

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS LICUABLES,
APLICACIÓN AL CASO DEL HOTEL EMBASSY DE PISCO
GEOTECNIA**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

MIGUEL ANGEL MALLMA PALOMINO

Lima- Perú

2008

INDICE

	Pag.
RESUMEN	1
LISTA DE FIGURAS	3
LISTA DE TABLAS	4
INTRODUCCIÓN	5
CAPITULO I GENERALIDADES	
1.1 Definiciones Generales	7
1.1.1 Cimentaciones Profundas	7
1.1.2 Geotecnia	7
1.1.3 Pilotes	8
1.1.4 Licuación	8
CAPITULO II CIMENTACIONES PROFUNDAS	
2.1 Introducción	9
2.1.1 Tipología general de cimentaciones	10
2.1.2 Cimentaciones profundas	11
2.2 Cimentaciones con Pilotes	11
2.2.1 Historia de los Pilotes	11
2.2.2 Usos, Funciones y Forma de trabajo de los Pilotes	13
2.2.3 Criterios básicos de la utilización de los Pilotes	15
2.2.4 Tipología de Pilotes	16
2.2.5 Capacidad de Carga de Pilotes y Grupos de Pilotes	18
2.2.6 Asentamiento de Pilotes y Grupos de Pilotes	28
2.2.7 Fórmulas de hinca	34
2.2.8 Ensayo de Cargas de Pilotes	35
CAPITULO III LICUACIÓN DE SUELOS	
3.1 Métodos simplificados para la evaluación del potencial de licuación de suelos.	45
3.1.1 Métodos basados en la penetración estándar	46
3.1.2 Métodos basados en la penetración cónica	50
3.2 Evaluación de la resistencia a la licuación	51

3.3	Aplicación de las metodologías simplificadas	51
3.4	Historia del fenómeno de licuación en el Perú	52
CAPITULO IV ESTUDIO GEOTÉCNICO – APLICACIÓN AL CASO DEL HOTEL EMBASSY DE PISCO		
4.1	Objetivo	59
4.2	Ubicación	59
4.3	Descripción de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio	60
4.3.1	Investigación Geotécnica para cimentaciones	60
4.4	Geología y Geotécnica de la Zona en Estudio	61
4.4.1	Características Geológicas de la Zona	61
4.4.2	Características Geotécnicas de la Zona	61
4.5	Microzonificación Geotécnica de Pisco	62
4.5.1	Evaluación del potencial de Licuación de Suelos en Pisco	63
4.5.2	Zonificación Geotécnica	64
4.5.3	Zonificación por suelos de rellenos	67
4.5.4	Zonificación por suelos agresivos	68
4.5.5	Delimitación por fluctuaciones del Nivel Freático	69
4.6	Peligro Sísmico de la Ciudad de Pisco	76
4.7	Análisis del Hotel Embassy de Pisco y características del suelo	76
4.7.1	Situación y colapso del Hotel Embassy	76
4.7.2	Exploraciones en campo y resultados de laboratorio	78
4.8	Análisis de licuación en el suelo del Hotel Embassy	86
4.8.1	Ingreso de Datos	86
4.8.2	Interpretación de resultados	87
4.9	Análisis de la cimentación del Hotel Embassy	89
4.9.1	Cimentación superficial con sub zapatas	89
4.9.2	Cimentación con platea de cimentación	91
4.9.3	Cimentación con pilotes de concreto	93
	CONCLUSIONES	96
	RECOMENDACIONES	98
	BIBLIOGRAFÍA	99

RESUMEN

El Perú se encuentra ubicado dentro del círculo de fuego del Pacífico, lo cual implica que el movimiento sísmico en ésta zona es frecuente y de magnitudes considerables. El último del 15 de Agosto del 2007, tuvo como epicentro la ciudad de Pisco al Sur de Lima con una intensidad de 7.9° en la escala de Richter, provocando un colapso de 37,521 viviendas, además de aproximadamente 513 víctimas. El principal factor de que se hayan producido tantas víctimas se debe a mala práctica de la construcción. Así también la falta de estudios de suelos es un factor importante para realizar la correcta elección del tipo de cimentación.

En el año 1999 el CISMID realizó un estudio de Microzonificación Geotécnica de la ciudad de Pisco que permite detallar la estratigrafía y las características de los suelos donde el Hotel estuvo cimentado.

El Hotel Embassy está ubicado en el corazón de la ciudad de Pisco y según el estudio de Microzonificación de Pisco (CISMID, 1999) se encuentra ubicado en la zona IV, donde el valor de la capacidad portante del suelo es en promedio de $1\text{kg}/\text{cm}^2$; además el nivel freático fluctúa entre 0.5 y 2.0m por debajo del terreno natural.

El estudio de Microzonificación cuenta con calicatas realizadas, y con recopilación de registros anteriores, válidos para nuestro análisis. Así mismo, se tienen exploraciones de campo realizadas luego del terremoto del 15 de Agosto, donde se elige las más cercanas al terreno del Hotel, de tal manera que se pueda analizar y concluir con una estratigrafía y características de suelo más reales a las existentes en el terreno.

Según las exploraciones consideradas el suelo del área en estudio, esta conformado por un primer estrato de 1.00 m de espesor de suelo arcillo arenoso seguido de un estrato de 0.80m de suelo areno arcilloso húmedo, en donde se encuentra el nivel freático a 1.20m de profundidad. Luego continua un estrato de 1.20m de suelo areno limoso seguido de un estrato de 1.00m de suelo areno arcilloso para finalmente llegar al estrato gravoso pobremente gradado el cual se desarrolla a una profundidad de 4.00m respecto a la superficie del terreno. En este suelo los valores de resistencia a la penetración (N) registrados con el ensayo SPT es de 7 hasta el nivel 1.80m y se reduce a 2 hasta una profundidad de 4.00m donde aparece el estrato gravoso y el valor de N cambia a 50.

Según el estudio de Microzonificación el Hotel estaría ubicado en una zona potencialmente licuable, lo cual fue demostrado utilizando el programa Licua Pro 2.0 bajo los siguientes métodos: Seed & Idriss, Tokimatsu & Yoshimi e Iwasaki & Tatsuoka.

Ante la presencia de un suelo potencialmente licuable se propone la alternativa de una cimentación profunda, analizando la capacidad de carga última. Se propone uso de pilotes de concreto hincados de 4.00m de longitud, obteniéndose una capacidad admisible de 19.63ton.

Finalmente ante la presencia de un suelo con características desfavorables para la construcción de una edificación, se recomienda darle mucha importancia al estudio de suelos. Actualmente la necesidad de las personas por conseguir un hogar obliga a las mismas a construir sus hogares y edificaciones sin ningún estudio exhaustivo de suelos; viéndose las consecuencias luego de un movimiento sísmico como un terremoto.

Por otro lado el Hotel Embassy es un típico caso donde se burla a la ley y se sobrepasa por los mandatos de ley, donde la edificación inicial fue diseñada para dos niveles; sin embargo, se construyeron tres niveles adicionales sin la autorización de INDECI y Municipalidad. Lamentablemente la combinación de una cimentación no preparada para soportar cargas de una edificación de cinco niveles y la presencia de un suelo potencialmente licuable, hizo que el hotel colapsara quedando sepultados los dos primeros niveles del Hotel y llevándose consigo vidas humanas.

En el Capítulo I se menciona el concepto de palabras claves para el entendimiento del trabajo, en el Capítulo II se describe el concepto de Cimentaciones Profundas, tipos de cimentaciones, pruebas para dar conformidad a las cimentaciones. En el Capítulo III se describe el proceso de Licuación de suelos y los métodos existentes para la determinación de éste fenómeno. En el Capítulo IV se aplica los conceptos de los capítulos anteriores al caso del Hotel Embassy, de donde se sacan algunas conclusiones y también permite plantear soluciones para una adecuada cimentación.

LISTA DE FIGURAS

• <i>Figura 2.2.2.a Usos y Funciones de los Pilotes</i>	15
• <i>Figura 2.2.5.a Factor de Capacidad Portante de Berezantsev, N_q</i>	21
• <i>Figura 2.2.5.b Distribución Asumida de la Fricción Negativa</i>	23
• <i>Figura 2.2.5.c Eficiencias de Grupos de Pilotes en Suelos Cohesivos</i>	26
• <i>Figura 2.2.5.d Distribución de Carga para Pilotes de Fricción</i>	27
• <i>Figura 2.2.5.e Distribución de Carga para Pilotes de Punta</i>	27
• <i>Figura 2.2.6.a Valores del Factor de Influencia I_p para un Pilote en un Estrato Compresible de Profundidad Finita, $\nu=0.2$</i>	29
• <i>Figura 2.2.6.b Valores del Factor de Influencia I_p para un Pilote en un Estrato Compresible de Profundidad Finita, $\nu=0.4$</i>	29
• <i>Figura 2.2.6.c Valores del Factor de Influencia α para un Pilote en un Estrato Compresible de Profundidad Finita, $\nu=0.5$</i>	31
• <i>Figura 2.2.6.d Relación del Asentamiento del Grupo de Pilotes al Asentamiento de un Pilote</i>	32
• <i>Figura 2.2.6.e Método simplificado para estimar el Asentamiento del Grupo de Pilotes Mediante la Cimentación Profunda Equivalente</i>	32
• <i>Figura 2.2.8.a Sistema de Marco de Reacción para Pilotes de Anclaje</i>	37
• <i>Figura 2.2.8.b Sistema de Marco de Reacción para Pilotes de Anclaje</i>	37
• <i>Figura 2.2.8.c Sistema de Aplicación de Carga por Gata Hidráulica Actuando frente a Plataforma Cargada</i>	38
• <i>Figura 2.2.8.d Sistema de Aplicación de Carga por Gata Hidráulica Actuando</i>	39
• <i>Figura 2.2.8.e Evaluación de Ensayos de Carga (a)Método Davisson, (b)Método de Chinn, (c)Método de Beer, (d)Método al 90%</i>	43
• <i>Figura 2.2.8.f Evaluación de Ensayos de Carga (a)Método de Hansen al 80%, (b)Método de Mazurkiewicz, (c)Método de Fuller y Hoy, (d)Método de Vander Veen</i>	44
• <i>Figura 4.2.a Ubicación de la ciudad de Pisco</i>	59
• <i>Figura 4.2.b Ubicación del Hotel Embassy de Pisco</i>	60
• <i>Figura 4.5.a Ubicación de las exploraciones realizadas en Pisco</i>	70
• <i>Figura 4.5.b Microzonificación Geotécnica de Pisco</i>	71

• <i>Figura 4.5.c Zonificación de Suelos de Relleno</i>	72
• <i>Figura 4.5.d Zonificación de Suelos Agresivos</i>	73
• <i>Figura 4.5.e Áreas de Fluctuaciones del Nivel Freático</i>	74
• <i>Figura 4.5.f Zonificación de Suelos Licuables</i>	75
• <i>Figura 4.7.1.a Vista del Hotel Embassy luego del colapso</i>	77
• <i>Figura 4.7.1.b Vista del Hotel Embassy luego del colapso</i>	77
• <i>Figura 4.7.1.c Tareas de rescate en el Hotel Embassy luego del terremoto del 15 de Agosto</i>	78
• <i>Figura 4.7.2.a Ubicación de los registros utilizados para el presente Trabajo</i>	79
• <i>Figura N° 4.9.2.a Correlaciones N (ensayo SPT) y ángulo de fricción de Terzaghi – Peck</i>	92

LISTA DE TABLAS

• <i>Tabla N° 2.2.5.a Valores de K_s y δ para pilotes hincados</i>	20
• <i>Tabla N° 2.2.7.a: Fórmulas Básicas de Hincado de Pilotes (Design Manual DM 7.2, 1982)</i>	34
• <i>Tabla N° 4.9.1 Factores de Carga</i>	90

INTRODUCCIÓN

Frente a la necesidad del hombre de cimentar en suelos demasiado blandos, surgen alternativas dentro de las cuales se considera el pilotaje. Estos pilotes eran de madera por la abundancia de material y por su fácil maniobrabilidad, los que estaban colocados sin ninguna norma y simplemente bajo el criterio del constructor. Lo que restringía la capacidad de carga del pilote era el grosor de la madera y la capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse. Estas pautas hicieron que se establezcan algunas normas las que decían que la capacidad de carga admisible de un pilote se basaba en la resistencia al golpe del martillo y a la altura de caída conocida.

A medida que el desarrollo industrial aumenta, nace la demanda de estructuras más pesadas en suelos blandos; lo que hace surgir el desarrollo de pilotes utilizando e innovando el uso de nuevos materiales, en éste caso surgen los pilotes de concreto como alternativa de solución que superaba largamente a los pilotes de madera porque aparte de que podía ser fabricado en las mismas dimensiones que los de madera y que podía moldearse en cualquier forma estructural, eran capaces de soportar esfuerzos de compresión y tensión mucho mayores.

Con algo más de tecnología y el desarrollo de máquinas con gran eficiencia en perforación a gran profundidad y sección, se reemplazó parcialmente los pilotes hincados por pilotes moldeados in situ y tan igual el concreto surgió como alternativa con mejor resultado que la madera, el acero surgió como una nueva alternativa por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia en hincados de gran profundidad. Pero no pasó mucho tiempo cuando por presencia de humedad el acero presentó problemas de oxidación lo que motivó a utilizar pinturas especiales de durabilidad y con características anticorrosivas.

Conforme el costo de las cimentaciones piloteadas toma importancia, surge la necesidad de determinar un número de pilotes que no fuese mayor que el necesario para proporcionar seguridad a la estructura; se llega entonces a especulaciones teóricas que dan por resultado fórmulas de hinca, aunque posteriormente se determina que éstas adolecían de grandes defectos, haciéndose usual determinar la carga admisible del pilote ejecutando ensayos de carga sobre un pilote de prueba y determinando el número de pilotes mediante el cociente de la división de la carga total entre la carga admisible por pilote.

Algunas estructuras resultaron satisfactorias, sin embargo, otras fallaron, de lo cual se deduce que el asentamiento de una cimentación no está necesariamente relacionado con el asentamiento de un pilote de prueba, aún cuando la carga por pilote fuese igual a la carga del pilote de prueba. De cualquier forma, es necesario conocer la capacidad de carga de un pilote porque forma parte de la información para desarrollar un proyecto de cimentaciones piloteadas.

Es importante también presentar los diferentes tipos de pilotes y métodos de instalación existentes en nuestro medio y así tomarlos en consideración al momento de elegir un tipo de cimentación en suelos blandos y con típicos problemas de licuación como es el caso de la ciudad de Pisco. Lugar donde la cimentación superficial del Hotel Embassy sufrió un asentamiento como respuesta del suelo por acción del último terremoto de 7.9 grados en la escala de Richter del 15 de agosto del 2007.

CAPITULO I GENERALIDADES

1.1 Definiciones Generales

1.1.1 Cimentaciones Profundas.

Las Cimentaciones Profundas son un tipo de Cimentaciones; pueden estar constituidas por muros verticales profundos de hormigón, llamados Muros Pantalla o por pilares hincados en el suelo, conocidos como Pilotes. Estas cimentaciones se utilizan en los siguientes casos:

- a.- Cuando los esfuerzos transmitidos por el edificio no pueden ser distribuidos suficientemente a través de una cimentación superficial, y en la solución probable se sobrepasa la capacidad portante del suelo.
- b.- Cuando el terreno tiende a sufrir grandes variaciones estacionales: por hinchamientos y retracciones.
- c.- Cuando los estratos próximos al cimiento pueden provocar asentamientos imprevisibles y a cierta profundidad, caso que ocurre en terrenos de relleno o de baja calidad.
- d.- En edificios sobre el agua.
- e.- Cuando los cimientos están solicitados a tracción; tal como ocurre en edificios altos sometidos a esfuerzos por vientos, o en estructuras que necesitan elementos sometidos a tracción para lograr estabilidad, como estructuras de cables o cualquier estructura anclada al suelo.
- f.- Para resistir cargas inclinadas, como aquellos pilotes que se colocan en los muelles para resistir el impacto de los cascos de barcos durante el atraque.
- g.- Para el recalce de cimientos existentes.

1.1.2 Geotecnia

La geotecnia es una de las principales ramas de la ingeniería civil. Tiene por objeto permitir la viabilidad de todas las obras de ingeniería en que se presente una interacción entre la obra misma y el suelo -entendiendo a este último como un medio particulado multifase- aportando criterios de diseño y valorando los riesgos que inciden. Entre sus principales aplicaciones se encuentra el diseño de

cimentaciones, el diseño y revisión de la estabilidad de taludes, el control del flujo sub superficial de aguas, y el diseño de túneles y de presas de tierra.

Hace uso de varios insumos provenientes de otras ramas profesionales como por ejemplo la topografía, la geología. Aplica conocimientos provenientes de la teoría de resistencia de materiales, física, hidráulica, y métodos numéricos.

La geotecnia está directamente relacionada con todo tipo de construcciones o edificaciones puesto que en la mayoría de los casos (salvo estructuras en el agua o en el espacio) se usa el suelo (o rocas) como material de cimentación.

1.1.3 Pilotes

Los pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto y/o madera y son usados para construir cimentaciones donde el material superficial es blando y/o malo para la ingeniería de cimentaciones. Éste tipo de cimentaciones es más costoso en comparación a la cimentación superficial pero es más seguro desde el punto de vista estructural.

1.1.4 Licuación

Licuación es un fenómeno en el cual el suelo tiene una pérdida dramática de resistencia debido al incremento de presión de poros bajo condiciones de carga-no drenada.

Se puede definir también como licuación al fenómeno por el cual un suelo arenoso y saturado pierde toda su resistencia al corte por efecto de un sacudimiento sísmico severo, comportándose virtualmente como un fluido viscoso.

CAPITULO II CIMENTACIONES PROFUNDAS

2.1 Introducción

Frente a la necesidad del hombre de cimentar en suelos demasiado blandos, surgen alternativas dentro de las cuales estaba el pilotaje; por lo tanto éste tipo de cimentación viene siendo utilizado desde hace mucho tiempo atrás. Antes del siglo XIX el tipo de cimentación mas utilizada era de zapatas continuas; pero en el caso en que se encontraban frente a un suelo extremadamente blando, incapaz de soportar los esfuerzos transmitidos por las zapatas, se utilizaban pilotes. Estos pilotes eran todos de madera por la abundancia de material y por su fácil maniobrabilidad, los que estaban colocados sin ninguna norma y simplemente bajo el criterio del constructor. Lo que restringía la capacidad de carga del pilote era el grosor de la madera y la capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse. Estas pautas hicieron que se establezcan algunas normas las que decían que la capacidad de carga admisible de un pilote se basaba en la resistencia al golpe del martillo y a la altura de caída conocida.

A medida que el desarrollo industrial aumenta, nace la demanda de estructuras más pesadas en suelos blandos; lo que hace surgir el desarrollo de pilotes utilizando e innovando el uso de nuevos materiales, en éste caso surgen los pilotes de concreto como alternativa de solución que superaba largamente a los pilotes de madera porque aparte de que podía ser fabricado en las mismas dimensiones que los de madera y que podía moldearse en cualquier forma estructural, eran capaces de soportar esfuerzos de compresión y tensión mucho mayores.

Con algo mas de tecnología y el desarrollo de máquinas con gran eficiencia en perforación a gran profundidad y sección, se reemplazó parcialmente los pilotes hincados por pilotes moldeados in situ y tan igual el concreto surgió como alternativa con mejor resultado que la madera, el acero surgió como una nueva alternativa por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia en hincados de gran profundidad. Pero no pasó mucho tiempo cuando por presencia de humedad el acero presentó problemas de oxidación lo que motivó a utilizar pinturas especiales de durabilidad y con características anticorrosivas.

Conforme el costo de las cimentaciones piloteadas toma importancia, surge la necesidad de determinar un número de pilotes que no fuese mayor que el

necesario para proporcionar seguridad a la estructura; se llega entonces a especulaciones teóricas que dan por resultado fórmulas de hinca, aunque posteriormente se determina que éstas adolecían de grandes defectos, haciéndose usual determinar la carga admisible del pilote ejecutando ensayos de carga sobre un pilote de prueba y determinando el número de pilotes mediante el cociente de la división de la carga total entre la carga admisible por pilote. Algunas estructuras resultaron satisfactorias, sin embargo, otras fallaron, de lo cual se deduce que el asentamiento de una cimentación no está necesariamente relacionado con el asentamiento de un pilote de prueba, aún cuando la carga por pilote fuese igual a la carga del pilote de prueba. De cualquier forma, es necesario conocer la capacidad de carga de un pilote porque forma parte de la información para desarrollar un proyecto de cimentaciones piloteadas.

2.1.1 Tipología general de cimentaciones

El objeto de una cimentación es transmitir al terreno de forma amortiguada las cargas estructurales que no se pueden transmitir directamente al mismo por ser un material de baja resistencia y elevada deformabilidad.

- Cimentaciones superficiales: $Df/B < 4$
- Cimentaciones semi profundas $4 < Df/B < 8$ a 10
- Cimentaciones profundas 8 a $10 < Df/B$

Pilotes: Elementos de cimentación de gran longitud que se hincan directamente en el terreno o bien se construyen en una cavidad previamente abierta en el mismo. La cimentación mediante pilotes es necesaria cuando la cimentación superficial o semi profunda no es posible por razones técnicas, de dimensiones o económicas.

Originalmente se establecieron criterios de esbeltez tales como:

$$\phi/l > 1/12 \text{ (siglo XV y XVI),}$$

posteriormente se desarrollaron criterios de rechazo, menos de 1-4 mm en 25 a 30 golpes de una maza de determinado peso seguidamente se desarrollaron las fórmulas de hinca y finalmente expresiones estáticas y empíricas, respectivamente, en función de parámetros característicos del suelo o de resultados de ensayos de penetración.

2.1.2 Cimentaciones profundas

Estas cimentaciones constan de elementos como pilotes, cilindros o cajones de grandes dimensiones (todos con funcionamiento estructural), y se emplean para transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a los estratos profundos del terreno de apoyo. Se justifica su utilización luego de evaluar y concluir que el terreno no permite cumplir –económicamente- con los requisitos mecánicos fundamentales, utilizando cimentaciones superficiales, como en los casos de la existencia de suelos blandos, sueltos, y/o expuestos a socavación, típica de los cauces de los ríos.

Cabe aclarar que, geotécnicamente, se denomina pilote a un elemento prismático de cimentación profunda que transmite al subsuelo las cargas provenientes de la estructura y que, generalmente, se limita a un diámetro o ancho, igual o menor de 60 cm, y las pilas son elementos estructurales de cimentación profunda con dimensión mayor que la de los pilotes, con un máximo aproximado de 3m.

2.2 Cimentaciones con Pilotes

2.2.1 Historia de los Pilotes

Cronológicamente se indica el inicio del uso pilotes como alternativa de solución de cimentaciones profundas:

- Construir zonas elevadas en zonas húmedas: orillas de lagos (Lago de Ginebra, hace 4000 años).
- En Robenhausen (Suiza), 100,000 pilotes fueron encontrados bajo un depósito de terreno de 2000 años de antigüedad.
- En Lough Drumkeery (Irlanda) se encontraron 30,000 pilotes antiguos de madera de 3m de profundidad.
- Herodoto (escritor Griego, 400 A.C.) explica que en una tribu africana (PEONIONS) vivían en una zona levantada con pilotes: para contraer matrimonio cada hombre tenía que hincar 3 pilotes. Eran polígamos.

- Los Fenicios usaban pilotes para las construcciones portuarias. Los constructores de barcos empezaron a construir las pantallas formadas por hileras de pilotes o tablestacas.
- Los cedros del Líbano prácticamente desaparecieron exportados a Egipto para construir pilotes.
- Tanto los Griegos como los Romanos usaron pilotes en todas sus construcciones. Tuvieron problemas con el 'teredo navalis', lo que ha provocado la desaparición de dichas construcciones. Ejemplo de los Romanos es un puente en Newcastle (UK) con pilotes de madera negra de roble de 3 m.
- El Emperador Trajano construyó un puente en el Danubio. Cuando se descubrieron los pilotes estaban en fase de petrificación.
- Vitrubio (arquitecto romano del siglo 0), describe técnicas constructivas para la ejecución de pilotes y tablestacas.
- La mayoría de los edificios antiguos (siglo VIII) en Venecia se fundamentan mediante pilotajes. La ciudad empezó en una zona de pantanosa.
- La ciudad de Amsterdam, fundada hace 1000 años, prácticamente se encuentra construida sobre pilotes de 15-20 m de longitud.
- Los pilotes de madera sumergidos han demostrado ser más duraderos que los sometidos a secado-mojado periódico (en tal caso se usaban grasas para proteger la superficie).
- La hincas se hacía mediante un simple trípode que permitía la caída de un peso que golpeaba el pilote.
- En el siglo XIX empezaron los cambios importantes, tanto en los materiales de los pilotes como en su ejecución.
- En 1830 se empezaron a usar los pilotes metálicos de forma tubular.
- En 1824 (siglo XIX) Joseph Aspdin patentó en cemento que mas tarde se conoció como cemento Portland (se parece a las piedras de Portland).
- Hacia finales de siglo aparece el hormigón armado en Francia.
- A principios del siglo XIX empieza a usarse en Inglaterra la máquina de vapor para levantar las mazas.
- Durante este siglo aparecen otras técnicas basadas en la máquina de vapor (percusión directa) o con máquinas de aire comprimido e incluso con pólvora.
- En 1897 Raymond patentó su sistema de pilotes.
- En 1903 Beale desarrolló el sistema de entubación metálica, posterior hormigonado interior y extracción de la entubación.

- El Belga Franki desarrolló un sistema similar que permitía el ensanchamiento de la base del pilote.
- En USA (1900) se empezaron a usar los pilotes metálicos en forma de viga-I y viga-H.
- A partir de 1946 empiezan a aparecer maquinas DIESEL para la hinca de pilotes.
- Los pilotes perforados fueron muy usados en la India, por ejemplo mediante 'pozos de cimentación' que se rellenaban con piedra. Ej: Taj Mahal (construido entre 1632-1650).
- La maquinaria para perforación era más ligera que la maquinaria de hinca, lo que facilitó la técnica de la perforación.
- Originalmente se impedía la entrada de agua en la entubación mediante aire comprimido. Actualmente se hormigona desde la zona inferior del tubo aunque exista agua en su interior.
- Actualmente existe maquinaria de perforación desde 150 mm hasta 2 m.
- Actualmente se hincan pilotes prefabricados (machiembrados) o se hincan pilotes ejecutados in situ.

2.2.2 Usos, Funciones y Forma de trabajo de los Pilotes

Usos y Funciones de los Pilotes

a) Transferir cargas de la superestructura y del resto de la infraestructura a través de estratos débiles o compresibles, a través del agua o aire, hasta estratos inferiores con la suficiente capacidad de carga como para soportar la estructura, comportándose el pilote como una extensión de columna o pilar. Estos estratos inferiores pueden ser rocas, arcillas duras o suelos de baja compresibilidad. Al pilote que reposa sobre estos estratos se le denomina "pilote de punta" (Fig. 1.1a).

b) Transferir o repartir la carga sobre un suelo relativamente suelto a través de la fricción de superficie entre el pilote y el suelo. Este tipo de pilote se le denomina "pilote de fricción" y a su vez se puede subdividir, según Terzaghi, en pilotes de fricción en suelos de grano grueso muy permeable y pilote de fricción en suelos de grano fino o de baja permeabilidad. En la naturaleza es difícil encontrar estratos de suelos homogéneos, por lo que no existe un límite real entre estas categorías (Fig. 1.1b).

- c) En situaciones donde el suelo alrededor de un pilote lo mueve hacia abajo, a esto se le denomina "fricción negativa", esta fricción tiende a hundir el pilote y si éste no puede penetrar más, en la punta del pilote se generará una presión concentrada. Este caso se puede presentar cuando se hinca un pilote en un estrato blando en cuya superficie se coloca un relleno que consolide el terreno, entonces éste al consolidarse generará en las caras del pilote unas fuerzas de fricción hacia abajo que se denominan fricción negativa (Fig. 2.2.2.a).
- d) Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Las fuerzas horizontales se resisten por pilotes en flexión (Fig. 2.2.2.d) o por grupos de pilotes verticales e inclinados que actúan como un sistema estructural, combinando las resistencias axiales y laterales de todo el grupo (Fig. 2.2.2.e).
- e) Alcanzar con la cimentación profundidades que no estén sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos (Fig. 2.2.2.f).99924170 Dr. Alva
- f) Para evitar los daños que puede producir una futura excavación a la cimentación de una edificación adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado (Fig. 2.2.2.g).
- g) En áreas de suelos expansivos o colapsables, para asegurar que los movimientos estacionales no sucederán. (Fig. 2.2.2.h).
- h) Proteger estructuras marinas como muelles, atracaderos, contra impactos de barcos u objetos flotantes.
- i) Soportar muros de contención, contrafuertes o cimentaciones de máquinas.
- j) Compactar el suelo.

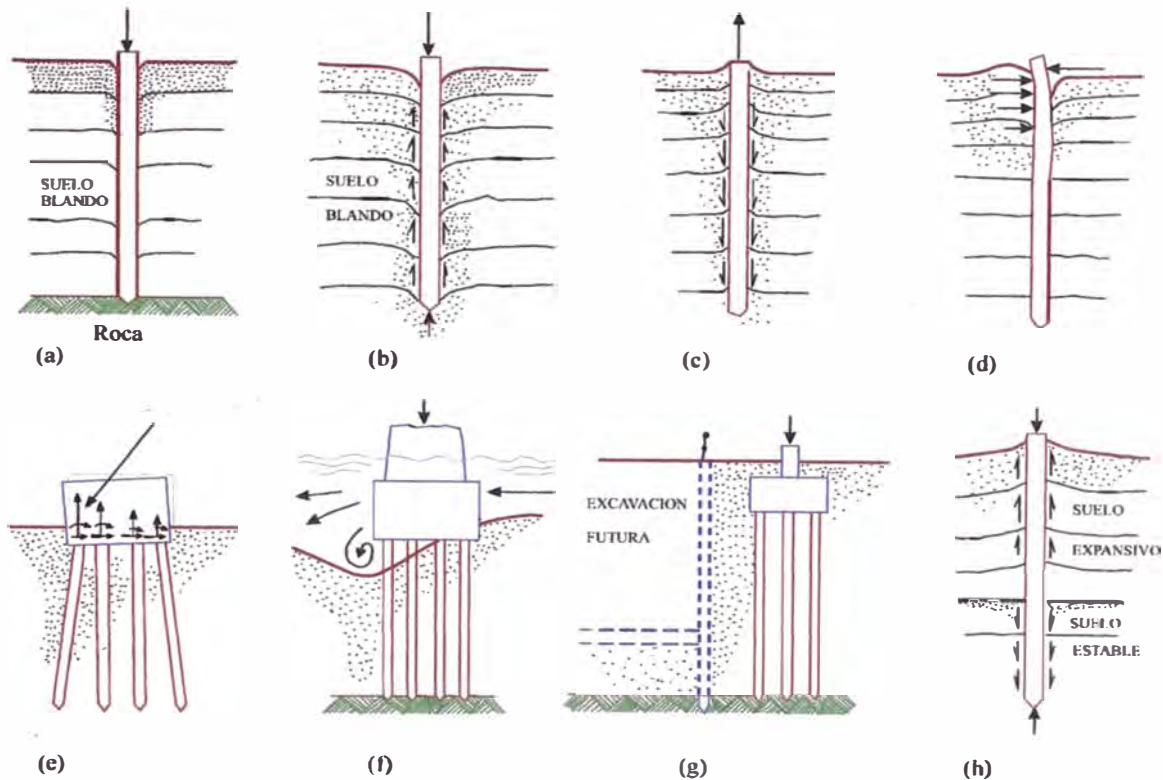


Figura 2.2.2.a Usos y Funciones de los Pilotes

Formas de trabajo de los pilotes

Contribución por fuste: se basa en la fricción entre el terreno y el pilote. Es un comportamiento tensión tangencial versus desplazamiento relativo que puede tener términos friccionales o de adherencia. $F = \text{integral de } \tau \times dA_{\text{fuste}}$.

Contribución por punta: se basa en el apoyo normal en capas inferiores normalmente más resistentes ya sea por naturaleza diferente como por mayor confinamiento. $P = \text{integral de } \sigma_n \times dA_{\text{punta}}$.

Una componente (cualquiera de ellas) puede ser muy superior a la otra. El fuste puede actuar en contra, es decir, en lugar de resistir se apoya.

2.2.3 Criterios básicos de la utilización de los Pilotes

Cuando en superficie las capas no son suficientemente resistentes como para obtener tamaños de cimentación superficial aceptables cumpliendo las condiciones en rotura y de servicio (asientos).

- Relleno de suelo blando que nunca ha sido sometido a una carga exterior (suelo normalmente consolidado).

- Estricta limitación de asientos, asientos diferenciales o asientos sobre otras estructuras. Los pilotes son cimentaciones que dan lugar a movimiento muy pequeños en comparación con las cimentaciones superficiales.
- Terreno heterogéneo. Presencia de capas de apoyo duras a profundidad variable.
- Cargas muy fuertes: Offshore, muelles en zonas portuarias, muros, apoyos de puentes, cargas verticales invertidas (tracción).

En todo caso debe considerarse la posible mejora del terreno por ejemplo mediante precarga o eliminación de capas de terreno blando.

2.2.4 Tipología de pilotes

a) Por la forma de transmitir la carga al terreno

- *Columna*: fuerte predominio de la componente de punta (capa resistente bajo suelo blando).
- *Flotantes o de rozamiento*: transmisión a lo largo del pilote al suelo deformable al que se adhiere por fuste.

Según la NTE se puede establecer que:

- $P > 3 F$ el pilote trabaja esencialmente por punta
- $P < 3 F$ el pilote trabaja esencialmente por fuste

b) Por la forma de puesta en obra con respecto al terreno

- *Pilotes de desplazamiento o hincados*: se instala en el terreno desplazando en el terreno un volumen de suelo equivalente. Primero el terreno sube, pero luego solo se comprime. Se caracterizan por:

- fuerte fricción suelo - pilote (el pilote queda fuertemente confinado)
- alteración del suelo: en general mejora por compresión del terreno
- para reducir el coste de hinca puede interesar que el pilote sea liso

- *Pilotes de extracción*: se excava previamente el terreno donde se va a instalar el pilote. A continuación se ejecuta el pilote. Se caracterizan por:

- débil fricción suelo - pilote debido a la débil tensión normal
- interesa que el pilote sea rugoso para mejorar la contribución por fuste.

- *De extracción - desplazamiento*: se excava previamente un volumen de suelo inferior al que ocupará el pilote terminado. Se hace para reducir el coste de la hinca en un terreno medio.

c) Por el lugar de fabricación y la forma de ejecución

- **Prefabricados:** en este caso se transportan desde una planta de fabricación y se hincan por percusión, por presión o vibración, mediante gatos hidráulicos, roscados al terreno o, se instalan en perforaciones previamente perforadas.

- **Ejecutados in situ:** hay varios tipologías

- Hinca de entubación recuperable con un azuche (tapón perdido en la punta de la entubación). Se hormigona en el interior de la entubación que se va extrayendo simultáneamente al hormigonado. Siempre deben quedar 2 diámetros de hormigón dentro de la camisa para evitar la entrada de agua. Se extrae la entubación mediante golpeo lateral que sirve para vibrar el hormigón.

- Idem pero con tapón de gravas en lugar del azuche. En este caso el golpeo se hace con un martillo interior que golpea sobre el tapón.

- Extracción mediante cuchara (trépano si es terreno duro) con entubación recuperable. Al hormigonar se quita la entubación.

- Extracción mediante cuchara (trépano si es terreno duro) con entubación no recuperable.

- Perforados con hélice y manteniendo la excavación con lodos tixotrópicos (mezcla de agua con arcilla bentonítica) que mantienen las paredes evitando los derrumbes (su densidad puede ser de 1.3 a 1.4kg/cm³).

- Barrenados: introduciendo un mortero por el eje de la barrena que desplaza el terreno triturado. Finalmente se va extrayendo la barrena y al mismo tiempo se hormigona. Las armaduras se introducen en el hormigón fresco.

d) Según el material

- **Madera:** bajo el agua se conserva bien

- **Metálicos:** aprovechar perfiles laminados. Velocidad de oxidación es lenta

- **Hormigón:** armado o pretensado.

- **Mixtos:** combinación de perfiles con hormigón.

2.2.5 Capacidad de Carga de Pilotes y Grupos de Pilotes

El primer paso en el diseño de pilotes es calcular la capacidad de carga última de pilotes individuales. Existen diversos procedimientos de diseño, dentro de los cuales los más sencillos los mencionaremos a continuación. Después de calculada la capacidad de carga última, deberá determinarse la capacidad de carga admisible del pilote. En ciertas condiciones del terreno, el suelo que rodea la parte superior del pilote se puede asentar con relación al pilote, cambiando la dirección de las fuerzas de fricción en el lado del pilote y tendiendo a jalarlo hacia abajo. Este fenómeno, conocido como fricción negativa, produce una carga adicional en el pilote, de modo que reduce su capacidad portante. Se presentarán los casos donde puede ocurrir fricción negativa y un método para estimar la máxima fuerza impuesta por la fricción negativa.

La capacidad portante de un grupo de pilotes puede no ser igual a la suma de las capacidades portantes de todos los pilotes en el grupo, por lo que debe considerarse el comportamiento del grupo como un todo.

Capacidad de Carga Última de un Pilote en Suelo Cohesivo

La capacidad de carga última de un pilote está compuesta por la resistencia a la fricción y la resistencia en la punta. En arcillas la resistencia por fricción es mucho mayor que la resistencia por punta. Luego:

$$Q_u = Q_s + Q_b$$

La resistencia por fricción lateral en un pilote está dada por:

$$Q_s = \alpha c A_s$$

Donde:

A_s = superficial lateral empotrada del pilote.

c = resistencia cortante no-drenada promedio de la arcilla a lo largo de los lados el pilote.

α = factor de adhesión.

Se ha encontrado que el valor de α puede variar significativamente, por lo que es difícil asignarle un valor. Para pilotes hincados se emplean los valores

propuestos por Nordlund (1963) y para pilotes excavados se utilizan los valores de Tomlinson (1975).

La resistencia por punta se obtiene de la ecuación de Meyerhof (1953) para la capacidad portante de suelos cohesivos.

$$Q_b = c N_c A_b$$

Donde:

c = resistencia cortante inalterada en la base del pilote.

A_b = área de la base del pilote.

N_c = factor de capacidad de carga de Meyerhof, generalmente se toma 9.

Capacidad de Carga Última de un Pilote en Suelo Granular

La capacidad de carga última de un pilote está compuesta por la resistencia a la fricción y la resistencia por punta. En suelos granulares la resistencia por punta es generalmente mayor que la resistencia por fricción lateral, luego:

$$Q_u = Q_s + Q_b$$

La fricción lateral f a la profundidad z está dada por:

$$f = K_s p_d \operatorname{tg} \delta$$

Donde:

K_s = coeficiente lateral de tierra, la relación de la presión lateral a vertical en los lados del pilote.

p_d = esfuerzo efectivo vertical a la profundidad z .

δ = ángulo de fricción entre el pilote y el suelo.

Para un pilote rodeado por suelo granular entre las profundidades z_1 y z_2 , la resistencia por fricción lateral es:

$$Q_s = \frac{1}{2} K_s \gamma (z_1 + z_2) \operatorname{tg} \delta A_s$$

donde A_s es el área empotrada de z_1 a z_2 . Si el pilote está parcialmente sumergido, las contribuciones por encima y por debajo del nivel freático deben calcularse separadamente.

Los valores de K_s y δ presentados por Broms (1966) se presentan en la Tabla 2.2.5.a. Estos valores son válidos hasta un valor de fricción lateral f de 110 KN/m², que es el valor máximo que puede ser usado para pilotes de sección constante.

En el cálculo de la resistencia por punta, el tercer término de la ecuación de Meyerhof (relacionado a la fricción en la base) es relativamente pequeño para pilotes largos y esbeltos, por lo que usualmente se ignora. Luego, la resistencia en la base es:

$$Q_b = p_b (N_q - 1) A_b$$

Donde:

p_b = esfuerzo efectivo de sobrecarga en la base del pilote.

A_b = área de la base del pilote.

Los valores de ϕ se obtienen de los resultados del ensayo de penetración estándar (sin aplicar correcciones por profundidad, nivel freático o contenido de limo).

Los valores de N_q de Meyerhof tienden a ser extremadamente altos para cimentaciones por pilotes, cuando se comparan con fallas reales, por lo que los valores obtenidos por Berezantsev (1961) y presentados en la Figura 2.2.5.a, son más adecuados. El valor máximo de resistencia por punta a ser usado es de 1,100 KN/m².

Cuando se calcula la resistencia por fricción y por punta en pilotes excavados en suelo granular, deberá asumirse siempre una densidad relativa baja, independientemente del estado inicial del suelo.

Tabla 2.2.5.a Valores de K_s y δ para pilotes hincados

Material del Pilote	δ	K_s	
		Densidad relativa baja ($\phi \leq 35^\circ$)	Densidad relativa alta ($\phi > 35^\circ$)
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	3/4 ϕ	1.0	2.0
Madera	2/3 ϕ	1.5	4.0

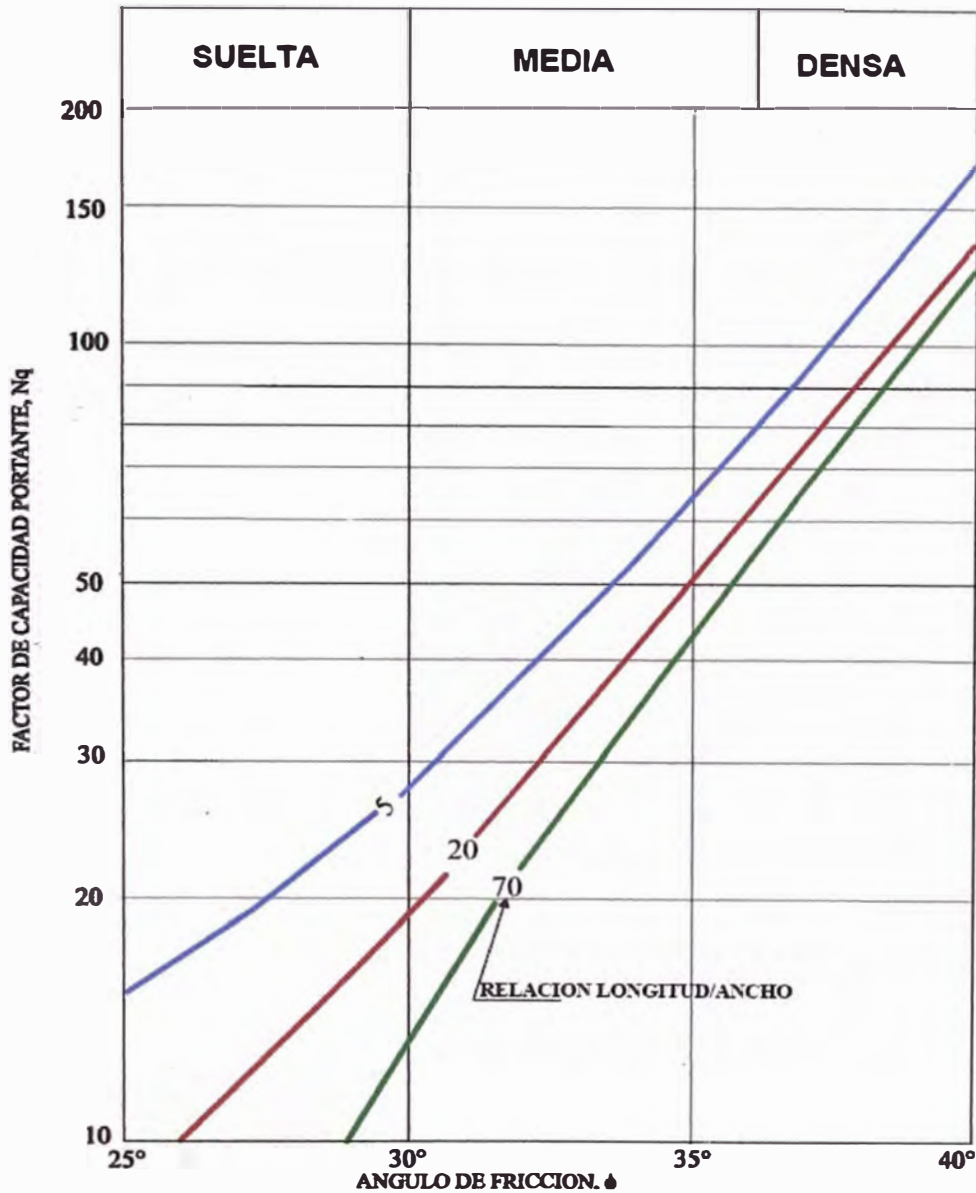


Figura 2.2.5.a Factor de Capacidad Portante de Berezantsev, N_q

Capacidad de Carga Admisible de un Pilote

La capacidad admisible se obtiene dividiendo la carga última por un factor de seguridad. Los factores de seguridad se pueden aplicar a la capacidad de carga última o a las capacidades de carga por fricción y por punta separadamente. La capacidad de carga admisible se toma como la menor de:

$$\frac{Q_s + Q_b}{2.5} \quad \text{y} \quad \frac{Q_s}{1.5} + \frac{Q_b}{3.0}$$

donde Q_s y Q_b son las cargas últimas por fricción y por punta respectivamente. El valor de Q_s en la primera ecuación se basa en factores que utilizan valores promedio de resistencia cortante, mientras que en la segunda ecuación se emplean valores en el rango bajo de la resistencia cortante.

Las fórmulas de capacidad de carga de pilotes solo presentan un rango aproximado de la capacidad de carga última. Excepto cuando se hincan pilotes hasta el rechazo, es usual realizar por lo menos un ensayo de carga en cada sitio. Se pueden hincar pilotes de prueba y ensayarlos hasta la falla. En base a los resultados alcanzados, el ingeniero puede decidir la modificación de las longitudes requeridas.

Es preferible demorar el ensayo de los pilotes tanto cuanto sea posible después del hincado, para permitir el asentamiento del pilote. Esto no es importante en pilotes en suelo granular, donde no son significativos los efectos del tiempo, pero en limos y arenas limosas la capacidad de carga última de un pilote puede ser mucho más alta inmediatamente después del hincado, que una vez que ha transcurrido un período de tiempo. En arcillas lo contrario es usualmente (pero no siempre) cierto; la capacidad portante aumenta con el tiempo, particularmente en arcillas blandas o sensibles. Para un grupo de pilotes debe verificarse la capacidad portante del grupo como un todo.

Fricción Negativa

La fricción negativa se presenta de acuerdo a las condiciones en las que se está hincando el pilote, a continuación mencionamos algunos casos en los que se presenta:

- a) Un pilote hincado a través de un arcilla blanda sensible llega a un estrato relativamente incompresible. El remoldeo de la arcilla durante el hincado puede ser suficiente para causar asentamiento. Las arcillas blandas marinas o de estuario pueden ser particularmente susceptibles a desarrollar fricción negativa.
- b) Un pilote hincado a través de una arcilla blanda llega a un estrato relativamente incompresible con sobrecarga en la superficie. Normalmente una arcilla blanda que suprayace a una arcilla dura no tiene problemas. Sin embargo, la carga en la superficie producirá asentamiento que puede generar fricción negativa en el pilote. El drenaje de áreas pantanosas puede tener un efecto similar.

c) Un pilote hincado a través de relleno recientemente colocado llega a un estrato compresible o relativamente incompresible. La fricción negativa resultará de la consolidación del relleno. En rellenos antiguos la fricción negativa disminuye o no existe. Actualmente es imposible predecir con precisión la fricción negativa que se producirá en un pilote. Sin embargo, la máxima fuerza que se desarrollará por fricción negativa puede evaluarse si se asume la distribución de esfuerzos de fricción propuesta por Tomlinson (1987). Aunque dicho autor diferencia los casos entre estrato compresible e incompresible en la base, el mismo procedimiento puede emplearse en todos los casos con suficiente precisión.

La máxima carga hacia abajo producida por fricción negativa que se permite para propósitos de diseño puede calcularse asumiendo la distribución de esfuerzos mostrada en la Figura 2.2.5.b

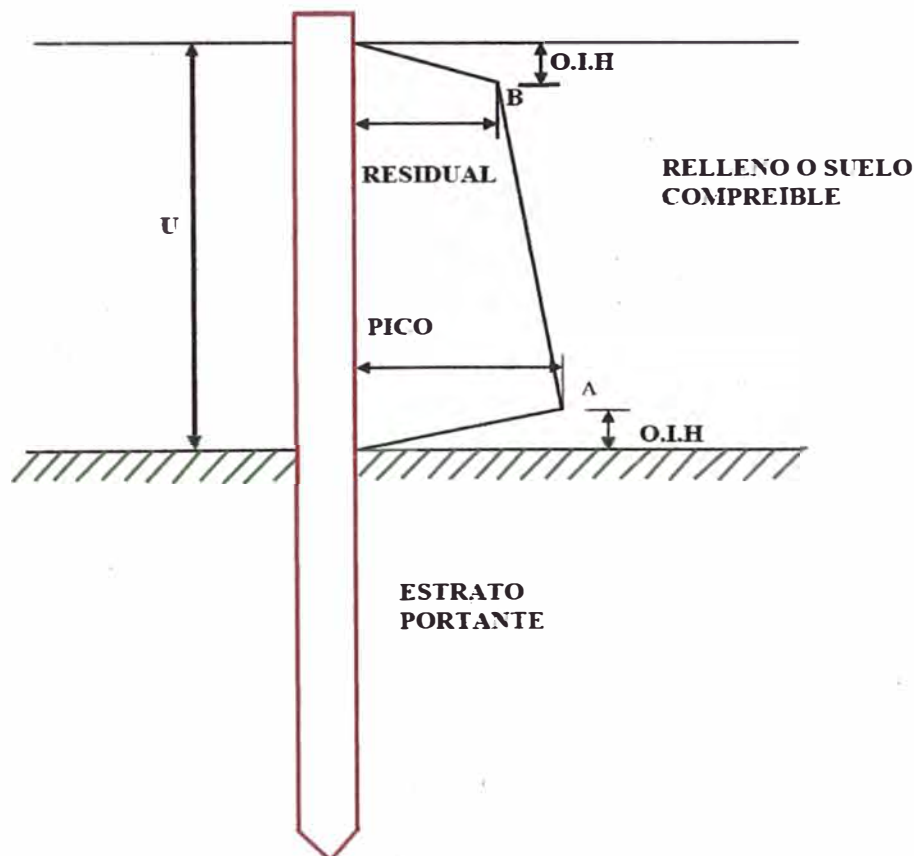


Figura 2.2.5.b Distribución Asumida de la Fricción Negativa

La fricción (o adhesión) en los puntos A y B, que corresponden a las resistencias cortantes pico y residual del suelo respectivamente, serán:

$$f_A = \acute{a}c_p \text{ y } f_B = \acute{a}c_r$$

donde c_p y c_r son las resistencias cortantes pico y residual y \acute{a} es un factor de adhesión, generalmente tomado como 1.

Luego la fuerza hacia abajo en el pilote causada por fricción negativa será:

$$\left[\left(0.1H \times \frac{1}{2} \acute{a}c_p \right) + \left(0.1H \times \frac{1}{2} \acute{a}c_r \right) + \left(0.8H \times \frac{1}{2} \acute{a}(c_p + c_r) \right) \right] \times S$$

$$= 0.45H\acute{a}(c_p + c_r) \times S$$

donde S es la circunferencia del pilote.

Cuando se calcula la longitud requerida del pilote, la fricción negativa debe añadirse a la carga permisible.

Los efectos de la fricción negativa pueden reducirse o eliminarse si se protege la sección del pilote dentro del relleno o de la arcilla blanda. Como alternativa se puede cubrir el pilote con una membrana plástica de baja fricción o con una capa de bitumen. Si se emplea bitumen debe tenerse mucho cuidado en su aplicación para asegurar que éste se adhiere bien al pilote y tiene un espesor mínimo de 3 milímetros.

Capacidad de Carga de Grupos de Pilotes

Eficiencia de Grupo

Este valor está definido por:

$$E_f = \frac{\text{Carga promedio en pilote en grupo en la falla}}{\text{Carga de falla en pilote individual}}$$

Suelos Granulares

Los pilotes hincados compactan al suelo granular, aumentando su capacidad portante. Ensayos en modelos han demostrado que los factores de eficiencia de grupo de pilotes hincados en arena pueden llegar hasta 2. En pilotes excavados, la acción de excavación más bien reduce que aumenta la compactación, por lo que el factor de eficiencia de grupo es difícil que sea mayor que 1.

En diseño se usa un factor de eficiencia de grupo de 1 para todo tipo de pilotes en suelo granular. Esto significa que se ignoran los efectos de grupo al predecir la capacidad portante. Sin embargo, los pilotes excavados deben tener un espaciamiento mayor que 3 diámetros (centro a centro).

Suelos Cohesivos

En suelos cohesivos se considera al grupo (pilotes y suelo contenido) como una cimentación profunda; la carga última del grupo se puede evaluar con la ecuación de Meyerhof. Por ejemplo, para un ancho de grupo B_1 , longitud B_2 , profundidad D , la carga de falla es:

$$Q_u = B_1 B_2 \bar{c} N_c \bar{e}$$

Donde:

N_c = factor de capacidad de carga de Meyerhof.

\bar{e} = factor de forma.

\bar{c} = cohesión promedio de la arcilla que rodea al grupo.

La Figura 2.2.5.c presenta los resultados de ensayo en modelos de Whitaker (1957) para grupos de 3 x 3 y 9 x 9. Se puede utilizar como un método alternativo para estimar eficiencias de grupo. Por lo tanto, la carga de falla del grupo es:

$$Q_u = n Q_u E_f$$

donde n es el número de pilotes en el grupo y Q_u es la carga de falla de un pilote individual.

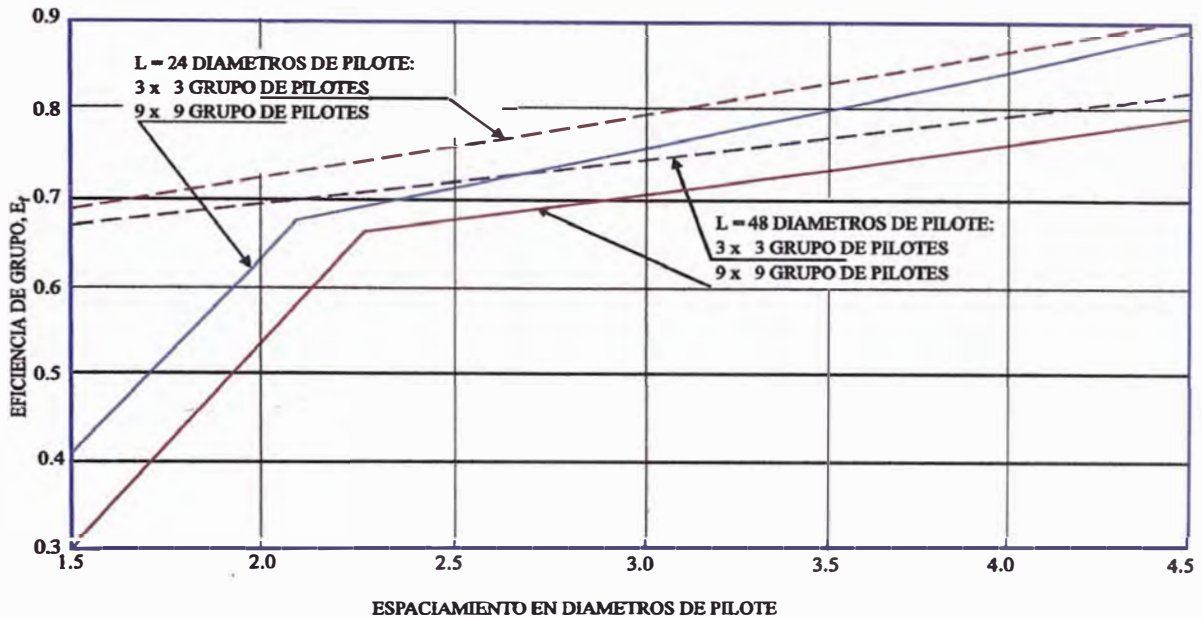


Figura 2.2.5.c Eficiencias de Grupos de Pilotes en Suelos Cohesivos

Pilotes de Punta Hincados al Rechazo

Debido a que la carga última está limitada por la resistencia del pilote y no la capacidad portante del terreno, no existe efecto de grupo.

Suelos que Contienen Estratos Blandos

Cuando existen capas de arcilla blanda por debajo de los grupos de pilotes puede ocurrir un sobreesfuerzo, por lo que es necesario realizar una verificación. Se asume que la carga del grupo de pilotes se repartirá como se indica.

a) Pilotes de fricción en arcilla

Se asume que la carga se distribuye como se muestra en la Figura 2.2.5.d, de los dos tercios del empotramiento del pilote en el estrato resistente.

b) Pilotes de punta en arena o grava

Se asume que la carga se distribuye como se muestra en la Figura 2.2.5.e, a partir de la base de los pilotes.

En cada uno de los casos indicados, para un grupo de pilotes de dimensiones en planta B x L, que soporta una carga Q, el área esforzada del material blando será:

$$\begin{aligned} & (B + 2H \tan 30^\circ)(L + 2H \tan 30^\circ) \\ & = (B + 1.15H)(L + 1.15H) \end{aligned}$$

Luego, el esfuerzo en la parte superior del estrato blando será:

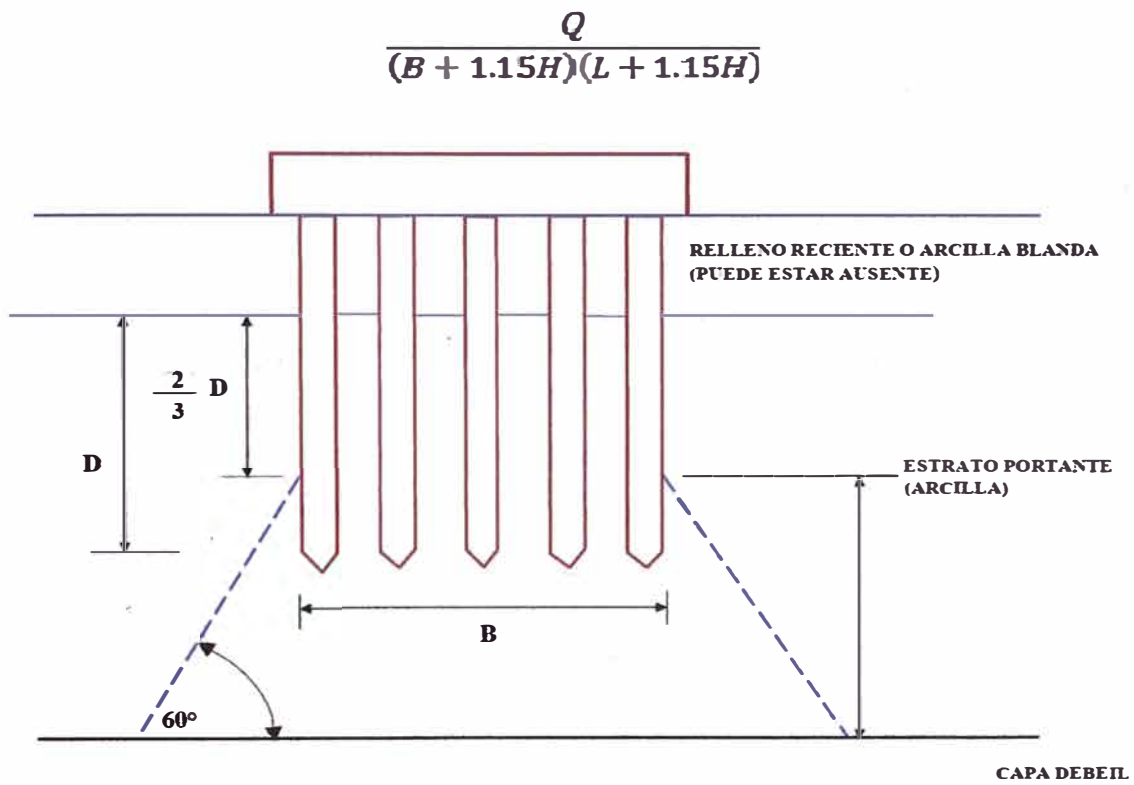


Figura 2.2.5.d Distribución de Carga para Pilotes de Fricción

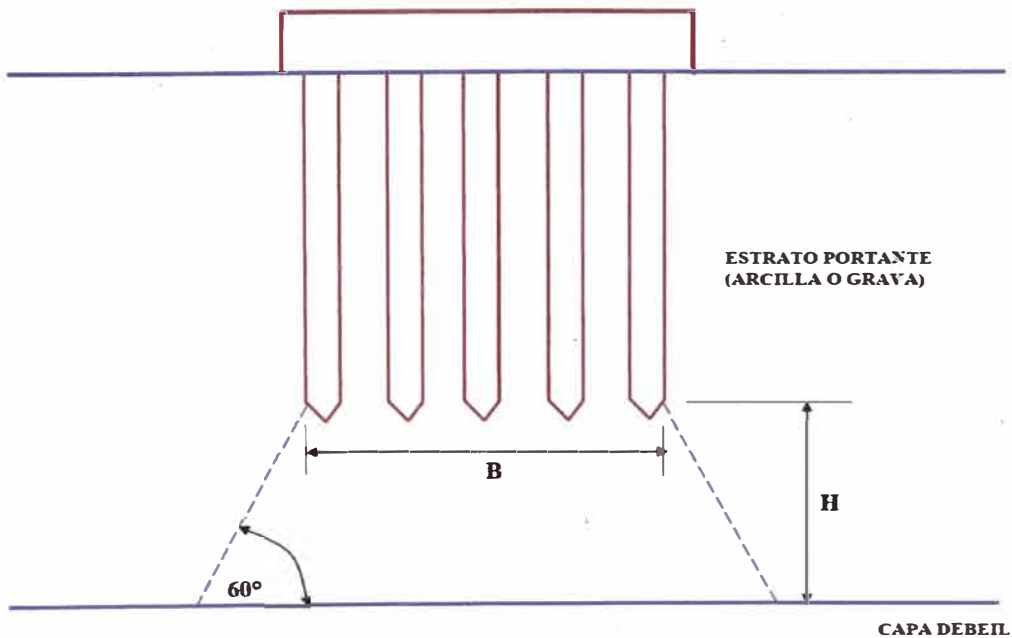


Figura 2.2.5.e Distribución de Carga para Pilotes de Punta
 Longitudes de Pilotes Cercanos

En tanto sea posible, todos los pilotes de un grupo deben tener aproximadamente la misma longitud. Cuando se tengan pilotes de diferente longitud, cercanos, es usual diseñar al pilote más corto lo suficientemente largo, de modo que una línea inclinada a 45° de su base no intercepte al pilote vecino más largo. Esto es para evitar que la carga de la punta del pilote corto sea transmitida al pilote largo.

2.2.6 Asentamiento de Pilotes y Grupos de Pilotes

El asentamiento de un pilote individual bajo carga de trabajo es usualmente tan pequeño que no presenta problemas. Sin embargo, el efecto combinado de un grupo de pilotes puede producir un asentamiento apreciable, debiendo ser considerado. El estado del conocimiento actual no permite una predicción precisa del asentamiento, sin embargo existen métodos que permiten realizar estimados razonables del asentamiento de pilotes y grupos de pilotes.

Los procedimientos presentados a continuación permiten realizar una estimación aproximada del asentamiento de un grupo de pilotes o de un pilote individual dentro del grupo. La interacción entre los pilotes y el suelo circundante es compleja y no está apropiadamente entendida; en consecuencia, los valores obtenidos por los métodos simples presentados a continuación no producen valores exactos.

Asentamiento de un Pilote Individual en Arcilla

El asentamiento de un pilote en una capa de espesor finito que suprayace a un material incompresible puede obtenerse de la expresión:

$$\rho = \frac{Q}{LE_s} I_p$$

Donde:

Q = carga en el pilote.

L = longitud del pilote.

E_s = módulo de Young del suelo para asentamiento a largo plazo.

$$E_s = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{m_v(1 - \mu)}$$

m_v es el valor promedio de la capa y m es la relación de Poisson: 0.4 arcilla SC, arcilla NC rígida y 0.2 arcilla NC blanda a firme.

I_p = factor de influencia, obtenido de las Figuras. 2.2.6.a y 2.2.6.b

Debe tenerse cuidado en utilizar sistemas de unidades consistentes.

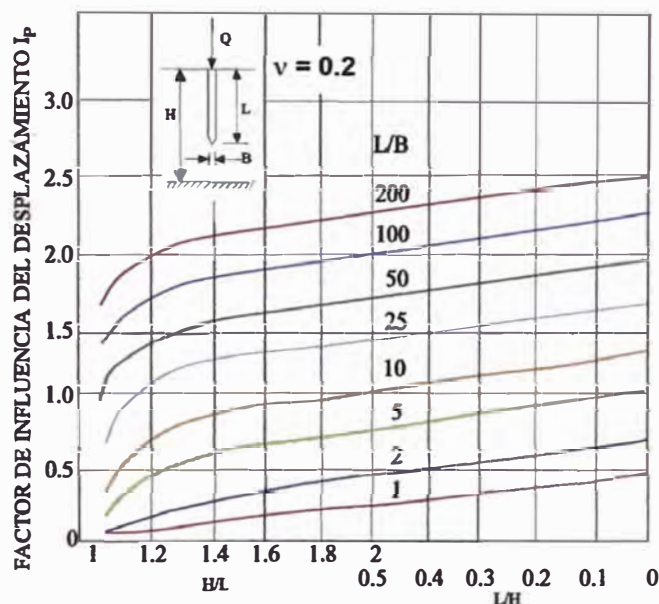


Figura 2.2.6.a Valores del Factor de Influencia I_p para un Pilote en un Estrato Compresible de Profundidad Finita, $v=0.2$

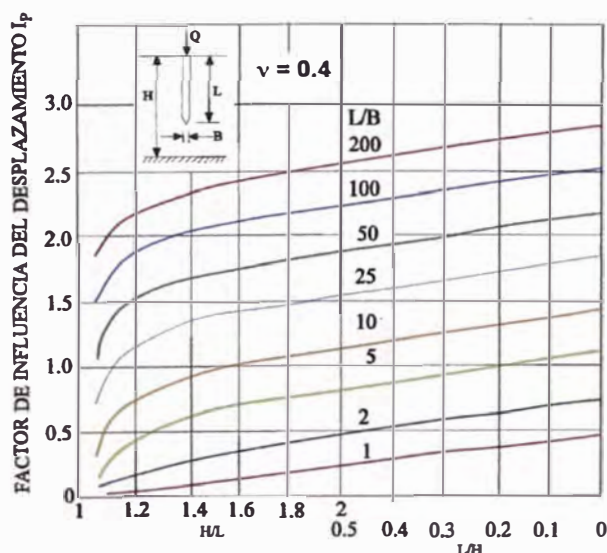


Figura 2.2.6.b Valores del Factor de Influencia I_p para un Pilote en un Estrato Compresible de Profundidad Finita, $v=0.4$

Asentamiento de Pilotes dentro de un Grupo en Arcilla

El asentamiento ρ_i del pilote i dentro de un grupo puede calcularse de la expresión:

$$\rho_i = \rho_1 \left(Q_i + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^k Q_j \alpha_{ij} \right)$$

Donde:

ρ_i = asentamiento del pilote i bajo carga unitaria.

Q_i = carga del pilote i .

Q_j = carga en el pilote j , donde j es cada uno de los otros pilotes en el grupo, en turno.

ρ_{ij} = es el factor de interacción entre los pilotes i y j . El valor de α depende del espaciamiento de los pilotes y se obtiene de la Figura 2.2.6.c

Aunque el gráfico está dibujado para $\alpha = 0.5$, el valor de α no es crítico, pudiendo ser utilizado para todos los valores de α .

Para un pilote individual dentro de un grupo, se encuentra usualmente que el asentamiento del pilote debido a la influencia de los pilotes vecinos excede al asentamiento producido por la carga en el pilote. De este modo, aunque el asentamiento de un pilote individual pueda parecer pequeño en un ensayo de carga, el asentamiento de una estructura apoyada en un grupo de pilotes similares puede ser bastante grande.

El proceso de añadir las interacciones de cada pilote con los otros en un grupo grande de pilotes puede ser tedioso y tomar tiempo. Sin embargo, se encuentra que la mayor parte de pilotes en el grupo está tan lejos que su influencia pueda ignorarse, o quizás se puede asignar una participación para el efecto de todos los pilotes mas allá de determinada distancia del pilote en estudio.

Cuando los pilotes no son de la misma longitud, el efecto en la relación (H/L) es pequeño, por lo que el método todavía puede utilizarse. Cuando los pilotes tienen diferentes diámetros o anchos, la relación (S/B) del pilote j deberá usarse para obtener el valor de α_{ij} .

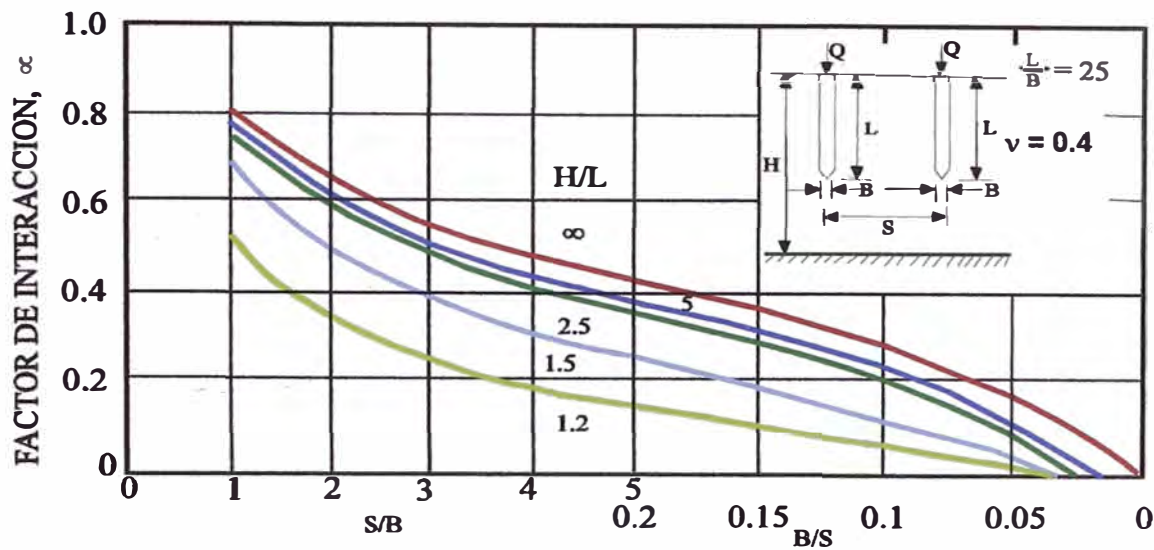


Figura 2.2.6.c Valores del Factor de Influencia α para un Pilote en un Estrato Compresible de Profundidad Finita, $v=0.5$

Asentamiento de un Pilote Individual en Arena o Grava

El asentamiento de un pilote hincado en suelo granular denso es muy pequeño y debido a que el asentamiento en suelo granular es rápido, generalmente no hay problema. En pilotes excavados o pilotes hincados en suelo granular suelto, el asentamiento puede ser significativo, pero no existen métodos aceptados de predecir asentamientos con exactitud. Como una aproximación gruesa, el desplazamiento vertical de un pilote puede estimarse como una carga puntual en la base del pilote.

Sin embargo, el único método confiable para obtener la deformación de un pilote en un suelo granular es ejecutar un ensayo de carga.

Asentamiento de un Grupo de Pilotes en Arena o Grava

Una aproximación al asentamiento de un grupo de pilotes en suelo granular en base al asentamiento de un pilote individual puede obtenerse de la Figura 2.2.6.d, donde:

$$\alpha = \frac{\text{Asentamiento del grupo de pilote}}{\text{Asentamiento del pilote individual bajo la misma carga de trabajo}}$$

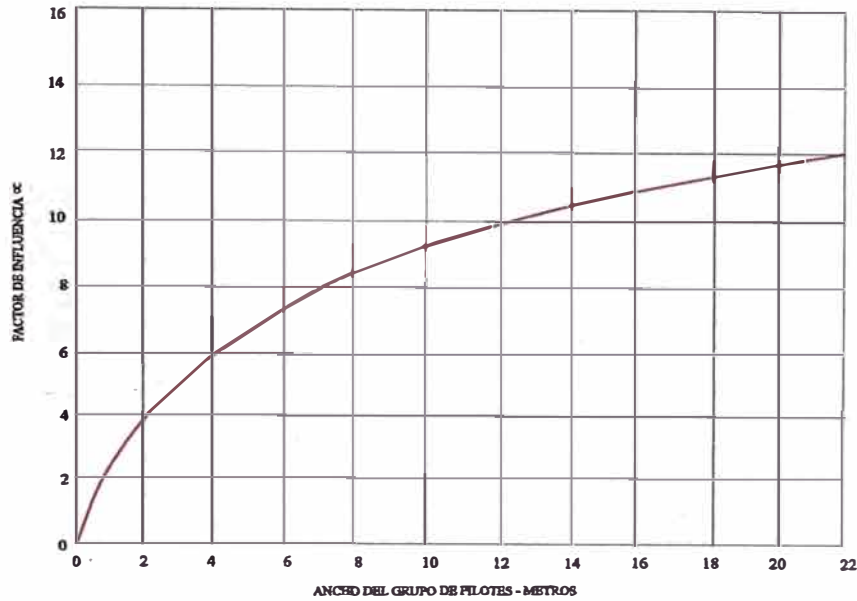


Figura 2.2.6.d Relación del Asentamiento del Grupo de Pilotes al Asentamiento de un Pilote

Un Método Simple para Estimar el Asentamiento de un Grupo de Pilotes

El asentamiento promedio de un grupo de pilotes puede estimarse tratando al grupo como una cimentación equivalente con un área en planta igual al área del grupo. Para pilotes que trabajan predominantemente por punta (arenas), se asume que la cimentación estará en la base de los pilotes. Para pilotes por fricción (arcillas), se asume los dos tercios de la longitud de empotramiento, y si existe una capa superior granular o arcilla blanda, los dos tercios de la profundidad de empotramiento en la arcilla portante. Lo anterior se ilustra en la Figura 2.2.6.e.

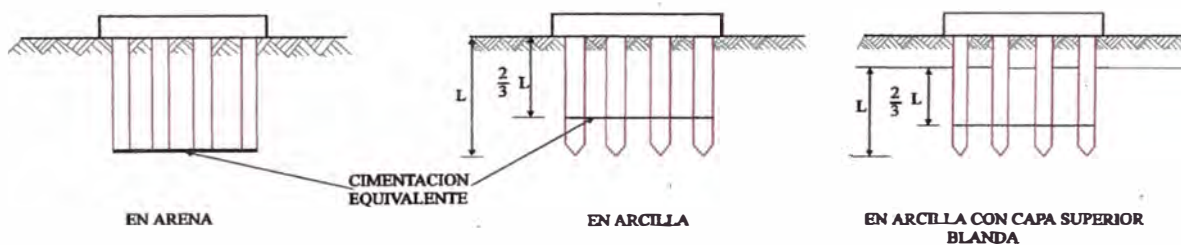


Figura 2.2.6.e Método simplificado para estimar el Asentamiento del Grupo de Pilotes Mediante la Cimentación Profunda Equivalente

Compresión del Pilote

La compresión del pilote puede ser una parte significativa del asentamiento total, pero, a diferencia del asentamiento por consolidación, ocurrirá instantáneamente cuando se aplica la carga al pilote. Se puede evaluar asumiendo que bajo la carga de trabajo (o carga de ensayo), las proporciones de la carga por fricción y por punta son las mismas que en la falla. Por lo tanto, si la carga última es Q_u , formada por la carga última en el fuste y en la punta, luego bajo la carga Q ,

$$Q \times \frac{Q_b}{Q_u} \text{ será soportado por la punta y}$$

$$Q \times \frac{Q_s}{Q_u} \text{ será soportado por fricción}$$

La carga por punta será transmitida en toda la longitud del pilote y la carga por fricción será reducida con la profundidad. En arcillas, donde la fricción (adhesión) permanece constante con la profundidad, el esfuerzo promedio será la mitad del de la superficie. En arenas, donde la fricción aumenta linealmente con la profundidad, el esfuerzo promedio equivalente será dos tercios del valor de superficie. Por lo tanto, para un pilote de longitud L y sección A_p , el esfuerzo promedio equivalente será:

$$\text{en arcillas } \sigma_{pr} = \frac{Q}{A_p} \left(\frac{Q_b + \frac{1}{2} Q_s}{Q_u} \right)$$

$$\text{en arenas } \sigma_{pr} = \frac{Q}{A_p} \left(\frac{Q_b + \frac{2}{3} Q_s}{Q_u} \right)$$

y la compresión elástica del pilote será:

$$\tilde{\Delta}_e = \frac{\sigma_{pr} L}{E_p}$$

donde E_p es el módulo de Young para el material del pilote en la dirección longitudinal.

2.2.7 Fórmulas de Hinca

Las fórmulas de hinca de pilotes tratan de relacionar la capacidad portante de un pilote con su resistencia al hincado. Aunque desacreditadas por muchos ingenieros, las fórmulas de hinca todavía se utilizan en el sitio, como una verificación de las predicciones de diseño utilizando la mecánica de suelos. No se recomienda el empleo de las fórmulas de hinca en el diseño de pilotes; sin embargo, a pesar de sus limitaciones puede utilizarse para ayudar al ingeniero a evaluar las condiciones del terreno en un pilotaje, revelando probablemente variaciones que no fueron aparentes durante la investigación de campo. Las capacidades de carga de pilotes determinadas en base a las fórmulas de hincado no son siempre confiables. Deben estar apoyadas por experiencia local y ensayos; se recomienda precaución en su utilización.

Existe un gran número de fórmulas de hincado, tal como la muy conocida fórmula del Engineering News Record. La Tabla 2.2.7.a de US Navy (1982) recomienda el empleo de fórmulas de hinca según el martillo a ser utilizado. Estas fórmulas pueden utilizarse como una guía para estimar las capacidades admisibles de los pilotes y como control de construcción cuando están complementadas por ensayos de carga.

Tabla 2.2.7.a: Fórmulas Básicas de Hincado de Pilotes (Design Manual DM 7.2, 1982)

Para martillos en caída libre	Para martillos en acción simple	Para martillos de doble acción diferencial
$(Q_v)_{ad}^c = \frac{2WH}{S+1}$	$(Q_v)_{ad}^{a,c} = \frac{2WH}{S+0.1}$	$(Q_v)_{ad}^a = \frac{2E}{S+0.1}$
	$(Q_v)_{ad}^{b,c} = \frac{2WH}{S+0.1\frac{W_D}{W}}$	$(Q_v)_{ad}^b = \frac{2E}{S+0.1\frac{W_D}{W}}$

a = usar cuando los pesos hincados son menores que los pesos del martillo.

b = usar cuando los pesos hincados son mayores que los pesos del martillo.

c = fórmula de hincado de pilotes basada en la fórmula de Engineering News.

$(Q_v)_{ad}$ = carga admisible del pilote en libras.

W = peso del martillo en libras.

H = altura efectiva de caída en pies.

E = energía real liberada por el martillo por golpe en pie-libra.

S = promedio neto de penetración en pulgadas por golpe para las últimas 6 pulgadas del hincado.

W_D = pesos hincados incluyendo el pilote.

Nota : la relación de pesos (W_D / W) debe ser <3 .

2.2.8 Ensayo de Cargas de Pilotes

La única manera segura de saber si un pilote es capaz de soportar la carga requerida, es ejecutar un ensayo de carga. Este ensayo también puede utilizarse para medir las características de carga-deformación del pilote. En un trabajo de pilotaje, uno o más pilotes se ensayan; los pilotes de ensayo se seleccionan de manera aleatoria entre los pilotes que se están instalando o pilotes especiales pueden hincarse con antelación para verificar el diseño.

La prueba de carga se realiza generalmente por las siguientes razones, Vesic (1977):

- 1° Verificar experimentalmente que la actual respuesta del pilote a la carga (reflejada en la relación carga-asentamiento) corresponde a la respuesta asumida por el diseñador.
- 2° Que la carga última actual del pilote no es menor que la carga última calculada y que fue usada como base en el diseño de la cimentación.
- 3° Obtener datos del suelo deformado y facilitar el diseño de otro pilote.
- 4° Determinar el comportamiento carga-asentamiento de un pilote, especialmente en la región de carga de trabajo.
- 5° Para indicar la dureza estructural del pilote.

Formas y Tipos de Aplicación de Carga

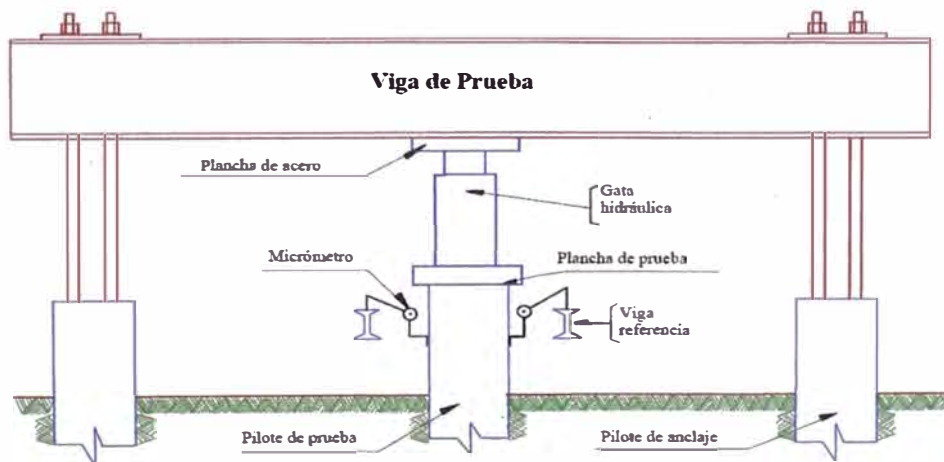
Los equipos para aplicar la carga a compresión pueden ser los de la norma ASTM-D-1143-81.

"Pilotes bajo Carga Axial Estática de Compresión", u otros, construidos de tal forma que la carga sea aplicada al eje central y longitudinal del pilote; el equipo del sistema de carga incluye una gata hidráulica, una bomba hidráulica y manómetros. La norma ASTM menciona los siguientes arreglos o dispositivos para aplicar la carga al pilote:

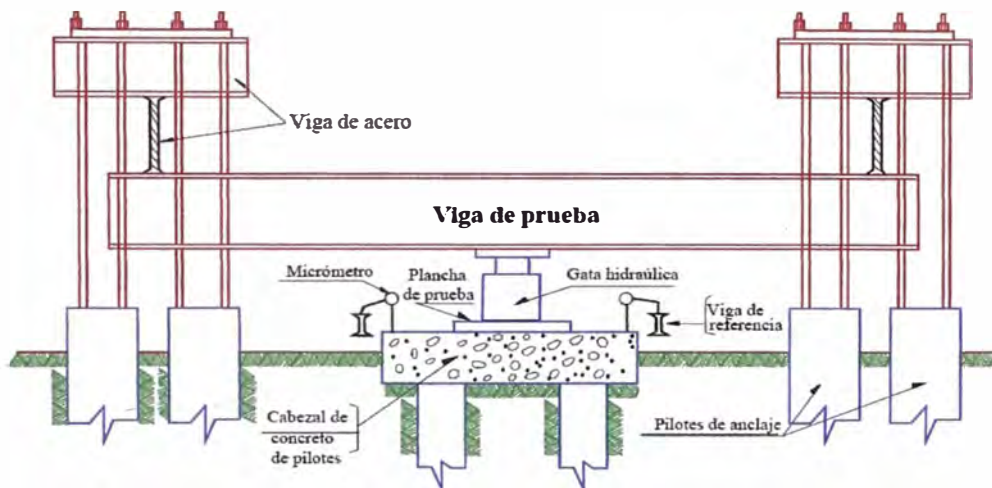
1) Carga aplicada al pilote o grupo de pilotes por gata hidráulica actuando frente a un marco de reacción anclado. Puede realizarse de dos formas, con pilotes de anclaje o con anclaje enterrado.

a. Pilotes de anclaje.

Se instala un número suficiente de pilotes de anclaje a cada lado del pilote de prueba de tal forma que proporcionen adecuada capacidad de reacción. Dichos pilotes estarán ubicados a una distancia libre del pilote de prueba de al menos 5 veces el mayor diámetro del pilote de prueba, pero no menor que 2 mts. Sobre los pilotes de anclaje va una viga de prueba de medida y resistencia suficiente para impedir una deflexión excesiva, esta viga está sujeta por conexiones diseñadas para transferir la carga a los pilotes. Entre el fondo de la viga y la cabeza del pilote de prueba existe una luz suficiente para poder colocar la gata hidráulica y dos planchas de acero de espesor mínimo de 2"; el sistema trabaja al reaccionar la gata hidráulica al cargar el pilote, transmitiendo esta carga (mediante la viga de reacción) a un par de pilotes de anclaje. La Figura 2.2.8.a muestra este tipo de arreglo.



a) Pilotes simple



b) Grupo de pilotes

Figura 2.2.8.a Sistema de Marco de Reacción para Pilotes de Anclaje

b. Anclaje enterrado.

Usualmente transfieren la reacción a estratos más duros debajo del nivel de la punta del pilote, pudiendo ser puestos más cercanamente al pilote de prueba. La Figura 2.2.8.b presenta este tipo de arreglo.

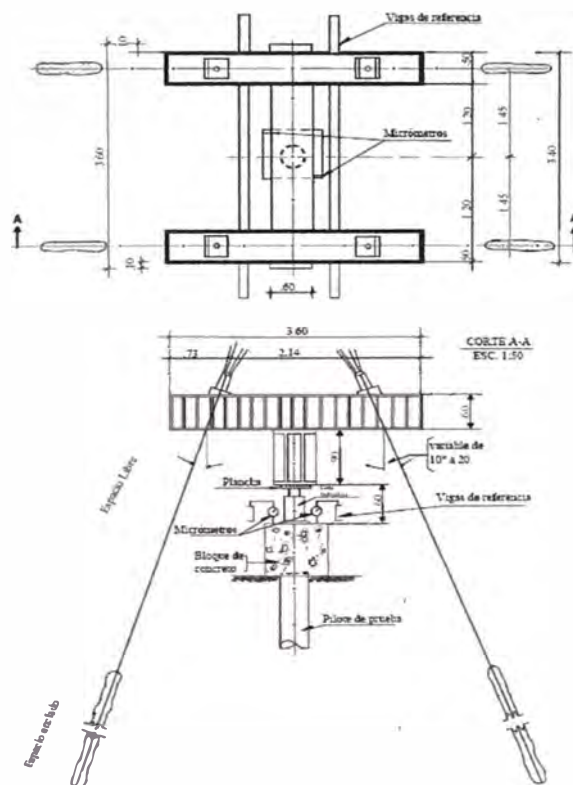


Figura 2.2.8.b Sistema de Marco de Reacción para Pilotes de Anclaje

2) Carga aplicada al pilote o grupo de pilotes por gata hidráulica actuando frente a caja o plataforma cargada.

La norma ASTM especifica que se debe centrar sobre el pilote o grupo de pilotes una viga de prueba de medidas y resistencia suficiente para impedir una deflexión excesiva bajo carga, permitiendo espacio suficiente entre el cabezal del pilote y el fondo de la viga para poder ubicar las planchas y la gata; los extremos de la viga se deben soportar sobre cajones temporales.

Se centra una caja o plataforma sobre la viga de prueba, la cual estará soportada por durmientes ubicadas tan lejos como sea posible del pilote de prueba, pero en ningún caso la distancia será menor que 1.5 mts de luz entre caras. La carga de la caja o plataforma será de material apropiado tal como suelo, roca, concreto o acero. Con este dispositivo de carga la gata hidráulica reacciona frente a esta carga como lo muestra la Figura 2.2.8.c.

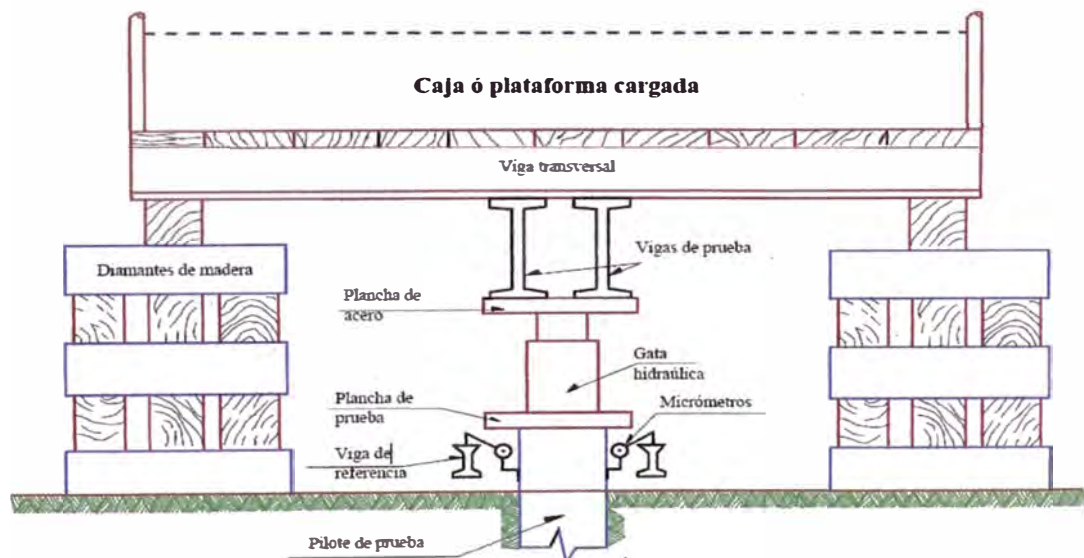


Figura 2.2.8.c Sistema de Aplicación de Carga por Gata Hidráulica Actuando frente a Plataforma Cargada

3) Carga aplicada directamente a un pilote o grupo de pilotes.

La norma ASTM especifica que se debe centrar sobre la plancha de acero una viga de prueba de peso conocido y suficiente medida y resistencia, con los extremos soportados sobre durmientes temporales; centrar una plataforma de peso conocido sobre la viga, esta plataforma es soportada por durmientes

ubicadas a una distancia libre no menor de 1.5 mts. La carga de la plataforma puede ser con acero o concreto. La Figura 2.2.8.d muestra este arreglo.

En lo referente al asentamiento de la cabeza del pilote, éste se puede medir de tres formas:

- a) Nivelación directa con referencia a un datum fijado (BM).
- b) Por un alambre sostenido bajo tensión entre dos soportes y pasando a través de una escala pegada al pilote de prueba.
- c) Por medio de vigas de referencia una a cada lado del pilote de prueba, las cuales tienen un mínimo de dos deformímetros, con las espigas paralelas al eje longitudinal del pilote y soportada por orejas firmemente pegadas sobre los lados del pilote debajo de la plancha de prueba; alternativamente, los dos deformómetros podrían montarse en lados opuestos del pilote de prueba, pero encima de las vigas de referencia; estos deformómetros deberían tener una precisión de al menos 0.01 pulgadas (0.25 mm).

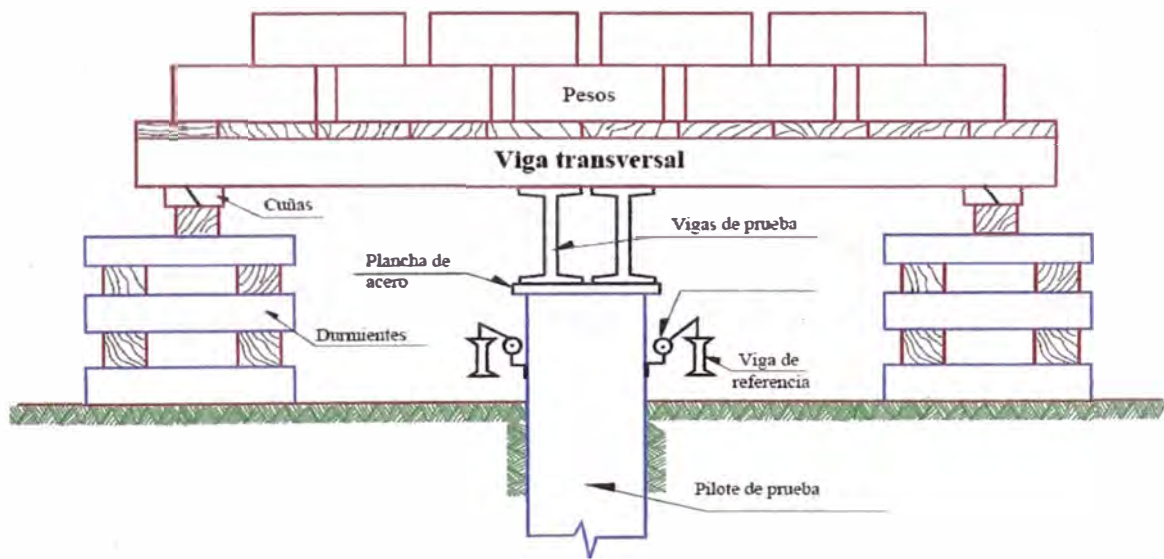


Figura 2.2.8.d Sistema de Aplicación de Carga por Gata Hidráulica Actuando

Procedimiento de Carga

Existen diversos tipos de procedimientos de carga, la norma ASTM-D-1143-81 resume la mayoría de éstos, pero tan sólo se presentarán los más comunes, que son:

a) Prueba de carga mantenida

LLamada también ML y es el denominado por el ASTM-D-1143-81 como el procedimiento estándar de carga; el procedimiento a seguir es el siguiente: Siempre y cuando no ocurra la falla primero, cargar el pilote hasta 200% de su carga de diseño, aplicando la carga en incrementos del 25% de la carga de diseño del pilote. Mantener cada incremento de carga hasta que la razón de asentamiento no sea más grande que 0.01 pulgadas (0.25 mm)/hora, pero no mayor que 2 horas. Si el pilote de prueba no ha fallado, remover la carga de prueba total en cualquier momento después de 12 horas si el asentamiento del tope sobre un período de 1 hora no es más grande que 0.01 pulgadas (0.25 mm); si ocurre lo contrario, permita que la carga total permanezca sobre el pilote por 24 horas. Después del tiempo requerido de espera, remover la carga de prueba en decrementos de 25% de la carga total con 1 hora entre decrementos. Si la falla del pilote ocurre, continúe aplicando carga con la gata al pilote hasta que el asentamiento sea igual al 15% del diámetro del pilote o dimensión diagonal.

b) Razón de penetración constante

Fue un método desarrollado por Whitaker en 1957 para modelos de pilote (pilotes de prueba preliminares) y posteriormente usado para ensayos de pilote de tamaño natural; este método también es llamado CRP y tiene la ventaja de ser rápido en su ejecución, no dando tiempo a la consolidación del terreno. El método consiste en hacer penetrar el pilote a una velocidad constante y medir continuamente la fuerza aplicada en la cabeza del pilote para mantener la razón de aplicación. La norma ASTM-D-1143-81 especifica que la razón de penetración del pilote debe ser de: 0.01 a 0.05 pulgadas (0.25 a 1.25 mm)/min. en suelo cohesivo y 0.03 a 0.10 pulgadas (0.75 a 2.5 mm)/min. en suelo granular.

Criterios de Carga de Falla

El criterio más usado para definir la carga de rotura en un gráfico carga vs. asentamiento, es aquel que muestra un cambio brusco en la curva obtenida, pero en la mayoría de los casos, la pendiente de la curva varía gradualmente, no pudiendo establecerse en forma definida la carga de rotura. Otra observación

hecha a este criterio, es que frecuentemente la escala adoptada para el trazado carga vs. asentamiento no es escogida con criterio bien definido. Para uniformizar los criterios de escala, se ha sugerido que la curva carga vs. asentamiento sea escogida de tal forma que la recta que corresponde a la deformación elástica del pilote PL/AE forme un ángulo de 20° con la horizontal. Sin embargo éste no es criterio reglamentado, y en vista de que en mecánica de suelos no existe un criterio uniforme para establecer la carga de rotura se mencionarán algunos de estos criterios. Los criterios recopilados por Vesic (1975) son:

1° Limitando el asentamiento total.

- a) absoluto: 1" (25.4 mm) (Holanda, Código de Nueva York).
- b) relativo: 10% del diámetro del pilote (Inglaterra)

2° Limitando el asentamiento plástico.

- a) 0.25 pulgada (6.35 mm) (AASHTO).
- b) 0.33 pulgada (8.40 mm) (Magnet).
- c) 0.50 pulgada (12.7 mm) (Código de Boston).

3° Limitando la relación asentamiento plástico/asentamiento elástico
1.5 (Cristiani y Nielsen).

4°

$$\text{Relación máxima} \frac{\text{Incremento asentamiento elástico}}{\text{Incremento asentamiento plástico}}$$

Szechy (1961).

5° Limitando la relación asentamiento/carga

- a) Total 0.01 in/ton (California, Chicago).
- b) Incremental 0.03 in/ton (Ohio) 0.05 in/ton (Raymond Co).

6° Limitando la relación asentamiento plástico/carga

- a) Total 0.01 in/ton (New York)
- b) Incremental 0.03 in/ton (Raymond Co).

7°

$$\text{Relación máxima } \frac{\text{Incremento de carga}}{\text{Incremento asentamiento}}$$

Vesic (1963).

Fellenius (1980) recopiló varios criterios de falla aplicables al gráfico carga vs. asentamiento.

a) Método de Davisson

La carga límite propuesta es definida como la carga que corresponde a un asentamiento que excede la compresión elástica del pilote por un valor X dado por:

$$X = 3.8 + \frac{D}{120}$$

donde:

D = diámetro (mm)

X = en (mm)

El método de Davisson se aplica a ensayos de velocidad de penetración constante, si se aplica a ensayos con carga mantenida, resulta conservador.

b) Método de Chin

Se admite que la curva carga-asentamiento cerca a la rotura es hiperbólica. En este método el asentamiento es dividido por su correspondiente carga y el gráfico pasa a ser una curva de asentamiento/carga vs. asentamiento. Los puntos obtenidos tienden a formar una recta y la inversa de la pendiente es la carga de rotura. Este método se aplica a pruebas rápidas o lentas, ya que el tiempo de aplicación de los estados de carga es constante.

c) Método de De Beer

La curva carga vs. asentamiento es llevada a un gráfico log-log. Para los valores de carga mayores, los puntos tienden a caer en dos rectas y su intersección es la carga de rotura.

d) Criterio de 90% de Brinch-Hansen

La carga de rotura será aquella cuyo asentamiento es el doble del asentamiento medido para una carga que corresponde al 90% de la carga de rotura.

e) Método de Fuller y Hoy

De acuerdo a este criterio, la carga de rotura es aquella que corresponde al punto en la curva carga-asentamiento tangente a una recta de inclinación 0.05 in/ton.

f) Método de Butler y Hoy

La carga de rotura es definida como aquella correspondiente al punto de intersección de dos rectas tangentes, la primera corresponde a la tangente a la curva y que tenga una inclinación de 0.05in/ton. y la segunda recta tangente es aquella paralela a la línea de compresión elástica del pilote y tangente a la curva. En las Figuras 2.2.8.e y 2.2.8.f se presenta la descripción gráfica de los distintos criterios para evaluar la carga de falla.

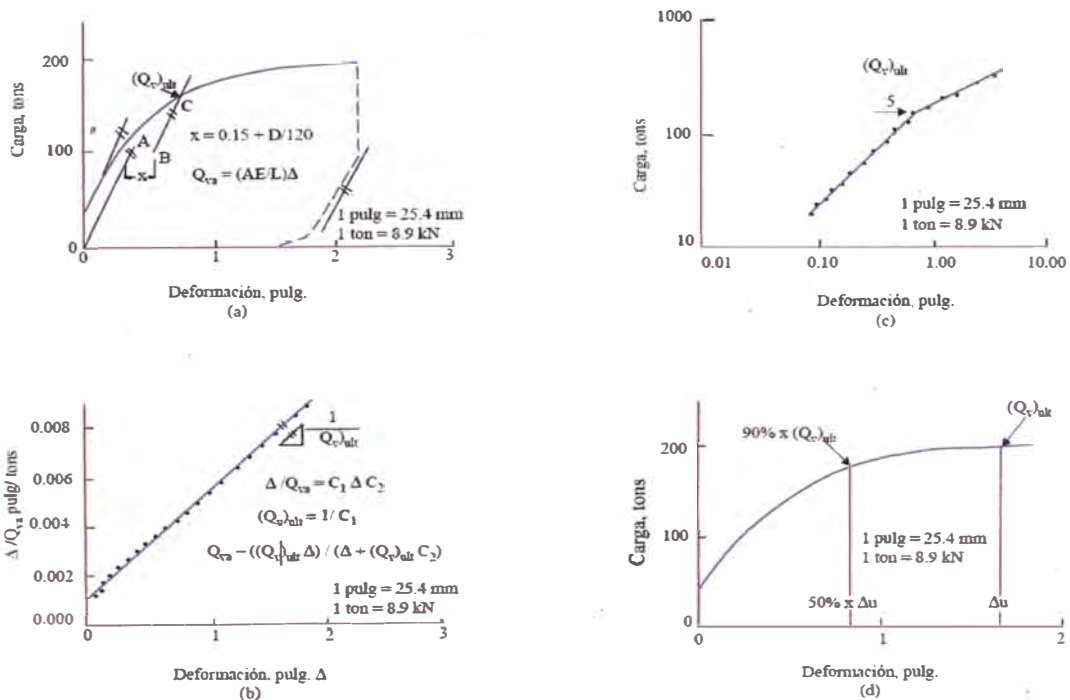


Figura 2.2.8.e Evaluación de Ensayos de Carga (a)Método Davisson, (b)Método de Chinn, (c)Método de Beer, (d)Método al 90%

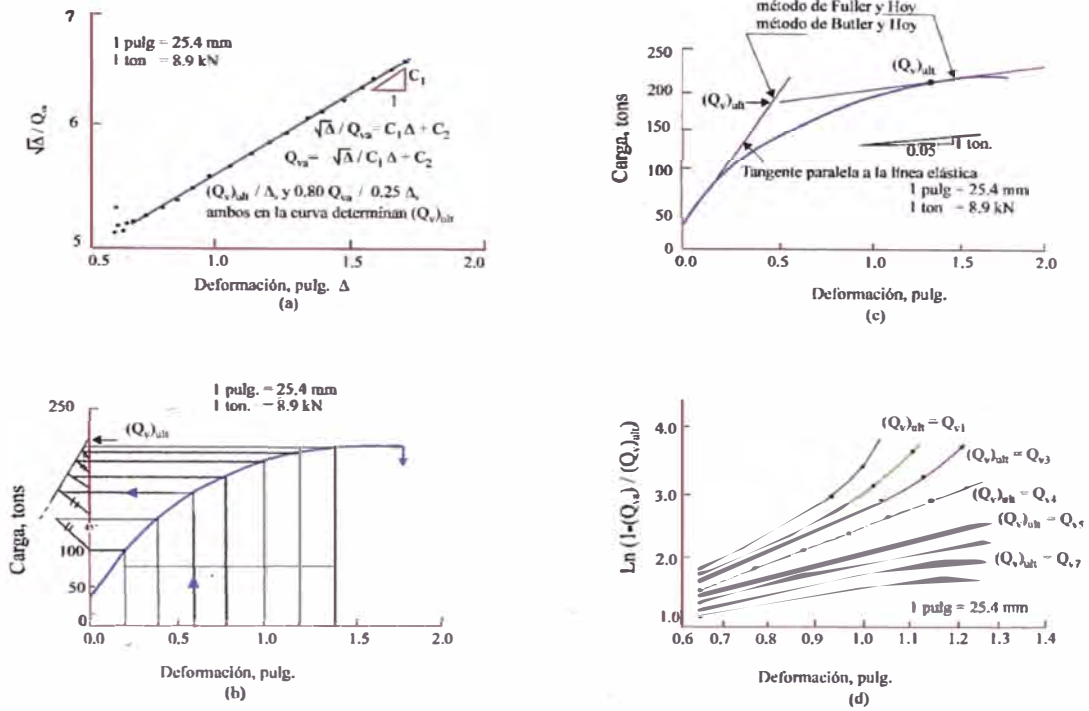


Figura 2.2.8.f Evaluación de Ensayos de Carga (a)Método de Hansen al 80%, (b)Método de Mazurkiewicz, (c)Método de Fuller y Hoy, (d)Método de Veen

CAPITULO III LICUACIÓN DE SUELOS

3.1 Métodos simplificados para la evaluación del potencial de licuación de suelos.

El estudio del fenómeno de licuación de arenas ha sido desarrollado por numerosos ingenieros e investigadores en todo el mundo, desde que este fenómeno fue identificado como el causante principal de los daños en el terreno y estructuras de tierra durante terremotos. Mientras que en una primera etapa este desarrollo fue motivado por la ocurrencia catastrófica de licuación durante los terremotos de Niigata y Alaska en 1964, el ímpetu para continuar el estudio de licuación se ha debido a una serie de grandes terremotos que han ocurrido en todas las regiones sísmicamente activas del mundo.

Existen básicamente dos métodos disponibles para evaluar el potencial de licuación de una arena saturada sometida a sacudimiento sísmico.

1) Usando métodos basados en una evaluación de las condiciones de esfuerzo cíclico o deformación que serán desarrollados en el campo por un terremoto de diseño propuesto, y una comparación de estos esfuerzos o deformaciones con aquellos observados para causar licuación en muestras representativas del depósito en un ensayo de laboratorio apropiado que proporcione una adecuada simulación de las condiciones de campo, o que puedan proporcionar resultados que permitan una evaluación del comportamiento del suelo bajo condiciones de campo.

2) Usando métodos basados en observaciones de campo del comportamiento de depósitos de arena en terremotos pasados que impliquen el uso de alguna característica in-situ de los depósitos para determinar probables semejanzas o diferencias entre estos lugares y otros propuestos, con respecto a su comportamiento potencial.

Debido al hecho que la mayoría de los depósitos naturales de arena son muy poco uniformes y a la extrema dificultad de obtener muestras inalteradas de suelos no cohesivos para ensayos de laboratorio, se desarrollarán básicamente los métodos llamados empíricos o simplificados.

3.1.1 Métodos basados en la penetración estándar

Por las razones indicadas, el uso de ensayos in-situ para evaluar la resistencia a la carga cíclica o características de licuación de arenas, ha llegado a ser el método preferido para la evaluación de estas propiedades en la práctica ingenieril en los pasados 15 años. Puesto que no existe ningún método capaz de medir la resistencia a la licuación de una arena in-situ, ha sido necesario desarrollar correlaciones entre los valores de resistencia a la carga cíclica determinados de estudios de comportamiento de campo durante sacudimientos sísmicos y parámetros de ensayos in-situ, los cuales serán probablemente indicativos de estas propiedades (Seed y De Alba, 1986).

A) Método Simplificado De Seed & Idriss

Seed e Idriss (1966) estudiaron el fenómeno de licuación ocurrido en el terremoto de Niigata en 1964. Basados en los resultados de laboratorio en arenas limpias sometidas a ensayos triaxiales cíclicos, propusieron un método simple para estimar la resistencia a la licuación de las arenas. El método usaba la densidad relativa, derivada del SPT, como un parámetro principal del suelo en la determinación de la resistencia a la licuación.

Posteriormente, en 1983, este procedimiento fue revisado. Basados en datos de campo en lugares donde se sabía que había o no habían licuado durante terremotos en Estados Unidos, Japón, China, Guatemala, Argentina y otros países, establecieron nuevos criterios para evaluar la licuación en arenas limpias y arenas limosas. Finalmente, en 1986, Seed y De Alba complementaron este método, presentando un nuevo criterio donde se establece la importancia del contenido de finos en la resistencia a la licuación de las arenas.

Seed e Idriss propusieron que la relación de esfuerzo cíclico para un suelo a una profundidad determinada durante un terremoto puede ser evaluada mediante:

$$\frac{\tau_d}{\bar{\sigma}_o} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\bar{\sigma}_o} r_d$$

donde: τ_d = esfuerzo de corte promedio inducido por el terremoto
 a_{max} = aceleración máxima en la superficie del terreno
 g = aceleración de la gravedad
 σ_o = esfuerzo total vertical a la profundidad considerada

$\bar{\sigma}_o$ = esfuerzo efectivo vertical a la profundidad considerada

r_d = factor de reducción del esfuerzo que decrece de 1 en la superficie a 0.9 a 10 m. de profundidad.

La resistencia a la penetración del suelo usada en las correlaciones es la resistencia a la penetración normalizada N_1 , bajo esfuerzo efectivo vertical de 1kg/cm^2 . El valor de N_1 puede ser determinado por medio de la fórmula:

$$N_1 = C_n N$$

donde : C_n = factor de corrección que puede ser evaluado del gráfico de la Fig. 1
Liao y Whitman (1985) propusieron la siguiente relación para evaluar C_n

$$C_n = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}_o}} ; \bar{\sigma}_o \text{ en } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad y < 2$$

La Fig. 2 muestra la relación entre τ / σ_o , y el valor de N_1 , propuesto a partir de un estudio extensivo para desarrollar las correlaciones del método simplificado. En esta figura las correlaciones están dadas para arenas con diversos contenidos de finos y para un sismo de $7 \frac{1}{2}$ de magnitud. La relación mostrada puede ser fácilmente extendida a terremotos de diferentes magnitudes, multiplicando la relación de esfuerzos cíclicos calculados por los factores de corrección mostrados en la Tabla 1, la cual fue deducida a partir de estudios estadísticos basados en el número de ciclos representativos que inducen terremotos de diferente magnitud, tomando como base de comparación una magnitud de $7 \frac{1}{2}$, según se muestra en la Tabla 2 (Seed et al, 1975).

B) Método Simplificado De Tokimatsu y Yoshimi

Basados en resultados de extensivos ensayos de laboratorio de licuación de arenas saturadas, Tokimatsu y Yoshimi (1983), indicaron que los efectos de movimientos sísmicos que causan licuación pueden ser representados por dos parámetros: la aceleración horizontal del terreno y el número de ciclos de movimientos significativos. Esta conclusión es incorporada en la siguiente ecuación para la relación del esfuerzo de corte dinámico para una profundidad determinada:

$$\frac{\tau_d}{\bar{\sigma}_o} = \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_o}{\bar{\sigma}_o} r_d r_n$$

donde : τ_d = amplitud de los ciclos de esfuerzo de corte uniforme, equivalente a un registro tiempo-historia de esfuerzo de corte sísmico.

a_{max} = aceleración máxima en la superficie del terreno

g = aceleración de la gravedad

σ_o = esfuerzo vertical inicial

$\bar{\sigma}_o$ = esfuerzo efectivo vertical inicial

r_d y r_n = son factores de corrección en términos de la profundidad y la magnitud del terremoto, respectivamente, como sigue:

$$r_d = 1 - 0.015 z \text{ (según Iwasaki et al, 1978)}$$

$$r_n = 0.1 (M-1)$$

donde : z = profundidad en metros

M = magnitud del terremoto.

El factor r_n se introduce para facilitar la comparación del comportamiento de campo durante terremotos de diferentes magnitudes, en base al número de ciclos uniformes equivalentes que producen los sismos, como se indica en la Tabla 2.

Los valores de la resistencia a la penetración, o valores de N corregidos para una profundidad dada, se obtienen como sigue:

$$N_a = N_1 + \Delta N_f$$

$$N_1 = C_n N$$

$$C_n = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}_o}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_o \text{ en } \frac{kg}{cm^2}$$

donde : N_a = valor corregido de la penetración estándar

N_1 = resistencia a la penetración estándar normalizada para un esfuerzo efectivo vertical de 1 kg/cm²

ΔN_f = valor de N adicional que se incrementa proporcionalmente con el contenido de finos de la arena, Fig. 3

La relación de esfuerzo de corte ($\tau_d/\bar{\sigma}_v$) está dada por la Fig. 4. En este gráfico se evalúa la relación de resistencia a la licuación en función de los valores de N corregidos y para tres niveles de deformación por corte 2%, 5% y 10%.

C) Método Simplificado De Iwasaki y Tatsuoka

En base al trabajo realizado por Seed e Idriss (1971), la carga dinámica inducida en el elemento de suelo por un movimiento sísmico puede ser estimada mediante:

$$\frac{\tau_d}{\bar{\sigma}_v} = \frac{\tau_{max}}{\bar{\sigma}_v} = \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\bar{\sigma}_v} r_d$$

donde :

- τ_{max} = esfuerzo de corte máximo
- a_{max} = aceleración máxima en la superficie del terreno
- g = aceleración de la gravedad
- σ_v = esfuerzo total vertical
- $\bar{\sigma}_v$ = esfuerzo efectivo vertical
- r_d = factor de reducción del esfuerzo de corte dinámico para tomar en cuenta la deformación elástica del terreno.

Basados en un gran número de análisis de respuesta sísmica del terreno, Iwasaki et al (1978) propusieron la siguiente relación para r_d .

$$r_d = 1 - 0.015 z$$

donde : z = profundidad en metros

Por otro lado, Iwasaki et al (1978) condujeron numerosos ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras de arena no disturbada. Como resultado concluyeron que la resistencia cíclica no drenada o relación de esfuerzos cíclicos que causará licuación en un elemento de suelo sometido a cargas dinámicas durante un terremoto puede ser evaluada mediante:

- para $0.02 \leq D_{50} \leq 0.6$ mm.

$$\frac{\tau_1}{\bar{\sigma}_v} = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_v + 0.7}} + 0.225 \log \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right)$$

- para $0.6 \leq D_{50} \leq 2.0$ mm.

$$\frac{\tau_1}{\bar{\sigma}_v} = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_v + 0.7}} - 0.5$$

- donde :
- τ_1 = esfuerzo de corte cíclico que causará licuación
 - N = número de golpes del SPT.
 - $\bar{\sigma}_v$ = esfuerzo efectivo vertical
 - D_{50} = diámetro promedio de las partículas en mm

3.1.2 Métodos basados en la penetración cónica

En años recientes se han realizado significativos avances en la investigación, interpretación, desarrollo y aplicación del ensayo de penetración cónica. La adición de la medición de presión de poros durante el ensayo de penetración ha agregado una nueva dimensión en la interpretación de los parámetros geotécnicos. Por lo tanto, es necesario establecer una relación entre los valores medidos de este ensayo, ya sea resistencia por punta, fricción lateral o exceso de presión de poros, con la resistencia a la licuación de las arenas, en forma análoga a las ya desarrolladas para los valores N del SPT.

En 1986, Seed y De Alba presentaron un método para evaluar la licuación de arenas, basados en un trabajo realizado por ellos mismos para valores N del SPT. El estudio consistía en obtener una relación confiable entre la resistencia por punta y el valor de la resistencia a la penetración N, y aprovechar la gran cantidad de datos de campo disponibles que relacionan la resistencia a la licuación con los datos del SPT. En la actualidad existe el consenso que el valor q_c/N varía con el tamaño de los granos del suelo, que usualmente está representado por el diámetro promedio D_{50} .

Robertson y Campanella propusieron en 1983 un método modificado basado en los resultados del CPT para evaluar la licuación de arenas, revisando la información disponible acerca de la licuación de arenas limpias y arenas limosas, considerando la influencia del contenido de finos y tomando en cuenta dos parámetros del ensayo: la resistencia por punta q_c y la fricción lateral f_s , expresados ambos como la relación de fricción FR(%).

Yasuda, Saito, Iwasaki y Morimoto, en 1985, propusieron un nuevo método simplificado para predecir el potencial de licuación del ensayo de penetración cónica con medición de presión de poros (CPTU). Este método de predicción es

más preciso que los métodos convencionales, debido a que no sólo se toma en consideración la resistencia por punta, q_c , sino también la fricción lateral, f_s , y el exceso de presión de poros, u . Este método es esencialmente válido para predecir el potencial de licuación del terreno que soporta tuberías enterradas a través de una gran área.

El desarrollo de estas metodologías será motivo de un próximo trabajo, pudiendo el interesado encontrar mayor información en las referencias que se dan en esta publicación.

3.2 Evaluación de la resistencia a la licuación

Cada uno de los métodos simplificados descritos, basados en las experiencias de campo y de laboratorio de sus autores, proponen diversas expresiones para evaluar, tanto la relación de esfuerzos que se requiere para causar licuación en un suelo dado, cuyas características son conocidas ($\tau_1/\bar{\sigma}_v$), como la relación de esfuerzos que induce un movimiento sísmico cuyas características también son conocidas ($\tau_d/\bar{\sigma}_v$).

Por lo tanto, se puede definir el factor de seguridad contra la ocurrencia del fenómeno de licuación (FL), mediante la siguiente expresión.

$$FL = \frac{(\tau_1/\bar{\sigma}_v)}{(\tau_d/\bar{\sigma}_v)}$$

Por lo tanto

Si $FL > 1$ no se producirá licuación

Si $FL \leq 1$ se producirá licuación

3.3 Aplicación de las metodologías simplificadas

Debido a la gran cantidad de datos de correlaciones existentes entre la resistencia a la penetración medida por el valor N del SPT y la resistencia a la licuación de un suelo, la aplicación de las metodologías simplificadas se basarán principalmente en aquellas desarrolladas a partir de los resultados del ensayo SPT.

El programa DLICUA desarrollado en el Laboratorio Geotécnico del CISMID-UNI, realiza el análisis de licuación para las tres metodologías basadas en el SPT,

mediante un menú el cual permite seleccionar el tipo de método a utilizar o también un análisis considerando todos los métodos disponibles. Los parámetros generales de entrada son:

- La magnitud del sismo de diseño.
- La aceleración máxima superficial de este sismo.
- El perfil estratigráfico obtenido de la perforación, incluyendo la información de la ubicación del nivel freático.
- El tipo de suelo analizado a la profundidad del ensayo SPT: clasificación, contenido de finos, diámetro promedio.
- El valor N a la profundidad del ensayo SPT.

3.4 Historia del fenómeno de licuación en el Perú

22 de Enero de 1582

Silgado (1978), basado en la obra de Fray Víctor Barriga, "Los Terremotos de Arequipa", indica un terremoto que dejó en ruinas a la ciudad de Arequipa. Después del mismo toda la ciudad quedó anegada por la mucha agua que corrió por sus calles, probablemente debido al asentamiento y compresión de la napa freática. En la costa se sumergió un arroyo de agua que entraba al Puerto de Islay. También se referencia este fenómeno en la Historia del Perú del Padre Rubén Vargas Ugarte, S.J. La máxima intensidad de este sismo fue de X MM.

14 de Febrero de 1619

Terremoto en el norte del Perú, que arruinó los edificios de Trujillo. Silgado (1978) refiere la crónica del Padre Calancha que indica que se agrietó la tierra en varias partes, de las cuales surgió un lodo negruzco. Además Feijoo decía que el "material viscoso y pestilente expelido envuelto en agua gredosa de que se formaron ríos que corrieron por las campiñas de la Villa del Santa, el de Barranca y otros, tiñeron sus corrientes con tal maligna inundación". De los relatos se desprende que hubo otros efectos en las vertientes, en algunos lechos secos de ríos apareció agua, mientras que en otros riachuelos el agua dejó de correr. La máxima intensidad de este sismo fue de IX MM.

31 de Marzo de 1650

Terremoto en el Cuzco que derribó todos los templos y la mayor parte de las edificaciones. Según Silgado (1978), la tierra se agrietó en varios lugares,

observándose disturbios en el nivel freático de las aguas de escorrentía cerca del pueblo de Oropesa. La máxima intensidad de este sismo fue de IX MM.

12 de Mayo de 1664

Terremoto en Ica. Silgado (1978) refiere el relato del cura de la Iglesia Parroquial de San Jerónimo, Licenciado Cristóbal Rodríguez Alvarez: "otra vez abrióse la tierra por muchas partes, en los montes y campos se desunía la tierra formando abras y horribles profundidades que parecían bocas para tragarnos. Corrió el río en más de seis riegos de agua, rebosaron algunos pozos de la ciudad, arrancándose de raíz muchos y grandísimos árboles, sauces y espinos". La máxima intensidad de este sismo fue de X MM.

10 de Febrero de 1716

Terremoto en Pisco que La Barbinais relata: "al cuarto de hora tembló de nuevo la tierra, que abriéndose en algunos lugares, expelió chorros de polvo y agua con ruido pavoroso" (Silgado, 1978). La máxima intensidad de este sismo fue de IX MM.

28 de Octubre de 1746

Terremoto en Lima y tsunami en el Callao. Bachmann (1935) indica que "en la quebrada mineral del río Viseca, de la Provincia de Lucanas, se abrió la tierra y salieron sabandijas; reventando también un volcán de agua caliente que lo inundó todo. En las Misiones de Cajamarquilla de los Franciscanos, en Pataz, reventaron dos volcanes de cieno y lodo". La máxima intensidad de este sismo fue de X MM.

1747

Toribio Polo en su "Sinopsis de los Temblores y Volcanes del Perú" señala que en dicho año ocurrió un fuerte sismo, que por haberse producido en una región apartada de Puno no se pudo obtener fecha. Se sabe que ocasionó grandes destrozos en Ayapata, provincia de Carabaya; agua cenagosa brotó de la tierra y pereció mucha gente (Silgado, 1978). La máxima intensidad de este sismo fue de VIII MM.

30 de Marzo de 1813

Silgado (1978) refiere un terremoto en Ica que destruyó casas y templos, muriendo 32 personas. Se formaron grandes grietas en el cauce del río, del cual surgió gran cantidad de lodo. La máxima intensidad de este sismo fue de VII MM.

20 de Agosto de 1857

Silgado (1978) indica un fuerte sismo en Piura que destruyó muchos edificios. Se abrió la tierra, de la cual emanaron aguas negras. Daños menores en el puerto de Paita. La máxima intensidad de este sismo fue de VIII MM.

13 de Agosto de 1868

Terremoto acompañado de tsunami en Arica. Silgado (1978) refiere el relato de Toribio Polo: "Agrietamientos del suelo se observaron en varios lugares, especialmente en Arica, de los que brotó agua cenagosa". Bachmann (1935) reporta que en Sama y Locumba se perdió gran parte de las cosechas y la tierra se abrió a trechos en hondas grietas que vomitaban agua cenagosa. La máxima intensidad de este sismo fue de XI MM.

24 de Julio de 1912

Terremoto en Piura y Huancabamba. En el cauce seco del río Piura se formaron grietas con surgencia de agua, otros daños afectaron el terraplén del ferrocarril. En el puerto de Paita se produjeron agrietamientos del suelo (Silgado, 1978). La máxima intensidad de este sismo fue de VIII MM.

24 de Diciembre de 1937

Terremoto en las vertientes orientales de la Cordillera Central. Afectó los pueblos de Huancabamba y Oxapampa. Silgado (1978) indica que en el Fundo Victoria se abrió una grieta de la que emanó abundante cantidad de agua que arrasó corpulentos árboles, aumentando el caudal del río Chorobamba. La máxima intensidad de este sismo fue de IX MM y la magnitud fue de $M_s = 6.3$.

24 de Mayo de 1940

Terremoto en la ciudad de Lima y poblaciones cercanas. Valencia (1940) reporta que en el Callao quedaron efectos del sismo, sobretodo en terrenos formados por relleno hidráulico. En estas zonas el terreno se agrietó y brotó a la superficie masas de lodo semilíquido. Las grietas del terreno atravesaron algunas construcciones. La máxima intensidad de este sismo fue de IX MM y su magnitud fue de $M_s = 8.0$.

6 de Agosto de 1945

Fuerte temblor en la ciudad de Moyobamba y alrededores. De acuerdo a Silgado (1946), se formaron algunas grietas en la quebrada de Shango. Posteriormente, el temblor del día 8 produjo nuevas grietas vecinas a las primeras, una de ellas semicircular de 15 m. de diámetro y 4 cm. de separación, de las cuales emanaron aguas cargadas de limo durante dos días. Las grietas se presentaron también en los bordes de los barrancos en Tahuisco, cerca del río Mayo y en la

quebrada Azungue. A unos cinco km. de los baños sulfurosos y a diez km. de la ciudad se había producido la aparición de nuevos manantiales. La máxima intensidad de este sismo fue de VII MM.

28 de Mayo de 1948

Fuerte sismo destructor en Cañete. En las inmediaciones del lugar denominado Calavera se produjeron varios deslizamientos en terrenos pantanosos. En las faldas del Cerro Candela se formaron grietas, observándose en el lugar pequeños derrumbes debido a la saturación del terreno (Silgado, 1978). La máxima intensidad de este sismo fue de VII MM y su magnitud fue de $M_s = 7.0$.

21 de Mayo de 1950

Terremoto en la ciudad del Cuzco. Silgado, Fernández-Concha y Ericksen (1952) notaron en el lado sur del Valle, al sureste del pueblo de San Sebastián, una zona de extensa fisuración. También observaron dos pequeñas fracturas en una zona pantanosa situada a 300 m. al sur de San Sebastián, de las cuales surgió agua y arena durante el terremoto. Los hoyos producidos por la eyección tenían cerca de 2 m. de diámetro y la arena alrededor de la fractura un espesor de 1 a 2 cm. Durante el movimiento sísmico estas fracturas y otras producidas a lo largo del cerro, vertieron chorros de agua que alcanzaron 1 a 2 m. de altura. El nivel de la napa freática se levantó en el lado sur del Valle. Areas que habían estado casi secas antes del terremoto, aparecieron cubiertas con 10 a 40 cm. de agua, semana y media después del sismo. El agua en un pozo de la Hacienda San Antonio subió a 1.80 m. por encima de su nivel normal, después del terremoto. La máxima intensidad de este sismo fue de VII MM y su magnitud fue de $M_s=6.0$.

9 de Diciembre de 1950

Fuerte temblor en Ica. En el Fundo La Vela se produjeron algunas pequeñas grietas en el terreno de sembrío, de los cuales se dice, salió agua hasta unas horas después del sismo, (Silgado, 1951). La máxima intensidad del sismo fue de VII MM y su magnitud de $M_s = 7.0$.

12 de Diciembre de 1953

Un fuerte y prolongado movimiento sísmico afectó la parte noroeste del Perú y parte del territorio ecuatoriano. Silgado (1957) indicó que se produjeron grietas largas en los terrenos húmedos. Se apreciaron eyecciones de lodo en la quebrada de Bocapán, en los esteros de Puerto Pizarro y en otros lugares. En Bocapán, que había estado seco antes del movimiento, corrió

momentáneamente agua a causa de los surtidores. En Puerto Pizarro se originaron chorros de agua de 60 cm. de altura y grietas. La máxima intensidad de este sismo fue de VIII MM y su magnitud fue de $M_s = 7.8$.

15 de Enero de 1958

Terremoto en Arequipa. Silgado (1978) indicó agrietamiento del terreno cerca de la zona de Camaná, con eyección de aguas negras. La máxima intensidad del sismo fue de VIII MM y su magnitud fue de $M_s = 7.0$.

17 de Octubre de 1966

La ciudad de Lima fue estremecida por un sismo. En la Hacienda San Nicolás, a 156 km. al norte de Lima, aparecieron numerosas grietas y de varias de ellas surgió agua de color amarillo (Silgado, 1978). La máxima intensidad de este sismo fue de VIII MM y su magnitud fue de $m_b = 6.3$.

19 de Junio de 1968

Terremoto en Moyobamba. Kuroiwa y Deza (1968) describieron agrietamientos del suelo, surgimiento de arena y agua por las grietas y grandes deslizamientos de tierra en la región epicentral. Los fenómenos de agrietamientos y surgimiento de agua fueron los más numerosos, especialmente a lo largo de las márgenes del río Mayo. Martínez Vargas (1969) presentó vistas del afloramiento de arenas en forma de conitos de 10 a 20 cm. de diámetro producidos por el fenómeno de licuación en la terraza de Moyobamba. La máxima intensidad de este sismo fue de VIII MM y su magnitud fue de $M_s = 6.9$.

31 de Mayo de 1970

Terremoto que afectó todo el departamento de Ancash y sur de La Libertad. Ericksen et al (1970) y Plafker et al (1971) indicaron que en Casma, Puerto Casma y en zonas cercanas al litoral en Chimbote, se produjo desplazamiento lateral del terreno causado por licuación de depósitos deltaicos y de playa, ocasionando grietas en el terreno que derrumbaron las estructuras que las cruzaron. Las áreas más extensas de volcanes de arenas se formaron a lo largo del río Casma, entre Casma y Puerto Casma. Los volcanes tenían un cráter central de unos cuantos centímetros a 1 m. de diámetro, cercados por un montículo de arena y limo de hasta 15 m. de diámetro. Se produjeron eyecciones de agua de un metro de altura. La zona central de Chimbote fue evidentemente un área de licuación de suelos, así como de compactación diferencial de la cimentación. El puente de Casma fue dañado por licuación de la cimentación de los estribos. En Chimbote y Casma y a lo largo de la Carretera Panamericana se

notaron subsidencias superficiales producto de la licuación. La sección residencial de Puerto Casma mostró evidencias de asentamientos y eyección de agua. Cluff (1971) reportó fallas del terreno en Chimbote debido a depósitos de playa saturados y sueltos. En Casma se produjo compactación diferencial y desplazamiento lateral del terreno debido a licuación. Se produjeron inundaciones del terreno por agua freática, debido a la compactación diferencial. En muchas áreas se produjeron volcanes de arenas y eyección de agua por existir nivel freático alto. Berg y Husid (1973) indicaron evidencia de licuación de suelos en la cimentación del Colegio Mundo Mejor, en Chimbote. Carrillo (1970) indicó descensos en los terraplenes de acceso de casi todos los puentes de la Carretera Panamericana y asentamientos en las plataformas del Terminal Marítimo de Chimbote. También se presentó evidencias del fenómeno de licuación en los depósitos de arenas saturadas en la calle Elías Aguirre en Chimbote y en el km. 380 de la Carretera Panamericana, cerca de Samanco. Corporación Hidrotécnica y C. Lotti (1979) reportaron licuación generalizada en Puerto Casma, produciendo agrietamientos de suelo y eyecciones de agua con arena. En Chimbote se produjeron numerosos casos de licuación y Puerto Casma se inundó totalmente. Morimoto et al (1971) describieron el fenómeno de licuación de suelos en la ciudad de Chimbote. En la zona pantanosa se produjo licuación generalizada, con grietas debido a compactación diferencial; y en la zona aluvial licuación subsuperficial con grietas y volcanes de arena. La máxima intensidad del sismo fue de IX MM y su magnitud fue de $M_s = 7.8$.

9 de Diciembre de 1970

Terremoto en el noroeste del Perú. En el área de Querecotillo en terraza fluvial y aluvial se formó un sistema de grietas en echelón, de longitud de 500 m. con aberturas de 0.30 m. y saltos de 0.25 m. Se notó efusión de arena formando sumideros de 0.60-1.00 m. de diámetro. Cerca al caserío La Huaca se agrietó el suelo, brotando arena y lodo. En Tumbes cerca al Puerto Cura, en las terrazas fluviales, se observó efusión de aguas negras acompañadas de arena que salieron a la superficie a través de grietas (Taype, 1971). La máxima intensidad de este sismo fue de IX MM y su magnitud fue de $M_s = 7.1$.

20 de Marzo de 1972

Sismo en el nororiente. Según Perales y Agramonte (1972), en el área urbana de Juanjuí se produjo el fenómeno de licuación de suelos con sumideros alineados de hasta 1 m. de diámetro. En la Carretera Marginal se produjeron

asentamientos. Las aguas subterráneas variaron su nivel estático en más de un metro. Se inspeccionaron dos pozos de agua que al momento de la visita se encontraban secos y taponeados con arena. La máxima intensidad de este sismo fue de VIII MM y su magnitud fue de $M_s = 6.9$.

3 de Octubre de 1974

Terremoto en Lima. Según Huaco et al (1975) y Giesecke et al (1980), ocurrieron fenómenos locales de licuación en el valle de Cañete, donde el nivel freático es muy superficial. El fenómeno local más importante se encontraba en la Cooperativa La Quebrada, cubriendo un área de 30,000 m². Maggiolo (1975) indicó licuación generalizada en Tambo de Mora, asociada a una subsidencia o hundimiento, con densificación posterior a lo largo de 4 km. paralelos a la línea de playa. En la zona norte se desarrollaron eyecciones de agua con arena a través de volcanes de arena. Espinosa et al (1977) indicaron posibles asentamientos diferenciales en El Callao debido a licuación de suelos y Moran et al (1975) presentaron vistas de posible licuación en Ancón. La máxima intensidad del sismo fue de VIII MM y su magnitud fue de $M_s = 7.5$.

CAPITULO IV ESTUDIO GEOTÉCNICO – APLICACIÓN AL CASO DEL HOTEL EMBASSY DE PISCO

4.1 Objetivo

La investigación geotécnica realizada, se efectuó con el objetivo de definir la estratigrafía y las propiedades de resistencia y deformación del terreno para el desarrollo del diseño de cimentaciones en suelos potencialmente licuables aplicado al caso del Hotel Embassy de Pisco.

4.2 Ubicación

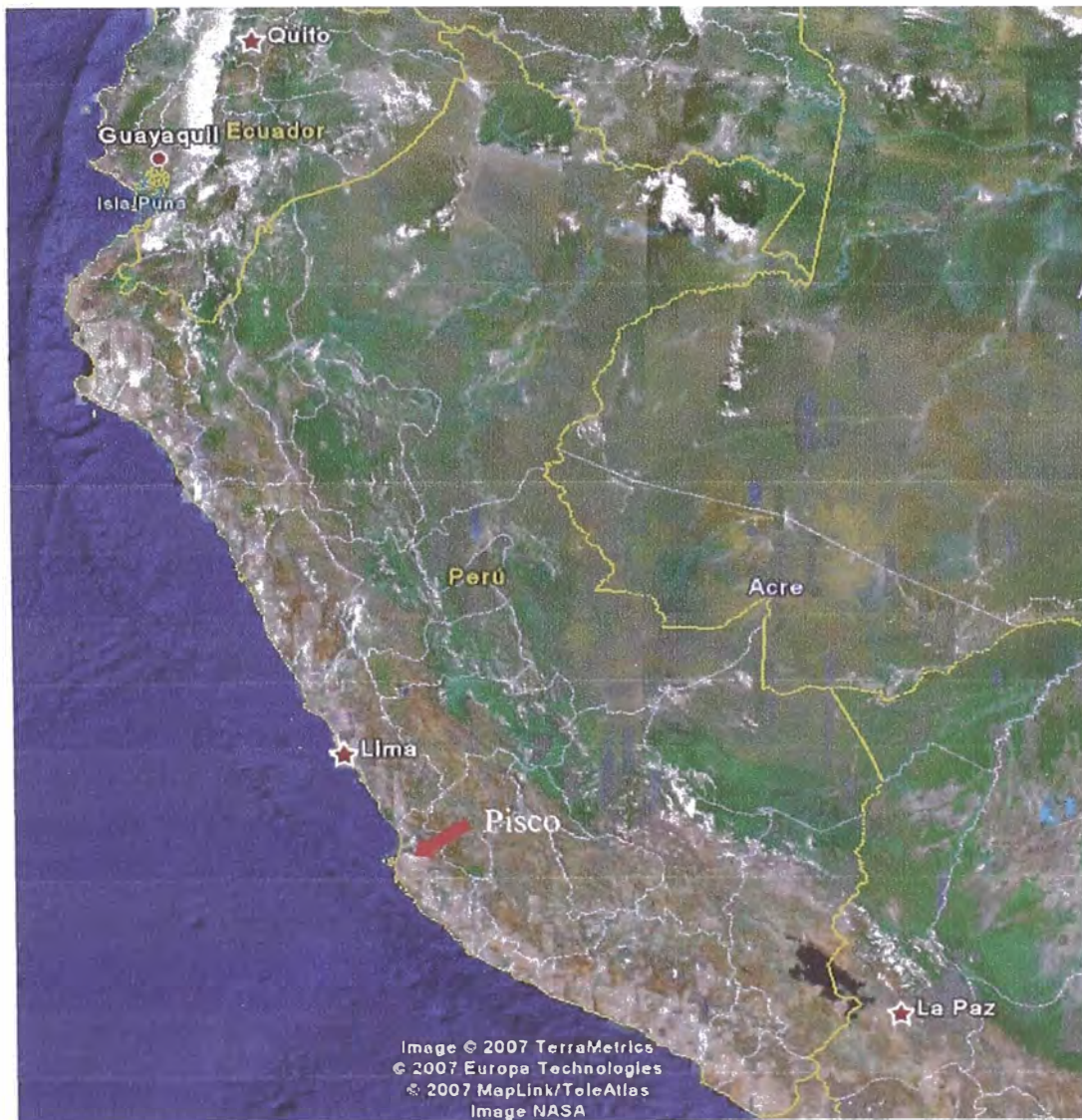


Figura 4.2.a Ubicación de la ciudad de Pisco

El Hotel Embassy se encuentra ubicado entre las Ca. Dos de Mayo y Ca. San Martín de la Ciudad de Pisco, Provincia de Pisco en el Departamento de Ica, ver Figura 4.2.a.

El terreno tiene forma rectangular de 12.00m de frontis y 25.00m largo, en total ocupa un terreno de aproximadamente 300.00m².



Figura 4.2.b Ubicación del Hotel Embassy de Pisco

4.3 Descripción de los trabajos de campo y ensayos de laboratorio

4.3.1 Investigación Geotécnica para cimentaciones

Para desarrollar el presente trabajo nos basamos en el estudio geotécnico realizado en el año 1999 por los ingenieros: Ing. David Vásquez López,; Msc. Eng. Denys A. Parra Murrugarra, Investigador del Lab. Geotécnico CISMID-UNI y el Ing. Jorge E. Alva Hurtado.

El estudio geotécnico tiene por título: Microzonificación Geotécnica de Pisco al cual denominaremos el estudio geotécnico para el presente trabajo.

4.4 Geología y Geotecnia de la Zona en Estudio

4.4.1 Características Geológicas de la Zona

En el área en estudio y sus alrededores se identificaron grupos litológicos constituidos por rocas sedimentarias y depósitos cuaternarios. A continuación se presenta una breve descripción de las unidades litológicas encontradas en la zona en estudio.

- a) Formación Pisco.- Secuencia litológica de color blanco, consistente en diatomitas, con intercalaciones de areniscas tobáceas y lutitas, que afloran desde el río Pisco hasta las vecindades de Camaná. Estructuralmente se caracteriza por estar poco perturbada y es posible relacionar la existencia de este homoclinal con el hecho de que hacia el Noroeste se encuentra la parte del basamento pre-terciario, que sufrió gran parte de la sedimentación terciaria.
- b) Depósitos Cuaternarios Recientes (Aluviales, Eluviales).- Bajo este nombre se agrupa a los depósitos clásticos transportados por medios acuosos y acumulados principalmente en las quebradas o a partir de las estribaciones andinas, constituyendo las amplias pampas aluviales características de la penillanura costera. Los depósitos acumulados en el fondo de las quebradas consisten en conglomerados gruesos intercalados con arena, limos y arcillas, están bien expuestos en los cortes de los ríos y al pie de las terrazas. Los depósitos aluviales tienen gran distribución en el área, siempre inmediatos a las formaciones rocosas que originaron los conos de escombros, que se acumularon sin mayor participación de un medio acuoso.

4.4.2 Características Geotécnicas de la Zona

La evaluación de las características geotécnicas de los depósitos de suelos de la ciudad de Pisco, ha consistido en determinar el tipo de suelo y su distribución en la ciudad, obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad, posición del nivel freático, niveles de agresividad ante las sales y álcalis de los suelos y en base a esto evaluar probables zonas críticas

(evidencias de zonas críticas, tales como: suelos licuables, suelos de relleno, suelos agresivos y fluctuaciones del nivel freático).

Investigaciones de Campo y Laboratorio. Los trabajos de exploración de campo fueron realizados por el personal del Laboratorio Geotécnico de CISMID-UNI y de la universidad nacional "San Luis Gonzaga" de Ica, durante tres etapas en 1998, estos trabajos consistieron en la excavación manual de 25 calicatas entre 2 y 3 metros, 17 perforaciones realizando en ellas ensayos de penetración estándar (SPT) y ensayos de penetración de Cono Peck. Durante los trabajos de exploración se obtuvieron un total de 48 muestras disturbadas, y 8 muestras inalteradas; adicional al trabajo de campo se pudo recopilar información de 83 calicatas, 5 ensayos SPT, 40 muestras disturbadas, 5 de corte directo y 25 ensayos de análisis químicos.

Las perforaciones y calicatas fueron convenientemente distribuidas en toda el área de la ciudad de Pisco. En la Figura 4.5.a se presenta la ubicación de los sondajes realizados y recopilados en la zona en estudio. Vale decir que con la muestras obtenidas de las perforaciones y excavaciones se realizaron ensayos estándar y especiales en el Laboratorio Geotécnico del CISMID-UNI, con los cuales se clasificaron los suelos (SUCS), se determinaron los límites de Atterberg, se halló el peso específico de los suelos, densidad natural, granulometría y humedad natural, según la normas ASTM. Los ensayos especiales con las muestras inalteradas, consistieron en ensayos de corte directo, ensayos de consolidación, ensayos triaxiales, y así mismo se realizó la medición de micro trepidaciones en 90 puntos distribuidos en toda la ciudad con la finalidad de conocer el periodo de vibración del suelo.

4.5 Microzonificación Geotécnica de Pisco

En el año 1999 se realizó un programa de exploración geotécnica con la finalidad de complementar la información existente acerca de las características del subsuelo, lo cual permitió subdividir la ciudad de Pisco en microzonas de similar comportamiento geotécnico. Ésta información fue complementada con estudios existentes de Mecánica de Suelos y estudios. Este informe fue realizado por el Laboratorio Geotécnico del CISMID a solicitud de la Oficina Central de Planificación de la UNI para así sirva de gran utilidad en la planificación del crecimiento urbano de la ciudad de Pisco.

4.5.1 Evaluación del potencial de Licuación de Suelos

Debido a la presencia de suelos saturados con resistencia a la penetración relativamente baja y debido a la naturaleza sísmica de la región, se realizó la evaluación del potencial de licuación de suelos para determinar los efectos de la probable ocurrencia de este fenómeno durante un terremoto severo.

La evaluación de licuación fue realizada aplicando el método simplificado de Seed e Idriss, cuya última versión fue propuesta en el año de 1984 (Seed et al., 1984), el cual está basado en correlaciones con los datos de campo obtenidos mediante ensayos de penetración estándar (SPT). Este método simplificado ha sido adecuadamente sistematizado y codificado en el programa de cómputo DLICUA desarrollado en el CISMID-UNI (Parra D., 1991). La información básica para el análisis de licuación la constituye los sondajes y ensayos de penetración estándar realizados en la ciudad de Pisco, como parte del programa de exploración geotécnica llevada a cabo durante el presente estudio. La aplicación del programa DLICUA para el terremoto de diseño de 7.5 de magnitud M_s y 0.30 g de aceleración máxima, fue efectuada procesando previamente la información de resistencia a la penetración, clasificación de suelos, contenido de finos y ubicación del nivel freático. Se ha considerado la posición del nivel freático a 1.00m de profundidad, lo cual representaría una condición extrema, debido a la posibilidad de que en épocas de avenidas este nivel ascienda por encima del encontrado durante la exploración de campo, hasta ubicarse muy cerca de la superficie del terreno.

La delimitación de esta zona por licuación de suelos se muestra en la Figura 4.5.f la misma que cubre la parte central de Pisco abarcando el cercado y ocupando en su gran mayoría los centros donde están ubicados los servicios vitales de la ciudad (central eléctrica, cámara de bombeo, municipio, comisaría, etc.) prolongándose hacia el Oeste; Luego también se encuentra en ésta zona la franja costera y los servicios adyacentes (como el fortín militar, Facultad de Pesquería de la UNICA, escuelas y colegios), los cuales no presentan peligro de

colapsar ante el fenómeno de licuación por la presencia de una capa gruesa de gravas compactas.

4.5.2 Zonificación Geotécnica

La evaluación de las características geotécnicas de los depósitos de suelos de la ciudad de Pisco, fue realizada a partir de la información geológica existente y de la información geotécnica desarrollada en el presente estudio y recopilada de estudios anteriormente realizados con fines de cimentación y pavimentación. Los objetivos principales fueron los siguientes: determinar los tipos de suelos existentes en profundidad, determinar la distribución de estos suelos en toda el área de la ciudad; obtener sus parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, definir la posición del nivel freático, determinar rangos de valores de capacidad de carga y evaluar probables zonas de comportamiento crítico.

Con la evaluación de las características geotécnicas, se delimitaron las zonas agrupando en ellas las áreas de la ciudad con similares características de los depósitos de suelos que la conforman. Se han considerado cuatro microzonas las cuales son ilustradas en la Figura 4.5.b las que se presentan a continuación:

ZONA I: Esta zona cubre la parte Sur Oeste de la ciudad de Pisco; está compuesta por una capa superficial de relleno que tiene un espesor de 0.20 m, este relleno está conformado por arcillas mezclada con grava redondeada. Por debajo del estrato superficial anterior se encuentra una grava pobremente gradada (GP) de formas redondeadas de TM 12" con 22% de arena y 1.5% de finos no plásticos con ligera humedad; su compactidad varía de semi-compacta a compacta. En esta zona no se ha detectado el nivel freático hasta la profundidad investigada (2.00m). Los valores de resistencia a la penetración (Cn) registrados con el Ensayo de Penetración con Cono Peck, varían de 25 a 36 golpes/pie para los primeros 0.60m, alcanzando el rechazo a esta profundidad. Estos valores indican estados compactos de los suelos gravosos. La capacidad admisible para esta zona varía de 2.50 a 3.00kg/cm², para una cimentación superficial corrida con Df = 0.80m.

ZONA II: Esta zona cubre la parte Norte y costera central de la ciudad; está compuesta por una capa superficial de arcilla arenosa (CL), con gravillas

subangulosas aisladas de TM $\frac{3}{4}$ " y alrededor de 32% de arena. Esta arcilla se presenta húmeda, de baja plasticidad y semi rígida, alcanzando un espesor de 0.50 m. Por debajo del estrato anterior se presenta una arena limosa (SM) de grano fino con aproximadamente 37% de finos no plásticos, húmeda y semidensa alcanzando una profundidad de 1.10 m. Subyaciendo a este depósito se encuentra una grava de pobremente gradada que presenta boleos redondeados de TM 10", con aproximadamente 19% de arena y 1% de finos no plásticos. En esta zona el nivel freático fue detectado a aproximadamente 1.40m de profundidad en la parte Norte de Pisco. Para esta zona los valores de resistencia a la penetración (Cn), registrados con el Ensayo de Cono Peck, varían de 10 a 20 golpes/pie en los primeros 1.75 m; dichos valores se reducen a 3 a 9 golpes/pie debido a la presencia del nivel freático, alcanzando el rechazo a la penetración a profundidades entre 1.55 a 2.00 m. La capacidad admisible de carga para esta zona es de 2.0kg/cm², considerando la cimentación en el estrato gravoso, para una cimentación superficial corrida con Df = 1.10m.

ZONA III: Esta zona cubre la parte central de Pisco y la franja correspondiente a la zona industrial, Esta zona esta conformada por una capa superficial de arcilla arenosa (CL), la que presenta porosidades y gravillas sub angulosas de TM $\frac{3}{8}$ " con 30 a 45% de arena, húmeda, de baja plasticidad y semi-rígida, alcanzando una profundidad de 1.20m, mientras que en la zona industrial este estrato alcanza una profundidad variable de 0.40 a 0.90m. Por debajo de este estrato continua una arena limosa (SM) con menos de 40% de finos no plásticos, de húmeda a saturada (debido a la presencia del nivel freático) alcanzando profundidades variables entre 2.00 a 4.50m. En la zona industrial este material corresponde en algunos casos a limos arenosos (SM), de características nulas de plasticidad, alcanzando profundidades entre 0.40 a 2.80m. Continua bajo este estrato una grava pobremente gradada (GP), de formas redondeadas, con matriz arenosa saturada y su compactidad varía de semi-densa a compacta. El nivel freático fue detectado a profundidades de 1.50 a 1.70m en la parte Oeste de la ciudad, mientras que en la dirección Este, donde se localiza la zona industrial el nivel freático se encuentra entre 1.00 a 1.80m de profundidad. En esta zona los valores de resistencia a la penetración (N) registrados con el ensayo SPT varía entre 5 a 10 golpes/pie en los primeros 1.50m, reduciéndose el valor de N a menos de 4 golpes/pie en el estrato saturado, hasta llegar al estrato gravoso en

la cual se presenta el rechazo a la penetración a profundidades variables entre 2.00 y 4.15m. Se espera la ocurrencia de licuación de los estratos arenosos saturados ubicados hacia el oeste de esta zona, durante un terremoto severo. La capacidad admisible para esta zona es de 1.00kg/cm² considerando una cimentación superficial corrida con Df = 0.80m.

ZONA IV: Esta zona cubre la parte Sur Este de Pisco; está compuesta por una capa superficial de relleno que tiene una profundidad variable de 0.80 a 1.20m en la dirección Este; este relleno está conformado por una arcilla mezclada con grava redondeada que presenta restos de desmonte y boleos redondeados de TM 8", se presenta seco y muy rígido. Subyaciendo a este estrato se encuentra la grava pobremente gradada (GP) con aproximadamente 22% de arena y 2% de finos no plásticos, con ligera humedad variando su compacidad de semicompacta a compacta; en esta zona no se detectó la presencia del nivel freático hasta la profundidad explorada (3.00 m). En esta zona los valores de resistencia a la penetración (Cn) registrados con el Ensayo de Cono Peck varían de 6 a 27 golpes/pie, hasta alcanzar el rechazo a la penetración a profundidades variables entre 1.20 a 1.70 m. La capacidad admisible para esta zona varía de 2.00 a 2.50 kg/cm², la cimentación deberá llegar hasta el terreno natural (grava), es decir Df entre 0.80 a 1.20m.

Para determinar la capacidad admisible del suelo en el área en estudio, se ha considerado una cimentación para viviendas convencionales con cimientos corridos de ancho B = 0.60 m y profundidad de cimentación Df = 0.80 m, por ser la más típica del lugar y la más desfavorable en comparación con otros tipos de cimentación superficial. La capacidad de carga se ha determinado a partir de la fórmula de Terzaghi y Peck (1967), utilizando los factores de forma de Vesic (1973). Los parámetros de resistencia de los materiales involucrados en la determinación de la capacidad de carga, es decir, el ángulo de fricción interna y la cohesión, han sido asumidos en función de los tipos de suelos y en algunos casos, a partir de los resultados de ensayos de penetración estándar. Se ha calculado también la capacidad admisible del subsuelo considerando el asentamiento en los lugares donde se disponía de información del subsuelo. El rango encontrado varía entre 1.00 a 3.00kg/cm² en promedio, pudiéndose

alcanzar las mejores condiciones de cimentación si la profundidad de desplante alcanza la grava compacta.

4.5.3 Zonificación por Suelos de Rellenos

Con la evaluación hecha para analizar la existencia de este tipo de suelo en la ciudad de Pisco es decir, la exploración y análisis geotécnico ejecutado y recopilado, la comunicación personal con los pobladores y la verificación in-situ se ha logrado delimitar la ciudad en cuatro microzonas las mismas que se observan en la Figura 4.5.c y son descritas a continuación.

- a) Z.S.R. I: Esta zona abarca la parte Central –Sur de Pisco Playa ocupando áreas donde se han proyectado y se están construyendo nuevas urbanizaciones. Esta zona era una pequeña laguna producto del retiro de las aguas marinas y que en la actualidad ha sido nivelada y rellenada con desmonte para poder aprovechar el terreno en la futura expansión urbana de la ciudad; el suelo típico de esta zona es de cascajos de ladrillo y concreto con matriz de conchuelas trituradas y arena, que han sido diseminados por toda el área con la intención evidente de recuperación para luego urbanizarla.
- b) Z.S.R. II: Esta zona cubre la parte Sur-Este de Pisco; caracterizándose por estar conformada por un suelo de relleno compuesto básicamente por desmonte y basura. La característica principal de esta zona es una capa de 1.20 m de basura ya que antiguamente se usaba esta área como relleno sanitario quedando como evidencia las porquerizas que aun existen en los límites de la misma; subyaciendo a esta capa de basura se halla otra de desmonte cubierta por arena y conchuelas trituradas.
- c) Z.S.R. III: Zona que está situada en la parte Este de la ciudad de Pisco, ocupando las áreas de la zona industrial. El origen principal de estos suelos es por movimientos de tierras que fueron ejecutadas para la construcción de los reservorios de la ciudad y de la carretera de penetración, las cuales fueron a su vez aprovechadas para la expansión de una zona marginal urbana de Pisco denominada “Pachinga”.
- d) Z.S.R. IV: Estas zonas cubren la parte limítrofe costera de la ciudad de Pisco tanto al Norte como al Sur de la misma, el origen de éstas es de basura y desechos arrojados por los pescadores y productos marinos varados por el mar originados por la contaminación de las aguas marinas.

4.5.4 Zonificación por suelos agresivos

Basándonos en los estudios de análisis químicos, las evidencias geológicas, la posición superficial del nivel freático, y las escasas precipitaciones fluviales que se presentan en el área; se ha podido agrupar a la ciudad en zonas cuyas áreas presentan características similares de ataques de suelos agresivos a las edificaciones.

Para esta zonificación se ha considerado cuatro micro zonas, las mismas que se describen a continuación y se ven graficadas en la Figura 4.5.d, la selección del tipo de ataque se ha basado en los rangos que da el ACI para los distintos tipos de daños que se puedan apreciar en el concreto.

a) Z.S.A. I: Esta es la zona catalogada como LEVE ante los ataques de la agresividad de los suelos; esta zona abarca la parte Este de la ciudad ocupando el cercado de la misma, la zona industrial y extensas áreas de cultivo; el rango permisible de ataque del suelo al concreto no excede de 1,000 PPM tanto de cloruros como de sulfatos.

b) Z.S.A. II: Esta zona cubre al parte central Sur, ocupando en su mayor extensión áreas urbanas del centro de la ciudad y áreas donde recién se han proyectado las lotizaciones de nuevas urbanizaciones; se ha catalogado a esta zona como MODERADA ante los ataques de los suelos agresivos ya que los límites permisibles de la resistencia del concreto no exceden de 2,000 PPM de sulfatos y cloruros.

c) Z.S.A. III: Zona que ocupa la parte Norte de la ciudad de Pisco abarcando áreas de cultivo y parte del centro poblado. A esta zona se le ha catalogado como SEVERA ya que los rangos permisibles de resistencia del concreto a los ataques de los sulfatos, cloruros y sales solubles están entre el rango de 2,000 – 20,000 PPM.

d) Z.S.A. IV: Esta zona abarca la parte Oeste de Pisco, paralela a la franja costera; ocupando áreas donde están cimentados colegios, fortines militares, y locales universitarios; los rangos de ataque por agresividad de suelos sobrepasan los 20,000 PPM de sulfatos y 6,000 PPM de cloruros; catalogándose esta zona como PERJUDICIAL por el ataque que se ejercen en las edificaciones erigidas en esta área.

4.5.5 Delimitación por Fluctuaciones del Nivel Freático

Como no es posible determinar un lugar específico con un nivel freático estático y por consiguiente no se puede realizar el delineamiento de las líneas isóbaras en la ciudad; no es posible por lo tanto hacer una zonificación por posición del nivel freático, pero si es factible hacer una delimitación de áreas de fluctuaciones del nivel freático en la ciudad de Pisco, para esto nos hemos basado en la comunicación personal con los pobladores, en la exploración geotécnica realizada y recopilada y la verificación in – situ, además de un análisis de cada una de las curvas granulométricas para hallar el coeficiente de permeabilidad por medio de la fórmula de Allen Hazen.

Las delimitaciones de estas áreas son mostradas en la Figura 4.5.e y a continuación se describen cada una de ellas.

- a) Área I: Ésta zona de la ciudad ocupa una basta extensión urbana de la ciudad de Pisco, ubicándose en la parte Central y Nor–Oeste de la misma, dentro de la cual se halla la mayor cantidad de edificaciones; los niveles de fluctuaciones de la napa freática varían de 0.50 – 2.00 m y la posición de la misma depende de las precisiones y consideraciones expuestas anteriormente.
- b) Área II: El área II se presenta en la parte Sur de la ciudad de Pisco ocupando las zonas donde están ejecutándose y proyectándose nuevas urbanizaciones; la posición del nivel freático fluctúa en esta área entre 2.00 – 3.50 m.
- c) Área III: Zona que comprende la parte Este de la ciudad de Pisco, ocupando parte del cercado y nuevas urbanizaciones y parte de la zona industrial de la ciudad; los niveles de fluctuación del nivel freático van de 3.50 m. a más.

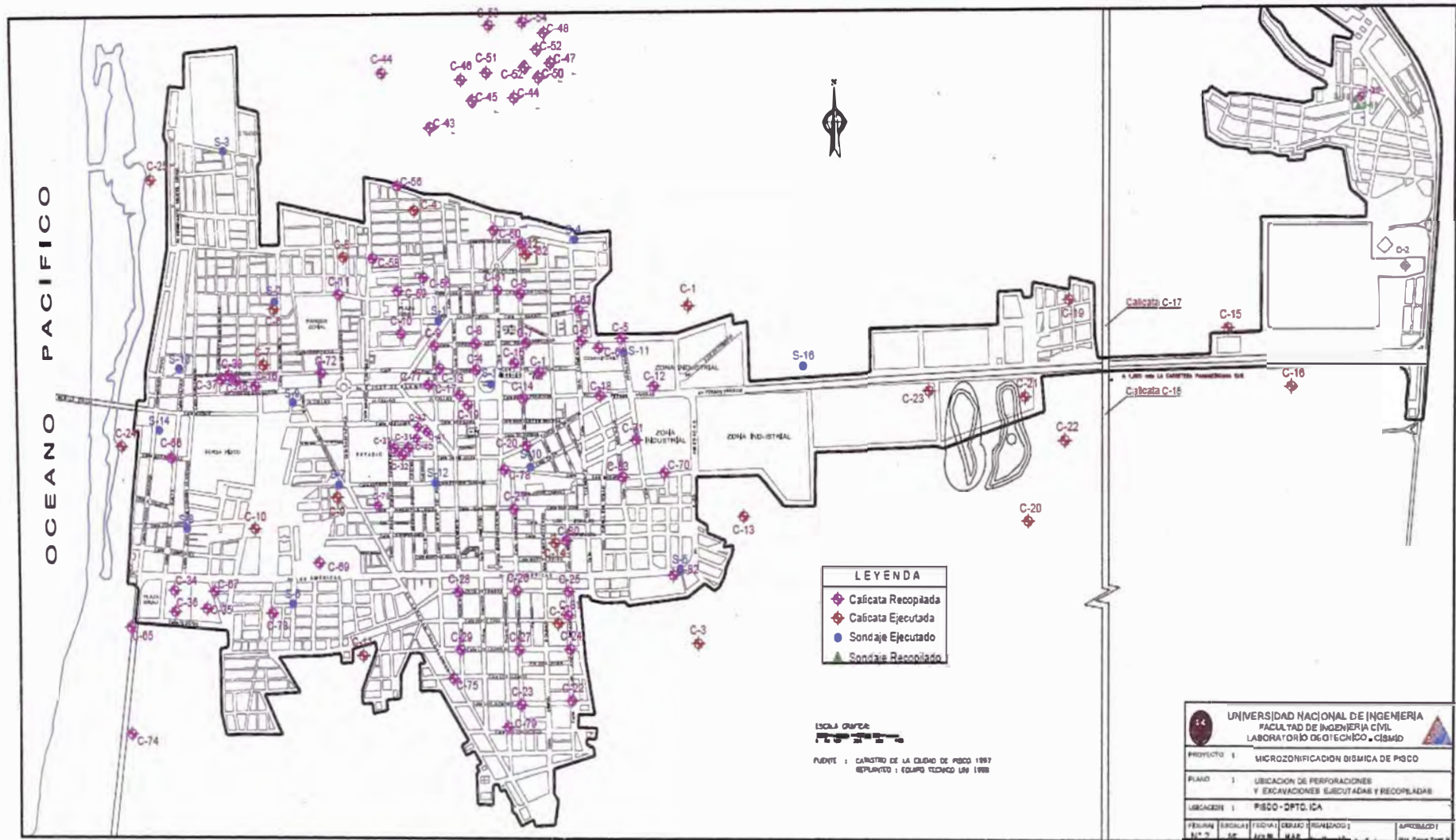


Figura 4.5.a Zonificación Geotécnica de Pisco

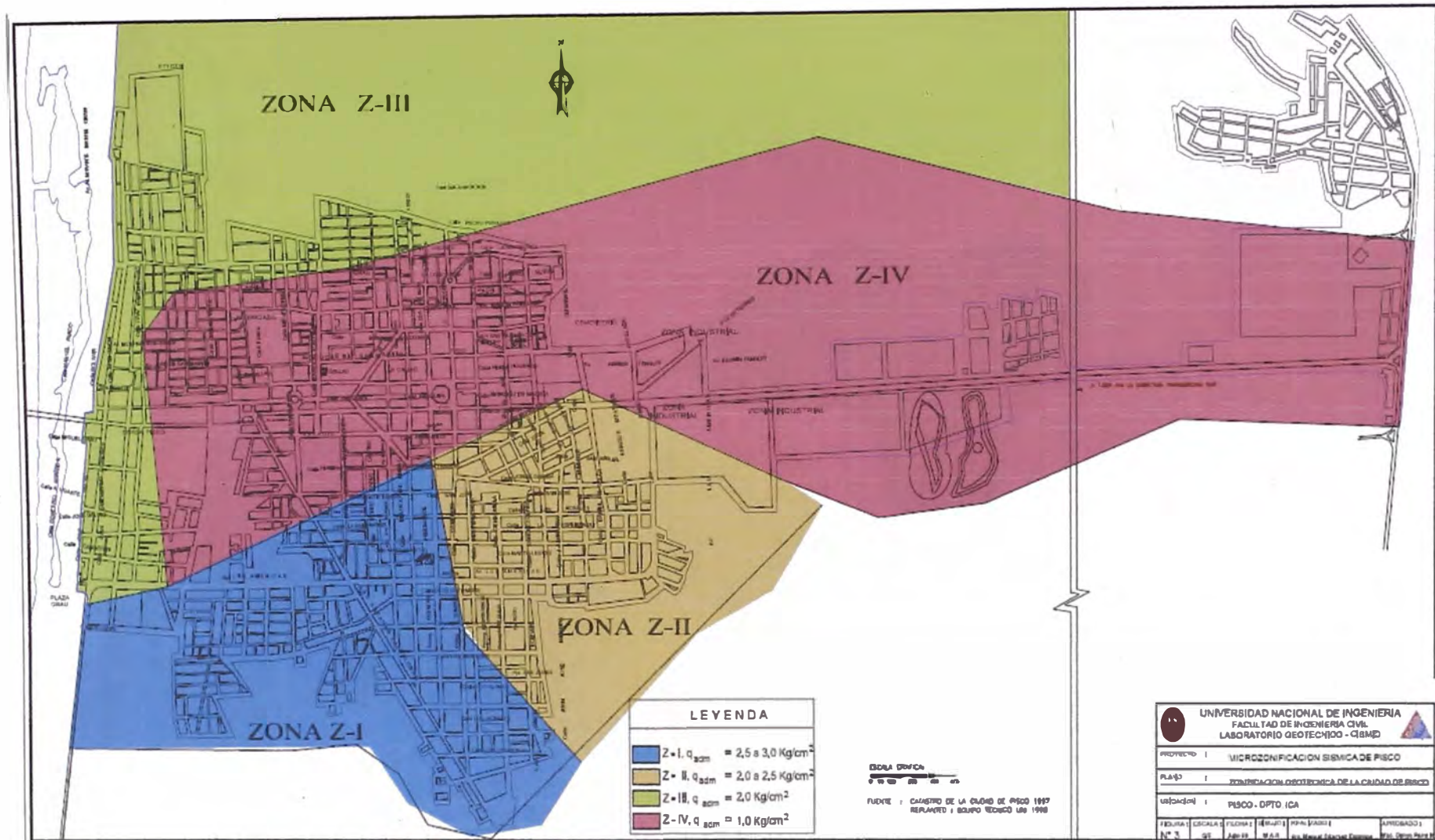


Figura 4.5.b Zonificación Geotécnica de Pisco

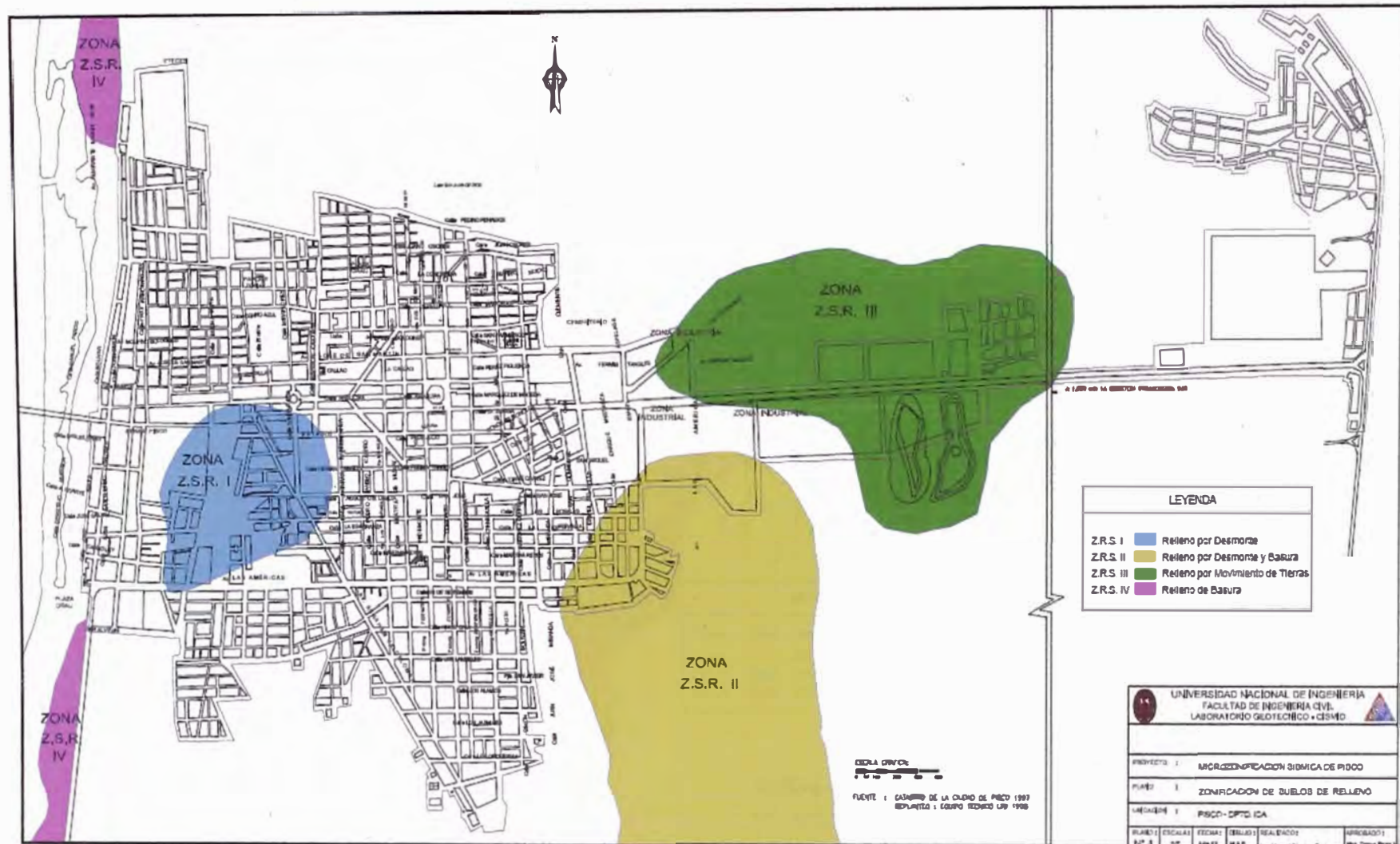


Figura 4.5.c Zonificación de Suelos de Relleno

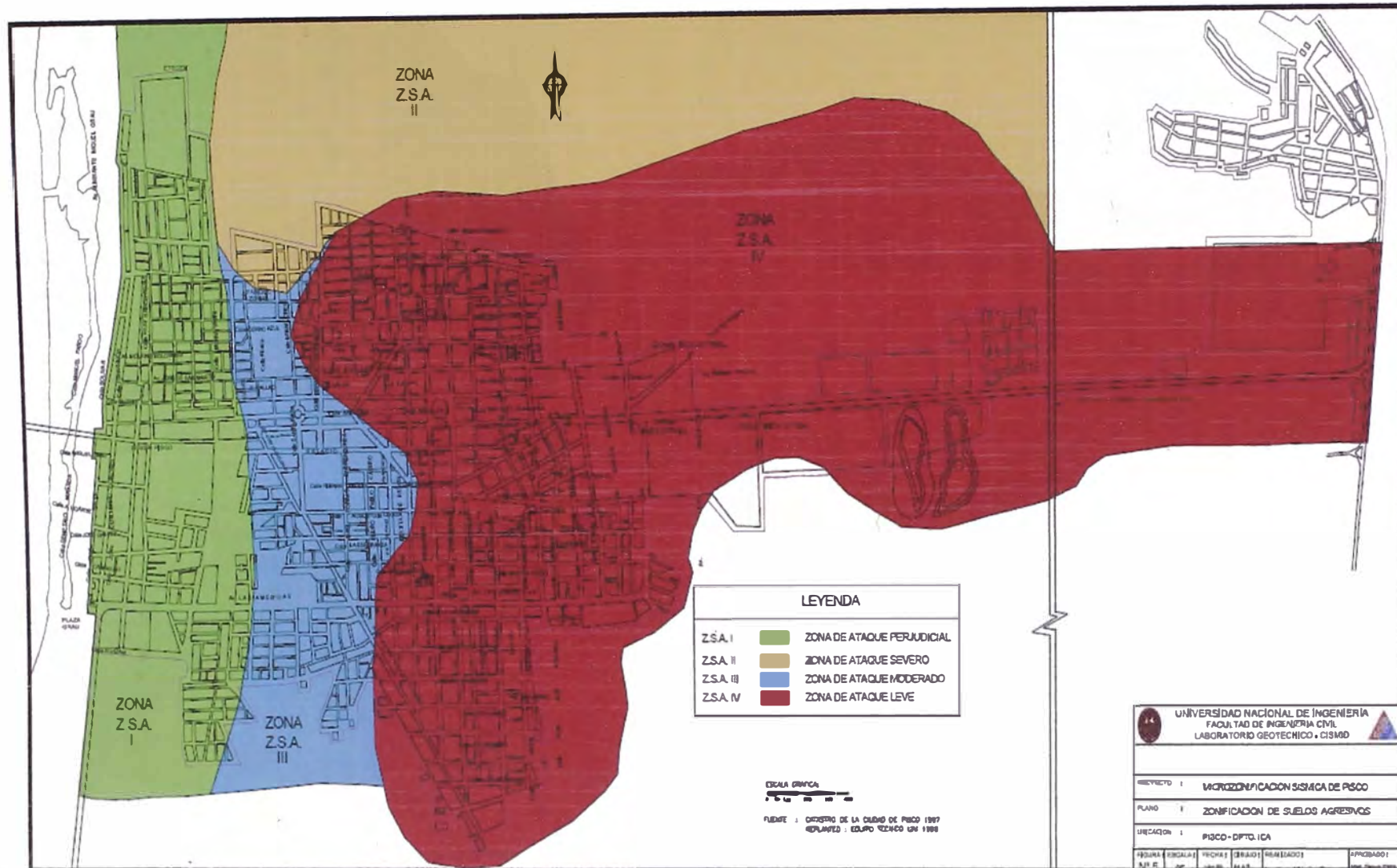


Figura 4.5.d Zonificación de Suelos Agresivos

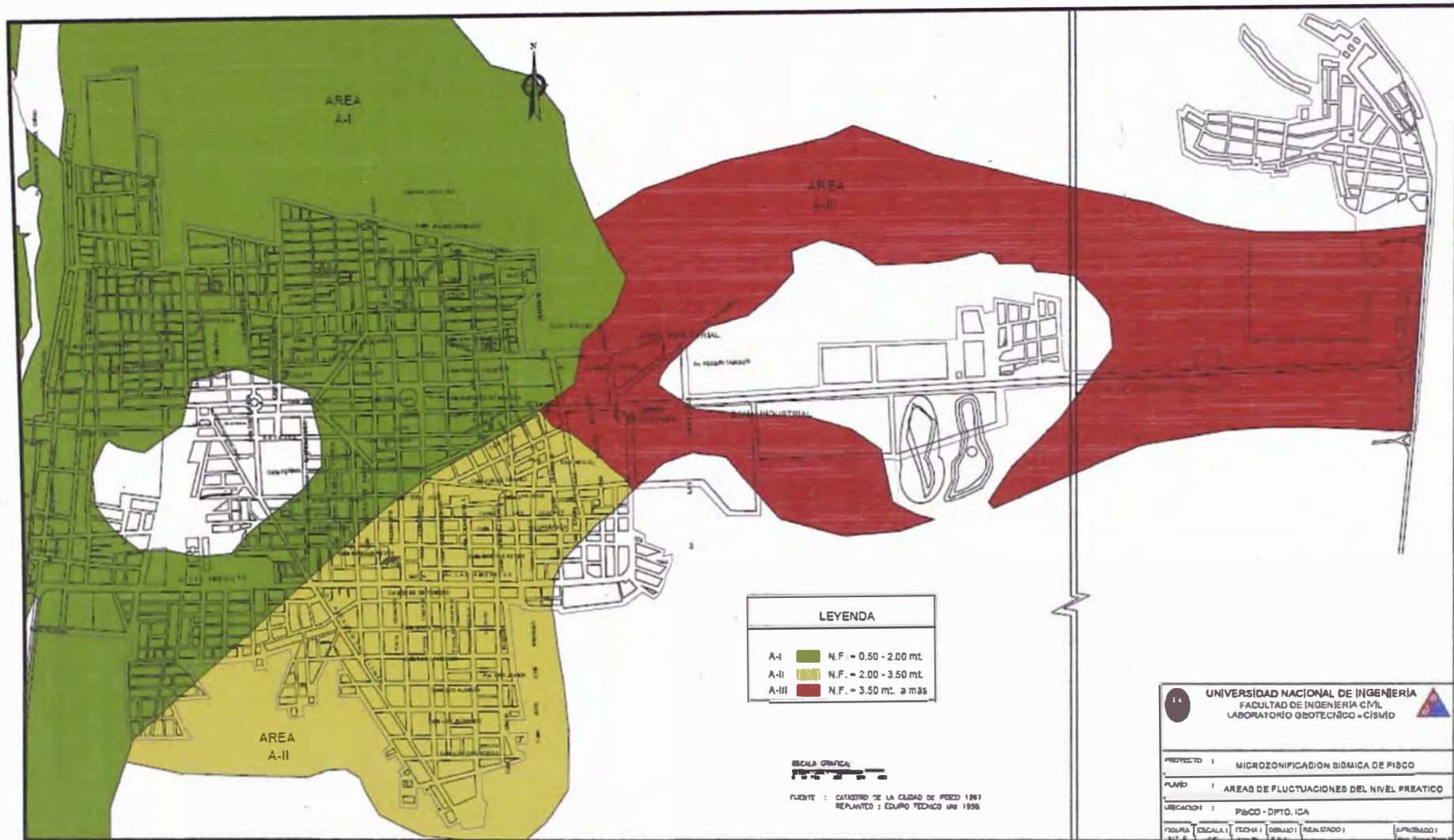


Figura 4.5.e Áreas de Fluctuaciones del Nivel Freático

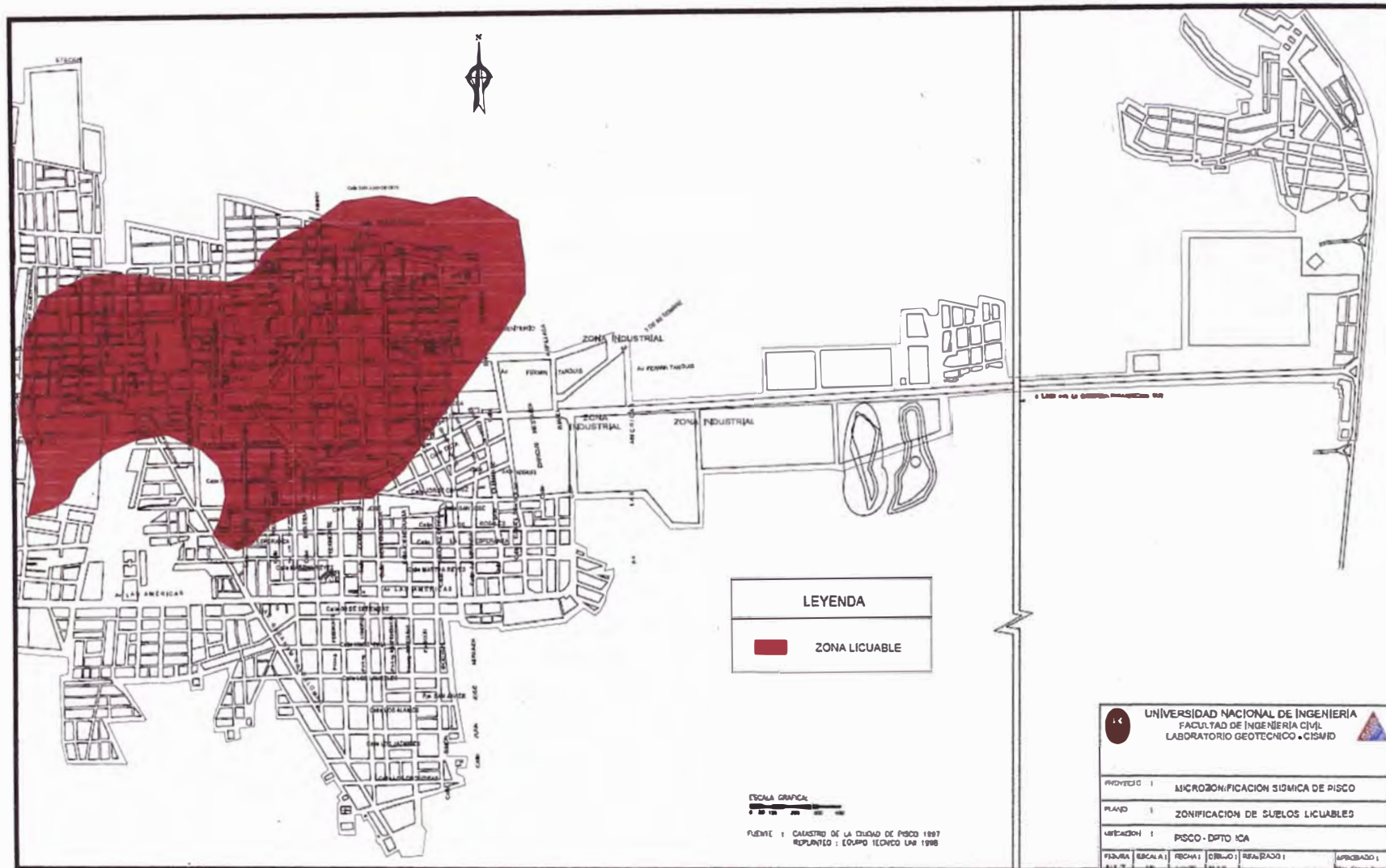


Figura 4.5.f Zonificación de Suelos Licuables

4.6 Peligro Sísmico de la Ciudad de Pisco

En el estudio de Microzonificación Geotécnica de Pisco se evaluó el peligro sísmico de la ciudad de Pisco, mediante el método probabilístico utilizando la metodología de Cornell, modificada e implementada en el programa de computo RISK por McGuire (1976) y usando las fuentes sismogénicas de subducción y continentales obtenidos por Castillo y Alva (1993). Las fuentes sismogénicas fueron modelados como áreas, en base a las características neotectónicas y la distribución espacial de la actividad sísmica, los niveles máximos de aceleración probables para la ciudad de Pisco nos muestran que se podría esperar los siguientes valores de aceleración en la roca base, 0.33 g y 0.36 g de aceleración para un periodo de retorno de 50 y 100 años respectivamente.

4.7 Análisis del Hotel Embassy de Pisco y las características del suelo

4.7.1 Situación y colapso del Hotel Embassy

El Hotel Embassy de Pisco colapsó con el terremoto del 15 de Agosto del 2007, las cimentaciones del mencionado hotel estaban diseñadas para soportar una edificación de dos niveles. Los propietarios del Hotel sin embargo construyeron tres pisos adicionales sin el permiso ni la autorización de INDECI como lo manda la ley. Esto fue una de las causas por las cuales el Hotel colapsara.

Después del terremoto el Hotel quedó reducido a tres niveles, dando la impresión de que los dos primeros niveles desaparecieron o quedaron sepultados en el suelo. Actualmente el hotel está siendo demolido por determinación de INDECI y para asegurar de que no existan problemas mayores ante un nuevo sismo de magnitud considerable.

El objetivo para este trabajo, como ya se mencionó, es proponer una cimentación de tal manera que ante un fenómeno natural de similares condiciones el Hotel no colapse. Es importante para ello tener en cuenta el estudio de suelos, el cual responderá nuestras interrogantes y permitirá aclarar el porqué del colapso del Hotel.



Figura 4.7.1.a Vista del Hotel Embassy luego del colapso



Figura 4.7.1.b Vista del Hotel Embassy luego del colapso



Figura 4.7.1.c Tareas de rescate en el Hotel Embassy luego del terremoto del 15 de Agosto

4.7.2 Exploraciones en Campo y Resultados de Laboratorio

En el ítem 4.2.2 se mencionan los trabajos de exploración que consistieron en 25 calicatas entre 2.00 y 3.00 metros de profundidad y 17 perforaciones y/o sondajes en las que se realizaron ensayos de SPT cada 0.50m de profundidad.

Para el desarrollo del presente trabajo se utilizaron las calicatas que se encuentran más cercanas al terreno en estudio, así como también los resultados obtenidos en los sondajes donde se realizaron el ensayo SPT. Luego de compatibilizar los sondajes e intentar relacionar los sondajes realizados con las calicatas realizadas, se ha podido tener una estratigrafía modelo o una estratigrafía con parámetros de acuerdo a la ubicación del terreno en estudio.

Los sondajes fueron realizados hasta 4.50 metros en algunos casos, mientras que las calicatas tienen la profundidad de 2.00 a 3.00 metros ya que el nivel freático se encuentra por encima de éstos niveles e imposibilitando seguir profundizando las calicatas.

La información utilizada es la siguiente: Calicatas: C-6, C-7 y C-8, Sondajes: S-1 y S-7.

En la Figura 4.7.2.a podemos ver la ubicación de las mismas.

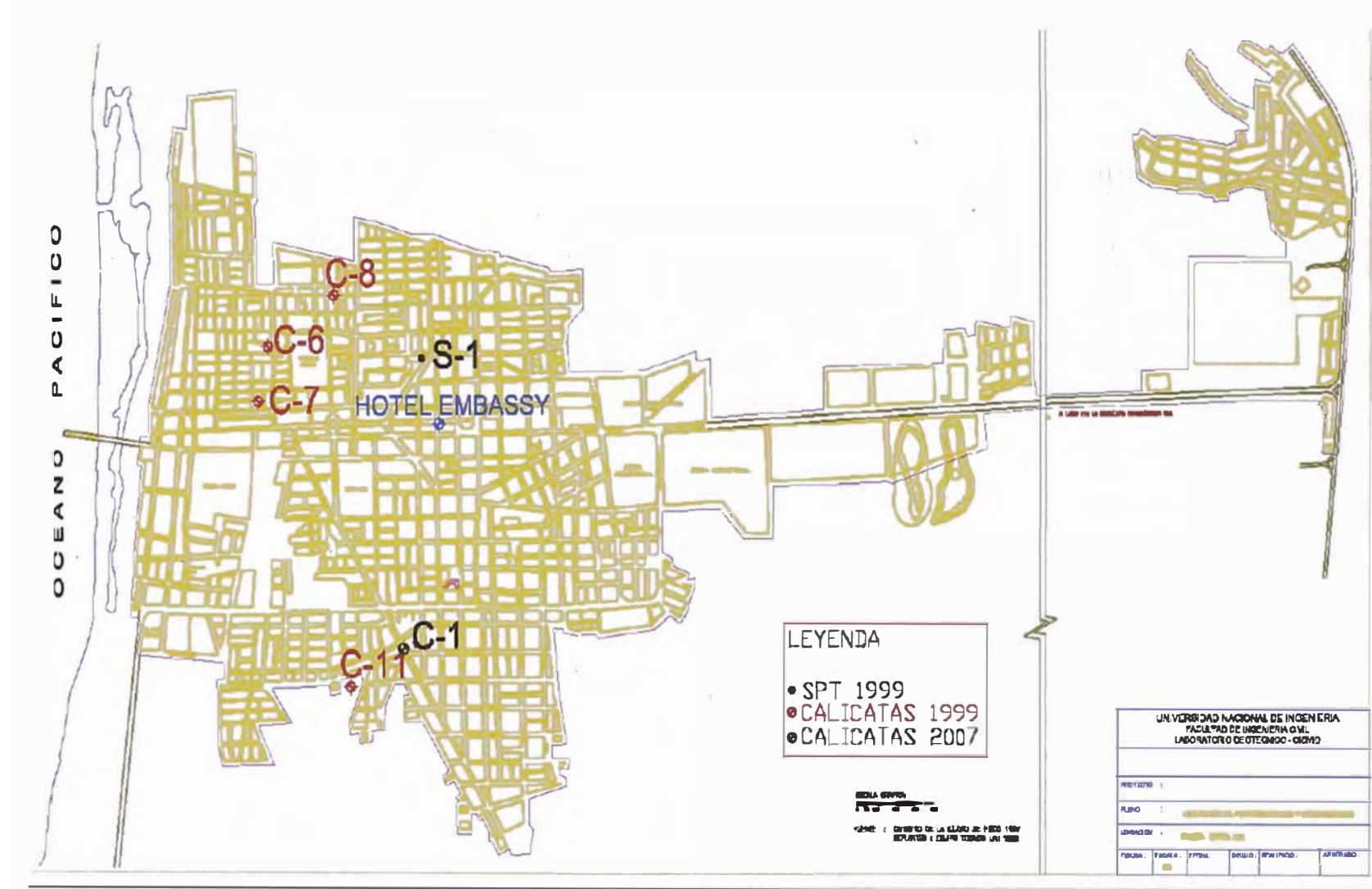


Figura 4.7.2.a Ubicación de los registros utilizados para el presente trabajo

Calicata C-6 (1999)

Profundidad (m.)		Estratificación	Muestreo	Gráfica	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar						
							D.N. (g/cm ³)	H.N. (%)	Gráfica de N						
									N° golpes/30 cm.						
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0.5	1.00	M-1		Arcilla arenosa color beige. Presenta raíces y porosidades, con gravillas aladas T.M. 3/4" y 31.5% de arena, húmeda, baja plasticidad y semi rígida. LL = 28.4% y LP = 21.2%	CL	-	8.6								
1.5	1.00	M-2		Arena limosa de grano fino, color gris oscuro, a 1.10 m, presenta bolsones redondeados T.M. 10" formando un arillo, con 37.6% de finos no plásticos, de húmeda a saturada, semi densa. LL = 25.3%	SM	-	13.5								
2.5															
3.5															
4.5															

Calicata C-7 (1999)

Profundidad (m.)		Espesor (m.)	Muestreo	Gravillas	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar					
							D.N. (g/100g)	H.N. (%)	Gráfica de N					
									Nº golpes/30 cm.					
0	10	20	30	40	50									
0.0	1.20	S/M			Arcilla arenosa color marrón, Presenta porosidades y boleos redondeados T.M. 8", húmeda, baja plasticidad y semi rígida. (Similar a M-1 de C-6).	CL	-	-						
1.0	0.60	Ml-1			Arena arcillosa color marrón oscuro, con 3.3% de gravillas y 39.3% de finos, de húmeda a saturada, plástica y semi densa, LL = 28.4% LP = 16.8%	SC	-	16.2						
2.0														
2.5														
3.0														
3.5														
4.0														

Calicata C-8 (1999)

Profundidad (m.)		Escala (m.)	Muestra (m.)	Geología	Descripción del Material	Clasif. (SUCS)	Pruebas de Campo		Ensayo de Penetración Estándar					
							D _N (gros)	H _N (cm)	Gráfica de N					
									N° golpes/30 cm					
0	10	20	30	40	50									
	0.40	S/M			Arcilla arenosa color marrón, Presenta porosidades, húmeda, baja plasticidad y semi rígida.	CL	-	-						
0.5	0.80	M-1			Arena limosa de grano fino color beige oscuro, con 37,1% de finos no plásticos, húmeda y poco densa, LL = 20,6%	SM	-	-						
1	1.80	M-2			Grava mal gradada de forma redondeada, color gris. Presenta bolitas redondeadas T.M. 10", con matriz arenosa, de húmeda a saturada, no plástica y su compactación varía de suelta a semi compacta.	GP	-	-						
1.5														
2														
2.5														
3														
3.5														
4														

Calicata C-1 (2007)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS
Y MITIGACION DE DESASTRES



REGISTRO DE SONDAJE

Estudio : LG07-410

Cota Relativa (m) : 33.00

Solicitado : PRESIDENCIA DEL CONSEJO DE MINISTRO

Prof. Nivel Freat. (m) : 2.00

Proyecto : Elaboración del Plan de Reconstrucción y Prevención de Desastres, para las Ciudades:

Prof. Total (m) : 2.00

Ubicación : PISCO

Operador : V.V.-L.Ch.

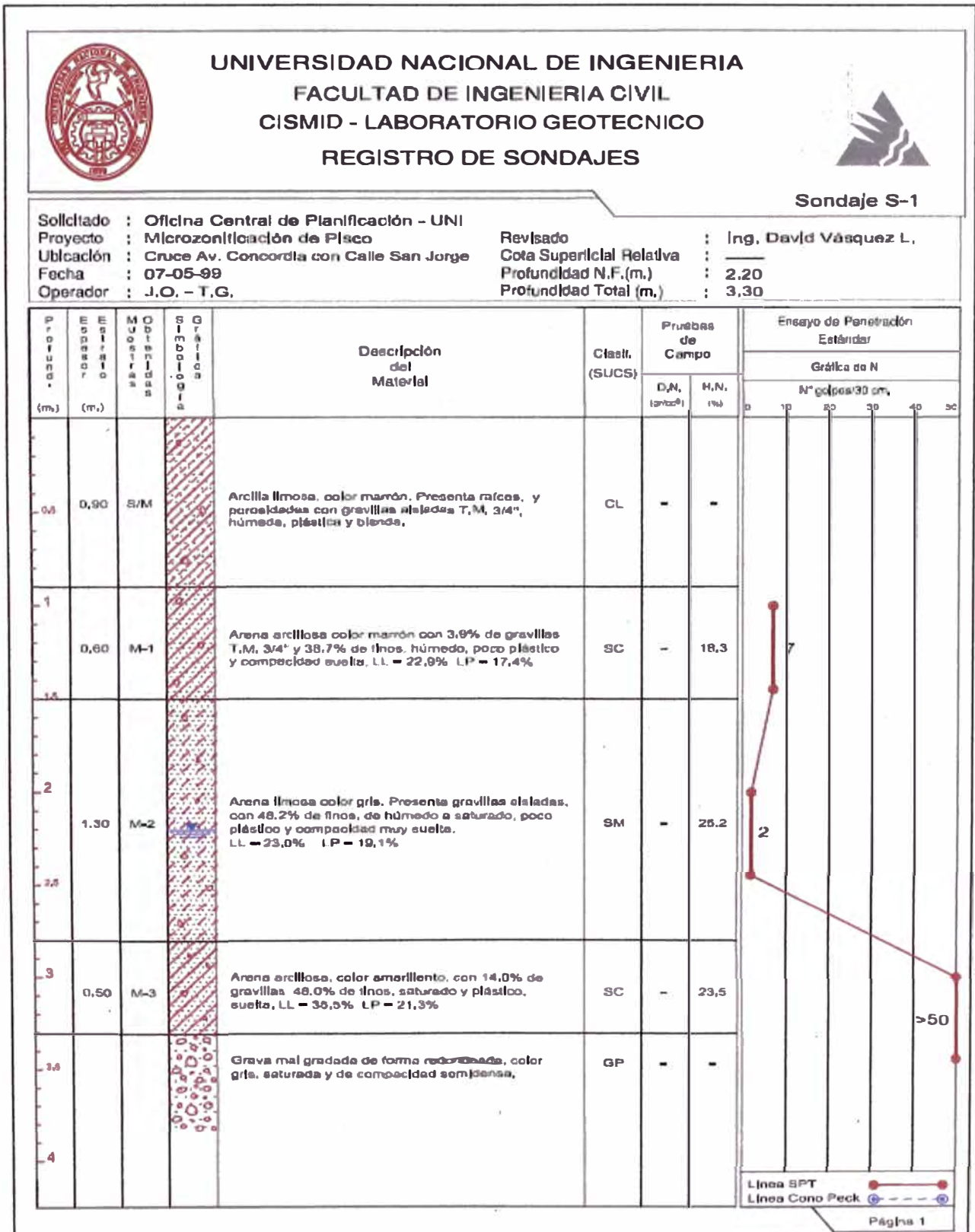
Fecha : Octubre, 2007

Revisado : Ing. Luis Chang

CALICATA : C-1

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Muestra obtenida	Clasificación SUCS	Simbología Gráfica	Resultados de campo		Descripción	ENSAYO DE PENETRACION	
					H. M. %	D. N. g/cm ³		Gráfica de N Número de golpes / 30 cm 10 20 30 40 50	
0.0									
0.45		M-1	SM		-	-	Arena limosa de color beige amarillento a marrón. Con gravas de bordes angulosos y redondeados T.M. 4". Compacidad media. Baja humedad. Presencia de castros calcáreos color blanquesinos y raíces aisladas.		
0.5									
0.55		M-2	GP		-	-	Grava de T.M. 6" con matriz arenosa de grano fino. Compacidad medio suelta. Medianamente húmedo. Presencia de raíces aisladas.		
1.0									
0.90		M-3	SM		-	-	Arena fina poco limosa de color beige amarillento. Compacidad medio denso. Húmedo. Presencia de raíces y áridos aislados.		
1.5									
0.50		M-4	GP		-	-	Grava con matriz arenosa de grano fino. Húmedo. Boloneras T.M. 9". Presencia de raíces aisladas.		
2.0									
2.5									

Sondaje S-1 (1999)



a) Descripción del perfil estratigráfico

El estudio geotécnico definió la estratigrafía de acuerdo a la interpretación del registro estratigráfico de la exploración realizada en el área estudiada. El perfil está conformado por una primera capa de arcilla arenosa (CL) color marrón la que presenta porosidades y gravillas sub angulosas de T.M 3/8" alcanzando una profundidad de 1.00m debajo de la superficie, seguida de una capa de arena arcillosa (SC) húmeda, la cual alcanza una profundidad de 1.80m, en donde se detecta el nivel freático a 1.20m de profundidad, continuamente seguido de un estrato de Arenas limosas (SM) el cual alcanza profundidades de 3.00m en donde empieza a desarrollarse nuevamente un estrato de arena arcillosa hasta una profundidad de 4.00 m seguido del estrato gravoso pobremente graduado (GP).

b) Interpretación de resultados

Del perfil estratigráfico y de los resultados de laboratorio se determina que la estratigrafía y características del suelo del área en estudio son las siguientes:

Sondaje	Profundidad (m)	Nivel Freático (m)	% Finos	% de Humedad	Límites		N (SPT)	SUCS
					LL	LP		
S-0	0.00-1.00	1.2	25	0	0	0	0	CL
S-0	1.00-1.80	1.2	20	25.2	22.9	18.8	7	SC
S-0	1.80-3.00	1.2	20	18	21.4	16.7	2	SM
S-0	3.00-4.00	1.2	20	17.8	21.2	16.4	2	SC
S-0	4.00-4.50	1.2	0	0	0	0	50	GP

c) Profundidad de cimentación

Basándonos en la descripción del perfil estratigráfico, y los resultados de laboratorio obtenidos, se concluye que la profundidad de cimentación será 1.00, recalcando que se empleará losa de cimentación debido a la baja resistencia del suelo. Caso contrario, si el suelo no fuera favorable incluso para el caso de una losa de cimentación se propondrá un tipo de cimentación profunda.

4.8 Análisis de Licuación en el suelo del Hotel Embassy

Para efectos del análisis del potencial de licuación recurrimos al programa DLICUA PRO! 2.0.

4.8.1 Ingreso de Datos

Nombre: Hotel Embassy de Pisco
 Ubicación: Pisco, Ica
 Fecha: 09/12/2007
 N° de sondajes: 01
 Factor de seguridad: 1.10
 Energía: 60
 Sistema de Unidad: Sistema M.K.S
 Valor de la Magnitud: 7.5
 Aceleración máxima: 0.33g
 Denominación: S-0
 Nivel Freático: 1.20m
 N° de estratos: 5

N°	Profundidad (m)	Densidad (Tn/m ³)
1	1.00	1.80
2	1.80	1.60
3	3.00	1.70
4	4.00	1.60
5	4.50	2.00

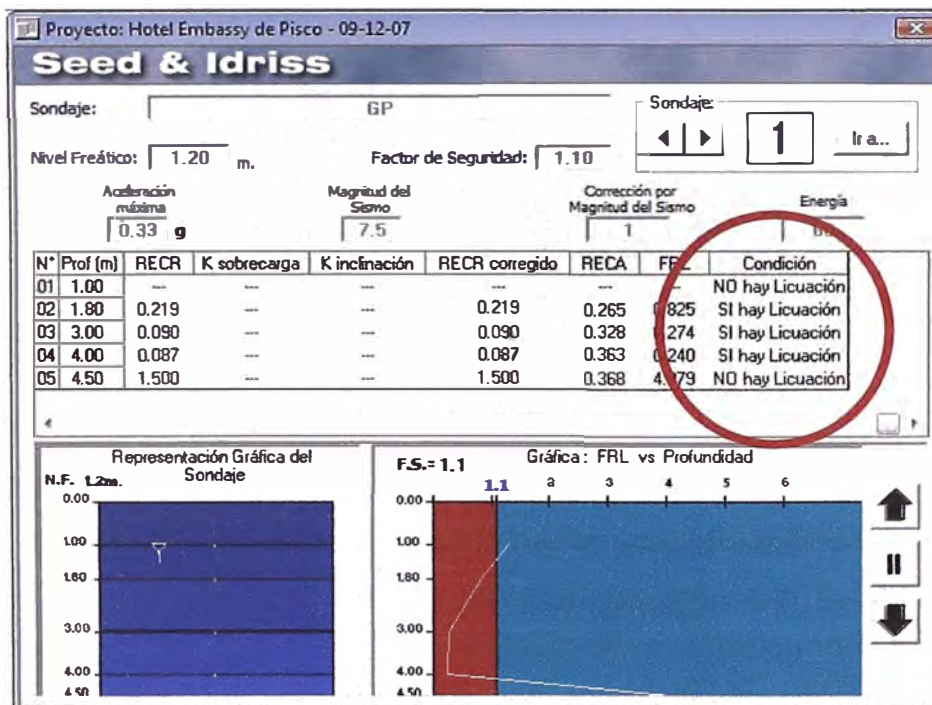
N° de ensayos SPT: 5

N°	Profundidad (m)	% Finos	D50(mm)	N(glp/pie)	SUCS
1	1.00	25%	0.18	7	CL
2	1.80	20%	0.18	7	SC
3	3.00	20%	0.18	2	SM
4	4.00	20%	0.18	2	SC
5	4.50	20%	0.18	50	GP

4.8.2 Interpretación de Resultados

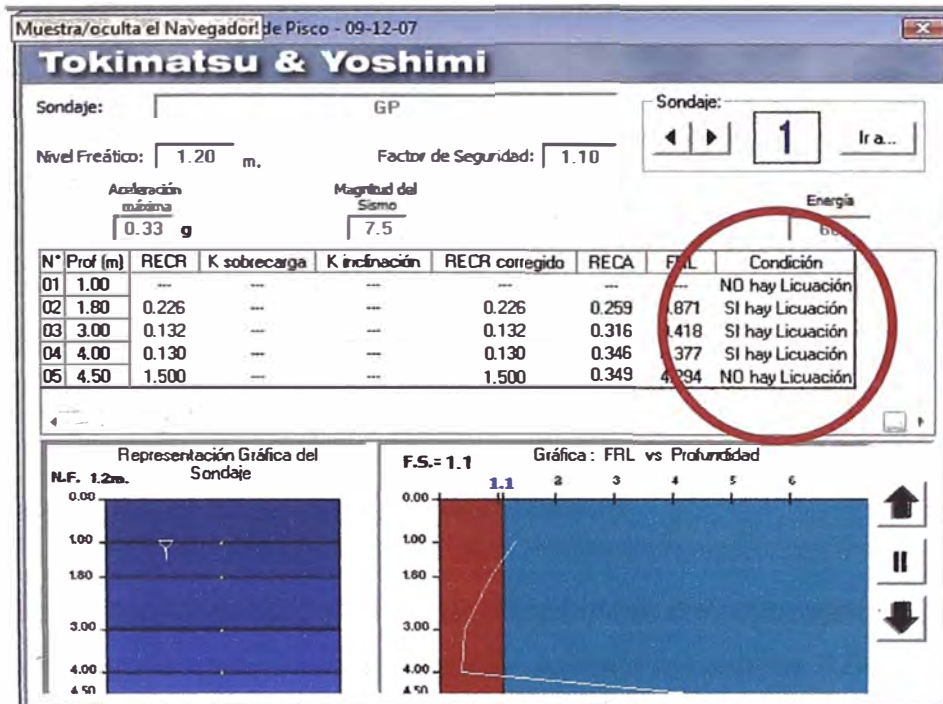
Método Seed & Idriss

Se produce licuación por debajo de 1.00m de profundidad hasta los 4.50m de profundidad. Adicional a esto la evaluación del daño a la edificación arroja un resultado de “Puede existir efectos severos de licuación”.



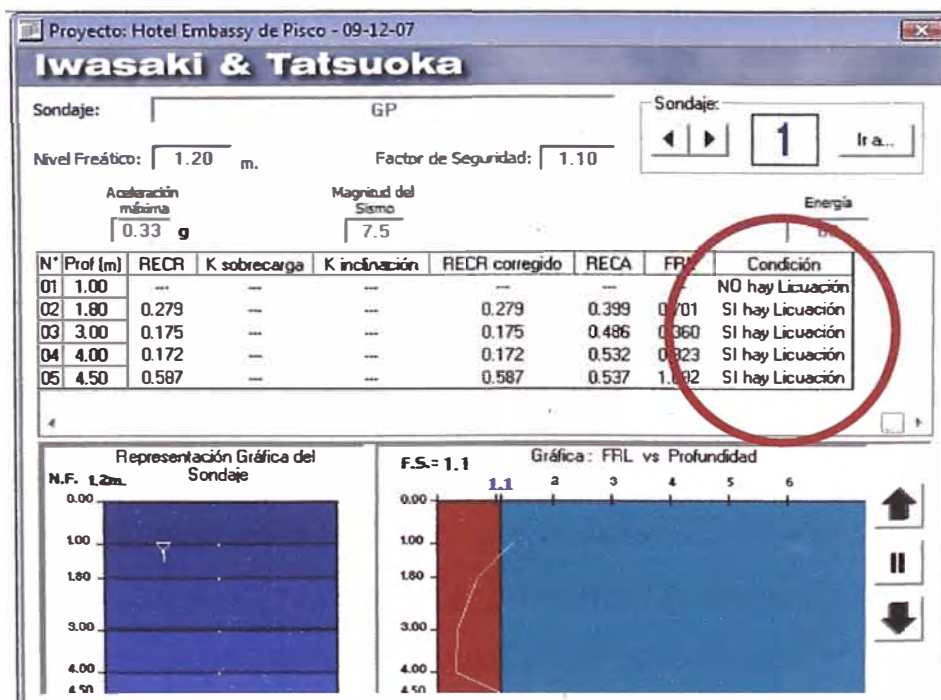
Método Tokimatsu & Yoshimi

Al igual que con el método anterior se produce licuación por debajo de 1.00m de profundidad hasta los 4.50m de profundidad. Adicional a esto la evaluación del daño a la edificación arroja un resultado de “Puede existir efectos severos de licuación”.



Método Iwasaki & Tatsuoka

Éste es el método más conservador, el cual arroja que se produce licuación desde 1.00m de profundidad hasta una profundidad mayor a los anteriores métodos, ya que para el estrado que está por debajo de 4.50m también se produce licuación. El resultado de evaluación del potencial de licuación arroja que “Puede existir efectos severos de licuación”.



4.9 Análisis de la cimentación para el Hotel Embassy

Luego de analizar la estratigrafía y características del suelo, concluyendo que el suelo es un suelo potencialmente licuable, proponemos el uso de las siguientes cimentaciones: una cimentación superficial con subzapatas que lleguen hasta los 4.00m de profundidad, una platea de cimentación en toda el área del Hotel y/o una cimentación profunda conformada por pilotes de concreto hincados de 4.00m de longitud.

4.9.1 Cimentación superficial con subzapatas

Se propone el diseño de una cimentación superficial con subzapatas que lleguen al estrato de grava pobremente gradada, aproximadamente 4.00m. Para ésta propuesta calculamos la capacidad portante del terreno para una cimentación de zapatas de 1.50x1.50x1.00m cimentadas a una profundidad de desplante de 1.50m.

Datos:

Profundidad de desplante, D_f ; (mts):	1.5
Peso Volumétrico del suelo; G_m (Ton/m ³):	1.7
Cohesión del suelo, c ; (Ton/m ²):	0.0
Ángulo de fricción interna del suelo, F_i (grados):	30
Ancho o Radio del cimientto; B ó R (mts):	1.5
Tipo de suelo:	Arenoso
Factor de seguridad, F.S.: (3.5 / 3.0 / 2.5)	3.0

Cálculos y resultados:

Factores dependientes del ángulo de fricción:

Factor de cohesión, $N_c =$	37.16
Factor de sobrecarga, $N_q =$	22.46
Factor de piso, $N_g =$	19.13

Para suelo arenoso: (según la tabla N°4.10.1)

$$c' = 2/3c = 0.00$$

$$N' c = 2/3N' c = 24.77$$

$$N' q = 2/3N' q = 14.97$$

$$N' g = 2/3N' g = 12.75$$

Para todo cimiento:

Capacidad de carga última, qc:

$$q_c = c' * N' c + G_m * D_f * N' q + 0.5 * G_m * B * N' g$$

Capacidad de carga admisible; qa:

$$q_a = q_c / FS$$

$$c' * N' c = 0.0$$

$$G_m * D_f * N' q = 38.2$$

$$0.5 * G_m * B * N' g = 16.3$$

$$q_c, (\text{Ton}/\text{m}^2) = 54.4$$

$$q_a, (\text{Ton}/\text{m}^2) = 18.1$$

Tabla N° 4.9.1.a Factores de carga

FACTORES DE CARGA									
TERZAGHI			MEYERHOF				SKEMPTON		
Angulo Fi	Hc	Nq	Ng	Angulo Fi	Nc	Hq	Hg	D/B	Nc
0	5.7	1	0	0	5.14	1.00	0.00	0	5.14
1	6	1.1	0.01	2	5.63	1.20	0.01	0.25	5.6
2	6.3	1.22	0.04	4	6.18	1.43	0.04	0.6	5.9
3	6.62	1.35	0.06	6	6.81	1.72	0.11	0.75	6.2
4	6.97	1.49	0.1	8	7.53	2.06	0.21	1	6.4
5	7.34	1.64	0.14	10	8.34	2.47	0.37	1.6	6.8
6	7.73	1.81	0.2	12	9.28	2.97	0.60	2	7.0
7	8.15	2	0.27	14	10.37	3.59	0.92	2.5	7.2
8	8.6	2.21	0.35	16	11.63	4.34	1.37	3	7.4
9	9.09	2.44	0.44	18	13.10	5.26	2.00	4	7.5
10	9.61	2.69	0.56	20	14.83	6.40	2.87		
11	10.16	2.98	0.69	22	16.88	7.82	4.07		
12	10.76	3.29	0.85	24	19.32	9.60	5.72		
13	11.41	3.69	1.04	26	22.25	11.85	8.00		
14	12.11	4.02	1.26	28	25.80	14.72	11.19		
15	12.86	4.45	1.52	30	30.14	18.40	15.67		
16	13.68	4.92	1.82	32	35.49	23.18	22.02		
17	14.6	5.45	2.18	34	42.16	29.44	31.15		
18	15.12	6.04	2.59	36	50.59	37.75	44.43		
19	16.56	6.7	3.07	38	61.35	48.93	64.07		
20	17.69	7.44	3.64	40	75.31	64.19	93.69		
21	18.92	8.26	4.31	42	93.71	85.37	139.32		
22	20.27	9.19	5.09	44	118.37	115.31	211.41		
23	21.75	10.23	6	46	152.10	158.50	328.73		
24	23.36	11.4	7.08	48	199.26	222.30	526.44		
25	25.12	12.72	8.34	50	266.88	319.05	873.84		
26	27.09	14.21	9.84						
27	29.24	15.9	11.6						
28	31.61	17.81	13.7						
29	34.24	19.98	16.18						
30	37.16	22.46	19.13						
31	40.41	25.28	22.65						
32	44.04	28.52	26.87						
33	48.09	32.23	31.94						
34	52.64	36.5	38.04						
35	57.75	41.44	45.41						

4.9.2 Cimentación con platea de cimentación

a) Análisis de la cimentación

Para el estudio geotécnico la capacidad portante máxima del suelo se admite bajo las siguientes consideraciones:

- El factor de seguridad mínimo de falla por corte es 3.0
- Los asentamientos producidos por la presión recomendada no será mayor a los admisibles por la estructura.

El estudio considera los siguientes parámetros de resistencia:

- Angulo de fricción = 30°; cohesión = 0.0 Kg/cm²

b) Capacidad Portante

Para evaluar la capacidad de carga de la losa de cimentación en arenas el estudio geotécnico consideró la siguiente expresión planteada por Meyerhof (1965) y Bowles (1977):

$$q_{adm} (kN / m^2) = 11.98 N_{corr} \left(1 + 0.33 \frac{D_f}{B} \right) \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

Donde:

N_{corr} = Resistencia por penetración estándar corregida

B = ancho (m)

$1 + 0.33 (D_f/B) \leq 1.33$

S_e = Asentamiento (mm)

Considerando un asentamiento $S_e = 1.00$ cm como máximo (10mm) y un valor de $N_{corr} \approx 10$ (ver Figura N° 4.9.a, para $\phi = 30^\circ$) y $D_f = 1.80$ m, para diferentes valores de B se obtuvo:

Ncorr	Df (m)	B (m)	Se (mm)	qadm (KN/m2)	qadm (kg/cm2)
10	1.80	5.00	10	52.769	0.538
10	1.80	6.00	10	51.835	0.528
10	1.80	7.00	10	51.168	0.522
10	1.80	8.00	10	50.667	0.516
10	1.80	9.00	10	50.278	0.513
10	1.80	10.00	10	49.967	0.509

Además, considerando un asentamiento de 1.5 cm como máximo (15 mm), se tuvieron los siguientes valores de capacidad admisible:

Ncorr	Df (m)	B (m)	Se (mm)	qadm (KN/m2)	qadm (kg/cm2)
10	1.80	5.00	15	79.153	0.807
10	1.80	6.00	15	77.752	0.793
10	1.80	7.00	15	76.752	0.782
10	1.80	8.00	15	76.001	0.775
10	1.80	9.00	15	75.417	0.769
10	1.80	10.00	15	74.950	0.764

De esta manera se obtuvo una capacidad portante de 0.51Kg/cm² y 0.76Kg/cm² para los asentamientos de 10mm y 15mm respectivamente.

Angulo de Fricción

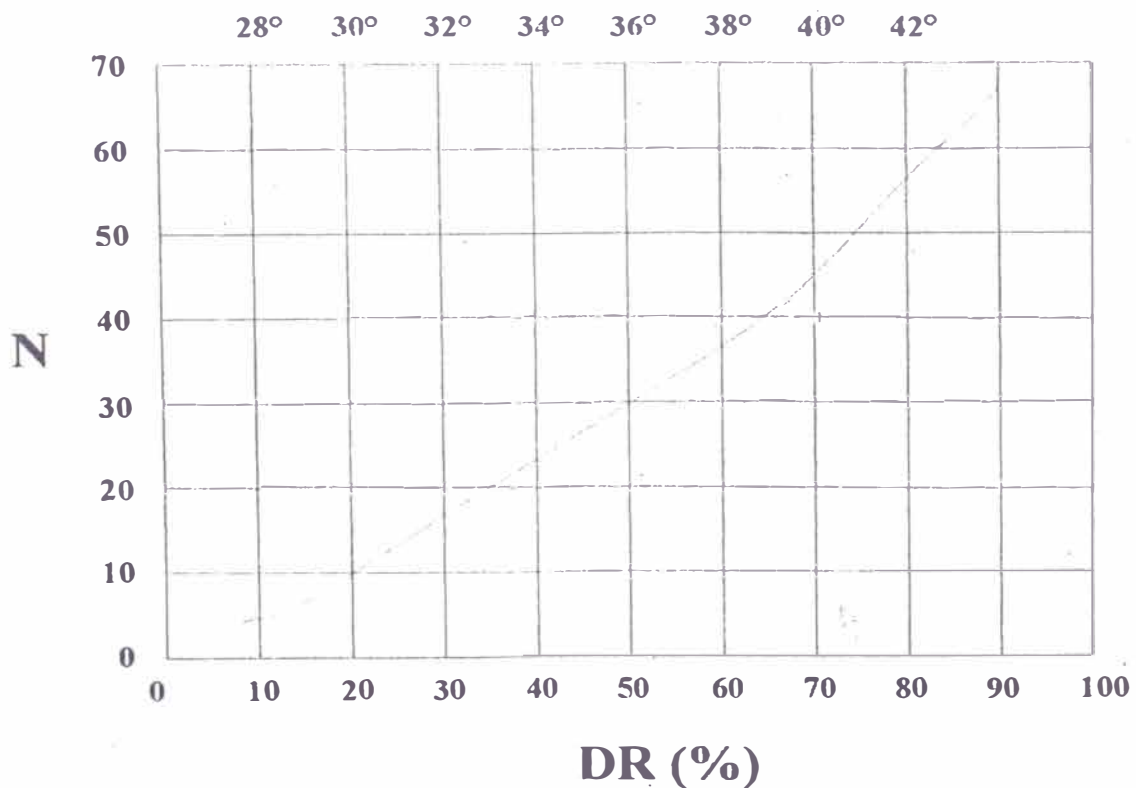


Figura 7.9.a Correlaciones N (ensayo SPT) y ángulo de fricción de Terzaghi – Peck

4.9.3 Cimentación con pilotes de concreto

a) Cálculo de la capacidad admisible del pilote

Cálculo de Q_p :

Método de Meyerhof

$$Q_p = A_p \cdot q' \cdot N_q = A_p \cdot \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Para $\phi = 30^\circ$, $N \cdot q = 55$

$$Q_p = (3.14 \cdot 0.30 \cdot 0.30 \text{m}^2) \cdot (1.8 \cdot 4.0 \text{Ton/m}^2) \cdot (55)$$

$$Q_p = 111.91 \text{ Ton}$$

$$Q_p = A_p \cdot q_1 = A_p \cdot N' \cdot q \cdot \tan \phi$$

$$Q_p = (3.14 \cdot 0.30 \cdot 0.30 \text{m}^2) \cdot 55 \cdot \tan(30)$$

$$Q_p = 8.98 \text{ Ton}$$

Método de Vesic

$$Q_p = A_p \cdot \sigma'_o \cdot N'_\sigma = A_p \cdot \left(\frac{1+2 \cdot (1-\sin \phi)}{3} \right) \cdot q' \cdot N'_\sigma$$

Para $\phi=30^\circ$ e $I_{rr} = 50$, el valor de N'_σ es aproximadamente 36,
por lo que:

$$Q_p = (3.14 \cdot 0.30 \cdot 0.30 \text{m}^2) \cdot \left(\frac{1+2 \cdot (1-\sin 30)}{3} \right) \cdot (1.8 \cdot 4.0 \text{Ton/m}^2) \cdot 36$$

$$Q_p = 48.83 \text{ Ton}$$

Método de Janbu

$$Q_p = A_p \cdot q' \cdot N'_q$$

Para $\phi = 30^\circ$ y $n'=90^\circ$, el valor de $N'_q=19$

$$Q_p = (3.14 \cdot 0.30 \cdot 0.30 \text{m}^2) \cdot (1.8 \cdot 4.0 \text{Ton/m}^2) \cdot 19$$

$$Q_p = 38.66 \text{ Ton}$$

Cálculo de Qs:

$$Q_s = K \cdot \sigma' \cdot \tan \delta \cdot p \cdot L$$

Para K, hincado de bajo desplazamiento

$$D = 0.6\text{m}, \phi = 30, \delta = 0.8(30) = 24$$

$$K = 1.4 \cdot (1 - \sin \phi)$$

$$\sigma' = 1.8 \cdot 4.0$$

$$K = 1.4 \cdot (1 - \sin 30)$$

$$\sigma' = 7.2 \text{Ton/m}^2$$

$$K = 0.7$$

$$p = 3.14 \cdot 0.6 = 1.885\text{m}$$

$$Q_s = K \cdot \sigma' \cdot \tan \delta \cdot p \cdot L$$

$$Q_s = 0.7 \cdot 7.2 \cdot \tan(24) \cdot 1.885 \cdot 4.0$$

$$Q_s = 16.92 \text{ Ton}$$

Por lo tanto:

$$Q_u = (8.98 + 48.83 + 38.66) / 3 + 16.92$$

$$Q_u = (8.98 + 48.83 + 38.66) / 3 + 16.92$$

$$Q_u = 49.08 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm} = Q_p / 3 + Q_s / 2.5 = 32.16 / 3 + 16.92 / 2.5$$

$$Q_{adm} = 17.49 \text{ Ton}$$

$$Q_{adm} = Q_u / FS = 49.08 / 2.5$$

$$Q_{adm} = 19.63 \text{ Ton} = 192.5 \text{ KN}$$

b) Cálculo del Asentamiento del pilote

$$s_1 = (Q_{wp} + E \cdot Q_{ws}) \cdot L / A_p E_p$$

$$s_2 = q_{wp} \cdot D / E_s \cdot (1 - u_s^2) \cdot l_{up}$$

$$s_3 = (Q_{ws} / pL) \cdot (D / E_s) \cdot (1 - u_s^2) \cdot l_{ws}$$

Q_{wp} = Carga en la punta del pilote bajo carga de trabajo

$$Q_{wp} = 32.16 \text{ ton} = 315.38 \text{ KN}$$

E_p = módulo de elasticidad del material del pilote

$$E_p = 21 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

Q_{ws} = Carga por resistencia a la fricción bajo condición de carga de trabajo

$$Q_{ws} = 16.92 \text{ ton} = 165.93 \text{ KN}$$

L = Longitud del pilote = 4.00m

A_p = Area de la sección transversal del pilote = 0.283m²

$$q_{wp} = Q_{wp}/A_p = 1114.42 \text{ KN/m}^2$$

D = Diámetro del pilote = 0.60m

u_s = relación de poisson del suelo = 0.35

I_{up} = factor de influencia = 0.85

p = perímetro del pilote = 1.885m

E_s = módulo de elasticidad del suelo en o bajo la punta del pilote

$$E_s = 25 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

I_{ws} = factor de influencia = $2 + 0.35 \cdot (L/D)^{0.5} = 3.278$

Por lo tanto:

$$s_1 = 0.00027 \text{ m}$$

$$s_2 = 0.01995 \text{ m}$$

$$s_3 = 0.02431 \text{ m}$$

$$s_{total} = 0.04452 \text{ m} = 44.52 \text{ mm}$$

CONCLUSIONES

- El presente trabajo está basado en el Informe Microzonificación Geotécnica de la Ciudad de Pisco, realizado en el año 1999 por el CISMID. Este estudio se complementa con los resultados de los ensayos realizados en el año 2007 después del sismo del 15 de Agosto.
- Los resultados obtenidos en las calicatas de exploración realizadas el año 1999: C-06, C-07 y C-08, coinciden con los resultados de las calicatas obtenidas luego del sismo de Agosto del 2007.
- El Hotel estuvo diseñado para soportar cargas de una edificación de dos pisos y no de 5 pisos, por lo tanto es una de las causas por las cuales la estructura del Hotel colapsó en el terremoto de Agosto del 2007.
- La zona explorada presenta un perfil que está conformado por una primera capa de arcilla arenosa (CL) color marrón la que presenta porosidades y gravillas sub angulosas con un tamaño máximo igual a 3/8" alcanzando una profundidad de 1.00m debajo de la superficie, seguida de una capa de arena arcillosa (SC) húmeda, la cual alcanza una profundidad de 1.80m, en donde se detecta el nivel freático a 1.20m de profundidad, seguido de un estrato de Arenas limosas (SM) el cual alcanza profundidades de 3.00m en donde empieza a desarrollarse nuevamente un estrato de arena arcillosa hasta una profundidad de 4.00 m seguido del estrato gravoso pobremente gradado (GP).
- El suelo existente en Pisco, por debajo del Hotel Embassy, es potencialmente licuable, por lo que podrían existir daños severos en cualquier estructura. A este fenómeno se le reconoce como el principal causante del colapso del Hotel.
- El suelo del terreno del Hotel licua desde 1.00m hasta 4.00m de profundidad.
- Debido a la existencia de grava por debajo de los 4.00m se propone una cimentación superficial (1.5x1.5x1.0m) de $D_f = 1.50m$ con subzapatas que

lleguen hasta el estrato de grava. El problema y la complejidad de realizar este tipo de cimentación radica en que la napa freática se encuentra a 1.20m; por lo tanto se tendría que evaluar un método para deprimir la napa y eso incurre en costos excesivamente altos, los que se deberán evaluar. La capacidad portante calculada para esta cimentación es de 18.1Ton/m².

- Se propone también un tipo de cimentación superficial que consiste en una platea de cimentación, de donde se obtuvo una capacidad portante de 0.51Kg/cm² y 0.76Kg/cm² para los asentamientos de 10mm y 15mm respectivamente.
- Así mismo se propone una cimentación semi profunda conformada por pilotes hincados de concreto de 0.60m de diámetro y 4.00m de longitud. De donde se obtiene una capacidad admisible de 192.50KN y un asentamiento total de 44.52mm.

RECOMENDACIONES

- El nivel socioeconómico de las ciudades ubicadas en zonas altamente sísmicas, no permite un estudio geotécnico severo, por lo que se debería buscar la forma de financiar estudios como los realizados en el año 1999, donde se puede determinar las zonas que presentan características especiales y que presentan amenazas para las estructuras. De esta manera se puede tener una base con que empezar antes de elegir un tipo de cimentación.
- En el caso del Hotel Embassy se deberá evaluar el costo de las cimentaciones propuestas teniendo en cuenta el beneficio de la edificación.
- En caso sea necesario se deberá realizar un planteamiento para deprimir la napa freática en el terreno del Hotel y así no solo facilitar el procedimiento constructivo sino que se disminuirá la probabilidad de licuación de suelos.
- Obtener registros del lugar donde se desea cimentar una edificación, es importante realizar una evaluación de todos los datos que se puedan obtener para así decidir por un tipo de cimentación acorde al tipo de edificación que se desea construir.
- Finalmente, para casos en los que se desea ampliar o construir los aires de una edificación, se deberá consultar a un especialista como también pasar por la inspección de INDECI, quienes determinarán si es posible la solicitud. En muchos casos, como el del Hotel Embassy, por no invertir en una evaluación exhaustiva o por temor a ser rechazados, se construye sin licencia y sin autorización de quienes compete. Las consecuencias se ven cuando la edificación es sometida a cargas para la cual nunca estuvo diseñada.

BIBLIOGRAFÍA

- XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Microzonificación Geotécnica de Pisco, Noviembre 1999
- Alva Hurtado, Jorge E. – CIMENTACIONES PROFUNDAS, CISMID-FIC-UNI
- Alva Hurtado, Jorge E. – DINÁMICA DE SUELOS, CISMID-FIC-UNI
- Braja M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Internacional Thomson editores, Cuarta Edición 2001.
- De la Cruz J.C., "Cimentaciones Piloteadas. Análisis y Diseño", Tesis de Grado, 1988.
- Delgado Vargas, Manuel – Ingeniería de cimentaciones, Alfaomega Grupo Editor, Segunda Edición 1999.
- Huamán Egoavil, Carlos E. – Ponencia de Actualización Profesional: Dinámica de Suelos — Departamento Académico de Mecánica de Suelos, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, 2000.
- Parra Murrugarra, Denys – Tesis: Evaluación del Potencial de Licuación de suelos de la ciudad de Chimbote.
- UNI FIC CISMID, Reporte Preliminar Sismo de Ica del 15.08.2007 – Agosto del 2007.