% de finos. Color gris. Húmeda. No plástica. Media densa. LL= 21.3%.	SM	-	14.7		
19.5							
20	M-13 SH-2	Material altamente orgánico. Presencia de restos de madera. Color negro. Húmeda. Rígida.	Pt	1.05	250.1		
20.5							
21							



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
 REGISTRO DE SONDAJES



Sondeos: S-2

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
 Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
 Ubicación : Río Mayo - Margen Derecha (Estrito)
 Fecha : Agosto 1986
 Operador : D.V.L. - V.V.P. - J.O.O.

Revisado : Ing. Martín Rodríguez T.
 Cota Superficial : 810.314 m.s.n.m.
 Profundidad N.F.(m) : 4.70 (12-07-86)
 Profundidad Total (m) : 31.60

P r o f u n d. (m)	E l e v a c i o (m)	E s t r u c t u r a	M o d o l o g í a	S e ñ a l	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
							D.N. (gr/100)	H.N. (%)	
21.5									8
22									11
22.5									11
23									17
23.5									39
24	0.45	M-14			Arcilla con 6.0% de arena fina. Color plomo oscuro. Húmeda. Plástica. Consistencia rígida. LL= 47.3%; LP= 18.4%.	CL	-	26.5	
24.5	0.85	M-15			Arcilla con 1.5-4% de arena fina. Color plomo oscuro. Húmeda. Plástica. Consistencia rígida. LL= 29.8%; LP= 21.1%.	CL	-	24.2	
25									
25.5									
26									
26.5									
27	4.50	M-16			Arcilla limosa de grano medio e fino con intercalaciones de materia orgánica y 13.4% de finos. Saturada. No plástica. Media a densa. LL= 23.0%.	SM	-	21.4	
27.5									
28									
28.5									
29									
29.5									
30	0.85	M-17			Arcilla con 2.1% de arena fina, con pedruzcos de raíces. Color marrón oscuro. Muy húmeda. Muy plástica. Pegajosa. Consistencia rígida. LL= 77.5%; LP= 25.2%.	CH	-	41.9	
30.5									
31	1.25	M-18 SH-3			Arcilla con 1.4% de arena fina, con material orgánico. Color marrón oscuro. Muy húmeda. Muy plástica. Pegajosa. Rígida. LL= 105.3%; LP= 4.03%.	OH	1.35	73.1	
31.5									



ANEXO I.2: SONDAJES-98



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE P-1

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracyacu - San Martín
Fecha : 07-02-98
Operador : J.O./V.V./L.CH.

Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
Cota Superficial : 810.62 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 2.25
Profundidad Total (m) : 28.00

Profundidad (m)	Elevación (m)	Muestreo	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
					D.N. (gr/mc)	H.N. (%)	Gráfica de N	N° golpes/30 cm.
0.40	M-1	Arcilla limosa, marrón, blanda, húmeda, baja plasticidad a nula, abundante raíces. 11% de arena.	CL	-	28.7			
1.10	M-2	Arcilla limosa marrón con raíces, baja plasticidad, blanda, húmeda. 8% de arena.	CL	-	28.5			
1.75	SPT-1	Arcilla marrón, alta plasticidad, raíces aisladas, medio blanda. Similar hasta 3.25 m.	CH	-	32.5			
1.45	SPT-2	Limo con arcilla gris plástica, lenta de óxido. Muy blando, ligeramente orgánico. Similar hasta 4.50 m. 30% de arena.	ML CL	-	31.0 30.0			
2.80	SPT-3	Limo arenoso gris, no plástico, mancha beige, gránulo negro y blanquecino. Suelto. Similar hasta 6.00 m. 35% de arena.	ML	-	31.4			
2.80	SPT-4	Limo arenoso gris con horizontes beige oscuro a rosáceo. No plástico. Restos de materia orgánica negra a 6.40 m. con restos de tronco vegetal amarillento, muy húmedo, muy suelto. Similar hasta 7.50 m. El resto negro es materia orgánica de árboles deshecho y también restos de grava negra triturada. 25% de arena.	ML	-	38.8			
2.80	SPT-5	Arena limosa gris, no plástica, media densa. A los 7.65 m. materia orgánica de tronco negro, puntos blancos, tamaño de la arena. La arena es cuarzosa, gránulos negro forma aplanada, borde anguloso. 17% de finos.	SM	-	28.6			

Página 1

SONDAJE P-1

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracyacu - San Martín
Fecha : 07-02-98
Operador : J.O./V.V./L.CH.

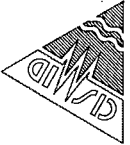
Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
Cota Superficial : 810.62 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 2.25
Profundidad Total (m) : 28.00

Profundidad (m)	Elevación (m)	Muestreo	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
					D.N. (gr/mc)	H.N. (%)	Gráfica de N	N° golpes/30 cm.
2.50	SPT-6	Arena limosa gris, no plástica, media densa, saturada, 1 grava subredondeada, de 2mm. de largo, 1 mm. de diámetro color negro. La arena es cuarzosa. Similar hasta 10.50 m. 15% de finos.	SM	-	24.7			
2.40	SPT-7	Arena limosa gris. Grumo de arena con limos y arena limpia color gris con gránulos de arena blanca y negra. Suelta. Durante el lavado resto de color negro en grumos aplanados. 7% de finos.	SP-SM	-	22.3			
2.40	SPT-8	Arena limosa gris, no plástica, saturada con gravillas blancas y negra < 1/2". Los bordes con angulosos y sub angulosos. Media densa. A 12.80 m. cambia arcilla color gris a plomo con resto de tronco, materia orgánica, muy plástica. 6% de finos.	SP-SM	-	18.4			
3.10	SPT-9	Arcilla plomo, plástica, semidura, húmeda, Similar hasta 15.00 m. 7% de finos.	CH	-	23.7			
3.10	SPT-10	Arcilla plomo muy plástica, semidura, húmeda, color plomo claro verdoso, con 5% arena fina intercalado. Similar hasta 16.05 m.	CH	-	25.0			

Página 2



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE P-1

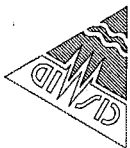
Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracyacu - San Martín
Fecha : 07-02-98
Operador : J.O./V.V./L.CH.

Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
Cota Superficial : 810.62 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 2.25
Profundidad Total (m) : 29.00

P. (m)	E. (m)	M. (m)	S. (m)	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
						D.N. (gr/mo)	H.N. (%)	
0.30	M-3			Ligero arcilla arenosa, plomo verdoso, plástica, dura húmeda. Desde los 16.30 arena limosa hasta 18.50 m.	CL	-	22.0	
1.70	SPT-11			Arena limosa media densa plomo verdoso, grumos de limo arcilloso de baja plasticidad. Similar hasta 18.90 m. A partir de 18.90 m. resto de tronco y turba hasta 19.50 m. 17% de finos.	SM	-	25.0	
2.60	SPT-12			Arena fina limosa plomo verdosa, media densa, gruesa aislado de limo arcilloso de baja plasticidad. Similar hasta 18.90 m. A partir de 18.90 m. resto de tronco y turba hasta 19.50 m. 17% de finos.	SM	-	24.1	
3.10	SPT-13			Materia orgánica, turba marrón a negro. Húmedo. Resto de tronco negro, blanco. Similar hasta 21.00 m.	Pt	-	145.2	
3.10	SPT-14			Materia orgánica marrón oscuro a negro, húmedo, blanco. Similar hasta 22.50 m.	Pt	-	111.6	
3.10	SPT-15			Materia orgánica marrón oscuro a negro, turba. Similar a SPT-14. Similar hasta 23.50 m. continúa con arcilla marrón oscuro, resto tronco orgánico vegetal.	Pt	-	102.3	
3.10	SPT-16			Arcilla marrón oscuro, alta plasticidad, húmeda, media dura, con grumos negro turboso, óxido aislado.	CH	-	30.3	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE P-1

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracyacu - San Martín
Fecha : 07-02-98
Operador : J.O./V.V./L.CH.

Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
Cota Superficial : 810.62 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 2.25
Profundidad Total (m) : 29.00

P. (m)	E. (m)	M. (m)	S. (m)	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
						D.N. (gr/mo)	H.N. (%)	
1.70	SPT-16			Arcilla marrón oscuro, alta plasticidad, húmeda, media dura con grumos negro turboso, óxido aislado. Durante el lavado aparece la misma arcilla con restos de tronco hasta 25.20 m.	CH	-	30.3	
2.60	SPT-17			Arcilla limosa gris oscuro, mediana plasticidad, húmeda, media rígida, similar hasta 26.00 m., luego continúa arena limosa. 19% de arena.	CL	-	27.0	
3.10	M-4			Arena limosa gris oscuro, saturada, grumo aislado de baja plasticidad. 30% de finos.	SM	-	21.6	
3.10	SPT-18			Arena limosa gris oscuro, húmeda, grumos de baja plasticidad, densa. Similar hasta 27.30 m. luego continúa arena limosa color gris. 41% de finos.	SM	-	21.3	
3.10	SPT-19			Arena limosa, color gris con intercalaciones horizontales de turba negra, grumos negruzcos, saturada. 24% de finos.	SM	-	26.2	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE P-2

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracyacu - San Martín
Fecha : 11-02-98
Operator : J.O./V.V./L.CH.

Revisado : Dr. Jorge E. Awa H.
Cota Superficial : 810.45 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 1.50
Profundidad Total (m) : 20.00

Profundidad (m)	Escala	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
				D.N. (area)	H.N. (%)	
0.0	M-1	Arcilla limosa marrón, baja plasticidad, húmeda, blanda. 22% de arena.	CL	-	28.2	
1.10	M-2	Arcilla limosa marrón claro, baja plasticidad, húmeda, blanda. 14% de arena.	CL	-	26.2	
1.5	M-3	Arcilla poco limosa, marrón claro, húmeda, mediana plasticidad, blanda. 5% de arena.	CL	-	32.1	
1.95	SPT-1	Arcilla poco limosa color marrón, mediana plasticidad, húmeda, blanda. Similar hasta 3.05 m. 3% de arena.	CL	-	36.0	
3.0	SPT-2	Arcilla limosa, plomiza, mediana plasticidad, muy blanda, húmeda. Similar hasta 4.10 m. 16% de arena.	CL	-	32.2	
4.5	SPT-3	Arcilla limosa color gris, plástica, húmeda, con rayas horizontales color marrón claro, poco arenoso, blando, hasta 5.70 m., continúa arena limosa hasta 6.00 m. 28% de arena.	CL	-	33.1	
6.0	SPT-4	Arena media a fina gris limosa, saturada, la arena es color blanco y negro con borde enguloso, no plástica, media densa, continúa hasta 7.50 m. 5% de finos.	SP-SM	-	20.3	
7.0	SPT-5	Arena fina limosa, marrón claro, saturada, no plástica. A los 8.00 m. aparece lente de arena gruesa cuarzosa y gránulo negro, borde enguloso hasta 8.20 m., luego arena fina limosa gris hasta 8.00 m. 16% de finos.	SM	-	23.2	

SONDAJE P-2

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracyacu - San Martín
Fecha : 11-02-98
Operator : J.O./V.V./L.CH.

Revisado : Dr. Jorge E. Awa H.
Cota Superficial : 810.45 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 1.50
Profundidad Total (m) : 20.00

Profundidad (m)	Escala	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
				D.N. (area)	H.N. (%)	
2.30	SPT-6	Arena fina limosa gris, no plástica, saturada, media densa. Hasta los 10.50 m. 15% de finos.	SM	-	20.1	
1.50	SPT-7	Arena gruesa con pocos finos color gris, gránulos blanquecinos y negros, grumo de materia orgánica, PL, tronco, deshecho, con lente de finos poco limosos intercalados. La arena gruesa con gravillas <1/4" hasta los 11.00 m. con intercalaciones de gruesos 20% y finos 80%, tronco negro, material orgánico. Similar hasta 12.00 m. 7% de finos.	SP-SM	-	19.2	
1.30	SPT-8	Arena gruesa gris con intercalaciones de finos color gris 40%. Grumo aislado de arcilla poco plástica, color plomo verdoso, media densa. Grano grueso color negro, blanco, gris y marrón, gránulo negro 50%, gris 30%, blanco 20%, marrón 10%. Similar hasta 13.30 m. continúa arcilla color beige. 9% de finos.	SW-SM	-	13.4	
0.60	SPT-9	Arcilla color beige, plástica, húmeda, blanda, con grumos plomizos horizontales, grumo aislado de limo, bajo oxidación, turbia horizontal negro hasta 13.80 m. 7% de arena.	CH	-	33.4	
1.15	SPT-9	Arcilla plástica plomiza con manchas grises, blanda. Saturada. 17% de finos.	CH	-	35.3	
0.35	SPT-10	Arcilla limosa, verdosa, puntos blancos, 13% de arena. Arcilla gris verdosa. Alta plasticidad. 15% de arena.	CL CH	-	25.6 25.0	
M-5	M-5	Arcilla plástica, color plomo claro, blanda, húmeda. Similar hasta 16.50 m. 12% de arena.	CH	-	23.9	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
 REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE P-1

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
 Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
 Ubicación : Yuracyacu - San Martín
 Fecha : 11-02-98
 Operador : J.O./VV/L/CH.

Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
 Cota Superficial : 810.45 m.s.n.m.
 Profundidad N.F. (m) : 1.50
 Profundidad Total (m) : 20.00

P o n t o n u m e r o	P r o f u n d i d a d e (m)	E s t a d o d e s o d o	M o d o d e s o d o	S i s t e m a	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r u e b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r
							D.N. (grms)	H.N. (%)	
	1.10	M-5			Arcilla plástica, color plomo cetro, blanda, húmeda. Similar hasta 16.50 m. 12% de arena.	CH	-	23.9	
	1.7	SPT-11			Arena gris poco limosa, no plástica, palo de árbol, materia orgánica en la punta, medio denso, contenido hasta 16.00 m. 15% de finos.	SM	-	21.7	
	17.4								
	18								
	19.5	SPT-12			Arena limosa, gris, húmeda, no plástica, materia orgánica muy aislada, pelos, óxidos, grumo pequeño muy aislado de turba negra, grumo de limo arcilloso, baja plasticidad. Similar hasta 19.40 m. luego continúa arcilla negra turbosa. 19% de finos.	SM	-	18.2	
	19								
	19.5								
	20	0.60	SPT-13		Arcilla limosa color negro orgánico, media blanda, baja plasticidad, húmeda, blanda, partículas aisladas de yeso, gránulos de arena gruesa muy aislada. hasta 19.50 m. arena limosa gris no plástica, húmeda, 2% de arena.	CL	-	34.4	
	20.5								
	21								
	21.5								
	22								
	22.5								
	23								
	23.5								
	24								



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE P-3

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yurayacu - San Martín
Fecha : 13-02-98
Operador : J.O./V.V./L.CH.

Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
Cota Superficial : 810.28 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 1.50
Profundidad Total (m) : 11.00

Profundidad (m)	E E S T I M A D O	S G M A T I C A	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
					D.N. (grs)	H.N. (%)	Gráfica de N	
0.40	M-1		Arcilla limosa, marrón, blanda, húmeda.	CL	-	-		
1.95	M-3		Arcilla limosa, marrón, blanda, húmeda.	CL	-	-		
1.95	SPT-1		Arcilla limosa, marrón, húmeda, 6% de arena. Medio blanda.	CL	-	26.3		5
0.20	M-1		Arcilla limosa marrón, intercalada con trazo negro, baja plasticidad, muy blanda, húmeda, 3% de arena.	CL	-	32.4		3
1.30	SPT-2		Arcilla limosa gris, baja plasticidad, muy blanda, húmeda, hasta los 4.50 m. 24% de arena.	CL	-	26.6		4
	SPT-3		Arena limosa color gris 80% finos, muy húmeda, muy blanda. Gr. D.N. 5.00 - 5.50 m. arcilla plomiza. De 5.05 m. cambia a arena limosa gris con restos de tronco hasta 6.00 m. 40% de finos.	SM	-	26.4		4
	SPT-4		Arena media limosa gris con grumos y horizontales de arena limosa fina color marrón claro. Media densa. Similar hasta 7.50 m. 16% de finos.	SM	-	16.0		22
	SPT-5		Arena fina limosa, húmeda, medianamente densa. 15% de finos. Hasta 6.00 m.	SM	-	16.2		16

Línea SPT

SONDAJE P-3

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yurayacu - San Martín
Fecha : 13-02-98
Operador : J.O./V.V./L.CH.

Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
Cota Superficial : 810.28 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 1.50
Profundidad Total (m) : 11.00

Profundidad (m)	E E S T I M A D O	S G M A T I C A	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
					D.N. (grs)	H.N. (%)	Gráfica de N	
6.50	SPT-6		Arena limosa gris, no plástica, con materia orgánica, resto de tronco vegetal combinado con arena, húmeda, suelta. La arena gruesa contiene gravillas de bordes subredondeada forma aplanada alargada de colores negro, blanquecino, gris, rosáceo, verdoso. Similar hasta 10.50 m. 6% de finos.	SP-SM	-	18.9		9
	SPT-7		Arena limosa gris, medio densa. 6% de finos.	SP-SM	-	18.2		12

Línea SPT



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE P-4

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracyacu - San Martín
Fecha : 14-02-98
Operador : V.V.- J.O.- L.CH.
Revisado : Ing. Luis Chang Ch.
Cota Superficial : 810.41 m.s.n.m.
Profundidad N.F.(m) : 0.80
Profundidad Total (m) : 30.00

P U N T O (m)	E L E V A C I O (m)	M O D O L O G I A	S G M O D O L O G I A	Descripción del Material	Clasif. (SUICS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
						D.N. (grms)	H.N. (%)	
0								
1	1.30	M-1		Arcilla limosa marrón, mediana plasticidad, raíces, húmeda, blanda, 3% de arena.	CL	-	33.1	
2		M-2		Arcilla limosa marrón claro a beige, mediana plasticidad, raíces, húmeda, blanda, 7% de arena.	CL	-	34.1	
3		M-3		Limo arenoso, marrón claro, raíces, mediana plasticidad, húmedo, blando, 36% de arena.	ML	-	28.7	
4	3.20	SPT-1		Limo arenoso, marrón claro, baja a nula plasticidad, muy blando, raíces, húmedo. A 2.50 m, arena fina hasta 2.80 m. De 2.80 m. a 3.00 m. el color es marrón oscuro y limoso. 48% de arena.	ML	-	28.3	
5		SPT-2		Limo arenoso marrón oscuro, no plástico, blando, muy húmedo. La coloración cambia de 4.20-4.25 m. marrón claro, luego continúa con marrón oscuro hasta 4.50 m. 31% de arena.	ML	-	28.1	
6	1.40	SPT-3		Arcilla limosa marrón oscuro, baja plasticidad, húmeda, blanda. Similar hasta 5.80 m, de 5.80 m. a 5.90 m. lente de arcilla marrón, luego arena gris, 20% de arena.	CL	-	26.1	
7	1.60	SPT-4		Arena limosa gris con grumos arcillosos de baja plasticidad, saturada, media densa. De 6.50-7.50 m. arena limosa gris con intercalaciones de arena gruesa y gravilla < 1/4". 15% de finos.	SM	-	23.4	
8	0.50	SPT-5		Arena media limosa gris, 30% de finos con gravilla 1/2". Borde sudorientado. No plástica. Saturada. Similar hasta 0.60 m, luego continúa similar con intercalaciones de color gris y marrón. 10% de finos.	SM	-	16.4	

SONDAJE P-4

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracyacu - San Martín
Fecha : 14-02-98
Operador : J.O./V.V./L.CH.
Revisado : Dr. Jorge E. Avel H.
Cota Superficial : 810.41 m.s.n.m.
Profundidad N.F.(m) : 0.80
Profundidad Total (m) : 30.00

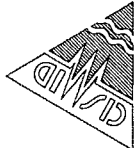
P U N T O (m)	E L E V A C I O (m)	M O D O L O G I A	S G M O D O L O G I A	Descripción del Material	Clasif. (SUICS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
						D.N. (grms)	H.N. (%)	
0								
1	1.10				SP-SM	-	17.6	
2				Arena fina gris, no plástica, saturada. Similar hasta 10.50 m. 4% de finos.	SP	-	22.6	
3								
4	1.50	SPT-7		Arena media a fina limosa gris, no plástica, saturada. De 10.95-12.40 arena fina limosa con resto de tronco de árbol, materia orgánica negro carbonizado grumoso orgánico marrón de turba. La arena es cuarzosa y de color negro, forma cubica, húmeda, atenuada de borde anguloso. 9% de finos.	SP-SM	-	21.0	
5								
6	1.10	SPT-8		Desde los 12.40-13.50 m. arcilla plomiza verdosa, blanda, plástica. 8% de finos.	SP-SM	-	21.0	
7								
8	1.55	SPT-9		De 13.50-13.90 arcilla plomiza, plástica, ponos aislados, media blanda. 7% de arena.	CH	-	24.5	
9		M-4		Arcilla plástica plomiza con grumo marrón claro, plástica, grumo beige limoso arenoso, grumos gris arcillosos gruesos y arenosos, grumos de arena media mazzada con limo beige y marrón. Luego arcilla similar a SPT-9 hasta 16.05 m. 7% de arena.	CH	-	27.2	
10								
11	1.55	SPT-10		Arcilla limosa marrón, mediana plasticidad con partículas blancas tipo yeso que se desmenuzan. Media densa. Similar hasta 16.50 m. 13% de arena.	CL	-	23.5	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE P-4

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracayacu - San Martín
Fecha : 14-02-98
Operador : J.O./V.V./L.CH.
Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
Cota Superficial : 810.41 m.s.n.m.
Profundidad N.F.(m) : 0.80
Profundidad Total (m) : 30.00

P o n t o n ú m e r o	E l e v a c i o n (m)	M o d o l o g i c o	S e c t o r	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r o b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t á n d a r
						D.N. (gr/m ³)	H.N. (%)	
14	1.45	SPT-10		Arcilla limosa marrón, mediana plasticidad con partículas blancas tipo yeso que se desdican. Media densa. Similar hasta 16.50 m. 13% de arena.	CL	-	23.5	
17	2.60	SPT-11		Arcilla limosa marrón, baja plasticidad con 02 rayas horizontales negras, un grumo negro, húmeda. Similar hasta 18.00 m. 27% de arena.	CL	-	28.1	
18		SPT-12		Arena limosa gris, homogénea, densa, húmeda, con grumos marrón plástico, turboso con arena limosa hasta 18.50 m. 17% de finos.	SM	-	20.9	
20	3.00	SPT-13		Arena limosa gris, densa. Similar a SPT-12 hasta 20.50 m., luego continúa con grumos de turba marrón, plástica, muy húmeda hasta los 21.00 m. 14% de finos.	SM	-	20.5	
21		SPT-14		Arcilla orgánica color negro, plástica, blanda y húmeda hasta los 22.50 m.	OH	-	35.6	
22	1.50							
23	0.15	M-5		Materia orgánica poco yeso con color org. negro plástica.	Pt	-	145.5	
23	0.15	SPT-15		Arcilla negra orgánica, turba plástica, húmeda, blanda.	Pt	-	69.7	
24	1.20	M-5		Similar a M-5. 22.50 - 22.65 m. Hasta los 23.20 m., luego intercalaciones con arena limosa y turba hasta 24.00 m.	Pt	-	-	
25								

Línea SPT

SONDAJE P-4

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracayacu - San Martín
Fecha : 14-02-98
Operador : J.O./V.V./L.CH.
Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
Cota Superficial : 810.41 m.s.n.m.
Profundidad N.F.(m) : 0.80
Profundidad Total (m) : 30.00

P o n t o n ú m e r o	E l e v a c i o n (m)	M o d o l o g i c o	S e c t o r	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r o b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t á n d a r
						D.N. (gr/m ³)	H.N. (%)	
26	1.50	SPT-16		Arcilla limosa orgánica, plástica, gris oscuro a negro, semidura hasta los 25.50 m. 6% de arena.	CL	-	24.7	
27	1.40	SPT-17		Limo arcilloso gris oscuro de baja plasticidad, húmedo, medio denso, hasta los 28.30 m., continuando arena fina limosa gris oscuro hasta 28.80m., luego limo y arcilla. 32% de arena.	ML	-	15.8	
28	1.60	SPT-18		Arena limosa, color gris, baja plasticidad, medio denso, húmeda. Similar hasta los 28.50 m. 27% de finos.	SM	-	25.4	
29	1.60	SPT-19		Arcilla limosa plomiza, plástica y húmeda, media rígida. Similar hasta los 30.00 m.	CL	-	-	
30								
31								
32								
33								
34								
35								

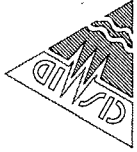
Línea SPT



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE P-5

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracyacu - San Martín
Fecha : 17-02-98
Operator : V.V.- J.O.- L.C.H.

Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
Cota Superficial : 810.37 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 1.20
Profundidad Total (m) : 20.00

P r o f u n d i d a d e (m)	E e l e v a c i o n (m)	M o d o l o g i c o l o g i c o	S i t i o l o g i c o	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r u e b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r
						D.N. (gr/m ³)	H.N. (%)	
0.5								
1	1.40	M-1		Arcilla marrón, mediana plasticidad, raíces, grumos negros, húmeda. Terreno de cultivo hasta 1.40 m., continuando arcilla gruesa hasta 1.50 m.	CH	-	41.7	
1.5	0.80	SPT-1		Arcilla arenosa color marrón, blanda, baja plasticidad, saturada, hasta 2.00 m. 10% de arena.	CL	-	29.2	
2	0.40	M-2		Limo arenoso marrón claro, baja a nula plasticidad, blando. A 2.20 m. existen filtraciones. 35% de arena.	ML	-	23.8	
2.5	0.60	M-3		Limo arenoso, marrón oscuro. 25% de arena.	ML	-	30.8	
3	0.90	SPT-2		Arena limosa marrón oscuro, baja a nula plasticidad, con franja horizontal marrón claro, medio denso. Similar hasta 3.90 m., luego arena limosa. 30% de finos.	SM	-	20.8	
4								
4.5	2.10	SPT-3		Arena limosa gris, media suelta, no plástica, muy húmeda. Similar hasta 6.00 m. 12% de finos.	SM	-	20.5	
5								
5.5								
6								
6.5	1.50	SPT-4		Arena limosa gris, media suelta, algunas gravillas asociadas < 1/2". Similar hasta 7.50 m. 7% de finos.	SP-SM	-	19.1	
7								
7.5								
8								
8.5	0.50	SPT-5		Arena limosa gris. Medio suelta. De 8.80-9.00 m. abundante trozo de tronco beige con arena gruesa.	SM	-	18.9	
9								
9.5								
10								

Línea SPT

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Yuracyacu - San Martín
Fecha : 17-02-98
Operator : J.O.- V.V.- L.C.H.

Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
Cota Superficial : 810.37 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 1.20
Profundidad Total (m) : 20.00

P r o f u n d i d a d e (m)	E e l e v a c i o n (m)	M o d o l o g i c o l o g i c o	S i t i o l o g i c o	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r u e b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r
						D.N. (gr/m ³)	H.N. (%)	
0.5								
0.9	1.80	SPT-6		Arena limosa gris, media densa, gravilla muy alisada < 1/4", grumo muy alisado de arcilla plomiza veridosa hasta 9.60 m., luego arcilla plomiza veridosa arenosa hasta 10.50 m. 8% de finos.	SP-SM	-	22.2	
1.0	0.90	M-4		Arcilla plástica, tiras de ácido, resto vegetal en descomposición. Dura. 25% de arena.	CH	-	22.1	
1.1		SPT-7		Arena limosa plomiza, grumos de arcilla plomiza, plástica, dura, húmeda. Continúa hasta 12.00 m. 19% de finos.	SM	-	18.5	
1.2	2.80	SPT-8		Arena limosa plomiza, mediana plasticidad, con 4 rayas horizontales marrones de limo arenoso. 1 grumo de 1 cm. de arcilla limosa, color beige a marrón. Media densa hasta 12.50 m. 16% de finos.	SM	-	21.2	
1.3				Después de 12.50 m. arcilla arenosa plomiza hasta 13.50 m.				
1.4	1.20	SPT-9		Arcilla veridosa y marrón, muy plástica con grumos de arcilla marrón, finos y limos. Media dura. Grumos veridosa y marrones en la punta del penetrometro veridosa hasta 14.70 m. Desde 14.70 m. limo arcilloso arenoso gris oscuro. 25% de arena.	CH	-	19.9	
1.5		SPT-10		Limo arenoso gris oscuro, baja a nula plasticidad, suelto. Con intercalaciones aisladas de restos vegetales (tronco) hasta 16.50 m. 20% de arena.	ML	-	34.8	
1.6								

Línea SPT



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE P-5

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Cota Superficial : 810.37 m.s.n.m.
Ubicación : Yuracyacu - San Martín
Profundidad N.F. (m) : 1.20
Fecha : 17-02-98
Profundidad Total (m) : 20.00
Operador : J.O./V.V.A..CH.

P o n t o n o	E l e v a c i o n (m)	E s t a d o S G M O V O M A T E R I A L	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r o b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r
					D.N. (grava)	F.N. (fines)	
1	1.80	SPT-10	Limo arenoso gris oscuro, baja a nula plasticidad, suabito. Con intercalaciones aisladas de restos vegetales (tronco) hasta 16.50 m.	ML	-	34.8	
2	3.40	SPT-11	Arena limosa gris oscuro, media densa, no plástica, con 2 intercalaciones de restos vegetales en descomposición, color marrón amarillento. Similar hasta 18.00 m. 21% de finos.	SM	-	23.4	
3	18.00	SPT-12	Arena limosa gris oscuro, densa, no plástica, restos vegetales en descomposición color marrón. Similar hasta 18.50 m. 19% de finos.	SM	-	17.1	
4	19.80	SPT-13	Arena limosa. 13% de finos.	SM	-	20.7	
5	20.00	M-5	Lirba marrón oscura a negro, poco peso húmedo.	PT	-	183.4	
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							
21							
22							
23							
24							
25							
26							



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE P-6

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
 Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
 Ubicación : Yuracyacu - San Martín
 Fecha : 19-02-98
 Operador : J.O./V.V./L.CH.
 Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
 Cota Superficial : 810.30 m.s.n.m.
 Profundidad N.F. (m) : 2.70
 Profundidad Total (m) : 11.00

P o n t o n o	E l e v a c i o n (m)	M o d o l o g i c o	S i g n a t u r a	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r u e b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r	
						D.N. (grms)	H.N. (%)	G r á f i c a d e N	
Nº golpes/30 cm.									
0.40	M-1			Arcilla arenosa marrón, mediana plasticidad, húmeda, con raíces. Terreno de cultivo. Bienda. 14% de arena.	CL	-	30.0		
0.70	M-2			Arcilla plástica marrón claro, con raíces, bianda. Terreno de cultivo. Se presenta filtraciones de agua a 0.80 m.	CH	-	35.6		
1.70	M-3 SPT-1			Arcilla marrón claro y oscuro con arena, grumo amarillento, plástica, húmeda, bianda, raíces pequeñas. 35% de arena.	CL	-	23.1		
1.50	SPT-2			Arcilla arenosa similar a M-3. Medía bianda, mediana plasticidad y baja. Continúa similar hasta 2.80 m. con coloración gris y manchetas de óxido. Nivel freático 2.70 m. luego limo arenoso.	ML	-	28.0		
2.90	SPT-3			Limo arenoso marrón claro, baja a nula plasticidad. Similar hasta 4.30 m., luego arena limosa.	SM	-	21.2		
	SPT-4			Arena limosa gris, saturada, no plástica, grumos arcillosos limoso muy aislado. Suelta. Similar hasta 6.00 m. 22% de finos.	SM	-	-		
0.50	M-4			Arena limosa. A los 7.00 m. arena gruesa con gravilla y limo beige hasta 7.20 m. A los 7.20 m. arcilla plomiza plástica.	CL	-	19.7		
	SPT-5			Arcilla plomiza, grumos beige de óxido, limos, poco plástico. 18% de arena.	CL	-	19.3		
				Arcilla arenosa marrón claro, abundante óxido. Grumos plomizo negro procedente de turba. Bienda. Mediana plasticidad. Hasta 9.00 m. 20% de arena.					

SONDAJE P-6

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
 Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
 Ubicación : Yuracyacu - San Martín
 Fecha : 19-02-98
 Operador : J.O./V.V./L.CH.
 Revisado : Dr. Jorge E. Alva H.
 Cota Superficial : 810.30 m.s.n.m.
 Profundidad N.F. (m) : 2.70
 Profundidad Total (m) : 11.00

P o n t o n o	E l e v a c i o n (m)	M o d o l o g i c o	S i g n a t u r a	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r u e b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r	
						D.N. (grms)	H.N. (%)	G r á f i c a d e N	
Nº golpes/30 cm.									
1.30	SPT-5			Arcilla arenosa marrón claro, abundante óxido. Grumos plomizos y negros procedente de turba. Bianda. Mediana plasticidad. Hasta 9.00 m. 20% de arena.	CL	-	19.3		
1.00	SPT-6			Arena limosa densa, color oxidado, amarillento anaranjado y plomizo claro. No plástica. Húmeda.	SM	-	22.4		
1.00	SPT-7			Arena arcillosa color plomizo, no plástica, media densa.	SC	-	21.1		

ANEXO I.3: SONDAJES-00



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE PD-3

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Pilar Derecho
Fecha : 30-06-2000
Operador : V.V.- J.O.- L.CH.

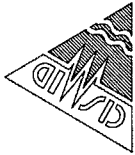
Revisado : Ing. Luis Chang Ch.
Cota Superficial : 812.20 m.s.n.m.
Profundidad N.F.(m) : 2.30
Profundidad Total (m) : 45.45

P o n t o E l e v a d o (m)	P r o f u n d i d a d e l S o n d a j e (m)	S e c t o r E l e v a d o (m)	S e c t o r P r o f u n d i d a d e l S o n d a j e (m)	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r u e b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r
						D.N. (grms)	H.N. (%)	
23.4								
24	1.26	SM		Contacto con la arena a 23.34 m. Inicio de lavado. Arena limosa y arena limpia.				
25	1.20	SH-1		Limo orgánico. Color marrón oscuro. Plasticidad media. Humedad alta. Consistencia blanda.	OL		122.1	
26	0.60	SPT-25		Turba . Color marrón oscuro. Plasticidad alta. Consistencia blanda. Gránulos de arena gruesa.	Pt		52.7	
26.3	0.60	SPT-26		Arcilla. Color marrón. Plasticidad alta. Lento de 1 cm. de arena gruesa. Consistencia medio blanda. 99.5% de finos. LL=75.7%.	CH		34.3	
27	1.00	SH-2		Arcilla. Color marrón. Plasticidad mediana. Consistencia blanda. 89.0% de finos. LL=32.5%, IP=13.8%.	CL		25.5	
27.4	0.50	SH-2		Arcilla. Color gris. Compacidad medio densa. Plasticidad baja. 89.0% de finos. Similar a la anterior.	CL			
28	0.60	SPT-28		Limo arenoso. Color gris. Compacidad media densa. Plasticidad baja. 70.3% de finos.	ML		28.0	
28.3	0.30	SPT-29		Limo arenoso. Color gris. No plástica. Compacidad relativa densa. 51.0% de finos. LL=29.4%.	ML		24.0	
28.4	1.00	SPT-30		Arena limosa. Color gris. No plástica. Compacidad relativa densa. 28.8% de finos.	SM		20.1	
29								
29.1								

P o n t o E l e v a d o (m)	P r o f u n d i d a d e l S o n d a j e (m)	S e c t o r E l e v a d o (m)	S e c t o r P r o f u n d i d a d e l S o n d a j e (m)	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r u e b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r
						D.N. (grms)	H.N. (%)	
31.5	0.80	SPT-31		Arena limosa. Color gris. No plástica. Compacidad relativa densa. 48.9% de finos.	SM		23.8	
32	1.20	SPT-32		Arcilla. Color gris plumiza. Plasticidad alta. Consistencia rígida. 100% de finos. LL=89.7%, IP=38.9%.	CH		36.7	
33	0.90	SH-3		Limo arcilloso. Color marrón. Medio orgánico. Plasticidad alta. 100% de finos. LL=74.9%, IP=36.4%.	MH		64.1	
34	0.80	SPT-34		Arcilla orgánica. Turbosa. Color negro a gris. Plasticidad alta. Consistencia rígida. 99.0% de finos. LL=64.6%, IP=33.1%.	OH		60.0	
35	0.90	SPT-35		Arcilla orgánica. Color gris oscuro a negro. Plasticidad alta. Resbos de madera. 99.2% de finos. LL=67.8%, IP=25.2%.	OH		53.0	
36	1.20	SPT-36		Turba. Color marrón oscuro. Consistencia blanda. Resbos de madera. Endurecidos.	Pt		155.8	
37	1.20	SH-4		Arcilla orgánica. Color plumiza a gris. Plasticidad media alta. Consistencia rígida. 100% de finos. LL=63.9%, IP=42.3%.	OH		71.9	
38	0.70	SPT-38		Limo Inorgánico. Color gris a marrón oscuro y negro. Consistencia rígida. Plasticidad alta. 100% de finos. LL=73.8%, IP=31.7%.	MH		84.9	
39								



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
 REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE PD-3

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
 Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU - Revisado : Ing. Luis Chang Ch.
 Ubicación : Pilar Derecho Cota Superficial : 812.20 m.s.n.m.
 Fecha : 30-06-2000 Profundidad N.F.(m) : 2.30
 Operador : V.V.- J.O.- L.CH. Profundidad Total (m) : 46.45

Profundidad (m)	SPT (blows)	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
				D.N. (gr/mc)	H.N. (%)	Gráfica de N Nº golpes/30 cm.	
3.4	1.00 SPT-39	Turba. Color marrón a negro. Restos orgánicos de árbol. Plasticidad alta. Consistencia blanda.	Pt	-	107.2	18	
4.0	1.00 SPT-40	Arcilla orgánica. Color gris plomiza. Plasticidad alta. Consistencia rígida. 100% de finos. LL=85.4%, IP=38.8%.	OH	-	96.8	14	
4.1	0.70 SPT-41A	Limo Inorgánico. Color marrón oscuro. Húmedo. Lento de resto orgánico. Rescos de mediana. 97.5% de finos. LL=72.5%, IP=36.7%.	MH	-	77.6	15	
4.2	0.25 SPT-41B	Arcilla color gris. Húmeda. Rígida. 81.9% de finos.	CL	-	28.9	48	
4.3	1.40 SPT-42	Limo arenoso. Color gris. Compacidad relativa, densa. Húmeda. 67.9% de finos.	ML	-	27.0	59	
4.4	0.90 SPT-43	Arena limosa. Color gris con tintes rosáceo claro. Compacidad relativa muy densa. 28.3% de finos.	SM	-	21.0	58	
4.6	1.00 SPT-44	Arena limosa. Color gris con tintes rosáceo claro. Húmeda. Muy densa. 22.4% de finos.	SM	-	14.8	48	
4.5	0.45 SPT-45	Arena limosa. Color gris. Densa. Húmeda. 39.2% de finos.	SM	-	22.2		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE ED-1

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Escribo Derecho
Fecha : 05-07-2000
Operador : V.V.- J.O.- L.CH.

Revisado : Ing. Luis Chang Ch.
Cota Superficial : 812.40 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 2.55
Profundidad Total (m) : 37.95

P C O C I D O	E E P O C O	M O D O	S I T I O	G R A F I A	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
							D.N. (gr/m ³)	H.N. (%)	Gráficas de N	N° golpes/30 cm.
24	0.30	SPT-31			Arçilla. Color plomiza clara. Plástica. Rígida. 91.4% de finos.	CL	-	27.9	10	
25	0.60	SH-2			Arçilla. Color plomiza clara. Similar a SPT-31.	CL	-	27.9	8	
26	0.30	SH-2			Limo inorgánico. Color marrón oscuro. Plasticidad alta. Similar a SPT-33. 100% de finos. LL=77.8%, IP=19.9%.	MH	-	44.1	9	
27	0.80	SPT-33			Limo inorgánico. Color marrón oscuro. Lento con restos orgánicos de palo y tronco. Suelto. 100% de finos. LL=72.5%, IP=28.7%.	MH	-	101.8	10	
28	1.00	SPT-34			Arçilla. Color gris oscuro. Plasticidad alta. Rígida. Húmeda. 100% de finos. LL=75.8%, IP=42.4%.	CH	-	46.2	10	
29	0.30	SPT-35			Arçilla inorgánica. Color gris oscuro. Medianamente plástica. Rígida. Húmeda.	CL	-	37.6	15	
30	0.80	SPT-35B			Turba. Color marrón oscuro. Restos orgánicos vegetales. Mediana plasticidad. Húmeda. Blanda.	Pt	-	74.2	12	
31	0.50	SPT-36			Turba. Color marrón oscuro. Poca húmeda. Blanda.	Pt	-	133.2	12	
32	0.90	SH-3			Arçilla orgánica. Color gris oscuro a marrón oscuro. Plasticidad alta. 100% de finos. LL=69.4%, IP=39.4%.	OH	-	106.1	15	
33		SPT-37			Limo inorgánico. Color gris oscuro a marrón oscuro. Plasticidad alta. Medio Rígido. 100% de finos. LL=78.3%, IP=38.8%.	MH	-	75.6		

Línea SPT

SONDAJE ED-1

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Escribo Derecho
Fecha : 05-07-2000
Operador : V.V.- J.O.- L.CH.

Revisado : Ing. Luis Chang Ch.
Cota Superficial : 812.40 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 2.55
Profundidad Total (m) : 37.95

P C O C I D O	E E P O C O	M O D O	S I T I O	G R A F I A	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
							D.N. (gr/m ³)	H.N. (%)	Gráficas de N	N° golpes/30 cm.
34	0.30	SPT-31			Arçilla. Color plomiza clara. Plástica. Rígida. 91.4% de finos.	CL	-	27.9	10	
35	0.60	SH-2			Arçilla. Color plomiza clara. Similar a SPT-31.	CL	-	27.9	8	
36	0.30	SH-2			Limo inorgánico. Color marrón oscuro. Plasticidad alta. Similar a SPT-33. 100% de finos. LL=77.8%, IP=19.9%.	MH	-	44.1	9	
37	0.80	SPT-33			Limo inorgánico. Color marrón oscuro. Lento con restos orgánicos de palo y tronco. Suelto. 100% de finos. LL=72.5%, IP=28.7%.	MH	-	101.8	10	
38	1.00	SPT-34			Arçilla. Color gris oscuro. Plasticidad alta. Rígida. Húmeda. 100% de finos. LL=75.8%, IP=42.4%.	CH	-	46.2	10	
39	0.30	SPT-35			Arçilla inorgánica. Color gris oscuro. Medianamente plástica. Rígida. Húmeda.	CL	-	37.6	15	
40	0.80	SPT-35B			Turba. Color marrón oscuro. Restos orgánicos vegetales. Mediana plasticidad. Húmeda. Blanda.	Pt	-	74.2	12	
41	0.50	SPT-36			Turba. Color marrón oscuro. Poca húmeda. Blanda.	Pt	-	133.2	12	
42	0.90	SH-3			Arçilla orgánica. Color gris oscuro a marrón oscuro. Plasticidad alta. 100% de finos. LL=69.4%, IP=39.4%.	OH	-	106.1	15	
43		SPT-37			Limo inorgánico. Color gris oscuro a marrón oscuro. Plasticidad alta. Medio Rígido. 100% de finos. LL=78.3%, IP=38.8%.	MH	-	75.6		

Línea SPT



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE BH-2

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Sondaje Intermedio - Margen Derecha
Fecha : 27-08-2000
Operator : V.V.-J.O.-L.CH.
Revisado : Ing. Luis Cheng Ch.
Cota Superficial : 810.70 m.s.n.m.
Profundidad N.F.(m) : 3.15
Profundidad Total (m) : 28.00

P o n t o n o	E l e v a c i o (m)	E e n c a d a	M o d o	S i t i o	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r u e b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r	
							D.N. (gr/mo)	H.N. (%)	Gráfica de N	Nº golpes/30 cm.
1	1.50	SM			Relleno de grava arenosa. La grava es de forma irregular, aplastada y alargada. Bordo subredondeado. Grava de T.M. 4", 60% entre 2" y 2 1/2". Medio suelta. Húmeda. Restos de trozos de concreto.	-	-			
2	2.50	M-1			Arena limosa. Color gris oscuro. Grumos de color negro. Muy suelta. Húmeda. Gravillas alisadas de forma aplastada, bordo subredondeado, T.M. 1/2". T.M. 1/2". Color gris a negro y blanquecino. 39.3% de finos, 58.2% de arena.	SM	19.9			
3	0.75	SPT-4			Arena limosa. Color gris. Muy suelta. Húmeda. Similar a M-1.	SM	-			
4	1.05	SPT-5			Arcilla de color marrón. Plasticidad media. Muy blanda.	CL	-			
5	0.70	SPT-6			Limo de color gris y marrón. Plasticidad baja. Suelto. Húmedo. 63.5% de finos, 36.5% de arena.	ML	26.2			
6	1.00	SH-1			Limo arenoso. Color gris. Plasticidad nula. 66.6% de finos, 33.4% de arena.	ML	33.1			
7	0.25	SPT-7A			Arena limosa. Color gris a beige. Suelta. 13.9% de finos.	SM	19.9			
8	0.25	SPT-7B			Arena limosa. Color beige. Suelta. 14.8% de finos.	SM	16.4			

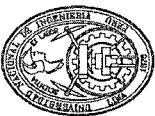


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE BH-2

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Sondaje Intermedio - Margen Derecha
Fecha : 27-08-2000
Operator : V.V.-J.O.-L.CH.
Revisado : Ing. Luis Cheng Ch.
Cota Superficial : 810.70 m.s.n.m.
Profundidad N.F.(m) : 3.15
Profundidad Total (m) : 28.00

P o n t o n o	E l e v a c i o (m)	E e n c a d	M o d o	S i t i o	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r u e b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r	
							D.N. (gr/mo)	H.N. (%)	Gráfica de N	Nº golpes/30 cm.
9	1.10	SPT-8			Arena limosa. Color gris. Suelta. 19.4% de finos.	SM	16.9			
10	0.25	SPT-9A			Arena limosa. Color marrón. 39.5% de finos. Suelta.	SM	35.7			
11	0.85	SPT-9B			Arena poco limosa. Color beige. Suelta. Húmeda. 11.3% de finos.	SP-SM	19.6			
12	1.00	SPT-10			Arena limosa. Color beige a gris. Manchas oscuras a 10.20 m. Húmeda. 12.1% de finos. Medio suelta.	SM	17.7			
13	1.00	SPT-11			Arena poco limosa. Color gris. Grano grueso. Restos de ramas y materia orgánica a 11.25 m. Suelta. Húmeda. 5.9% de finos.	SP-SM	17.7			
14	1.00	SPT-12			Arena gruesa, bien graduada. Color gris. 5.6% de finos. Medio denso.	SW-SM	13.7			
15	0.45	SPT-13			Arena gruesa. Color gris. Poco limosa. 5.2% de finos. Medio suelta.	SP-SM	9.0			
16	0.95	SH-2			Arcilla de color plomiza clara a beige. Plasticidad mediana a alta.	CH	23.1			
17	0.75	SPT-14			Arcilla de color plomiza clara a beige claro. Alta plasticidad. Húmeda. Rígida. 84.1% de finos.	CH	20.0			
18	0.85	SPT-15			Arcilla de color plomiza verdosa clara. Alta plasticidad. Rígida. 84.7% de finos.	CH	20.5			



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

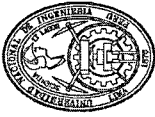
SONDAJE BH-2

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Sondeaje Inmerso - Margen Derecha
Fecha : 27-08-2000
Operador : V.V.- J.O.- L.C.H.

Revisado : Ing. Luis Cheng Ch.
Cota Superficial : 810.70 m.a.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 3.15
Profundidad Total (m) : 28.00

P o n t o n o	P r o f u n d a d a (m)	E e n f r e s c o n t e n i d o	E e n f r e s c o n t e n i d o	M o d o l o g i c o	S i g n i f i c a t i v a	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r o b e a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r
								D.N. (gr/m ³)	H.N. (%)	
16	1.55	SPT-16				Arena limosa. Color gris verdosa. Medio densa. 41.9% de finos.	SM	-	32.1	
17	0.75	SPT-17				Arena poco limosa. Color gris. Grumo de limos aislados color gris oscuro. Una raya horizontal 3 mm de color marrón. A los 18.25 m existen restos orgánicos de color marrón. Medio densa. 20.4% de finos.	SM	-	19.6	
18	0.70	SPT-18				Arena poco limosa. Color gris. Medio densa. 15.4% de finos.	SM	-	17.3	
19	1.30	SPT-19				Arena mal graduada. Color gris. Se encontró un lente de resto orgánico color marrón de 1.5 cm. de largo y 3 mm. de grosor. 3.2% de finos.	SP	-	30.2	
20	0.40	SPT-20				Turba. Color marrón oscuro. Blanda. Humedad alta. Plasticidad alta.	Pl	-	36.5	
21	0.80	SH-3				Turba. Color marrón oscuro. Grumos endurecidos. Forma espalmada. Borda subredondeada. Plasticidad alta. Blanda.	Pl	-	29.0	
22	0.50	SPT-21				Turba. Color marrón oscuro a negro. Muy húmeda. Poco liviano. Grumos endurecidos aislados. Blanda. Plasticidad alta.	Pl	-	74.6	
23	0.25	SPT-22A				Arena de grano medio a gruesa. Poco limosa. Color gris verdosa clara. Húmeda. 6.7% de finos.	SP-SM	-	20.6	
24	0.75	SPT-22B				Turba. Color marrón oscuro. Plasticidad alta. Blanda. Humedad alta.	Pl	-	77.8	
25	1.00	SPT-23				Turba. Color marrón oscuro. Plasticidad alta. Muy húmeda. Grumo endurecido forma alargada y plana. Borda subredondeada. T.M. 2°. Blanda.	Pl	-	74.2	

Línea SPT



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE BH-2

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Sondeaje Inmerso - Margen Derecha
Fecha : 27-08-2000
Operador : V.V.- J.O.- L.C.H.

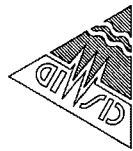
Revisado : Ing. Luis Cheng Ch.
Cota Superficial : 810.70 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 3.15
Profundidad Total (m) : 28.00

P o n t o n o	P r o f u n d a d a (m)	E e n f r e s c o n t e n i d o	E e n f r e s c o n t e n i d o	M o d o l o g i c o	S i g n i f i c a t i v a	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r o b e a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a n d a r
								D.N. (gr/m ³)	H.N. (%)	
26	0.50	SPT-24				Turba. Color marrón oscuro. Blanda. Similar a SPT-23.	Pl	-	50.9	
27	1.05	SH-4				Arcilla. Color gris. Plasticidad media. Medio blanda. Húmeda. 87.6% de finos.	CL	-	26.9	
28	0.45	SPT-25				Arcilla. Color gris oscuro. Plasticidad media. Húmeda. 87.6% de finos. LL=51.1%; IP=10.7%.	CL	-	23.1	

Línea SPT



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE PI-4

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Pilar Izquierdo
Fecha : 13-07-2000
Operador : V.V.- J.O.- L.CH.
Revisado : Ing. Luis Chang
Cota Superficial : 814.300 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 4.60
Profundidad Total (m) : 46.30

P U B L I C A D A (m)	E S T A D O S T R U C T U R A L (m)	E S T A D O S T R U C T U R A L (m)	S I T I O S E S T R U C T U R A L	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
						D.N. (grms)	H.N. (N)	Grafica de N	Nº golpes/30 cm.
1.00	S/M			Cota superior de plataforma de trabajo=814.30 m.s.n.m. Cota superior del Casisson=814.00 m.s.n.m. El tubo forno hacia contacto con arena limosa a 25.00 m. Inicio del lavado a esta profundidad.	-	-			
1.10	S/M			Se beja golpeando el tubo forno hasta 26.10 m.	-	-			
1.10	S/M			A la profundidad de 26.55 m. se encuentra la uña del Casisson. Se lava hasta los 27.20 m. Longitud del Casisson = 26.25 m.	-	-			
0.80	SPT-27			Limo inorgánico. Color gris. No plástico. Intercalado con turba color marrón oscura a negro. Suelto. Lentas sueltas. 47.1% de arena, 52.9% de finos.	ML	-	28.0	6	
1.10	Sh-1			Arcilla limosa. Color gris granate. Plasticidad media. Blanca.	CL	-	24.8		
2.20	SPT-29			Limo inorgánico color gris. Lentas de arena fina. No plástico. Muy suelto. Desde los 29.55 m. bejlo por peso propio hasta 30.75 m. 100% de finos. LL=30.1%.	ML	-	23.8	5	
0.70	SPT-31			Limo arenoso, color gris. No plástico. Lentas de arena fina de 1 cm. Muy suelto. 2 golpes/15cm, 1 golpe/30cm. 33.3% de arena. 66.7% de finos.	ML	-	26.4	1	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE PI-4

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Pilar Izquierdo
Fecha : 13-07-2000
Operador : V.V.- J.O.- L.CH.
Revisado : Ing. Luis Chang
Cota Superficial : 814.300 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 4.60
Profundidad Total (m) : 46.30

P U B L I C A D A (m)	E S T A D O S T R U C T U R A L (m)	E S T A D O S T R U C T U R A L (m)	S I T I O S E S T R U C T U R A L	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar	
						D.N. (grms)	H.N. (N)	Grafica de N	Nº golpes/30 cm.
0.40	SPT-32			Arena limosa. Color gris con rayas horizontales limosas. Color marrón oscuro a negro. 40.4% de finos	SM	-	24.3	6	
1.25	SPT-33			Limo inorgánico. Color plomizo oscuro. No plástico. Forrado con tubo "Casing" hasta 33.0 m.	ML	-	34.0	10	
1.00	Sh-2			Arcilla. Color plomiza oscura. Plasticidad mediana. Rígida. Húmeda. 100% de finos. LL=44.1% IP=24.9%.	CL	-	30.9		
0.80	SPT-34			Bejlo por peso propio 5 cm. Arcilla de color gris oscuro. Plasticidad mediana. Medio blanda. 100% de finos. LL=39.5% IP=21.6%.	CL	-	28.7	6	
0.45	SPT-35			Arcilla. Color gris oscura. Plasticidad alta. Húmeda. Rígida. 100% de finos. LL=68.8% IP=36.7%.	CH	-	48.4	10	
1.15	SPT-38			Arcilla. Color gris oscura. Plasticidad alta. Húmeda. Rígida. 100% de finos. LL=64.2% IP=35.3%.	CH	-	41.2	10	
0.95	SPT-37			Limo inorgánico. Color marrón oscuro a negro. Plasticidad mediana. Peso liviano. 100% de finos. LL=NP.	ML	-	157.9	12	
0.90	Sh-3			Arcilla inorgánica. Color marrón oscuro a negro. Plasticidad alta. Húmeda. LL=60.8% IP=33.6%.	CH	-	85.9		
0.30	SPT-36A			Arcilla. Color gris oscuro. Plasticidad mediana a alta. Medio rígida. 100% de finos. LL=66.9% IP=37.9%.	CH	-	60.2		
0.50	SPT-39B			Limo inorgánico. Color negro oscuro. Plasticidad mediana a alta. Húmeda. Medio rígida. 100% de finos. LL=66.7% IP=22.2%.	MH	-	75.7	8	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE PI-4

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
 Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
 Ubicación : Yurayacu - Prov. Rioja - Dpto. San Martín
 Fecha : 13-07-2000
 Operador : V.V.-J.O.-L.C.H.

Revisado : Ing. Luis Chang Chang
 Cota Superficial Relativa : 814.30 m.s.n.m.
 Profundidad N.F. (m.) : 4.60
 Profundidad Total (m.) : 48.30

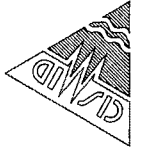
Profundidad (m.)	SPT	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
				D.N. (cm)	H.N. (%)	
0.00						
0.15						
0.30						
0.45	1.50 SPT-40	Limo inorgánico. Color gris oscuro. Plástico. Rígido. Húmedo. 100% de finos. LL=60.0%. IP=28.3%.	MH	-	62.5	14
0.60	0.70 SPT-41	Limo inorgánico. Color marrón oscuro a negro. Lente de turba limpiada, tronchillos, pajas no podridos totalmente. 100% de finos. LL=73.7%. IP=31.2%.	MH	-	91.9	11
0.75	0.45 SPT-42	Limo inorgánico. Color marrón oscuro a negro. Plasticidad mediana a alta. 100% de finos. LL=60.2%.	MH	-	119.2	14
0.90	0.25 M-1	Limo arenoso poco arcilloso. Color beige. 80.8% de finos.	ML	-	22.4	17
1.05	0.75 SPT-43A	Arcilla. Color plumiza verticosa. Plástica. Rígida. Húmeda. 100% de finos. LL=48.5%. IP=20.5%.	CL	-	28.7	18
1.20	0.60 SPT-43B	Arcilla limosa. Color beige. Plasticidad mediana a baja. Medio suelta. 89.6% de finos. 10.4% de arena. LL=31.9%. IP=14.2%.	CL	-	20.0	17
1.35	0.95 SPT-44	Limo arenoso. Color beige oscuro a gris. No plástico. Medio denso. Húmedo. 88.7% de finos. 13.3% de arena.	ML	-	27.2	18
1.50	0.20 M-2	Limo arenoso. Color beige oscuro a gris. Fines limosas. Medio delgado. 79.7% de finos. LL=49.1%.	ML	-	22.9	18
1.65	0.25 M-3	Limo. Color beige oscuro a gris. Fines limosas. Medio suelta.	ML	-	26.2	18
1.80	0.40 M-4	Arena limpia. Color gris. Pocos finos. Suelta. Húmeda. 6.3% de finos. 93.7% de arena.	SP-SM	-	19.1	18
1.95	0.45 SPT-46	Arena limosa. Color gris verdosa. Granulometría media a fina. Densa. 25.1% de finos. 74.9% de arena.	SM	-	26.0	51
2.10						
2.25						
2.40						
2.55						



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE EI-6

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Estribo Izquierdo
Fecha : 17-07-2000
Operador : V.V.-J.O.-L.CH.

Revisado : Ing. Luis Chang Chang
Cota Superficial : 813.80 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 2.80
Profundidad Total (m) : 40.05

P R O F U N D I D A D E S O N D A J E (m)	E S T R I B O I Z Q U I E R D O (m)	S G E S T R I B O I Z Q U I E R D O	D E S C R I P C I O N D E L M A T E R I A L	C L A S I F. (SUCS)	P R U E B A S D E C A M P O		E N S A Y O D E P E N E T R A C I O N E S T R I B O	
					D.N. (grms)	H.N. (%)	Gráfica de N	Nº golpes/30 cm.
2.80	0.50	SM	Cota superior de la plataforma de trabajo = 813.80 m.s.n.m. Cota superior del estribo izquierdo = 812.60 m.s.n.m. El tubo fondo tocó fondo. Inicio de lavado a 22.54 m.	-	-	-	-	-
2.80	2.45	SM	Durante el lavado sale arena limosa plomiza a gris. Baja el tubo fondo, hay fuga de agua a 24.70 m.	-	-	-	-	-
2.80	0.90	SPT-25	Turba color marrón oscuro a negro. Restos orgánicos. Con lante de arena limosa color beige oscuro. Ligera plasticidad. 100% de finos.	Pt	-	-	-	10
2.80	0.80	SPT-26	Turba. Color marrón oscuro a negro. Lente de arena limosa beige oscuro. Blanca. Desde 26.45 m. arcilla color negro. Plástica. Húmeda hasta 26.80 m. Zona de contacto. 100% de finos.	Pt	-	129.0	-	4
2.80	1.75	Sh-1	Arcilla. Color beige a marrón claro. Plasticidad mediana. Húmeda. Muy blanda. 10.9% de arena. 88.1% de finos. LL=30.6%, IP=13.0%.	CL	-	30.5	-	2
2.80	0.65	SPT-28	Limo arenoso. Color beige a gris. Lente de arcilla. Color beige a marrón claro. Muy suelta. 34.1% de arena, 65.9% de finos. LL=27.5%, IP=NP.	ML	-	27.1	-	8
2.80	0.80	SPT-29	Arena limosa. Color gris. Horizontal gris oscuro. Lente de 2 mm. de arena color beige. Mediana plasticidad. 34.6% de finos, 65.4% de arena.	SM	-	25.0	-	9

SONDAJE EI-6

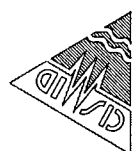
Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Estribo Izquierdo
Fecha : 17-07-2000
Operador : V.V.-J.O.-L.CH.

Revisado : Ing. Luis Chang Chang
Cota Superficial : 813.80 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 2.80
Profundidad Total (m) : 40.05

P R O F U N D I D A D E S O N D A J E (m)	E S T R I B O I Z Q U I E R D O (m)	S G E S T R I B O I Z Q U I E R D O	D E S C R I P C I O N D E L M A T E R I A L	C L A S I F. (SUCS)	P R U E B A S D E C A M P O		E N S A Y O D E P E N E T R A C I O N E S T R I B O	
					D.N. (grms)	H.N. (%)	Gráfica de N	Nº golpes/30 cm.
3.10	0.90	SPT-30	Arena limosa. Color gris. Manchas gris oscura. Medio densa. Desde 30.75 hasta 31.20 se pierden agua de la perforación, no retorna. 17.5% de finos. 82.5% de arena.	SM	-	24.1	-	25
3.10	0.60	SPT-31	Arcilla. Color plomiza clara. Plasticidad alta. Rígida. Húmeda. 100% de finos. LL=78.1%, IP=47.9%.	CH	-	33.9	-	14
3.10	1.00	Sh-2	Arcilla. Color plomiza clara. Rígida. Húmeda. Plasticidad mediana. Forrado hasta 32.50 m. de profundidad.	CL	-	23.0	-	12
3.10	1.40	SPT-32	Arcilla. Color plomiza a gris. Plasticidad mediana. Rígida. 100% de finos. LL=42.7%, IP=22.9%.	CL	-	25.4	-	10
3.10	0.65	SPT-34	Arcilla. Color beige oscuro. Plasticidad alta. Rígida. Húmeda. 100% de finos. LL=78.2%, IP=48.6%.	CH	-	36.2	-	13
3.10	1.00	Sh-3	Arcilla. Color beige oscuro. Plasticidad mediana. Zona de contacto con material turboso. 100% de finos. LL=44.0%, IP=28.6%.	CL	-	29.4	-	13
3.10	0.15	SPT-35A	Arcilla color beige oscuro. Plasticidad alta. Rígida. Húmeda.	CH	-	38.2	-	13
3.10	1.00	SPT-36B	Turba. Suelo orgánico color marrón oscuro a negro. Rígido. Húmedo. 100% de finos.	Pt	-	135.9	-	13
3.10	0.80	SPT-37	Turba. Color marrón oscuro. Restos orgánicos. Tronquitos. Húmeda. Rígida.	Pt	-	135.9	-	13



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
 REGISTRO DE SONDAJES



SONDAJE EI-6

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
 Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
 Ubicación : Esfibo Izquierdo
 Fecha : 17-07-2000
 Operador : V.V.- J.O.- L.CH.
 Revisado : Ing. Luis Cheng Chang
 Cota Superficial : 813.60 m.s.n.m.
 Profundidad N.F.(m) : 2.80
 Profundidad Total (m) : 40.05

P. (m)	E. (m)	M. (m)	D. (m)	Q. (m)	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
							D.N. (grs)	H.N. (%)	
0.80	SPT-38				Arcilla. Color beige oscuro. Plasticidad alta. Medio rígida.	CH	-	51.3	
1.00	Sh-4				Arcilla. Color gris a beige oscuro. Plasticidad alta. Medio rígida. Similar a SPT-38. 100% de finos. LL=50.6%, IP=23.7%.	CH	-	51.3	
0.45	SPT-38				Limo inorgánico. Color beige oscuro. Rígido. Plasticidad alta.	MH	-	51.3	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE BH-5

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Sondaje Intermedio - Margen Izquierda
Fecha : 09-07-2000
Operador : V.V.- J.O.- L.CH.

Revisado : Ing. Luis Chang Ch.
Cota Superficial : 809.40 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 0.45
Profundidad Total (m) : 25.65

Profundidad (m)	Escala SPT (cm)	Clasif. (SUICS)	Descripción del Material	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
				D.N. (grnos)	H.N. (%)	
0.45	1.00 M-1	ML	Relleno de limo arenoso. Color gris a beige y manchas color negro. Suelto. Material alterado. 52.8% de finos.	-	26.7	0.4
1.15	1.00 SPT-1	SM	Relleno de arena limosa. Color gris. Granulometría media a fina. Húmeda. Muy suelta. Material alterado. 20.5% de finos. Interrelaciones de arcilla plomiza clara a 1.70 m.	-	21.4	0.3
2.15	1.00 SPT-2	SM	Relleno de arena poco limosa. Color gris. Granulometría media a fina. A 1.70 m. Interrelaciones de arcilla plomiza clara. Muy suelta. Material alterado. 12.3% de finos.	-	23.4	0.6
3.15	1.00 SPT-3	ML	Relleno de limo arenoso. Color gris a beige. Grumos de arena arcillosa. A 3.40 m. abundantes hojitas color negro no descompuestas. Arena fina color beige. Medio suelto. 55.3% de finos.	-	32.3	0.6
4.15	1.00 SPT-4	ML	Relleno de limo arenoso y arcilloso. Color gris, marrón claro. Medio suelto. Material alterado. 51% de finos.	-	24.0	0.6
5.15	0.40 SPT-5	ML	Limo arcilloso. Color marrón. Suelto. Alterado. Contiene raíces grama. Material contaminado hasta 5.40 m. Medio blando.	-	33.0	0.5
6.15	1.20 SPT-6	CL	Desde 5.40 m. arcilla marrón a beige y marrón claro, más franca y limpia. Arcilla limosa. Color marrón claro. Grumos arcillosos y limosos. Blanda. 89% de finos. LL=38.9%.	-	41.1	0.5
7.15	0.80 Sht-1	CL	Arcilla limosa. Color marrón claro. Húmeda. Blanda.	-	30.9	0.7
8.15	0.60 SPT-7	MH	Limo arcilloso. Color marrón claro. Manchas de óxido. Plasticidad alta. Medio blando. 89.8% de finos. LL=45.1%. IP=41.7%.	-	31.5	0.7

SONDAJE BH-5

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Sondaje Intermedio - Margen Izquierda
Fecha : 09-07-2000
Operador : V.V.- J.O.- L.CH.

Revisado : Ing. Luis Chang Ch.
Cota Superficial : 809.40 m.s.n.m.
Profundidad N.F. (m) : 0.45
Profundidad Total (m) : 25.65

Profundidad (m)	Escala SPT (cm)	Clasif. (SUICS)	Descripción del Material	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar
				D.N. (grnos)	H.N. (%)	
0.45	0.80 SPT-8	ML	Limo inorgánico. Color marrón claro. Manchas oxidadas. Más arena que en el SPT-7. Suelto. 54.7% de finos.	-	27.2	0.5
1.15	1.00 SPT-9	ML	Limo arenoso. Color marrón claro. Manchas oxidadas. Suelto. 63.7% de finos.	-	26.4	0.5
2.15	1.00 SPT-10	SM	Arena fina limosa. Color gris a beige. Manchas plomizas a negras. No plásticas. Húmeda. 37.4% de finos.	-	25.2	0.6
3.15	1.00 SPT-11	SM	Arena limosa. Color gris a beige. Medio suelta. No plástica. 14.8% de finos.	-	18.8	0.3
4.15	1.00 SPT-12	SM	Mezcla de arena media a gruesa con arcilla limosa y plomizas. Color gris. Material muy antiguo de trazo cortado, no tan podrido. Medio suelta.	-	18.5	0.3
5.15	0.30 SPT-13	SP-SM	Arena poco limosa. Color gris. Granulometría media a gruesa. Gravelita de borde subredondeado y anguloso. T.M. < 14°. Medio suelta.	-	19.8	0.4
6.15	0.30 SPT-14A	SC	Arenas arcillosas. Color plomiza a varcoso claro. Arena media a gruesa. Color de arcilla marrón y gris varcosa.	-	17.7	0.4
7.15	0.80 SPT-14B	CL	Arcilla limosa arenosa. Color marrón claro. Mancha de óxido. Grumos arenosos y limosos. Grumos de arcillas plásticas. Rígida.	-	20.7	0.4
8.15	1.00 SPT-15	SM	Arena poco limosa. Color plomiza clara varcosa. Manchas de color beige de 4 cm. de espesor. Granulometría media a gruesa. Compactidad relativa. Suelta.	-	17.6	0.4



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE BH-5

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Sondaje Intermedio - Margen Izquierda
Fecha : 08-07-2000
Operador : V.V.- J.O.- L.CH.

Revisado : Ing. Luis Chang Ch.
Cota Superficial : 809.40 m.s.n.m.
Profundidad N.F.(m) : 0.45
Profundidad Total (m) : 25.65

P o n t o (m)	E s t a d o (m)	M o d o S i t i o	S i t i o	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r u e b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a d i z a d a G r a f i c a d e N Nº golpes/30 cm.
						D.N. (grnos)	H.N. (%)	
16	1.25	SPT-16		Arena limosa. Color plomiza vercosa a blanquecina. Granulometría media a gruesa. Sielta.	SW-SM	-	18.2	11
17	0.35	SPT-17		Arcilla. Color plomiza vercosa. Plástica. Rígida.	CH	-	23.4	10
18	0.70	Sh-2		Arcilla. Color gris vercosa. Plasticidad media. Húmeda. Rígida.	CH	-	26.6	16
19	0.25	SPT-18A		Arcilla limosa. Color gris vercosa con partículas blanquecinas. Plástica Baja. Rígida.	CL	-	24.9	16
20	0.45	SPT-18B		Limo arenoso arcilloso. Color marrón con rayas blanquecinas y yeso. Medio bajo. Húmedo. Color marrón y limo arenoso de color gris vercosa.	CL	-	23.1	25
21	0.80	SPT-19		Arena poco limosa. Color gris verdosa. Grumo arcilloso color beige. Húmeda. Medio densa.	SM	-	16.2	10
22	0.80	SPT-20		Arcilla limosa orgánica. Color marrón oscuro a negro. Peso liviano. Restos de tronco. Plástica. Humedad alta. Rígida.	OL	-	136.5	10
23	0.70	Sh-3		Arcilla orgánica. Color marrón oscuro a negro. Peso liviano. Restos de tronco. Plástica. Humedad alta.	OH	-	62.9	8
24	0.20	SPT-21A		Arcilla orgánica. Color marrón oscuro. Plasticidad alta.	OH	-	89.0	11
25	0.80	SPT-21B		Turba. Color marrón oscuro a negro. Blanda. Peso liviano. Húmeda.	PI	-	164.5	8
26	0.80	SPT-22		Limo inorgánico. Color negro a marrón oscuro. Plasticidad alta. Medio blando. 100% de finos.	MH	-	98.5	11
27	0.80	SPT-23		Arcilla. Color gris a marrón. Grumos marrón claro. Manchas negras alisadas. Plástica. Húmeda. Rígida. 100% de finos. LL=34.8%, IP=17.7%.	CL	-	28.4	11



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CISMID - LABORATORIO GEOTECNICO
REGISTRO DE SONDAJES

SONDAJE BH-5

Solicitado : BACH. LILIAN D. VENEROS CALDERON
Proyecto : TESIS DE GRADO - PUENTE YURACYACU
Ubicación : Sondaje Intermedio - Margen Izquierda
Fecha : 08-07-2000
Operador : V.V.- J.O.- L.CH.

Revisado : Ing. Luis Chang Ch.
Cota Superficial : 809.40 m.s.n.m.
Profundidad N.F.(m) : 0.45
Profundidad Total (m) : 25.65

P o n t o (m)	E s t a d o (m)	M o d o S i t i o	S i t i o	D e s c r i p c i o n d e l M a t e r i a l	C l a s i f. (SUCS)	P r u e b a s d e C a m p o		E n s a y o d e P e n e t r a c i o n E s t a d i z a d a G r a f i c a d e N Nº golpes/30 cm.
						D.N. (grnos)	H.N. (%)	
28	0.80	Sh-4		Arcilla limosa arenosa. Color marrón. Plasticidad baja a media.	CL	-	26.0	23
29	0.45	SPT-24		Limo inorgánico. Color gris. No plástico. Húmedo. Medio denso. 70.7% de finos.	ML	-	29.4	23
30	0.80	SPT-25		Limo inorgánico. Color gris. Húmedo. Denso. No plástico. 57.9% de finos.	ML	-	22.4	38

ANEXO II

TABLAS DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

ANEXO II.1: TABLAS-96

Tabla 1 Resumen General de los Trabajos de Exploración de Campo

Sondaje	Longitud del Caisson (m)	Cota Superior Caisson (msnm)	Cota Inferior Caisson (msnm)	Cota Plataforma (msnm)	Profundidad de Inicio (m)	Profundidad Máxima Alcanzada (m)	Cota Mínima Alcanzada (msnm)	Nº Muestras Alteradas	Nº Muestras Shelby	Altura de Agua (m)	Nº Ensayo Comp. No Confinada	Nº Ensayo Consolidación
S-1	22.50	806.920	784.420	810.920	0.00	40.45	770.47	26	4	4.15 25-06-96	1	-
S-2	21.50	806.314	784.814	810.314	0.00	31.60	778.71	22	3	4.70 12-07-96	-	1
S-3	22.00	806.768	784.768	810.768	0.00	40.45	770.32	30	6	2.95 02-09-96	1	-
S-4	21.50	806.570	785.07	810.570	0.00	30.45	780.12	21	5	3.30 08-07-96	1	1

Tabla 2 Estudio Geotécnico con Fines de Cimentación "Puente Yuracyacu"

Resumen de Ensayos Especiales de Laboratorio para Determinar Parámetros de Resistencia y Compresibilidad

Sondaje	Muestra	Profundidad (m)	SUCS	Ensayos Estándar				Ensayos Especiales											
				L.L. (%)	L.P. (%)	W _n (%)	G _s	γ _m (gr/cm ³)	Corte Directo		Compresión Triaxial		Compresión No confinada		Consolidación				
				φ (°)	C̄ (Kg/cm ²)	φ _u (°)	c _u (Kg/cm ²)		q _u (Kg/cm ²)	S _u = q _u /2 (Kg/cm ²)	e ₀	P _c	C _c	C _s					
S-1	SH-1	15.40-16.00	CH	51.8	16.3	28.4	2.70	2.00	-	-	-	-	0.52	0.26	-	-	-	-	-
S-1	SH-2	22.00-22.50	SM	20.9	-	28.5	2.64	1.88	32.0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S-1	SH-3	25.50-26.20	CH	53.2	27.3	34.5	2.68	2.00	-	-	1.00	0.59	-	-	0.932	0.500	0.219	0.030	-
S-1	SH-3	26.20-26.50	ML	25.5	-	26.1	2.61	2.05	21.0	0.10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S-1	SH-4	33.00-34.00	ML	23.5	-	27.8	2.64	1.93	-	-	25.5	0.00	-	-	-	-	-	-	-
S-2	SH-3	30.80-31.60	OH	84.2	57.5	100.7	1.72	1.35	-	-	0.25	0.86	-	-	1.618	1.200	0.499	0.117	-
S-3	SH-3	23.20-24.00	Pt	-	-	233.1	0.94	1.13	-	-	-	-	1.60	0.80	-	-	-	-	-
S-3	SH-6	32.00-33.00	OH	59.4	25.4	56.2	2.66	1.92	-	-	1.50	0.29	-	-	1.779	1.300	0.583	0.126	-
S-4	SH-4	15.00-15.50	ML	23.8	-	23.3	-	2.00	40.0	0.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
S-4	SH-4	14.50-15.00	CH	71.2	23.8	25.8	2.66	2.00	-	-	-	-	1.15	0.58	-	-	-	-	-

- = Límite Líquido
- = Límite Plástico
- = Humedad Natural
- = Peso Específico Relativo de Sólidos
- = Densidad Natural
- = Angulo de Fricción (Corte Directo)
- = Cohesión (Corte Directo)
- = φ_u
- = C_u
- = q_u
- = S_u
- = e₀
- = P_c
- = C_c
- = C_s
- = Angulo de Fricción (Triaxial-UU)
- = Cohesión (Triaxial-UU)
- = Máximo Esfuerzo Axial (Compresión Simple)
- = Cohesión (Compresión Simple)
- = Relación de vacíos Inicial
- = Presión de Consolidación
- = Coeficién de Compresibilidad
- = Coeficiente de Recuperación

Tabla 3 Ensayos Especiales de Laboratorio para la Determinación del Ataque Químico del Suelo y el Agua al Concreto

Sondaje	Muestra	Profundidad (m)	SUCS	Análisis Químico (p.p.m.)			
				pH	Cl	SO ₄	S.S.T.
S-1	M-17	26.00-30.00	ML	7.5	292.19	370.71	1320.00
S-1	SH-1	16.00-16.30	CH	7.2	42.55	201.73	440.00
S-3	SH-1	1.60-2.60	ML	6.9	38.29	409.22	780.00
S-3	SH-3	10.70-11.70	CH	6.6	28.37	96.06	250.00
S-3	SH-5	23.20-24.00	Pt	6.4	1077.98	461.09	3420.00
Río Mayo	Agua	0.50	-	7.2	35.50	96.00	330.00

pH : Índice de Acidez
 p.p.m. : Partes por millón
 Cl : Cloruros
 SO₄ : Sulfatos
 S.S.T. : Sales Solubles Totales

Tabla 4 Parámetros Físico-Mecánicos Dinámicos de los Suelos

Proyecto Puente Yuracyacu

Sondaje	Capa	Profundidad (m)	Vp(m/seg)	Vs(m/seg)	γ (tn/m3)	μ	Ed. (kg/cm2)
S-1	1	DE 0 a 4	400	100	1.55	0.4667	455
	2	DE 4 a 17	1600	450	1.85	0.4571	10917
S-3	1	DE 0 a 8.6	410	100	1.65	0.4684	485
	2	DE 8.6 a 13	1700	500	1.93	0.4527	14018
	3	DE 13 a 17.2	1240	350	1.63	0.4567	5817
	4	DE 17.2 a 21.2	1800	500	2.00	0.4582	14582
	5	DE 21.2 a 25.6	1500	400	1.60	0.4617	7484
	6	DE 25.6 a 36	1800	500	1.90	0.4582	13853

- V_p = Velocidad de Ondas Compresionales (Longitudinales)
- V_s = Velocidad de Ondas de Corte (Transversales)
- γ = Peso Volumétrico o Densidad Natural
- μ = Coeficiente de Poisson
- Ed = Módulo Dinámico de Elasticidad

Tabla 5 Perfil Representativo del Suelo sus Respective Parámetros

PILAR DERECHO-S1

Estrato	Espesor del Estrato (m)	Profundidad* (m)	Tipo de Suelo (SUCS)	N_{SPT}	φ°	c_u (T/m²)
1	1.35	1.35	ML	5	21	-
2	8.65	10.00	SM	17	28	-
3	2.00	12.00	CH	20	-	2.6
4	7.60	19.60	SM	30	32	-
5	2.30	22.50	CH/Pt	10	-	8.0
Base			ML/SM	21	32	

ESTRIBO DERECHO-S2

Estrato	Espesor del Estrato (m)	Profundidad* (m)	Tipo de Suelo (SUCS)	N_{SPT}	φ°	c_u (T/m²)
1	0.70	0.70	ML	2	21	-
2	8.55	9.25	SM	13	27	-
3	2.55	11.80	CH	10	-	5.7
4	3.60	15.40	SM	22	28	-
5	4.30	19.70	Pt	15	-	5.7
6	1.30	21.00	CL	11	-	7.9
7	0.50	21.50	SM	33	32	-
Base			SM	33	32	-

* Se contabiliza a partir de la cota del caisson

.....Continua Tabla 5

PILAR IZQUIERDO-S3

Estrato	Espesor del Estrato (m)	Profundidad * (m)	Tipo de Suelo (SUCS)	N _{SPT}	φ°	c _u (T/m ²)
1	4.60	4.60	SM	7	26	-
2	1.00	5.60	Pt/OH	11	-	2.0
3	1.90	7.50	CH	11	-	2.0
4	1.50	9.00	SM	15	28	-
5	1.25	10.25	SC	10	30	-
6	2.45	12.70	CH	6	-	2.6
7	4.50	17.20	SM	38	32	-
8	4.30	21.50	Pt/OH	9	-	8.0
.Base			ML	12	30	-

ESTRIBO IZQUIERDO S-4

Estrato	Espesor del Estrato (m)	Profundida* (m)	Tipo de Suelo (SUCS)	N _{SPT}	φ°	c _u (T/m ²)
1	3.05	3.05	SP-SM	12	27	-
2	2.15	5.20	CL	14	-	3.0
3	3.60	3.80	SM	15	28	-
4	2.20	11.00	CH	11	-	3.0
5	2.00	13.00	ML	25	33	-
6	3.20	16.20	SM	30	31	-
7	3.10	19.30	Pt	16	-	8.0
8	1.70	21.00	CL	12	-	9.0
9	0.50	21.50	SM	35	32	-
Base			SM	35	34	-

* Se contabiliza a partir de la cota del caisson

ANEXO II.2: TABLAS-00

Tabla 1 Resumen General de los Trabajos de Exploración de Campo

Sondaje	Longitud del Caisson (m)	Cota Superior Caisson (msnm)	Cota Inferior Caisson (msnm)	Cota Plataforma (msnm)	Profundidad de Inicio (m)	Profundidad Máxima Alcanzada (m)	Cota Mínima Alcanzada (msnm)	Nº Muestras Alteradas	Nº Muestras Shelby	Longitud Usado Casing (m)	Altura de Agua (m)	Nº Ensayo Comp. No Confinada	Nº Ensayo Consolidación
ED-1	26.90	812.12	785.22	812.40	24.00	37.95	774.45	11	3	32.06	2.55 5-7-00	-	1
BH-2	-	-	-	810.70	0.0	26.00	784.70	24	4	13.50	3.15 27-6-00	4	-
PD-3	23.00	811.90	788.90	812.20	23.50	45.45	766.75	19	4	26.00	2.30 30-6-00	2	1
PI-4	26.25	814.00	787.75	814.30	25.00	46.30	768.00	22	3	33.00	4.60 13-7-00	-	-
BH-5	-	-	-	809.40	0.0	25.65	783.75	28	4	14.50	0.45 8-7-00	1	1
EI-6	23.90	812.60	788.70	813.60	22.54	40.05	773.95	13	4	32.50	2.80 19-7-00	-	-

Tabla 2 Ensayos Compresión No Confinada

Sondaje	BH-2	BH-2	BH-2	BH-2	PD-3	PD-3	BH-5
Muestra	Sh-1	Sh-2	SPT-14	Sh-2	Sh-2	Sh-3	Sh-2
Prof.(m)	6.50-7.50	13.60-14.40	14.40-14.85	13.60-14.40	27.00-28.50	33.00-33.90	17.60-18.30
Clasif. (SUCS)	ML	CH	CH	CH	CL	MH	CH
q_u (k/cm ²)	0.45	1.24	1.78	2.01	0.52	0.44	1.50

$c_u = (q_u/2 \times 10)T/m2$

q_u (Kg/cm²)= Resistencia a la Compresión Simple)

c_u = esfuerzo cortante no drenado

Tabla 4 Ensayos de Consolidación

Sondaje	ED-1	PD-3	BH-5
Muestra	Sh-1	Sh-3	Sh-2
Prof. (m)	36.60-37.50	33.00-33.90	17.60-18.30
Clasif. (SUCS)	OH	MH	CH
P_c (k/cm²)	1.11	1.57	0.46
Δe_c	0.648	0.421	0.371
C_c	0.700	0.551	0.284
Δe_s	0.173	0.206	0.101
C_s	0.087	0.115	0.052

Tabla 5: Perfil Representativo del Suelo con sus Respetivos Parámetros

MARGEN DERECHA

Estrato	Espesor del Estrato (m)	Profundidad* (m)	Tipo de Suelo (SUCS)	N _{SPT}	φ°	c _u (T/m ²)	Es (T/m ²)
1	1.20	1.20	ML	7	-	-	546
2	10.00	11.20	SM	12	21	-	937
3	0.80	12.00	CH	8	-	12.4	1200
4	7.40	19.40	SM	15	31	-	1171
5	1.80	21.20	Pt	6	-	2.1	1050
6	1.30	22.50	CH/CL	6	-	3.2	1600

PILAR

7	4.00	26.50	SM	12	30	-	937
8	3.00	29.50	CH/CL	-	-	2.1	1050

ESTRIBO

7	6.70	29.20	CH	12	-	2.7	1350
8	5.00	34.20	CH/CL	12	-	1.7	850

MARGEN IZQUIERDA

Estrato	Espesor del Estrato (m)	Profundidad* (m)	Tipo de Suelo (SUCS)	N _{SPT}	φ°	c _n (T/m ²)	Es (T/m ²)
1	4.80	4.80	SM	10	30	-	781
2	2.80	7.60	CL	8	-	1.30	
3	2.80	10.6	SM	9	30	-	
4	3.00	13.40	CH	6	-	6	
5	4.00	17.40	SM	15	31	-	
6	2.60	20.00	Pt	6	-	2.1	
7	2.20	22.20	CL	5	-	2.9	

PILAR

8	4.50	26.70	ML-SM	5	30	-	390
9	5.00	31.70	CH/CL	-	-	2.4	1200

ESTRIBO

7	3.00	25.20	ML-SM	5	28	-	390
8	5.00	30.20	CH/CL	5	-	4.1	2050

* Se contabiliza a partir de la cota del caisson

ANEXO III

RESULTADOS DE LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION 96-00

EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION

Método Simplificado de Seed e Idriss

SOLICITADO : PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO
 PROYECTO : DISEÑO DE LA CIMENTACION DEL PUENTE YURACYACU
 FECHA : SET-1996

VALOR DE LA MAGNITUD : 7 MS
 ACELERACION MAXIMA : 0.30 g

SONDAJE : S-1 (PILAR DERECHO)
 NIVEL FREATICO : 4.15m

PROFUND (mt)	CLASIF (SUCS)	DENSIDAD (Ton/m3)	CONT FINOS (%)	D(50) (mm)	VALOR N (gol/pie)	ESF TOTAL (Kg/cm2)	ESF (Kg/cm2)	EFFECT	R E C R	R E C A	F R L
3.20	CL	1.60	94.00	0.006	4	0.878	0.758	0.093	0.220	0.421	*****
5.35	ML	1.70	75.20	0.038	4	1.341	0.956	0.254	0.254	0.997	*****
8.00	SM	1.75	44.20	0.120	14	1.881	1.196	0.232	0.265	0.875	*****
11.00	SM	1.80	13.20	0.270	17	2.451	1.466	0.244	0.257	0.951	*****
14.00	SP-SM	1.90	11.60	0.500	21	2.731	1.606	0.277	0.249	1.115	*****
15.40	SC	2.00	40.10	0.700	20						*****
16.00	CH	2.00	89.30	0.006	13						*****
18.30	SM	2.00	15.80	0.270	25	3.311	1.896	0.270	0.229	1.177	*****
19.95	SM	1.90	45.30	0.120	30	3.625	2.045	0.580	0.219	2.655	*****

SONDAJE : S-2 (ESTRIBO DERECHO)
 NIVEL FREATICO : 4.7m

PROFUND (mt)	CLASIF (SUCS)	DENSIDAD (Ton/m3)	CONT FINOS (%)	D(50) (mm)	VALOR N (gol/pie)	ESF TOTAL (Kg/cm2)	ESF (Kg/cm2)	EFFECT	R E C R	R E C A	F R L
2.00	CH	1.60	99.40	0.006	5	***** 0.815	SUELO 0.785	NO LICUABLE	0.081	0.198	***** 0.410
5.00	ML	1.65	96.30	0.013	3	1.206	0.946	0.165	0.234	0.702	0.702
7.30	ML	1.70	65.00	0.400	8	1.503	1.073	0.240	0.248	0.966	0.966
9.00	SM	1.75	24.30	0.300	15	1.941	1.281	0.208	0.253	0.820	0.820
11.30	SM	1.90	16.20	0.250	14	1.999	1.309	0.238	0.253	0.940	0.940
11.60	SM-SC	1.95	19.00	2.000	17	2.272	1.442	0.268	0.250	1.071	1.071
13.00	SM	1.95	24.10	0.300	20	2.322	1.467	0.242	0.249	0.971	0.971
13.25	SC	2.00	30.50	0.605	17	***** 2.909	SUELO 1.759	NO LICUABLE	0.207	0.235	***** 0.880
15.80	CH	1.99	90.00	0.006	12	3.469	2.039	0.270	0.217	1.242	1.242
16.20	ML	2.00	74.50	0.038	14	3.545	2.075	0.217	0.215	1.007	1.007
19.00	SM	2.00	46.80	0.120	22						
19.40	SM	1.90	13.40	0.270	20						

SONDAJE : S-3 (PILAR IZQUIERDO)
 NIVEL FREATICO : 2.95m.

PROFUND (mt)	CLASIF (SUCS)	DENSIDAD (Ton/m3)	CONT FINOS (%)	D(50) (mm)	VALOR N (gol/pie)	ESF TOTAL (Kg/cm2)	ESF EFECT (Kg/cm2)	R E C R	R E C A	F R L
1.00	CL	1.60	95.00	0.006	2	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
2.50	ML	1.60	68.20	0.039	4	0.400	0.400	0.124	0.194	0.640
3.35	OH	1.62	99.90	0.005	7	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
5.00	SM	1.70	18.30	0.160	6	0.818	0.613	0.146	0.254	0.575
6.35	SM	1.70	26.30	0.180	7	1.048	0.708	0.164	0.277	0.592
8.60	SM	1.70	12.30	0.330	10	1.430	0.865	0.177	0.296	0.597
9.60	Pt	1.80	99.90	0.005	10	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
10.00	SC	1.95	30.70	0.220	10	1.688	0.983	0.194	0.297	0.654
11.50	CH	2.00	94.20	0.006	10	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
13.00	SM	2.00	15.60	0.405	15	2.288	1.283	0.216	0.283	0.762
14.25	SC	2.00	25.00	0.500	10	2.538	1.408	0.165	0.274	0.601
15.50	CH	2.00	91.80	0.006	10	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
16.70	CL	2.00	79.30	0.006	8	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
17.20	ML	1.90	80.30	0.050	16	3.123	1.698	0.230	0.252	0.912
19.00	SM	2.00	47.10	0.120	31	3.483	1.878	0.825	0.237	3.481

SONDAJE : S-4 (ESTRIBO DERECHO)
 NIVEL FREATICO : 3.30m

PROFUND (mt)	CLASIF (SUCS)	DENSIDAD (Ton/m3)	CONT FINOS (%)	D(50) (mm)	VALOR N (gol/pie)	ESF TOTAL (Kg/cm2)	ESF (Kg/cm2)	EFFECT	R E C R	R E C A	F R L
2.00	CL	1.60	96.00	0.006	4	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****		
4.00	ML	1.65	74.80	0.038	10	0.650	0.580	0.239	0.215		1.111
6.35	SM	1.70	23.70	0.240	13	1.049	0.744	0.246	0.263		0.933
7.05	SP	1.75	4.80	2.000	10	1.172	0.797	0.143	0.271		0.528
9.20	CL	2.00	92.00	0.006	12	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****		
11.00	SM	2.00	25.70	0.140	20	1.962	1.192	0.309	0.277		1.114
12.30	SM	2.00	17.80	0.320	20	2.222	1.322	0.265	0.273		0.971
15.00	CH	2.00	94.40	0.006	7	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****		
17.00	ML	2.00	75.90	0.037	20	3.162	1.792	0.262	0.243		1.078
20.20	SM	2.00	23.70	0.300	37	3.802	2.112	0.858	0.220		3.901

EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION

Método Simplificado de Seed e Idriss

SOLICITADO : PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO
 PROYECTO : ESTUDIO DE VERIFICACION DE LA CIMENTACION DEL PUENTE YURACYACU
 FECHA : Set-2000
 VALOR DE LA MAGNITUD : 7 MS
 ACELERACION MAXIMA : 0.30 g

 SONDAJE : BH-2 (Margen Derecha)
 NIVEL FREATICO : 3.15m

PROFUND (mt)	CLASIF (SUCS)	DENSIDAD (Ton/m3)	CONT FINOS (%)	D(50) (mm)	VALOR N (gol/pie)	ESF TOTAL (Kg/cm2)	ESF (Kg/cm2)	EFFECT	R E C R R E C A	F R L
4.45	SM	1.70	39.30	0.090	3	0.757	0.627	0.083	0.231	0.361
5.45	CL	1.70	100.00	0.070	4	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
6.45	ML	1.70	65.50	0.050	7	1.097	0.767	0.160	0.267	0.599
8.45	SM	1.75	16.00	0.195	6	1.447	0.917	0.119	0.283	0.419
9.35	SM	1.80	39.46	0.090	11	1.609	0.988	0.214	0.286	0.748
9.55	SP-SM	1.80	11.28	0.195	12	1.645	1.005	0.189	0.287	0.658
10.45	SM	1.95	12.10	0.240	9	1.820	1.090	0.144	0.286	0.504
11.45	SP-SM	1.95	5.88	0.500	17	2.015	1.185	0.201	0.283	0.712
12.45	SW-SM	1.95	5.64	0.800	13	2.210	1.280	0.152	0.279	0.546
13.45	SP-SM	2.00	5.16	0.070	11	2.410	1.380	0.116	0.273	0.425
15.60	CH	2.00	96.00	0.070	14	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
17.10	SM	2.00	41.92	0.110	20	3.140	1.745	0.266	0.247	1.074
18.00	SM	2.00	20.40	0.295	21	3.320	1.835	0.246	0.240	1.026
18.75	SM	1.60	15.35	0.320	31	3.458	1.898	0.389	0.235	1.657
19.45	SP	1.60	3.18	0.320	28	3.570	1.940	0.233	0.231	1.009
24.45	PT	1.60	100.00	0.070	11	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
26.00	CL	1.60	93.50	0.070	7	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****

SONDAJE : BH5 (Margen Izquierda)
 NIVEL FREATICO : .45m

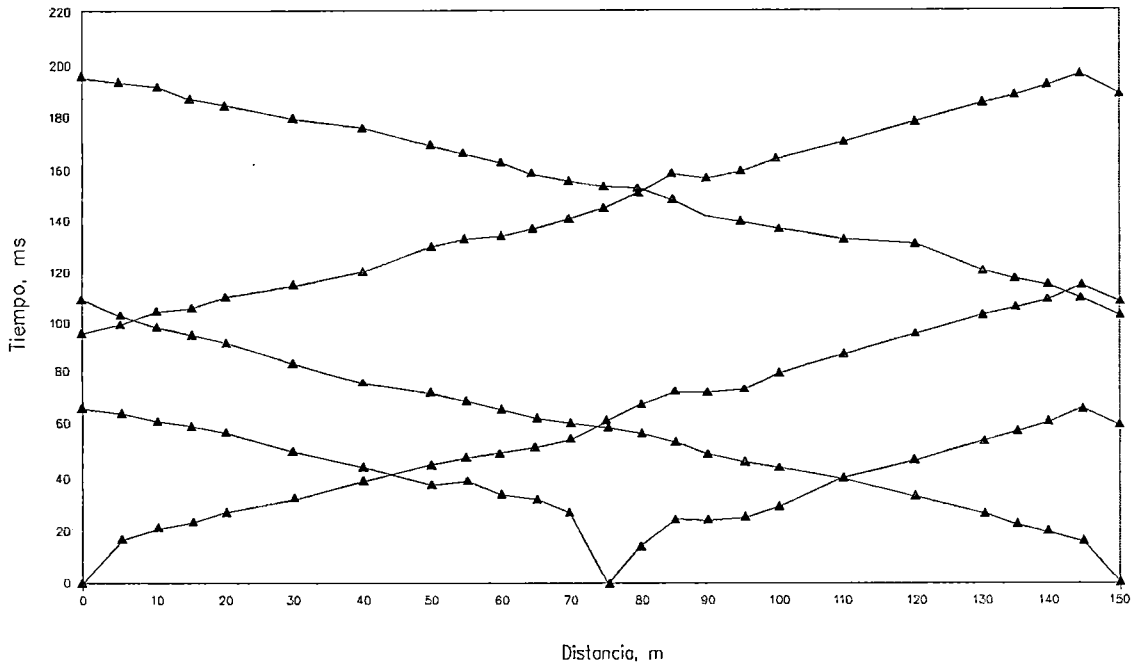
PROFUND (mt)	CLASIF (SUCS)	DENSIDAD (Ton/m3)	CONT FINOS (%)	D(50) (mm)	VALOR N (gol/pie)	ESF TOTAL (Kg/cm2)	ESF EFFECT (Kg/cm2)	R E C R	R E C A	F R L
2.00	SM	1.70	20.50	0.120	4	0.340	0.185	0.155	0.357	0.433
3.00	SM	1.70	12.30	0.145	3	0.510	0.255	0.102	0.387	0.263
4.45	ML	1.70	52.80	0.070	14	0.757	0.357	0.992	0.406	2.442
7.50	CL	1.70	98.72	0.070	5	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
7.95	MH	2.00	89.80	0.070	7	1.365	0.615	0.179	0.403	0.443
9.45	ML	2.00	60.00	0.070	7	1.665	0.765	0.160	0.382	0.419
10.45	SM	2.00	37.00	0.100	12	1.865	0.865	0.237	0.369	0.642
11.45	SM	2.00	14.84	0.280	13	2.065	0.965	0.214	0.356	0.601
13.45	SP-SM	2.00	8.14	0.220	14	2.465	1.165	0.186	0.331	0.563
14.20	SC	2.00	49.29	0.074	14	2.615	1.240	0.233	0.322	0.724
14.45	CL	2.00	68.56	0.070	11	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
15.45	SM	1.95	18.09	0.340	10	2.860	1.360	0.160	0.307	0.522
16.45	SW-SM	2.00	9.87	0.500	11	3.060	1.460	0.142	0.295	0.480
18.75	CH-CL	2.00	90.00	0.050	13	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
19.45	SM	2.00	22.72	0.300	26	3.660	1.760	0.335	0.261	1.282
20.45	OL	1.65	89.60	0.070	10	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
21.95	Pt	1.65	100.00	0.070	10	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
22.95	MH	1.65	100.00	0.070	8	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
24.60	CL	1.65	92.00	0.070	11	*****	SUELO	NO LICUABLE	*****	*****
25.65	ML	1.65	85.00	0.070	26	4.683	2.163	0.333	0.221	1.505

ANEXO IV

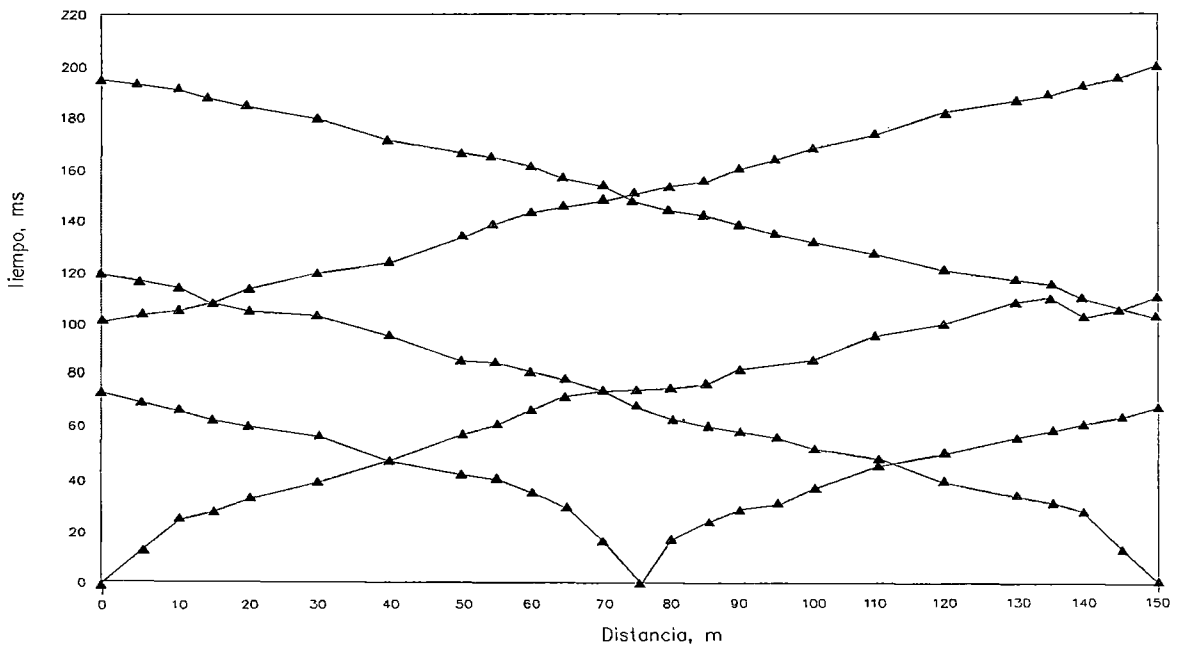
HODOGRAFOS DE LOS PERFILES DE REFRACCION SISMICA-96

HODOGRAFOS Y VELOCIDADES DE ONDAS P y S, DOWN HOLE-96

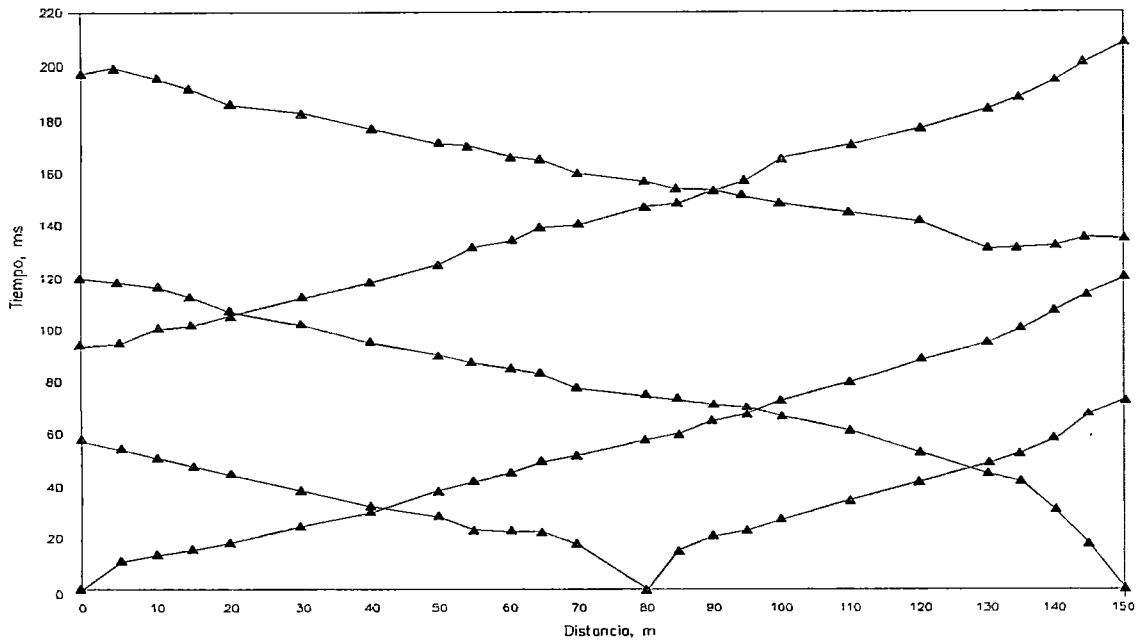
PROYECTO PUENTE YURACYACU
REFRACCION SISMICA HODOGRAFO LS-1



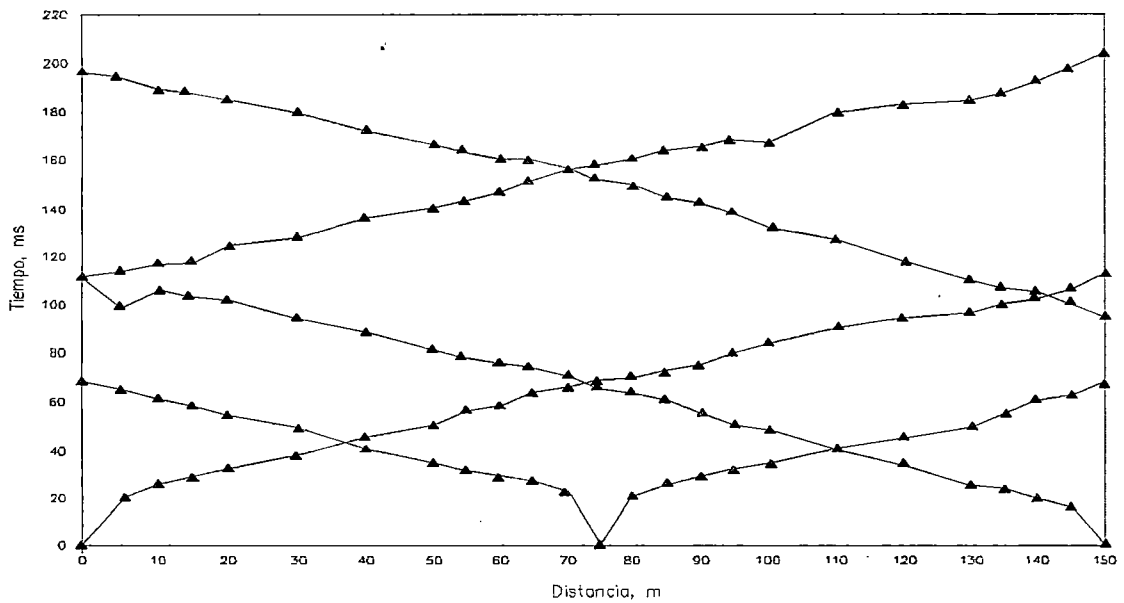
PROYECTO PUENTE YURACYACU
REFRACCION SISMICA HODOGRAFO LS-2



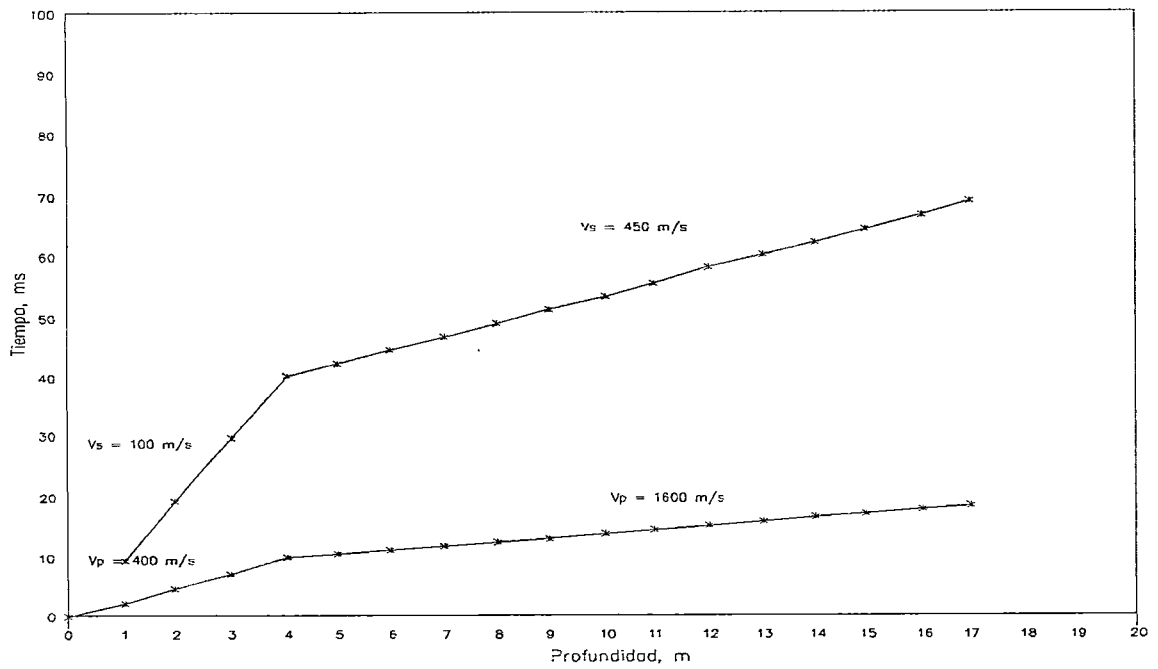
PROYECTO PUENTE YURACYACU
REFRACCION SISMICA HODOGRAFO LS-3



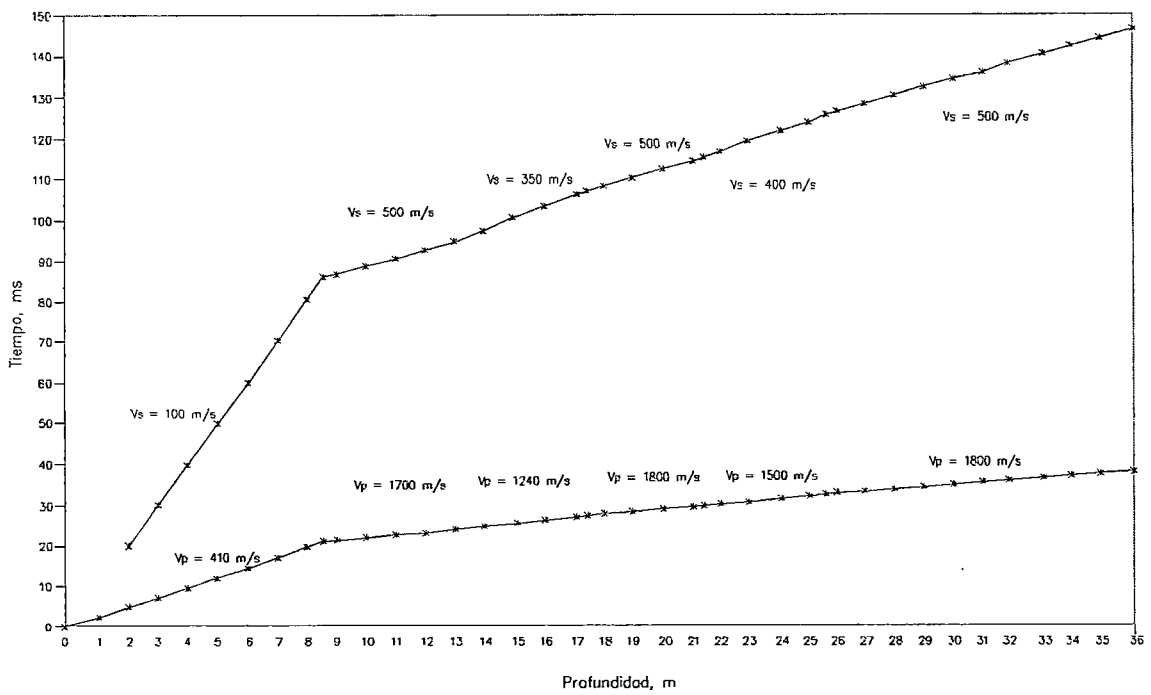
PROYECTO PUENTE YURACYACU
REFRACCION SISMICA HODOGRAFO LS-4



DOWN HOLE SISMICO SONDEO S-1
HODOGRAFO Y VELOCIDADES DE ONDAS P Y S



DOWN HOLE SISMICO SONDEO S-3
HODOGRAFO Y VELOCIDADES DE ONDAS P Y S



ANEXO V

SALIDA DE LOS PROGRAMAS DE COMPUTO

- V.1 Salida del programa de computo FECP
- V.2 Salida del programa de computo SPTSP 89
- V.3 Salida del programa de computo SPILE
- V.4 Salida del programa de computo SHAFT1
- V.5 Salida del programa de computo PILE
- V.6 Salida del programa de computo RECALQ

V.1 Salida del programa de computo FECP

HOJA DE DATOS PARA EL PUENTE YURACYACU

PROGRAMA

FECP

ESTRIBO	MARGEN DERECHA
SONDAJE	S-1
COTA SUPERF. DEL PILOTE	806.92 m.s.n.m
COTA DEL TERRENO	810.92 m.s.n.m
NIVEL FREATICO	4.15 m (26/06/96)

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Espesor del Estrato (m)	Tipo de Suelo S.U.C.S	Código del Estrato	γ (T/m ³)
1	3.20	3.20	CL	310	1.60
2	4.15	0.95	ML	210	1.70
3	5.35	1.20	ML	210	1.70
4	14.00	8.65	SM	120	1.80
5	16.00	2.00	CH	130	2.00
6	26.20	7.20	SM	120	1.95
7	29.25	3.05	ML	210	2.00
8	32.00	2.75	SM	120	1.95
9	33.90	1.90	ML	210	1.90
10	35.20	1.30	OH	300	1.80
11	37.50	2.30	PT	300	1.80
12	40.45	2.95	CL	310	2.00

Ensayo de Penetración Estándar cada metro (SPT)

SPT(1)	-	SPT(21)	41
SPT(2)	3	SPT(22)	29
SPT(3)	4	SPT(23)	30
SPT(4)	4	SPT(24)	15
SPT(5)	5	SPT(25)	10
SPT(6)	12	SPT(26)	15
SPT(7)	17	SPT(27)	22
SPT(8)	18	SPT(28)	27
SPT(9)	19	SPT(29)	40
SPT(10)	14	SPT(30)	40
SPT(11)	16	SPT(31)	26
SPT(12)	19	SPT(32)	14
SPT(13)	23	SPT(33)	12
SPT(14)	24	SPT(34)	12
SPT(15)	16	SPT(35)	13
SPT(16)	23	SPT(36)	13
SPT(17)	28	SPT(37)	15
SPT(18)	23	SPT(38)	23
SPT(19)	32	SPT(39)	32
SPT(20)	39	SPT(40)	35

HOJA DE DATOS PARA EL PUENTE YURACYACU

PROGRAMA

FECP

ESTRIBO

MARGEN DERECHA

SONDAJE

S-2

COTA SUPERF. DEL PILOTE

810.314 m.s.n.m

COTA DEL TERRENO

806.314 m.s.n.m

NIVEL FREATICO

4.70 m (12/07/96)

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Espesor del Estrato (m)	Tipo de Suelo S.U.C.S	Código del Estrato	γ (T/m ³)
1	1.00	1.00	CL	310	1.60
2	2.00	1.00	CH	320	1.60
3	4.70	2.70	ML	210	1.60
4	13.25	8.55	SM	120	1.90
5	15.80	2.55	CH	320	1.65
6	19.40	3.6	SM	120	2.00
7	23.70	4.30	Pt	300	1.60
8	25.00	1.30	CL	310	1.80
9	29.50	4.50	SM	120	1.95
10	31.60	2.10	OH	300	1.70

Ensayo de Penetración Estándar cada metro (SPT)

SPT(1)	-	SPT(16)	17
SPT(2)	5	SPT(17)	20
SPT(3)	2	SPT(18)	25
SPT(4)	3	SPT(19)	17
SPT(5)	6	SPT(20)	12
SPT(6)	7	SPT(21)	8
SPT(7)	15	SPT(22)	10
SPT(8)	15	SPT(23)	11
SPT(9)	13	SPT(24)	11
SPT(10)	13	SPT(25)	13
SPT(11)	15	SPT(26)	17
SPT(12)	22	SPT(27)	25
SPT(13)	17	SPT(28)	40
SPT(14)	12	SPT(29)	43
SPT(15)	8	SPT(30)	22
		SPT(31)	11

HOJA DE DATOS PARA EL PUENTE YURACYACU

PROGRAMA

FECP

ESTRIBO

MARGEN IZQUIERDA

SONDAJE

S-3

COTA SUPERF. DEL PILOTE

806.768 m.s.n.m

COTA DEL TERRENO

810.768 m.s.n.m

NIVEL FREATICO

2.95 m (02/07/96)

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Espesor del Estrato (m)	Tipo de Suelo S.U.C.S	Código del Estrato	γ (T/m ³)
1	1.00	1.00	CL	310	1.60
2	2.95	1.95	ML	210	1.60
3	8.60	5.65	SM	120	1.70
4	9.60	1.00	Pt/OH	300	1.50
5	11.90	2.30	CH	320	2.00
6	13.00	1.10	SM	120	2.00
7	14.25	1.25	SC	130	2.00
8	16.70	2.45	CH	320	2.00
9	21.20	4.50	SM	120	2.00
10	25.50	4.30	Pt/OH	300	1.50
11	28.80	3.30	ML	210	1.95
12	37.30	8.50	CH	320	1.92
13	39.00	2.30	OH	300	1.90
14	40.45	1.45	ML	210	1.90

Ensayo de Penetración Estándar cada metro (SPT)

SPT(1)	-	SPT(21)	39
SPT(2)	4	SPT(22)	12
SPT(3)	6	SPT(23)	8
SPT(4)	6	SPT(24)	9
SPT(5)	7	SPT(25)	8
SPT(6)	7	SPT(26)	8
SPT(7)	7	SPT(27)	16
SPT(8)	11	SPT(28)	22
SPT(9)	11	SPT(29)	12
SPT(10)	10	SPT(30)	11
SPT(11)	13	SPT(31)	11
SPT(12)	18	SPT(32)	12
SPT(13)	15	SPT(33)	13
SPT(14)	10	SPT(34)	12
SPT(15)	7	SPT(35)	11
SPT(16)	5	SPT(36)	11
SPT(17)	20	SPT(37)	12
SPT(18)	30	SPT(38)	13
SPT(19)	38	SPT(39)	13
SPT(20)	47	SPT(40)	14

HOJA DE DATOS PARA EL PUENTE YURACYACU

PROGRAMA

FECP

ESTRIBO

MARGEN IZQUIERDA

SONDAJE

S-4

COTA SUPERF. DEL PILOTE

810.314 m.s.n.m

COTA DEL TERRENO

806.314 m.s.n.m

NIVEL FREATICO

3.30 m (08/07/96)

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Espesor del Estrato (m)	Tipo de Suelo S.U.C.S	Código del Estrato	γ (T/m ³)
1	2.00	2.00	CL	310	1.60
2	3.30	1.30	ML	210	1.60
3	7.05	3.75	SP-SM	120	1.80
4	9.20	2.15	CL	310	1.80
5	12.80	3.60	SM	120	1.90
6	15.00	2.20	CH	320	1.70
7	17.00	2.00	ML	210	2.00
8	20.20	3.20	SM	120	1.95
9	23.30	3.10	Pt	300	1.70
10	25.00	1.70	CL	310	1.80
11	30.45	5.45	SM	120	1.95

Ensayo de Penetración Estándar cada metro (SPT)

SPT(1)	-	SPT(16)	33
SPT(2)	5	SPT(17)	36
SPT(3)	4	SPT(18)	38
SPT(4)	11	SPT(19)	41
SPT(5)	15	SPT(20)	26
SPT(6)	13	SPT(21)	17
SPT(7)	11	SPT(22)	14
SPT(8)	13	SPT(23)	13
SPT(9)	16	SPT(24)	12
SPT(10)	18	SPT(25)	14
SPT(11)	23	SPT(26)	44
SPT(12)	19	SPT(27)	35
SPT(13)	6	SPT(28)	28
SPT(14)	7	SPT(29)	23
SPT(15)	20	SPT(30)	20

*****UNI-FIC-CISMID*****

LABORATORIO GEOTECNICO
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL
METODO DE FORMULAS EMPIRICAS

*DATOS DEL PILOTE

INTERESADO : PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO
LOCALIDAD DE LA OBRA : RIO-MAYO-YURACYACU
IDENTIF. DE SONDAJE : S-1
IDENTIF. DE PILOTE : MARGEN DERECHA (PILAR)
TIPO DE PILOTE : CONCRETO
LADO DEL PILOTE : .30 mt.
COTA DEL TERRENO : 810.92 m.s.n.m
COTA SUP. DEL PILOTE : 806.92 m.s.n.m

*METODO AOKI-VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
2	6	10	38.5	411.4	449.9	180.0
3	7	17	93.4	699.4	792.8	317.1
4	8	24	186.7	987.4	1174.1	469.6
5	9	14	318.3	576.0	894.3	357.7
6	10	19	395.1	781.7	1176.8	470.7
7	11	14	499.3	576.0	1075.3	430.1
8	12	18	576.1	740.6	1316.7	526.7
9	13	23	674.9	946.3	1621.2	648.5
10	14	24	801.1	740.6	1541.7	616.7
11	15	13	949.2	401.1	1350.3	540.1
12	16	32	1029.4	1316.6	2346.0	938.4
13	17	25	1204.9	1028.6	2233.5	893.4
14	18	18	1342.1	740.6	2082.7	833.1
15	19	30	1440.8	1234.3	2675.1	1070.0
16	20	43	1605.4	1769.1	3374.5	1349.8
17	21	35	1841.3	1440.0	3281.3	1312.5
18	22	30	2033.3	1234.3	3267.6	1307.0
19	23	22	2197.9	905.1	3103.0	1241.2
20	24	15	2318.5	617.1	2935.6	1174.2
21	25	10	2400.8	411.4	2812.2	1124.9
22	26	10	2455.7	282.9	2738.6	1095.4
23	27	19	2497.2	537.4	3034.6	1213.8
24	28	25	2576.0	707.1	3283.1	1313.2
25	29	30	2679.7	1234.3	3914.0	1565.6
26	30	50	2844.3	2057.1	4901.4	1960.6
27	31	30	3118.6	1234.3	4352.9	1741.2
28	32	16	3283.1	452.6	3735.7	1494.3
29	33	13	3349.5	367.7	3717.2	1486.9
30	34	11	3403.4	113.1	3516.5	1406.6
31	35	11	3448.7	113.1	3561.8	1424.7
32	36	12	3494.0	123.4	3617.4	1447.0
33	37	14	3543.3	252.0	3795.3	1518.1
34	38	18	3583.6	324.0	3907.6	1563.0
35	39	20	3635.5	360.0	3995.5	1598.2
36	40	30	3693.1	540.0	4233.1	1693.2

* METODO DECOURT-QUARESMA

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	5	4	28.0	216.0	244.0	75.5
2	6	10	56.0	372.0	428.0	136.1
3	7	17	108.0	612.0	720.0	236.1
4	8	24	188.0	660.0	848.0	309.6
5	9	14	296.0	684.0	980.0	398.7
6	10	19	364.0	564.0	928.0	421.0
7	11	14	452.0	612.0	1064.0	500.7
8	12	18	520.0	660.0	1180.0	565.0
9	13	23	604.0	780.0	1384.0	659.6
10	14	24	708.0	720.0	1428.0	724.6
11	15	13	816.0	828.0	1644.0	834.7
12	16	32	880.0	840.0	1720.0	886.9
13	17	25	1020.0	900.0	1920.0	1009.6
14	18	18	1132.0	876.0	2008.0	1089.8
15	19	30	1216.0	1092.0	2308.0	1208.4
16	20	43	1348.0	1296.0	2644.0	1360.9
17	21	35	1532.0	1296.0	2828.0	1502.5
18	22	30	1684.0	1044.0	2728.0	1556.4
19	23	22	1816.0	804.0	2620.0	1597.9
20	24	15	1916.0	564.0	2480.0	1614.8
21	25	10	1988.0	420.0	2408.0	1634.2
22	26	10	2040.0	292.5	2332.5	1642.4
23	27	19	2092.0	405.0	2497.0	1710.5
24	28	25	2180.0	555.0	2735.0	1815.7
25	29	30	2292.0	1260.0	3552.0	2078.1
26	30	50	2424.0	1320.0	3744.0	2194.6
27	31	30	2636.0	1152.0	3788.0	2315.7
28	32	16	2768.0	442.5	3210.5	2239.9
29	33	13	2844.0	300.0	3144.0	2262.7
30	34	11	2908.0	126.0	3034.0	2268.4
31	35	11	2964.0	122.4	3086.4	2310.6
32	36	12	3020.0	133.2	3153.2	2356.4
33	37	14	3080.0	158.4	3238.4	2408.8

34	38	18	3148.0	187.2	3335.2	2468.3
35	39	20	3232.0	244.8	3476.8	2547.4

* METODO PEDRO PAULO VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
3	7	17	182.9	564.1	747.0	298.8
4	8	24	356.3	634.6	990.9	396.4
5	9	14	601.1	634.6	1235.7	494.3
6	10	19	743.9	678.2	1422.1	568.8
7	11	14	937.7	654.0	1591.7	636.7
8	12	18	1080.5	712.1	1792.6	717.0
9	13	23	1264.1	813.9	2078.0	831.2
10	14	24	1498.7	741.2	2239.9	896.0
11	15	13	1743.5	813.9	2557.4	1023.0
12	16	32	1876.1	998.0	2874.1	1149.6
13	17	25	2202.5	872.0	3074.5	1229.8
14	18	18	2457.5	891.4	3348.9	1339.6
15	19	30	2641.1	1216.0	3857.1	1542.8
16	20	43	2947.1	1317.7	4264.8	1705.9
17	21	35	3385.7	1240.2	4625.9	1850.4
18	22	30	3742.7	1172.4	4915.1	1966.0
19	23	22	4048.7	988.3	5037.0	2014.8
20	24	15	4273.1	736.4	5009.5	2003.8
21	25	10	4426.1	553.2	4979.3	1991.7
22	26	10	4528.1	511.0	5039.1	2015.6
23	27	19	4617.0	608.6	5225.6	2090.2
24	28	25	4772.5	772.4	5544.9	2218.0
25	29	30	4969.9	1145.4	6115.3	2446.1
26	30	50	5275.9	1346.0	6621.9	2648.8
27	31	30	5785.9	1061.1	6847.0	2738.8
28	32	16	6091.9	841.2	6933.1	2773.2
29	33	13	6225.8	670.0	6895.8	2758.3
30	34	11	6337.6	399.4	6737.0	2694.8
31	35	11	6420.8	285.5	6706.3	2682.5
32	36	12	6503.9	262.5	6766.4	2706.6
33	37	14	6594.7	271.3	6866.0	2746.4
34	38	18	6700.5	317.3	7017.8	2807.1
35	39	20	6836.6	397.3	7233.9	2893.6

*METODO MEYERHOFF SIN CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	5	4	9.6	42.5	52.1	20.8
2	6	10	19.2	106.3	125.5	50.2
3	7	17	43.2	191.4	234.6	93.8
4	8	24	84.0	372.0	456.0	182.4
5	9	14	141.6	612.0	753.6	301.4
6	10	19	175.2	660.0	835.2	334.1
7	11	14	220.8	684.0	904.8	361.9
8	12	18	254.4	564.0	818.4	327.4
9	13	23	297.6	612.0	909.6	363.8
10	14	24	352.8	660.0	1012.8	405.1
11	15	13	410.4	780.0	1190.4	476.2
12	16	32	441.6	720.0	1161.6	464.6
13	17	25	518.4	828.0	1346.4	538.6
14	18	18	578.4	840.0	1418.4	567.4
15	19	30	621.6	900.0	1521.6	608.6
16	20	43	693.6	876.0	1569.6	627.8
17	21	35	796.8	804.0	1600.8	640.3
18	22	30	880.8	564.0	1444.8	577.9
19	23	22	952.8	420.0	1372.8	549.1
20	24	15	1005.6	468.0	1473.6	589.4
21	25	10	1041.6	648.0	1689.6	675.8
22	26	10	1065.6	423.0	1488.6	595.4
23	27	19	1089.6	315.0	1404.6	561.8
24	28	25	1135.2	351.0	1486.2	594.5
25	29	30	1195.2	648.0	1843.2	737.3
26	30	50	1267.2	708.0	1975.2	790.1
27	31	30	1387.2	480.0	1867.2	746.9
28	32	16	1459.2	315.0	1774.2	709.7
29	33	13	1497.6	306.0	1803.6	721.4
30	34	11	1528.8	333.0	1861.8	744.7
31	35	11	1555.2	360.0	1915.2	766.1
32	36	12	1581.6	315.0	1896.6	758.6
33	37	14	1610.4	306.0	1916.4	766.6
34	38	18	1644.0	333.0	1977.0	790.8
35	39	20	1687.2	396.0	2083.2	833.3

* METODO MEYERHOFF CON CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	5	4	9.6	42.5	52.1	20.8
2	6	10	19.2	106.3	125.5	50.2
3	7	17	43.2	191.4	234.6	93.8
4	8	24	84.0	372.0	456.0	182.4
5	9	14	141.6	565.2	706.8	282.7
6	10	18	174.2	591.6	765.8	306.3
7	11	13	217.4	667.2	884.6	353.8

8	12	16	248.4	534.0	782.4	313.0
9	13	20	287.3	565.2	852.5	341.0
10	14	21	335.8	591.6	927.4	371.0
11	15	11	385.2	684.0	1069.2	427.7
12	16	26	411.4	620.4	1031.8	412.7
13	17	20	474.5	693.6	1168.1	467.2
14	18	14	522.7	687.6	1210.3	484.1
15	19	23	556.6	726.0	1282.6	513.0
16	20	32	612.0	687.6	1299.6	519.8
17	21	26	689.8	572.4	1262.2	504.9
18	22	22	751.7	393.6	1145.3	458.1
19	23	16	803.8	286.8	1090.6	436.2
20	24	10	841.2	312.0	1153.2	461.3
21	25	7	866.2	424.8	1291.0	516.4
22	26	7	882.5	295.2	1177.7	471.1
23	27	13	898.6	215.1	1113.7	445.5
24	28	16	928.6	234.0	1162.6	465.0
25	29	19	967.4	424.8	1392.2	556.9
26	30	32	1013.5	433.2	1446.7	578.7
27	31	19	1089.1	288.0	1377.1	550.8
28	32	10	1133.8	186.3	1320.1	528.0
29	33	8	1157.0	179.1	1336.1	534.4
30	34	7	1175.8	193.5	1369.3	547.7
31	35	6	1191.4	216.0	1407.4	563.0
32	36	7	1206.7	186.3	1393.0	557.2
33	37	8	1223.5	179.1	1402.6	561.0
34	38	10	1243.0	193.5	1436.5	574.6
35	39	11	1267.7	228.6	1496.3	598.1

*****UNI-FIC-CISMID*****

LABORATORIO GEOTECNICO
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL
METODO DE FORMULAS EMPIRICAS

*DATOS DEL PILOTE

INTERESADO : PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO
LOCALIDAD DE LA OBRA : RIO-MAYO-YURACYACU
IDENTIF. DE SONDAJE : S-1
IDENTIF. DE PILOTE : MARGEN DERECHA
TIPO DE PILOTE : CONCRETO
LADO DEL PILOTE : .40 mt.
COTA DEL TERRENO : 810.92 m.s.n.m
COTA SUP. DEL PILOTE : 806.92 m.s.n.m

* METODO AOKI-VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
2	6	10	51.4	731.4	782.8	313.1
3	7	17	124.5	1243.4	1367.9	547.2
4	8	24	248.9	1755.4	2004.3	801.7
5	9	14	424.4	1024.0	1448.4	579.4
6	10	19	526.8	1389.7	1916.5	766.6
7	11	14	665.8	1024.0	1689.8	675.9
8	12	18	768.2	1316.6	2084.8	833.9
9	13	23	899.8	1682.3	2582.1	1032.8
10	14	24	1068.1	1316.6	2384.7	953.9
11	15	13	1265.6	713.1	1978.7	791.5
12	16	32	1372.5	2340.6	3713.1	1485.2
13	17	25	1606.6	1828.6	3435.2	1374.1
14	18	18	1789.4	1316.6	3106.0	1242.4
15	19	30	1921.1	2194.3	4115.4	1646.2
16	20	43	2140.5	3145.1	5285.6	2114.2
17	21	35	2455.0	2560.0	5015.0	2006.0
18	22	30	2711.0	2194.3	4905.3	1962.1
19	23	22	2930.5	1609.1	4539.6	1815.8
20	24	15	3091.4	1097.1	4188.5	1675.4
21	25	10	3201.1	731.4	3932.5	1573.0
22	26	10	3274.2	502.9	3777.1	1510.8
23	27	19	3329.6	955.4	4285.0	1714.0
24	28	25	3434.7	1257.1	4691.8	1876.7
25	29	30	3572.9	2194.3	5767.2	2306.9
26	30	50	3792.4	3657.1	7449.5	2979.8
27	31	30	4158.1	2194.3	6352.4	2541.0
28	32	16	4377.5	804.6	5182.1	2072.8
29	33	13	4466.0	653.7	5119.7	2047.9
30	34	11	4537.9	201.1	4739.0	1895.6
31	35	11	4598.3	201.1	4799.4	1919.8
32	36	12	4658.6	219.4	4878.0	1951.2
33	37	14	4724.4	448.0	5172.4	2069.0
34	38	18	4778.2	576.0	5354.2	2141.7
35	39	20	4847.3	640.0	5487.3	2194.9
36	40	30	4924.1	960.0	5884.1	2353.6

* METODO DECOURT-QUARESMA

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	5	4	37.3	384.0	421.3	124.7

2	6	10	74.7	661.3	736.0	222.8
3	7	17	144.0	1088.0	1232.0	382.8
4	8	24	250.7	1173.3	1424.0	486.2
5	9	14	394.7	1216.0	1610.7	607.6
6	10	19	485.3	1002.7	1488.0	624.0
7	11	14	602.7	1088.0	1690.7	735.6
8	12	18	693.3	1173.3	1866.6	826.6
9	13	23	805.3	1386.7	2192.0	966.1
10	14	24	944.0	1280.0	2224.0	1046.2
11	15	13	1088.0	1472.0	2560.0	1204.9
12	16	32	1173.3	1493.3	2666.6	1275.9
13	17	25	1360.0	1600.0	2960.0	1446.2
14	18	18	1509.3	1557.3	3066.6	1550.3
15	19	30	1621.3	1941.3	3562.6	1732.5
16	20	43	1797.3	2304.0	4101.3	1958.5
17	21	35	2042.7	2304.0	4346.7	2147.3
18	22	30	2245.3	1856.0	4101.3	2191.2
19	23	22	2421.3	1429.3	3850.6	2219.9
20	24	15	2554.7	1002.7	3557.4	2215.8
21	25	10	2650.7	746.7	3397.4	2225.7
22	26	10	2720.0	520.0	3240.0	2222.3
23	27	19	2789.3	720.0	3509.3	2325.6
24	28	25	2906.7	986.7	3893.4	2482.6
25	29	30	3056.0	2240.0	5296.0	2910.8
26	30	50	3232.0	2346.7	5578.7	3072.8
27	31	30	3514.7	2048.0	5562.7	3215.6
28	32	16	3690.7	786.7	4477.4	3035.7
29	33	13	3792.0	533.3	4325.3	3050.2
30	34	11	3877.3	224.0	4101.3	3038.5
31	35	11	3952.0	217.6	4169.6	3094.4
32	36	12	4026.7	236.8	4263.5	3156.7
33	37	14	4106.7	281.6	4388.3	3229.4
34	38	18	4197.3	332.8	4530.1	3311.9
35	39	20	4309.3	435.2	4744.5	3423.6

* METODO PEDRO PAULO VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
4	8	24	475.0	993.9	1468.9	587.6
5	9	14	801.4	954.3	1755.7	702.3
6	10	19	991.8	1094.7	2086.5	834.6
7	11	14	1250.2	1163.8	2414.0	965.6
8	12	18	1440.6	1278.2	2718.8	1087.5
9	13	23	1685.4	1217.7	2903.1	1161.2
10	14	24	1998.2	1379.7	3377.9	1351.2
11	15	13	2324.6	1351.6	3676.2	1470.5
12	16	32	2501.4	1522.2	4023.6	1609.4
13	17	25	2936.6	1545.9	4482.5	1793.0
14	18	18	3276.6	1707.9	4984.5	1993.8
15	19	30	3521.4	1930.2	5451.6	2180.6
16	20	43	3929.4	2124.6	6054.0	2421.6
17	21	35	4514.2	1917.3	6431.5	2572.6
18	22	30	4990.2	1733.8	6724.0	2689.6
19	23	22	5398.2	1543.8	6942.0	2776.8
20	24	15	5697.4	1301.9	6999.3	2799.7
21	25	10	5901.4	1102.7	7004.1	2801.6
22	26	10	6037.4	1055.8	7093.2	2837.3
23	27	19	6156.1	1198.4	7354.5	2941.8
24	28	25	6363.4	1558.5	7921.9	3168.8
25	29	30	6626.6	1747.4	8374.0	3349.6
26	30	50	7034.6	1831.2	8865.8	3546.3
27	31	30	7714.6	1550.7	9265.3	3706.1
28	32	16	8122.6	1269.5	9392.1	3756.8
29	33	13	8301.1	1113.5	9414.6	3765.8
30	34	11	8450.1	898.9	9349.0	3739.6
31	35	11	8561.0	626.8	9187.8	3675.1
32	36	12	8671.9	509.2	9181.1	3672.4
33	37	14	8792.9	508.6	9301.5	3720.6
34	38	18	8934.0	580.8	9514.8	3805.9

* METODO MEYERHOFF SIN CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	5	4	12.8	56.7	69.5	27.8
2	6	10	25.6	141.8	167.4	67.0
3	7	17	57.6	255.2	312.8	125.1
4	8	24	112.0	496.3	608.3	243.3
5	9	14	188.8	880.0	1068.8	427.5
6	10	19	233.6	1040.0	1273.6	509.4
7	11	14	294.4	1184.0	1478.4	591.4
8	12	18	339.2	1136.0	1475.2	590.1
9	13	23	396.8	1040.0	1436.8	574.7
10	14	24	470.4	1184.0	1654.4	661.8
11	15	13	547.2	1264.0	1811.2	724.5
12	16	32	588.8	1248.0	1836.8	734.7
13	17	25	691.2	1472.0	2163.2	865.3
14	18	18	771.2	1504.0	2275.2	910.1
15	19	30	828.8	1408.0	2236.8	894.7
16	20	43	924.8	1632.0	2556.8	1022.7
17	21	35	1062.4	1232.0	2294.4	917.8

18	22	30	1174.4	912.0	2086.4	834.6
19	23	22	1270.4	864.0	2134.4	853.8
20	24	15	1340.8	1024.0	2364.8	945.9
21	25	10	1388.8	1344.0	2732.8	1093.1
22	26	10	1420.8	924.0	2344.8	937.9
23	27	19	1452.8	684.0	2136.8	854.7
24	28	25	1513.6	648.0	2161.6	864.6
25	29	30	1593.6	1024.0	2617.6	1047.0
26	30	50	1689.6	1120.0	2809.6	1123.8
27	31	30	1849.6	816.0	2665.6	1066.2
28	32	16	1945.6	564.0	2509.6	1003.8
29	33	13	1996.8	576.0	2572.8	1029.1
30	34	11	2038.4	660.0	2698.4	1079.4
31	35	11	2073.6	768.0	2841.6	1136.6
32	36	12	2108.8	612.0	2720.8	1088.3
33	37	14	2147.2	564.0	2711.2	1084.5
34	38	18	2192.0	576.0	2768.0	1107.2
35	39	20	2249.6	660.0	2909.6	1163.8

* METODO MEYERHOFF CON CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	5	4	12.8	56.7	69.5	27.8
2	6	10	25.6	141.8	167.4	67.0
3	7	17	57.6	255.2	312.8	125.1
4	8	24	112.0	496.3	608.3	243.3
5	9	14	188.8	880.0	1068.8	427.5
6	10	18	232.3	1033.6	1265.9	506.4
7	11	13	289.9	1086.4	1376.3	550.5
8	12	16	331.2	1096.0	1427.2	570.9
9	13	20	383.0	971.2	1354.2	541.7
10	14	21	447.7	1076.8	1524.5	609.8
11	15	11	513.6	1118.4	1632.0	652.8
12	16	26	548.5	1086.4	1634.9	654.0
13	17	20	632.6	1248.0	1880.6	752.2
14	18	14	697.0	1246.4	1943.4	777.4
15	19	23	742.1	1142.4	1884.5	753.8
16	20	32	816.0	1176.0	1992.0	796.8
17	21	26	919.7	872.0	1791.7	716.7
18	22	22	1002.2	632.0	1634.2	653.7
19	23	16	1071.7	582.4	1654.1	661.6
20	24	10	1121.6	675.2	1796.8	718.7
21	25	7	1154.9	873.6	2028.5	811.4
22	26	7	1176.6	654.0	1830.6	732.2
23	27	13	1198.1	474.0	1672.1	668.8
24	28	16	1238.1	436.8	1674.9	670.0
25	29	19	1289.9	675.2	1965.1	786.0
26	30	32	1351.4	681.6	2033.0	813.2
27	31	19	1452.2	486.4	1938.6	775.4
28	32	10	1511.7	332.4	1844.1	737.6
29	33	8	1542.7	336.0	1878.7	751.5
30	34	7	1567.7	381.6	1949.3	779.7
31	35	6	1588.5	439.2	2027.7	811.1
32	36	7	1609.0	364.8	1973.8	789.5
33	37	8	1631.4	332.4	1963.8	785.5
34	38	10	1657.3	336.0	1993.3	797.3
35	39	11	1690.2	381.6	2071.8	828.7

*****UNI-FIC-CISMI*****
 LABORATORIO GEOTECNICO
 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL
 METODO DE FORMULAS EMPIRICAS

*DATOS DEL PILOTE

INTERESADO : PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO
 LOCALIDAD DE LA OBRA : RIO-MAYO-YURACYACU
 IDENTIF. DE SONDAJE : S-1
 IDENTIF. DE PILOTE : MARGEN DERECHA (PILAR)
 TIPO DE PILOTE : EXCAVADO
 DIAMETRO DEL PILOTE : 1.00 mt.
 COTA DEL TERRENO : 810.92 m.s.n.m
 COTA SUP. DEL PILOTE : 806.92 m.s.n.m

* METODO AOKI-VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
2	6	10	58.9	2094.4	2153.3	861.3
3	7	17	142.6	3560.5	3703.1	1481.2
4	8	24	285.0	5026.5	5311.5	2124.6
5	9	14	486.1	2932.2	3418.3	1367.3
6	10	19	603.4	3979.3	4582.7	1833.1
7	11	14	762.6	2932.2	3694.8	1477.9
8	12	18	879.9	3769.9	4649.8	1859.9
9	13	23	1030.7	4817.1	5847.8	2339.1
10	14	24	1223.3	3769.9	4993.2	1997.3
11	15	13	1449.5	2042.0	3491.5	1396.6

12	16	32	1572.1	6702.1	8274.2	3309.7
13	17	25	1840.1	5236.0	7076.1	2830.4
14	18	18	2049.6	3769.9	5819.5	2327.8
15	19	30	2200.4	6283.2	8483.6	3393.4
16	20	43	2451.7	9005.9	11457.6	4583.0
17	21	35	2811.9	7330.4	10142.3	4056.9
18	22	30	3105.1	6283.2	9388.3	3755.3
19	23	22	3356.5	4607.7	7964.2	3185.7
20	24	15	3540.8	3141.6	6682.4	2673.0
21	25	10	3666.4	2094.4	5760.8	2304.3
22	26	10	3750.2	1439.9	5190.1	2076.0
23	27	19	3813.6	2735.8	6549.4	2619.8
24	28	25	3934.0	3599.7	7533.7	3013.5
25	29	30	4092.3	6283.2	10375.5	4150.2
26	30	50	4343.7	10472.0	14815.7	5926.3
27	31	30	4762.5	6283.2	11045.7	4418.3
28	32	16	5013.9	2303.8	7317.7	2927.1
29	33	13	5115.2	1871.9	6987.1	2794.8
30	34	11	5197.6	576.0	5773.6	2309.4
31	35	11	5266.7	576.0	5842.7	2337.1
32	36	12	5335.8	628.3	5964.1	2385.6
33	37	14	5411.2	1282.8	6694.0	2677.6
34	38	18	5472.8	1649.3	7122.1	2848.8
35	39	20	5552.0	1832.6	7384.6	2953.8
36	40	30	5639.9	2748.9	8388.8	3355.5

* METODO DECOURT-QUARESMA

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	5	4	73.3	1885.0	1958.3	527.6
2	6	10	146.6	3246.3	3392.9	924.3
3	7	17	282.7	5340.7	5623.4	1552.6
4	8	24	492.2	5759.6	6251.8	1818.5
5	9	14	774.9	5969.0	6743.9	2088.3
6	10	19	952.9	4921.8	5874.7	1963.4
7	11	14	1183.3	5340.7	6524.0	2245.4
8	12	18	1361.4	5759.6	7121.0	2487.1
9	13	23	1581.3	6806.8	8388.1	2918.1
10	14	24	1853.5	6283.2	8136.7	2996.6
11	15	13	2136.3	7225.7	9362.0	3449.7
12	16	32	2303.8	7330.4	9634.2	3604.8
13	17	25	2670.4	7854.0	10524.4	4017.7
14	18	18	2963.6	7644.5	10608.1	4190.8
15	19	30	3183.5	9529.5	12713.0	4831.2
16	20	43	3529.1	11309.7	14838.8	5542.1
17	21	35	4010.8	11309.7	15320.5	5912.7
18	22	30	4408.7	9110.6	13519.3	5669.0
19	23	22	4754.3	7016.2	11770.5	5411.2
20	24	15	5016.1	4921.8	9937.9	5089.0
21	25	10	5204.6	3665.2	8869.8	4919.8
22	26	10	5340.7	2552.5	7893.2	4746.4
23	27	19	5476.8	3534.3	9011.1	5096.5
24	28	25	5707.2	4843.3	10550.5	5601.0
25	29	30	6000.4	10995.6	16996.0	7364.6
26	30	50	6346.0	11519.2	17865.2	7761.3
27	31	30	6901.0	10053.1	16954.1	7821.7
28	32	16	7246.6	3861.5	11108.1	6539.7
29	33	13	7445.6	2618.0	10063.6	6381.9
30	34	11	7613.1	1099.6	8712.7	6131.1
31	35	11	7759.7	1068.1	8827.8	6236.0
32	36	12	7906.3	1162.4	9068.7	6372.4
33	37	14	8063.4	1382.3	9445.7	6548.2
34	38	18	8241.4	1633.6	9875.0	6747.9
35	39	20	8461.4	2136.3	10597.7	7042.8

* METODO PEDRO PAULO VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
8	12	18	848.6	1175.7	2024.3	809.7
9	13	23	992.8	1293.4	2286.2	914.5
10	14	24	1177.1	1333.6	2510.7	1004.3
11	15	13	1369.3	1384.1	2753.4	1101.4
12	16	32	1473.5	1636.5	3110.0	1244.0
13	17	25	1729.8	1659.9	3389.7	1355.9
14	18	18	1930.1	1707.4	3637.5	1455.0
15	19	30	2074.3	1774.0	3848.3	1539.3
16	20	43	2314.6	1781.3	4095.9	1638.4
17	21	35	2659.1	1626.2	4285.3	1714.1
18	22	30	2939.5	1478.0	4417.5	1767.0
19	23	22	3179.8	1380.8	4560.6	1824.2
20	24	15	3356.1	1384.8	4740.9	1896.4
21	25	10	3476.2	1403.1	4879.3	1951.7
22	26	10	3556.3	1606.4	5162.7	2065.1
23	27	19	3626.2	1741.3	5367.5	2147.0
24	28	25	3748.3	1693.2	5441.5	2176.6
25	29	30	3903.4	1577.7	5481.1	2192.4
26	30	50	4143.7	1471.2	5614.9	2246.0
27	31	30	4544.3	1178.3	5722.6	2289.0
28	32	16	4784.6	990.1	5774.7	2309.9

29	33	13	4889.8	931.6	5821.4	2328.6
30	34	11	4977.5	900.8	5878.3	2351.3
31	35	11	5042.9	919.1	5962.0	2384.8
32	36	12	5108.2	943.8	6052.0	2420.8

*METODO MEYERHOFF SIN CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	5	4	12.6	37.7	50.3	20.1
2	6	10	25.1	94.2	119.3	47.7
3	7	17	56.5	169.6	226.1	90.4
4	8	24	110.0	329.9	439.9	176.0
5	9	14	185.4	556.1	741.5	296.6
6	10	19	229.3	688.0	917.3	366.9
7	11	14	289.0	867.1	1156.1	462.4
8	12	18	333.0	999.0	1332.0	532.8
9	13	23	389.6	1168.7	1558.3	623.3
10	14	24	461.8	1385.4	1847.2	738.9
11	15	13	537.2	1573.9	2111.1	844.4
12	16	32	578.1	1658.8	2236.9	894.8
13	17	25	678.6	1866.1	2544.7	1017.9
14	18	18	757.1	1941.5	2698.6	1079.4
15	19	30	813.7	1885.0	2698.7	1079.5
16	20	43	907.9	2035.8	2943.7	1177.5
17	21	35	1043.0	2261.9	3304.9	1322.0
18	22	30	1153.0	2139.4	3292.4	1317.0
19	23	22	1247.2	2054.6	3301.8	1320.7
20	24	15	1316.3	2016.9	3333.2	1333.3
21	25	10	1363.5	2026.3	3389.8	1355.9
22	26	10	1394.9	1533.9	2928.8	1171.5
23	27	19	1426.3	1498.5	2924.8	1169.9
24	28	25	1486.0	1449.1	2935.1	1174.0
25	29	30	1564.5	1837.8	3402.3	1360.9
26	30	50	1658.8	1649.3	3308.1	1323.2
27	31	30	1815.8	1518.4	3334.2	1333.7
28	32	16	1910.1	1139.8	3049.9	1220.0
29	33	13	1960.4	1171.4	3131.8	1252.7
30	34	11	2001.2	1237.0	3238.2	1295.3
31	35	11	2035.8	1328.9	3364.7	1345.9
32	36	12	2070.3	1449.1	3519.4	1407.8
33	37	14	2108.0	1533.9	3641.9	1456.8
34	38	18	2152.0	1498.5	3650.5	1460.2
35	39	20	2208.5	1449.1	3657.6	1463.0

*METODO MEYERHOFF CON CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	5	4	12.6	37.7	50.3	20.1
2	6	10	25.1	94.2	119.3	47.7
3	7	17	56.5	169.6	226.1	90.4
4	8	24	110.0	329.9	439.9	176.0
5	9	14	185.4	556.1	741.5	296.6
6	10	18	228.1	684.2	912.3	364.9
7	11	13	284.6	853.9	1138.5	455.4
8	12	16	325.2	975.5	1300.7	520.3
9	13	20	376.0	1128.1	1504.1	601.6
10	14	21	439.5	1318.5	1758.0	703.2
11	15	11	504.2	1475.0	1979.2	791.7
12	16	26	538.5	1540.0	2078.5	831.4
13	17	20	621.1	1593.7	2214.8	885.9
14	18	14	684.2	1613.5	2297.7	919.1
15	19	23	728.5	1576.8	2305.3	922.1
16	20	32	801.1	1568.3	2369.4	947.8
17	21	26	902.9	1500.4	2403.3	961.3
18	22	22	983.9	1387.3	2371.2	948.5
19	23	16	1052.1	1313.8	2365.9	946.4
20	24	10	1101.1	1277.1	2378.2	951.3
21	25	7	1133.8	1273.3	2407.1	962.8
22	26	7	1155.2	957.1	2112.3	844.9
23	27	13	1176.2	926.0	2102.2	840.9
24	28	16	1215.5	884.3	2099.8	839.9
25	29	19	1266.4	1103.6	2370.0	948.0
26	30	32	1326.7	963.2	2289.9	916.0
27	31	19	1425.7	875.5	2301.2	920.5
28	32	10	1484.1	653.0	2137.1	854.8
29	33	8	1514.6	667.5	2182.1	872.8
30	34	7	1539.1	702.1	2241.2	896.5
31	35	6	1559.5	752.1	2311.6	924.6
32	36	7	1579.6	816.4	2396.0	958.4
33	37	8	1601.6	897.7	2499.3	999.7
34	38	10	1627.0	926.0	2553.0	1021.2
35	39	11	1659.4	884.3	2543.7	1017.5

*****UNI-FIC-CISMID*****
 LABORATORIO GEOTECNICO
 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL
 METODO DE FORMULAS EMPIRICAS

* DATOS DEL PILOTE

INTERESADO : PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO
 LOCALIDAD DE LA OBRA : RIO-MAYO-YURACYACU-SAN MARTIN
 IDENTIF. DE SONDAJE : S-2
 IDENTIF. DE PILOTE : MARGEN DERECHA (ESTRIBO)
 TIPO DE PILOTE : CONCRETO
 LADO DEL PILOTE : .30 mt.
 COTA DEL TERRENO : 810.314 m.s.n.m
 COTA SUP. DEL PILOTE : 806.314 m.s.n.m

* METODO AOKI-VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT (KN)	RADM (KN)
2	6	8	53.7	329.1	382.8	153.1
3	7	7	97.5	288.0	385.5	154.2
4	8	16	135.9	658.3	794.2	317.7
5	9	14	223.7	576.0	799.7	319.9
6	10	13	300.5	534.9	835.4	334.2
7	11	14	371.8	576.0	947.8	379.1
8	12	22	448.6	905.1	1353.7	541.5
9	13	17	569.3	192.3	761.6	304.6
10	14	12	620.6	135.8	756.4	302.6
11	15	8	656.8	90.5	747.3	298.9
12	16	17	680.9	699.4	1380.3	552.1
13	17	20	774.2	822.9	1597.1	638.8
14	18	25	883.9	1028.6	1912.5	765.0
15	19	15	1021.1	154.3	1175.4	470.2
16	20	12	1082.8	123.4	1206.2	482.5
17	21	8	1132.1	82.3	1214.4	485.8
18	22	10	1165.1	102.9	1268.0	507.2
19	23	11	1206.2	113.1	1319.3	527.7
20	24	11	1251.5	198.0	1449.5	579.8
21	25	13	1283.1	534.9	1818.0	727.2
22	26	17	1354.5	699.4	2053.9	821.6
23	27	25	1447.7	1028.6	2476.3	990.5
24	28	40	1584.9	1645.7	3230.6	1292.2
25	29	43	1804.3	442.3	2246.6	898.6
26	30	30	1981.2	308.6	2289.8	915.9
27	31	11	2104.6	113.1	2217.7	887.1

* METODO DECOURT-QUARESMA

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	5	6	32.0	228.0	260.0	81.6
2	6	8	68.0	252.0	320.0	115.3
3	7	7	112.0	372.0	484.0	179.2
4	8	16	152.0	444.0	596.0	227.9
5	9	14	228.0	516.0	744.0	304.4
6	10	13	296.0	492.0	788.0	350.7
7	11	14	360.0	588.0	948.0	423.9
8	12	22	428.0	636.0	1064.0	488.2
9	13	17	528.0	183.6	711.6	452.1
10	14	12	608.0	133.2	741.2	501.0
11	15	8	668.0	133.2	801.2	547.1
12	16	17	712.0	540.0	1252.0	682.7
13	17	20	792.0	744.0	1536.0	795.2
14	18	25	884.0	720.0	1604.0	860.0
15	19	15	996.0	187.2	1183.2	813.0
16	20	12	1068.0	126.0	1194.0	853.0
17	21	8	1128.0	108.0	1236.0	894.7
18	22	10	1172.0	104.4	1276.4	927.6
19	23	11	1224.0	115.2	1339.2	970.3
20	24	11	1280.0	126.0	1406.0	1016.1
21	25	13	1336.0	492.0	1828.0	1150.7
22	26	17	1400.0	660.0	2060.0	1241.9
23	27	25	1480.0	984.0	2464.0	1384.5
24	28	40	1592.0	1296.0	2888.0	1548.6
25	29	43	1764.0	406.8	2170.8	1458.6
26	30	30	1948.0	302.4	2250.4	1574.1

* METODO PEDRO PAULO VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT (KN)	RADM (KN)
3	7	7	191.5	345.4	536.9	214.8
4	8	16	262.9	469.9	732.8	293.1
5	9	14	426.1	479.6	905.7	362.3
6	10	13	568.9	503.8	1072.7	429.1
7	11	14	701.5	624.9	1326.4	530.6
8	12	22	844.3	600.7	1445.0	578.0
9	13	17	1068.7	419.1	1487.8	595.1
10	14	12	1197.2	341.5	1538.7	615.5

11	15	8	1287.9	399.7	1687.6	675.0
12	16	17	1348.4	530.5	1878.9	751.6
13	17	20	1521.8	663.7	2185.5	874.2
14	18	25	1725.8	634.6	2360.4	944.2
15	19	15	1980.8	467.5	2448.3	979.3
16	20	12	2094.2	380.3	2474.5	989.8
17	21	8	2184.9	293.1	2478.0	991.2
18	22	10	2245.4	210.7	2456.1	982.4
19	23	11	2321.0	205.9	2526.9	1010.8
20	24	11	2404.2	276.1	2680.3	1072.1
21	25	13	2487.3	431.2	2918.5	1167.4
22	26	17	2619.9	605.6	3225.5	1290.2
23	27	25	2793.3	922.9	3716.2	1486.5
24	28	40	3048.3	1056.1	4104.4	1641.8
25	29	43	3456.3	855.1	4311.4	1724.6
26	30	30	3781.4	690.3	4471.7	1788.7

*METODO MEYERHOFF SIN CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT (KN)	RADM(KN)
1	5	6	12.0	63.8	75.8	30.3
2	6	8	26.4	117.0	143.4	57.4
3	7	7	45.6	202.1	247.7	99.1
4	8	16	62.4	252.0	314.4	125.8
5	9	14	100.8	372.0	472.8	189.1
6	10	13	134.4	444.0	578.4	231.4
7	11	14	165.6	516.0	681.6	272.6
8	12	22	199.2	444.0	643.2	257.3
9	13	17	252.0	333.0	585.0	234.0
10	14	12	292.8	405.0	697.8	279.1
11	15	8	321.6	459.0	780.6	312.2
12	16	17	340.8	444.0	784.8	313.9
13	17	20	381.6	444.0	825.6	330.2
14	18	25	429.6	420.0	849.6	339.8
15	19	15	489.6	270.0	759.6	303.8
16	20	12	525.6	261.0	786.6	314.6
17	21	8	554.4	288.0	842.4	337.0
18	22	10	573.6	315.0	888.6	355.4
19	23	11	597.6	270.0	867.6	347.0
20	24	11	624.0	261.0	885.0	354.0
21	25	13	650.4	384.0	1034.4	413.8
22	26	17	681.6	420.0	1101.6	440.6
23	27	25	722.4	492.0	1214.4	485.8
24	28	40	782.4	660.0	1442.4	577.0
25	29	43	878.4	553.5	1431.9	572.8
26	30	30	981.6	297.0	1278.6	511.4

* METODO MEYERHOFF CON CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT (KN)	RADM(KN)
1	5	6	12.0	63.8	75.8	30.3
2	6	8	26.4	117.0	143.4	57.4
3	7	7	45.6	202.1	247.7	99.1
4	8	16	62.4	252.0	314.4	125.8
5	9	13	100.3	369.6	469.9	188.0
6	10	12	132.5	434.4	566.9	226.8
7	11	13	161.5	495.6	657.1	262.8
8	12	20	192.0	379.2	571.2	228.5
9	13	15	238.8	278.1	516.9	206.8
10	14	10	274.1	331.2	605.3	242.1
11	15	7	298.6	399.6	698.2	279.3
12	16	14	314.6	379.2	693.8	277.5
13	17	16	348.2	370.8	719.0	287.6
14	18	20	386.9	319.2	706.1	282.4
15	19	12	433.9	203.4	637.3	254.9
16	20	9	461.5	194.4	655.9	262.4
17	21	6	483.4	212.4	695.8	278.3
18	22	8	497.8	229.5	727.3	290.9
19	23	8	515.8	203.4	719.2	287.7
20	24	8	535.2	194.4	729.6	291.8
21	25	9	554.4	283.2	837.6	335.0
22	26	12	577.0	306.0	883.0	353.2
23	27	17	605.8	352.8	958.6	383.4
24	28	27	647.3	464.4	1111.7	444.7
25	29	29	712.6	364.5	1077.1	430.8
26	30	20	781.7	194.4	976.1	390.4

*****UNI-FIC-CISMID*****

LABORATORIO GEOTECNICO
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL
METODO DE FORMULAS EMPIRICAS

* DATOS DEL PILOTE

INTERESADO : PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO
LOCALIDAD DE LA OBRA : RIO-MAYO-YURACYACU-SAN MARTIN
IDENTIF. DE SONDAJE : S-2
IDENTIF. DE PILOTE : MARGEN DERECHA (ESTRIBO)
TIPO DE PILOTE : CONCRETO
LADO DEL PILOTE : .40mt.
COTA DEL TERRENO : 810.314 m.s.n.m
COTA SUP. DEL PILOTE : 806.314 m.s.n.m

* METODO AOKI-VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
2	6	8	71.5	585.1	656.6	262.6
3	7	7	130.1	512.0	642.1	256.8
4	8	16	181.3	1170.3	1351.6	540.6
5	9	14	298.3	1024.0	1322.3	528.9
6	10	13	400.7	950.9	1351.6	540.6
7	11	14	495.8	1024.0	1519.8	607.9
8	12	22	598.2	1609.1	2207.3	882.9
9	13	17	759.1	341.9	1101.0	440.4
10	14	12	827.5	241.4	1068.9	427.6
11	15	8	875.7	160.9	1036.6	414.6
12	16	17	907.9	1243.4	2151.3	860.5
13	17	20	1032.3	1462.9	2495.2	998.1
14	18	25	1178.6	1828.6	3007.2	1202.9
15	19	15	1361.4	274.3	1635.7	654.3
16	20	12	1443.7	219.4	1663.1	665.2
17	21	8	1509.5	146.3	1655.8	662.3
18	22	10	1553.4	182.9	1736.3	694.5
19	23	11	1608.3	201.1	1809.4	723.8
20	24	11	1668.6	352.0	2020.6	808.2
21	25	13	1710.9	950.9	2661.8	1064.7
22	26	17	1805.9	1243.4	3049.3	1219.7
23	27	25	1930.3	1828.6	3758.9	1503.6
24	28	40	2113.1	2925.7	5038.8	2015.5
25	29	43	2405.7	786.3	3192.0	1276.8
26	30	30	2641.6	548.6	3190.2	1276.1
27	31	11	2806.2	201.1	3007.3	1202.9

*METODO DECOURT-QUARESMA

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	5	6	42.7	405.3	448.0	134.2
2	6	8	90.7	448.0	538.7	181.8
3	7	7	149.3	661.3	810.6	280.2
4	8	16	202.7	789.3	992.0	353.2
5	9	14	304.0	917.3	1221.3	463.2
6	10	13	394.7	874.7	1269.4	522.3
7	11	14	480.0	1045.3	1525.3	630.6
8	12	22	570.7	1130.7	1701.4	721.7
9	13	17	704.0	326.4	1030.4	623.1
10	14	12	810.7	236.8	1047.5	682.8
11	15	8	890.7	236.8	1127.5	744.4
12	16	17	949.3	960.0	1909.3	970.2
13	17	20	1056.0	1322.7	2378.7	1143.0
14	18	25	1178.7	1280.0	2458.7	1226.7
15	19	15	1328.0	332.8	1660.8	1104.7
16	20	12	1424.0	224.0	1648.0	1151.4
17	21	8	1504.0	192.0	1696.0	1204.9
18	22	10	1562.7	185.6	1748.3	1248.5
19	23	11	1632.0	204.8	1836.8	1306.6
20	24	11	1706.7	224.0	1930.7	1368.8
21	25	13	1781.3	874.7	2656.0	1588.9
22	26	17	1866.7	1173.3	3040.0	1729.2
23	27	25	1973.3	1749.3	3722.6	1955.2
24	28	40	2122.7	2304.0	4426.7	2208.8
25	29	43	2352.0	723.2	3075.2	1990.0
26	30	30	2597.3	537.6	3134.9	2132.3

*METODO PEDRO PAULO VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
4	8	16	350.5	731.7	1082.2	432.9
5	9	14	568.1	773.0	1341.1	536.4
6	10	13	758.5	904.7	1663.2	665.3
7	11	14	935.3	895.0	1830.3	732.1
8	12	22	1125.7	905.7	2031.4	812.6
9	13	17	1424.9	662.8	2087.7	835.1
10	14	12	1596.3	702.8	2299.1	919.6
11	15	8	1717.2	795.6	2512.8	1005.1

12	16	17	1797.9	1041.8	2839.7	1135.9
13	17	20	2029.1	926.3	2955.4	1182.2
14	18	25	2301.1	882.0	3183.1	1273.2
15	19	15	2641.1	665.0	3306.1	1322.4
16	20	12	2792.3	651.0	3443.3	1377.3
17	21	8	2913.2	561.4	3474.6	1389.8
18	22	10	2993.9	480.4	3474.3	1389.7
19	23	11	3094.7	440.5	3535.2	1414.1
20	24	11	3205.5	551.7	3757.2	1502.9
21	25	13	3316.4	807.5	4123.9	1649.6
22	26	17	3493.2	1183.2	4676.4	1870.6
23	27	25	3724.4	1361.3	5085.7	2034.3
24	28	40	4064.4	1476.8	5541.2	2216.5
25	29	43	4608.4	1208.0	5816.4	2326.6

*METODO MEYERHOFF SIN CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	5	6	16.0	85.1	101.1	40.4
2	6	8	35.2	156.0	191.2	76.5
3	7	7	60.8	269.4	330.2	132.1
4	8	16	83.2	368.7	451.9	180.8
5	9	14	134.4	592.0	726.4	290.6
6	10	13	179.2	720.0	899.2	359.7
7	11	14	220.8	800.0	1020.8	408.3
8	12	22	265.6	864.0	1129.6	451.8
9	13	17	336.0	684.0	1020.0	408.0
10	14	12	390.4	792.0	1182.4	473.0
11	15	8	428.8	780.0	1208.8	483.5
12	16	17	454.4	944.0	1398.4	559.4
13	17	20	508.8	864.0	1372.8	549.1
14	18	25	572.8	720.0	1292.8	517.1
15	19	15	652.8	492.0	1144.8	457.9
16	20	12	700.8	480.0	1180.8	472.3
17	21	8	739.2	540.0	1279.2	511.7
18	22	10	764.8	624.0	1388.8	555.5
19	23	11	796.8	540.0	1336.8	534.7
20	24	11	832.0	492.0	1324.0	529.6
21	25	13	867.2	640.0	1507.2	602.9
22	26	17	908.8	720.0	1628.8	651.5
23	27	25	963.2	832.0	1795.2	718.1
24	28	40	1043.2	1056.0	2099.2	839.7
25	29	43	1171.2	984.0	2155.2	862.1
26	30	30	1308.8	528.0	1836.8	734.7

* METODO MEYERHOFF CON CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	5	6	16.0	85.1	101.1	40.4
2	6	8	35.2	156.0	191.2	76.5
3	7	7	60.8	269.4	330.2	132.1
4	8	16	83.2	368.7	451.9	180.8
5	9	13	133.8	588.8	722.6	289.0
6	10	12	176.6	707.2	883.8	353.5
7	11	13	215.4	772.8	988.2	395.3
8	12	20	256.0	729.6	985.6	394.2
9	13	15	318.4	564.0	882.4	353.0
10	14	10	365.4	676.8	1042.2	416.9
11	15	7	398.1	685.2	1083.3	433.3
12	16	14	419.5	817.6	1237.1	494.8
13	17	16	464.3	729.6	1193.9	477.6
14	18	20	515.8	545.6	1061.4	424.6
15	19	12	578.6	368.4	947.0	378.8
16	20	9	615.4	355.2	970.6	388.2
17	21	6	644.5	396.0	1040.5	416.2
18	22	8	663.7	450.0	1113.7	445.5
19	23	8	687.7	409.2	1096.9	438.8
20	24	8	713.6	368.4	1082.0	432.8
21	25	9	739.2	473.6	1212.8	485.1
22	26	12	769.3	528.0	1297.3	518.9
23	27	17	807.7	600.0	1407.7	563.1
24	28	27	863.0	747.2	1610.2	644.1
25	29	29	950.1	648.0	1598.1	639.2
26	30	20	1042.2	345.6	1387.8	555.1

*****UNI-FIC-CISMI*****
 LABORATORIO GEOTECNICO
 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL
 METODO DE FORMULAS EMPIRICAS

*DATOS DEL PILOTE

INTERESADO : PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO
 LOCALIDAD DE LA OBRA : RIO-MAYO-YURACYACU-SAN MARTIN
 IDENTIF. DE SONDAJE : S-2
 IDENTIF. DE PILOTE : MARGEN DERECHA(ESTRIBO)
 TIPO DE PILOTE : EXCAVADO
 DIAMETRO DEL PILOTE : 1.00 mt.
 COTA DEL TERRENO : 810.314 m.s.n.m
 COTA SUP. DEL PILOTE : 806.314 m.s.n.m

* METODO AOKI-VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT (KN)	RADM (KN)
2	6	8	81.9	1675.5	1757.4	703.0
3	7	7	149.0	1466.1	1615.1	646.0
4	8	16	207.6	3351.0	3558.6	1423.4
5	9	14	341.6	2932.2	3273.8	1309.5
6	10	13	458.9	2722.7	3181.6	1272.6
7	11	14	567.8	2932.2	3500.0	1400.0
8	12	22	685.1	4607.7	5292.8	2117.1
9	13	17	869.4	979.1	1848.5	739.4
10	14	12	947.8	691.1	1638.9	655.6
11	15	8	1003.1	460.8	1463.9	585.6
12	16	17	1039.9	3560.5	4600.4	1840.2
13	17	20	1182.3	4188.8	5371.1	2148.4
14	18	25	1349.9	5236.0	6585.9	2634.4
15	19	15	1559.3	785.4	2344.7	937.9
16	20	12	1653.6	628.3	2281.9	912.8
17	21	8	1729.0	418.9	2147.9	859.2
18	22	10	1779.2	523.6	2302.8	921.1
19	23	11	1842.1	576.0	2418.1	967.2
20	24	11	1911.2	1007.9	2919.1	1167.6
21	25	13	1959.6	2722.7	4682.3	1872.9
22	26	17	2068.5	3560.5	5629.0	2251.6
23	27	25	2210.9	5236.0	7446.9	2978.8
24	28	40	2420.3	8377.6	10797.9	4319.2
25	29	43	2755.4	2251.5	5006.9	2002.8
26	30	30	3025.6	1570.8	4596.4	1838.6
27	31	11	3214.1	576.0	3790.1	1516.0

*METODO DECOURT-QUARESMA

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	5	6	83.8	1989.7	2073.5	561.9
2	6	8	178.0	2199.1	2377.1	686.7
3	7	7	293.2	3246.3	3539.5	1037.1
4	8	16	397.9	3874.6	4272.5	1274.7
5	9	14	596.9	4502.9	5099.8	1584.9
6	10	13	774.9	4293.5	5068.4	1669.5
7	11	14	942.5	5131.3	6073.8	2007.8
8	12	22	1120.5	5550.1	6670.6	2249.4
9	13	17	1382.3	1602.2	2984.5	1463.9
10	14	12	1591.7	1162.4	2754.1	1515.0
11	15	8	1748.8	1162.4	2911.2	1635.8
12	16	17	1864.0	4712.4	6576.4	2611.9
13	17	20	2073.4	6492.6	8566.0	3218.1
14	18	25	2314.3	6283.2	8597.5	3351.0
15	19	15	2607.5	1633.6	4241.1	2414.2
16	20	12	2796.0	1099.6	3895.6	2425.7
17	21	8	2953.1	942.5	3895.6	2507.2
18	22	10	3068.3	911.1	3979.4	2588.0
19	23	11	3204.4	1005.3	4209.7	2716.2
20	24	11	3351.0	1099.6	4450.6	2852.6
21	25	13	3497.6	4293.5	7791.1	3763.8
22	26	17	3665.2	5759.6	9424.8	4259.3
23	27	25	3874.6	8587.0	12461.6	5127.2
24	28	40	4167.8	811309.7	15477.5	6033.4
25	29	43	4618.1	3550.0	8168.1	4439.9
26	30	30	5099.8	2638.9	7738.7	4582.6

*METODO PEDRO PAULO VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT (KN)	RADM (KN)
8	12	22	663.1	760.1	1423.2	569.3
9	13	17	839.3	762.3	1601.6	640.6
10	14	12	940.3	870.9	1811.2	724.5
11	15	8	1011.5	866.1	1877.6	751.0
12	16	17	1059.0	915.9	1974.9	790.0
13	17	20	1195.2	844.9	2040.1	816.0
14	18	25	1355.4	786.4	2141.8	856.7
15	19	15	1555.7	637.9	2193.6	877.4
16	20	12	1644.8	595.5	2240.3	896.1
17	21	8	1716.0	575.7	2291.7	916.7
18	22	10	1763.5	648.5	2412.0	964.8
19	23	11	1822.9	778.4	2601.3	1040.5
20	24	11	1888.2	1011.0	2899.2	1159.7
21	25	13	1953.5	1101.7	3055.2	1222.1
22	26	17	2057.7	1103.9	3161.6	1264.6
23	27	25	2193.9	1028.2	3222.1	1288.8

*METODO MEYERHOFF SIN CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	5	6	31.4	188.5	219.9	88.0
2	6	8	69.1	345.6	414.7	165.9
3	7	7	119.4	596.9	716.3	286.5
4	8	16	163.4	816.8	980.2	392.1

5	9	14	263.9	1319.5	1583.4	633.4
6	10	13	351.9	1759.3	2111.2	844.5
7	11	14	433.5	2167.7	2601.2	1040.5
8	12	22	521.5	2607.5	3129.0	1251.6
9	13	17	659.7	2474.0	3133.7	1253.5
10	14	12	766.5	2874.6	3641.1	1456.4
11	15	8	841.9	3039.5	3881.4	1552.6
12	16	17	892.2	4115.5	5007.7	2003.1
13	17	20	999.0	4398.2	5397.2	2158.9
14	18	25	1124.7	4806.6	5931.3	2372.5
15	19	15	1281.8	3817.0	5098.8	2039.5
16	20	12	1376.0	3840.6	5216.6	2086.6
17	21	8	1451.4	3817.0	5268.4	2107.4
18	22	10	1501.7	3675.7	5177.4	2071.0
19	23	11	1564.5	3392.9	4957.4	1983.0
20	24	11	1633.6	3251.5	4885.1	1954.0
21	25	13	1702.7	4304.0	6006.7	2402.7
22	26	17	1784.4	4461.1	6245.5	2498.2
23	27	25	1891.2	4461.1	6352.3	2540.9
24	28	40	2048.3	4618.1	6666.4	2666.6
25	29	43	2299.6	3817.0	6116.6	2446.6
26	30	30	2569.8	2591.8	5161.6	2064.6

*METODO MEYERHOFF CON CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	5	6	31.4	188.5	219.9	88.0
2	6	8	69.1	345.6	414.7	165.9
3	7	7	119.4	596.9	716.3	286.5
4	8	16	163.4	816.8	980.2	392.1
5	9	13	262.6	1313.2	1575.8	630.3
6	10	12	346.8	1734.2	2081.0	832.4
7	11	13	422.9	2114.3	2537.2	1014.9
8	12	20	502.7	2513.3	3016.0	1206.4
9	13	15	625.2	2344.4	2969.6	1187.8
10	14	10	717.5	2511.7	3229.2	1291.7
11	15	7	781.6	2575.3	3356.9	1342.8
12	16	14	823.7	3370.9	4194.6	1677.8
13	17	16	911.7	3408.6	4320.3	1728.1
14	18	20	1012.8	3647.4	4660.2	1864.1
15	19	12	1136.0	3143.2	4279.2	1711.7
16	20	9	1208.3	3230.3	4438.6	1775.4
17	21	6	1265.4	3159.7	4425.1	1770.0
18	22	8	1303.1	3001.8	4304.9	1722.0
19	23	8	1350.3	2719.0	4069.3	1627.7
20	24	8	1401.1	2563.5	3964.6	1585.8
21	25	9	1451.4	3348.9	4800.3	1920.1
22	26	12	1510.5	3433.8	4944.3	1977.7
23	27	17	1585.9	3370.9	4956.8	1982.7
24	28	27	1694.6	3408.6	5103.2	2041.3
25	29	29	1865.5	2735.5	4601.0	1840.4
26	30	20	2046.4	1696.5	3742.9	1497.2

*****UNI-FIC-CISMID*****

LABORATORIO GEOTECNICO

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL

METODO DE FORMULAS EMPIRICAS

*DATOS DEL PILOTE

INTERESADO : PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO
LOCALIDAD DE LA OBRA : RIO-MAYO-YURACYACU-SAN MARTIN
IDENTIF. DE SONDAJE : S-3
IDENTIF. DE PILOTE : MARGEN IZQUIERDA(PILAR)
TIPO DE PILOTE : CONCRETO
LADO DEL PILOTE : .30 mt
COTA DEL TERRENO : 810.768 m.s.n.m
COTA SUP. DEL PILOTE : 806.768 m.s.n.m

*METODO AOKI-VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
2	6	9	65.8	370.3	436.1	174.4
3	7	5	115.2	205.7	320.9	128.4
4	8	8	142.6	329.1	471.7	188.7
5	9	12	186.5	123.4	309.9	124.0
6	10	10	235.9	113.1	349.0	139.6
7	11	15	266.1	169.7	435.8	174.3
8	12	20	311.3	822.9	1134.2	453.7
9	13	10	421.0	308.6	729.6	291.8
10	14	10	482.7	113.1	595.8	238.3
11	15	7	512.9	79.2	592.1	236.8
12	16	5	534.0	56.6	590.6	236.2
13	17	27	549.1	1110.9	1660.0	664.0
14	18	34	697.2	1398.9	2096.1	838.4
15	19	43	883.7	1769.1	2652.8	1061.1
16	20	50	1119.6	2057.1	3176.7	1270.7
17	21	17	1393.9	174.9	1568.8	627.5
18	22	8	1463.9	82.3	1546.2	618.5
19	23	8	1496.8	82.3	1579.1	631.6
20	24	9	1529.7	92.6	1622.3	648.9
21	25	8	1566.7	226.3	1793.0	717.2
22	26	8	1599.9	226.3	1826.2	730.5
23	27	16	1633.1	452.6	2085.7	834.3

24	28	22	1699.5	622.3	2321.8	928.7
25	29	12	1790.7	135.8	1926.5	770.6
26	30	11	1826.9	124.5	1951.4	780.6
27	31	11	1860.1	124.5	1984.6	793.8
28	32	12	1893.3	135.8	2029.1	811.6
29	33	13	1929.5	147.1	2076.6	830.6
30	34	12	1968.8	135.8	2104.6	841.8
31	35	11	2005.0	124.5	2129.5	851.8
32	36	11	2038.1	124.5	2162.6	865.0
33	37	12	2071.3	123.4	2194.7	877.9
34	38	13	2120.7	133.7	2254.4	901.8
35	39	14	2174.2	396.0	2570.2	1028.1
36	40	15	2232.3	424.3	2656.6	1062.6

*METODO DECOURT-QUARESMA

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	5	7	32.0	252.0	284.0	87.6
2	6	9	72.0	252.0	324.0	118.4
3	7	5	120.0	264.0	384.0	158.3
4	8	8	152.0	300.0	452.0	191.9
5	9	12	196.0	108.0	304.0	177.8
6	10	10	256.0	133.2	389.2	230.2
7	11	15	308.0	162.0	470.0	277.4
8	12	20	380.0	540.0	920.0	427.3
9	13	10	472.0	480.0	952.0	483.1
10	14	10	524.0	97.2	621.2	427.4
11	15	7	576.0	79.2	655.2	462.9
12	16	5	616.0	140.4	756.4	508.9
13	17	27	648.0	792.0	1440.0	696.5
14	18	34	768.0	1248.0	2016.0	902.8
15	19	43	916.0	1524.0	2440.0	1085.6
16	20	50	1100.0	1320.0	2420.0	1176.2
17	21	17	1312.0	270.0	1582.0	1076.7
18	22	8	1392.0	118.8	1510.8	1100.5
19	23	8	1436.0	90.0	1526.0	1127.1
20	24	9	1480.0	90.0	1570.0	1161.0
21	25	8	1528.0	187.5	1715.5	1222.3
22	26	8	1572.0	240.0	1812.0	1269.2
23	27	16	1616.0	345.0	1961.0	1329.3
24	28	22	1692.0	375.0	2067.0	1395.3
25	29	12	1792.0	162.0	1954.0	1419.0
26	30	11	1852.0	122.4	1974.4	1455.2
27	31	11	1908.0	122.4	2030.4	1498.3
28	32	12	1964.0	129.6	2093.6	1543.2
29	33	13	2024.0	133.2	2157.2	1590.2
30	34	12	2088.0	129.6	2217.6	1638.6
31	35	11	2148.0	122.4	2270.4	1682.9
32	36	11	2204.0	122.4	2326.4	1726.0
33	37	12	2260.0	129.6	2389.6	1770.9
34	38	13	2320.0	140.4	2460.4	1819.7
35	39	14	2384.0	315.0	2699.0	1912.6

*METODO PEDRO PAULO VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
3	7	5	214.2	251.9	466.1	186.4
4	8	8	265.2	276.1	541.3	216.5
5	9	12	346.8	242.2	589.0	235.6
6	10	10	437.5	237.4	674.9	270.0
7	11	15	513.1	394.8	907.9	363.2
8	12	20	626.5	477.2	1103.7	441.5
9	13	10	830.5	351.2	1181.7	472.7
10	14	10	932.5	288.2	1220.7	488.3
11	15	7	1008.1	244.6	1252.7	501.1
12	16	5	1061.0	387.6	1448.6	579.4
13	17	27	1098.8	775.1	1873.9	749.6
14	18	34	1374.2	1070.6	2444.8	977.9
15	19	43	1721.0	1417.0	3138.0	1255.2
16	20	50	2159.6	1312.9	3472.5	1389.0
17	21	17	2669.6	777.5	3447.1	1378.8
18	22	8	2798.2	588.6	3386.8	1354.7
19	23	8	2858.6	404.5	3263.1	1305.2
20	24	9	2919.1	212.0	3131.1	1252.4
21	25	8	2987.2	227.2	3214.4	1285.8
22	26	8	3060.4	307.8	3368.2	1347.3
23	27	16	3133.7	471.8	3605.5	1442.2
24	28	22	3267.6	466.4	3734.0	1493.6
25	29	12	3444.2	332.1	3776.3	1510.5
26	30	11	3534.9	320.6	3855.5	1542.2
27	31	11	3618.1	285.4	3903.5	1561.4
28	32	12	3701.3	232.5	3933.8	1573.5
29	33	13	3792.0	235.0	4027.0	1610.8
30	34	12	3890.3	227.7	4118.0	1647.2
31	35	11	3981.0	222.8	4203.8	1681.5
32	36	11	4064.1	225.3	4289.4	1715.8
33	37	12	4147.3	232.5	4379.8	1751.9
34	38	13	4238.0	293.5	4531.5	1812.6
35	39	14	4336.3	387.2	4723.5	1889.4

*METODO MEYERHOFF SIN CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	5	7	12.0	74.4	86.4	34.6
2	6	9	28.8	127.6	156.4	62.6
3	7	5	50.4	223.3	273.7	109.5
4	8	8	62.4	252.0	314.4	125.8
5	9	12	81.6	198.0	279.6	111.8
6	10	10	110.4	225.0	335.4	134.2
7	11	15	134.4	270.0	404.4	161.8
8	12	20	170.4	324.0	494.4	197.8
9	13	10	218.4	264.0	482.4	193.0
10	14	10	242.4	351.0	593.4	237.4
11	15	7	266.4	360.0	626.4	250.6
12	16	5	283.2	243.0	526.2	210.5
13	17	27	295.2	287.1	582.3	232.9
14	18	34	360.0	468.0	828.0	331.2
15	19	43	441.6	792.0	1233.6	493.4
16	20	50	544.8	396.0	940.8	376.3
17	21	17	664.8	225.0	889.8	355.9
18	22	8	705.6	225.0	930.6	372.2
19	23	8	724.8	225.0	949.8	379.9
20	24	9	744.0	288.0	1032.0	412.8
21	25	8	765.6	225.0	990.6	396.2
22	26	8	784.8	225.0	1009.8	403.9
23	27	16	804.0	225.0	1029.0	411.6
24	28	22	842.4	288.0	1130.4	452.2
25	29	12	895.2	306.0	1201.2	480.5
26	30	11	924.0	324.0	1248.0	499.2
27	31	11	950.4	333.0	1283.4	513.4
28	32	12	976.8	306.0	1282.8	513.1
29	33	13	1005.6	306.0	1311.6	524.6
30	34	12	1036.8	306.0	1342.8	537.1
31	35	11	1065.6	324.0	1389.6	555.8
32	36	11	1092.0	324.0	1416.0	566.4
33	37	12	1118.4	306.0	1424.4	569.8
34	38	13	1147.2	306.0	1453.2	581.3
35	39	14	1178.4	324.0	1502.4	601.0

*METODO MEYERHOFF CON CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	5	7	12.0	74.4	86.4	34.6
2	6	9	28.8	127.6	156.4	62.6
3	7	5	50.4	223.3	273.7	109.5
4	8	8	62.4	252.0	314.4	125.8
5	9	12	81.6	198.0	279.6	111.8
6	10	10	109.9	223.2	333.1	133.2
7	11	14	133.2	265.5	398.7	159.5
8	12	19	167.3	285.6	452.9	181.2
9	13	9	211.7	228.0	439.7	175.9
10	14	9	233.3	293.4	526.7	210.7
11	15	6	254.4	326.7	581.1	232.4
12	16	4	268.8	214.2	483.0	193.2
13	17	22	278.9	238.2	517.1	206.8
14	18	28	332.6	391.2	723.8	289.5
15	19	34	398.9	650.4	1049.3	419.7
16	20	39	480.7	297.6	778.3	311.3
17	21	13	573.8	165.6	739.4	295.8
18	22	6	604.8	162.9	767.7	307.1
19	23	6	619.2	160.2	779.4	311.8
20	24	7	633.4	200.7	834.1	333.6
21	25	6	649.0	165.6	814.6	325.8
22	26	6	662.6	162.9	825.5	330.2
23	27	11	676.1	160.2	836.3	334.5
24	28	15	702.5	200.7	903.2	361.3
25	29	8	738.2	198.0	936.2	374.5
26	30	7	757.4	207.0	964.4	385.8
27	31	7	774.7	210.6	985.3	394.1
28	32	8	791.8	200.7	992.5	397.0
29	33	8	810.2	189.0	999.2	399.7
30	34	8	829.9	186.3	1016.2	406.5
31	35	7	847.9	194.4	1042.3	416.9
32	36	7	864.2	202.5	1066.7	426.7
33	37	7	880.3	189.0	1069.3	427.7
34	38	8	897.6	186.3	1083.9	433.6

*****UNI-FIC-CISMID*****
 LABORATORIO GEOTECNICO
 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL
 METODO DE FORMULAS EMPIRICAS

* DATOS DEL PILOTE

INTERESADO : PROYECTO ESPECIAL ALOT MAYO
 LOCALIDAD DE LA OBRA : RIO-MAYO-YURACYACU-SAN MARTIN
 IDENTIF. DE SONDAJE : S-4
 IDENTIF. DE PILOTE : MARGEN IZQUIERDA (ESTRIBO)
 TIPO DE PILOTE : CONCRETO
 LADO DEL PILOTE : .40 mt.
 COTA DEL TERRENO : 810.57 m.s.n.m
 COTA SUP. DEL PILOTE : 810.57 m.s.n.m

* METODO AOKI-VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
2	2	4	19.2	201.1	220.3	88.1
3	3	15	41.3	1097.1	1138.4	455.4
4	4	8	151.0	585.1	736.1	294.4
5	5	8	209.6	585.1	794.7	317.9
6	6	17	268.1	1243.4	1511.5	604.6
7	7	11	392.4	352.0	744.4	297.8
8	8	10	434.7	320.0	754.7	301.9
9	9	15	473.1	1097.1	1570.2	628.1
10	10	18	582.8	1316.6	1899.4	759.8
11	11	26	714.4	1901.7	2616.1	1046.4
12	12	18	904.6	1316.6	2221.2	888.5
13	13	6	1036.3	120.7	1157.0	462.8
14	14	7	1060.4	140.8	1201.2	480.5
15	15	20	1088.5	1005.7	2094.2	837.7
16	16	33	1199.2	1659.4	2858.6	1143.4
17	17	41	1381.7	2998.9	4380.6	1752.2
18	18	37	1681.6	2706.3	4387.9	1755.2
19	19	25	1952.2	1828.6	3780.8	1512.3
20	20	19	2135.1	347.4	2482.5	993.0
21	21	15	2239.3	274.3	2513.6	1005.4
22	22	13	2321.6	237.7	2559.3	1023.7
23	23	12	2392.9	384.0	2776.9	1110.8
24	24	12	2439.0	384.0	2823.0	1129.2
25	25	14	2485.1	1024.0	3509.1	1403.6
26	26	30	2587.5	2194.3	4781.8	1912.7
27	27	44	2806.9	3218.3	6025.2	2410.1
28	28	33	3128.7	2413.7	5542.4	2217.0
29	29	25	3370.1	1828.6	5198.7	2079.5
30	30	20	3553.0	1462.9	5015.9	2006.4

*METODO DECOURT-QUARESMA

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	1	5	16.0	57.6	73.6	26.7
2	2	4	58.7	320.0	378.7	125.2
3	3	15	96.0	576.0	672.0	217.8
4	4	8	192.0	661.3	853.3	313.0
5	5	8	250.7	704.0	954.7	368.8
6	6	17	309.3	768.0	1077.3	429.9
7	7	11	416.0	243.2	659.2	380.8
8	8	10	490.7	230.4	721.1	435.1
9	9	15	560.0	917.3	1477.3	660.1
10	10	18	656.0	1258.7	1914.7	819.3
11	11	26	768.0	1322.7	2090.7	921.4
12	12	18	922.7	1066.7	1989.4	976.4
13	13	6	1034.7	198.4	1233.1	845.5
14	14	7	1082.7	211.2	1293.9	885.6
15	15	20	1136.0	800.0	1936.0	1073.8
16	16	33	1258.7	1253.3	2512.0	1281.6
17	17	41	1450.7	2368.0	3818.7	1707.9
18	18	37	1685.3	2197.3	3882.6	1845.7
19	19	25	1898.7	1728.0	3626.7	1892.5
20	20	19	2048.0	377.6	2425.6	1669.8
21	21	15	2165.3	300.8	2466.1	1740.8
22	22	13	2261.3	256.0	2517.3	1803.5
23	23	12	2346.7	236.8	2583.5	1864.4
24	24	12	2426.7	243.2	2669.9	1927.5
25	25	14	2506.7	1194.7	3701.4	2226.9
26	26	30	2597.3	1877.3	4474.6	2467.2
27	27	44	2773.3	2282.7	5056.0	2704.0
28	28	33	3024.0	2176.0	5200.0	2870.2
29	29	25	3216.0	1664.0	4880.0	2889.8

*METODO PEDRO PAULO VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
4	4	8	307.8	543.7	851.5	340.6
5	5	8	416.6	568.5	985.1	394.0
6	6	17	525.4	630.1	1155.5	462.2

7	7	11	756.6	621.8	1378.4	551.4
8	8	10	867.5	692.0	1559.5	623.8
9	9	15	968.3	964.0	1932.3	772.9
10	10	18	1172.3	1061.2	2233.5	893.4
11	11	26	1417.1	957.6	2374.7	949.9
12	12	18	1770.7	795.6	2566.3	1026.5
13	13	6	2015.5	774.0	2789.5	1115.8
14	14	7	2076.0	973.5	3049.5	1219.8
15	15	20	2146.6	1373.2	3519.8	1407.9
16	16	33	2363.3	1602.4	3965.7	1586.3
17	17	41	2698.5	1714.9	4413.4	1765.4
18	18	37	3256.1	1595.0	4851.1	1940.4
19	19	25	3759.3	1415.8	5175.1	2070.0
20	20	19	4099.3	1166.2	5265.5	2106.2
21	21	15	4290.8	993.2	5284.0	2113.6
22	22	13	4442.0	753.5	5195.5	2078.2
23	23	12	4573.0	633.7	5206.7	2082.7
24	24	12	4694.0	769.7	5463.7	2185.5
25	25	14	4815.0	1209.1	6024.1	2409.6
26	26	30	5005.4	1560.0	6565.4	2626.2
27	27	44	5413.4	1748.9	7162.3	2864.9
28	28	33	6011.8	1664.7	7676.5	3070.6

*METODO MEYERHOFF SIN CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	1	5	0.0	53.2	53.2	21.3
2	2	4	16.0	53.2	69.2	27.7
3	3	15	28.8	212.7	241.5	96.6
4	4	8	76.8	340.3	417.1	166.8
5	5	8	102.4	512.0	614.4	245.8
6	6	17	128.0	560.0	688.0	275.2
7	7	11	182.4	576.0	758.4	303.4
8	8	10	217.6	528.0	745.6	298.2
9	9	15	249.6	736.0	985.6	394.2
10	10	18	297.6	848.0	1145.6	458.2
11	11	26	355.2	816.0	1171.2	468.5
12	12	18	438.4	1056.0	1494.4	597.8
13	13	6	496.0	924.0	1420.0	568.0
14	14	7	515.2	816.0	1331.2	532.5
15	15	20	537.6	684.0	1221.6	488.6
16	16	33	601.6	612.0	1213.6	485.4
17	17	41	707.2	1056.0	1763.2	705.3
18	18	37	838.4	1152.0	1990.4	796.2
19	19	25	956.8	944.0	1900.8	760.3
20	20	19	1036.8	624.0	1660.8	664.3
21	21	15	1097.6	612.0	1709.6	683.8
22	22	13	1145.6	816.0	1961.6	784.6
23	23	12	1187.2	864.0	2051.2	820.5
24	24	12	1225.6	708.0	1933.6	773.4
25	25	14	1264.0	832.0	2096.0	838.4
26	26	30	1308.8	816.0	2124.8	849.9
27	27	44	1404.8	1088.0	2492.8	997.1
28	28	33	1545.6	1440.0	2985.6	1194.2
29	29	25	1651.2	1280.0	2931.2	1172.5

*METODO MEYERHOFF CON CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	1	5	0.0	53.2	53.2	21.3
2	2	4	16.0	53.2	69.2	27.7
3	3	15	28.8	212.7	241.5	96.6
4	4	8	76.8	340.3	417.1	166.8
5	5	8	102.4	512.0	614.4	245.8
6	6	17	128.0	560.0	688.0	275.2
7	7	11	182.4	576.0	758.4	303.4
8	8	10	217.6	528.0	745.6	298.2
9	9	15	249.6	736.0	985.6	394.2
10	10	17	297.0	833.6	1130.6	452.2
11	11	24	352.3	720.0	1072.3	428.9
12	12	16	430.1	899.2	1329.3	531.7
13	13	5	482.6	873.6	1356.2	542.5
14	14	6	499.5	759.6	1259.1	503.6
15	15	17	519.0	625.2	1144.2	457.7
16	16	28	574.1	540.0	1114.1	445.6
17	17	34	662.4	899.2	1561.6	624.6
18	18	30	769.6	880.0	1649.6	659.8
19	19	20	864.0	710.4	1574.4	629.8
20	20	15	926.4	464.4	1390.8	556.3
21	21	11	972.8	450.0	1422.8	569.1
22	22	10	1009.0	589.2	1598.2	639.3
23	23	9	1040.0	660.0	1700.0	680.0
24	24	9	1068.5	532.8	1601.3	640.5
25	25	10	1096.6	619.2	1715.8	686.3
26	26	21	1129.0	600.0	1729.0	691.6
27	27	31	1197.1	785.6	1982.7	793.1
28	28	23	1295.0	953.6	2248.6	899.4

*****UNI-FIC-CISMD*****

LABORATORIO GEOTECNICO
CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL
METODO DE FORMULAS EMPIRICAS

DATOS DEL PILOTE

INTERESADO : PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO
LOCALIDAD DE LA OBRA : RIO MAYO-YURACYACU-SAN MARTIN
IDENTIF. DE SONDAJE : S-4
IDENTIF. DE PILOTE : MARGEN IZQUIERDA (ESTRIBO)
TIPO DE PILOTE : EXCAVADO
DIAMETRO DEL PILOTE : 1.00 m
COTA DEL TERRENO : 810.57
COTA SUP. DEL PILOTE : 806.57

METODO AOKI-VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
2	6	13	217.8	2722.7	2940.5	1176.2
3	7	11	326.7	1007.9	1334.6	533.8
4	8	13	375.1	1191.2	1566.3	626.5
5	9	16	432.3	3351.0	3783.3	1513.3
6	10	18	566.3	3769.9	4336.2	1734.5
7	11	23	717.1	4817.1	5534.2	2213.7
8	12	19	909.8	3979.3	4889.1	1955.6
9	13	6	1069.0	345.6	1414.6	565.8
10	14	7	1096.6	403.2	1499.8	599.9
11	15	20	1128.9	2879.8	4008.7	1603.5
12	16	33	1255.6	4751.7	6007.3	2402.9
13	17	36	1464.7	7539.8	9004.5	3601.8
14	18	38	1766.3	7958.7	9725.0	3890.0
15	19	41	2084.6	8587.0	10671.6	4268.6
16	20	26	2428.1	1361.4	3789.5	1515.8
17	21	17	2591.4	890.1	3481.5	1392.6
18	22	14	2698.3	733.0	3431.3	1372.5
19	23	13	2786.2	1191.2	3977.4	1591.0
20	24	12	2843.4	1099.6	3943.0	1577.2
21	25	14	2896.2	2932.2	5828.4	2331.4
22	26	44	3013.5	9215.3	12228.8	4891.5
23	27	35	3382.1	7330.4	10712.5	4285.0
24	28	28	3675.3	5864.3	9539.6	3815.8
25	29	23	3909.9	4817.1	8727.0	3490.8
26	30	20	4102.6	4188.8	8291.4	3316.6

METODO DECOURT-QUARESMA

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
1	5	15	146.6	4084.1	4230.7	1133.8
2	6	13	335.1	4084.1	4419.2	1278.8
3	7	11	502.7	1162.4	1665.1	677.3
4	8	13	649.3	1256.6	1905.9	813.6
5	9	16	816.8	4921.8	5738.6	1858.8
6	10	18	1015.8	5969.0	6984.8	2273.6
7	11	23	1235.7	6283.2	7518.9	2521.3
8	12	19	1508.0	5026.5	6534.5	2416.6
9	13	6	1738.3	1005.3	2743.6	1588.5
10	14	7	1832.6	1036.7	2869.3	1668.9
11	15	20	1937.3	3927.0	5864.3	2472.0
12	16	33	2178.2	5825.0	8003.2	3131.8
13	17	36	2555.2	11205.0	13760.2	4766.8
14	18	38	2963.6	12042.8	15006.4	5290.4
15	19	41	3392.9	10995.6	14388.5	5358.8
16	20	26	3853.7	2638.9	6492.6	3624.1
17	21	17	4157.4	1790.7	5948.1	3645.7
18	22	14	4366.8	1382.3	5749.1	3704.7
19	23	13	4544.8	1225.2	5770.0	3802.3
20	24	12	4712.4	1225.2	5937.6	3931.2
21	25	14	4869.5	7330.4	12199.9	5578.4
22	26	44	5047.5	9738.9	14786.4	6317.4
23	27	35	5539.7	11205.0	16744.7	7062.6
24	28	28	5937.6	9005.9	14943.5	6818.9
25	29	23	6262.2	7435.1	13697.3	6675.9

METODO PEDRO PAULO VELLOSO

LONG.	PROF.	SPT	RL(KN)	RP(KN)	RT(KN)	RADM(KN)
8	12	19	1519.3	1554.2	3073.5	1229.4
9	13	6	1773.0	1692.0	3465.0	1386.0
10	14	7	1832.3	2005.9	3838.2	1535.3
11	15	20	1901.6	2443.0	4344.6	1737.8
12	16	33	2114.4	2536.4	4650.8	1860.3
13	17	36	2443.4	2498.1	4941.5	1976.6
14	18	38	2924.1	2314.0	5238.1	2095.2
15	19	41	3431.5	2108.5	5540.0	2216.0
16	20	26	3978.9	1663.5	5642.4	2257.0
17	21	17	4236.2	1610.5	5846.7	2338.7
18	22	14	4404.4	2024.4	6428.8	2571.5
19	23	13	4543.0	2350.0	6893.0	2757.2

20	24	12	4671.6	2517.6	7189.2	2875.7
21	25	14	4790.4	2616.5	7406.9	2962.8
22	26	44	4977.3	2731.1	7708.4	3083.4

METODO MEYERHOFF SIN CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	5	15	34.6	141.4	176.0	70.4
2	6	13	81.7	245.0	326.7	130.7
3	7	11	122.5	275.7	398.2	159.3
4	8	13	157.1	353.4	510.5	204.2
5	9	16	197.9	593.8	791.7	316.7
6	10	18	248.2	744.6	992.8	397.1
7	11	23	304.7	914.2	1218.9	487.6
8	12	19	377.0	1131.0	1508.0	603.2
9	13	6	436.7	982.5	1419.2	567.7
10	14	7	455.5	1024.9	1480.4	592.2
11	15	20	477.5	996.7	1474.2	589.7
12	16	33	540.4	1032.0	1572.4	629.0
13	17	36	644.0	1564.5	2208.5	883.4
14	18	38	757.1	1800.1	2557.2	1022.9
15	19	41	876.5	2035.8	2912.3	1164.9
16	20	26	1005.3	1555.1	2560.4	1024.2
17	21	17	1087.0	1594.4	2681.4	1072.6
18	22	14	1140.4	1670.0	2810.4	1124.2
19	23	13	1184.4	1682.3	2866.7	1146.7
20	24	12	1225.2	1731.8	2957.0	1182.8
21	25	14	1262.9	2356.2	3619.1	1447.6
22	26	44	1306.9	2299.6	3606.5	1442.6
23	27	35	1445.1	2230.5	3675.6	1470.2
24	28	28	1555.1	2026.3	3581.4	1432.6
25	29	23	1643.1	1885.0	3528.1	1411.2

METODO MEYERHOFF CON CORRECCION DE SPT

LONG.	PROF.	SPT	RL (KN)	RP (KN)	RT (KN)	RADM (KN)
1	5	15	34.6	141.4	176.0	70.4
2	6	13	81.7	245.0	326.7	130.7
3	7	10	122.5	275.7	398.2	159.3
4	8	12	155.2	349.2	504.4	201.8
5	9	14	191.6	574.9	766.5	306.6
6	10	15	234.7	704.0	938.7	375.5
7	11	18	280.9	842.6	1123.5	449.4
8	12	14	337.4	1012.2	1349.6	539.8
9	13	4	382.3	860.2	1242.5	497.0
10	14	5	395.8	890.6	1286.4	514.6
11	15	14	411.2	847.5	1258.7	503.5
12	16	22	453.6	836.9	1290.5	516.2
13	17	23	521.2	1196.0	1717.2	686.9
14	18	23	592.2	1191.3	1783.5	713.4
15	19	24	664.8	1060.3	1725.1	690.0
16	20	15	740.5	752.1	1492.6	597.0
17	21	9	787.0	761.8	1548.8	619.5
18	22	8	816.5	789.9	1606.4	642.6
19	23	7	840.4	834.1	1674.5	669.8
20	24	6	861.7	901.2	1762.9	705.2
21	25	7	880.9	1310.0	2190.9	876.4
22	26	21	902.9	1135.7	2038.6	815.4
23	27	17	969.8	995.9	1965.7	786.3
24	28	13	1021.6	890.6	1912.2	764.9
25	29	10	1061.9	820.0	1881.9	752.8

V.2 Salida del programa de computo SPTSP 89

*****UNI-FIC-CISMID*****
 LABORATORIO GEOTECNICO
 ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE UN PILOTE
 MÉTODO SCHMERTMANN
 VERSION - SPTSP89

A. INFORMACION GENERAL

PROYECTO NS 1
 NOMBRE DEL PROYECTO PUENTE YURACYACU
 PERFOR. NS. S-1
 ESTACION NS RIO MAYO-MARGEN DERECHA
 ELEV. DE LA SUPERF. DEL TERRENO GSE = .00 mt.
 PROF. DE LA NAPA FREATICA WTD = .15 mt.

B. INFORMACION DEL PILOTE

LONGITUD DE ENSAYO DEL PILOTE TPL = 22.50 mt.
 ELEVACION DEL FONDO DEL PILOTE EBP = -22.50 mt.
 PESO UNITARIO DEL PILOTE UWT = 2400.00 kg/m3
 CORREC. DE LA RELACION DE EMPOT. (D/B) IDB = 1 {valores actualizados}
 SECC. DEL PILOTE DE ENSAYO ISECT = 1{cuadrado}
 ANCHO DEL PILOTE WP = .30 mt.

C. INFORMACION DE CARGA

CARGA MUERTA DE DISEÑO DDL = 100.000 TONS
 CARGA VIVA DE DISEÑO DLL = .000 TONS
 PESO DEL PILOTE ENSAYADO WGP = 4.860 TONS
 TOTAL PESO A SER SOPORTADO TOTWT = 104.860 TONS

D. INFORMACION DE CAMPO

DATO NS	PROF.	SPT GOLPE/FT	TIPO DE SUELO
I	D(I) mt.	N(I)	ST(I)
1	.00	0	0
2	.50	4	2
3	1.40	10	2
4	2.50	14	3
5	3.50	24	3
6	4.50	14	3
7	5.50	19	3
8	6.50	14	3
9	7.50	18	3
10	8.50	22	3
11	10.00	24	3
12	11.50	13	1
13	12.00	23	1
14	12.50	35	3
15	14.50	18	3
16	16.50	43	3
17	17.50	39	3
18	19.60	25	3
19	20.50	10	1
20	21.50	10	1
21	22.50	19	1
22	23.50	27	2
23	24.50	29	2
24	25.50	0	0

E. INFORMACION DEL ESTRATO

ESTRATO NS (K)	ELEVACION FONDO DE ESTRATO ELEVBL (K)	PROMEDIO GOLPE/FT AN (K)	ESTRATO TIPO DE SUELO LST (K)	FUSTE FRICCION SFL (K)	ESPEJOR T (K)
1	.00	.00	0	.00	.00
2	-1.40	7.00	2	2.58	1.40
3	-10.00	18.63	3	17.86	8.60
4	-12.00	18.00	1	9.70	2.00
5	-19.60	32.00	3	27.12	7.60
6	-22.50	13.00	1	.00	2.90
7	-24.50	28.00	2	.00	2.00

F. REQUERIMIENTOS DE CARGA EN EL ESTRATO

PESO TOTAL A SER SOPORTADO	TOTWT = 104.860 TONS
FRICCION DE FUSTE EN ESTRATOS SOBRE EL ESTRATO PORTANTE	TSF = 57.261 TONS
REQUERIMIENTOS DE CARGA EN EL ESTRATO	BLR = 47.599 TONS
CAPACIDAD DE CARGA DEL ESTRATO SOBRE LA PUNTA DEL PILOTE	BCLAPT = 30.046 TONS

G. INFORMACION DE SOPORTE DEL ESTRATO

PROMEDIO GOLPE/FT PARA LONGITUD DE PILOTE EN EL ESTRATO PORTANTE	ANBL = 13.000
FRICCION DE FUSTE EN ESTRATO PORTANTE	SFBL = 10.712 TONS
FRICCION DE FUSTE CORREGIDA EN EL ESTRATO PORTANTE	CSFBL = 10.712 TONS
PROMEDIO DEL NUMERO DE GOLPES EN LA VECINDAD DE LA PUNTA DEL PILOTE	ANPT = 18.683
PROMEDIO FINAL DEL FACTOR DE CARGA SOBRE LA PUNTA DEL PILOTE	AQPTA = 29.663 TON/M2
PROMEDIO FINAL DEL FACTOR DE CARGA DEBAJO DE LA PUNTA DEL PILOTE	AQPTB = 108.511 TON/M2
PROMEDIO FINAL DEL FACTOR DE CARGA	AQPT = 69.087 TON/M2
CAPACIDAD DE CARGA MAXIMA DEL ESTRATO PORTANTE	MAXB = 6.218 TONS
CAPACIDAD DE CARGA MAXIMA CORREGIDA	CMAXB = 6.218 TONS
CAPACIDAD DEL ESTRATO PORTANTE	CBL = 16.930 TONS

H. CAPACIDAD DEL PILOTE

CAPACIDAD PERMISIBLE DEL PILOTE	TCP = 74.191 TONS
FACTOR DE SEGURIDAD ACTUAL	CFS = 1.474
CAPACIDAD ULTIMA DEL PILOTE	ULT = 154.599 TONS

*****UNI-FIC-CISMID*****
 LABORATORIO GEOTECNICO
 ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE UN PILOTE
 MÉTODO SCHMERTMANN
 VERSION - SPTSP89

A. INFORMACION GENERAL

PROYECTO NS	1
NOMBRE DEL PROYECTO	PUENTE YURACYACU
PERFOR. NS.	S-2
ESTACION NS	RIO MAYO-MARGEN DERECHA (ESTRIBO)
ELEV. DE LA SUPERF. DEL TERRENO	GSE = .00 mt.
PROF. DE LA NAPA FREATICA	WTD = .70 mt.

B. INFORMACION DEL PILOTE

LONGITUD DE ENSAYO DEL PILOTE	TPL = 21.50 mt.
ELEVACION DEL FONDO DEL PILOTE	EBP = -21.50 mt.
PESO UNITARIO DEL PILOTE	UWT = 2400.00 kg/m3
CORREC. DE LA RELACION DE EMPOT. (D/B)	IDB = 1 {valores actualizados}
SECC. DEL PILOTE DE ENSAYO	ISECT = 1{cuadrado}
ANCHO DEL PILOTE	WP = .30 mt.

C. INFORMACION DE CARGA

CARGA MUERTA DE DISEÑO	DDL = 100.000 TONS
CARGA VIVA DE DISEÑO	DLL = .000 TONS
PESO DEL PILOTE ENSAYADO	WGP = 4.644 TONS
TOTAL PESO A SER SOPORTADO	TOTWT = 104.644 TONS

D. INFORMACION DE CAMPO

DATO NS	PROF.	SPT GOLPE/FT	TIPO DE SUELO
I	D(I) mt.	N(I)	ST(I)
1	.00	0	5
2	.70	5	2
3	1.50	8	3
4	2.50	7	3
5	3.50	16	3
6	4.50	14	3
7	5.50	13	3
8	6.50	14	3
9	8.00	22	3
10	9.25	19	3
11	9.50	17	1
12	11.00	8	1
13	11.80	14	1
14	12.50	19	3
15	14.00	25	3
16	15.40	15	3
17	17.50	8	1
18	18.50	11	1

19	19.70	11	1
20	20.50	11	2
21	21.00	13	2
22	21.50	15	3
23	22.00	17	3
24	23.00	33	3
25	24.00	0	0

E. INFORMACION DEL ESTRATO

ESTRATO NS (K)	ELEVACION FONDO DE ESTRATO ELEVBL(K)	PROMEDIO GOLPE/FT AN(K)	ESTRATO TIPO DE SUELO LST(K)	FUSTE FRICCION SFL(K)	ESPESOR T(K)
1	.00	.00	5	.00	.00
2	-.70	5.00	2	.94	.70
3	-9.25	14.13	3	13.47	8.55
4	-11.80	13.00	1	9.42	2.55
5	-15.40	19.67	3	7.89	3.60
6	-19.70	10.00	1	12.60	4.30
7	-21.00	12.00	2	3.91	1.30
8	-23.00	21.67	3	.00	2.00

F. REQUERIMIENTOS DE CARGA EN EL ESTRATO

PESO TOTAL A SER SOPORTADO	TOTWT = 104.644 TONS
FRICCION DE FUSTE EN ESTRATOS SOBRE EL ESTRATO PORTANTE	TSF = 48.230 TONS
REQUERIMIENTOS DE CARGA EN EL ESTRATO	BLR = 56.414 TONS
CAPACIDAD DE CARGA DEL ESTRATO SOBRE LA PUNTA DEL PILOTE	BCLAPT = 5.633 TONS

G. INFORMACION DE SOPORTE DEL ESTRATO

PROMEDIO GOLPE/FT PARA LONGITUD DE PILOTE EN EL ESTRATO PORTANTE	ANBL = 15.000
FRICCION DE FUSTE EN ESTRATO PORTANTE	SFBL = .836 TONS
FRICCION DE FUSTE CORREGIDA EN EL ESTRATO PORTANTE	CSFBL = .343 TONS
PROMEDIO DEL NUMERO DE GOLPES EN LA VECINDAD DE LA PUNTA DEL PILOTE	ANPT = 17.133
PROMEDIO FINAL DEL FACTOR DE CARGA SOBRE LA PUNTA DEL PILOTE	AQPTA = 156.491 TON/M2
PROMEDIO FINAL DEL FACTOR DE CARGA DEBAJO DE LA PUNTA DEL PILOTE	AQPTB = 201.004 TON/M2
PROMEDIO FINAL DEL FACTOR DE CARGA	AQPT = 178.747 TON/M2
CAPACIDAD DE CARGA MAXIMA DEL ESTRATO PORTANTE	MAXB = 16.087 TONS
CAPACIDAD E CARGA MAXIMA CORREGIDA	CMAXB = 22.36 TONS
CAPACIDAD DEL ESTRATO PORTANTE	CBL = 16.43 TONS

H. CAPACIDAD DEL PILOTE

CAPACIDAD PERMISIBLE DEL PILOTE TCP =	64.66 TONS
FACTOR DE SEGURIDAD ACTUAL CFS =	1.15
CAPACIDAD ULTIMA DEL PILOTE ULT =	119.85 TONS

*****UNI-FIC-CISMID*****
 LABORATORIO GEOTECNICO
 ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE UN PILOTE
 MÉTODO SCHMERTMANN
 VERSION - SPTSP89

A. INFORMACION GENERAL

PROYECTO N° 1
 NOMBRE DEL PROYECTO PUENTE YURACYACU

 PERFOR. N°. S4
 ESTACION N° RIO MAYO-MARGEN IZQUIERDA (ESTRIBO)

 ELEV. DE LA SUPERF. DEL TERRENO GSE = .00 mt.
 PROF. DE LA NAPA FREATICA WTD = .00 mt.

B. INFORMACION DEL PILOTE

LONGITUD DE ENSAYO DEL PILOTE TPL = 21.50 mt.
 ELEVACION DEL FONDO DEL PILOTE EBP = -21.50 mt.
 PESO UNITARIO DEL PILOTE UWT = 2400.00 kg/m3
 CORREC. DE LA RELACION DE EMPOT. (D/B) IDB = 1 {valores actualizados}

 SECC. DEL PILOTE DE ENSAYO ISECT = 1{cuadrado}
 ANCHO DEL PILOTE WP = .30 mt.

C. INFORMACION DE CARGA

CARGA MUERTA DE DISEÑO DDL = 100.000 TONS
 CARGA VIVA DE DISEÑO DLL = .000 TONS
 PESO DEL PILOTE ENSAYADO WGP = 4.644 TONS
 TOTAL PESO A SER SOPORTADO TOTWT = 104.644 TONS

D. INFORMACION DE CAMPO

DATO N°	PROF.	SPT	GOLPE/FT	TIPO DE SUELO
I	D(I) mt.		N(I)	ST(I)
1	.00		0	5
2	.50		8	3
3	1.50		17	3
4	3.05		10	3
5	3.50		10	2
6	4.50		15	2
7	5.20		16	2
8	6.00		18	3
9	7.50		26	3
10	8.80		7	3
11	9.00		6	1
12	10.50		7	1
13	11.60		19	1
14	12.00		33	2
15	13.00		35	2
16	15.00		41	3
17	16.20		23	3
18	16.50		19	1
19	18.50		13	1
20	19.30		12	1
21	21.00		12	2
22	21.50		14	3
23	22.50		44	3
24	25.00		31	3

25 26.00 0 0

E. INFORMACION DEL ESTRATO

ESTRATO NS (K)	ELEVACION FONDO DE ESTRATO ELEVBL(K)	PROMEDIO GOLPE/FT AN(K)	ESTRATO TIPO DE SUELO LST(K)	FUSTE FRICCION SFL(K)	ESPESOR T(K)
1	.00	.00	5	.00	.00
2	-3.05	11.67	3	3.97	3.05
3	-5.20	13.67	2	7.25	2.15
4	-8.80	17.00	3	6.82	3.60
5	-11.60	10.67	1	8.69	2.80
6	-13.00	34.00	2	9.26	1.40
7	-16.20	32.00	3	11.42	3.20
8	-19.30	14.67	1	12.70	3.10
9	-21.00	12.00	2	5.12	1.70
10	-25.00	29.67	3	.00	4.00

F. REQUERIMIENTOS DE CARGA EN EL ESTRATO

PESO TOTAL A SER SOPORTADO	TOTWT = 104.644 TONS
FRICCION DE FUSTE EN ESTRATOS SOBRE EL ESTRATO PORTANTE	TSF = 65.227 TONS
REQUERIMIENTOS DE CARGA EN EL ESTRATO	BLR = 39.417 TONS
CAPACIDAD DE CARGA DEL ESTRATO SOBRE LA PUNTA DEL PILOTE	BCLAPT = 5.633 TONS

G. INFORMACION DE SOPORTE DEL ESTRATO

PROMEDIO GOLPE/FT PARA LONGITUD DE PILOTE EN EL ESTRATO PORTANTE	ANBL = 14.000
FRICCION DE FUSTE EN ESTRATO PORTANTE	SFBL = .780 TONS
FRICCION DE FUSTE CORREGIDA EN EL ESTRATO PORTANTE	CSFBL = .250 TONS
PROMEDIO DEL NUMERO DE GOLPES EN LA VECINDAD DE LA PUNTA DEL PILOTE	ANPT = 23.957
PROMEDIO FINAL DEL FACTOR DE CARGA SOBRE LA PUNTA DEL PILOTE	AQPTA = 146.058 TON/M2
PROMEDIO FINAL DEL FACTOR DE CARGA DEBAJO DE LA PUNTA DEL PILOTE	AQPTB = 353.808 TON/M2
PROMEDIO FINAL DEL FACTOR DE CARGA	AQPT = 249.933 TON/M2
CAPACIDAD DE CARGA MAXIMA DEL ESTRATO PORTANTE	MAXB = 22.494 TONS
CAPACIDAD DE CARGA MAXIMA CORREGIDA	CMAXB = 8.756 TONS
CAPACIDAD DEL ESTRATO PORTANTE	CBL = 9.005 TONS

H. CAPACIDAD DEL PILOTE

CAPACIDAD PERMISIBLE DEL PILOTE TCP =	74.232 TONS
FACTOR DE SEGURIDAD ACTUAL CFS =	1.502
CAPACIDAD ULTIMA DEL PILOTE ULT =	157.220 TONS

V.3 Salida del programa de computo SPILE

HOJA DE DATOS PARA EL PUENTE YURACYACU

PROGRAMA

SPILE

ESTRIBO

MARGEN DERECHA

SONDAJE

S-1

COTA DEL TERRENO

0.00 ft

COTA SUPERF. DEL PILOTE

13.12 ft

COTA INFERIOR DEL PILOTE

86.94 ft

LADO DEL PILOTE

12 pulg.

LONGITUD DEL PILOTE

73.82 ft

NIVEL FREATICO

13.61 ft (26/06/96)

Estrato	Cota Superior del Estrato (ft)	Tipo de Suelo SUSC	Cu (lb/ft ²)	γ (lb/ft ³)	Valores de ϕ°
1	0.00	CL	400	99.84	-
2	10.50	ML	-	106.08	21
3	17.55	SM	-	112.32	28
4	45.93	CH	520	124.80	-
5	52.49	SM	-	121.68	32
6	77.43	CH/Pt	1600	109.20	-
PUNTA		ML-SM	-	124.80	N=29

HOJA DE DATOS PARA EL PUENTE YURACYACU

PROGRAMA

SPILE

ESTRIBO

MARGEN IZQUIERDA

SONDAJE

S-3

COTA DEL TERRENO

0.00 ft

COTA SUPERFICIAL DEL PILOTE

13.12 ft

COTA INFERIOR DEL PILOTE

85.30 ft

LADO DEL PILOTE

12 pulg.

LONGITUD DEL PILOTE

72.18 ft.

NIVEL FREATICO

9.68 ft. (02/ 07/96)

Estrato	Cota Superior del Estrato (ft)	Tipo de Suelo SUSC	C_u (lb/ft ²)	γ (lb/ft ³)	Valores de ϕ°
1	0.00	CL	520	99.84	-
2	3.28	ML	-	99.84	26
3	9.67	SM	-	106.08	26
4	28.21	Pt	400	93.60	-
5	31.50	CH	400	124.80	-
6	39.04	SM	-	124.80	28
7	42.65	SC	-	124.80	30
8	46.75	CH	520	124.80	-
9	54.79	SM	-	124.80	32
10	69.55	Pt/OH	1600	93.60	-
11	83.66	ML	-	121.68	-
PUNTA		ML	-	121.68	N= 15

ÚÀÀÀÀÀÀÀÀÀÀ ULTIMATE STATIC PILE CAPACITY/Federal Highway Administration ÀÀÀÀÀÀÀÀÀÀ;
 Nordlund (1963, 1979) and Tomlinson (1979, 1980) methods

Project Name : PUENTE YURACYACU Client : TESIS
 File Name : S1 Project Manager : CISMID-UNI
 Date : 2/20/99 Computed by : LVC

Depth of Top of Pile = 13.12 ft. Pile length = 73.82 ft.
 Depth to Water Table = 13.60 ft.
 Width of pile = 12.00 in.
 Type of Pile = Precast Concrete Pile

SKIN FRICTION CONTRIBUTION

Layer	Soil Type	Thickness (ft)	Effective Stress (psf)	Internal Friction Angle	N-SPT	Pile Perimeter (ft)
1	Excavated					
2	Cohesionless	4.43	1452.15	25.00	--	4.00
3	Cohesionless	28.38	2256.80	28.00	--	4.00
4	Cohesive	6.56	3169.55	---	--	4.00
5	Cohesionless	24.94	4112.45	32.00	--	4.00
6	Cohesive	9.51	5073.21	---	--	4.00

Layer	Soil Type	Undrained Shear Strength (psf)	Adhesion	Pile Taper	Sliding Friction Angle	Skin Resistance (Kips)
1						
2	Cohesionless	--	-----	----	19.17	6.75
3	Cohesionless	--	-----	----	21.48	89.54
4	Cohesive	520.00	520.00	----	-----	13.64
5	Cohesionless	--	-----	----	24.54	215.02
6	Cohesive	1600.00	1600.00	----	-----	60.86

Total Side Friction : 385.82

POINT RESISTANCE CONTRIBUTION

Effective Stress at pile Tip (psf)	Internal Friction Angle	SPT Value	Pile End Area (ft*ft)	Bearing Capacity Factor Nq	End Bearing Resistance (Kips)
5295.74	30.99*	13.30	1.00	35.14	97.83

Limiting End Bearing Resistance : 20.11

Ultimate Static Pile Capacity : 405.95

ÚÄÄÄÄÄÄÄÄÄÄÄ ULTIMATE STATIC PILE CAPACITY/Federal Highway Administration ÄÄÄÄÄÄÄÄÄÄÄÄ;
 Nordlund (1963, 1979) and Tomlinson (1979, 1980) methods

Project Name : PUENTE YURACYACU Client : TESIS
 File Name : S2 Project Manager : CISMID-UNI
 Date : 2/20/99 Computed by : LVC

Depth of Top of Pile = 13.12 ft. Pile length = 70.54 ft.
 Depth to Water Table = 15.40 ft.
 Width of pile = 12.00 in.
 Type of Pile = Precast Concrete Pile

SKIN FRICTION CONTRIBUTION

Layer	Soil Type	Thickness (ft)	Effective Stress (psf)	Internal Friction Angle	N-SPT	Pile Perimeter (ft)
1	Excavated					
2	Excavated					
3	Cohesionless	2.30	1424.15	25.00	--	4.00
4	Cohesionless	28.05	2237.52	27.00	--	4.00
5	Cohesive	8.33	3118.96	----	--	4.00
6	Cohesionless	11.85	3632.94	28.00	--	4.00
7	Cohesive	14.09	4272.50	----	--	4.00
8	Cohesive	4.28	4686.45	----	--	4.00
9	Cohesionless	1.64	4839.23	32.00	--	4.00

Layer	Soil Type	Undrained Shear Strength (psf)	Adhesion	Pile Taper	Sliding Friction Angle	Skin Resistance (Kips)
1						
2						
3	Cohesionless	--	-----	----	19.17	3.44
4	Cohesionless	--	-----	----	20.71	80.10
5	Cohesive	520.00	520.00	----	-----	17.33
6	Cohesionless	--	-----	----	21.48	60.19
7	Cohesive	1600.00	1560.00	----	-----	87.92
8	Cohesive	520.00	520.00	----	-----	8.90
9	Cohesionless	--	-----	----	24.54	16.64

Total Side Friction : 274.51

POINT RESISTANCE CONTRIBUTION

Effective Stress at pile Tip (psf)	Internal Friction Angle	SPT Value	Pile End Area (ft*ft)	Bearing Capacity Factor Nq	End Bearing Resistance (Kips)
4885.24	30.12*	10.41	1.00	30.64	74.02

Limiting End Bearing Resistance : 13.33

Ultimate Static Pile Capacity : 288.59

ÚÄÄÄÄÄÄÄÄÄÄÄ ULTIMATE STATIC PILE CAPACITY/Federal Highway Administration ÄÄÄÄÄÄÄÄÄÄÄÄ;
 Nordlund (1963, 1979) and Tomlinson (1979, 1980) methods

Project Name : PUENTE YURACYACU Client : TESIS
 File Name : S3 Project Manager : CISMID-UNI
 Date : 2/20/99 Computed by : LVC

Depth of Top of Pile = 13.12 ft. Pile length = 72.18 ft.
 Depth to Water Table = 9.60 ft.
 Width of pile = 12.00 in.
 Type of Pile = Precast Concrete Pile

SKIN FRICTION CONTRIBUTION

Layer	Soil Type	Thickness (ft)	Effective Stress (psf)	Internal Friction Angle	N-SPT	Pile Perimeter (ft)
1	Excavated					
2	Excavated					
3	Cohesionless	15.09	1440.08	26.00	--	4.00
4	Cohesive	3.29	1820.37	----	--	4.00
5	Cohesive	7.54	2106.94	----	--	4.00
6	Cohesionless	3.61	2454.82	28.00	--	4.00
7	Cohesionless	4.10	2695.37	30.00	--	4.00
8	Cohesive	8.04	3074.14	----	--	4.00
9	Cohesionless	14.76	3785.50	32.00	--	4.00
10	Cohesive	14.11	4466.13	----	--	4.00
11	Cohesionless	1.64	4734.79	28.00	--	4.00

Layer	Soil Type	Undrained Shear Strength (psf)	Adhesion	Pile Taper	Sliding Friction Angle	Skin Resistance (Kips)
1						
2						
3	Cohesionless	--	-----	----	19.94	25.18
4	Cohesive	400.00	409.35	----	-----	5.39
5	Cohesive	400.00	412.63	----	-----	12.44
6	Cohesionless	--	-----	----	21.48	12.39
7	Cohesionless	--	-----	----	23.01	18.29
8	Cohesive	520.00	520.00	----	-----	16.72
9	Cohesionless	--	-----	----	24.54	117.14
10	Cohesive	1600.00	1560.00	----	-----	88.05
11	Cohesionless	--	-----	----	21.48	10.86

Total Side Friction : 306.45

POINT RESISTANCE CONTRIBUTION

Effective Stress at pile Tip (psf)	Internal Friction Angle	SPT Value	Pile End Area (ft*ft)	Bearing Capacity Factor Nq	End Bearing Resistance (Kips)
4783.33	30.17*	10.57	1.00	30.89	73.30

Limiting End Bearing Resistance : 13.33

Ultimate Static Pile Capacity : 319.78

ÚÁÁÁÁÁÁÁÁ ULTIMATE STATIC PILE CAPACITY/Federal Highway Administration ÁÁÁÁÁÁÁÁÁ
 Nordlund (1963, 1979) and Tomlinson (1979, 1980) methods

Project Name : PUENTE YURACYACU Client : TESIS
 File Name : S4 Project Manager : CISMID-UNI
 Date : 2/20/99 Computed by : LVC

Depth of Top of Pile = 13.12 ft. Pile length = 70.54 ft.
 Depth to Water Table = 10.80 ft.
 Width of pile = 12.00 in.
 Type of Pile = Precast Concrete Pile

SKIN FRICTION CONTRIBUTION

Layer	Soil Type	Thickness (ft)	Effective Stress (psf)	Internal Friction Angle	N-SPT	Pile Perimeter (ft)
1	Excavated					
2	Excavated					
3	Cohesionless	10.01	1442.98	27.00	--	4.00
4	Cohesive	7.05	1868.63	---	--	4.00
5	Cohesionless	11.81	2375.80	28.00	--	4.00
6	Cohesive	7.22	2864.46	---	--	4.00
7	Cohesionless	6.56	3226.53	33.00	--	4.00
8	Cohesionless	10.50	3742.00	31.00	--	4.00
9	Cohesive	10.17	4274.51	---	--	4.00
10	Cohesive	5.58	4635.44	---	--	4.00
11	Cohesionless	1.64	4823.20	32.00	--	4.00

Layer	Soil Type	Undrained Shear Strength (psf)	Adhesion	Pile Taper	Sliding Friction Angle	Skin Resistance (Kips)
1						
2						
3	Cohesionless	--	-----	----	20.71	18.43
4	Cohesive	600.00	596.35	----	-----	16.82
5	Cohesionless	--	-----	----	21.48	39.23
6	Cohesive	600.00	600.00	----	-----	17.33
7	Cohesionless	--	-----	----	25.31	49.27
8	Cohesionless	--	-----	----	23.78	73.55
9	Cohesive	1600.00	1560.00	----	-----	63.46
10	Cohesive	1800.00	1700.00	----	-----	37.94
11	Cohesionless	--	-----	----	24.54	16.58

Total Side Friction : 332.62

POINT RESISTANCE CONTRIBUTION

Effective Stress at pile Tip (psf)	Internal Friction Angle	SPT Value	Pile End Area (ft*ft)	Bearing Capacity Factor Nq	End Bearing Resistance (Kips)
4871.75	30.12*	10.41	1.00	30.65	73.84

Limiting End Bearing Resistance : 13.33

Ultimate Static Pile Capacity : 345.95

ÚÁÁÁÁÁÁÁÁÁÁ ULTIMATE STATIC PILE CAPACITY/Federal Highway Administration ÁÁÁÁÁÁÁÁÁÁ;
 3 Nordlund (1963, 1979) and Tomlinson (1979, 1980) methods 3

3 Project Name : PUENTE YURACYACU Client : TESIS 3
 3 File Name : S4 Project Manager : CISMID-UNI 3
 3 Date : 2/20/99 Computed by : LVC 3

3 Depth of Top of Pile = 13.12 ft. Pile length = 70.54 ft. 3
 3 Depth to Water Table = 10.80 ft. 3
 3 Width of pile = 16.00 in. 3
 3 Type of Pile = Precast Concrete Pile 3

3 SKIN FRICTION CONTRIBUTION 3

3 Layer	3 Soil Type	3 Thickness (ft)	3 Effective Stress (psf)	3 Internal Friction Angle	3 N-SPT	3 Pile Perimeter (ft)
3 1	3 Excavated					
3 2	3 Excavated					
3 3	3 Cohesionless	3 10.01	3 1442.98	3 27.00	3 --	3 5.33
3 4	3 Cohesive	3 7.05	3 1868.63	3 ---	3 --	3 5.33
3 5	3 Cohesionless	3 11.81	3 2375.80	3 28.00	3 --	3 5.33
3 6	3 Cohesive	3 7.22	3 2864.46	3 ---	3 --	3 5.33
3 7	3 Cohesionless	3 6.56	3 3226.53	3 33.00	3 --	3 5.33
3 8	3 Cohesionless	3 10.50	3 3742.00	3 31.00	3 --	3 5.33
3 9	3 Cohesive	3 10.17	3 4274.51	3 ---	3 --	3 5.33
3 10	3 Cohesive	3 5.58	3 4635.44	3 ---	3 --	3 5.33
3 11	3 Cohesionless	3 1.64	3 4823.20	3 32.00	3 --	3 5.33

3 Layer	3 Soil Type	3 Undrained Shear Strength (psf)	3 Adhesion	3 Pile Taper	3 Sliding Friction Angle	3 Skin Resistance (Kips)
3 1						
3 2						
3 3	3 Cohesionless	3 --	3 -----	3 -----	3 24.35	3 31.64
3 4	3 Cohesive	3 600.00	3 596.35	3 -----	3 -----	3 22.42
3 5	3 Cohesionless	3 --	3 -----	3 -----	3 25.25	3 67.70
3 6	3 Cohesive	3 600.00	3 600.00	3 -----	3 -----	3 23.10
3 7	3 Cohesionless	3 --	3 -----	3 -----	3 29.76	3 87.96
3 8	3 Cohesionless	3 --	3 -----	3 -----	3 27.96	3 129.33
3 9	3 Cohesive	3 1600.00	3 1560.00	3 -----	3 -----	3 84.61
3 10	3 Cohesive	3 1800.00	3 1700.00	3 -----	3 -----	3 50.59
3 11	3 Cohesionless	3 --	3 -----	3 -----	3 28.86	3 29.39

3 Total Side Friction : 3 526.75 3

3 POINT RESISTANCE CONTRIBUTION 3

3 Effective Stress at pile Tip (psf)	3 Internal Friction Angle	3 SPT Value	3 Pile End Area (ft*ft)	3 Bearing Capacity Factor Nq	3 End Bearing Resistance (Kips)
3 4871.75	3 30.10*	3 10.35	3 1.78	3 30.54	3 130.59

3 Limiting End Bearing Resistance : 3 25.70 3

3 Ultimate Static Pile Capacity : 3 550.45 3

ÚÀÀÀÀÀÀÀÀÀÀ ULTIMATE STATIC PILE CAPACITY/Federal Highway Administration ÀÀÀÀÀÀÀÀÀÀ;
 Nordlund (1963, 1979) and Tomlinson (1979, 1980) methods

Project Name : PUENTE YURACYACU Client : TESIS
 File Name : S3 Project Manager : CISMID-UNI
 Date : 2/20/99 Computed by : LVC

Depth of Top of Pile = 13.12 ft. Pile length = 72.18 ft.
 Depth to Water Table = 9.60 ft.
 Width of pile = 16.00 in.
 Type of Pile = Precast Concrete Pile

SKIN FRICTION CONTRIBUTION

Layer	Soil Type	Thickness (ft)	Effective Stress (psf)	Internal Friction Angle	N-SPT	Pile Perimeter (ft)
1	Excavated					
2	Excavated					
3	Cohesionless	15.09	1440.08	26.00	--	5.33
4	Cohesive	3.29	1820.37	---	--	5.33
5	Cohesive	7.54	2106.94	---	--	5.33
6	Cohesionless	3.61	2454.82	28.00	--	5.33
7	Cohesionless	4.10	2695.37	30.00	--	5.33
8	Cohesive	8.04	3074.14	---	--	5.33
9	Cohesionless	14.76	3785.50	32.00	--	5.33
10	Cohesive	14.11	4466.13	---	--	5.33
11	Cohesionless	1.64	4734.79	28.00	--	5.33

Layer	Soil Type	Undrained Shear Strength (psf)	Adhesion	Pile Taper	Sliding Friction Angle	Skin Resistance (Kips)
1						
2						
3	Cohesionless	--	-----	----	23.45	42.96
4	Cohesive	400.00	409.35	----	-----	7.18
5	Cohesive	400.00	412.63	----	-----	16.59
6	Cohesionless	--	-----	----	25.25	21.38
7	Cohesionless	--	-----	----	27.05	31.87
8	Cohesive	520.00	520.00	----	-----	22.30
9	Cohesionless	--	-----	----	28.86	207.61
10	Cohesive	1600.00	1560.00	----	-----	117.40
11	Cohesionless	--	-----	----	25.25	18.73

Total Side Friction : 486.02

POINT RESISTANCE CONTRIBUTION

Effective Stress at pile Tip (psf)	Internal Friction Angle	SPT Value	Pile End Area (ft*ft)	Bearing Capacity Factor Nq	End Bearing Resistance (Kips)
4783.33	30.17*	10.57	1.78	30.89	130.31

Limiting End Bearing Resistance : 23.70

Ultimate Static Pile Capacity : 509.72

V.4 Salida del programa de computo SHAFT1

HOJA DE DATOS PARA EL PUENTE YURACYACU

PROGRAMA SHAFT1

ESTRIBO MARGEN DERECHA
 SONDAJE S-1
 NIVEL FREATICO 4.15 m.s.n.m

Longitud del D.S= 12.0 m

Diámetro del D.S.=1.00m

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Tipo de Suelo	N(SPT)	Cu (KN/m2)	γ (KN/m ³)
1	3.20	ARCILLA	5	20	15.70
2	4.00	LIMO	5	-	16.70
3	5.35	LIMO	5	-	16.70
4	14.00	ARENA	17	-	17.70
5	16.00	ARCILLA	20	26	19.62
6	18.00	ARENA	20	-	19.13

ESTRIBO MARGEN DERECHA
 SONDAJE S-2
 NIVEL FREATICO 4.70 m.s.n.m

Longitud del D.S= 12.00m

Diámetro del D.S.= 1.00m

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Tipo de Suelo	N(SPT)	Cu (KN/m2)	γ (KN/m ³)
1	4.00	ARCILLA	5	26	15.70
2	4.70	LIMO	5	-	15.70
3	13.25	ARENA	13	-	17.70
4	15.80	ARCILLA	10	26	16.70
5	19.00	ARENA	24	-	18.60

* $E_c = 2.48 \times 10^5$ KN/ m²

*F.S =2.5

*"β" varia de acuerdo a la grafica incorporado al programa Fig N°5.22

* $\alpha = 0.55$

La profundidad del pilote perforado se contabiliza, -4m por debajo de la superficie del terreno natural.

HOJA DE DATOS PARA EL PUENTE YURACYACU

PROGRAMA

SHAFT1

ESTRIBO

MARGEN IZQUIERDA

SONDAJE

S-3

NIVEL FREÁTICO

2.95 m.s.n.m

Longitud del D.S= 12.70 m

Diámetro del D.S= 1.00m

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Tipo de Suelo	N(SPT)	Cu (KN/m ²)	γ (KN/m ³)
1	1.00	ARCILLA	5	26	15.70
2	2.95	ARENA	5	-	15.70
3	4.00	ARENA	7	-	16.70
4	8.60	ARENA	7	-	16.70
5	9.60	ARCILLA	11	20	14.70
6	11.90	ARCILLA	11	20	19.62
7	14.25	ARENA	10	-	19.62
8	16.70	ARCILLA	6	26	19.62
9	19.00	ARENA	38	-	19.62

ESTRIBO

MARGEN IZQUIERDA

SONDAJE

S-4

NIVEL FREÁTICO

3.30 m.s.n.m

Longitud del D.S= 12.70

Diámetro del D.S.=1.00m

Estrato	Fondo del Estrato (m)	Tipo de Suelo	N(SPT)	Cu (KN/m ²)	γ (KN/m ³)
1	2.00	ARCILLA	12	-	15.70
2	3.30	ARENA	12	-	15.70
3	7.05	ARENA	12	-	17.70
4	9.20	ARCILLA	14	30	17.70
5	12.80	ARENA	15	-	16.70
6	15.00	ARCILLA	11	30	16.70
7	19.00	ARENA	33	-	19.62

* $E_c = 2.48 \times 10^5 \text{ KN/m}^2$

*F.S = 2.5

**"β" varia de acuerdo a la grafica incorporado al programa Fig N°5.22 , *α = 0.55

La profundidad del pilote perforado se contabiliza, -4m por debajo de la superficie del terreno natural.

```

*****
*   PROGRAM SHAFT1-CISMID                               *
*   (C) COPYRIGHT ENSOFT, INC., 1989                   *
*   ALL RIGHTS RESERVED                                 *
*   -----                                           *
*   Prepared especially for                             *
*   AEPO, S. A.                                         *
*   RAFAEL CALVO 9, BAJO JZQUIERDA                     *
*   MADRID, SPAIN 28010                                 *
*   License No. 188-082691                             *
*   Program to be used only by Licensee                 *
*   Duplication permitted only for backup copy         *
*****

```

PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO -S1

PROPOSED DEPTH = 16.0 M

NUMBER OF LAYERS = 5

WATER TABLE DEPTH = 4.2 M

FACTOR OF SAFETY APPLIED TO THE TOTAL ULTIMATE CAPACITY = 2.50

FACTOR OF SAFETY APPLIED TO THE ULTIMATE BASE CAPACITY = 2.50

SOIL INFORMATION

LAYER NO 1----CLAY

AT THE TOP

STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA	=	.550E+00
END BEARING COEFFICIENT-Nc	=	.900E+01
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.200E+02
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.000E+00
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.157E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.000E+00

AT THE BOTTOM

STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA	=	.550E+00
END BEARING COEFFICIENT-Nc	=	.900E+01
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.200E+02
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.000E+00
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.157E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.320E+01

LAYER NO 2----SAND

AT THE TOP

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.500E+01
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.167E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.320E+01

AT THE BOTTOM

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.500E+01
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.167E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.535E+01

LAYER NO 3----SAND

AT THE TOP

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA = .000E+00
 UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M = .000E+00
 INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG. = .000E+00
 BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST = .170E+02
 SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M = .177E+02
 MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M = .100E+11
 DEPTH, M = .535E+01

AT THE BOTTOM

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA = .000E+00
 UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M = .000E+00
 INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG. = .000E+00
 BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST = .170E+02
 SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M = .177E+02
 MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M = .100E+11
 DEPTH, M = .140E+02

LAYER NO 4----CLAY

AT THE TOP

STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA = .550E+00
 END BEARING COEFFICIENT-Nc = .900E+01
 UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M = .260E+02
 INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG. = .000E+00
 BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST = .000E+00
 SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M = .196E+02
 MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M = .100E+11
 DEPTH, M = .140E+02

AT THE BOTTOM

STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA = .550E+00
 END BEARING COEFFICIENT-Nc = .900E+01
 UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M = .260E+02
 INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG. = .000E+00
 BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST = .000E+00
 SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M = .196E+02
 MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M = .100E+11
 DEPTH, M = .160E+02

LAYER NO 5----SAND

AT THE TOP

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA = .000E+00
 UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M = .000E+00
 INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG. = .000E+00
 BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST = .200E+02
 SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M = .191E+02
 MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M = .100E+11
 DEPTH, M = .160E+02

AT THE BOTTOM

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA = .000E+00
 UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M = .000E+00
 INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG. = .000E+00
 BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST = .200E+02
 SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M = .191E+02
 MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M = .100E+11
 DEPTH, M = .200E+02

DRILLED SHAFT INFORMATION

 DIAMETER OF STEM = 1.000 M
 DIAMETER OF BASE = 1.000 M
 END OF STEM TO BASE = .000 M
 ANGLE OF BELL = .000 DEG.
 IGNORED TOP PORTION = 3.900 M
 IGNORED BOTTOM PORTION = 1.000 M
 AREA OF ONE PERCENT STEEL = .008 SQ. M
 ELASTIC MODULUS, Ec = .248E+08 KN/SQ M
 VOLUME OF UNDERREAM = .000 CU. M

PREDICTED RESULTS

- QS = ULTIMATE SIDE RESISTANCE;
- QB = ULTIMATE BASE RESISTANCE;
- QU = TOTAL ULTIMATE RESISTANCE;
- QBD = TOTAL ALLOWABLE LOAD USING A FACTOR OF SAFETY APPLIED TO THE ULTIMATE BASE RESISTANCE;
- QDN = TOTAL ALLOWABLE LOAD USING FACTORS OF SAFETY APPLIED TO THE ULTIMATE SIDE RESISTANCE AND THE ULTIMATE BASE RESISTANCE.

LENGTH (M)	VOLUME (CU.M)	QS (KN)	QB (KN)	QU (KN)	QBD (KN)	QDN (KN)	QU/VOLUME (KN /CU.M)
5.2	4.07	64.30	498.20	562.49	263.58	225.00	138.19
5.5	4.31	129.42	521.58	651.00	338.05	260.40	151.05
5.8	4.55	195.34	544.97	740.31	413.32	296.12	162.73
6.1	4.79	262.01	568.36	830.37	489.36	332.15	173.40
6.4	5.03	329.42	591.74	921.17	566.12	368.47	183.20
6.7	5.27	397.56	615.13	1012.69	643.61	405.08	192.24
7.0	5.51	466.62	638.51	1105.13	722.03	442.05	200.67
7.3	5.75	536.56	661.90	1198.46	801.32	479.39	208.55
7.6	5.99	607.35	685.29	1292.64	881.46	517.05	215.94
7.9	6.23	678.94	708.67	1387.61	962.41	555.04	222.89
8.2	6.46	751.29	731.11	1482.40	1043.74	592.96	229.30
8.5	6.70	824.37	748.44	1572.82	1123.75	629.13	234.60
8.8	6.94	898.14	759.98	1658.11	1202.13	663.25	238.79
9.1	7.18	972.55	765.54	1738.09	1278.77	695.24	241.96
9.4	7.42	1047.58	767.25	1814.83	1354.48	725.93	244.50
9.8	7.66	1123.18	767.25	1890.44	1430.08	756.17	246.72
10.1	7.90	1199.32	767.25	1966.58	1506.22	786.63	248.88
10.4	8.14	1275.96	767.25	2043.22	1582.86	817.29	250.98
10.7	8.38	1353.07	767.25	2120.32	1659.97	848.13	253.01
11.0	8.62	1430.61	767.25	2197.86	1737.51	879.14	254.97
11.3	8.86	1508.54	767.25	2275.79	1815.44	910.32	256.88
11.6	9.10	1586.83	767.25	2354.09	1893.73	941.63	258.73
11.9	9.34	1665.45	767.25	2432.71	1972.35	973.08	260.51
12.2	9.58	1744.36	767.25	2511.62	2051.26	1004.65	262.24
12.5	9.82	1823.53	643.49	2467.02	2080.93	986.81	251.30
12.8	10.06	1902.93	502.05	2404.98	2103.75	961.99	239.14
13.1	10.30	1982.51	342.93	2325.44	2119.68	930.18	225.86
13.4	10.54	2062.26	236.85	2299.10	2156.99	919.64	218.23
13.7	10.77	2142.13	183.81	2325.93	2215.65	930.37	215.87
14.0	11.01	2222.09	183.81	2405.90	2295.61	962.36	218.43
14.3	11.25	2302.12	336.29	2638.41	2436.64	1055.36	234.45
14.6	11.49	2382.18	510.55	2892.73	2586.40	1157.09	251.69
14.9	11.73	2462.24	706.60	3168.84	2744.88	1267.54	270.09
15.2	11.97	2475.93	837.30	3313.23	2810.85	1325.29	276.75
15.5	12.21	2489.63	902.65	3392.28	2850.69	1356.91	277.79
15.8	12.45	2503.32	902.65	3405.97	2864.38	1362.39	273.55
16.2	12.69	2517.02	902.65	3419.67	2878.08	1367.87	269.47

LOAD SETTLEMENT RELATIONSHIP

LOWER BOUND		UPPER BOUND	
LOAD (KN)	SETTLEMENT (M)	LOAD (KN)	SETTLEMENT (M)
.121E+03	.267E-03	.297E+03	.391E-03
.181E+03	.401E-03	.446E+03	.586E-03
.272E+03	.601E-03	.669E+03	.880E-03
.408E+03	.902E-03	.996E+03	.132E-02
.604E+03	.135E-02	.141E+04	.192E-02
.854E+03	.199E-02	.182E+04	.268E-02
.119E+04	.288E-02	.223E+04	.361E-02
.160E+04	.420E-02	.250E+04	.487E-02
.199E+04	.603E-02	.269E+04	.657E-02
.235E+04	.862E-02	.283E+04	.900E-02
.251E+04	.122E-01	.297E+04	.126E-01
.255E+04	.174E-01	.311E+04	.179E-01
.270E+04	.254E-01	.318E+04	.257E-01
.291E+04	.372E-01	.333E+04	.375E-01
.313E+04	.549E-01	.351E+04	.552E-01

```

*****
* PROGRAM SHAFT1-CISMID *
* (C) COPYRIGHT ENSOFT, INC., 1989 *
* ALL RIGHTS RESERVED *
* ----- *
* Prepared especially for *
* AEPO, S. A. *
* RAFAEL CALVO 9, BAJO JZQUIERDA *
* MADRID, SPAIN 28010 *
* License No. 188-082691 *
* Program to be used only by Licensee *
* Duplication permitted only for backup copy *
*****

```

PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO - S2

PROPOSED DEPTH = 16.0 M

NUMBER OF LAYERS = 5

WATER TABLE DEPTH = 4.7 M

FACTOR OF SAFETY APPLIED TO THE TOTAL ULTIMATE CAPACITY = 2.50

FACTOR OF SAFETY APPLIED TO THE ULTIMATE BASE CAPACITY = 2.50

SOIL INFORMATION

LAYER NO 1----CLAY

AT THE TOP

STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA	=	.550E+00
END BEARING COEFFICIENT-Nc	=	.900E+01
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.260E+02
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.500E+01
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.157E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.000E+00

AT THE BOTTOM

STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA	=	.550E+00
END BEARING COEFFICIENT-Nc	=	.900E+01
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.260E+02
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.500E+01
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.157E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.400E+01

LAYER NO 2----SAND

AT THE TOP

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.500E+01
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.157E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.400E+01

AT THE BOTTOM

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.500E+01
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.157E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.470E+01

LAYER NO 3----SAND

AT THE TOP

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.130E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.177E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.470E+01

AT THE BOTTOM

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.130E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.177E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.133E+02

LAYER NO 4----CLAY

AT THE TOP

STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA	=	.550E+00
END BEARING COEFFICIENT-Nc	=	.900E+01
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.260E+02
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.100E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.167E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.133E+02

AT THE BOTTOM

STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA	=	.550E+00
END BEARING COEFFICIENT-Nc	=	.900E+01
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.260E+02
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.100E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.167E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.158E+02

LAYER NO 5----SAND

AT THE TOP

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.240E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.186E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.158E+02

AT THE BOTTOM

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.240E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.186E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.190E+02

DRILLED SHAFT INFORMATION

DIAMETER OF STEM	=	1.000	M
DIAMETER OF BASE	=	1.000	M
END OF STEM TO BASE	=	.000	M
ANGLE OF BELL	=	.000	DEG.
IGNORED TOP PORTION	=	3.900	M
IGNORED BOTTOM PORTION	=	1.000	M
AREA OF ONE PERCENT STEEL	=	.008	SQ. M
ELASTIC MODULUS, Ec	=	.248E+08	KN/SQ M
VOLUME OF UNDERREAM	=	.000	CU. M

PREDICTED RESULTS

QS = ULTIMATE SIDE RESISTANCE;
 QB = ULTIMATE BASE RESISTANCE;
 QU = TOTAL ULTIMATE RESISTANCE;
 QBD = TOTAL ALLOWABLE LOAD USING A FACTOR OF SAFETY
 APPLIED TO THE ULTIMATE BASE RESISTANCE;
 QDN = TOTAL ALLOWABLE LOAD USING FACTORS OF SAFETY
 APPLIED TO THE ULTIMATE SIDE RESISTANCE AND
 THE ULTIMATE BASE RESISTANCE.

LENGTH (M)	VOLUME (CU.M)	QS (KN)	QB (KN)	QU (KN)	QBD (KN)	QDN (KN)	QU/VOLUME (KN / CU.M)
5.2	4.07	62.90	380.97	443.87	215.29	177.55	109.05
5.5	4.31	129.16	398.86	528.01	288.70	211.21	122.51
5.8	4.55	196.46	416.74	613.20	363.16	245.28	134.79
6.1	4.79	264.78	434.62	699.40	438.63	279.76	146.05
6.4	5.03	334.06	452.51	786.57	515.07	314.63	156.43
6.7	5.27	404.28	470.39	874.67	592.44	349.87	166.04
7.0	5.51	475.38	488.28	963.66	670.69	385.46	174.98
7.3	5.75	547.33	506.16	1053.49	749.80	421.40	183.32
7.6	5.99	620.10	524.04	1144.14	829.71	457.66	191.13
7.9	6.23	693.63	541.93	1235.56	910.40	494.22	198.47
8.2	6.46	767.90	559.08	1326.98	991.53	530.79	205.26
8.5	6.70	842.86	572.34	1415.19	1071.79	566.08	211.09
8.8	6.94	918.47	581.16	1499.63	1150.93	599.85	215.97
9.1	7.18	994.71	585.41	1580.12	1228.87	632.05	219.97
9.4	7.42	1071.53	586.72	1658.25	1306.21	663.30	223.40
9.8	7.66	1148.89	586.72	1735.61	1383.58	694.25	226.52
10.1	7.90	1226.76	586.72	1813.49	1461.45	725.39	229.51
10.4	8.14	1305.11	586.72	1891.83	1539.80	756.73	232.38
10.7	8.38	1383.90	586.72	1970.62	1618.58	788.25	235.14
11.0	8.62	1463.08	586.72	2049.81	1697.77	819.92	237.80
11.3	8.86	1542.64	586.72	2129.37	1777.33	851.75	240.35
11.6	9.10	1622.53	586.72	2209.26	1857.22	883.70	242.81
11.9	9.34	1702.73	501.26	2203.98	1903.23	881.59	236.02
12.2	9.58	1783.18	403.58	2186.76	1944.62	874.71	228.32
12.5	9.82	1863.87	293.69	2157.57	1981.35	863.03	219.78
12.8	10.06	1944.77	220.43	2165.20	2032.94	866.08	215.30
13.1	10.30	2025.83	183.81	2209.63	2099.35	883.85	214.61
13.4	10.54	2107.02	183.81	2290.82	2180.54	916.33	217.44
13.7	10.77	2188.31	183.81	2372.12	2261.84	948.85	220.15
14.0	11.01	2269.68	183.81	2453.49	2343.20	981.39	222.75
14.3	11.25	2351.09	374.58	2725.67	2500.92	1090.27	242.20
14.6	11.49	2364.78	592.61	2957.40	2601.83	1182.96	257.32
14.9	11.73	2378.48	837.90	3216.38	2713.64	1286.55	274.14
15.2	11.97	2392.17	1001.42	3393.59	2792.74	1357.44	283.46
15.5	12.21	2405.87	1083.18	3489.05	2839.14	1395.62	285.72
15.8	12.45	2419.56	1083.18	3502.74	2852.83	1401.10	281.32
16.2	12.69	2433.26	1083.18	3516.44	2866.53	1406.58	277.09

LOAD SETTLEMENT RELATIONSHIP

LOWER BOUND		UPPER BOUND	
LOAD (KN)	SETTLEMENT (M)	LOAD (KN)	SETTLEMENT (M)
.119E+03	.261E-03	.294E+03	.379E-03
.178E+03	.392E-03	.441E+03	.568E-03
.267E+03	.588E-03	.662E+03	.852E-03
.400E+03	.882E-03	.986E+03	.128E-02
.592E+03	.132E-02	.139E+04	.187E-02
.838E+03	.194E-02	.179E+04	.260E-02
.116E+04	.283E-02	.219E+04	.351E-02
.157E+04	.413E-02	.245E+04	.476E-02
.195E+04	.594E-02	.265E+04	.646E-02
.231E+04	.851E-02	.281E+04	.890E-02
.247E+04	.121E-01	.297E+04	.125E-01
.253E+04	.173E-01	.315E+04	.178E-01
.272E+04	.253E-01	.323E+04	.257E-01
.296E+04	.372E-01	.341E+04	.375E-01
.323E+04	.549E-01	.362E+04	.552E-01

```

*****
*   PROGRAM SHAFT1 - CISMID                               *
*   (C) COPYRIGHT ENSOFT, INC., 1989                     *
*   ALL RIGHTS RESERVED                                   *
*   -----                                              *
*   Prepared especially for                               *
*   AEPO, S. A.                                          *
*   RAFAEL CALVO 9, BAJO JZQUIERDA                      *
*   MADRID, SPAIN 28010                                  *
*   License No. 188-082691                               *
*   Program to be used only by Licensee                  *
*   Duplication permitted only for backup copy          *
*****

```

PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO - S4

PROPOSED DEPTH = 16.7 M

NUMBER OF LAYERS = 7

WATER TABLE DEPTH = 3.3 M

FACTOR OF SAFETY APPLIED TO THE TOTAL ULTIMATE CAPACITY = 2.50

FACTOR OF SAFETY APPLIED TO THE ULTIMATE BASE CAPACITY = 2.50

SOIL INFORMATION

LAYER NO 1----CLAY

AT THE TOP

STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA	=	.550E+00
END BEARING COEFFICIENT-Nc	=	.900E+01
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.500E+01
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.157E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.000E+00

AT THE BOTTOM

STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA	=	.550E+00
END BEARING COEFFICIENT-Nc	=	.900E+01
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.500E+01
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.157E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.200E+01

LAYER NO 2----SAND

AT THE TOP

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.120E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.157E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.200E+01

AT THE BOTTOM

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.120E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.157E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11

DEPTH, M	=	.330E+01
LAYER NO 3----SAND		
AT THE TOP		
SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.120E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.177E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.330E+01
AT THE BOTTOM		
SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.120E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.177E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.705E+01
LAYER NO 4----CLAY		
AT THE TOP		
STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA	=	.000E+00
END BEARING COEFFICIENT-Nc	=	.900E+01
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.300E+02
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.140E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.177E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.705E+01
AT THE BOTTOM		
STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA	=	.000E+00
END BEARING COEFFICIENT-Nc	=	.900E+01
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.300E+02
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.140E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.177E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.920E+01
LAYER NO 5----SAND		
AT THE TOP		
SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.150E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.167E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.920E+01
AT THE BOTTOM		
SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA	=	.000E+00
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.000E+00
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.150E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.167E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.128E+02
LAYER NO 6----CLAY		
AT THE TOP		
STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA	=	.550E+00
END BEARING COEFFICIENT-Nc	=	.900E+01
UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M	=	.300E+02
INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG.	=	.000E+00
BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST	=	.110E+02
SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M	=	.167E+02
MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M	=	.100E+11
DEPTH, M	=	.128E+02

AT THE BOTTOM

STRENGTH REDUCTION FACTOR-ALPHA = .550E+00
 END BEARING COEFFICIENT-Nc = .900E+01
 UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M = .300E+02
 INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG. = .000E+00
 BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST = .110E+02
 SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M = .167E+02
 MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M = .100E+11
 DEPTH, M = .150E+02

LAYER NO 7----SAND

AT THE TOP

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA = .000E+00
 UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M = .000E+00
 INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG. = .000E+00
 BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST = .330E+02
 SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M = .196E+02
 MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M = .100E+11
 DEPTH, M = .150E+02

AT THE BOTTOM

SKIN FRICTION COEFFICIENT- BETA = .000E+00
 UNDRAINED SHEAR STRENGTH, KN/SQ M = .000E+00
 INTERNAL FRICTION ANGLE, DEG. = .000E+00
 BLOWS PER FOOT FROM STANDARD PENETRATION TEST = .330E+02
 SOIL UNIT WEIGHT, KN/CU M = .196E+02
 MAXIMUM LOAD TRANSFER FOR SOIL, KN/SQ M = .100E+11
 DEPTH, M = .190E+02

DRILLED SHAFT INFORMATION

DIAMETER OF STEM = 1.000 M
 DIAMETER OF BASE = 1.000 M
 END OF STEM TO BASE = .000 M
 ANGLE OF BELL = .000 DEG.
 IGNORED TOP PORTION = 3.900 M
 IGNORED BOTTOM PORTION = 1.000 M
 AREA OF ONE PERCENT STEEL = .008 SQ. M
 ELASTIC MODULUS, Ec = .248E+07 KN/SQ M
 VOLUME OF UNDERREAM = .000 CU. M

PREDICTED RESULTS

QS = ULTIMATE SIDE RESISTANCE;
 QB = ULTIMATE BASE RESISTANCE;
 QU = TOTAL ULTIMATE RESISTANCE;
 QBD = TOTAL ALLOWABLE LOAD USING A FACTOR OF SAFETY
 APPLIED TO THE ULTIMATE BASE RESISTANCE;
 QDN = TOTAL ALLOWABLE LOAD USING FACTORS OF SAFETY
 APPLIED TO THE ULTIMATE SIDE RESISTANCE AND
 THE ULTIMATE BASE RESISTANCE.

LENGTH (M)	VOLUME (CU.M)	QS (KN)	QB (KN)	QU (KN)	QBD (KN)	QDN (KN)	QU/VOLUME (KN /CU.M)
5.2	4.07	31.76	348.29	380.05	171.07	152.02	93.37
5.5	4.31	65.21	326.46	391.67	195.79	156.67	90.88
5.8	4.55	100.30	295.65	395.95	218.56	158.38	87.03
6.1	4.79	136.95	255.37	392.32	239.10	156.93	81.92
6.4	5.03	175.13	227.01	402.14	265.93	160.86	79.98
6.7	5.27	214.76	212.08	426.85	299.60	170.74	81.03
7.0	5.51	255.81	212.08	467.89	340.64	187.16	84.96
7.3	5.75	298.21	212.08	510.29	383.04	204.12	88.80
7.6	5.99	341.91	302.79	644.70	463.02	257.88	107.70
7.9	6.23	386.87	410.82	797.69	551.20	319.08	128.13
8.2	6.46	394.05	535.98	930.03	608.44	372.01	143.86
8.5	6.70	401.23	623.39	1024.63	650.59	409.85	152.83
8.8	6.94	408.41	670.57	1078.98	676.64	431.59	155.39
9.1	7.18	415.60	675.47	1091.07	685.79	436.43	151.89
9.4	7.42	422.78	676.99	1099.77	693.58	439.91	148.16
9.8	7.66	429.96	676.99	1106.95	700.76	442.78	144.47
10.1	7.90	437.14	676.99	1114.13	707.94	445.65	141.00
10.4	8.14	490.06	676.99	1167.05	760.85	466.82	143.35
10.7	8.38	543.60	676.99	1220.59	814.40	488.24	145.65
11.0	8.62	597.74	676.99	1274.73	868.54	509.89	147.88
11.3	8.86	652.45	578.37	1230.82	883.80	492.33	138.93

11.6	9.10	707.68	465.67	1173.35	893.95	469.34	128.96
11.9	9.34	763.42	338.88	1102.29	898.97	440.92	118.04
12.2	9.58	819.61	254.35	1073.96	921.35	429.58	112.13
12.5	9.82	876.24	212.08	1088.33	961.08	435.33	110.86
12.8	10.06	933.27	212.08	1145.36	1018.11	458.14	113.89
13.1	10.30	990.67	212.08	1202.75	1075.50	481.10	116.82
13.4	10.54	1048.41	483.02	1531.43	1241.62	612.57	145.36
13.7	10.77	1106.45	792.67	1899.12	1423.52	759.65	176.25
14.0	11.01	1122.25	1141.02	2263.27	1578.66	905.31	205.48
14.3	11.25	1138.05	1373.26	2511.31	1687.36	1004.52	223.15
14.6	11.49	1153.85	1489.38	2643.23	1749.61	1057.29	229.98
14.9	11.73	1169.66	1489.38	2659.03	1765.41	1063.61	226.64
15.2	11.97	1185.46	1489.38	2674.83	1781.21	1069.93	223.42
15.5	12.21	1201.26	1489.38	2690.64	1797.01	1076.25	220.34
15.8	12.45	1217.06	1489.38	2706.44	1812.81	1082.58	217.37
16.2	12.69	1276.95	1489.38	2766.33	1872.70	1106.53	217.99
16.5	12.93	1337.33	1489.38	2826.71	1933.08	1130.68	218.62
16.8	13.17	1398.16	1489.38	2887.53	1993.91	1155.01	219.26

LOAD SETTLEMENT RELATIONSHIP

LOWER BOUND		UPPER BOUND	
LOAD (KN)	SETTLEMENT (M)	LOAD (KN)	SETTLEMENT (M)
.109E+03	.827E-03	.428E+03	.252E-02
.164E+03	.124E-02	.585E+03	.354E-02
.243E+03	.185E-02	.759E+03	.479E-02
.354E+03	.273E-02	.968E+03	.643E-02
.504E+03	.396E-02	.114E+04	.799E-02
.685E+03	.557E-02	.130E+04	.968E-02
.898E+03	.765E-02	.146E+04	.116E-01
.111E+04	.101E-01	.160E+04	.138E-01
.131E+04	.131E-01	.174E+04	.165E-01
.147E+04	.168E-01	.190E+04	.203E-01
.158E+04	.212E-01	.212E+04	.257E-01
.164E+04	.273E-01	.239E+04	.331E-01
.198E+04	.377E-01	.250E+04	.418E-01
.232E+04	.522E-01	.274E+04	.556E-01
.269E+04	.729E-01	.304E+04	.756E-01

V.5 Salida del programa de computo PILE

PROGRAMA PILE (un solo tipo de suelo)

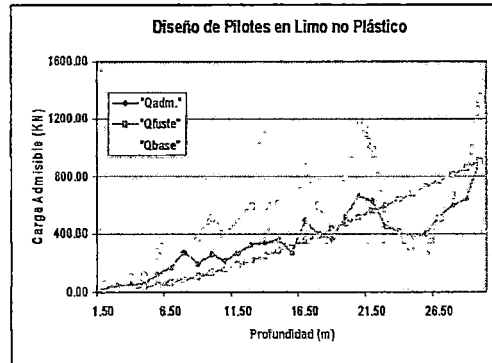
Proyecto: TESIS DE GRADO-PUENTE YURACYACU	Ubicación: Margen Derecha -Pilar
Calculado por: LDVC	Fecha: Agosto 2005
Cliente: Bach. Ing. Lilian Veneros C.	

El programa considera lo siguiente: tipo de pilote (excavado ó hincado)
 tipo de suelo (cohesivo ó no cohesivo)
 variación de la capacidad del pilote respecto a la longitud y dimensión

Consideraciones de Diseño :

Datos de Diseño

Tipo de Pilote: Hincado de desplaz. (H)rapido ó (L)ento, ó (B)excavado
 Dimensión del pilote(fuste) - d 300 mm
 Dimensión del pilote(Base) 300 mm
 Forma Pilote - (R)ircular o (S)cuadrado?
 Carga estimada del pilote 1000 KN
 Factor de Seguridad (resistencia) 3
 Factor de Seguridad (Fuste) 1.5
 Factor de Seguridad (Total) 2.5
 Tipo de suelo - (C)arcilla cohesiva o (N)no cohesivos ? n
 El suelo es no cohesivo: s
 (c)Arena de grano grueso/Grava ó (S)limo no plástico
 Parametros de esfuerzo a la profundidad de incremento 1 metros
 1 metros



Diseño de pilote Hincados en limo no plástico

Profundidad (metros)	Ensayo de Penetración Estandar (Valores de N)	Relación de Emptram, L/d	Promedio sobre la Longitud (N promedio)	Factor de Capacidad Carga Máxima 13 L/d	Factor de Capacidad de Carga usado	Capacidad de Carga Ultima (kN/m/m)		Carga Ultima (kN)		Carga Total Permissible kN Q(total)	Nº de Pilotes requerido	Capacidad Pilote Simple
						Base q(b)	Fuste q(s)	Base Q(b)	Fuste Q(s)			
1.50	3	5.00	3.00	200.00	200.00	600.00	6.00	54.00	10.80	25.20	1	1000
2.50	4	8.33	3.50	333.33	300.00	1200.00	7.00	108.00	19.20	48.80	1	1000
3.50	4	11.67	3.67	466.67	300.00	1200.00	7.33	108.00	28.00	58.00	1	1000
4.50	4	15.00	3.75	600.00	300.00	1200.00	7.50	108.00	37.00	58.00	1	1000
5.50	10	18.33	5.00	733.33	300.00	3000.00	10.00	270.00	49.00	122.67	1	1000
6.50	14	21.67	6.50	866.67	300.00	4200.00	13.00	378.00	64.60	169.07	1	1000
7.50	24	25.00	9.00	1000.00	300.00	7200.00	18.00	648.00	86.20	273.47	1	1000
8.50	14	28.33	9.63	1133.33	300.00	4200.00	19.25	378.00	109.30	194.92	1	1000
9.50	19	31.67	10.67	1266.67	300.00	5700.00	21.33	513.00	134.90	259.16	1	1000
10.50	14	35.00	11.00	1400.00	300.00	4200.00	22.00	378.00	161.30	215.72	1	1000
11.50	18	38.33	11.64	1533.33	300.00	5400.00	23.27	486.00	189.23	270.09	1	1000
12.50	22	41.67	12.50	1666.67	300.00	6600.00	25.00	594.00	219.23	325.29	1	1000
13.50	22	45.00	13.23	1800.00	300.00	6600.00	26.46	594.00	250.98	337.99	1	1000
14.50	23	48.33	13.93	1933.33	300.00	6900.00	27.86	621.00	286.08	362.83	1	1000
15.50	13	51.67	13.87	2066.67	300.00	3900.00	27.73	351.00	319.36	268.15	1	1000
16.50	32	55.00	15.00	2200.00	300.00	9600.00	30.00	864.00	355.36	487.75	1	1000
17.50	22	58.33	15.41	2333.33	300.00	6600.00	30.82	594.00	392.35	394.54	1	1000
18.50	18	61.67	15.56	2466.67	300.00	5400.00	31.11	486.00	429.69	366.27	1	1000
19.50	30	65.00	16.32	2600.00	300.00	9000.00	32.63	810.00	468.84	511.54	1	1000
20.50	43	68.33	17.65	2733.33	300.00	12900.00	35.30	1161.00	511.20	668.88	1	1000
21.50	38	71.67	18.62	2866.67	300.00	11400.00	37.24	1026.00	555.89	632.76	1	1000
22.50	19	75.00	18.64	3000.00	300.00	5700.00	37.27	513.00	600.62	445.45	1	1000
23.50	15	78.33	18.48	3133.33	300.00	4500.00	36.96	405.00	644.96	419.99	1	1000
24.50	10	81.67	18.13	3266.67	300.00	3000.00	36.25	270.00	688.46	383.39	1	1000
25.50	10	85.00	17.80	3400.00	300.00	3000.00	35.60	270.00	731.18	400.47	1	1000
26.50	19	88.33	17.85	3533.33	300.00	5700.00	35.69	513.00	774.02	514.81	1	1000
27.50	25	91.67	18.11	3666.67	300.00	7500.00	36.22	675.00	817.48	596.99	1	1000
28.50	28	95.00	18.46	3800.00	300.00	8400.00	36.93	756.00	861.80	647.12	1	1000
29.50	50	98.33	19.55	3933.33	300.00	15000.00	39.10	1350.00	908.72	903.49	1	1000
30.50	35	101.67	20.07	4066.67	300.00	10500.00	40.13	945.00	956.88	760.75	1	1000
31.50	16	105.00	19.94	4200.00	300.00	4800.00	39.87	432.00	1004.73	574.69	1	1000
32.50	11	108.33	19.66	4333.33	300.00	3300.00	39.31	297.00	1051.90	539.56	1	1000
33.50	11	111.67	19.39	4466.67	300.00	3300.00	38.79	297.00	1098.45	558.18	1	1000
34.50	10	115.00	19.12	4600.00	300.00	3000.00	38.24	270.00	1144.33	565.73	1	1000
35.50	14	118.33	18.97	4733.33	300.00	4200.00	37.94	378.00	1189.86	627.14	1	1000
36.50	12	121.67	18.78	4866.67	300.00	3600.00	37.56	324.00	1234.93	623.57	1	1000
37.50	17	125.00	18.73	5000.00	300.00	5100.00	37.46	459.00	1279.88	695.55	1	1000
38.50	29	128.33	19.00	5133.33	300.00	8700.00	38.00	783.00	1325.48	843.39	1	1000
39.50	33	131.67	19.36	5266.67	300.00	9900.00	38.72	891.00	1371.94	905.18	1	1000
40.50	37	135.00	19.80	5400.00	300.00	11100.00	39.60	999.00	1419.46	967.38	1	1000

PROGRAMA PILE (un solo tipo de suelo)

Proyecto: TESIS DE GRADO-PUNTE YURACYACU	Ejemplo Aplicativo
Cliente: Bach. Ing. Lilián Veneros C.	Calculado por: LDVC
	Fecha: Agosto 2005

El programa considera lo siguiente: tipo de pilote (excavado ó hincado)
 tipo de suelo (cohesivo ó no cohesivo)
 variación de la capacidad del pilote respecto a la longitud y dimensión

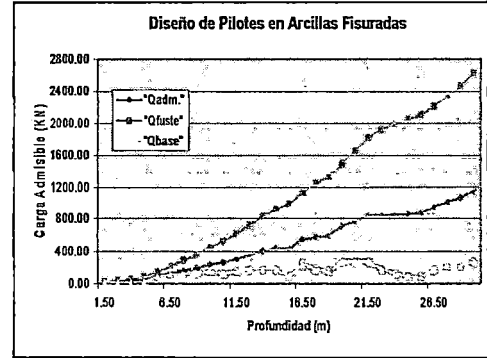
Consideraciones de Diseño :

Datos de Diseño

Tipo de Pilote: Hincado de desplaz. (H)rapido ó (L)lento, ó (B)excavado
 Dimensión del pilote(fuste) - d **300 mm**
 Dimensión del pilote(Base) **300 mm**
 Forma Pilote - (R)circular o (S)cuadrado? **s**
 Carga estimada del pilote **1000 KN**

Factor de Seguridad (resistencia) **3**
 Factor de Seguridad (Fuste) **1.5**
 Factor de Seguridad (Total) **2.5**

Tipo de suelo - (C)arcilla cohesiva o (N)no cohesivos ? **c**
 El grado de consolidación de la arcilla es: **f**
 (N)normal, (L)ligeramente ó (H)altamente Sobreconsolidada, ó (F)fisurada
 Parametros de esfuerzo a la profundidad de incremento **1 metros**
1 metros



Diseño de pilote Hincados en arcillas fisuradas

Profundidad (metros)	Esfuerzo Cortante No drenado Cu(kPa)	Relación de Empotram. L/d	Coeficiente de Adhesion de Pilotes Hincados	Factor de Capacidad de Carga Máxima Nc(max)	Factor de Capacidad de Carga usado	Capacidad de Carga Ultima (kN/m/m)		Carga Ultima (kN)		Carga Total Permisible kN Q(total)	Nº de Pilotes requerido	Capacidad Pilote Simple
						Base q(b)	Fuste q(s)	Base Q(b)	Fuste Q(s)			
1.50	30	5.00	0.50	6.75	6.75	202.50	15.00	18.23	27.00	18.09	1	1000
2.50	30	8.33	0.50	6.75	6.75	202.50	15.00	18.23	45.00	25.29	1	1000
3.50	30	11.67	0.50	6.75	6.75	202.50	15.00	18.23	63.00	32.49	1	1000
4.50	50	15.00	0.50	6.75	6.75	337.50	25.00	30.38	93.00	49.35	1	1000
5.50	150	18.33	0.30	6.75	6.75	1012.50	45.00	91.13	147.00	95.25	1	1000
6.50	200	21.67	0.30	6.75	6.75	1350.00	60.00	121.50	219.00	136.20	1	1000
7.50	200	25.00	0.30	6.75	6.75	1350.00	60.00	121.50	291.00	165.00	1	1000
8.50	200	28.33	0.30	6.75	6.75	1350.00	60.00	121.50	363.00	193.80	1	1000
9.50	250	31.67	0.30	6.75	6.75	1687.50	75.00	151.88	453.00	241.95	1	1000
10.50	200	35.00	0.30	6.75	6.75	1350.00	60.00	121.50	525.00	258.60	1	1000
11.50	250	38.33	0.30	6.75	6.75	1687.50	75.00	151.88	615.00	306.75	1	1000
12.50	300	41.67	0.30	6.75	6.75	2025.00	90.00	182.25	723.00	362.10	1	1000
13.50	300	45.00	0.30	6.75	6.75	2025.00	90.00	182.25	831.00	405.30	1	1000
14.50	300	48.33	0.30	6.75	6.75	2025.00	90.00	182.25	939.00	448.50	1	1000
15.50	150	51.67	0.30	6.75	6.75	1012.50	45.00	91.13	993.00	433.65	1	1000
16.50	400	55.00	0.30	6.75	6.75	2700.00	120.00	243.00	1137.00	552.00	1	1000
17.50	300	58.33	0.30	6.75	6.75	2025.00	90.00	182.25	1245.00	570.90	1	1000
18.50	250	61.67	0.30	6.75	6.75	1687.50	75.00	151.88	1335.00	594.75	1	1000
19.50	450	65.00	0.30	6.75	6.75	3037.50	135.00	273.38	1497.00	708.15	1	1000
20.50	450	68.33	0.30	6.75	6.75	3037.50	135.00	273.38	1659.00	772.95	1	1000
21.50	450	71.67	0.30	6.75	6.75	3037.50	135.00	273.38	1821.00	837.75	1	1000
22.50	300	75.00	0.30	6.75	6.75	2025.00	90.00	182.25	1929.00	844.50	1	1000
23.50	200	78.33	0.30	6.75	6.75	1350.00	60.00	121.50	2001.00	849.00	1	1000
24.50	150	81.67	0.30	6.75	6.75	1012.50	45.00	91.13	2055.00	858.45	1	1000
25.50	150	85.00	0.30	6.75	6.75	1012.50	45.00	91.13	2109.00	880.05	1	1000
26.50	300	88.33	0.30	6.75	6.75	2025.00	90.00	182.25	2217.00	959.70	1	1000
27.50	350	91.67	0.30	6.75	6.75	2362.50	105.00	212.63	2343.00	1022.25	2	1000
28.50	350	95.00	0.30	6.75	6.75	2362.50	105.00	212.63	2469.00	1072.65	2	1000
29.50	450	98.33	0.30	6.75	6.75	3037.50	135.00	273.38	2631.00	1161.75	2	1000
30.50	450	101.67	0.30	6.75	6.75	3037.50	135.00	273.38	2793.00	1226.55	2	1000
31.50	450	105.00	0.30	6.75	6.75	3037.50	135.00	273.38	2955.00	1291.35	2	1000
32.50	150	108.33	0.30	6.75	6.75	1012.50	45.00	91.13	3009.00	1240.05	2	1000
33.50	150	111.67	0.30	6.75	6.75	1012.50	45.00	91.13	3063.00	1261.65	2	1000
34.50	150	115.00	0.30	6.75	6.75	1012.50	45.00	91.13	3117.00	1283.25	2	1000
35.50	200	118.33	0.30	6.75	6.75	1350.00	60.00	121.50	3189.00	1324.20	2	1000
36.50	200	121.67	0.30	6.75	6.75	1350.00	60.00	121.50	3261.00	1353.00	2	1000
37.50	250	125.00	0.30	6.75	6.75	1687.50	75.00	151.88	3351.00	1401.15	2	1000
38.50	450	128.33	0.30	6.75	6.75	3037.50	135.00	273.38	3513.00	1514.55	2	1000
39.50	450	131.67	0.30	6.75	6.75	3037.50	135.00	273.38	3675.00	1579.35	2	1000
40.50	450	135.00	0.30	6.75	6.75	3037.50	135.00	273.38	3837.00	1644.15	2	1000

PROGRAMA PILE 2-DC (un solo tipo de suelo)

EJEMPLO APLICATIVO

Tipo de Pilote (Hincado o Excavado)
 Tipo de Suelo (Cohesivo o No Cohesivo)
 Variación de la Capacidad del Pilote respecto a longitud y diámetro

Consideraciones de Diseño:

Condiciones de Diseño

Qué tipo de pilote se propone (D)hincado ó (B)excavado?
 Diam./Long. del pilote (fuste)
 Diam./Long. del pilote (base)

Forma pilote: (R)circular, (S)cuadrado ó (O)octogonal?
 Carga estimada del pilote

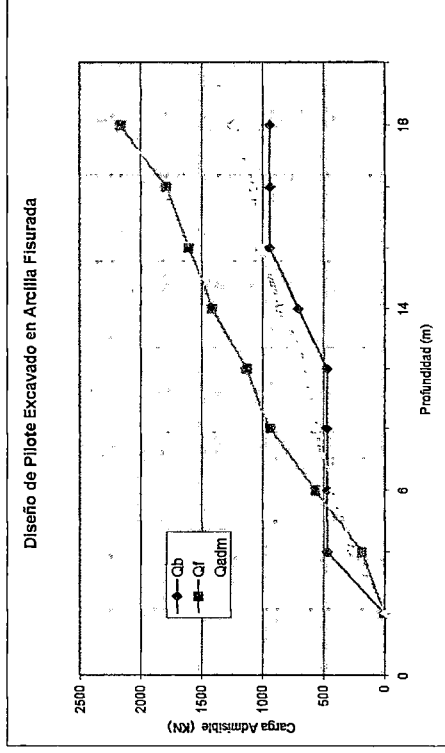
Diseño de Capacidad Estructural
 Nivel Reducido en la Superficie

Factor de Seguridad (Carga)
 Factor de Seguridad (Fuste)
 Factor de Seguridad (Total)

Tipo de suelo - (C)arcilla cohesiva o (N)no cohesivos?
 El grado de consolidación de la arcilla es:
 (N)normalmente consolidada, (L)ligeramente ó (H)altamente Sobreconsolidada, ó (F)fisurada

Modelo Geotécnico es considerando una sola capa - Use Modelo 4

Modelo Geotécnico
 1 espesor de Arena / Grava 2 metros
 Modelo 1 : Arena / grava sobre Arcilla rígida
 Modelo 2 : Arcilla blanda sobre Arcilla rígida
 Modelo 3 : Solo Arcilla Rígida (p. hincados)
 Modelo 4 : Solo Arcilla Rígida (p. excavados)



Diseño de Pilote Excavado en Arcillas Fisuradas

Profund. (metros)	Nivel Reducido (metros)	Esfuerzo Cortante Estándar Cu(kPa)	Coefic. de adhesión de Pilotes Excavados	Capacidad de Carga última		Carga última		Carga Total Permisible (KN) Q(total)	Nº de pilotes	Capacidad del Pilote	Porcentaje Transportado por Fuste		Control de Penetración		CCUB. q(b)
				Base q(b)	Fuste q(s)	Base Q(b)	Fuste Q(s)				L/D para que capa	Nc			
0	20	0.00001	0	0	0	0	0	1	1000	#DIV/0!	#DIV/0!	2.0	8.3	0	
2	18	0	0.3	30	188.5	471.2	188.5	1	1000	71.43	28.57	2.0	8.3	830	
4	16	100	0.3	60	367.0	471.2	367.0	1	1000	45.45	54.55	2.0	8.3	900	
6	14	100	0.3	60	367.0	471.2	367.0	1	1000	33.33	66.67	2.0	8.3	900	
10	10	100	0.3	60	367.0	471.2	367.0	1	1000	28.41	70.59	2.0	8.3	900	
12	8	100	0.3	60	367.0	471.2	367.0	1	1000	33.33	66.67	2.0	8.3	1245	
14	6	150	0.3	90	550.5	708.9	550.5	2	1000	37.04	62.96	1.0	7.8	1520	
15	5	200	0.3	120	734.0	942.5	734.0	2	1000	34.48	65.52	1.0	7.8	1800	
16	4	200	0.3	120	734.0	942.5	734.0	2	1000	30.30	69.70	2.0	8.3	1800	
18	2	200	0.3	120	734.0	942.5	734.0	2	1000	30.30	69.70	2.0	8.3	1800	

Perforación 2

Modelo Geotécnico es considerando una sola capa

Factor de adhesión para pilotes hincados (after Nordlund)

Modelo Geotécnico

- 1 **Modelo 1:** Arena / grava sobre Arcilla rígida
- 2 **Modelo 2:** Arcilla blanda sobre Arcilla rígida
- 3 **Modelo 3:** Solo Arcilla rígida
- 4 **Modelo 4:** No aplicable aquí

Factor de cap. de carga	
L/D	Nc
0	6.3
1	7.6
2	8.3
3	8.8
4	9.0

Esfz. Cortante no drenado Cu (kPa)	Factor de Adhesión a la prof. de empotramiento en arcilla rígida			
	L<=10b	L=15B	L=20B	L>40B
50	1	1	1	0.95
30	1	0.95	0.9	0.75
150	1	0.9	0.75	0.55
200	1	0.9	0.75	0.55

Tabla para un Modelo Geotécnico Arena / grava sobre Arcilla rígida

Profund. Increm. (m.)	Esfz. Cort. no drenado Cu (kPa)	Factor de adhesión de la profundidad de empotramiento dentro de la arcilla rígida					Valor de diseño
		9.5	14.25	19	29.5	38	
0	0,00001	0	0	0	0	0	0
1	2	0	0	0	0	0	0
2	4	1	0.95	0.9	0.75	0.70	1
3	6	1	0.90	0.75	0.55	0.35	1
4	10	1	0.90	0.75	0.55	0.35	1
5	12	1	0.90	0.75	0.55	0.35	1
6	14	1	0.90	0.75	0.55	0.35	1
7	15	1	0.90	0.75	0.55	0.35	1
8	16	1	0.90	0.75	0.55	0.35	0.9
9	18	1	0.90	0.75	0.55	0.35	1
10	0	1	0.90	0.75	0.55	0.35	1

PROGRAMA PILE 2-DG (un solo tipo de suelo)

EJEMPLO APLICATIVO

Tipo de Pilote (Hincado o Excavado)
 Tipo de Suelo (Cohesivo o No Cohesivo)
 Variación de la Capacidad del Pilote respecto a longitud y diámetro

Condiciones de Diseño:

Condiciones de Diseño

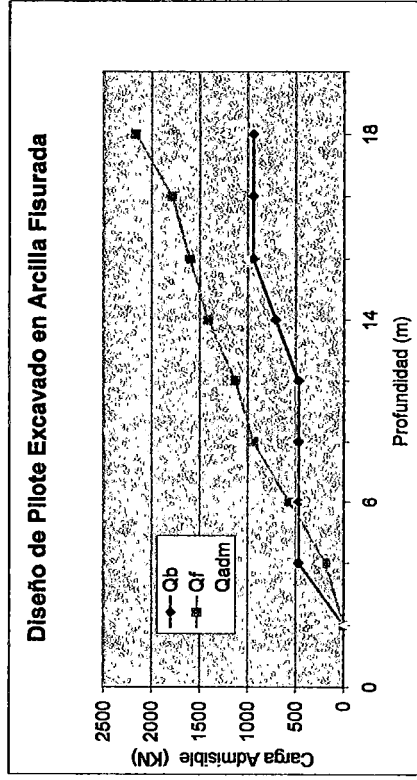
Qué tipo de pilote se propone (D)hincado ó (E)excavado?
 Diam./Long. del pilote (fuste)
 Diam./Long. del pilote (base)
 Forma pilote: (R)circular, (S)cuadrado ó (O)octogonal?
 Carga estimada del pilote
 Diseño de Capacidad Estructural
 Nivel Reducido en la Superficie

Factor de Seguridad (Carga)
 Factor de Seguridad (Fuste)
 Factor de Seguridad (Total)

Tipo de suelo - (C)arcilla cohesiva o (N)no cohesivos?
 El grado de consolidación de la arcilla es:
 (N)normalmente consolidada, (L)ligeramente ó (H)ligeramente Sobreconsolidada, ó (F)fluvrada

Modelo Geotécnico es considerando una sola capa - Use Modelo 4

Modelo Geotécnico
 Modelo 1: Arena / grava sobre Arcilla rígida
 Modelo 2: Arcilla blanda sobre Arcilla rígida
 Modelo 3: Solo Arcilla Rígida (p. hincados)
 Modelo 4: Solo Arcilla Rígida (p. excavados)



Diseño de Pilote Excavado en Arcillas Fisuradas

Profund. (metros)	Nivel Reducido (metros)	Esfuerzo Cortante Estándar Cu(kPa)	Coef. de adhesión de Pilotes Excavados	Capacidad de Carga Última		Carga última		Carga Total Permisible (KN) Q(total)	Nº de pilotes	Capacidad del Pilote	Porcentaje Transportado por		Control de Penetración		
				Base q(b)	Fuste q(s)	Base Q(b)	Fuste Q(s)				Base	Fuste	L/D para que capsa	Nc	CCUB. q(b)
0	20	0.00001													
2	18	25	0.3	150	7.5	117.8	47.1	66.0	1	1000	71.43	28.57	2.0	8.3	208
3	17	25	0.3	150	7.5	117.8	70.7	76.4	1	1000	32.50	37.50	1.0	9	225
6	14	100	0.3	600	60	471.2	638.2	443.0	1	1000	42.55	57.45	3.0	8.8	880
10	10	100	0.3	600	30	471.2	1013.2	593.8	1	1000	31.75	68.25	4	9	900
12	8	100	0.3	600	30	471.2	1201.7	699.2	1	1000	28.17	71.83	2.0	9	900
14	6	150	0.3	900	45	706.9	1494.4	876.5	1	1000	32.26	67.74	2.0	8.3	1248
15	5	200	0.3	1200	60	942.5	1872.9	1046.2	2	1000	36.04	63.96	1.0	7.6	1520
16	4	200	0.3	1200	60	942.5	1881.4	1121.5	2	1000	33.61	66.39	1.0	9	1800
18	2	200	0.3	1200	60	942.5	2238.4	1272.3	2	1000	26.63	70.37	2.0	9	1800

Perforación 2

Modelo Geotécnico es considerando una sola capa

Factor de adhesión para pilotes hincados (after Nordlund)

- Modelo Geotécnico**
 espesor de Arcilla suelta
 3 metros
- Modelo 1 : Arena / grava sobre Arcilla rígida
 - Modelo 2 : Arcilla blanda sobre Arcilla rígida
 - Modelo 3 : Solo Arcilla rígida
 - Modelo 4 : No aplicable aquí

Esfz. Cortante no drenado Cu (kPa)	Factor de Adhesión a la prof. de empotramiento en arcilla rígida			
	L<=10B	L=15B	L=20B	L=30B
50	0.4	0.55	0.75	0.75
25	0.3	0.5	0.69	0.69
150	0.25	0.45	0.63	0.63
200	0.2	0.4	0.55	0.55

Factor de cap. de carga	
L/D	N _c
0	6.3
1	7.6
2	8.3
3	8.8
4	9.0

Tabla para un Modelo Geotécnico de Arcilla blanda sobre Arcilla rígida

Profund. Inciem. (m)	Esfz. Cort. no drenado Cu (kPa)	Factor de adhesión de la profundidad de empotramiento dentro de la arcilla rígida				
		9.5	14.25	19	29.5	38
0	0.00001	0	0	0	0	0
1	25	0	0	0	0	0
2	3	0.4	0.5	0.69	0.69	0.69
3	6	0.3	0.45	0.63	0.63	0.63
4	100	0.25	0.40	0.55	0.55	0.55
5	12	0.2	0.40	0.55	0.55	0.55
6	14	0.2	0.40	0.55	0.55	0.55
7	150	0.2	0.40	0.55	0.55	0.55
8	200	0.2	0.40	0.55	0.55	0.55
9	18	0.2	0.40	0.55	0.55	0.55
10	200	0.2	0.40	0.55	0.55	0.55
	0	0.2	0.40	0.55	0.55	0.55

V.6 Salida del programa de computo RECALQ

*****UNI**FIC**CISMID*****

LABORATORIO GEOTÉCNICO - PROGRAMA DE COMPUTO RQ
 ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS-TEORIA DE MINDLIN

PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO - MARGEN IZQUIERDA

CONSIDERACIONES DE CALCULO

 N° DE PUNTOS DE ASENTAMIENTOS = 10
 N° DE ELEMENTOS DE FUNDACIONES= 2
 N° DE SONDAJES = 2

SONDAJESP EI-6 -PARAM. ELASTICOS

CAPA	ESP. (M)	MOD. ELAST (KN/M2)	POISSON
1	4.80	7810.00	.30
2	2.80	6500.00	.30
3	2.80	7030.00	.30
4	3.00	30000.00	.30
5	4.00	11700.00	.30
6	2.60	10500.00	.30
7	2.20	14500.00	.30
8	3.00	3900.00	.30
9	5.00	20500.00	.30

SONDAGESP PI-4 -PARAM. ELASTICOS

CAPA	ESP. (M)	MOD. ELAST (KN/M2)	POISSON
1	4.80	7810.00	.30
2	2.80	6500.00	.30
3	2.80	7810.00	.30
4	3.00	30000.00	.30
5	4.00	11700.00	.30
6	2.60	10500.00	.30
7	2.20	14500.00	.30
8	4.50	3900.00	.30
9	5.00	12000.00	.30

ELEMENTOS CILINDRICOS DE LA FUNDACION

XA (M)	YA (M)	ZA (M)	PSHAF (KN)	PBASE (KN)	RATIO	D1 (M)	D2 (M)	N1	N2	N3	RS-L (M)
5.0	4.0	21.5	2240.	8236.	1.0	.0	21.5	12	3	1	2.50
					2.50						
5.0	34.0	22.0	3116.	12584.	1.0	.0	22.0	12	3	1	3.50
					3.50						

RESULTADOS FINALES

PUNTO	XPT (M)	YPT (M)	ZPT (M)	REC (M)	SONDAJE
1	5.000	4.000	21.500	.1055	SP EI
2	5.000	1.500	21.500	.0579	SP EI
3	2.500	4.000	21.500	.0580	SP EI
4	5.000	6.500	21.500	.0582	SP EI
5	7.500	4.000	21.500	.0580	SP EI
6	5.000	34.000	22.000	.1202	SP PI
7	5.000	30.500	22.000	.0687	SP PI
8	1.500	34.000	22.000	.0684	SP PI
9	5.000	37.500	22.000	.0682	SP PI
10	8.500	34.000	22.000	.0684	SP PI

NATRON CONSULTORIA Y PROYECTOS S.A
 DETERMINACION DE ASENTAMIENTOS ELASTICOS - TEORIA MINDLIN
 EJEMPLO NUMERICO N°1

		10	2	2				
		SP	EI	9				
		4.8	7810.					
		2.8	6500.					
		2.8	7030.					
		3.0	30000.					
		4.0	11700.					
		2.6	10500.					
		2.20	14500.					
		3.0	3900.					
		5.0	20500.					
		SP	PI	9				
		4.8	7810.					
		2.8	6500.					
		2.8	7810.					
		3.0	30000.					
		4.0	11700.					
		2.6	10500.					
		2.20	14500.					
		4.50	3900.					
		5.0	12000.					
1	12	3	1	2240.	8236.	1.	0.	
	21.5	5.	4.	21.5	2.5	2.5		
1	12	3	1	3116.	12584.	1.	0.	
	22.	5.	34.	22.	3.5	3.5		
		5.	4.	21.5	1			
		5.	1.5	21.5	1			
		2.5	4.	21.5	1			
		5.	6.5	21.5	1			
		7.5	4.	21.5	1			
		5.	34.	22.	2			
		5.	30.5	22.	2			
		1.5	34.	22.	2			
		5.	37.5	22.	2			
		8.5	34.	22.	2			

*****UNI**FIC**CISMID*****

LABORATORIO GEOTÉCNICO - PROGRAMA DE COMPUTO RQ

ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS-TEORIA DE MINDLIN

PROYECTO ESPECIAL ALTO MAYO - MARGEN DERECHA

CONSIDERACIONES DE CALCULO

Nº DE PUNTOS DE ASENTAMIENTOS = 10
 Nº DE ELEMENTOS DE FUNDACIONES= 2
 Nº DE SONDAJES = 2

SONDAJES ED -PARAM. ELASTICOS

CAPA	ESP. (M)	MOD. ELAST (KN/M2)	POISSON
1	1.20	5460.00	.30
2	10.00	9370.00	.30
3	.80	12000.00	.30
4	7.40	11711.00	.30
5	1.80	10500.00	.30
6	1.30	16000.00	.30
7	6.70	13500.00	.30
8	3.30	8500.00	.30

SONDAGESP PD -PARAM. ELASTICOS

CAPA	ESP. (M)	MOD. ELAST (KN/M2)	POISSON
1	1.20	5460.00	.30
2	10.00	9370.00	.30
3	.80	12000.00	.30
4	7.40	11711.00	.30
5	1.80	10500.00	.30
6	1.30	16000.00	.30
7	4.00	9370.00	.30
8	5.00	10500.00	.30

ELEMENTOS CILINDRICOS DE LA FUNDACION

XA (M)	YA (M)	ZA (M)	PSHAF (KN)	PBASE (KN)	RATIO RB-B (M)	D1 (M)	D2 (M)	N1	N2	N3	RS-L (M)
5.0	35.0	21.5	2910.	3900.	1.0	.0	21.5	12	3	1	2.50
5.0	5.0	22.5	4531.	12310.	1.0	.0	22.5	12	3	1	3.50

RESULTADOS FINALES

PUNTO	XPT (M)	YPT (M)	ZPT (M)	REC (M)	SONDAJE
1	5.000	35.000	21.500	.0263	SP ED
2	5.000	32.500	21.500	.0178	SP ED
3	2.500	35.000	21.500	.0176	SP ED
4	5.000	37.500	21.500	.0175	SP ED
5	7.500	35.000	21.500	.0176	SP ED
6	5.000	5.000	22.500	.0612	SP PD
7	5.000	1.500	22.500	.0364	SP PD
8	1.500	5.000	22.500	.0365	SP PD
9	5.000	8.500	22.500	.0366	SP PD
10	8.500	5.000	22.500	.0365	SP PD

TESIS: DETERMINACION DE ASENTAMIENTOS ELASTICOS - TEORIA MINDLIN
EJEMPLO NUMERICO NS1

		10		2		2			
		SP		ED		8			
		1.2		5460.				.3	
		10.0		9370.				.3	
		0.8		12000.				.3	
		7.4		11711.				.3	
		1.8		10500.				.3	
		1.3		16000.				.3	
		6.7		13500.				.3	
		3.3		8500.				.3	
		SP		PD		8			
		1.2		5460.				.3	
		10.0		9370.				.3	
		0.8		12000.				.3	
		7.4		11711.				.3	
		1.8		10500.				.3	
		1.3		16000.				.3	
		4.0		9370.				.3	
		5.0		10500.				.3	
1		12	3	1	2910.	3900.		1.	0.
	21.5		5.	35.	21.5	2.5		2.5	
1		12	3	1	4530.6	12310.		1.	0.
	22.5		5.	5.	22.5	3.5		3.5	
			5.	35.	21.5	1			
			5.	32.5	21.5	1			
			2.5	35.	21.5	1			
			5.	37.5	21.5	1			
			7.5	35.	21.5	1			
			5.	5.	22.5	2			
			5.	1.5	22.5	2			
			1.5	5.	22.5	2			
			5.	8.5	22.5	2			
			8.5	5.	22.5	2			

FOTOS



FOTO 1: Los cajones de cimentación para el pilar y estribo del puente Yuracyacu no llegaron a su cota final de diseño en ambas márgenes del río Mayo. Nótese en la vista el detalle de la campana neumática y la plataforma de lastrado en estribo de la margen izquierda.

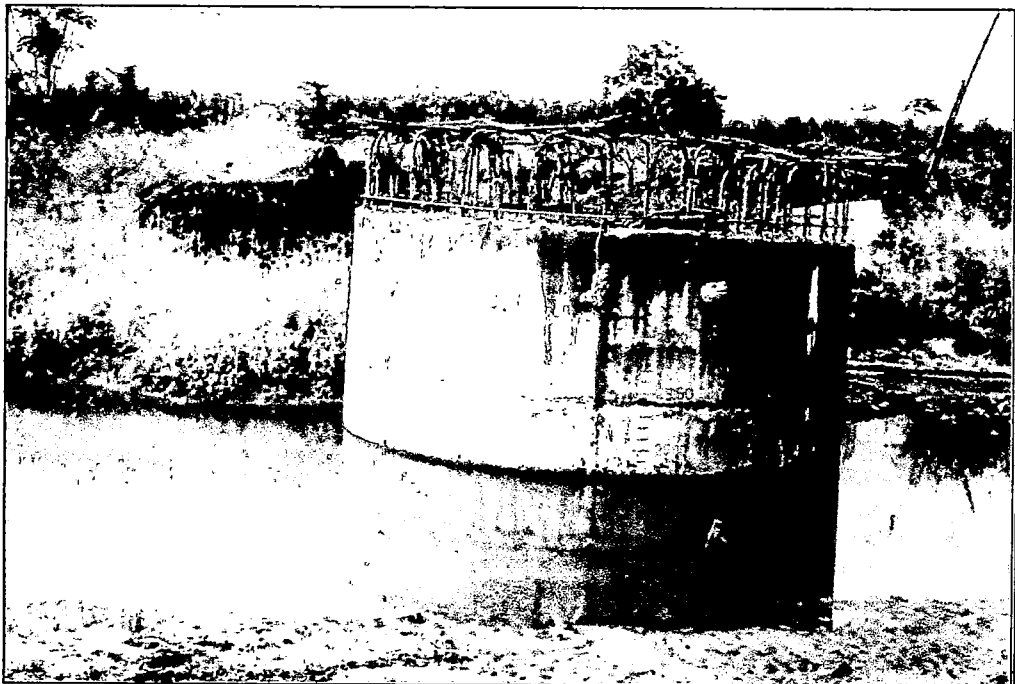


FOTO 2: Profundidad alcanzada por el cajón de 5 m de diámetro en el estribo derecho. Nótese la inclinación del cajón y la perturbación del suelo circundante

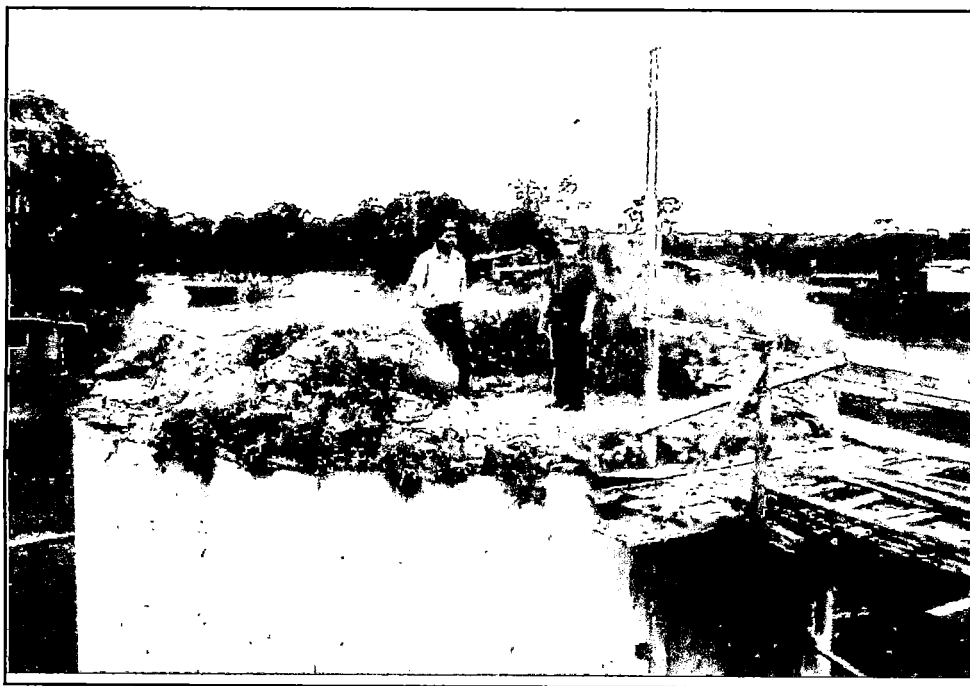


FOTO 3: Vista de la parte superior del caisson cilíndrico de concreto de 7m de diámetro y 1 m. de espesor de pared, se observa costales de tierra empleados con el fin de ayudar al hundimiento del caisson por peso propio.

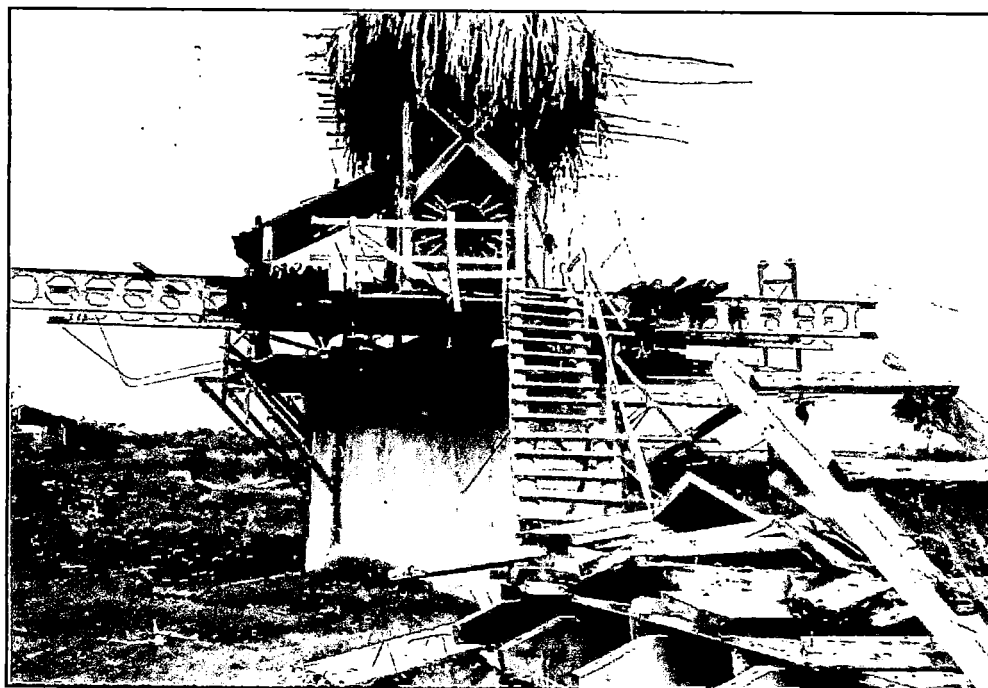


FOTO 4: Vista del armado en detalle de la campana neumática y la plataforma de lastrado en estribo de la margen izquierda. Subiendo la escalera se encuentra la entrada al recinto hermético.

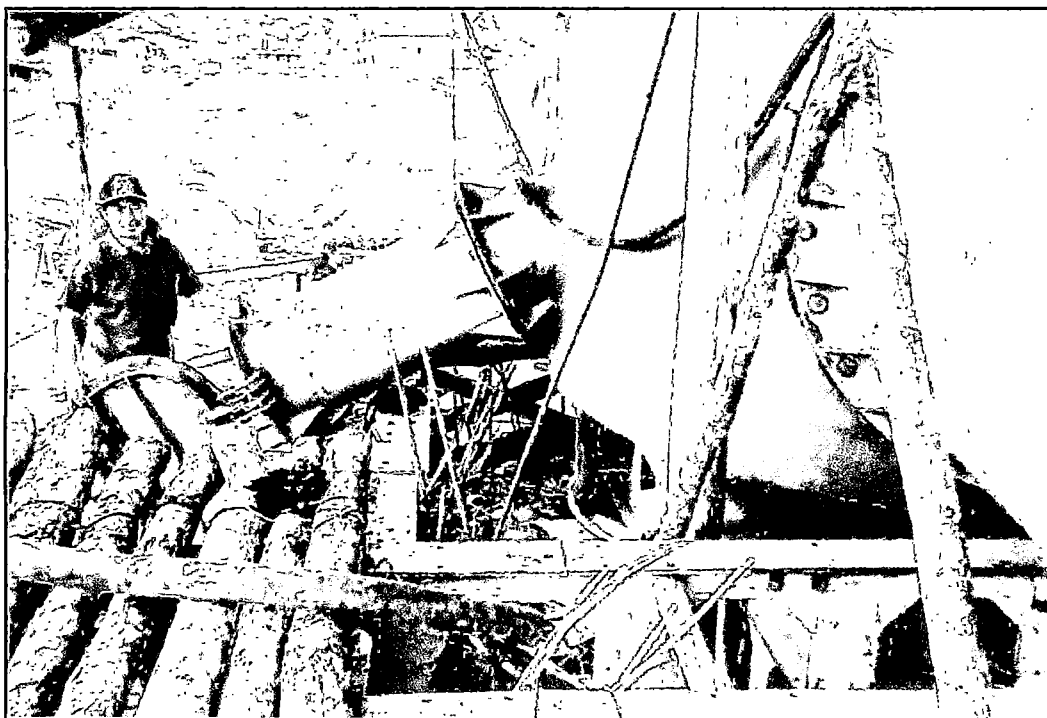


FOTO 5: Nótese en la vista el detalle del ducto para el expulsado del desecho desde el interior de la campana neumática.

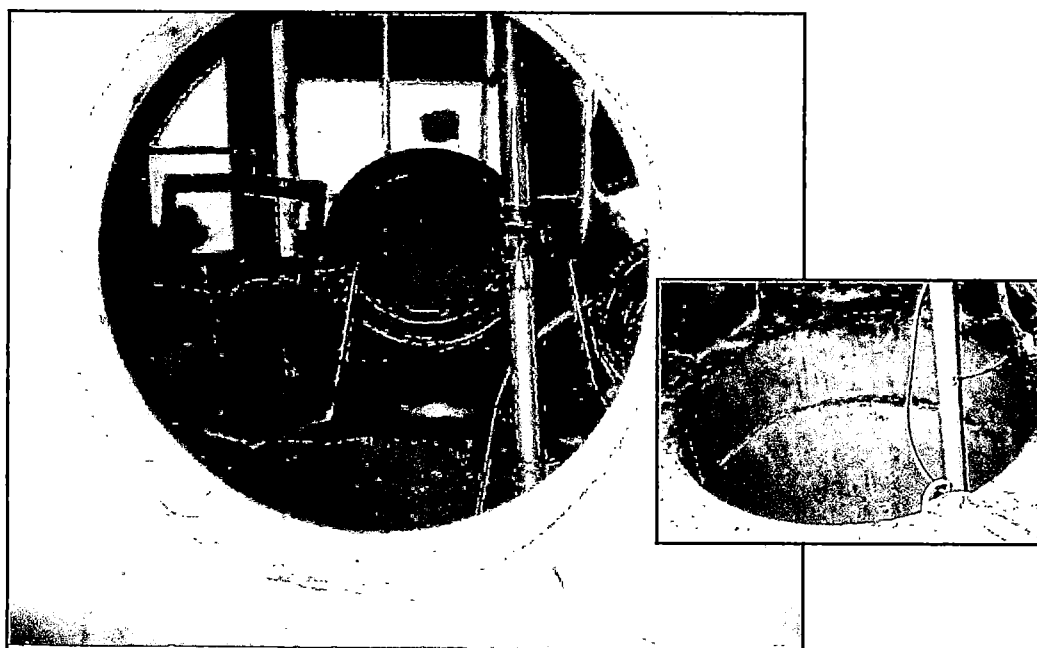


FOTO 6: Ducto para el acceso de los trabajadores par a seguir la excavación.



FOTO 7: Equipo "air lift" utilizado en la excavación del material al interior del cajón de cimentación

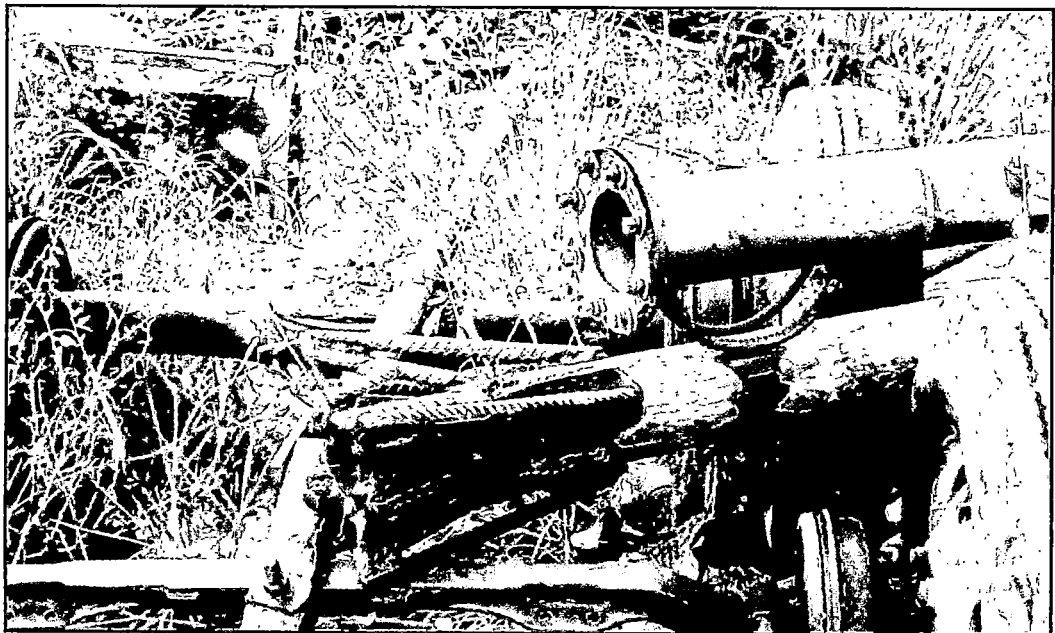


FOTO 8: Detalle de extremo de tubería utilizada con el "air lift" en puente Yarucyacu

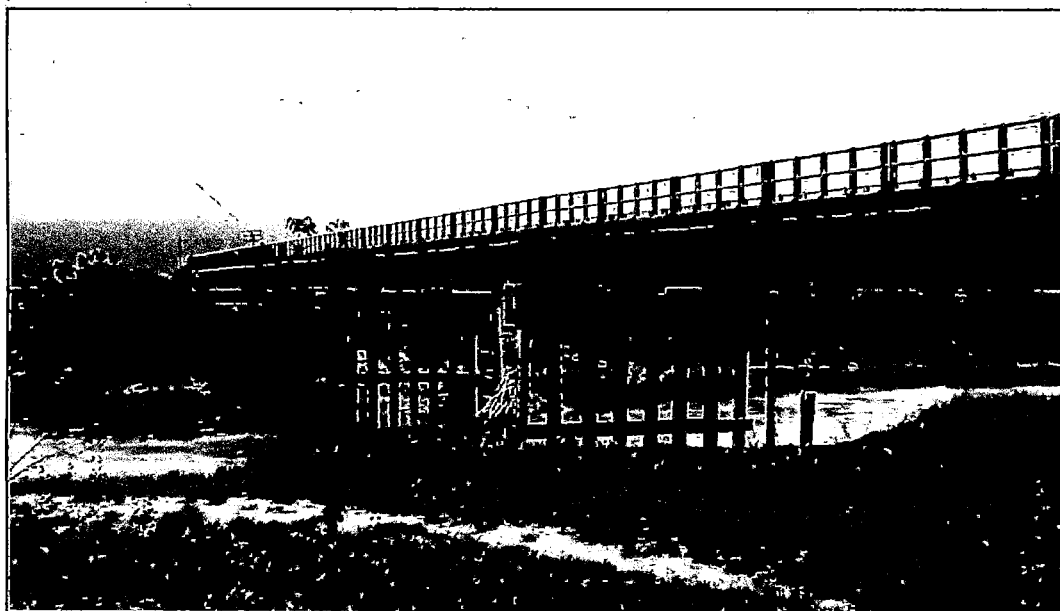


FOTO 9: Vista del Puente Yuracyacu terminado con muchas modificaciones respecto al diseño original. Se aprecian pilotes intermedios unidos por una viga cabezal. Nótese retención de palizada, por la obstrucción del cauce del río. (Sep-2005)

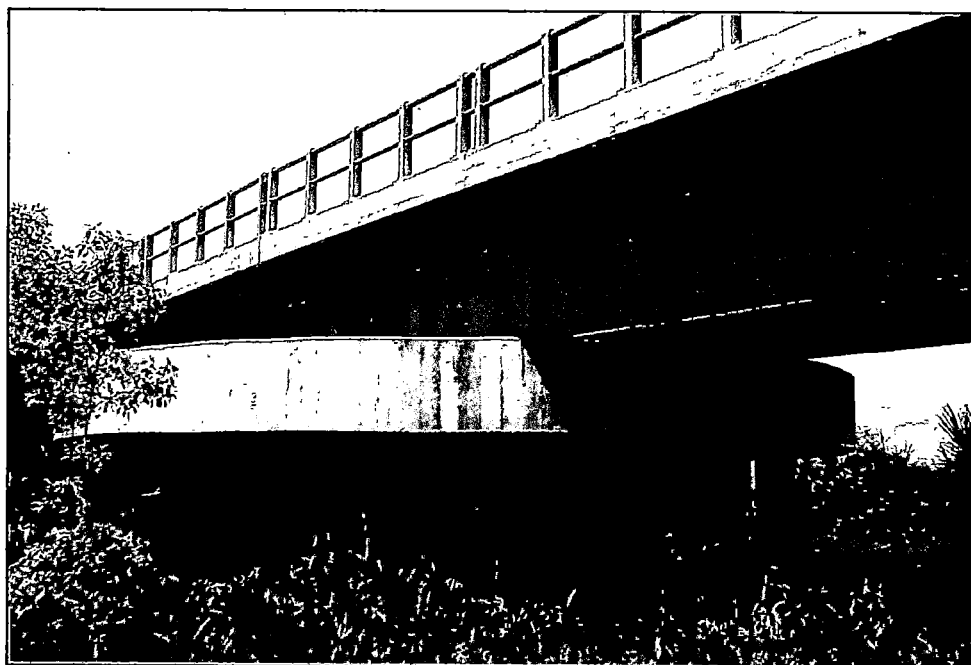


FOTO 10: Detalle de pilotes de sección transversal de 0.40 m de lado, dispuestos circunferencialmente alrededor del caisson debiendo llegar a 15m de profundidad. Los pilotes se unen al caisson mediante un Tapón superior. (Sep-2005).