PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR



FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN DE GRADO PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA Y ANÁLSIS DE ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS, APLICADO AL PROYECTO PUENTE BAHIA, UBICADO EN BAHIA DE CARAQUEZ

AUTOR:
RAFAEL VILLA ASTUDILLO

DIRECTOR:

Ingeniero Juan Carlos Montero Pardo

QUITO, 2010

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN DE GRADO PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA Y ANÁLSIS DE ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES PROFUNDAS, APLICADO AL PROYECTO PUENTE BAHIA, UBICADO EN BAHIA DE CARAQUEZ

Ing. Juan Carlos Montero Pardo
Director

Ing. Fabián Torres
Corrector

Ing. Lauro Lara
Corrector

DEDICATORIA

Dios y mis amados padres son la fortaleza y guía para seguir cada día de mi vida, nunca existirán palabras para describir mi profundo agradecimiento por su incondicional apoyo y amor brindado en esta etapa de mi vida que concluye, este éxito es suyo también. A mis ñaños por su apoyo y cariño.

Rafa Villa Astudillo

AGRADECIMIENTO

Deseo expresar mis más sinceras muestras de agradecimiento:

Al Ing. Juan Carlos Montero por sus enseñanzas, conocimiento y tiempo brindado, en toda mi formación como ingeniero.

A mis correctores el Ing. Fabián Torres e Ing. Lauro Lara por el tiempo dedicado en la corrección de mi tesis y su ayuda brindada durante mi etapa estudiantil.

A mis amigos y compañeros, por el apoyo y motivación que de ellos he recibido, y,

La Facultad de Ingeniería Civil, por todo lo que he aprendido dentro de las aulas.

Rafa Villa Astudillo

JUSTIFICACIÓN

Hoy en día con el acelerado desarrollo tecnológico se hace posible la implementación de nuevas herramientas, basadas en la teoría y métodos más aceptados y reconocidos, tanto para el análisis y diseño de estructuras; en todas sus etapas como para el proceso constructivo.

Este mismo avance en la tecnología posibilita la concepción y realización de súper estructuras y/o estructuras especiales (diferentes a las tradicionales), lo que nos enfrenta, entre otras necesidades, con la de cimentar a grandes profundidades; hasta encontrar materiales portantes resistentes a las cargas transmitidas que garanticen la seguridad e integridad de la estructura.

Se debe tomar en cuenta que con un eficaz y correcto análisis y diseño de la cimentación; y con la adecuada selección del tipo de pilotes a usarse para cada caso; se puede llegar a reducir los costos de producción y construcción; que este tipo de cimentaciones requieren.

Para llevar a cabo los procesos descritos anteriormente es de extrema importancia el conocer a profundidad el suelo de fundación, sus características y parámetros tanto estáticos como dinámicos, el tipo de material que se encuentra en el sitio de fundación y su comportamiento bajo las cargas impuestas. Sin olvidar que el suelo no es un material homogéneo; por lo tanto el análisis y diseño de pilotes se convierte en todo un arte, que entre otras cosas involucra: criterio, lógica, conceptos e intuición.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Desarrollar un sistema eficiente, seguro y racional para la determinación de capacidad de carga y análisis de asentamientos de cimentaciones profundas en el Puente de Bahía, a partir de los diferentes métodos existentes, y así poder desarrollar los criterios y conceptos que mejor se acomoden y representen la realidad del proyecto.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

1. Determinar y explotar las destrezas y habilidades que se espera desarrollar en el Ingeniero Civil mediante la utilización de un método eficiente de análisis para cimentaciones profundas.
2. Establecer los parámetros, tanto estáticos como dinámicos, de análisis para la determinación de capacidad de carga y asentamientos en pilotes y grupo de pilotes, que mejor representen la realidad del proyecto en cuestión.
3. Establecer criterios, fundamentados en los conceptos, de diseño y análisis, que garanticen el adecuado desarrollo de la ingeniería civil, como una profesión lógica, coherente y racional.
4. Establecer la conexión necesaria entre teoría y práctica para fortalecer los conocimientos adquiridos en el proceso de aprendizaje.

INDICE

CONTENIDO **PAG.**

CAPITULO 1
PILOTES 1
1.1 Generalidades y desarrollo de pilotes 1
1.2 Uso de pilotes 3
1.3 Tipos de pilotes y sus características estructurales 5
1.3.1 Pilotes de hormigón 8
1.3.1.1 Prefabricados 8
1.3.1.2 Colocados in situ 12
1.3.2 Pilotes de acero 14
1.3.2.1 Tipo H 14
1.3.2.2 Sección circular 16
1.3.2.3 Corrosión de pilotes de acero 17

CAPITULO 2
SELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE 20
2.1 Selección del tipo de pilote a usarse 20
2.2 Factores que gobiernan la selección del tipo de pilote 20
2.2.1 Pilotes de desplazamiento hincados 21
2.2.2 Pilotes de desplazamiento hincados y vaciados en in-situ 22
2.2.3 Pilotes pre-barrenados y vaciados in-situ 25
2.3 Selección de materiales 27
2.3.1 Madera 27
2.3.2 Hormigón 27
2.3.3 Acero 28

CAPITULO 3
SUELO DE FUNDACION 30
3.1 Suelo de Fundación 30
3.2 Parámetros del suelo para diseño estático 30
3.2.1 Objetivo de la investigación geotécnica 31
3.2.1.1 Clasificación de los suelos 32
3.2.2 Investigación geotécnica y métodos de prueba 32
3.2.3 Métodos de perforación 33
3.2.3.1 Perforación con taladro 33
3.2.3.2 Perforación con taladro hueco 34
3.2.3.3 Perforación con agua 36
3.2.3.4 Perforación a rotación 38
3.2.3.5 Perforación a percusión 39
3.2.3.6 Perforación en roca 40
3.2.3.7 Perforación tipo wire-line 42
3.2.4 Fosas de excavación 44
3.2.4.1 Excavación a mano 44
3.2.4.2 Excavación a máquina 44
3.2.5 Muestreo de suelos 45
3.2.5.1 Muestras alteradas 45
3.2.5.2 Muestras inalteradas 45
3.2.6 Muestreo de roca 46
3.2.7 Determinación del nivel de aguas subterráneas 48
3.2.8 Ensayos in-situ 49
3.2.8.1 Ensayo de penetración estándar SPT 49
3.2.8.2 Ensayo de penetración dinámica de cono DCPT 55
3.2.8.3 Ensayo de penetración estática de cono CPT 58

3.2.8.4 Ensayo de corte directo con veleta VST 61
3.2.8.5 Ensayo del presurómetro PMT 65
3.2.8.6 Ensayo del dilatómetro DMT 68
3.2.9 Ensayos en laboratorio 73
3.2.9.1 Resistencia al corte 73
3.2.9.2 Consolidación 74
3.2.10 Parámetros de diseño 75
3.2.10.1 Parámetros de resistencia 75
3.2.10.2 Adhesión suelo-pilote 76
3.2.10.3 Parámetros elásticos del suelo 78
3.3 Parámetros del suelo para diseño dinámico 79
3.3.1 Constantes elásticas de los suelos 80
3.3.2 Factores que afectan los módulos dinámicos 81
3.3.2.1 Tipo de suelo, sus propiedades y estado de alteración 81
3.3.2.2 Nivel de deformación 83
3.3.2.3 Efectos de tiempo 83
3.3.2.4 Grado de saturación 84
3.3.2.5 Frecuencia y número de ciclos de la carga dinámica 85
3.3.2.6 Magnitud de los esfuerzos dinámicos 85
3.3.3 Métodos de laboratorio 86
3.3.3.1 Columna resonante 86
3.3.3.2 Corte cíclico simple 86
3.3.3.3 Corte cíclico torsional simple 87
3.3.3.4 Compresión cíclica triaxial 87
3.3.4 Métodos in-situ 88
3.3.4.1 Ensayos de propagación de onda entre perforaciones 88
3.3.4.2 Ensayos de propagación de onda de arriba-bajo o de abajo-arriba en perforaciones 90
3.3.4.3 Ensayos de propagación de onda superficiales 91
3.3.4.4 Ensayos de resonancia en zapatas 92
3.3.4.5 Ensayos de carga de placa cíclica 92
3.3.5 Selección de los parámetros de diseño 93
3.4 Módulo de reacción horizontal de la subrasante 93
3.4.1 Validez de la suposición del módulo de la subrasante y efectos del tamaño 97
3.4.2 Valores recomendados de diseño 100
3.5 Resumen 105

CAPITULO 4
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA 108
4.1 Descripción y antecedentes del proyecto 108
4.4.2 Trazado geométrico 110
4.4.3 Sección transversal 113
4.4.4 Planteamiento del problema 113
4.2 Consideraciones previas a la determinación de capacidad de carga 115
4.2.1 Corrección de los valores del N del SPT y correlaciones 120
4.3 Métodos de análisis estático de capacidad de carga 125
4.3.1 Suelos friccionantes 128
4.3.1.1 Meyerhof, 1976 128
4.3.1.2 Norlund, 1963 131
4.3.1.3 Burland, 1973 146
4.3.1.4 Burland, modificado 151
4.3.1.5 NAVFAC DM 7.2 156
4.3.2 Suelos cohesivos 160
4.3.2.1 Tomlinson, 2008 160

4.3.2.2 Burland, 1973 168
4.3.2.3 Kolk y Van der Velde, 1996 168
4.3.2.4 Vijayvergiya y Focht, 1972 171
4.3.2.5 Janbú, 1976 174
4.3.2.6 Vesic, 1977 178
4.4 Fórmulas dinámicas de hincado de pilotes 185
4.4.1 Fórmula dinámica de Gates 188
4.4.2 Fórmula del Engineering New Records ENR 189
4.5 Análisis dinámico por ecuación de onda 190
4.6 Grupo de pilotes 194
4.6.1 Suelos friccionantes 194
4.6.2 Suelos cohesivos 196
4.6.2.1 Acción de grupo 197
4.6.2.2 Acción individual 198
4.7 Consideraciones especiales de diseño 200
4.7.1 Fricción negativa 200
4.7.2 Pilotes en sistemas de suelos de varios estratos 205
4.7.3 Aplastamiento lateral del suelo de fundación 208
4.7.4 Capacidad de carga de pilotes en suelos sujetos a socavación 210
4.7.5 Levantamiento del suelo y pilote 215
4.7.6 Suelos Licuables 216
4.7.7 Pilotes cimentados en roca 220
4.7.7.1 Pilotes pre-barrenados en roca 221
4.7.7.2 Pilotes hincados hasta la roca 229
4.7.8 Grupo de pilotes cimentados en roca 232

CAPITULO 5
AENTAMIENTOS DE GRUPO DE PILOTES 233
5.1 Generalidades 233
5.2 Asentamientos de grupos de pilotes en suelos friccionantes 234
5.2.1 Basado en los valores del SPT 236
5.2.2 Basado en los valores del CPT 236
5.3 Asentamientos de grupos de pilotes en suelos cohesivos 237
5.4 Asentamientos de grupos de pilotes en suelos de vario estratos 244

CAPITULO 6
CONCLUSIONES 247
6.1 Pila 40 capacidad de carga 247
6.2 Pila 18 capacidad de carga 251
6.3 Pila 10 capacidad de carga 257
6.4 Pila 40 análisis de asentamientos 263
6.5 Pila 18 análisis de asentamientos 265
6.6 Pila 10 análisis de asentamientos 265
6.7 Consideraciones especiales de diseño 265
269

CAPITULO 7
RECOMENDACIONES 272

BIBLIOGRAFIA 274

INDICE DE ANEXOS

CONTENIDO

ANEXO N. 1	Planimetría del proyecto vial
ANEXO N. 2	Planimetría acceso a Bahía de Caráquez
ANEXO N. 3	Planimetría acceso San vicente
ANEXO N. 4	Secciones transversales del puente
ANEXO N. 5	Estratigrafía transversal del Río Chone
ANEXO N. 6	Estudios geotécnicos
ANEXO N. 7	Memoria de Cálculo

INDICE DE TABLAS

CONTENIDO **PAG.**

Tabla N. 1	Clasificación de rocas respecto a su resistencia	47
Tabla N. 2	Aplicaciones de los métodos de ensayos in-situ	72
Tabla N. 3	Ensayos para propiedades mecánicas según tipo de suelo	72
Tabla N. 4	Parámetros de diseño para fricción lateral para pilotes pre-barrenados en suelos Cohesivos	77
Tabla N. 5	Valores de k	82
Tabla N. 6	Valores estimados para k_h	100
Tabla N. 7	Valores recomendados de n_h para arenas sumergidas	101
Tabla N. 8	Factores η_i	123
Tabla N. 9	Evaluación de K_δ cuando $\omega = 0^o$ y V = 0,0093 a 0,093 m^3/m	142
Tabla N. 10	Evaluación de K_δ cuando $\omega = 0^o$ y V = 0,093 a 0,930 m^3/m	143
Tabla N. 11	Rangos aproximados para los coeficientes β Y N_t	150
Tabla N. 12	Valores empíricos para D_r en función del SPT	156
Tabla N. 13	Factor de capacidad de carga N_q	159
Tabla N. 14	Angulo de fricción entre pilote suelo	159
Tabla N. 15	Coeficiente K de presión lateral del suelo	160
Tabla N. 16	α vs. cohesión	160

Tabla N. 17	Valores de Nc para diferentes D_f/B	164
Tabla N. 18	Valores de Nc para varios diámetros de pilotes	165
Tabla N. 19	Coeficiente de adhesión pilote-suelo	169
Tabla N. 20a	Valores de $N_c^* \; y \; N_q^*$ de acuerdo a $\psi = \eta'$ y φ	177
Tabla N. 20b	Valores de $N_c^* \; y \; N_q^*$ de acuerdo a η' y φ	177
Tabla N. 21	Valores de I_r para diferentes tipos de suelo	180
Tabla N. 22	Factores de capacidad de carga N_c^* y N_σ^* basado en la teoría de cavidades	181
Tabla N. 23	Fórmulas de hincado de pilotes (Manual de diseño DM 7.2, 1982)	188
Tabla N. 24	Valores de Eficiencia de Grupo para distintos Espaciamientos	199
Tabla N. 25	Valores de No para varias condiciones	204
Tabla N. 26	Valores empíricos para la fricción negativa	205
Tabla N. 27	Valores estimativos para la capacidad portante admisible	223
Tabla N. 28	Valores del esfuerzo admisible de unión y valores de la capacidad portante admisible por punta de pilotes pre-barrenados en roca	228
Tabla N. 29	Valores para q_u de laboratorio para rocas	232
Tabla N. 30	Valores típicos del ángulo φ para rocas	232

INDICE DE GRÁFICOS

CONTENIDO **PAG.**

Gráfico N. 1	Variación de C_a/S_u con C_u para diferentes materiales de pilotes para pilotes hincados	77
Gráfico N. 2	Relación δ/φ y desplazamiento del pilote, V, para varios tipos de pilotes (Después de Nordlund 1979)	137
Gráfico N. 3	Curva de diseño para evaluar K_δ para pilotes cuando $\varphi = 25^o$ (Después de Nordlund 1979)	138
Gráfico N. 4	Curva de diseño para evaluar K_δ para pilotes cuando $\varphi = 30^o$ (Después de Nordlund 1979)	139
Gráfico N. 5	Curva de diseño para evaluar K_δ para pilotes cuando $\varphi = 35^o$ (Después de Nordlund 1979)	140
Gráfico N. 6	Curva de diseño para evaluar K_δ para pilotes cuando $\varphi = 40^o$ (Después de Nordlund 1979)	141
Gráfico N. 7	Factor de corrección para K_δ cuando $\delta \neq \varphi$ (Después de Nordlund 1979)	144
Gráfico N. 8	Relación entre la máxima resistencia unitaria de la punta del pilote y el ángulo de fricción para suelos no cohesivos Después de Meyerhof 1976)	144
Gráfico N. 9	Para estimar el coeficiente α_t y el factor de capacidad de carga N'_q (Cuadro modificado de Bowles 1977)	145

Gráfico N. 10	Para estimar el coeficiente β versus el ángulo φ′t de un suelo (Después de Fellenius, 1991)	150
Gráfico N. 11	Para estimar el coeficiente N_t versus el ángulo φ′t de un suelo (Después de Fellenius, 1991)	151
Gráfico N. 12a	Factor de adhesión pico vs. esfuerzo de corte/ esfuerzo efectivo	163
Gráfico N. 12b	Factor de longitud	164
Gráfico N. 13	Coeficiente λ dependiente de la profundidad embebida del pilote	172
Gráfico N. 14	Factores de capacidad de apoyo de Janbu	176
Gráfico N. 15	Valores empíricos para el coeficien K_{sp}	226
Gráfico N. 16	Curva típica del ensayo de consolidación	239
Gráfico N. 17	Valores para el índice de capacidad de carga, C'; para suelos granulares	246

INDICE DE FIGURAS

CONTENIDO **PAG.**

Figura N. 1	Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes	5
Figura N. 2	Pilotes colocados in situ	13
Figura N. 3	Puntas de hincado comerciales	15
Figura N. 4	Tipo de uniones	17
Figura N. 5	Perforación con un taladro hueco	35
Figura N. 6	Perforación con agua	37
Figura N. 7	Perforación por rotación	38
Figura N. 8	Perforación a percusión	40
Figura N. 9	Sistema wire-line	42
Figura N. 10	Muestreador del SPT	53
Figura N. 11	Esquema del ensayo SPT	54
Figura N. 12	Cono de penetración	57
Figura N. 13	Dimensiones del cono de penetración	57
Figura N. 14	Geometría del cono	60
Figura N. 15	Detalle de un ensayo de veleta	64
Figura N. 16	Esquema de ensayo del presurómetro	67

Figura N. 17	Resortes elásticos en reemplazo del suelo alrededor del pilote	94
Figura N. 18	Variación de K_h con la profundidad	97
Figura N. 19	Influencia del ancho del pilote en los bulbos de presiones	98
Figura N. 20	Representación gráfica del método de Nordlund	133
Figura N. 21	Modelo típico de ecuación de onda	193
Figura N. 22a	Grupo de pilotes en suelos cohesivos. a) Planta	197
Figura N. 22b	Grupo de pilotes en suelos cohesivos. b) Elevación	198
Figura N. 23	Desarrollo de la fricción positiva	200
Figura N. 24	Fricción negativa cuando el relleno se consolida por su propio peso	201
Figura N. 25	Fricción negativa cuando la arcilla suave se consolida debido al cambio del nivel freático o por acción del relleno recientemente colocado	202
Figura N. 26	Seguridad del grupo de pilotes ante el corte por punzonamiento en suelos de varios estratos	207
Figura N. 27	Ejemplos de contrafuertes inclinándose a causa de aplastamiento lateral	209
Figura N. 28	Socavación local y degradación general por socavación en el canal	212
Figura N. 29	Capacidad de carga última del pilote	214
Figura N. 30	Pilotes cimentados en roca	221
Figura N. 31	Zona de influencia a) de un grupo de pilotes y b) de un solo pilote	234
Figura N. 32	Concepto de la zapata equivalente	238
Figura N. 33	Zapata equivalente en arcilla dura	241
Figura N. 34	Zapata equivalente solo en arcilla	242
Figura N. 35	Zapata equivalente en arcilla soportado por un estrato de arena	242
Figura N. 36	Zapata equivalente en un sistema de suelos de varios estratos	243

INDICE DE FOTOS

CONTENIDO **PAG.**

Foto N. 1	Pilotes cuadrados prefabricados hincados	9
Foto N. 2	Pilote circulares prefabricados	10
Foto N. 3	Pilotes Tipo H	15
Foto N. 4	Hincado de pilotes tipo H	15

Foto N. 5	Pilotes de sección circular	16
Foto N. 6	Taladro de perforación	33
Foto N. 7	Taladro acoplado a una máquina perforadora	34
Foto N. 8	Taladros huecos de diferente diámetro	35
Foto N. 9	Acoplado a una máquina	35
Foto N. 10	Perforación con agua	37
Foto N. 11	Perforación por rotación	38
Foto N. 12	Set de piezas para perforación a percusión	39
Foto N. 13	Perforación a percusión	40
Foto N. 14	Perforación en roca	41
Foto N. 15	Extracción de un núcleo de roca	41
Foto N. 16	Barril interno de muestreo	42
Foto N. 17	Set de piezas para perforación tipo wire-line	43
Foto N. 18	Set para extraer el tubo interno del wire-line	43
Foto N. 19	Muestreador abierto	53
Foto N. 20	Conos de penetración	60
Foto N. 21	Equipo de veleta	63
Foto N. 22	Veleta para ensayos in situ	64
Foto N. 23	Equipo para ensayo de presurómetro en roca	67
Foto N. 24	Presurómetro de desplazamiento completo	67
Foto N. 25	Equipo tipo 1 de un dilatómetro	70
Foto N. 26	Equipo tipo 2 de un dilatómetro	71
Foto N. 27	Ensayo de propagación de ondas entre perforaciones	89
Foto N. 28	Propagación de ondas de arriba-abajo	90
Foto N. 29	Propagación de ondas superficiales	92

INDICE DE DIAGRAMAS

CONTENIDO		PAG.
Diagrama N. 1	SPT	54
Diagrama N. 2	CPT	61
Diagrama N. 3	VST	65
Diagrama N. 4	DMT	71
Diagrama N. 5	Propagación de onda de una perforación a otra	89
Diagrama N. 6	Propagación de ondas de arriba-abajo y viceversa	90

CAPITULO I

PILOTES

1.1 Generalidades y desarrollo de pilotes

Los pilotes son anteriores a la historia que conocemos. Hace 12000 años los habitantes neolíticos de Suiza hincaron postes de madera en los blandos fondos de lagos poco profundos para construir sus casas sobre ellos y a alturas suficientes para protegerlos de los animales que merodeaban y de los guerreros vecinos. Estructuras similares están actualmente en uso en las junglas del sudeste de Asia y de la América del Sur. Venecia fue construida sobre pilotes de madera en el delta pantanoso del río Po, para proteger a los primeros italianos de los invasores del este de Europa y, al mismo tiempo, para estar cerca del mar y de sus fuentes de subsistencia. Cuando la exploración española en el siglo XVI comandada por Alonso de Ojeda recorrió la costa del actual territorio venezolano hasta llegar al desagüe del actual lago de Maracaibo la tripulación observó las viviendas construidas por los indígenas añú, erigidas sobre pilotes de madera que sobresalían del agua. Dichos palafitos recordaron a Américo Vespucio la ciudad de Venecia —*Venezia,* en italiano—, según lo manifestó en una carta a Piero de Médici. Fue éste un motivo que inspiró a Ojeda a dar el nombre de *Venezziola* o Venezuela —Pequeña Venecia— a la región

y al golfo en que habían hecho el descubrimiento, recibiendo la denominación de golfo de Venezuela. Otras versiones afirman que el nombre de Venezuela vendría a ser autóctono y no un diminutivo veneciano. En la actualidad las cimentaciones de pilotes tienen el mismo propósito: hacer posible las construcciones de casas y mantener industrias y comercios en lugares donde las condiciones del suelo no son favorables[1].

Hay dos formas de cimentaciones profundas generalmente aceptadas: pilotes y pilares. Los pilotes son fustes relativamente largos y esbeltos que se introducen en el terreno. Aunque algunas veces se hinca en el terreno pilotes hasta de 2.00 m de diámetro, por lo general sus diámetros son inferiores[2] a 60 cm.

Los pilares son de mayor diámetro y se construyen excavando y, por lo general, permiten una inspección ocular del suelo o roca donde se apoyaran. Los pilares son en realidad cimentaciones por superficie o sobre placa a gran profundidad. No se puede hacer una distinción precisa entre pilotes y pilares, porque hay cimentaciones que combinan las características de ambas.

Los pilotes son miembros estructurales hechos de acero, concreto y/o madera y son usados para construir cimentaciones, cuando son profundas y cuestan más que las

[1] Anónimo. *Pilotaje*. Internet. http://www.construaprende.com/t/03/. Acceso: (20 de enero de 2009)

[2] Anónimo. *Pilotaje*. Internet. http://www.construaprende.com/t/03/. Acceso: (20 de enero de 2009)

cimentaciones superficiales. A pesar del costo, el uso de pilotes es a menudo necesario para garantizar la seguridad estructural[3].

Aunque numerosas investigaciones, tanto teóricas como experimentales, se efectuaron para predecir el comportamiento y la capacidad de carga de pilotes en suelos granulares y cohesivos, los mecanismos no han sido aún totalmente entendidos y tal vez nunca lo sean. El diseño de cimentaciones con pilotes es considerado "un arte" en vista de las incertidumbres implícitas al trabajar con las condiciones del subsuelo.

1.2 Uso de pilotes

a) Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura se usa pilotes para transmitir la carga al lecho rocoso o a una capa dura, como se muestra en la *figura 1b*.
b) Cuando están sometidas a fuerzas horizontales (*fig.1c*), las cimentaciones con pilotes resisten por flexión mientras soportan aún la carga vertical transmitida por la superestructura. Este tipo de situación se encuentra generalmente en el diseño y construcción de estructuras de retención de tierra y en la

[3] Das, Braja. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Buenos Aires, International Thomson Ed, 4ª Ed, 2001

cimentación de estructuras altas que están sometidas a fuerzas grandes de viento y/o sísmicas.

c) En muchos casos, suelos expansibles y colapsables están presentes en el sitio de una estructura y se extienden a gran profundidad por debajo de la superficie del terreno. Los suelos expansivos se hinchan y se contraen conforme el contenido de agua crece y decrece y su presión de expansión es considerable. Si se usan cimentaciones superficiales en tales circunstancias, la estructura sufriría daños considerables. Sin embargo, las cimentaciones con pilotes se consideran como una alternativa cuando éstos se extienden más allá de la zona activa de expansión y contracción. (*fig.1d*). Los suelos como los constituidos por loess son de naturaleza colapsable. Cuando el contenido de agua de esos suelos aumenta, su estructura se rompe. Una disminución repentina de la relación de vacíos induce grandes asentamientos de las estructuras soportadas por cimentaciones superficiales. En tales casos, las cimentaciones con pilotes se usan con éxito si estos se extienden hasta las capas de suelos estables más allá de la zona de cambio posible de contenido de agua.

d) Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas fuera de la costa y losas de sótanos debajo el nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para esas cimentaciones y así resistir la fuerza de levantamiento. (*fig.1e*).

e) Los estribos y pilas de puentes son usualmente construidos sobre cimentaciones de pilotes para evitar la posible pérdida de capacidad de carga

que una cimentación superficial sufriría por erosión del suelo en la superficie del terreno. (*fig.1f*)[4].

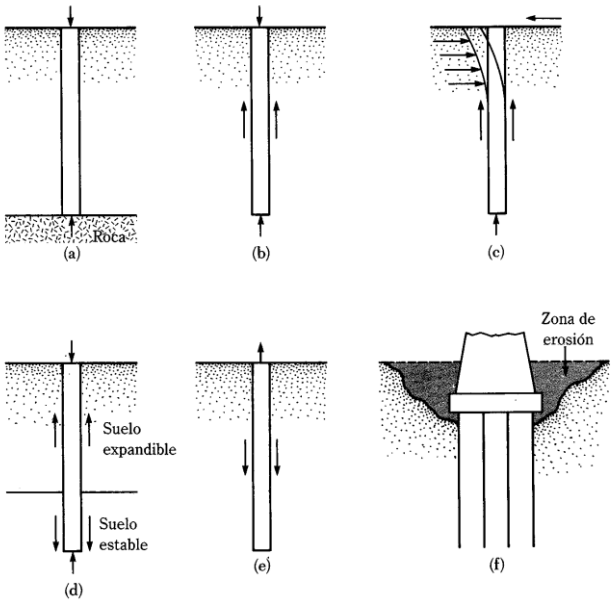


Fig. 1. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes

1.3 Tipos de pilotes y sus características estructurales

Los pilotes pueden clasificarse de acuerdo a varios criterios, uno de ellos puede ser del material del cual está hecho el pilote, otro criterio usado puede ser la forma de instalación del pilote en el sitio de construcción y otra forma puede ser de acuerdo al desplazamiento que este genera en el suelo de fundación.

[4] Das, Braja. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Buenos Aires, International Thomson Ed, 4ª Ed, 2001

Así de acuerdo al material tenemos:

- Pilotes de madera
- Pilotes de hormigón
- Pilotes de acero
- Pilotes compuestos

Por la forma de instalación:

- Pilotes hincados.- son pilotes prefabricados, de cualquier tipo de material, que son instalados en el sitio de trabajo por medio de maquinaria especializada para tal efecto.
- Pilotes prebarrenados.- son pilotes de hormigón armado vaciados in-situ. Se excava el terreno, con perforadoras especiales, hasta la profundidad deseada. El hormigonado se lo realiza mediante bomba con camisas de protección.

Mientras que por el desplazamiento del suelo:

- Pilotes de desplazamiento.- desplazan una gran cantidad de suelo durante su instalación, ya sea esta mediante vibración, hincado o "jacking". Ejemplos de estos pilotes son; los de hormigón prefabricado (preesforzado o no) de sección transversal completa, de acero con puntas de hincado, de madera, entre otros.
- Pilotes de desplazamiento limitado.- desplazan una cantidad relativamente pequeña de suelo durante su instalación. Entre estos pilotes se encuentra los de acero tipo tubo con extremos abiertos, los tipo "H", los de hormigón

prefabricado (preesforzado o no) de sección transversal no completa (hueca), pilotes de sección tipo cajón o los pilotes tipo tornillo.

- Pilotes sin desplazamiento.- no generan desplazamiento del suelo durante su instalación. Estos pilotes se forman mediante la excavación del suelo (mediante diferentes métodos de excavación) donde se vaciará el hormigón que conformará el pilote; o colocando un pilote prefabricado que ocupe el mismo volumen de suelo excavado previamente. Su instalación no causa cambio; o si la provoca es en mínima cantidad, al esfuerzo lateral del suelo; y por consecuencia estos pilotes (siendo del mismo diámetro y longitud) desarrollan muy poca capacidad de carga por fricción que los pilotes de los dos casos anteriores.

Cabe recalcar que los términos de "desplazamiento", "desplazamiento limitado" y "sin desplazamiento" son usados solamente para una descripción cualitativa, ya que no se han establecido parámetros definidos bajo ninguna teoría para indicar los desplazamientos quue sufre el suelo durante la instalación de los pilotes.

Por la forma de transferencia de carga al suelo:

- Pilotes a fricción.- la capacidad de carga del pilote es principalmente por la resistencia a la fricción, la resistencia a la punta es despreciable.
- Pilotes a punta.- el pilote obtiene su resistencia básicamente gracias a la capacidad por carga a punta del pilote, la resistencia a la fricción es despreciable.

- Pilotes combinados.- los pilotes obtienen su capacidad de carga mediante una combinación de las dos anteriores.

Dependiendo del tipo de carga a ser transmitida a la cimentación, de las condiciones geológicas y geotécnicas del suelo y de los factores socio-económicos que envuelven al proyecto; se escoge el tipo o tipos de pilotes para cada caso en particular.

1.3.1 Pilotes de hormigón

Los pilotes de hormigón se consideran permanentes, sin embargo, ciertos suelos (comúnmente los orgánicos) contienen materiales que pudiesen formar ácidos que pueden dañar al hormigón. El agua de mar puede también reaccionar adversamente con el concreto; a menos que se tomen precauciones especiales cuando se diseña la dosificación del hormigón. Adicionalmente, los pilotes de concreto usados para estructuras marinas pueden estar sometidos a abrasión por efecto de las acciones de oleaje y basuras flotantes en el agua. Los cambios fuertes y constantes de temperatura pueden también llegar a dañar a los pilotes.

Los pilotes de hormigón se subdividen en dos categorías:

1.3.1.1 Prefabricados

Se construyen por lo general en un patio de vaciado y luego son transportados al lugar de instalación. Se preparan usando varillas de acero de refuerzo ordinario o “normal”. Este refuerzo se proporciona para que el pilote resista los momentos flexionantes desarrollados durante la manipulación, transporte e instalación y también para que sea capaz de resistir el momento flexionante desarrollado por la carga lateral y la carga vertical al momento de su funcionamiento. Su sección transversal puede variar entre circular, cuadrada u octogonal, entre las formas más comunes. Los pilotes son fabricados a longitudes deseadas, de acuerdo a las necesidades, y curados antes de transportarlos a los sitios de trabajo.



Foto 1. Pilotes cuadrados prefabricados hincados

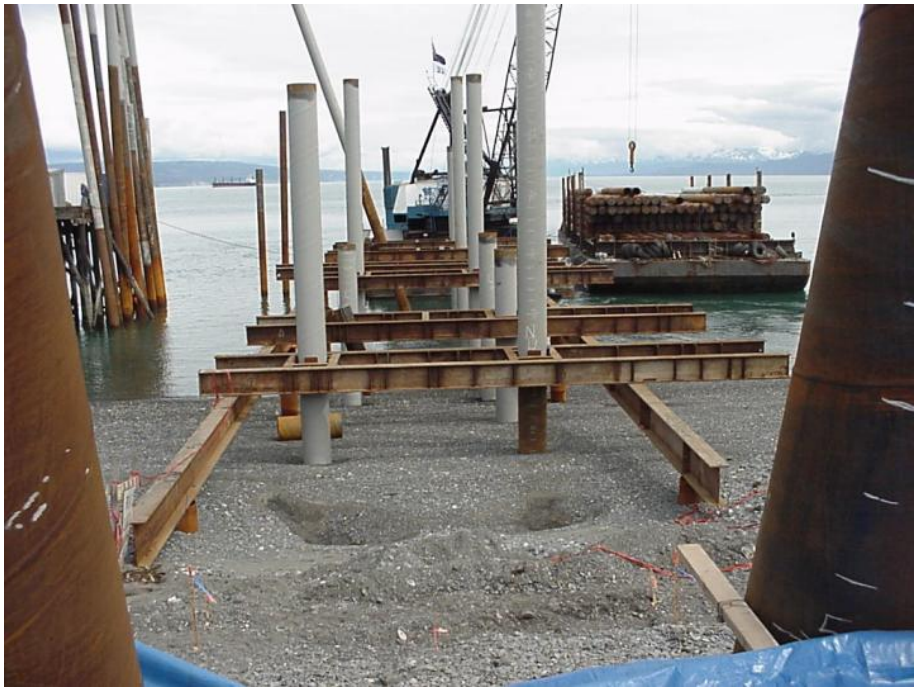


Foto 2. Pilotes circulares prefabricados

Los pilotes prefabricados también pueden ser preesforzados usando cables de preesfuerzo de alta resistencia. La resistencia última de estos cables está entre 1700MPa y 1860MPa (17000 a 19000 kg/cm^2). Durante el colocado de los pilotes, los cables se pretensan y se vierte concreto alrededor de ellos. Después del curado los cables se recortan produciéndose así una fuerza de compresión en la sección del pilote, ya que los cables tratan de regresar a su forma original antes del tensado. Por efecto de esta fuerza el pilote se acorta y adicionalmente entra en la etapa del fenómeno creep, mientras que simultáneamente empieza a producirse la relajación en los cables de tensado, produciendo finalmente una pérdida en la fuerza de pretensado (y esfuerzo) que no puede ser evaluada con precisión.



Foto 3. Preparación de molde para pilotes prefabricados con armaduras pasivas y activas



Foto 4.Hormigonado y curado de los pilotes prefabricado preesforzados



Foto 5.Pilotes prefabricados preesforzados almacenados listos para ser hincados

1.3.1.2 Colocados in situ

Se construyen perforando un agujero en el terreno y luego llenándolo de hormigón. Varios tipos de pilotes de concreto colocados in situ se usan actualmente en la construcción y la mayor parte fueron patentados por sus fabricantes. El agujero puede ser perforado o mediante la introducción de camisas de refuerzo de acero. Este tipo de pilotes de concreto se pueden a su vez subdividir en:

Pilotes ademados: se hacen hincando un tubo de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del tubo. Cuando el pilote alcanza

la profundidad apropiada, se retira el mandril y el tubo se llena con hormigón. Las figuras 5a, 5b, 5c y 5d muestran algunos ejemplos de pilotes ademados sin pedestal. La figura 5e muestra un pilote ademado con pedestal, consistente en un bulbo de hormigón expandido que se forma dejando caer un martillo sobre el concreto fresco.

Pilotes no ademados: se hacen hincando primero el tubo a la profundidad deseada y llenándolos con hormigón fresco. El tubo se retira gradualmente. Las figuras 5f y 5g muestran pilotes no ademados.

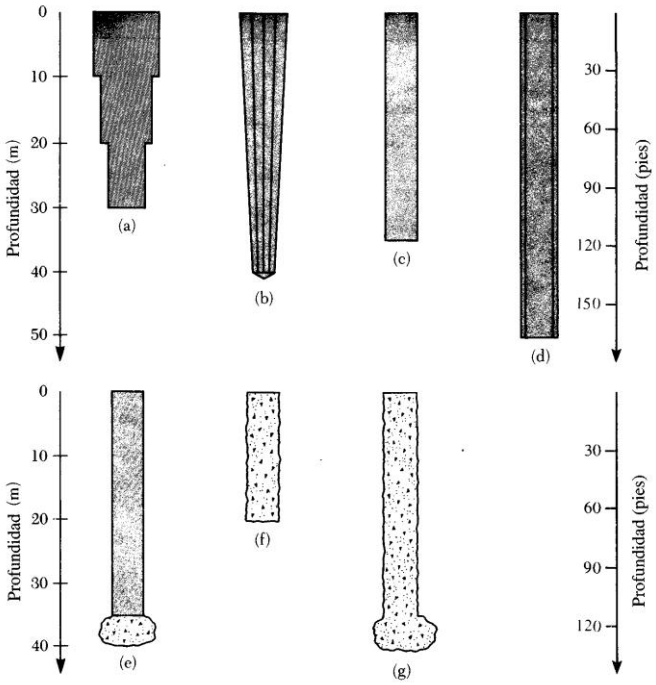


Fig. 2. Pilotes colocados in situ

1.3.2 Pilotes de acero

Este tipo de pilotes por lo general son hincados en el suelo con sus extremos ya sean abiertos o cerrados. Cuando el extremo que penetra en el suelo es cerrado, por lo general son rellenados con hormigón luego del proceso de hincado, mientras que cuando son abiertos el suelo que ocupa el interior del pilote sirve de relleno. Las puntas de hincado para los pilotes de extremo cerrado pueden hacerse en el sitio de trabajo o ser compradas a casas comerciales. Los cotos de producción hacen de estos elementos económicamente no viables, excepto cuando el número de puntas nos es muy grande.

1.3.2.1 Tipo H

Estos pilotes son perfiles laminados en forma de H. Las vigas de acero de patín ancho y sección I también se usan, sin embargo la sección H se prefiere ya que la geometría de su sección transversal está proporcionalmente dimensionada para soportar los grandes esfuerzos de hincado al momento de su instalación. Además que poseen una inercia mayor que los tipo I.



Foto 3. Pilotes Tipo H



Foto 4. Hincado de Pilotes tipo H

Nótese que en la Fig. 7 (c), esta daña el perímetro del suelo, resultando en una disminución de la resistencia por fricción.

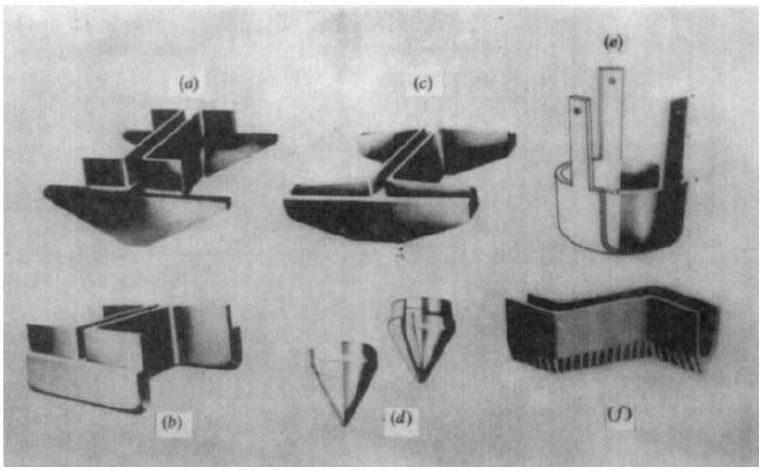


Fig. 3. Puntas de hincado comerciales

1.3.2.2 Sección circular

Los pilotes de sección circular mantienen un espesor constante a lo largo de su perímetro. Por lo general este tipo de pilote no tiene punta de hincado en uno de sus extremos.

El acero que lo constituye es laminado, y viene en planchas de dimensiones predefinidas. Luego en el sitio de trabajo son enrollados de acuerdo al diámetro requerido y posteriormente soldados.



Foto 5. Pilotes de sección circular

Los pilotes de acero pueden ser unidos de diferentes maneras unos con otros para alcanzar la longitud deseada. Según sea el medio en el que se encuentran, tipo de proyecto y/o recursos disponibles; estas uniones pueden ser:

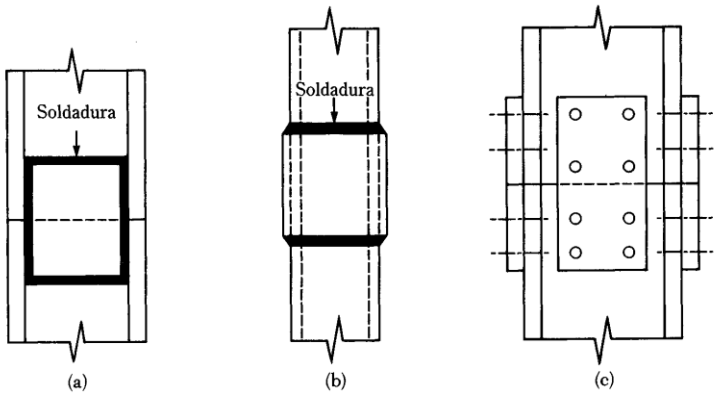


Fig. 4. Tipo de uniones

a) Empalme de pilotes tipo H con soldadura
b) Empalme de pilotes tipo sección circular con soldadura
c) Empalme de pilotes tipo H con remaches y tornillos

1.3.2.3 Corrosión en pilotes de acero

Un estudio de la corrosión en pilotes de acero por parte de National Bureau of Standards [NBS (1962)] en subestructuras indicó que si los pilotes son hincados depósitos de suelo natural inalterado, la corrosión no es suficientemente grande para afectar la resistencia de las pilotes considerablemente.[5]

[5] Bowles, Joseph. Foundation Analysis and Design. International Edition, Mc Graw Hill, 5ª Ed, 1997

Este estudio comprendió suelos con valores de pH desde 2.3 a 8.6 (un pH menor a 7 es ácido), con una resistividad eléctrica de 300 a 50 200 ohm • cm, con lo que más aún se llego a comprobar la teoría anteriormente presentada. (Cabe recordad que todas las sustancias se oponen en mayor o menor grado al paso de la corriente eléctrica, esta oposición es a la que llamamos resistencia eléctrica. Los materiales buenos conductores de la electricidad tienen una resistencia eléctrica muy baja, los aisladores tienen una resistencia muy alta. Se le llama resistividad al grado de dificultad que encuentran los electrones en sus desplazamientos)[6].

El estudio demostró que pilotes hincados en suelos alterados o rellenos causarán relativamente más problemas de corrosión y requerirán que los pilotes sufran un tratamiento especial para resistir tales circunstancias sin sufrir daños considerables. Esto debido a que los suelos alterados presentan un mayor porcentaje de concentración de oxígeno, lo contrario de suelos inalterados que presentaban una deficiencia de oxígeno metros después de la superficie.

Pilotes expuestos a agua salina o efluentes con un pH mayor a 9.5 o menor a 4.0 requerirán pintura especial o una camisa de hormigón que resista la corrosión. Eso también aplica para los pilotes de acero en general, a lo largo de toda la zona en la cual la línea de agua fluctué. Otra alternativa a la

[6] Wikipedia. "Resistividad". Internet. http://es.wikipedia.org/wiki/Resistividad. Acceso: 14-06-09

pintura y el encamisado de hormigón puede ser un mayor espesor de la sección transversal.

Algunos nuevos grados de acero de alta-resistencia y aceros de aleación de cobre se dicen que tienen una resistencia sustancial a la corrosión. Por ejemplo tenemos el A690 (ASTM A690 / A690M - 07 Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Nickel, Copper, Phosphorus Steel H-Piles and Sheet Piling with Atmospheric Corrosion Resistance for Use in Marine Environments)[7] que es de 2 a 3 veces más resistente a la corrosión que el acero ordinario de carbón grado A36.

[7] ASTM International. "ASTM A690/A690M-07". Internet. http://astm.com/Standards/A690.htm. Acceso: 14-06-09

CAPITULO II

SELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE

2.1 Selección del tipo de pilote a usarse

Como se ha descrito anteriormente, existen varios tipos de pilotes que se usan en el mundo de la ingeniería de cimentaciones. Las ventajas y desventajas de cada tipo de pilote combinado con las características de los estratos del suelo de cimentación, serán los que a la final determinen el tipo de pilotes a usarse para cada proyecto en específico. La selección final dependerá de las condiciones del suelo y agua que rodearan al pilote, disponibilidad del material, experiencia loca, planificación del trabajo, tipo de estructura a ser cimentada y la economía del proyecto[1]. La comparación de costos deberá incluir la estimación del costo total de todo el sistema de cimentación de la superestructura, y no solo el de la comparación de costos entre los diferentes tipos de pilotes.

2.2 Factores que gobiernan la selección del tipo de pilote

[1] Prakash, Shamsher. Sharma, Hari. Pile Foundations in Engineering Practice. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc, 1st Ed, 1990

2.2.1 Pilotes de desplazamiento hincados

Ventajas:

1) El pilote puede ser inspeccionado y pasar por un proceso de control de calidad antes de ser hincado.
2) No es propenso a "aplastarse" o que sufrir acortamientos en la cabeza del pilote.
3) Operaciones de construcción no se ven afectadas por el agua subterránea o el agua que rodea al pilote (en el caso de soportar a estructuras marinas).
4) Proyección sobre el nivel del suelo es ventajoso en estructuras marinas.
5) Pueden ser hincados en longitudes de gran dimensión.
6) Pueden ser diseñados para resistir elevados esfuerzos de flexión y tensión.
7) Pueden ser re-hincados si son levantados por acción del suelo de cimentación.
8) Pilotes con longitudes mayores a 25 m son comunes y las cargas mayores a 1000 T pueden ser soportadas por pilotes con diámetros mayores[2].

Desventajas:

[2] Tomlinson, Michael. Woodward, John. Pile Design and Construction Practice. Taylor & Francis, 5th Ed, 2008

1) La longitud del pilote no puede ser modificada con facilidad para adaptarse al cambio de condiciones en los estratos del suelo portante.
2) Se pueden romper durante el hincado, siendo necesario utilizar pilotes de recambio.
3) Pueden sufrir daños no visibles que reduzcan la capacidad portante del pilote.
4) Son muy costosos si el diseño de la sección transversal está definido por los esfuerzos de manipulación e hincado, envés de esfuerzos por compresión, tensión y/o flexión para las condiciones de trabajo.
5) Ruido y vibración causados por el hincado pueden ser inaceptables.
6) Desplazamiento del suelo durante el hincado puede levantar pilotes adyacentes y/o dañar estructuras situadas alrededor.
7) Las puntas de hincado, si son provistas, destruyen o reducen la fricción en el fuste del pilote.
8) No pueden ser hincados cuando no se tienen la altura necesaria para que el equipo de hincado trabaje.

2.2.2 Pilotes de desplazamiento hincados y vaciados in-situ

Ventajas:

1) La longitud puede ser ajustada fácilmente para acomodarse a los diferentes tipos de estrato del suelo portante.
2) El tubo guía puede estar cerrado en su final para evitar el ingreso del agua al interior.
3) Es posible alargar la base.
4) No es necesario el remover los desechos de hincado, importante en sitios contaminados.
5) La creación de una basa alargada no destruye o minimiza la fricción en las paredes del pilote.
6) El material en el pilote no está gobernado por esfuerzos de manejo, instalación e hincado.
7) El ruido y la vibración pueden ser reducidos en algunos casos mediante un hincado con un martillo de caída interno.
8) La sección transversal está diseñada para resistir solamente los esfuerzos de compresión, tensión y/o flexión causados por las condiciones de trabajo a las que está sujeto el pilote.
9) El hormigonado se puede llevar a cabo independiente del hincado del pilote.
10) Pilotes con longitudes mayores a 25 m y cargas alrededor de 150 T son comunes[3].

Desventajas:

[3] Ibíd.

1) El hormigón encamisado es propenso a ser defectuoso en zonas de suelos suaves altamente compresibles o en condiciones donde existan flujos de agua cartesiana donde tubos extraíbles son usados.
2) El hormigón no puede ser inspeccionado una vez instalado.
3) El hormigón se puede debilitar si existen infiltraciones de agua subterránea cartesiana a medida que el tubo de recubrimiento se retira.
4) La longitud de los pilotes se puede ver limitada por la capacidad del equipo de perforación para extraer el tubo guía de recubrimiento.
5) Los desplazamientos pueden causar daños a pilotes de concreto joven adyacentes o levantarlos, pueden también pueden dañar estructuras situadas alrededor.
6) Ruido y vibración debido al proceso de hincado pueden ser inaceptables.
7) No pueden ser usados en estructuras sobre ríos o mares sin una previa y adecuada adaptación.
8) El alargar la base tiene un tamaño limitado en suelos bastante densos o rígidos.
9) No pueden ser hincados pilotes de diámetros muy grandes.

10) Cuando se utilizan camisas de acero ligero en conjunto con el tubo extraíble guía, la resistencia a la fricción en el fuste se puede ver disminuida o destruida por completo[4].

2.2.3 Pilotes pre-barrenados y vaciados in-situ

Ventajas:

1) La longitud puede ser fácilmente ajustada para acomodarse a los diferentes estratos del suelo portante.
2) El suelo y la roca removida durante la perforación pueden ser inspeccionados para ser comparados con los datos de los estudios geológicos.
3) Las pruebas de carga in situ pueden ser realizadas en los pozos de pilotes de gran diámetro o con pruebas de penetración en pequeños pozos de perforación.
4) Se pueden perforar una gran variedad de diámetros (hasta 7,3 m de diámetro) en suelos favorables[5].
5) Las puntas de perforación pueden romper bolsas de roca u otros obstáculos encontrados en el camino, que no pueden ser penetrados por otro tipo de pilotes de desplazamiento.

[4] Ibíd.

[5] Ibíd.

6) El material en el pilote no está gobernado por esfuerzos de manejo, instalación e hincado.
7) Pueden instalarse pilotes de gran longitud.
8) Se pueden instalar sin ruidos ni vibraciones apreciables.
9) No existe levantamiento por parte del suelo.
10) Se pueden instalar cuando se tienen una altura pequeña para que el equipo de pilotaje trabaje.
11) Pilotes con longitudes superiores a 50 m y con más de 3 m de diámetro y cargas sobre las 3000 T son factibles[6].

Desventajas:

1) El hormigón en el fuste es propenso a aplastarse o atorarse en suelos suaves que se desmoronan fácilmente.
2) Se requieren técnicas especiales para hormigonar en pozos bajo el agua.
3) El hormigón no puede ser inspeccionado después de fundido.
4) Alargamientos a la base no se pueden realizar en suelos de granulares gruesos.
5) No se pueden alargar sobre el nivel natural del suelo sin una adaptación especial.
6) Baja capacidad portante en punta de los pilotes en suelos granulares gruesos debido a la flexibilización de las operaciones convencionales de perforación.

[6] Ibíd.

7) La perforación de varios pilotes en grupo puede causar pérdida de suelo y el asentamiento de estructuras adyacentes[7].

2.3 Selección de materiales

2.3.1 Madera

La madera es barata en relación al hormigón o acero. Es ligera, fácil de manejar y fácilmente recortada a la longitud requerida. Tiene una gran capacidad de durar por debajo de las aguas subterráneas, pero es susceptible de descomposición por encima de este nivel.

En condiciones marinas algunas maderas blandas y otras más duras son atacadas por larvas u otros organismos, aunque si bien se puede proporcionar algún tipo de protección mediante impregnación a presión. Los pilotes de madera no son adecuados para cargas de trabajo pesado, el valor máximo puede ser de 60 T[8].

2.3.2 Hormigón

[7] Ibíd.

[8] Ibíd.

El hormigón es adaptable para una amplia gama de tipos de pilotes. Puede ser utilizado en forma de pilotes prefabricados para luego ser hincados, o como pilotes insertados en pozos e perforación. Pilotes de alta densidad, bien compactados con un hormigón de buena calidad pueden soportar bastante bien las fuerzas de hincado y es resistente al ataque de sustancias agresivas en el suelo, en agua de mar o agua subterránea. Sin embargo, pilotes prefabricados de hormigón pueden ser susceptibles de daños (posiblemente invisibles) en condiciones difíciles de hincado.

Hormigón con buena trabajabilidad, utilizando plastificantes según sea el caso, debe colocarse lo antes posible después de la perforación in situ de los pozos para los pilotes.

2.3.3 Acero

El acero es más caro que la madera o el hormigón, pero esta desventaja puede ser compensada por la facilidad de manejo de este tipo de pilotes, por su mayor capacidad de soportar condiciones adversas al momento del procese de hincado, por su resiliencia resistencia a la flexión y su capacidad para soportar cargas pesadas.

Los pilotes de acero pueden ser hincados a grandes profundidades y causan poco desplazamiento en el suelo. Son susceptibles a la corrosión por sobre el nivel natural del suelo o en suelos alterados y requieren de protección catódica si se desea una larga vida en estructuras marinas. Pilotes de acero de gran longitud y sección

esbelta pueden sufrir daños causados por pandeo, si se desalinean de su eje durante el proceso de hincado.

CAPITULO III

SUELO DE FUNDACION

3.1 Suelo de fundación

Antes de realizar el proceso de análisis y diseño de los pilotes es necesario tener claro todos los parámetros y características del suelo de cimentación. En este capítulo se explicará brevemente los parámetros del suelo requeridos para los procesos:

a) Diseño estático.- Métodos de exploración, ensayos en campo y laboratorio, para obtener los parámetros del suelo y sus relaciones, tales como; ángulo de fricción, cohesión, adhesión y propiedades elásticas.
b) Diseño dinámico.- ensayos de laboratorio y en campo para determinar las propiedades dinámicas del suelo de fundación, seguido por los criterios de selección para los valores de diseño.
c) Análisis.- provee información sobre el comportamiento del suelo.
d) Breve descripción del módulo horizontal de la subrasante.

3.2 Parámetros del suelo para diseño estático

El propósito principal de la investigación es determinar la secuencia de los estratos de suelo, los tipos y propiedades de los suelos y roca (gravas, arena, arcillas y limos) y así determinar su compresibilidad, resistencia y condiciones de agua subterránea in situ.

Existen dos etapas fundamentales para el estudio geotécnico:

a) Investigación Preliminar.- estos estudios son realizados para establecer la pre-factibilidad del proyecto, un diseño preliminar y determinar las bases de una investigación detallada.

b) Investigación Detallada.- basada en la información preliminar este estudio se lo realiza para obtener información detallada y específica del suelo de cimentación y así poder preparar el diseño definitivo y los documentos de contratación.

3.2.1 Objetivo de la investigación geotécnica

En general, la investigación geotécnica debe ser realizada a tal profundidad que todos los suelos y mantos de roca afectados por los cambios causados por la estructura o la construcción de la misma son explorados adecuadamente.

Para la clasificación de los suelos ciertos ensayos y análisis de laboratorio se deben llevar a cabo, entre los cuales se encuentran, pero no están limitados a ensayos de límite líquido y límite plástico.

3.2.1.1 Clasificación de los suelos

1) Gravas y suelos granulares.- más del 50% es retenido en el tamiz Nº 200. Se los considera suelos no cohesivos.
2) Arenas y suelos finos.- más del 50% pasa el tamiz Nº 200. Estos suelos incluyen arcillas y limos.
3) Suelos orgánicos.- estos suelos tienen un alto nivel de material orgánico y son fácilmente identificables por su color, olor y esponjosidad.

3.2.2 Investigación geotécnica y métodos de prueba

Consiste principalmente de pozos de perforación y fosas de excavación para obtener la estratigrafía del suelo y muestras para ensayos de laboratorio. La calidad de las muestras depende principalmente de los métodos usados para la realización de los pozos de perforación y fosas de excavación, el equipo usado y los procedimientos para la extracción de las muestras.

3.2.3 Métodos de Perforación

3.2.3.1 Perforación con taladro

Son perforaciones hechas con taladro manual o mecánico con remoción periódica del suelo perforado. El material expulsado es inspeccionado y registrado. Este método de perforación es rápido cuando equipo mecánico de perforación es usado.

Es ideal para exploraciones superficiales y de poca profundidad, por encima del nivel freático. Su mayor limitación es provocada por el desmoronamiento del pozo de perforación en suelos blandos y/o por debajo del nivel freático.



Foto 6. Taladro de perforación



Foto 7. Taladro acoplado a una máquina perforadora

3.2.3.2 Perforación con taladro hueco

Consiste de un sistema unificado de taladro con un tubo en su interior, el cual se instala a una máquina de perforación para realizar la excavación. El tubo sirve como encamisado de protección y provee de muestras de suelo representativas e inalteradas, la broca es retirada antes de insertar el tubo de muestras.



Foto 8. Taladros huecos de diferente diámetro



Foto 9. Acoplado a una máquina

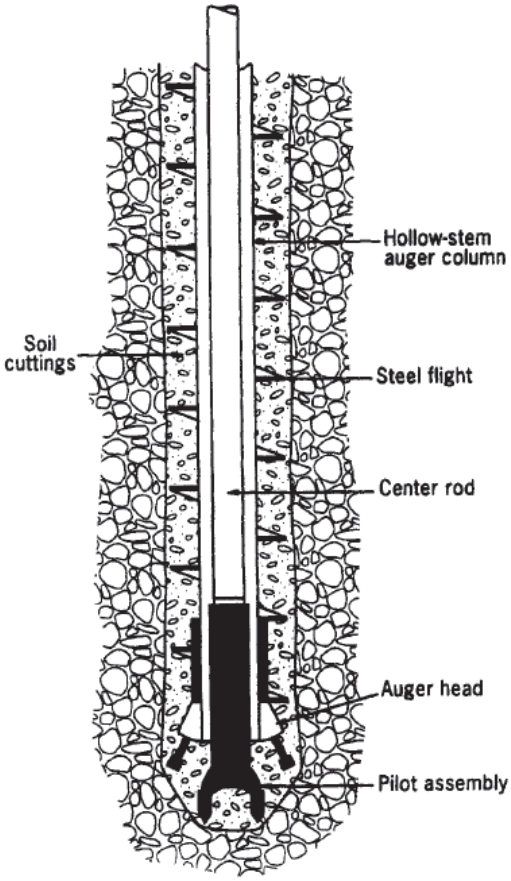


Fig. 6. Perforación con un taladro hueco

3.2.3.3 Perforación con agua

Este método consiste en el uso de un taladro ligero con broca que a medida que avanza en la perforación corta y expulsa el material hacia el exterior. Esto se logra mediante un encamisado que protege la perforación y sirve como barrera para que el agua bombeada por un tubo en el interior expulse el material.

Los cambios en la relación de velocidad de perforación y una cuidadosa inspección del material expulsado son usados para determinar el tipo de suelo. El encamisado también sirve de protección para evitar que el pozo colapse.

Este es el método de perforación más común, y se lo utiliza sin problemas en arenas y gravas sin presencia de masas de rocas y también en suelos cohesivos blandos o duros.



Foto 10. Perforación con agua

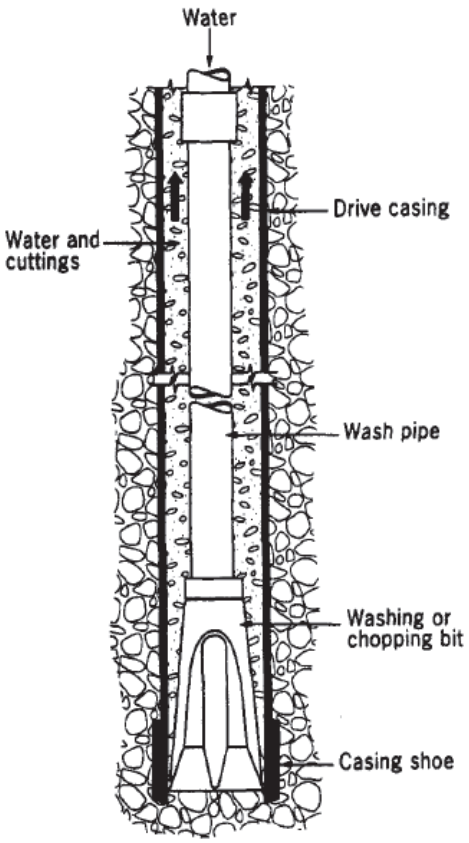


Fig. 6. Perforación con agua

3.2.3.4 Perforación a rotación

Este método utiliza una broca mecanizada de rotación a presión, al mismo tiempo que agua circula alrededor para extraer el material perforado. Cambios indicados por la relación del tiempo de perforación, la acción de las piezas perforadoras y la inspección del material extraído permite identificar los suelos.

Este método es aplicable a todos los suelos, excepto a aquellos que contienen grandes bloques de roca.

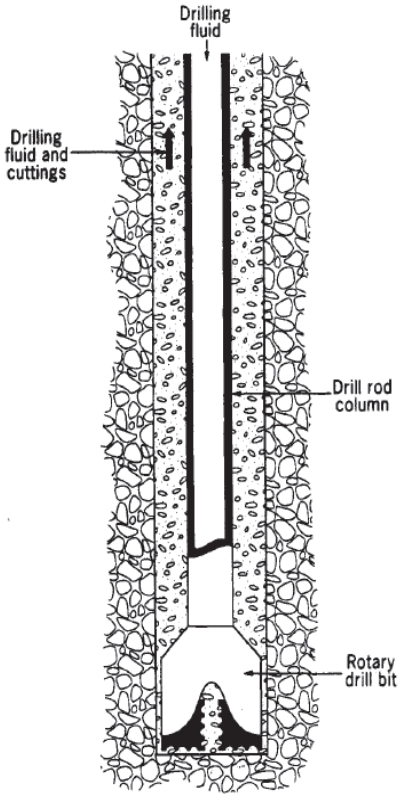


Fig. 7. Perforación por rotación

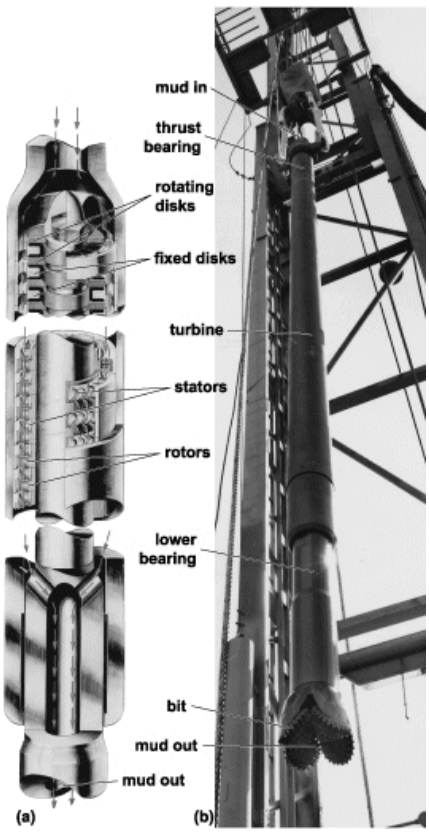


Foto 11. Perforación por rotación

3.2.3.5 Perforación a percusión

Se utiliza una broca abierta que por la acción de los golpes proporcionados en el extremo superior va cortando el material a medida que avanza. Se usa muy poca agua para la remoción de material al pie del pozo. Cuando el agua se enturbia es removida mediante bombeo.

Se requiere de encamisado en este método, excepto cuando se perfora en roca estable. Con este método se puede comprobar cavidades ó cuarteamiento en roca, con el cambio en la relación del tiempo de perforación.

Este método es relativamente más caro que los anteriores y no es común usarlo en suelos ordinarios.



Foto 12. Set de piezas para perforación a percusión



Foto 13. Perforación a percusión

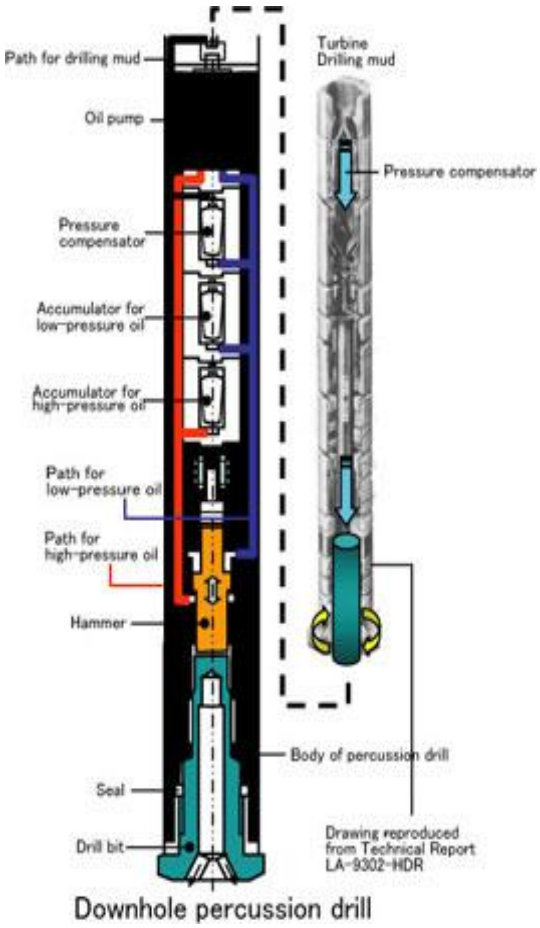


Fig. 8. Perforación a percusión

3.2.3.6 Perforación en roca

La perforación en roca se realiza mecánicamente, mediante el uso de una broca abierta y barrenos longitudinales, que permiten la extracción de núcleos de roca, a media que la broca gira, existe circulación de agua, inyectada desde el exterior, que remueve el material restante del pozo. El agua también sirve como refrigerante para la broca.

Sirve para perforar cualquier tipo de roca y puede ser usada en combinación con otros métodos de perforación.



Foto 14. Perforación en roca



Foto 15. Extracción de un núcleo de roca

3.2.3.7 Perforación tipo wire-line

Este es un método de perforación rotatoria donde el aparato para la extracción de muestras es una parte integral del sistema de barrenos perforadores, que a su vez sirve como camisa de recubrimiento. La obtención de las muestras se la realiza mediante la extracción del barril interno del barreno de perforación.

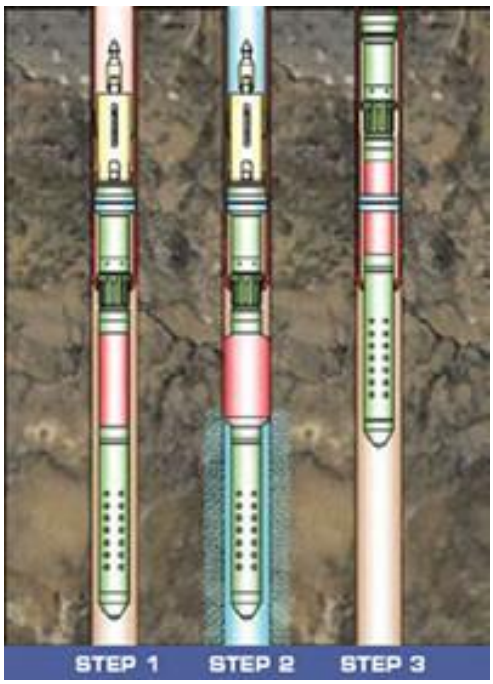


Fig. 10. Sistema wire-line



Foto 16. Barril interno de muestreo



Foto 17. Set de piezas para perforación tipo wire-line



Foto 18. Set para extraer el tubo interno del wire-line

3.2.4 Fosas de excavación

Estas fosas son hechas ya sea a mano o a máquina. Las muestras obtenidas por este método (cubos paralelepípedos) sirven para identificar el tipo de suelo, por lo general superficial, y preparar las muestras para los ensayos.

Este método está limitado a ser realizado sobre el nivel freático.

3.2.4.1 Excavación a mano

Estas muestras son usadas principalmente para ensayos in-situ y una clasificación visual, manual del suelo. Son de gran tamaño. Debido a que son hechas con herramientas manuales causan poco daño mecánico al suelo y sus alrededores, pero son más costosas y consumen una gran cantidad de tiempo.

3.2.4.2 Excavación a máquina

Se las realiza con una gallineta o máquina similar, que tenga una cuchara sujeta a un brazo hidráulico con bisagras. Se pueden realizar excavaciones hasta 10 m de profundidad.

3.2.5 Muestreo de suelos

Dos tipos de muestras se pueden obtener durante una investigación geotécnica.

3.2.5.1 Muestras alteradas

Se usan principalmente para ensayos de clasificación de suelos e índices y deben contener todos sus constituyentes, inclusive si su estructura está alterada. Estas muestras se las toma generalmente en intervalos verticales no mayores a 1,5 m y en cada cambio de estrato de suelo.

3.2.5.2 Muestras inalteradas

Estas muestras se toman principalmente para ensayos de esfuerzo y compresión en laboratorio. Los parámetros obtenidos de estos ensayos sirven como base fundamental para el diseño de la cimentación. Estas muestras no deberán contener ninguna distorsión visible de los estratos del suelo ni tampoco debe existir desmoronamiento de la muestra.

3.2.6 Muestreo de roca

Las rocas lo contrario de los suelos no pueden fácilmente ser extraídas a mano o desintegradas. La roca intacta es bastante fuerte, pero por lo general bloques grandes de roca están separados por discontinuidades tales como juntas, fallas, diferentes estratos de roca y planos de corte. Estas discontinuidades disminuyen la resistencia de bloques grandes de roca intacta.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas recomienda que las rocas sean clasificadas de acuerdo a su resistencia, espaciamiento, orientación, dureza y relleno en la masa de la roca.[1] Por lo cual en situaciones donde la cimentación se asentará en lecho rocoso o dentro de él, es necesario realizar una investigación detallada de la roca, que incluya entre otros parámetros pero que no se limite a; elevación del lecho rocoso, tipo de roca, profundidad y patrones de cambio debido al tiempo y exposición a elementos químicos y mecánicos.

Para propósitos de ingeniería las rocas se las clasifica simplemente tomando en cuenta su resistencia a la compresión no confinada y basados en la exploración en campo. La clasificación varía desde R0 a R6; donde R0 significa una roca extremadamente suave, que puede ser rallada con la uña de la mano; mientras que R6 da a entender de una roca extremadamente fuerte y puede ser rallada solamente con el uso de un martillo de exploración geotécnica.

---

[1] Prakash, Shamsher. Sharma, Hari. Pile Foundations in Engineering Practice. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc, 1st Ed, 1990

La taba 1 presenta una clasificación de acuerdo al Manual de Ingeniería de Cimentaciones del Canadá 1985.

Strength Grade	Classification	Field Identification Method	Range of Unconfined Compressive Strength MPa	Range of Unconfined Compressive Strength kip/ft^2
R0	Extremely weak	Indented by thumbnail	< 1	< 20
R1	Very weak	Crumbles under firm blows of gelogical hammer; can be peeled with a pocket knife	1–5	20–100
R2	Weak rock	Can be peeled by a pocket knife with difficulty; shallow indentations made by a firm blow with point of geological hammer	5–25	100–500
R3	Medium strong	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife; specimen can be fractured with a single firm blow of geological hammer	25–50	500–1000
R4	Strong	Specimen requires more than one blow of geological hammer to fracture	50–100	1000–2000
R5	Very strong	Specimen requires many blows of geological hammer to fracture	100–250	2000–5000
R6	Extremely strong	Specimen can only be chipped by the geological hammer	> 250	> 5000

Tabla 1. Clasificación de rocas respecto a su resistencia

3.2.7 Determinación del nivel de aguas subterráneas

El nivel freático y las aguas subterráneas son un factor predominante en el diseño de cimentaciones y deben ser consideradas en todas las fases de la investigación geotécnica. Las mediciones deben entregar un claro reporte de los niveles, características, presiones y ubicación del agua subterránea en cualquier instante de tiempo.

Los niveles de agua deben ser medidos a la profundidad a la que aparecen por primera vez durante la perforación y hasta el nivel en el que esta se estabiliza después de la perforación.

Las mediciones de aguas subterráneas se las hace mediante la instalación de piezómetros, los más comunes son:

1) Piezómetros de tubo abierto.
2) Piezómetro de elementos de poros.
3) Piezómetro eléctrico
4) Piezómetro neumático.

3.2.8 Ensayos in-situ

La medición de los parámetros del suelo in-situ se ha desarrollado rápidamente en las dos últimas décadas debido a los avances tecnológicos producidos en recientes años que permiten obtener datos y valores que no pueden ser recabados fácilmente en muestras inalteradas.

Hay que tomar en cuenta que los costos de investigación geotécnica se incrementan considerablemente al momento de realizar estos ensayos in-situ y no en laboratorio.

Existen varios métodos de ensayos in-situ pero por su aplicación directa a la cimentación con pilotes solo los ensayos de penetración, corte con veleta y de presión serán detallados a continuación.

3.2.8.1 Ensayo de penetración estándar (SPT)[2]

Es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que queremos realizar un reconocimiento geotécnico. Constituye el ensayo más utilizado en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación. Consiste en medir el número de golpes

[2] Wikipedia. "Ensayo de Penetración Estándar". Internet. http://es.wikipedia.org/wiki/Ensayo_de_Penetración_Estándar. Acceso: 07-08-09

necesario para que se introduzca una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 mm e interior de 35 mm, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la maza está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63'5 kp y 76 cm respectivamente. Una vez que en la perforación del sondeo se ha alcanzado la profundidad a la que se ha de realizar la prueba, sin avanzar la entubación y limpio el fondo del sondeo, se desciende el toma-muestras SPT unido al varillaje hasta apoyar suavemente en el fondo. Realizada esta operación, se eleva repetidamente la maza con una frecuencia constante, dejándola caer libremente sobre una sufridera que se coloca en la zona superior del varillaje.Se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 centímetros (N0 − 15).

Posteriormente se realiza la prueba en sí, introduciendo otros 30 centímetros, anotando el número de golpes requerido para la hinca en cada intervalo de 15 centímetros de penetración (N15 − 30 y N30 − 45).

El resultado del ensayo es el golpeo SPT o resistencia a la penetración estándar:

$$NSPT = N15 - 30 + N30 - 45$$

Si el número de golpes necesario para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, es superior a 50, el resultado del ensayo

deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R), debiéndose anotar también la longitud hincada en el tramo en el que se han alcanzado los 50 golpes.

El ensayo SPT en este punto se considera finalizado cuando se alcanza este valor. (Por ejemplo, si se ha llegado a 50 golpes en 120 mm en el intervalo entre 15 y 30 centímetros, el resultado debe indicarse como N0 − 15 / 50 en 120 mm, R).

Como la cuchara SPT suele tener una longitud interior de 60 cm, es frecuente hincar mediante golpeo hasta llegar a esta longitud, con lo que se tiene un resultado adicional que es el número de golpes N45 − 60. Proporcionar este valor no está normalizado, y no constituye un resultado del ensayo, teniendo una función meramente indicativa.

Una ventaja adicional es que al ser la cuchara SPT un toma-muestras, permite visualizar el terreno donde se ha realizado la prueba y realizar ensayos de identificación, y en el caso de terreno arcilloso, de obtención de la humedad natural.

El ensayo SPT tiene su principal utilidad en la caracterización de suelos granulares (arenas o gravas arenosas), en las que es muy difícil obtener muestras inalteradas para ensayos de laboratorio.

Al estar su uso muy extendido y dispone de una gran experiencia geotécnica en estas pruebas, se han planteado correlaciones entre el golpeo SPT y las características de los suelos arenosos, así como con diversos aspectos de cálculo y diseño geotécnico.

También existen correlaciones en el caso de que el terreno sea cohesivo, pero al ser un ensayo prácticamente instantáneo, no se produce la disipación de los incrementos de presiones intersticiales generados en estos suelos arcillosos por efecto del golpeo, lo que claramente debe influir en el resultado de la prueba.

Por ello, tradicionalmente se ha considerado que los resultados del ensayo SPT (y por extensión, los de todos los penetrómetros dinámicos) en ensayos cohesivos no resultan excesivamente fiables para la aplicación de correlaciones. En la actualidad, este criterio está cuestionado, siendo cada vez más aceptado que las pruebas penetrométricas pueden dar resultados igualmente válidos en todo tipo de suelo. En cualquier caso, al margen de la validez o existencia de correlaciones, el valor del golpeo obtenido en un ensayo de penetración simple es un dato indicativo de la consistencia de un terreno susceptible de su utilización para la caracterización o el diseño geotécnicos.

Cuando el terreno atravesado es grava, la cuchara normal no puede hincarse, pues su zapata se dobla. Con frecuencia se sustituye por una punta-

aza maciza de la misma sección (no normalizada). El ensayo SPT no proporciona entonces muestra. El golpeo así obtenido debe corregirse dividiendo por un factor que se considera del orden de 1'5.

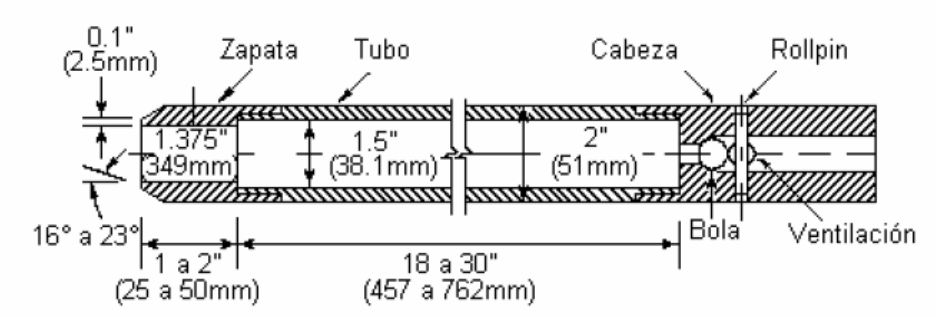


Fig. 10. Muestreador del SPT



Foto 19. Muestreador abierto

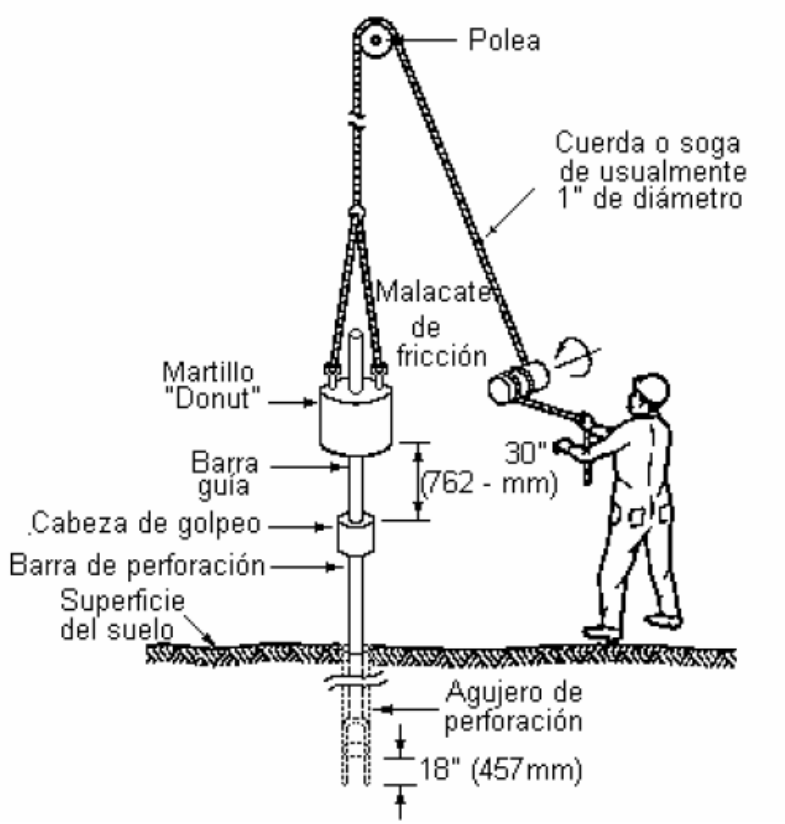


Fig. 11. Esquema del ensayo SPT

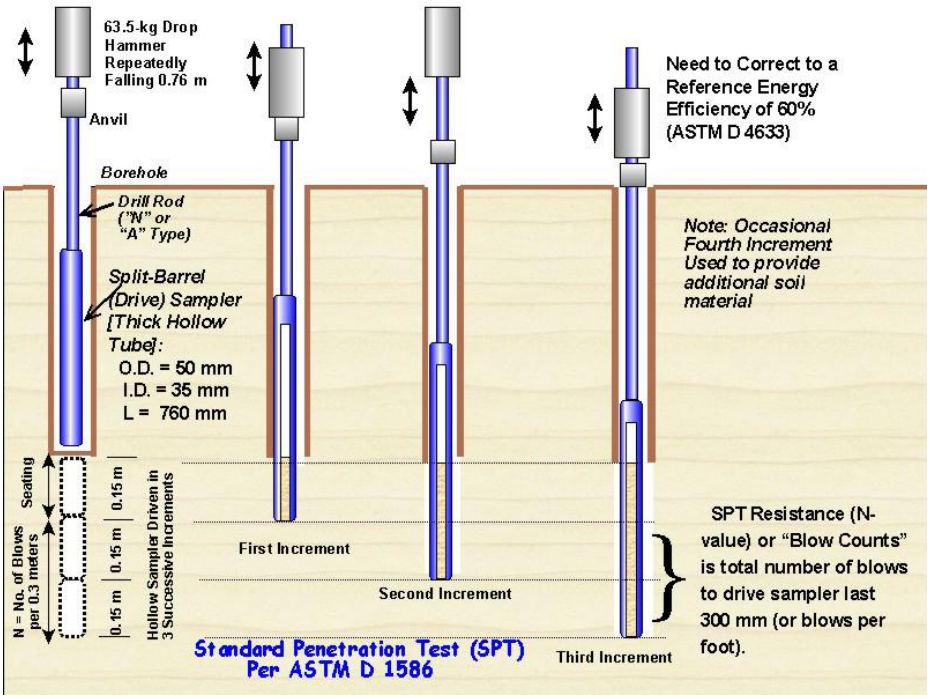


Diagrama 1. SPT

3.2.8.2 Ensayo de penetración dinámica de cono (DCPT)[3]

Consiste en una punta que es golpeada repetidamente para así penetrar en el suelo y conocer la resistencia de este a la penetración, dicha punta consta de un cono cuyo ángulo suele ser de entre 60 y 90 grados que suele ser denominado punta-aza.

En un principio estos penetrómetros fueron concebidos para apreciar la compactabilidad de los suelos sin cohesión, de los cuales era muy difícil tomar muestras inalteradas. Los resultados obtenidos se deben de tratar con mucho cuidado debido a que el suelo puede refluir por encima de la punta, por el agua intersticial en suelos poco permeables o por el rozamiento lateral.

El varillaje debe de ser de diámetro inferior a la base para así evitar todo lo posible el rozamiento lateral del tren de varillas

El golpeteo es producido por la caída guiada de una maza de peso variable según penetrómetro que golpea la cabeza de impacta y transmite el golpe a la punta que va atravesando el terreno según su dureza.

---

[3] iEspaña. "Ensayos de Penetración". Internet. http://ingenieriageologica.iespana.es/biblioteca/penetrometros/4_tipos_penetrometros_dinamicos.htm. Acceso: 07-08-09

El golpeo se efectuará con una frecuencia que dependerá del dispositivo que utilicemos, también se medirá el número de golpes N_n cada vez que el cono o punta-aza recorra una distancia que viene determinada por el tipo de penetrómetro.

Se debe de tener precaución extrema cada vez que se debe de añadir nuevas varillas para evitar imprimir movimientos verticales o de rotación. Después de todo ello se debe de mirar que la verticalidad del varillaje no exceda del 5%.

Se deberán anotar todas aquellas interrupciones que se prolonguen más de un cuarto de hora.

La prueba se dará por finalizada cuando se satisfagan algunas de las siguientes condiciones. Se alcanza la profundidad previamente estipulada. Se superen el número de golpes para una distancia de penetración dada. Cuando tres valores de N_n sean iguales o superiores a 75 o el valor que dependa de cada penetrómetro.

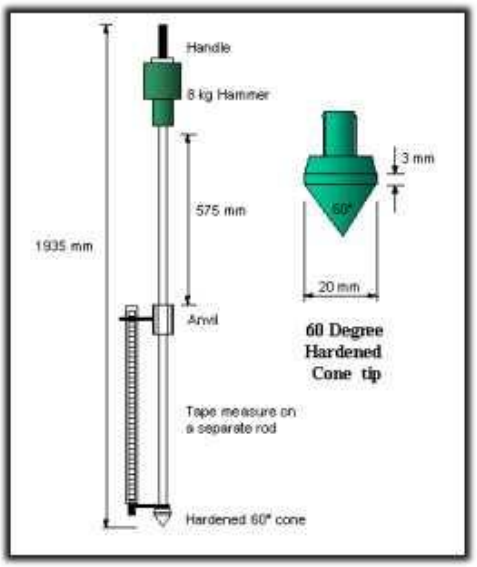


Fig. 12. Cono de penetración

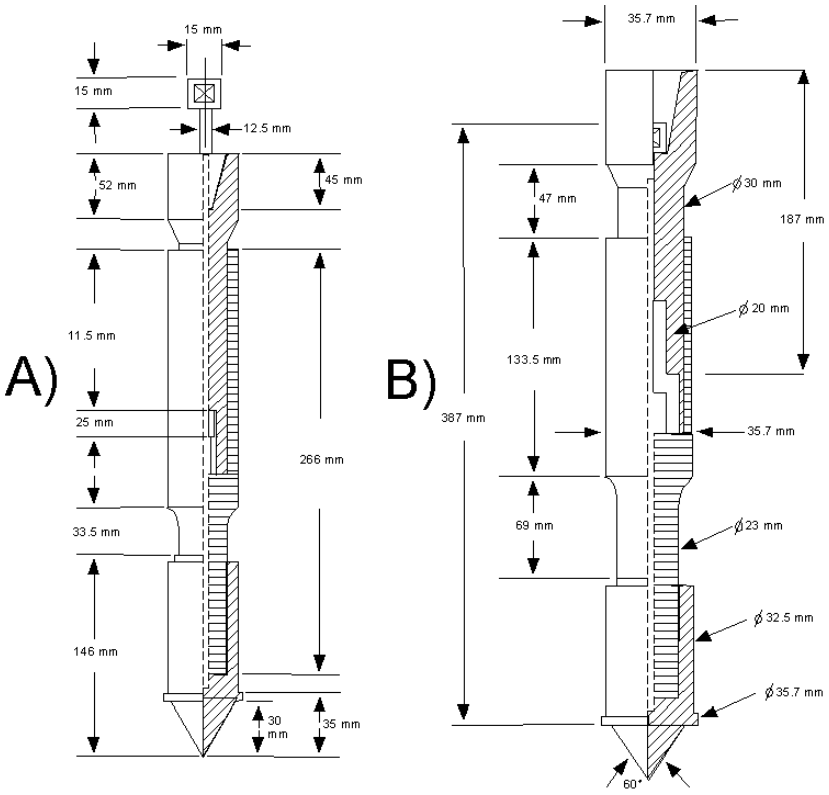


Fig. 13. Dimensiones del cono de penetración

3.2.8.3 Ensayo de penetración estática de cono (CPT)[4]

En este ensayo de referencia se pueden utilizar puntas del penetrómetro con o sin manguito de fricción y con o sin elementos para la medida de presiones intersticiales. Si queda un huelgo entre el cono y el resto de los elementos de la punta, sus dimensiones deben ser las mínimas necesarias para el funcionamiento de los elementos sensores y debe estar proyectado y construido de tal forma que se evite la entrada de partículas.

En el caso de un penetrómetro con manguito de fricción, ninguna parte de la punta del penetrómetro debe sobresalir de la superficie del manguito

Las varillas de empuje deben ir roscadas o fijas entre sí. La deflexión en el punto medio de una varilla de 1m no debe ser superior a 0.5 mm en las cinco varillas inferiores y 1 mm para el resto.

La máquina debe disponer de una carrera de avance de por lo menos 1 m y debe empujar el varillaje en el suelo a una velocidad de penetración constante.

[4] iEspaña. "Ensayos de Penetración Estática con el Cono CPT". Internet. http://ingenieriageologica.iespana.es/biblioteca/penetrometros/5_ensayo_cpt.htm. Acceso: 07-08-09

El procedimiento del ensayo deberá ser el de penetración continua, mediante el cual se efectúan las medidas cuando todos los elementos de la punta del penetrómetro se mueven con la misma velocidad de penetración.

La velocidad de penetración deberá de ser de 20 mm/s con una tolerancia de +/-5 mm/s. Los intervalos de lectura se recomiendan continuos. En ningún caso el intervalo entre lecturas será superior a 0.2 m. Las profundidades deberán medirse con una precisión de por lo menos 0.1 m

Los resultados deben presentarse en gráficos que den en función de la profundidad la variación de: q_c y eventualmente f_s, R_f (I_f), Q_t, $Q_{st.}$

La resistencia del cono q_c se obtiene dividiendo el esfuerzo axial en el cono Q_c (carga en el tubo) que actúa, por la sección máxima del cono, A_c.

$$q_c = Q_c / A_c$$

La resistencia unitaria lateral local a la fricción f_s se obtiene dividiendo el esfuerzo de fricción último Q_s que actúa, por su superficie lateral, A_s.

$$f_s = Q_s / A_s$$

El esfuerzo total Q_t es la fuerza necesaria para empujar el cono y el varillaje de empuje simultáneamente en el suelo.

La resistencia lateral total a la fricción $Q_{st} = (Q_s)$:

$$Q_{st} = Q_t - Q_c$$

La relación de fricción R_f es la relación entre la fricción unitaria lateral local y la resistencia del cono, medidos a la misma profundidad, expresada en %.

El índice de fricción I_f es la relación entre la resistencia del cono y la fricción unitaria lateral local, medidas a la misma profundidad.



Foto 20. Conos de penetración

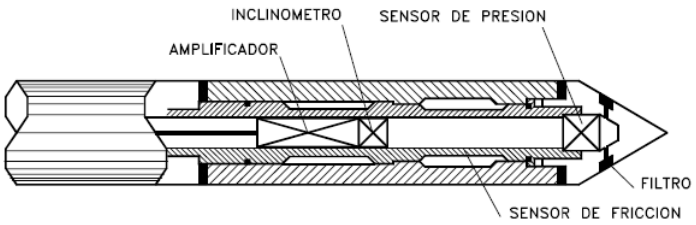


Fig. 14. Geometría del cono

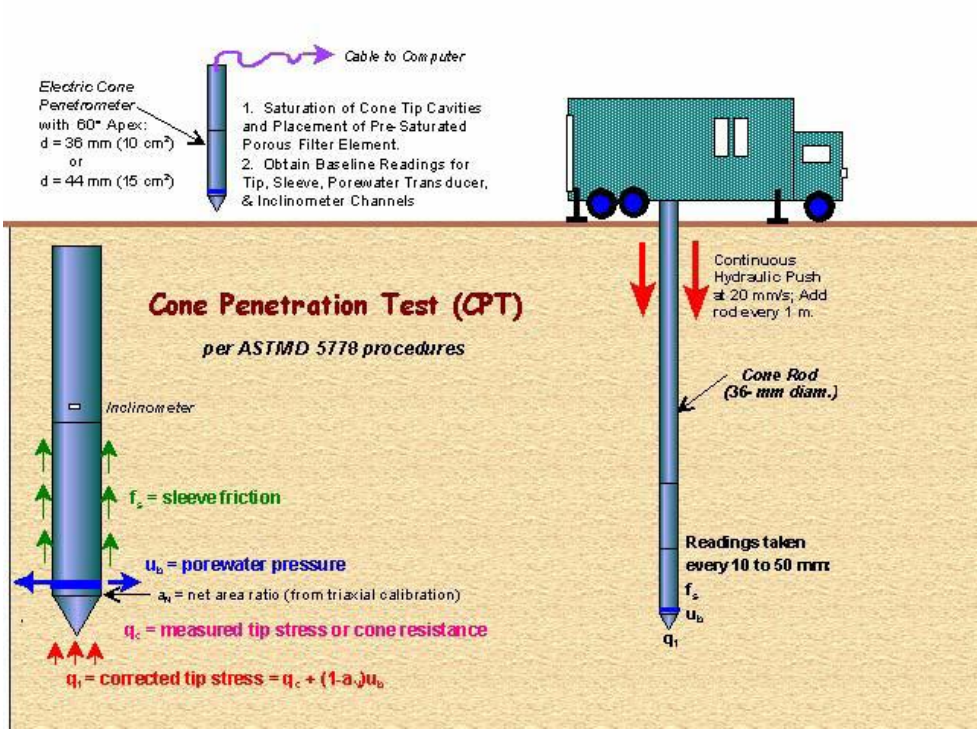


Diagrama 2. CPT

3.2.8.4 Ensayo de corte directo con veleta (VST)[5]

La finalidad de los ensayos de corte, es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terreno producto de la aplicación de una carga.

La veleta es un aparato que se usa comúnmente para obtener la resistencia al corte de arcillas blandas a muy blandas. Debido a su tamaño es posible hacer varios ensayos para determinar estadísticamente la resistencia al

[5] Universidad Católica de Valparaíso, Facultad de Ingeniería. "Ensayo Corte Directo". Internet. http://icc.ucv.cl/geotecnia/11_nuestro_laboratorio/laboratorio/corte/cd.html. Acceso: 07-08-09

corte sin drenar (t_u), de muestras SPT hechas a grandes profundidades, donde la toma de muestras produce mayores alteraciones.

El ensayo se aplica en depósitos cohesivos blandos donde la perturbación es crítica. Consiste en insertar una veleta dentro del suelo y aplicar una torsión. La resistencia al corte sin drenar (t_u) se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\tau_u = 4 * T / \pi * (2 * d^2 * h + a * d^3) \ (kgs/cm^2)$$

donde:

T = torsión aplicada (kgs*cm)

d = diámetro de la veleta (5 a 15 cms.)

h = longitud de la veleta (10 a 22,5 cms.)

a = 2/3 para distribución final uniforme de los esfuerzos cortantes

a = 3/5 para distribución final parabólica de los esfuerzos cortantes

a = 1/2 para distribución final triangular de los esfuerzos cortantes

El coeficiente a que aparece en la fórmula, tiene por objeto eliminar el supuesto de que la rotura se produce según un cilindro perfecto circunscrito a las aspas de la veleta. Este coeficiente depende de la relación d/h y de la naturaleza del terreno, el cual fallará de forma distinta según sea su tipo.

La veleta se introduce hasta la profundidad deseada y se aplica la torsión hasta que se corte el cilindro de suelo contenido entre el perímetro de

la veleta (Carlson recomienda velocidad angular de 0,1º/seg). El valor obtenido debe corregirse ya que las investigaciones señalan que entrega valores demasiado altos. Para corregir Bjerrum (1972) propuso una curva donde el valor de t_u se multiplica por un factor l obtenido del gráfico de la figura 3.7. y así tenemos el t_u de diseño.

Diversas investigaciones señalan que a cierta profundidad, dependiendo de la calidad del muestreo, existe una coincidencia aceptable entre los valores de resistencia sin drenaje dados por la fórmula y la mitad de la resistencia a la compresión simple de muestras inalteradas ensayadas en laboratorio.

Para profundidades mayores la resistencia con veleta es mayor, debido a la dificultad de la toma de muestras.



Foto 21. Equipo de veleta



Foto 22. Veleta para ensayos in-situ

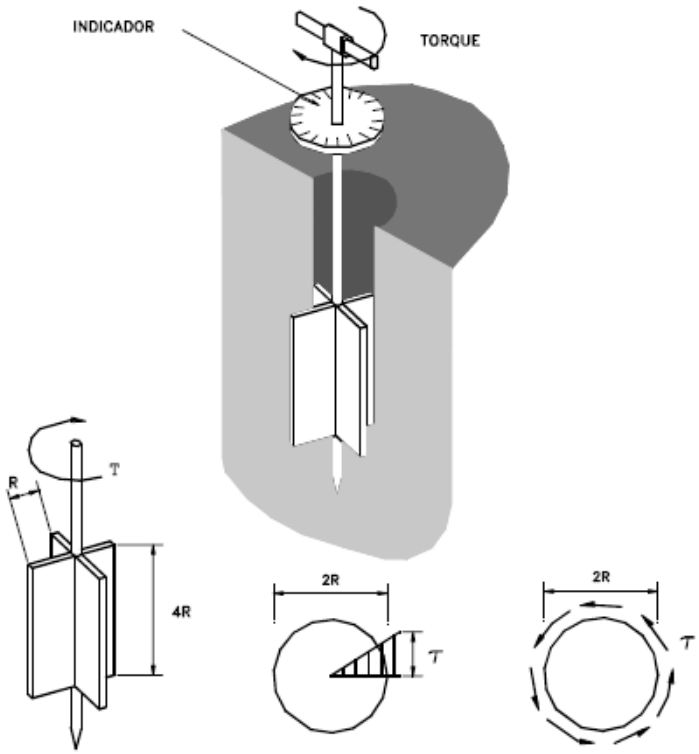


Fig. 15. Detalle de un ensayo de veleta

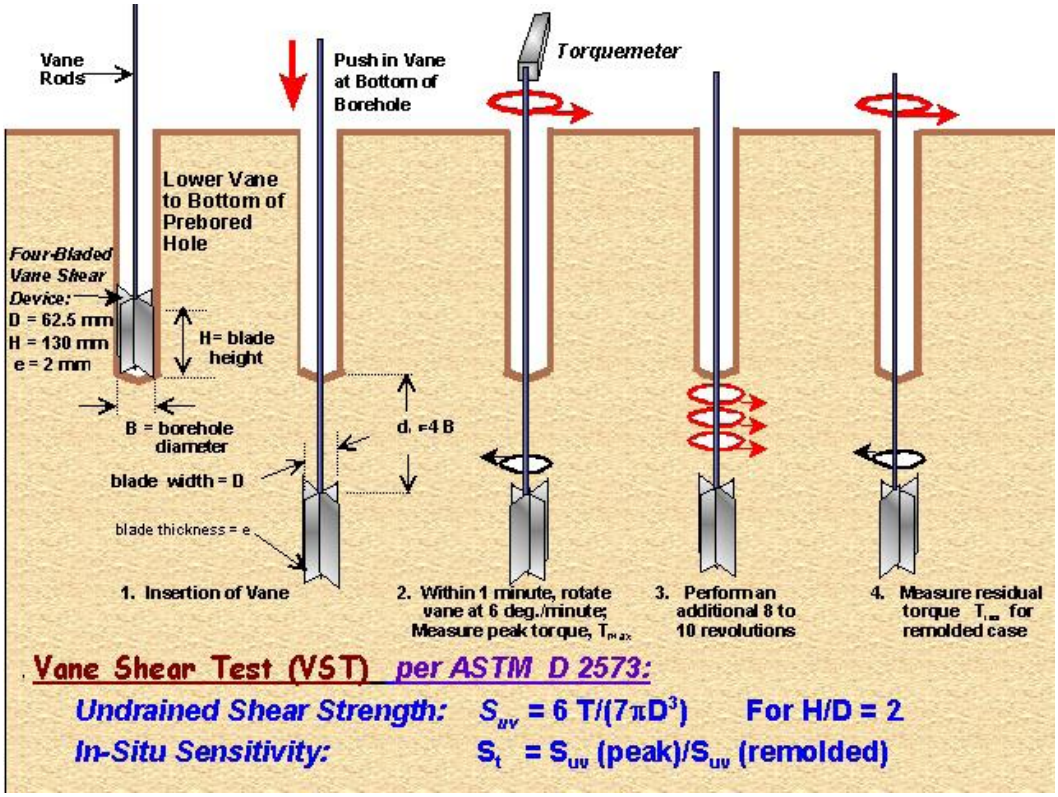


Diagrama 3. VST

3.2.8.5 Ensayo del presurómetro (PMT)[6]

En 1954, un joven estudiante francés de ingeniería llamado Louis Menard comenzó a desarrollar un nuevo tipo de ensayo in-situ: el ensayo del presurómetro. Aunque 20 años atrás Kogler había realizado un trabajo limitado sobre un ensayo similar, fue Menard quien lo hizo una realidad práctica.

[6] Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería. "Geotecnia Vial, Revisión Ingeniería de Cimentaciones". Internet. http://www.ing.udep.edu.pe/civil/material/vial/Cuarto%20Trimestre/GTV/Germ%E1n%20Gallardo/GTV-Cap10.pdf. Acceso: 07-08-09

El presurómetro es un globo cilíndrico que se inserta en el suelo y luego se infla, como se muestra en la figura adjunta. Las mediciones del volumen y la presión se usan para evaluar los esfuerzos laterales in-situ, la compresibilidad, y la resistencia del suelo adyacente y así el comportamiento de una cimentación.

El PMT puede desarrollarse en una perforación realizada cuidadosamente o el equipo del ensayo puede combinarse con un pequeño barreno para crear un presurómetro que también perfora, SBPMT. Este último diseño provee una alteración menor del suelo y un contacto más íntimo entre el presurómetro y el suelo.

El PMT proporciona muchas más mediciones directas de la compresibilidad del suelo y los esfuerzos laterales que el SPT y el CPT. Por lo tanto, en teoría, éste debería proporcionar una mejor base para el análisis de asentamientos y para el análisis de la capacidad de pilotes.

Sin embargo, el PMT es un ensayo difícil de realizar y está limitado por la disponibilidad del equipo y el personal entrenado para su uso.

Aunque, el PMT es ampliamente usado en Francia y Alemania, su uso es sólo ocasional en otras partes del mundo. Sin embargo, puede llegar a ser más popular en el futuro.

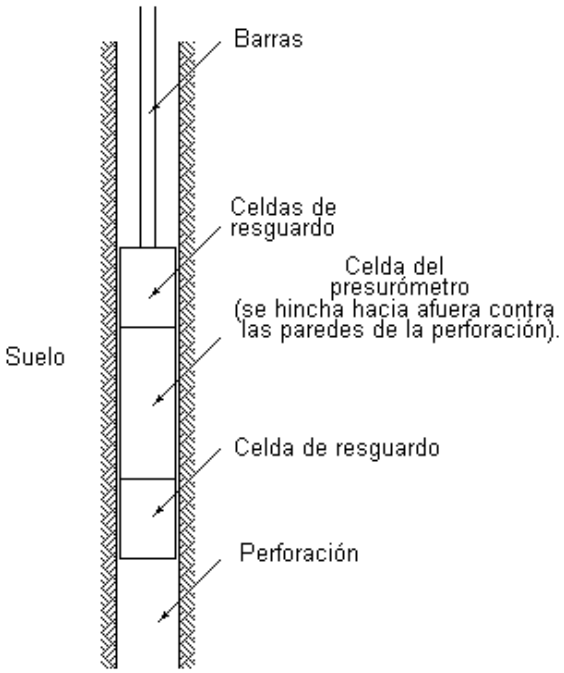


Fig. 16. Esquema de ensayo del presurómetro



Foto 23. Equipo para ensayo de presurómetro en roca



Foto 24. Presurómetro de desplazamiento completo

3.2.8.6 Ensayo del dilatómetro (DMT)[7]

Es uno de los más nuevos instrumentos de ensayo in-situ, fue desarrollado durante los años 70 en Italia por Silvano Marchetti. Es también conocido como el dilatómetro plano o el dilatómetro Marchetti y consiste en una hoja metálica de 95 mm de ancho y 15 mm de espesor con una membrana de acero expandible fina, plana y circular sobre uno de sus lados.

Se presiona el dilatómetro dentro del suelo hasta la profundidad deseada usando el equipo del CPT o algún otro mecanismo apropiado.

Luego se aplica una presión de gas nitrógeno a la membrana para que salga al exterior. Se registra la presión requerida para mover el centro de la membrana 0.05 mm dentro del suelo (presión A) y la requerida para mover su centro 1.10 mm dentro del suelo (presión B).

Se reduce la presión de aire en la membrana y se registra la presión actuante sobre la membrana cuando esta retorna a su posición original. Esta es la presión C y es una medida de la presión de agua en los poros del suelo.

Profundizar progresivamente el dilatómetro dentro del terreno (150 a 300 mm) y repetir el ensayo. Continuar hasta alcanzar la profundidad deseada.

[7] Ibíd.

Cada una de las secuencias del ensayo requiere 1 a 2 minutos para completarse, por lo tanto un sondaje típico (una serie completa de ensayos DMT entre la superficie del terreno y la profundidad deseada) podría requerir aproximadamente 2 horas. En contraste, el sondaje comparable de un CPT podría completarse en aproximadamente 30 minutos.

La ventaja principal del DMT es que mide la condición de esfuerzo lateral y la compresibilidad del suelo. Estas son determinadas a partir de las presiones A, B, y C y ciertos factores de calibración del equipo y se expresa como los índices de DMT:

I_D = Índice del material (módulo normalizado)

K_D = Índice de esfuerzo horizontal (esfuerzo lateral normalizado)

E_D = Módulo del dilatómetro (módulo elástico teórico)

Los investigadores han desarrollado correlaciones entre estos índices y ciertas propiedades ingenieriles del suelo, incluyendo:

- Clasificación
- Coeficiente de presión lateral de tierra, K_o
- Relación de sobreconsolidación, OCR
- Módulo de elasticidad, E, o módulo de compresibilidad, M.

Los ensayos CPT y DMT son complementarios. El cono es una buena manera de evaluar la resistencia de suelo, mientras que el dilatómetro evalúa la compresibilidad y los esfuerzos laterales in-situ. Estas tres clases de información constituyen la base para la mayoría de los análisis de la

ingeniería de cimentaciones. Adicionalmente, es más fácil empujar la hoja del dilatómetro dentro del suelo usando el equipo convencional CPT y así resulta simple conducir ambos ensayos CPT y DMT mientras se moviliza sólo el equipo mínimo.

El ensayo del dilatómetro es relativamente nuevo. Los ingenieros tienen una limitada experiencia con este ensayo y el análisis y los métodos de diseño basados sobre los resultados del DMT se están desarrollando. Sin embargo, su costo es relativamente menor, su versatilidad y compatibilidad con el CPT sugiere que puede ser ampliamente usado en el futuro.



Foto 25. Equipo tipo 1 de un dilatómetro



Foto 26. Equipo tipo 2 de un dilatómetro

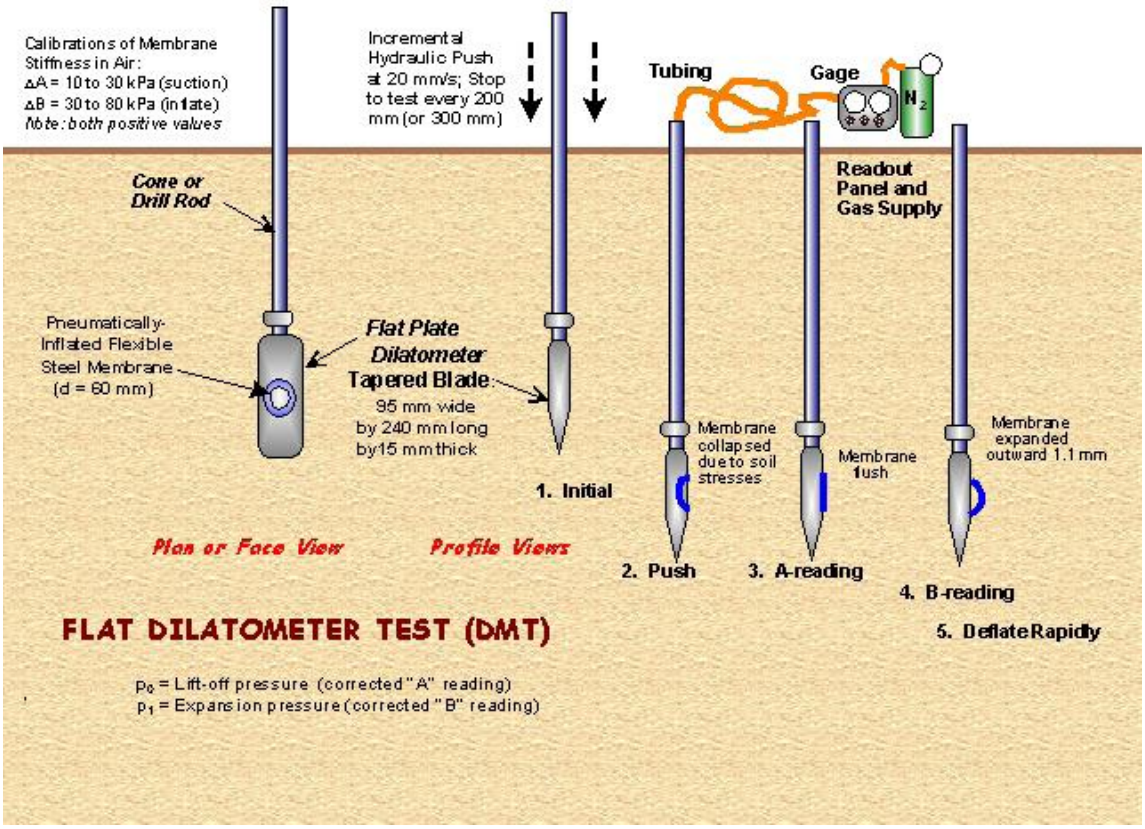


Diagrama 4. DMT

	Ensayo de Penetración estandar SPT	Ensayo del cono de penetración CPT	Ensayo de la veleta de corte VST	Ensayo del presurómetro PMT	Ensayo del dilatómetro DMT	Ensayo de penetración Becker
Simplicidad y durabilidad del aparato	Sencillo, resistente	Complejo, resistente	Sencillo, resistente	Complejo, delicado	Comlejo, moderadamente resistente	Sencillo, resistente
Facilidad del ensayo	Fácil	Fácil	Fácil		Fácil	Fácil
Perfil continuo o valores puntuales	Puntual	Contínuo	Puntual	Puntual	Puntual	Contínuo
Base para la interpretación	Empírica	Empírica y teórica	Mediciones directas	Empírica y teórica	Empírica y teórica	Empírica
Suelos recomendables	Todos con exepción de gravas y arcillas	Todos con exepción de gravas	Suelos blandos	Todos	Todos con exepción de gravas	Arenas con bolonería
Disponibilidad del equipo y uso en la práctica	Universalmente disponibles, usado rutinariamente	Generalmente disponibles, usado rutinariamente	Generalmente disponibles, usado rutinariamente	Difícil de ubicar usado en proyectos especiales	Difícil de ubicar usado en proyectos especiales	Difícil de ubicar usado en proyectos especiales
Potencial para desarrollo futuro	Limitado	Magnífico	Incierto	Magnífico	Magnífico	Incierto

Tabla 2. Aplicaciones de los métodos de ensayos in-situ

TIPO DE SUELO	PROPIEDADES MECANICAS POR DETERMINAR	ENSAYOS IN-SITU	ENSAYOS DE LABORATORIO	MUESTRAS REQUERIDAS
Cohesivo Saturado	Resistencia al Corte	SPT, Cono Holandés, Veleta, Cono de Peck, Corte Directo	Compresión no confinada, Triaxial UU, veleta, corte directo	Inalterada en bloques, Inalterada en tubo, Inalterada en tubo de pared delgada (Shelby), Shelby con platón (en suelos blandos), Rotatoria Denison ((arcillas y limos plásticos muy compactos y duros)
	Compresibilidad		Consolidación	
	Fricción	Cono Holandés		
Arenas y Gravas Finas	Resistencia al Corte	SPT, Cono Holandés, Cono de Peck		
	Asentamiento	SPT, Cono Holandés, Cono de Peck, prueba de carga		
	Fricción	Cono Holandés		
Gravas > 2"	Asentamiento	Prueba de carga		
Suelos Intermedios	Resistencia al Corte	Todos los anteriores	Todos los anteriores	Todos los anteriores, con limitaciones según el tipo de suelo
	Asentamiento			
	Colapsabilidad	Prueba de carga con saturación	Consolidación con saturación	Todos los anteriores, restringiéndose el uso de aguaen la excavación o perforación; y suspendiéndose totalmente durante el muestreo

Tabla 3. Ensayos para propiedades mecánicas según tipo de suelo

3.2.9 Ensayos en laboratorio

Las muestras de suelo obtenidas en el campo son llevadas normalmente al laboratorio de mecánica de suelos para su clasificación y ensayo adicional. El propósito del programa de ensayos es determinar las propiedades ingenieriles del suelo más apropiadas.

Clasificación, relación peso-volumen y ensayos índice.- Varios ensayos de rutina se desarrollan en muchas muestras para averiguar las características generales del perfil del suelo. Estas incluyen:

- Contenido de humedad
- Peso unitario (densidad)
- Límites de Atterberg (límite plástico, límite líquido)
- Distribución del tamaño de las partículas.

Estos ensayos no son caros y pueden proveer una gran cantidad de valiosa información.

3.2.9.1Resistencia al corte

El análisis y diseño de las cimentaciones se confía en la información de la resistencia al corte. Por lo tanto, una de las metas principales de la

investigación del sitio y del programa de ensayos del suelo es la obtención de los parámetros de diseño de resistencia del suelo.

Se usan diferentes ensayos de laboratorio para medir la resistencia al corte del suelo. Cada uno tiene sus ventajas y desventajas y no es recomendable un único tipo de ensayo para todas las circunstancias. Cuando seleccionamos un método de ensayo, debemos considerar muchos factores, principalmente los siguientes:

- Tipo de suelo
- Contenido inicial de humedad o si es necesario saturar la muestra.
- Condiciones de drenaje requeridas (drenada o no drenada)

3.2.9.2 Consolidación

Si se ha extraído una muestra de suelo cohesivo, nos interesará evaluar su compresibilidad, por lo que se realizan usualmente uno a más ensayos de consolidación. Karl Terzaghi concibió la idea del ensayo de consolidación en los años 20 como una extensión natural de su teoría de consolidación, y el primer aparato de ensayo apareció en los años 30. Este es ahora uno de los ensayos más comunes del suelo.

El ensayo de consolidación es muy sensible a la alteración de la muestra y por lo tanto debería realizarse sólo en muestras de buena a

excelente calidad. Se disponen de las herramientas necesarias para obtener muestras adecuadas para la mayoría de suelos cohesivos, pero esto es muy difícil o imposible de realizar para suelos sin cohesión. Por ello, los ensayos de consolidación se realizan solo en arcillas o limos. Los ensayos in-situ proporcionan una mejor medida de la compresibilidad de las arenas limpias.

3.2.10 Parámetros de diseño

Se presentará la información de los parámetros de resistencia, adhesión suelo-pilote y parámetros elásticos del suelo tanto para suelos cohesivos como para los no cohesivos que son requeridos para el diseño estático de pilotes.

3.2.10.1 Parámetros de resistencia

Los dos parámetros de resistencia más usados son el ángulo de fricción interna (φ') para suelos no cohesivos y resistencia al corte no drenado y (S_u) para suelos cohesivos.

φ': puede ser obtenido mediante ensayos de laboratorio o por medio de correlaciones establecidas con los valores del ensayo del penetrómetro (N o q_c). Con los valores N del ensayo SPT se puede obtener la correlación para obtener q_c y de ahí φ'.

S_u: puede obtenerse mediante la ecuación

$$s_u = c_u = \sigma_v^{'}(0.1 + 0.004PI)$$

donde;

$\sigma_v^{'}$ = Presión vertical efectiva de sobrecarga

PI = Índice de plasticidad

3.2.10.2 Adhesión suelo-pilote (C_a)

La estimación para obtener este parámetro es compleja, depende de factores como la consistencia del suelo, método de instalación del pilote, material del pilote y tiempo.

Valores confiables de C_a solo se pueden lograr mediante pruebas de carga en pilotes de tamaño real in-situ.

La gráfica 1 puede ser usada para estimar valores de C_a para pilotes hincados en arcilla con varias consistencias (Tomlinson 1963), esta tabla es recomendad por Terzaghi y Peck (1967)[8]. La adhesión pilote-suelo también es conocida como fricción lateral Para pilotes prebarrenados C_a puede ser estimado de la tabla 4.

[8] Prakash, Shamsher. Sharma, Hari. Pile Foundations in Engineering Practice. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc, 1st Ed, 1990

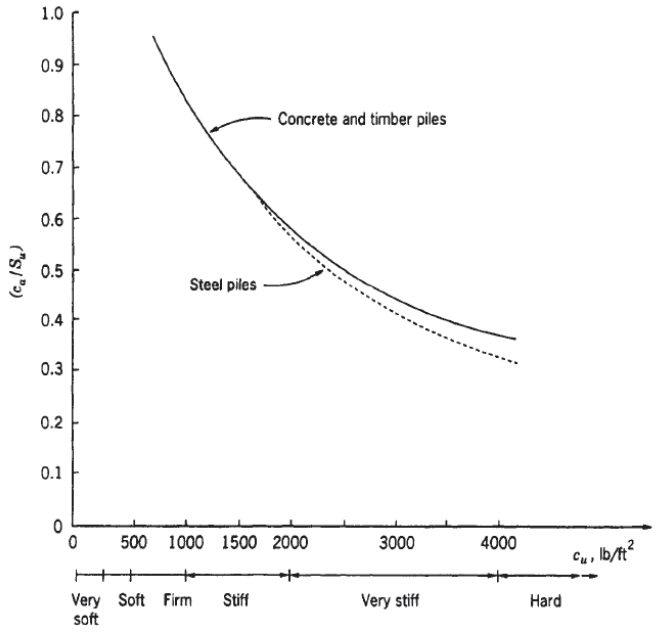


Gráfico 1. Variación de C_a/S_u con C_u para diferentes materiales de pilotes para pilotes hincados (desarrollado por Tomlinson, 1963)

Side Resistance Design Category	c_a/c_u	Limit on Side Shear—tsf	Remarks
A. Straight-sided shafts in either homogeneous or layered soil with no soil of exceptional stiffness below the base			
1. Shafts installed dry or by the slurry displacement method	0.6	2.0	
2. Shafts installed with drilling mud along some portion of the hole with possible mud entrapment	0.3(a)	0.5(a)	(a) c_a/c_u may be increased to 0.6 and shear increased to 2.0 tons per sq. ft. for segments drilled dry
B. Belled shafts in either homogeneous or layered clays with no soil of exceptional stiffness below the base			
1. Shafts installed dry or by the slurry displacement methods	0.3	0.5	
2. Shafts installed with drilling mud along some portion of the hole with possible mud entrapment	0.15(b)	0.3(b)	(b) c_a/c_u may be increased to 0.3 and side shear increased to 0.5 tons per sq. ft. for segments drilled dry
C. Straight-sided shafts with base resting on soil significantly stiffer than soil around stem	0	0	
D. Belled shafts with base resting on soil significantly stiffer than soil around stem	0	0	

Tabla 4. Parámetros de diseño para fricción lateral para pilotes pre-barrenados en suelos Cohesivos (NAVFAC Design Manual, DM 7.2, 1982)

3.2.10.3 Parámetros elásticos del suelo

El parámetro elástico más común para el diseño de pilotes es el módulo de elasticidad E_s. En suelos no cohesivos E_s se puede estimar mediante métodos empíricos usando los valores N del SPT con los valores q_c del CPT.

Muchos estudios recomiendan no utilizar la primera estimación, sino más bien la segunda, de la forma descrita a continuación.

$$E_s = C_1 q_c$$

Donde,

C_1 = es una constante y depende de la compactación del suelo. (Manual Canadiense de Ingeniería de Cimentaciones, 1985)

$C_1 = 1,5$ para limos y arena

$C_1 = 2,0$ para arena compacta

$C_1 = 3,0$ para arena densa

$C_1 = 4,0$ para arenas y gravas

Para suelos cohesivos los valores de E_s pueden estimarse de acuerdo la siguiente relación:

$$E_s = C_2 \bar{p}_c$$

Donde,

$\bar{p}_c$ = presión de preconsolidación

C_2 = constante

$C_2 = 80$ para arcillas duras

$C_2 = 60$ para arcillas firmes

$C_2 = 40$ para arcillas suaves

Estas relaciones son aproximadas y es mejor usarlas solo en el prediseño.

3.3 Parámetros del suelo para diseño dinámico

Varios problemas en la práctica de la ingeniería de cimentaciones requieren del conocimiento y análisis de las propiedades dinámicas de los suelos. En general, los problemas que envuelven la dinámica de suelos suelen dividirse en dos: deformaciones unitarias producidas por las respuestas de amplitud tanto cortas como largas.

En fundaciones con pilotes las amplitudes por movimiento dinámico y consecuentemente las deformaciones unitarias en el suelo son relativamente pequeñas, mientras que durante un sismo o un gran impacto de carga; estas deformaciones son de gran magnitud.

Un gran número de métodos tanto de campo como en laboratorio han sido desarrollados para determinar las propiedades dinámicas de los suelos. En esta sección se describirá brevemente estos métodos.

3.3.1 Constantes elásticas de los suelos

Desde el inicio de la aplicación de una carga en el suelo; el comportamiento de este no es lineal, pero por propósitos prácticos las curvas esfuerzo-deformación se las hace lineales. Estas constantes son: módulo de elasticidad E, módulo de corte G y módulo de Poisson, definidas así:

Módulo de elasticidad;

$$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$$

Las deformaciones unitarias laterales se expresan como;

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = -v \cdot \varepsilon_z$$

Donde v es el módulo de Poisson

Módulo de corte;

$$G = \frac{\tau}{\gamma_\theta}$$

Donde γ_θ es la distorsión por corte

De estas tres constantes solo dos son necesarias, ya que estas están relacionadas de la siguiente forma;

$$E = 2G(1 + v)$$

3.3.2 Factores que afectan los módulos dinámicos

Basado en los estudios de las constantes elásticas dinámicas, los factores de las cuales estas dependen son:

3.3.2.1 Tipo de suelo, sus propiedades y estado de alteración

Ya que el módulo del suelo es dependiente de la deformación unitaria, más de un método es necesario para determinar la variación del módulo con respecto a la deformación.

Hardin[9] en 1978 desarrolló una formulación matemática de la elasticidad de los suelos y de la plasticidad de los mismos basado en el

[9] Prakash, Shamsher. Sharma, Hari. Pile Foundations in Engineering Practice. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc, 1st Ed, 1990

esfuerzo efectivo, donde el valor máximo del módulo de corte se expresa como:

$$G_{max} = 1230 \cdot OCR^{k} \cdot \frac{(2{,}973 - 2)^2}{(1 + e)} \bar{\sigma}_o{}^{0{,}5}$$

Donde,

OCR = relación de sobreconsolidación

e = relación de vacíos

k = un factor que depende del índice de plasticidad de la arcilla

$\bar{\sigma}_o$ = esfuerzo efectivo de confinamiento en psi

Si el módulo de corte es determinado a partir del esfuerzo efectivo de confinamiento $\bar{\sigma}o_1$, este valor sometido a otro esfuerzo efectivo de confinamiento $\bar{\sigma}o_2$ puede ser determinado con la siguiente expresión:

$$\frac{(G_{max})_1}{(G_{max})_2} = \frac{(\bar{\sigma}_o)_1^{1/2}}{(\bar{\sigma}_o)_2^{1/2}}$$

La presión de sobreconsolidación $\bar{\sigma}_v$ puede usarse envés de $\bar{\sigma}_o$

Plasticity Index PI	k
0	0
20	0.18
40	0.30
60	0.41
80	0.48
100	0.50

Tabla 5. Valores de *k*

3.3.2.2 Nivel de deformación

La deformación en el suelo está asociada con diferentes fenómenos, ya sean estos externos o internos, o que involucren ensayos in-situ o en laboratorio. El módulo de corte del suelo puede variar dramáticamente por un factor de 10, dependiendo del nivel de deformación.

La deformación por corte inducido en los suelos no se puede llegar a conocer con exactitud. Esta deformación inducida depende esencialmente en la amplitud de la deformación o del asentamiento, quienes a su vez dependen de las cargas asumidas, el área de contacto de la cimentación y las características del suelo.

3.3.2.3 Efectos de tiempo

Los efectos de duración de confinamiento a una presión constante sobre la magnitud del módulo de corte de un suelo, está bien establecida tanto para suelos naturales como para preparados (Anderson y Stoke, 1977; Prakash y Puri 1987; Richart 1961).

El comportamiento tiempo dependiente a bajos niveles de deformación puede ser caracterizado por una fase inicial cuando el módulo

cambia rápidamente con el tiempo, seguido por una segunda fase donde el módulo incrementa casi de forma lineal con el logaritmo del tiempo.

Para aclarar de una mejor manera; la primera fase se caracteriza por el cambio de la relación de vacíos y el incremento del confinamiento efectivo durante la consolidación primaria, mientras que en la segunda fase lo más probable es que se produzca debido al decrecimiento en la relación de vacíos y los cambios en la estructura del suelo a causa del fortalecimiento físico-químico de las partículas en suelos cohesivos y un incremento del contacto entre partículas en suelos no cohesivos.

Este incremento en el módulo precede a un esfuerzo constante de confinamiento y es referido como los *efectos de tiempo a largo plazo*[10] y representa el incremento en el módulo con el tiempo que ocurre después de terminada la consolidación primaria.

3.3.2.4 Grado de saturación

Biot (1956) demostró que la presencia de un fluido representa una importante influencia en la velocidad de la onda longitudinal. Sin embargo el cambio en la velocidad de la onda de corte es pequeño.

[10] Prakash, Shamsher. Sharma, Hari. Pile Foundations in Engineering Practice. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc, 1st Ed, 1990

El fluido afecta a la velocidad de la onda de corte solo mediante la adición a la masa de las partículas en movimiento. Por lo tanto, para evaluar V_s o G en suelos no cohesivos, el peso unitario in-situ y la presión efectiva deben ser considerados.

3.3.2.5 Frecuencia y número de ciclos de la carga dinámica

Hardin y Black (1969) encontraron que para un número de ciclos entre 1 y 100, el módulo dinámico de corte de arenas secas se incrementa ligeramente con el número de ciclos, mientras que para suelos cohesivos el módulo decrecía.

El módulo de corte por bajas deformaciones se presentó prácticamente inafectado por la frecuencia de carga.

3.3.2.6 Magnitud de los esfuerzos dinámicos

La magnitud de los esfuerzos dinámicos controla el nivel de deformación por corte inducido en los suelos, de ahí que se espera que el módulo dinámico por corte decrezca con el incremento en el esfuerzo dinámico.

3.3.3 Métodos de laboratorio

A continuación se listarán los métodos de ensayos de laboratorio usados actualmente para determinar las propiedades dinámicas de los suelos, con una breve explicación de cada uno.

3.3.3.1 Columna resonante

El ensayo de la columna resonante para determinar las características del módulo dinámico y de amortiguamiento de un suelo está basado en la teoría de propagación de ondas en probetas prismáticas. Ya sean ondas de compresión u ondas de corte estas pueden ser propagadas a lo largo de la probeta y así poder determinar el módulo de elasticidad o el módulo de corte.

3.3.3.2 Corte cíclico simple

En la práctica, los esfuerzos iniciales de corte estático están presentes en el suelo. Corte oscilatorio puede ser inducido debido al movimiento del suelo o a una máquina de carga en la superficie del suelo. Un máquina de corte simple puede simular todas las condiciones de este tipo de cargas y que consiste principalmente de una caja de muestras, un sistema para inducir las cargas cíclicas al suelo y un aparto electrónico para grabar los datos. Una de

las mayores desventajas de este procedimiento es que no permite el controlar o medir la presión de confinamiento lateral durante la carga cíclica.

3.3.3.3 Corte cíclico torsional simple

Este ensayo se usa para poder medir la presión de confinamiento y controlar las condiciones K_o. Una máquina de ensayos triaxiales fue modificada para tener la capacidad de proveer deformaciones torsionales, de esta forma se logra una distribución más uniforme de las deformaciones en las probetas de ensayo.

3.3.3.4 Compresión cíclica triaxial

La compresión cíclica triaxial se ha usado extensivamente para estudiar al comportamiento esfuerzo-deformación de limos y arenas saturadas (Puri 1084). De la misma manera el módulo de elasticidad y la relación de amortiguamiento se han medido mediante este procedimiento cuando ensayos de deformación controlada se han llevado a cabo. Como todos los ensayos de laboratorio que tratan de simular las condiciones dinámicas de los suelos en la realidad, este ensayo tiene las siguientes limitaciones[11]:

[11] Prakash, Shamsher. Sharma, Hari. Pile Foundations in Engineering Practice. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc, 1st Ed, 1990

- Las mediciones de deformación por corte por debajo del 1% son generalmente dificultosas.
- Las fases de tensión y compresión de cada ciclo producen diferentes resultados, por lo tanto las curvas de histéresis no son simétricas en los ensayos de deformación controlada. En los ensayos de esfuerzos controlados, las probetas tienden a angostarse en un punto.
- Se produce una redistribución de la relación de vacios en la probeta durante el ensayo.
- Ocurre una concentración de esfuerzos en la tapa y fondo de la probeta ensayada.
- El esfuerzo principal cambia de dirección 90º durante cada ciclo.

3.3.4 Métodos in-situ

Existen algunos métodos in-situ disponibles actualmente para determinar las propiedades dinámicas del suelo, sus parámetros y el amortiguamiento de estos. Entre estos tenemos:

3.3.4.1 Ensayos de propagación de onda entre perforaciones

La velocidad de propagación de la onda de corte es medida de una perforación a otra. Un mínimo de dos perforaciones es requerido para el ensayo, uno para el equipo generador del impulso y otro para los sensores.

El impulso viaja a través del suelo por una distancia conocida, generando ondas de corte, el tiempo que demora en llegar desde que sale el impulso hasta el sensor es monitoreado y anotado.

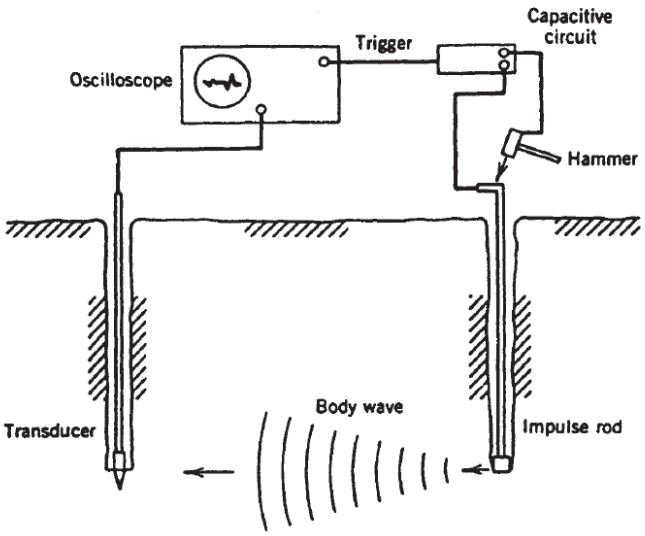


Diagrama 5. Propagación de onda de una perforación a otra



Foto 27. Ensayo de propagación de ondas entre perforaciones

3.3.4.2 Ensayos de propagación de onda de arriba-bajo o de abajo-arriba en perforaciones

Estos ensayos se realizan utilizando tan solo una perforación. En el método de arriba-bajo el sensor es colocado en la superficie y ondas de corte son generadas en la perforación a diferentes alturas, mientras que el método de abajo-arriba las ondas son generadas en la superficie y varios sensores se colocan a diferentes alturas dentro de la perforación.

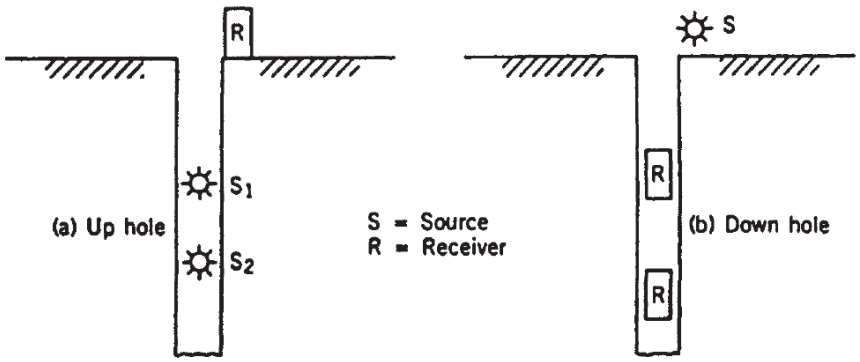


Diagrama 6. Propagación de ondas de arriba-abajo y viceversa



Foto 28. Propagación de ondas de arriba-abajo

3.3.4.3 Ensayos de propagación de onda superficiales

Se ha desarrollado un método para la interpretación de ondas superficiales llamado *Análisis Espectral de Ondas Superficiales (SASW,)* por sus siglas en inglés, (Stokoe y Nazarian 1985). En el campo dos transductores de velocidad verticales son usados como receptores, estos bien sujetos a la superficie del suelos son colocados alrededor de una línea central imaginaria, luego un breve impulso transmitido hacia el suelo por medio de un martillo apropiado para tal efecto. El rango de frecuencias sobre las cuales los receptores funcionan dependerá del sitio de prueba.

Varios ensayos con diferentes distancias entre los receptores son llevados a cabo. La distancia entre los receptores luego de cada ensayo es por lo general duplicada. Los geófonos siempre están localizados simétricamente alrededor de línea imaginaria central.

La información obtenida de estos ensayos es procesada y reducida con la ayuda de un Analizador de Señales Dinámicas y así la curva de inversión es obtenida.

Este método es más económico que los anteriores, aparte de ser rápido y además presenta una completa automatización de los procesos.



Foto 29. Propagación de ondas superficiales

3.3.4.4 Ensayos de resonancia en zapatas

Este ensayo consiste en la creación de una zapata, de hormigón, ya sea en la superficie del terreno o empotrada en este, a una altura razonable; a la cual se la induce a vibraciones horizontales o verticales. De la frecuencia natural obtenida mediante los ensayos de vibración; bien en la zapata empotrada o en la superficial, el módulo del suelo es determinado (Prakash, 1981; Prakash y Puri, 1988)

3.3.4.5 Ensayos de carga de placa cíclica

Estos son ensayos estáticos. Existe una gran evidencia a demostrar que en suelos no cohesivos, los valores del módulo del suelo obtenidos de por este método se asemejan a aquellos de ensayos dinámicos con presiones de confinamiento y deformaciones apropiadas.

3.3.5 Selección de los parámetros de diseño

El módulo dinámico de un suelo dado varía con la deformación y la presión de confinamiento. Es por lo tanto necesario realizar la curva G vs. Deformación por Corte. Los valores de G son determinados a una presión efectiva media de confinamiento a una profundidad establecida del suelo y a una deformación por corte que puede ser inducida en el suelo cuando el pilote es sometido a cargas dinámicas.

3.4 Módulo de reacción horizontal de la subrasante

En el análisis de pilotes bajo cargas laterales, dos parámetros de rigidez son necesarios: la rigidez a la flexión del pilote (EI) y la rigidez horizontal del suelo (E, G o K_h). Si la teoría de la elasticidad es usada, la rigidez del suelo es expresada por el módulo de Young E o el módulo de corte G. Sin embargo, la rigidez del suelo puede ser también definida mediante el módulo de reacción horizontal de la subrasante, como:

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

Donde;

p = reacción del suelo en un punto del pilote por unidad de longitud a lo largo del pilote; y es la resultante de ancho B de la cara cargada.

y = es la deflexión en ese punto.

La reacción real del suelo por lo tanto se vuelve independiente de la continuidad del suelo y el suelo se puede suponer que se sustituye por resortes elásticos independientes muy próximos entre sí (Winkler 1867).

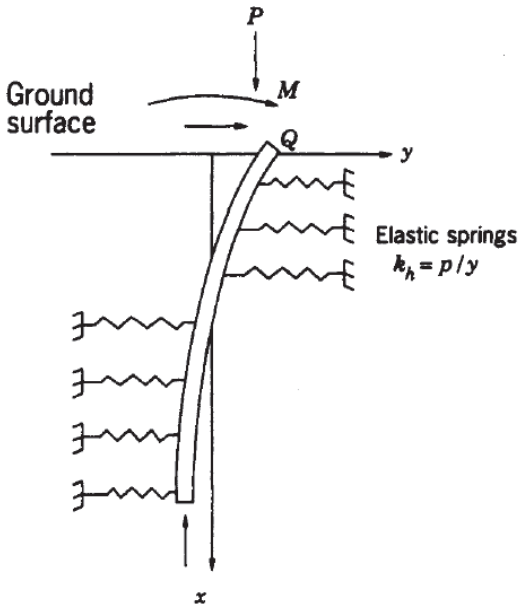


Fig. 17. Resortes elásticos en reemplazo del suelo alrededor del pilote

La Fig. 18 muestra la reacción típica del suelo versus la curva de deflexión (curva *p-y*) para el suelo alrededor de un pilote cargado lateralmente. Para reacciones de suelo menores de 1/3 a 1/2 de la reacción última del suelo, la relación *p-y* puede ser expresada adecuadamente por la tangente del módulo. La pendiente de la línea es el coeficiente de la reacción horizontal de la subrasante para el pilote, K_h. Para reacciones de suelo que exceden aproximadamente 1/3 a 1/2 de la reacción última del suelo, se debe considerar la secante del módulo; en este caso el módulo se convierte en una función de la deflexión. Matlock y Reese (1961) presentaron un análisis de pilotes cargados lateralmente donde el módulo de la subrasante varía con la deflexión. La variación real de este módulo con la profundidad se muestra en la Fig. 19 La línea entre-cortada ilustra la variación de K_h con respecto a la profundidad (*k* es constante) recomendado por Terzaghi (1955) para suelos cohesivos uniformemente pre-cargados. Por los límites del suelo, este en su superficie es deformado de un modo similar a aquel que está sujeto a una presión pasiva bi-dimensional.

Sin embargo a profundidades mayores de 4 a 6 diámetros del pilote por debajo de la superficie del suelo, la deflexión lateral del pilote deforma el suelo en una forma similar a la que produce una zapata empotrada bi-dimensional.

Una variación más realística del módulo de la subrasante a profundidad para suelos cohesivos precargados se muestra en la línea sólida de la Fig. 19(a).

Para suelos granulares Terzaghi (1955) recomendó que K_h debe ser considera directamente proporcional a la profundidad x como se muestra en la Fig. 19(b). la expresión para K_h en este caso es:

$$k_h = n_h x$$

Donde n_h es la constante de la reacción horizontal de la subrasante expresada en li/plg^3. La validez de la recomendación de Terzaghi para arenas ha sido demostrada en un modelo a escala por Prakash (1962)[12]. La variación verdadera de K_h con la profundidad es indicada sistemáticamente por la línea sólida de la Fig. 19(b), Prakash también demostró con este ensayo que la variación es realística.

Davisson (1960) demostró que K_h es proporcional a la profundidad para arcillas normalmente cargadas, mientras que Peck y Davisson (1962) demostraron que esta suposición es válida también para limos normalmente cargados. Es conveniente resaltar que K_h varía con la profundidad de una manera similar a la variación de la resistencia última del suelo vs. profundidad.

Por lo tanto parece probable que la variación de K_h con la profundidad puede ser estimada.

[12] Prakash, Shamsher. Sharma, Hari. Pile Foundations in Engineering Practice. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc, 1st Ed, 1990

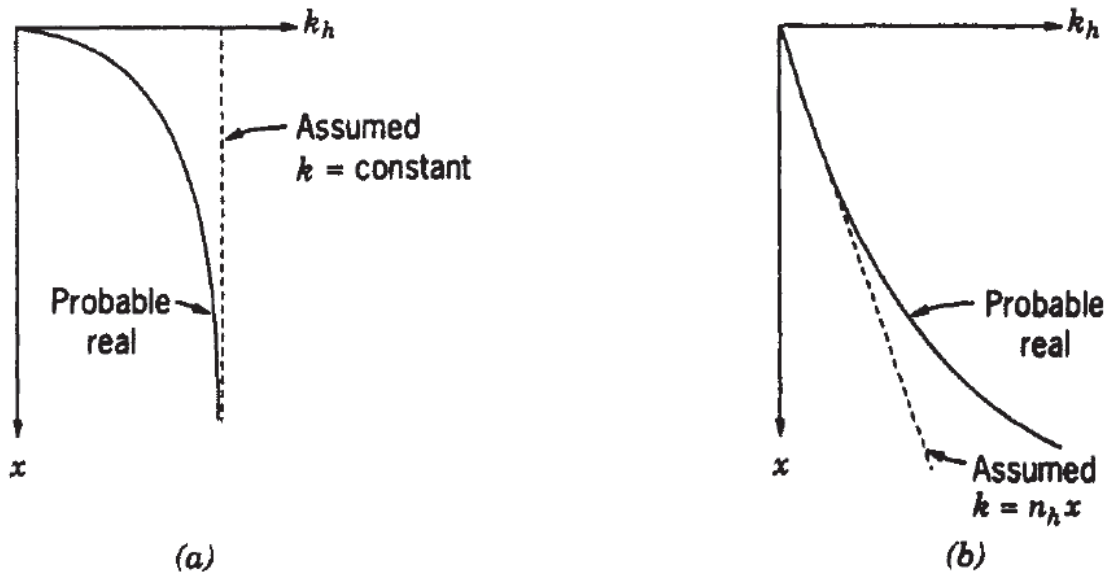


Fig. 18. Variación de K_h con la profundidad

3.4.1 Validez de la suposición del módulo de la subrasante y sus efectos de tamaño

En la teoría del módulo de la subrasante, la rigidez del suelo es representada por una serie de resortes elásticos independientes Figura …, mientras que en la realidad ellos están interrelacionados de una manera más compleja. Para un pilote relativamente largo (que puede flejar) el error en los momentos flectores calculados, basados en la suposición del módulo de la subrasante, no es más grande en porcentaje cuando se lo compara con los valores de la teoría de la elasticidad. Por lo tanto el concepto del módulo de la subrasante tiene un fundamente teórico razonable y ha sido ampliamente usado para computar la respuesta de pilotes cargados lateralmente.

Considerando el bulbo de presiones detrás de un pilote de longitud unitaria a una profundidad *x* por debajo de la superficie del terrenos, como se muestra en la Figura …. Si el pilote de ancho B se incremente en nB, la longitud del bulbo de presiones es incrementado de L a nL. La deflexión es aproximadamente proporcional a la longitud de influencia del bulbo de presiones y la presión media. Para una carga dada Q por unidad de longitud de un pilote, la presión para el ancho B es Q/B, y para un ancho nB la presión es Q/nB. De ahí que la deflexión *y* es proporcional a *Q/B x L* para el primer caso y *Q/nB x nL* para el segundo caso, dando aproximadamente el mismo efecto. Por lo tanto, después de que k_h ha sido determinada para un pilote dado, su valor se mantiene inalterado si el ancho b del pilote se cambia (Davisson 1963). Esta suposición es considerada racional para un rango de pilotes con anchos entre 20 cm y 90 cm, que son los más usados en los problemas de ingeniería (Robinson, 1979).

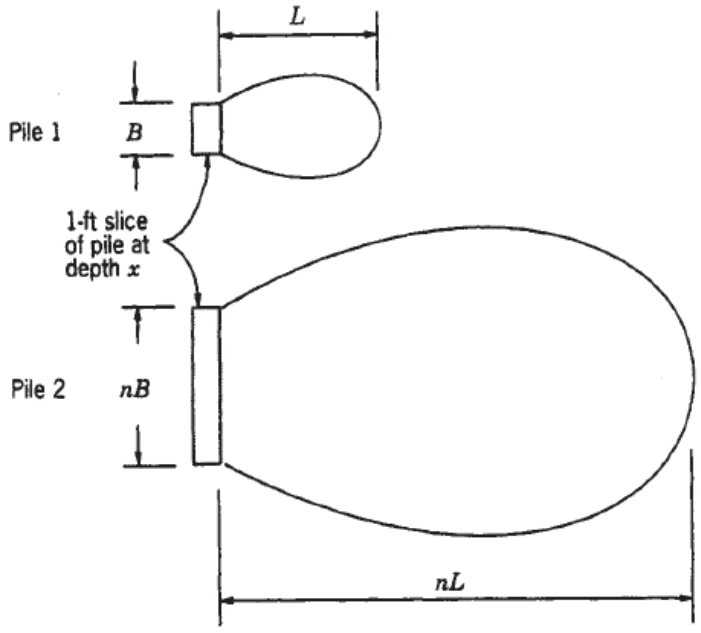


Fig. 19. Influencia del ancho del pilote en los bulbos de presiones

$$Pilote\ 1:\ \ y\ \alpha\ \frac{Q}{B}\ x\ L$$

$$Pilote\ 2:\ \ y\ \alpha\ \frac{Q}{nB}\ x\ nL$$

La discusión acerca del tamaño del área cargada está basada en la suposición de un comportamiento elástico lineal del suelo. En realidad, el comportamiento en suelos plásticos es más propenso a iniciarse en la superficie del suelo, especialmente en las cabezas de los pilotes que pueden sufrir traslación, ya que el suelo es más débil en ese punto. Si un pilote de ancho B, es propenso a ser ensanchado, por ejemplo, a un ancho 2B para una profundidad dada por debajo de la superficie del terreno, estrictas consideraciones elásticas indicarían el comportamiento de la deflexión por carga. Sin embargo la reacción última del suelo para la parte alargada del pilote es aproximadamente el doble porque depende del ancho del pilote, esto produce el efecto de incrementar el módulo de la secante (Figura… la de arriba…) ya que la reacción del suelo es ahora un poco menos, en porcentaje, de la reacción última del suelo. Por lo tanto, las deflexiones observadas se verán reducidas de alguna manera. Por lo tanto se concluye que hay varios efectos del ancho del pilote sobre el módulo de la subrasante (Davisson, 1963).

Esto es particularmente válido para arenas y lodos suaves. Sin embargo, una consideración racional de este fenómeno conlleva a la conclusión que k_h es esencialmente empírica en naturaleza y pude variar de acuerdo a algunos parámetros; tales como: deflexión, profundidad, diámetro del pilote, tipo de carga, intervalos de carga y el número de aplicaciones de carga.

3.4.2 Valores recomendados de diseño

Terzaghi (1955) recomendó valores de k_h para arcillas rígidas (k_h constante a lo largo de la profundidad) van desde 58 a 232 ton/plg^3. Para arenas, los valores de la constante de la reacción horizontal de la subrasante n_h van desde 4,6 a 69 lb/plg^3.

Valores típicos de k están disponibles para una gran variedad de suelos. Para un suelo dado k_h incrementa a medida que la densidad del suelo lo hace. En la Tabla 6 (Davisson, 1970) se presentan valores de k_h en base a ensayos simples de suelos, como el SPT o el ensayo de compresión no confinada, de donde se seleccionan valores racionales de k_h.

Soil Type	Values
Granular	n_h ranges from 1.5 to 200 lb/in.^{3}, is generally in the range from 10 to 100 lb/in.^{3}, and is approximately proportional to relative density
Normally loaded	
organic silt	n_h ranges from 0.4 to 3.0 lb/in.^{3}
Peat	n_h is approximately 0.2 lb/in.^{3}
Cohesive soils	k_h is approximately 67 S_u, where S_u is the undrained shear strength of the soil

[a]After Davisson, 1970.
Note: The effects of group action and repeated loading are not included in these estimates.

Tabla 6. Valores estimados para k_h

Relative Density	Loose	Medium	Dense
1. Terzaghi (1955) Range of values of n_h (lb/in.^{3})	2.6–7.7	7.7–26	26–51
2. Reese et al. (1974) (Static and Cyclic Loading)			
Relative Density	Loose	Medium	Dense
Recommended n_h (lb/in.^{3})	20	60	125

Tabla 7. Valores recomendados de n_h para arenas sumergidas

Para suelos cohesivos tenemos que:

$$k_s = 67\frac{S_u}{B}$$

y

$$R = 4\sqrt{\frac{EI}{k_s B}}$$

donde;

$k_s =$ coeficiente de la reacción horizontal de la subrasante (fuerza por unidad de volumen)

$S_u =$ resistencia al corte no drenada del suelo

$B =$ diámetro del pilote

$EI =$ rigidez a la flexión del pilote

Para suelos no cohesivos tenemos que:

$$k_s = \frac{n_h}{B}x$$

ó;

$$k_s \cdot B = n_h \cdot x$$

$$T = 5\sqrt{EI/n_h}$$

3.5 Resumen

En este capítulo, varios métodos de investigación de suelos, diferentes técnicas de ensayos de laboratorio e in-situ y los resultantes parámetros de diseño para pilotes sujetos tanto a cargas estáticas como dinámicas se han presentado. Resultados de ensayos de campo (tales como *N*, q_c, *corte por veleta*, *valores del presurómetro*, *velocidad de onda de corte*) están también relacionados a parámetros de ensayos de laboratorio (como c_u, φ' *y el módulo dinámico de corte G*). Todos los parámetros de diseño expuestos en este capítulo serán utilizados en los dos capítulos siguientes para el desarrollo de la determinación de capacidad de carga y análisis de asentamientos, tanto para pilotes individuales como para grupo de pilotes, ya sea que estos estén sometidos a cargas verticales, laterales y/o dinámicas.

La investigación geotécnica consiste de perforaciones y pozos de muestreo para obtener la estratigrafía de los suelos y muestras para ensayos en laboratorio. Los métodos más usados para la perforación en suelos son: con taladro, con taladro hueco, con agua, a rotación, a percusión, en roca y wire-line.

La perforación con taladro se usa para perforación de poco profundidad y sobre los niveles de aguas subterráneas. No es conveniente para suelos sueltos y/o suaves; a menos de que se use una camisa protectora que recubra la perforación.

Perforaciones con taladro hueco sirven como encamisados de protección durante la perforación, y a la vez permiten la obtención de muestras tanto alteradas como inalteradas. Este método es por lo tanto el más común para la investigación de suelos donde la consistencia de estos permita la perforación.
En suelos que consisten principalmente de capas duras de gravas y suelos cohesivos duros, es preferible usar la perforación con agua. La desventaja mayor de este método es la dificultad de obtener muestras inalteradas de los suelos.

Los métodos de perforación mediante percusión y rotación son usados para crear pozos en estratos de suelos bastante duros.

La perforación en roca y el sistema denominado wire-line son usados para perforar en roca y obtener núcleos de esta. El método wire-line es altamente efectivo para avanzar en roca sólida, a profundidades mayores a 30 m.

La medición del agua subterránea es un aspecto fundamental en la investigación geotécnica. Los niveles de agua subterránea son monitoreados mediante piezómetros, de entre los más comunes tenemos los piezómetros verticales de tubo abierto, piezómetro de elementos de poro, piezómetro eléctrico y el piezómetro neumático.

Los piezómetros verticales de tubo abierto son simples y los más confiables para el monitoreo de aguas subterráneas, pero tienen una respuesta de tiempo muy lenta.

Los de elementos de poro son un gran avance frente a los de tubo abierto pero aún requieren de una ecualización de tiempo en suelos de grano fino.

La experiencia[13] ha demostrado que los piezómetros eléctricos no dan resultados satisfactorios a largo plazo.

Los neumáticos han demostrado ser eficientes en suelos de grano fino y son muy usados cuando una rápida respuesta a la presión de poros es requerida.

En las dos últimas décadas se ha puesto en evidencia que los parámetros de diseño obtenidos mediante métodos in-situ han ganado una gran aceptación. Los ensayos in-situ proveen propiedades de los suelos que no pueden obtenerse en estado inalterado. Además, los ensayos in-situ incrementan el valor de la relación costo/beneficio de la exploración geotécnica, ya que se pueden ensayar grandes volúmenes de tierra en el sitio de trabajo, sin la necesidad de transportar el material al laboratorio.

Los ensayos de penetrómetro, corte por veleta y de presurómetro tienen una aplicación directa en el diseño de pilotes. Aparte de estos ensayos, el SPT y CPT son ampliamente utilizados para el diseño de cimentación mediante pilotes.

---

[13] Prakash, Shamsher. Sharma, Hari. Pile Foundations in Engineering Practice. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc, 1st Ed, 1990

La mayor ventaja del SPT es que provee de muestras de suelo a la vez que entrega los valores del SPT que han sido usados para el diseño de pilotes por más de 70 años. Su mayor desventaja por, otro lado, es la susceptibilidad que presenta este método frente a factores tales como; el operador, perforación, equipo y las características del tipo de muestreo.

El CPT originalmente desarrollado en Europa, hoy en día ha ganado territorio en América. Sus mayores ventajas son; la repetitividad de los resultados, precisión y la facilidad de obtener un récord de la estratigrafía del suelo. Su más grande contra es que las muestras de suelo no pueden ser extraídas. Este método debe ser utilizado en combinación con una perforación.

Los ensayos de laboratorio son utilizados para clasificar a los suelos y proveer de los parámetros de diseño para pilotes. Los ensayos más comunes son; los límites de Atterberg, esfuerzo de compresión no confinada, consolidación y corte directo.

Los parámetros de diseño estático para pilotes son; el ángulo de fricción *(φ')* en suelos cohesivos, el esfuerzo no drenado *($c_u = S_u$)* y el factor de adhesión pilote-suelo *(C_a)* en suelos cohesivos. El valor de *(φ')* es generalmente obtenido de correlaciones de los ensayos in-situ con los valores de *(N)* o *(q_c)*. La relación entre (φ') y *(q_c)* como cita Meyerhoh (1976) es la más confiable en orden de obtener un valor *(φ')* in-situ. La mejor forma de obtener un valor de *(S_u)* para suelos cohesivos es realizando un ensayo en laboratorio de compresión no confinada en una muestra inalterada. Sin embargo, para arcillas sensitivas suaves, obtener muestras inalteradas; es difícil. Por

lo tanto, para esos casos es necesario llevar a cabo ensayos de veleta in-situ, y así obtener un valor de *(S_u)*.

Los módulos del suelo bajo cargas dinámicas dependen de las características de cada suelo, tales como; relación de vacíos, densidad relativa, historial de esfuerzos, esfuerzos de preconsolidación, presión de confinamiento y nivel de deformación. Ecuaciones simples han sido desarrolladas para con el uso de datos disponibles poder realizar estimaciones preliminares de los módulos del suelo para deformación pequeñas, tanto en arenas como en arcillas. Para la estimación de *($\bar{\sigma}_o$)* el valor de (K_o), el coeficiente de presión de tierra en reposo, el cual está en función del índice de plasticidad y la relación de sobreconsolidación de arcillas es requerido. Si el módulo del suelo es determinado a una presión de confinamiento, el valor correspondiente a otra presión de confinamiento puede ser determinado por la expresión:

$$\frac{(G_{max})_1}{(G_{max})_2} = \frac{(\bar{\sigma}_o)_1^{1/2}}{(\bar{\sigma}_o)_2^{1/2}}.$$

Para un diseño preliminar, los valores pueden ser determinados de las maneras descritas anteriormente.

Para pilotes cargados lateralmente, el módulo de reacción de la subrasante es usado en casito todos los análisis. Para un estimación preliminar; k_h o n_h pueden tomarse de las Tablas 6 y 7. Para obtener un valor más real del módulo de reacción horizontal de la subrasante es recomendable realizar un ensayo de carga lateral de un pilote in-situ.

Para el módulo de un suelo dado, los valores de k_h o n_h dependen de la deformación unitaria del suelo o desplazamiento del pilote. Para pilotes que cimentan edificios la deflexión admisible en la cabeza del pilote puede estar entre 6 mm a 13 mm. Pilotes que cimentan máquinas las deflexiones en las cabezas de estos debe ser mínima, mientras que para estructuras tales como muelles y/o puentes en aguas abiertas, se permiten deflexiones grandes[14]. No hay que olvidarse que se deben aplicar correcciones apropiadas para los valores de k_h y n_h

[14] Prakash, Shamsher. Sharma, Hari. Pile Foundations in Engineering Practice. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc, 1st Ed, 1990

CAPITULO IV

DETERMINACION DE CAPACIDAD DE CARGA

4.1 Descripción y antecedentes del proyecto

Para tener una idea del tipo de proyecto, condiciones y características se procederá a realizar una breve descripción del proyecto, que nos ayude a identificar la magnitud del problema a solventar, y delimitar los criterios que se utilizarán para la determinación de capacidad de carga y posterior análisis de asentamientos de los pilotes de ciertas pilas que conforman el puente.

Es una vieja aspiración del norte de Manabí, el disponer de un puente que una las ciudades de Bahía de Caráquez y San Vicente, a fin de integrar la zona productiva del norte de la provincia con los centros de consumo y las áreas portuarias, para la exportación de los productos que en dicho lugar se cultivan, impulsar el turismo y desarrollar extensos territorios, hoy subutilizados. La construcción de la carretera San Vicente – Pedernales – Chamanga – Bilsa, hace más necesaria esta obra pues el cruce del río Chone se realiza mediante gabarras, en condiciones difíciles, peligrosas y que requieren de mucho tiempo.

El diseño original del sistema vial fue realizado por la Asociación de firmas consultoras SIA, entre los años 2001 y 2002, como parte del diseño del puente sobre el Estuario del Río Chone. El proyecto original del puente sobre el Río Chone contempló la construcción de nueve tramos de 20.0 m en el acceso a Bahía, 18 tramos de 94.55 m para el cruce del Río y 9 tramos de 35.0 m para el acceso a San Vicente. Los materiales estudiados para la solución de los tableros fue: en el acceso a Bahía concreto armado, y para el tramo principal y el acceso a San Vicente losa de concreto sobre vigas de acero estructural.

Las cimentaciones diseñadas fueron indirectas sobre pilotes de concreto con camisa de acero colaborante. El Cuerpo de Ingenieros del Ejército, CEE, fue invitado a presentar una oferta para la construcción del proyecto original, oferta que alcanzó un valor superior a los CIENTO UN MILLONES 00/100 DÓLARES[1], que a tiempo actual y considerando todos los rubros que deben tomarse en cuenta para la construcción de las cimentaciones bordea los CIENTO TREINTA Y CINCO MILLONES 00/100 DÓLARES AMERICANOS.

El Cuerpo de Ingenieros presentó su primera oferta cotizando todos los rubros que constaron en la tabla de cantidades y precios de la invitación, y alertó sobre

[1] CEE. Informe sobre el diseño estructural del puente sobre el estuario del rio Chone entre Bahía y San Vicente (proyecto alternativo). Agosto 2008

la necesidad de crear otros, de considerable monto total. El Gobierno del Ecuador decretó una Emergencia Vial con el objeto de resolver graves problemas existentes en el sistema de carreteras del Ecuador y encargó al CEE la construcción de 11 proyectos, entre ellos la construcción del puente motivo de esta tesis, solicitándole encontrar una solución para disminuir costos, inclusive bajo el básico de CIENTO UN MILLONES 00/100 DÓLARES, mencionado.

4.1.1 Trazado geométrico

El proyecto vial se desarrolló sobre la base de la solución vial original propuesta por la asociación SIA. Los cambios fundamentales fueron:

a) Cambio de gálibo de 11.0 m del diseño de SIA, a 6.0 m.

b) Cambio de alineación del tramo central, sobre el estuario de río. El proyecto original contemplaba una curva en planta para la solución del cruce. El proyecto actual considera una alineación rectilínea sobre el cruce.

Se respetaron los radios de las curvas en los tramos de acceso y así mantener la propuesta de la solución vial original en las ciudades ubicadas en

los extremos del proyecto. Los radios de las curvas mencionadas son 134.012 m en el acceso a Bahía 273.740 m en el acceso a San Vicente.

En el ANEXO 1, se muestra la planimetría del proyecto vial, figura de la que se desprenden las siguientes particularidades:

a) En Bahía contempla la construcción de la Avenida Malecón, o RAMAL MALECÓN, paralelo al río. Inicio del proyecto vial del cruce, en Bahía a partir de su coincidencia con la Avenida Velasco Ibarra, denominado RAMAL B.

   El 0+000.000 de los ramales B (puente) hacia el Norte y Este, y C (a nivel) hacia el Sur, se establece en el punto de coincidencia con la Avenida Velasco Ibarra. El 0+000.000 del RAMAL A se ha definido en la Ave. Malecón.

   Todas estas particularidades pueden observarse en la figura del ANEXO 2.

b) El proyecto vial total del cruce, RAMAL B, se desarrolla entre las abscisas 0+000, en Bahía, y 2+934.820, en San Vicente, que definen su longitud total cercana a 2,935.00m.

c) El puente en el acceso a Bahía se desarrolla entre las abscisas 0+206.533 y 0+326.929. De lo que se desprende que el acceso en curva circular a Bahía, se compone de un terraplén de aproximadamente 206.0 m de longitud y una estructura de alrededor 120.0 m de longitud.

d) El tramo central o cruce sobre el estuario se desarrolla entre las abscisas 0+326.929 y 2+037.600, es decir más de 1711.31 m de estructura.

e) El ramal de acceso a San Vicente se desarrolla entre las abscisas 2+037.600 y 2+934.820 para una longitud total de 897.22 m. Las estructuras de acceso tienen una longitud de alrededor 150.0 m desarrollándose entre las abscisas 2+037.600 y 2+187.920, y un terraplén de 747.22 m de longitud. Ver figura en Anexo 3.

f) Se debe aclarar que el Ramal Malecón pasa por abajo del puente principal aproximadamente entre las entre las abscisas 0+300 y 0+326, como se muestra en planos. El gálibo libre entre el puente y la calzada del malecón es de 5.41 m.

El diseño de las rectificaciones del proyecto geométrico se realizó aplicando las normas de diseño geométrico de carretera usadas en el Ecuador, se recomendó el uso de peraltes en las curvas y transiciones a las curvas compatibles con las velocidades de diseño.

4.1.2 Sección transversal

En las figuras del ANEXO 4 se muestran secciones transversales del puente en cada uno de los tramos del proyecto. El ancho total dominante es de 12.20 m que incluyen la construcción de 1.20 m de calzada para peatones y/o bicicletas, dos bordillos de 0.40 m de ancho cada uno, 2 vías de tráfico de 3.60 m cada una, y una vía central de emergencia de 3.0 m.

Solo en la primera mitad del acceso estructural a Bahía, ~60.0 m en curva, el ancho es de 11.00 m, pues no tiene calzada para peatones y bicicletas, para permitir el desarrollo del acceso peatonal estructural al puente. En este sector el ancho total es de 11.0 m como se muestra en la Fig. 2 ANEXO 4.

4.1.3 Planteamiento del problema

El Puente Bahía tiene 4 tramos claramente diferenciados:

a) Acceso Bahía.- en tierra, con tramos más cortos y subsuelo rocoso relativamente superficial, las cargas son menores en este tramo.

b) Acceso San Vicente.- en tierra, también con tramos cortos y cargas menores pero en un suelo arenoso muy compacto (cerca de 40 metros de espesor) sobre suelo arcilloso blando.

c) Acceso San Vicente.- en agua, tramos cortos pero cargas mucho más altas por la altura de las pilas, puesto que en este tramo no se colocarán aisladores sísmicos, con suelos arenosos menos compactos y de menor espesor.

d) Tramo Central.- en agua, que corresponde a la mayor parte del puente. Los vanos son mayores y las cargas estáticas son más altas, pero en condición de sismo se reducen mucho por la existencia de aisladores sísmicos. Los suelos son arcillas sueltas (licuables) sobre arcillas y en el extremo de Bahía desaparece la arena.

El análisis estructural del Tramo Central y acceso San Vicente Agua indican que se necesitan 8 o 9 pilotes por pila. Los pilotes son de 1.21 m de diámetro y de acero, con espesores de 2.00 y 2.5 cm, según la magnitud de las acciones.

Para esta disposición, las cargas máximas son de 280 ton en condición estática y de 450 con sismo, para todas las pilas del tramo central (en realidad varían un poco pero esta variación es del orden del 10%, los valores anotados

son los máximos). Para la pila 44, la carga estática es semejante a la anterior, pero con sismo crece a 700 toneladas, pues en esta pila no hay aisladores.

En base a estas condiciones dadas y de acuerdo a los criterios de estructuración se decide optar por tomar como pilas representativas a: Pila 10, Pila 18, Pila 21 y Pila 40.

En el ANEXO 5 se presenta un detalle de la estratigrafía transversal del estuario del Río Chone, por el cual cruzará el puente. En complemento a esto, el ANEXO 6 contiene los estudios geotécnicos de las pilas que se someterán a estudio.

4.2 Consideraciones previas a la determinación de capacidad de carga

Para el diseño de pilotes y su respectiva determinación de capacidad de carga, se debe utilizar varias fórmulas para el cálculo, usando los factores que mejor se ajusten a la realidad del proyecto (ya sean estos empíricos o estimados), y luego revisar los valores obtenidos. Del análisis de estos resultados algunos valores "serán los más cercanos a la realidad" y así llegar a determinar la

capacidad de carga que se desarrollará in-situ y poder establecer la propuesta/recomendación de diseño.

Cuando se produce el hincado de los pilotes es necesario tomar en cuenta que existe un remoldeo del suelo, a una distancia de 3 a 5 diámetros del pilote alrededor de este y por debajo de la punta.

Si bien las fórmulas de capacidad de carga estáticas pueden parecer fáciles de aplicar, usarlas para llegar a establecer los valores de diseño que se comparen con los valores reales (obtenidos mediante pruebas de carga in-situ), y obtener resultados parecidos, puede llegar a ser un caso de extrema fortuna.

Adicionalmente, la variabilidad del suelo, tanto lateral como verticalmente en conjunto con una compleja interacción pilote-suelo, crean un formidable problema para un análisis satisfactorio.

Se debe tener en cuenta que los valores de resistencia a fricción obtenidos por ensayos de laboratorio son poco confiables, ya que el cálculo de los esfuerzos producidos por el parcial o total desplazamiento del suelo, durante el proceso de hincado, va más allá del alcance del análisis. Por lo tanto, la capacidad portante de un pilote a fricción puede ser determinada solamente mediante ensayos de carga directamente en los pilotes in-situ, o de manera menos precisa, mediante valores empíricos.

Para suelos cohesivos (sueltos a medianamente sueltos) la densidad relativa aumenta con el hincado del pilote (3 a 5 diámetros) alrededor y en el pie de este, esto produce un aumento en la capacidad portante del pilote.
El incremento en el esfuerzo horizontal del suelo (producido durante el proceso de hincado) se pierde por "relajación" en arenas densas y gravas. El fenómeno de relajación ocurre cuando la presión de poros negativa generada durante el hincado desaparece. Esta presión de poros negativa se produce por el cambo de volumen y la dilatación del suelo, en arenas densas.

El proceso de hincado también puede generar presión de poros positiva en limos no cohesivos saturados y en arenas finas sueltas a medio densas. Esta presión de poros positiva temporalmente disminuye la capacidad portante del pilote y la resistencia al corte del suelo. Cuando esta presión de poros positiva desaparece la capacidad portante del pilote y la resistencia al corte del suelo aumentan.

Este fenómeno se produce más rápidamente en arenas y limos que en arcillas, ya que la presión de poros se disipa más rápido en suelos friccionantes (no cohesivos) que en suelos cohesivos.

Para suelos cohesivos, durante el proceso de hincado, el suelo alrededor del pilote es alterado y comprimido radialmente. Para arcillas mediana a

normalmente consolidadas la zona de alteración es generalmente de un diámetro del pilote alrededor de este.

Cuando se hincan pilotes en arcillas duras saturadas existen también cambios significativos en la subestructura del suelo alrededor del pilote, y la pérdida de los efectos producidos por el historial de esfuerzos de ese suelo. Esto genera una presión de poros positiva que temporalmente reduce los esfuerzos cortantes en el suelo, y por lo tanto la capacidad portante del pilote. A medida que se reconsolida la arcilla alrededor del pilote, la presión de poros disminuye, lo que lleva a un incremento de los esfuerzos cortantes en el suelo, y por ende en la capacidad portante del pilote. Este fenómeno se lo llama "setup" y es contrario al de relajación.

Para suelos cohesivos parcialmente saturados el proceso de hincado no genera presión de poros.

Un factor importante a tomar en cuenta, es también, la presión efectiva de sobrecarga. En un punto por debajo de la superficie del suelo esta presión es igual al esfuerzo vertical a esa profundidad debido al peso de las capas superiores menos la presión ejercida por el agua en la zona por debajo del nivel freático.

No se debe olvidar que se debe tomar en cuenta los niveles de suelo en los cuales se producirá socavación. Esta altura se debe desestimar para el análisis de capacidad portante de los pilotes, ya que un futuro esas capas de suelo desaparecerán, pero se deben tomar en cuenta para el proceso de hincado, ya que durante este, esas capas de suelo presentan una resistencia a la penetración del pilote, que debe ser consideraba en la energía total del hincado.

Los resultados del análisis estático determinan la capacidad portante última del pilote o resistencia del suelo. La capacidad de carga admisible (de diseño) es seleccionada mediante la división de la capacidad última para un factor de seguridad, que varía entre 2 y 4. Este rango depende primordialmente de la confianza que se tiene a un método dado de análisis estático con la consideración de los siguientes puntos:

a) El nivel de confiabilidad en los parámetros de diseño.
b) Variabilidad de los estratos de suelo
c) Método de análisis estático
d) Efectos y consistencia del método de instalación
e) Control de calidad durante el proceso constructivo
f) Análisis dinámico y estático reales in-situ

En general, los factores de seguridad para pilotes son mayores que para cimentaciones superficiales, primordialmente por las incertidumbres en la

interacción pilote-suelo y por el elevado costo que representa una cimentación profunda.

Los pilotes son generalmente usados en grupos, sin embargo la carga admisible es determinada para un solo pilote. Esta carga puede ser determinada ya sea por consideraciones de falla a la capacidad de carga (falla al corte) o por carga correspondiente a un asentamientos dado; y es la menor de los dos valores.

4.2.1 Corrección del N del SPT y correlaciones

Con los datos obtenidos de la exploración subterránea se procede a realizar la corrección de los valores N del SPT obtenidos en campo, para con estos valores obtener mediante correlaciones los valores del ángulo interno de fricción del suelo (φ), para los estratos de suelos friccionantes; mientras que para los suelos cohesivos obtenemos, también mediante correlaciones, los valores de la cohesión (c_u) para cada estrato.

Desarrollo:

Paso 1.- En la tabla de datos colocar el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) en metros, si existiese, caso contrario escribir un guión en lugar del valor.

Paso 2.- Ingresar el peso específico del agua (γ_{agua}) en ton/m^3 y la presión atmosférica P_a en ton/m^2 del sitio de estudio.

Paso 3.- En colocar los valores del N del SPT de campo, para cada nivel de exploración (los niveles dependen de acuerdo a como se haya realizado en la exploración subterránea), así como los resultados de los ensayos triaxiales realizados en las muestra inalteradas obtenidas mediante tubo shelby; para los estratos de suelos cohesivos.

Paso 4.- Ingresar los valores de la densidad del suelo (γ_m) para cada nivel de exploración.

Paso 5.- Determinar los valores del esfuerzo efectivo vertical (σ'_v) para cada metro de la exploración subterránea.

$$\sigma'_v = \gamma_d \cdot z$$

Donde;

γ_d = $\gamma_m - \gamma_{agua}$ = densidad seca del suelo (ton/m^3)

z = profundidad de cada nivel de exploración

Paso 6.- Determinar el factor de corrección C_N mediante cuatro correlaciones:

Liao y Whitman (1986): $C_{N1} = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}}$

Skempton (1986): $C_{N2} = \frac{2}{1+\sigma'_v}$

Seed (1975): $C_{N3} = 1 - 1.25\log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_1}\right)$

Peck (1974): $C_{N4} = 0.77\log\left(\frac{20}{\sigma'_v}\right)$

Donde;

σ'_v = esfuerzo efectivo vertical (ton/m^2)

σ'_1 = 1 (ton/m^2)

Paso 7.- Obtener el promedio de C_N con los valores obtenidos por los 4 métodos descritos anteriormente, y así obtener $C_{N\ prom}$

$$C_{N\ prom} = \frac{C_{N1} + C_{N2} + C_{N3} + C_{N4}}{4}$$

Paso 8.- Ingresar los valores para cada factor de corrección η_i de acuerdo a lo especificado en la tabla …

a) Factor η_1 : Se escoge la energía base para la corrección, por energía del martillo del SPT, ya sea esta 70, 60 u otro valor. Para nuestro medio se escoge 60 (N_{60}). Entonces de ahí que $E_{rb} = 60$.

Dependiendo del tipo de martillo (Donut o de Seguridad) usado en el campo; de la tabla siguiente se escoge el valor de E_r. Este valor depende en gran medida de la experiencia y conocimiento del comportamiento del equipo usado para la exploración.

b) Factor η_2 : hace referencia a la corrección por la longitud inicial del tubo.

c) Factor η_3 : corregir por la utilización de forro (liner) tanto para arenas densas y arcillas, como para arenas sueltas.

d) Factor η_1 : corregir tomando en cuenta el diámetro del hueco de perforación.

Factors η_i For Eq. (3-3)*

Hammer for η_1					Remarks
	Average energy ratio E_r				
	Donut		Safety		
Country	R-P	Trip	R-P	Trip/Auto	R-P = Rope-pulley or cathead $\eta_1 = E_r/E_{rb} = E_r/70$ For U.S. trip/auto $w/E_r = 80$ $\eta_1 = 80/70 = 1.14$
United States/ North America	45	—	70–80	80–100	
Japan	67	78	—	—	
United Kingdom	—	—	50	60	
China	50	60	—	—	

Rod length correction η_2			
Length	> 10 m	η_2 = 1.00	N is too high for $L < 10$ m
	6–10	= 0.95	
	4–6	= 0.85	
	0–4	= 0.75	

Sampler correction η_3			
	Without liner	η_3 = 1.00	Base value
With liner:	Dense sand, clay	= 0.80	N is too high with liner
	Loose sand	= 0.90	

Borehole diameter correction η_4			
Hole diameter:†	60–120 mm	η_4 = 1.00	Base value; N is too small when there is an oversize hole
	150 mm	= 1.05	
	200 mm	= 1.15	

* Data synthesized from Riggs (1986), Skempton (1986), Schmertmann (1978*a*) and Seed et al. (1985).
† $\eta_4 = 1.00$ for all diameter hollow-stem augers where SPT is taken through the stem.

Tabla 8. Factores η_i

Paso 9.- Multiplicar $C_{N\ prom}$ por cada uno de los valores de η_i para así obtener un único factor de corrección.

$$Factor\ de\ Corrección = C_{N\ prom} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4$$

Paso 10.- Obtener $(N_1)_{60}$ mediante la multiplicación del N_{SPT} por el factor de corrección.

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \cdot Factorde\ Corrección$$

Paso 11.- Determinar φ para cada estrato de suelo fricciónate.

Peck, Hanson y Thornburn (1974):

$$\varphi_1 = 27.1 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054{(N_1)_{60}}^2$$

Schmertmann (1975): $\varphi_2 = tan^{-1}\left[\frac{N_{SPT}}{12.2+20.3\frac{\sigma'v}{Pa}}\right]^{0.34}$

Hatanaka y Uchida (1996): $\varphi_3 = \sqrt{20(N_1)_{60}} + 20$

Shioi y Fukui (1982): $\varphi_4 = \sqrt{18(N_1)_{60}} + 15$ para caminos y puentes

$\varphi_4 = 0.36(N_1)_{60} + 27$ para edificaciones

$\varphi_4 = 4.5(N_1)_{60} + 20$ en general

Paso 12.- Determinar el promedio de los valores de φ para obtener un único valor.

$$\varphi = \frac{\varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4}{4}$$

Paso 13.- Determinar C_u para cada estrato de suelo cohesivo.

Stroud (1974): $C_u = K \cdot N_{SPT}$

Donde;

K = cte. = 3.5 a 6.5 kN/m^2. Se recomienda tomar el límite inferior de 3.5

Paso 14.- Crear capas de suelo, de acuerdo al tipo de estrato, N_{SPT}, φ y/o C_u para poder realizar el cálculo de la capacidad de carga de una manera más sencilla. Si la profundidad de exploración no es muy grande (menor a 15 metros) entonces si puede tomar cada nivel de exploración como una capa.

4.3 Métodos de análisis estáticos de capacidad de carga

La determinación de la capacidad de carga de pilotes hincados mediante métodos estáticos; está dividida en dos grandes grupos; tanto para suelos friccionantes y otra para suelos cohesivos. Los procedimientos de cálculo están basados en los métodos desarrollados por los expertos en el área y que contemplan los últimos avances en el estudio del análisis y diseño de pilotes hincados. La literatura en la cual está basado el desarrollo de cada uno de los procedimientos es; entre otros: Pile Design and Construction Rules of Thumb, Ruwan Rajapakse. Pile Foundations in Engineering Practice, Shamsher

Prakash y Hari D. Sharma. Pile Design and Construction Practice, Michael Tomlinson y John Woodward. Design and Construction of Driven Pile Foundations, Volume I, Federal Highway Administration. AASHTO LRFD 2007 Bridge Design Specifications 4th Ed.

Para cada uno de los métodos que se presentarán a continuación se deben realizar los siguientes pasos (en algunos métodos, depende de cada uno, los datos a ingresar pueden ser más que en otros. A continuación se cubrirán todos los pasos posibles, para cada método se deben escoger, de acuerdo a la necesidad del método; los pasos respectivos) previos a la determinación de la capacidad portante del pilote.

Ingreso de Datos:

Paso 1.- Determinar la forma de la sección transversal del pilote, ya sea esta circular (c), rectangular (r) u otra (o). Se deberá escribir la inicial en la celda correspondiente.

Paso 2.- Ingresar el ancho de la base o diámetro del pilote, B (m).

Paso 3.- Determinar el espesor de la pared del pilote, si este es de sección hueca (cm).

Paso 4.- Definir si el pilote es de desplazamiento; si (s) o no (n).

Paso 5.- Definir si se forma tapón en la punta del pilote; si (s) o no (n).

Paso 6.- Si la sección transversal del pilote es circular o rectangular el programa calculará automáticamente: el perímetro (m) de la sección, el área (m^2) de la sección y el desplazamiento (m^3/m) producido por este al momento del hincado.

Si la sección transversal es diferente de circular o rectangular, "otra", entonces se deberá ingresar en la celda correspondiente los valores, calculados manualmente, tanto para el perímetro como para el área.

Paso 7.- Determinar si existe N.A.F; si (s) o no (n). Si existe N.A.F. colocar una "s" en la celda adyacente y a continuación la profundidad (m), caso contrario colocar una "n" en la celda adyacente y a continuación un guión "-".

Paso 8.- Colocar el peso específico del agua (ton/m^3).

Paso 9.- Ingresar el ángulo (en grados) de inclinación con respecto a la vertical ω, del pilote, en caso de ser este de forma cónica.

Paso 10a.- Con el desplazamiento obtenido se debe ingresar en el gráfico 4 para determinar el valor de δ/φ.

Paso 10b.- Dependiendo del material con el que esté hecho el pilote, de la tabla 17 se debe obtener el valor para el ángulo δ.

Paso 11.- Colocar en la tabla "Datos de Diseño" los valores del $N_{60\ prom}$, φ y/o C_u para cada estrato.

Paso 12.- Dependiendo del método a usar determinar si el estrato es: Suelo Friccionante (S.F.) si (s) o no (n), Suelo Cohesivo (S.C.) si (s) o no (n), Tipo de Suelo; no aplica (n/a), Friccionante (f) y/o Cohesivo (c).

4.3.1 Suelos friccionantes

4.3.1.1 Meyerhof 1976

Este método debe ser utilizado solamente como un análisis preliminar para determinar la capacidad de carga aproximada del pilote, y nunca los valores obtenidos por este método se los debe considerar para el diseño definitivo.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f$$

$$Q_f = f_{s_i} \cdot p \cdot \Delta d$$

$f_{s1} = 2 \cdot N_{60\,prom} \leq 100\ (kPa)$ para pilotes de desplazamiento

$f_{s2} = N_{60\,prom} \leq 100\ (kPa)$ para pilotes sin desplazamiento

$$Q_p = q_t \cdot A_p$$

$$q_t = 400 \cdot (N_{60\,prom})_o + \frac{(40 \cdot (N_{60\,prom})_B - 40 \cdot (N_{60\,prom})_o) \cdot D_f}{B}$$

$$\leq 400 \cdot N_B$$

Donde;

f_{s_i} = Capacidad de carga unitaria por fricción

q_t = Capacidad de carga unitaria por punta

Q_f = Capacidad de carga estática por fricción

Q_p = Capacidad de carga estática por punta

Q_{ult} = Capacidad de carga última del pilote

N_{60prom}= promedio de los valores del $(N_1)_{60}$ para la capa en estudio

Δd = longitud del estrato (m)

p = perímetro (m)

Df = longitud embebida del pilote en el estrato portante (m)

B = diámetro o ancho del pilote (m)

A_p = Área de la punta del pilote (m^2)

$(N_{60prom})_B$ = promedio de los valores del $(N_1)_{60}$ del estrato portante

$(N_{60prom})_O$ = promedio de los valores del $(N_1)_{60}$ del estrato inmediatamente superior al portante

Desarrollo:

Paso 1.- Determinar f_{s_i} según sea el caso.

Si $f_{s_i} > f_{s\,lim}$ entonces se deberá tomar: $f_{s\,lim} = 100\ (kPa)$

Paso 2.- Multiplicar $p \cdot L$ (m^2).

Paso 3.- Determinar $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática.

Paso 4.- Calcular $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática acumulada.

Paso 5.- Definir si el estrato es licuable o no.

Paso 6.- Determinar $Q_{f\ sismo}$ para carga con sismo.

Paso 7.- Calcular $Q_{f\ sismo}$ para carga acumulada con sismo.

Paso 8.- Calcular q_t

Paso 9.- Calcular $q_{t_{lím}}$

Paso 10.- Si $q_t > q_{t_{lím}}$ entonces se deberá tomar $q_{t_{lím}}$. Calcular $Q_{p\ estático}$

Paso 11.- Determinar $Q_{p\ sismo}$

4.3.1.2 Nordlund 1963

Este método está basado en observaciones de campo y considera la forma cónica del pilote, si existiese, así como el suelo desplazado por el pilote al momento del hincado; para calcular la capacidad de carga por fricción. También toma en cuenta los diferentes coeficientes de fricción entre suelo y pilote de diferentes materiales. Este método es útil cuando se tiene: $25 \leq \varphi \leq 40$ y un volumen de desplazamiento del suelo entre: $0.93 \leq V \leq 0.0093$ para determinar la capacidad de carga por fricción mientras que para la capacidad de carga por punta este método es útil cuando $20 \leq \varphi \leq 45$.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f$$

$$Q_f = K_\delta \cdot C_F \cdot p_d \cdot \frac{\sin(\delta + \omega)}{cos\omega} p \cdot \Delta_d$$

$$Q_{p1} = \alpha_t \cdot N'_q \cdot A_p \cdot p_t$$

$$Q_{p_{lím}} = q_L \cdot A_p$$

Donde;

Q_f = Capacidad de carga estática por fricción

Q_p = Capacidad de carga estática por punta

Q_{ult} = Capacidad de carga última del pilote

V = volumen de desplazamiento del suelo (m^3/m)

K_δ = coeficiente de presión lateral del suelo a la profundidad Δd

C_F = factor de corrección para K_δ, cuando $\delta \neq \varphi$ (Graf. 9)

d = profundidad al centro del estrato

p_d = presión efectiva al centro del estrato

δ = ángulo de fricción entre pilote y suelo

ω = ángulo de conicidad del pilote con respecto a la vertical

p = perímetro del pilote al centro del estrato

Δd = profundidad al centro del estrato

D = profundidad embebida del pilote

b = ancho del pilote

α_t = factor a dimensional, depende de la relación D/b (Graf. 11a)

N'_q = factor de capacidad de carga (Graf. 11b)

A_p = área de la punta del pilote

p_t = presión efectiva en la punta del pilote

q_L = capacidad de carga unitaria por punta (Graf. 10)

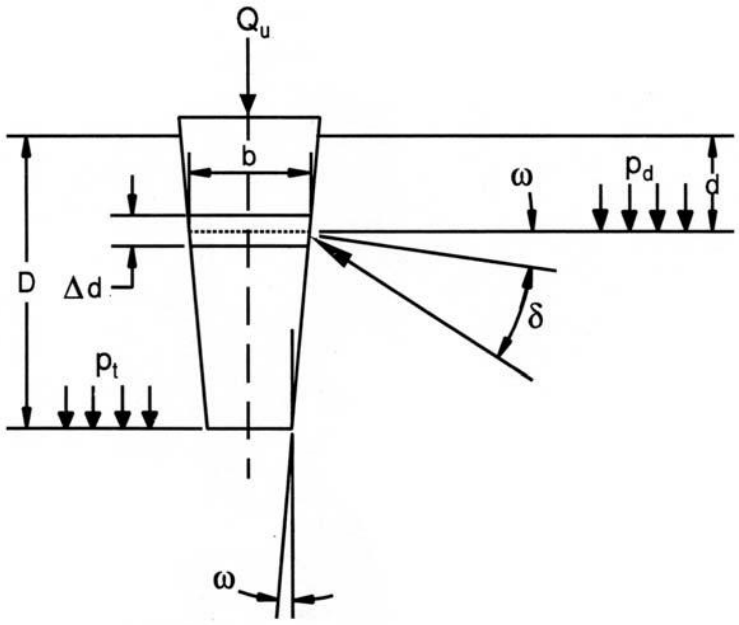


Fig. 20. Representación gráfica del método de Nordlund

Desarrollo:

Paso 1.- Determinar δ basado en el volumen de desplazamiento del suelo y el ángulo de fricción del suelo φ.

a) con el volumen de desplazamiento calculado entrar en la gráfica 4 y dependiendo del material y forma del pilote determinar la relación δ/φ.

b) calcular δ a partir de la relación δ/φ.

Paso 2.- Determinar el K_δ para cada valor del ángulo φ

a) Determinar K_δ basado en el ángulo φ, V y ω; usando ya sea el gráfico 5, 6, 7 u 8 y siguiendo el procedimiento descrito 2b, 2c, 2d o 2e.

b) si V es 0.93, 0.093 o 0.0093 m^3/m que corresponde a una de las curvas provistas en los gráficos 5 a 8 y φ es uno de los provistos, entonces K_δ puede ser determinado directamente de uno de los gráficos.

c) si V es 0.93, 0.093 o 0.0093 m^3/m que corresponde a una de las curvas provistas en los gráficos 5 a 8 pero el ángulo φ es diferente de los provistos, usar interpolación lineal para determinar K_δ para el ángulo φ requerido. Las tablas 9 y 10 proveen valores interpolados para K_δ para volúmenes de desplazamiento seleccionados versus φ para pilotes uniformes ($\omega = 0^o$).

d) si V es diferente a 0.93, 0.093 o 0.0093 m^3/m que corresponde a una de las curvas provistas en los gráficos 5 a 8 pero el ángulo φ es uno de los provistos, usar interpolación lineal logarítmica para determinar K_δ

para el V requerido. Las tablas 9 y 10 proveen valores interpolados para K_δ para volúmenes de desplazamiento seleccionados versus φ para pilotes uniformes (ω = 0º).

e) si V es diferente a 0.93, 0.093 o 0.0093 m^3/m que corresponde a una de las curvas provistas en los gráficos 5 a 8 y el ángulo φ no corresponde a ninguno de los valores provistos, primero usar interpolación lineal para determinar K_δ para el ángulo φ requerido en las curvas de volumen de desplazamiento provistas para 0.93, 0.093 o 0.0093 m^3/m. De ahí usar interpolación lineal logarítmica para determinar K_δ para el V requerido. Las tablas 9 y 10 proveen valores interpolados para K_δ para volúmenes de desplazamiento seleccionados versus φ para pilotes uniformes (ω = 0º).

Paso 3.- Determinar C_F para K_δ, cuando $\delta \neq \varphi$. En la gráfica 9 ingresar con el valor del ángulo φ hasta la curva δ/φ correspondiente y hallar el valor de C_F.

Paso 4.- Determinar p_d. No existe un valor límite para p_d.

Paso 5.- Determinar $Q_{f\ estático}$ para carga estática.

Paso 6.- Calcular $Q_{f\ estático}$ para carga estática acumulada.

Paso 7.- Definir si el estrato es licuable o no.

Paso 8.- Determinar $Q_{f\ sismo}$ para carga con sismo.

Paso 9.- Calcular $Q_{f\ sismo}$ para carga acumulada con sismo.

Paso 10.- Determinar α_t a partir del ángulo φ. Obtener la relación D/b y luego en el gráfico 11a entrar con el ángulo φ en la punta del pilote hasta llegar a la curva que mejor se acomode a la relación D/b.

Paso 11.- Determinar N'_q a partir del ángulo φ. En el gráfico 11b entrar con el ángulo φ en la punta del pilote hasta llegar a la curva.

Paso 12.- Determinar p_t. El valor límite para p_t es 150 (kPa).

Paso 13.- Determinar Q_{p1}

Paso 14.- Determinar $Q_{p\ límite}$

Paso 15.- De entre Q_{p1} y $Q_{p\ límite}$ se toma el menor de los dos valores, que pasará a ser $Q_{p\ estático}$

Paso 16.- Determinar $Q_{p\ sismo}$

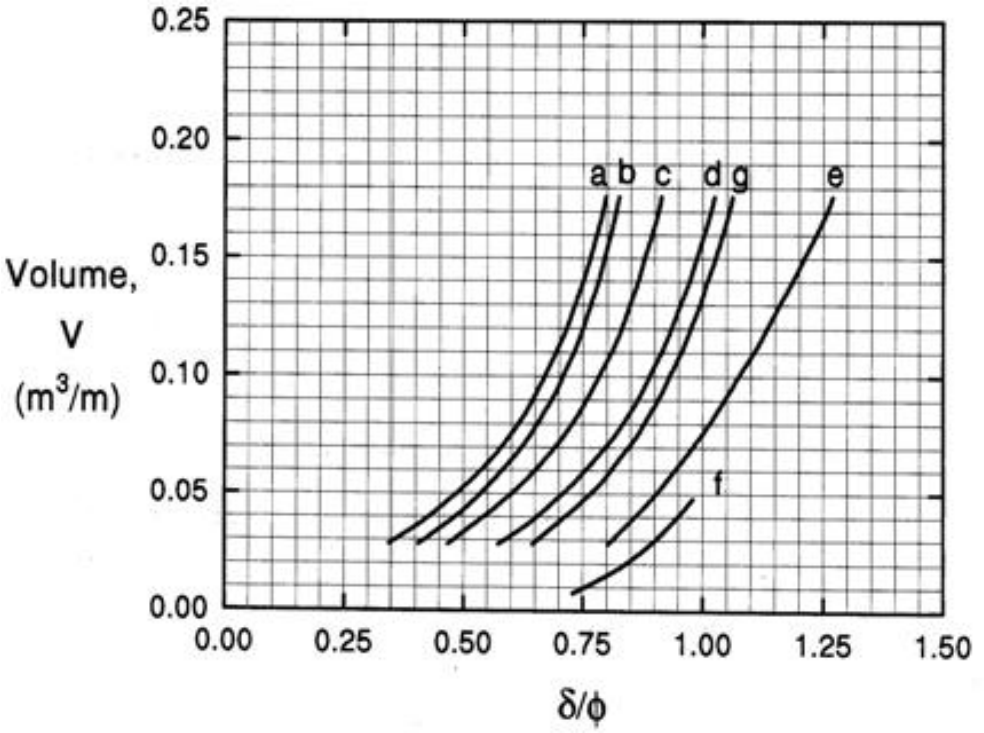


Gráfico 2. Relación δ/φ para varios tipos de pilotes (Después de Nordlund 1979)

a. Pilotes tipo tubo con extremo cerrado y porción no cónica de Pilotes Monotube no cónicos

b. Pilotes de madera

c. Pilotes prefabricados de hormigón

d. Pilotes tipo Raymond Step-Taper

e. Pilotes tipo Raymond de sección cónica uniforme

f. Pilotes tipo H

g. Porción cónica de Pilotes tipo Monotube

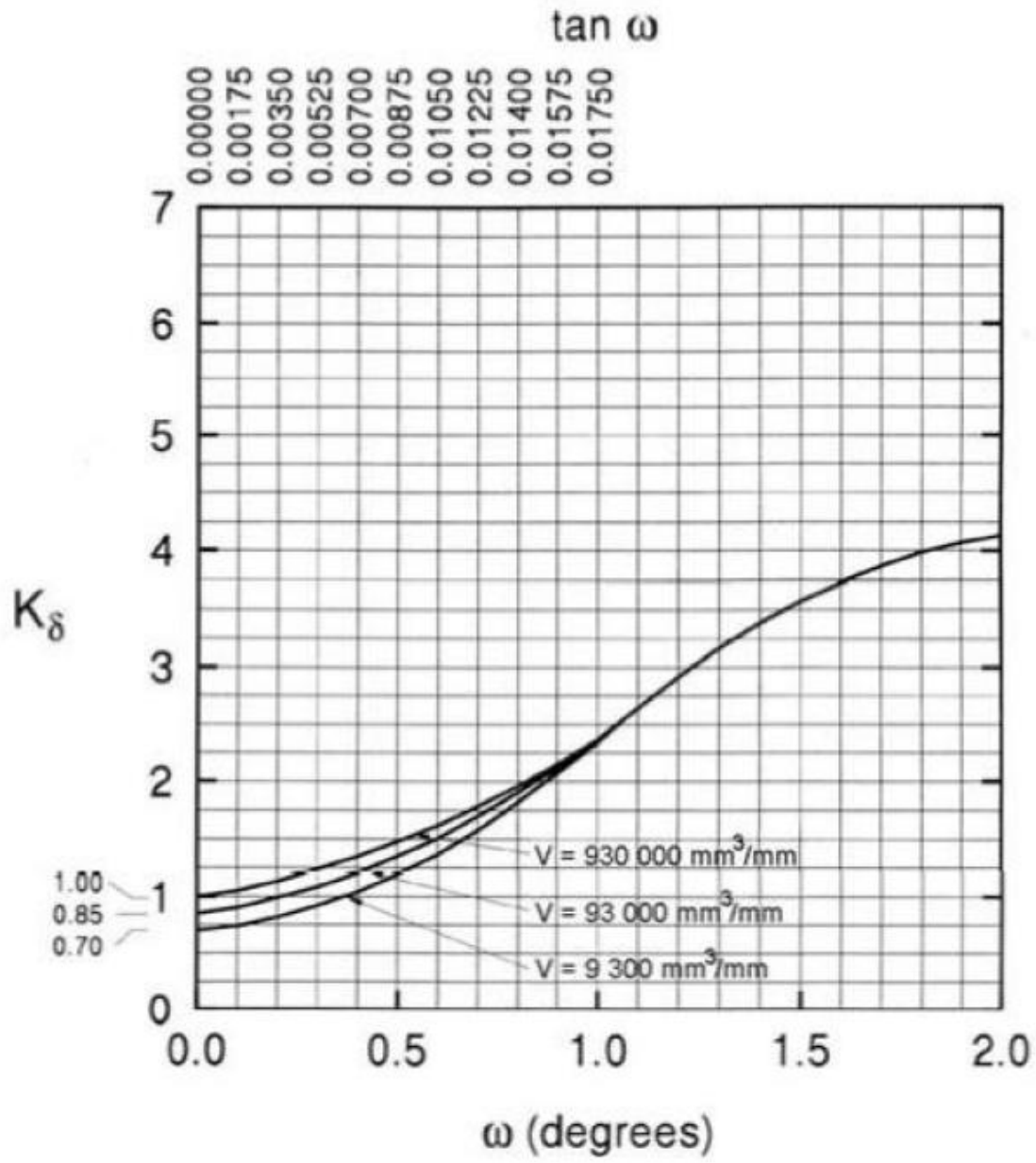


Gráfico 3. Curva de diseño para evaluar K_δ para pilotes cuando $\varphi = 25^o$

(Después de Nordlund 1979)

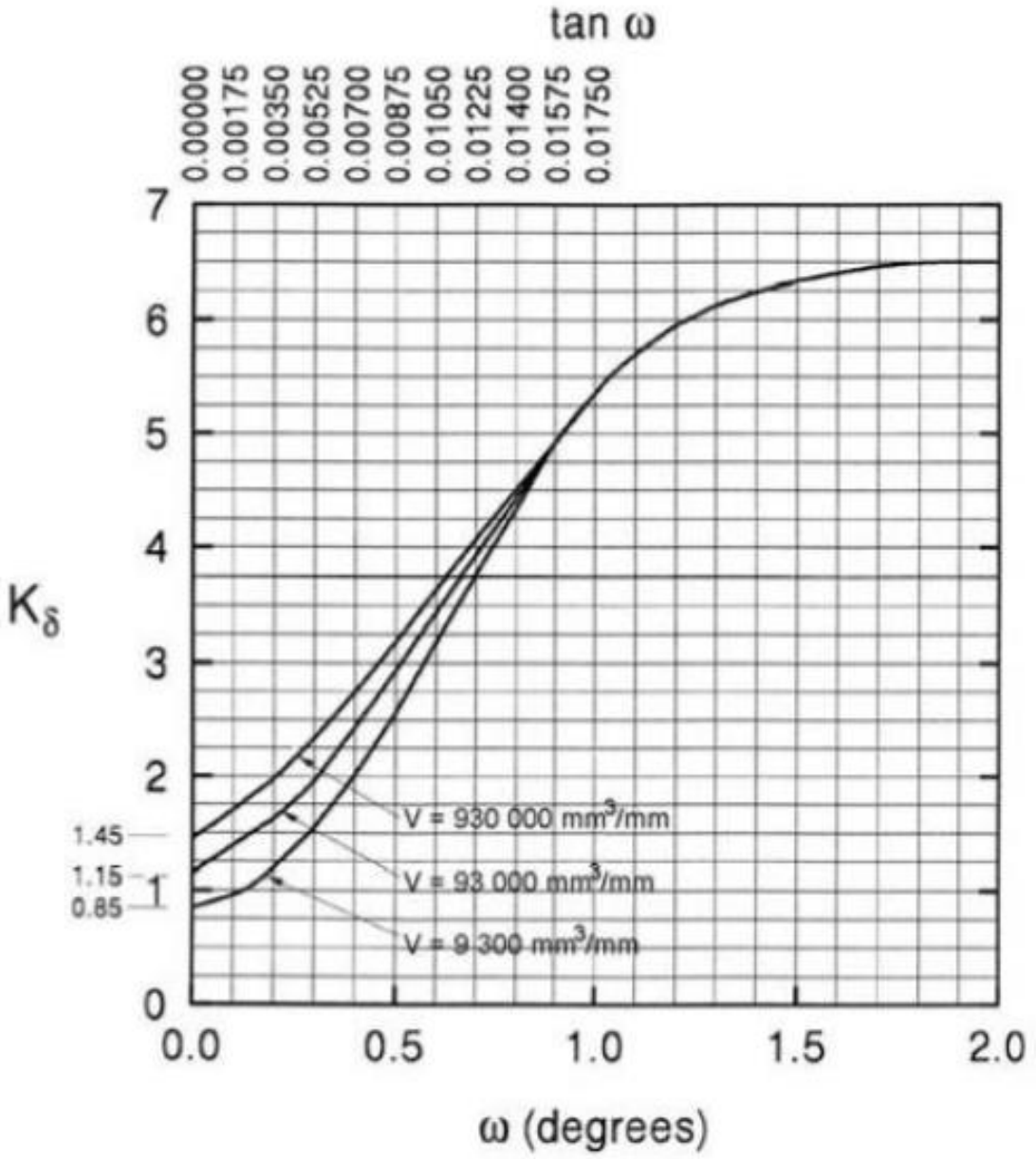


Gráfico 4. Curva de diseño para evaluar K_δ para pilotes cuando $\varphi = 30^o$

(Después de Nordlund 1979)

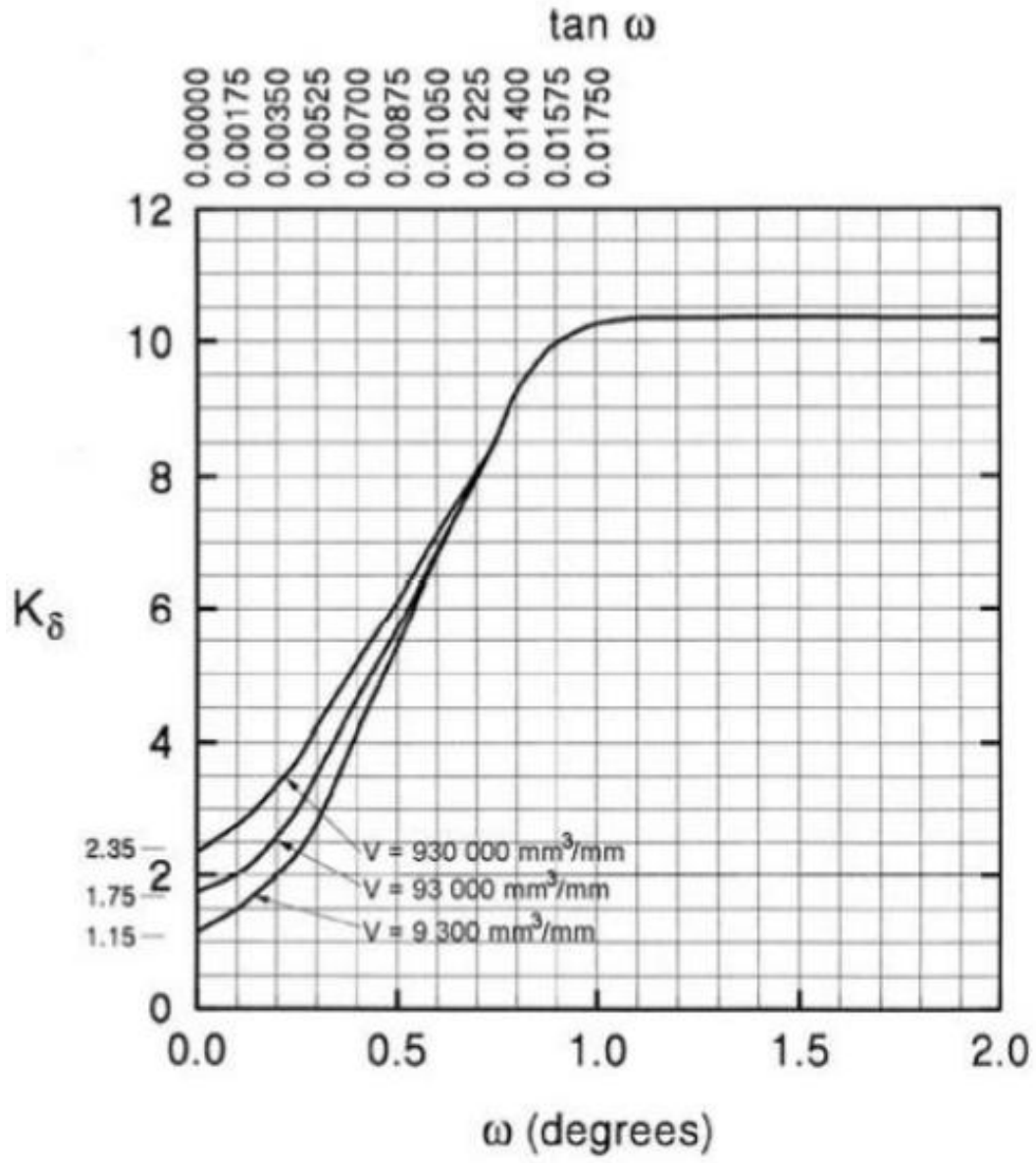


Gráfico 5. Curva de diseño para evaluar K_δ para pilotes cuando $\varphi = 35^o$

(Después de Nordlund 1979)

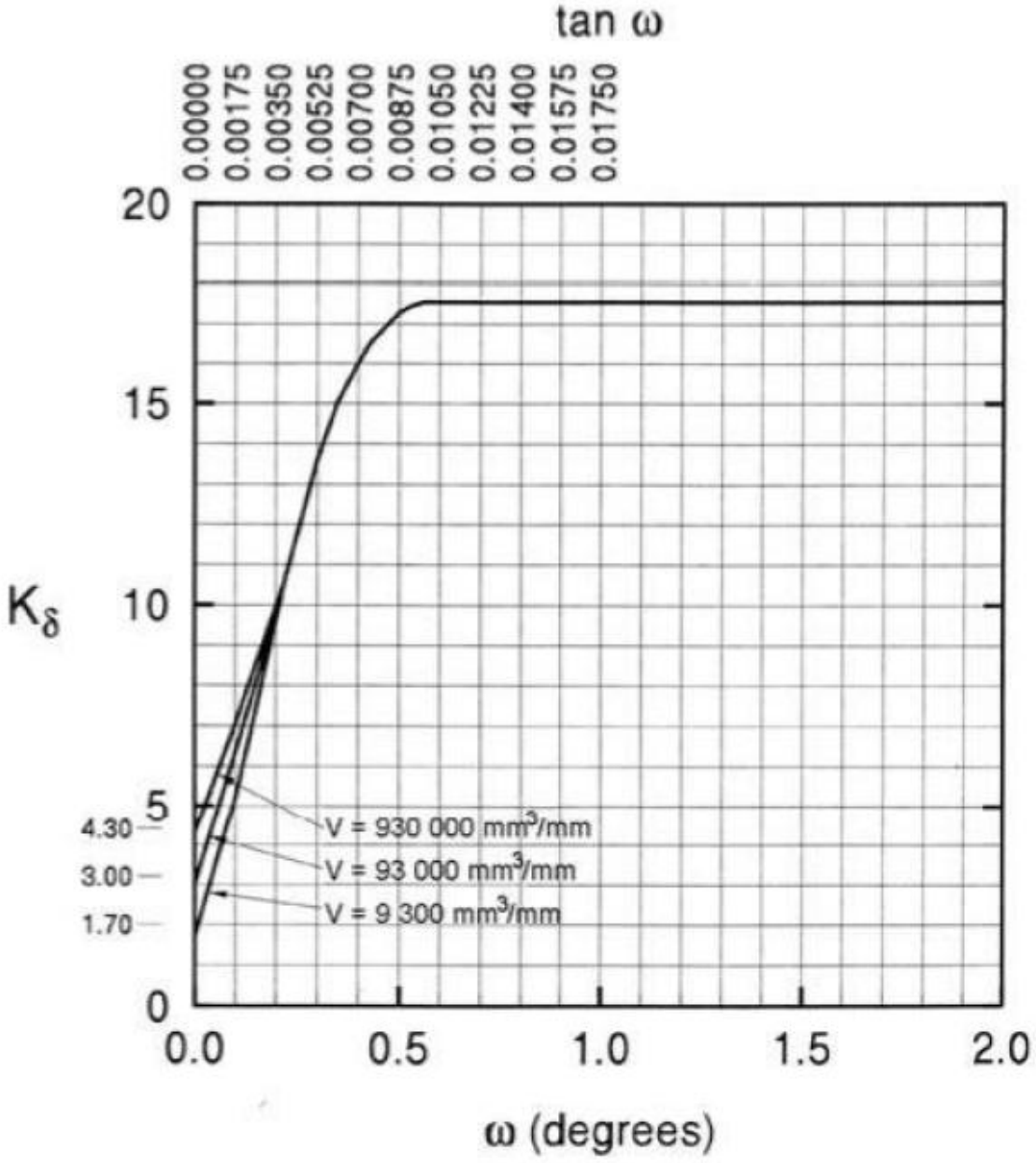


Gráfico 6. Curva de diseño para evaluar K_δ para pilotes cuando $\varphi = 40^o$

(Después de Nordlund 1979)

Table 9-2(a) Design Table for Evaluating K_δ for Piles when $\omega = 0°$ and V = 0.0093 to 0.0930 m^3/m										
ϕ	Displaced Volume (V), m^3/m									
	0.0093	0.0186	0.0279	0.0372	0.0465	0.0558	0.0651	0.0744	0.0837	0.0930
25	0.70	0.75	0.77	0.79	0.80	0.82	0.83	0.84	0.84	0.85
26	0.73	0.78	0.82	0.84	0.86	0.87	0.88	0.89	0.90	0.91
27	0.76	0.82	0.86	0.89	0.91	0.92	0.94	0.95	0.96	0.97
28	0.79	0.86	0.90	0.93	0.96	0.98	0.99	1.01	1.02	1.03
29	0.82	0.90	0.95	0.98	1.01	1.03	1.05	1.06	1.08	1.09
30	0.85	0.94	0.99	1.03	1.06	1.08	1.10	1.12	1.14	1.15
31	0.91	1.02	1.08	1.13	1.16	1.19	1.21	1.24	1.25	1.27
32	0.97	1.10	1.17	1.22	1.26	1.30	1.32	1.35	1.37	1.39
33	1.03	1.17	1.26	1.32	1.37	1.40	1.44	1.46	1.49	1.51
34	1.09	1.25	1.35	1.42	1.47	1.51	1.55	1.58	1.61	1.63
35	1.15	1.33	1.44	1.51	1.57	1.62	1.66	1.69	1.72	1.75
36	1.26	1.48	1.61	1.71	1.78	1.84	1.89	1.93	1.97	2.00
37	1.37	1.63	1.79	1.90	1.99	2.05	2.11	2.16	2.21	2.25
38	1.48	1.79	1.97	2.09	2.19	2.27	2.34	2.40	2.45	2.50
39	1.59	1.94	2.14	2.29	2.40	2.49	2.57	2.64	2.70	2.75
40	1.70	2.09	2.32	2.48	2.61	2.71	2.80	2.87	2.94	3.00

Tabla 9. Evaluación de K_δ cuando $\omega = 0°$ y V = 0,0093 a 0,093 m^3/m

Table 9-2(b) Design Table for Evaluating K_δ for Piles when $\omega = 0°$ and V = 0.093 to 0.930 m^3/m										
ϕ	Displaced Volume (V), m^3/m									
	0.093	0.186	0.279	0.372	0.465	0.558	0.651	0.744	0.837	0.930
25	0.85	0.90	0.92	0.94	0.95	0.97	0.98	0.99	0.99	1.00
26	0.91	0.96	1.00	1.02	1.04	1.05	1.06	1.07	1.08	1.09
27	0.97	1.03	1.07	1.10	1.12	1.13	1.15	1.16	1.17	1.18
28	1.03	1.10	1.14	1.17	1.20	1.22	1.23	1.25	1.26	1.27
29	1.09	1.17	1.22	1.25	1.28	1.30	1.32	1.33	1.35	1.36
30	1.15	1.24	1.29	1.33	1.36	1.38	1.40	1.42	1.44	1.45
31	1.27	1.38	1.44	1.49	1.52	1.55	1.57	1.60	1.61	1.63
32	1.39	1.52	1.59	1.64	1.68	1.72	1.74	1.77	1.79	1.81
33	1.51	1.65	1.74	1.80	1.85	1.88	1.92	1.94	1.97	1.99
34	1.63	1.79	1.89	1.96	2.01	2.05	2.09	2.12	2.15	2.17
35	1.75	1.93	2.04	2.11	2.17	2.22	2.26	2.29	2.32	2.35
36	2.00	2.22	2.35	2.45	2.52	2.58	2.63	2.67	2.71	2.74
37	2.25	2.51	2.67	2.78	2.87	2.93	2.99	3.04	3.09	3.13
38	2.50	2.81	2.99	3.11	3.21	3.29	3.36	3.42	3.47	3.52
39	2.75	3.10	3.30	3.45	3.56	3.65	3.73	3.80	3.86	3.91
40	3.00	3.39	3.62	3.78	3.91	4.01	4.10	4.17	4.24	4.30

Tabla 10. Evaluación de K_δ cuando $\omega = 0°$ y V = 0,093 a 0,930 m^3/m

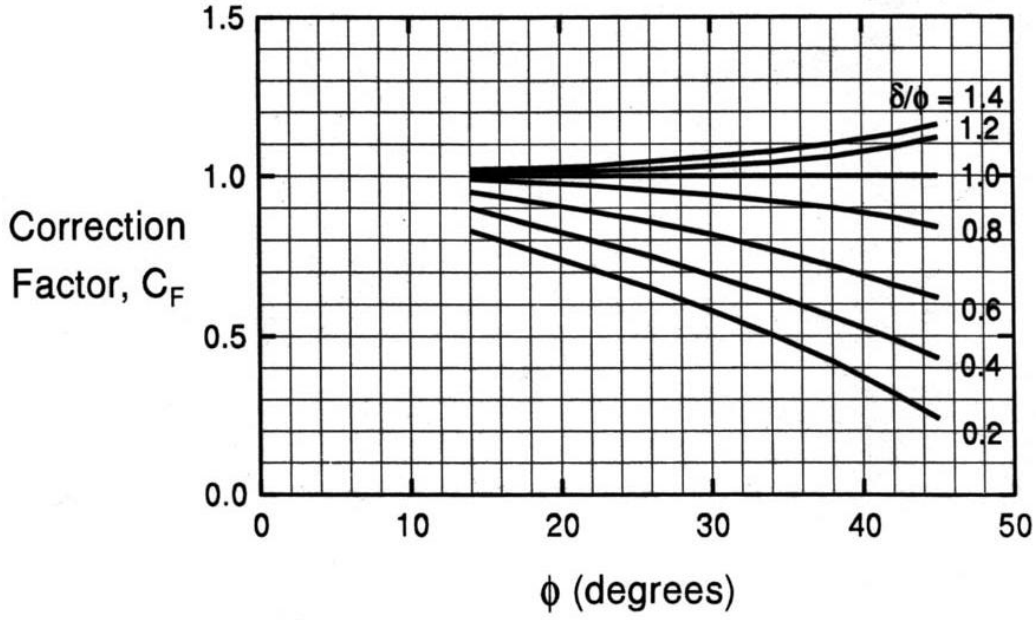


Gráfico 7. Factor de corrección para K_δ cuando $\delta \neq \varphi$ (Después de Nordlund 1979)

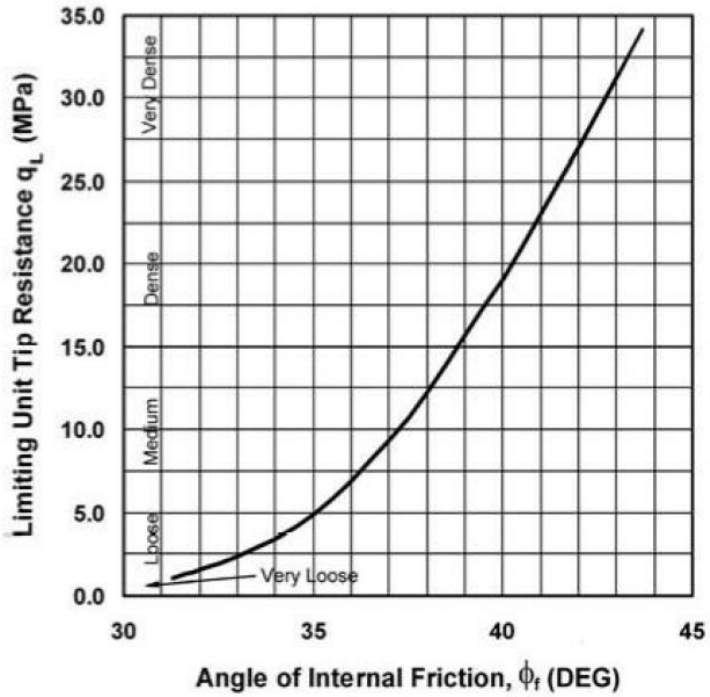


Gráfico 8. Relación entre la máxima resistencia unitaria de la punta del pilote y el ángulo de fricción para suelos no cohesivos (Después de Meyerhof 1976)

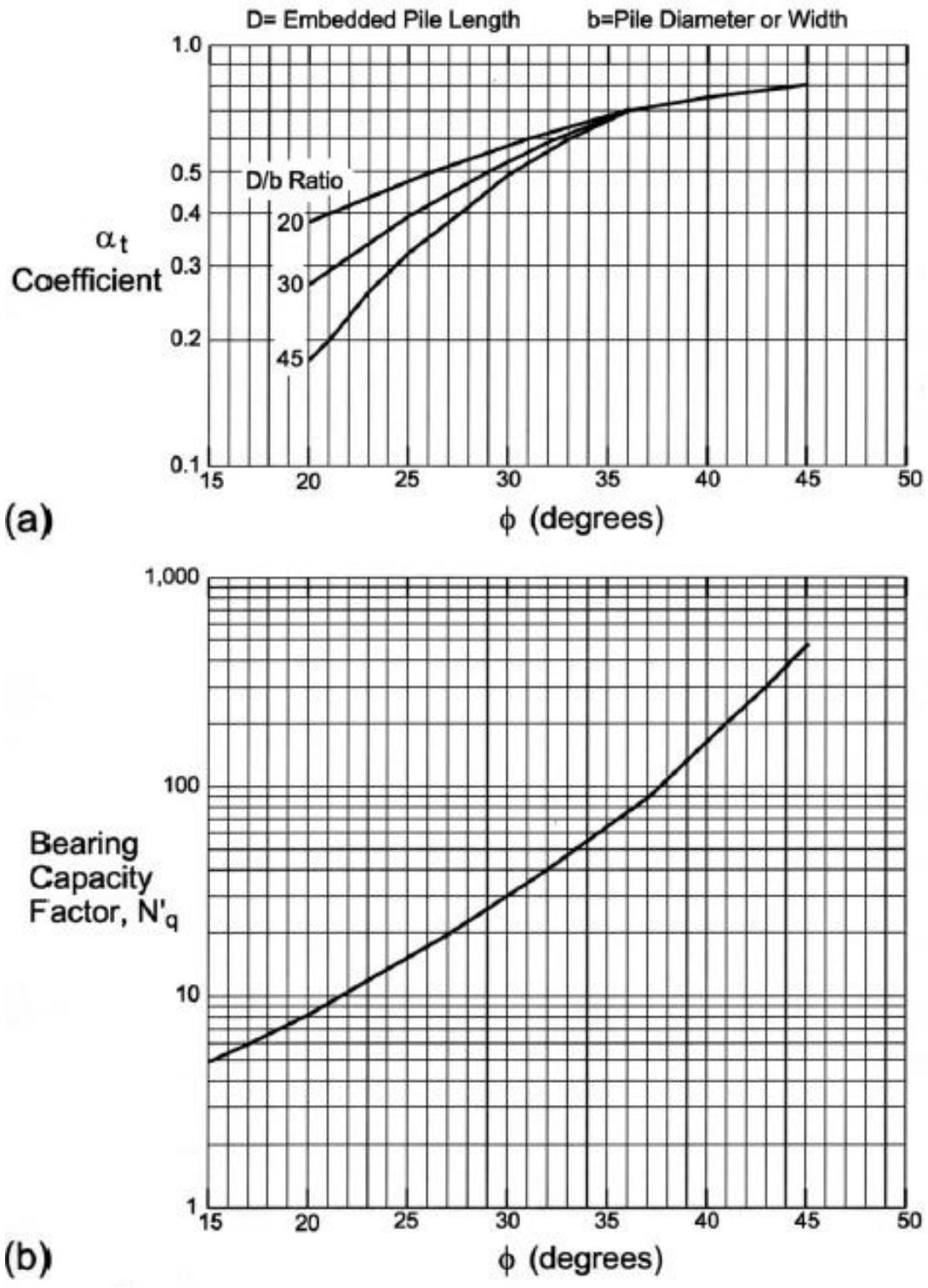


Gráfico 9. Para estimar el coeficiente α_t y el factor de capacidad de carga N'_q

(Cuadro modificado de Bowles 1977)

4.3.1.3 Burland, β (esfuerzo efectivo, 1973)

Este método fue desarrollado para modelar las condiciones del esfuerzo cortante drenado a largo plazo. Por lo tanto, el ángulo φ de un suelo debe ser usado como parámetro de diseño. Pero cabe destacar que este método solo es válido para suelos con un ángulo φ mayor que 25º, ya que de otra manera no existe correlación para hallar β, ni en las tablas de Fellenius ni en los gráficos de Burland.

$$(Q_v)_{ult} = Q_p + Q_f$$

$$Q_f = f_s \cdot A_s$$

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_v$$

$$Q_p = q_t \cdot A_t$$

$$q_t = N_t \cdot \sigma'_p$$

Donde;

Q_f = Capacidad de carga estática por fricción

Q_p = Capacidad de carga estática por punta

Q_{ult} = Capacidad de carga última del pilote

$\eth$ = coeficiente de capacidad de carga por fricción (se obtiene de la tabla 11 o del gráfico 12)

z = profundidad al centro del estrato

γ = densidad del suelo

σ'_v = presión efectiva en el centro del estrato de estudio

f_s = capacidad de carga unitaria por fricción

As = área de contacto entre el pilote y el suelo = $p \cdot \Delta d$

p = perímetro

Δd = longitud del estrato

σ'_p = presión efectiva de sobrepresión en la punta

N_t = coeficiente de capacidad de carga por punta δ (se obtiene de la tabla 11 o del gráfico 13)

q_t = capacidad de carga unitaria por punta

A_t = área de la punta del pilote

Fellenius denota que los factores que afectan a los coeficientes $\eth$ como N_t consisten de: la composición de los suelos que incluyen la distribución del tamaño de los granos, angulosidad y el origen mineralógico de los granos del suelo, la densidad del suelo antes y después del proceso de hincado, la resistencia del suelo al igual que otros factores. Aún así los valores provistos en la tabla y el gráfico están dentro de los rangos generales y muy rara vez exceden el valor de 1.

Para depósitos sedimentarios de suelos friccionantes, Fellenius establece rangos para N_t de entre 30 a un máximo de 120. En depósitos no sedimentarios muy densos, tales como limos glaciales, N_t puede ser mucho mayor, pero también puede llegar a valores tan bajos como 30. En arcillas, Fellenius denota que la resistencia por punta calculada con un valor de N_t igual a 3, es similar a la resistencia calculada por medio de los métodos de análisis tradicionales usando el esfuerzo cortante no drenado. Por lo tanto, el uso de valores pequeños para el coeficiente N_t en arcillas es recomendado, a menos que correlaciones locales sugieran el uso de valores más altos.

Este método no establece valores límites ni para la capacidad de carga por fricción ni por punta.

Desarrollo:

Paso 1.- Seleccionar el coeficiente 6 para cada estrato.

Paso 2.- Determinar σ'_v

Paso 3.- Calcular f_s

Paso 4.- Determinar $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática.

Paso 5.- Calcular $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática acumulada.

Paso 6.- Definir si el estrato es licuable o no.

Paso 7.- Determinar $Q_{f\ sismo}$ para carga con sismo.

Paso 8.- Cal*cular* $Q_{f\ sismo}$ *para* carga acumulada con sismo.

Paso 9.- Calcular σ'_p

Paso 10.- Seleccionar el coeficiente Nt.

Paso 11.- Determinar q_t

Paso 12.- Calcular $Q_{p\ est\acute{a}tico}$

Paso 13.- Determinar $Q_{p\ sismo}$

RANGOS APROXIMADOS PARA LOS COEFICIENTES β Y N_t (Fellenius, 1991)			
Tipo de Suelo	**φ'**	**δ**	**N_t**
Arcilla	25-30	0.23-0.40	3-30
Limo	28-34	0.27-0.50	20-40
Arena	32-40	0.30-0.60	30-150
Grava	35-45	0.35-0.80	60-300

Tabla 11.

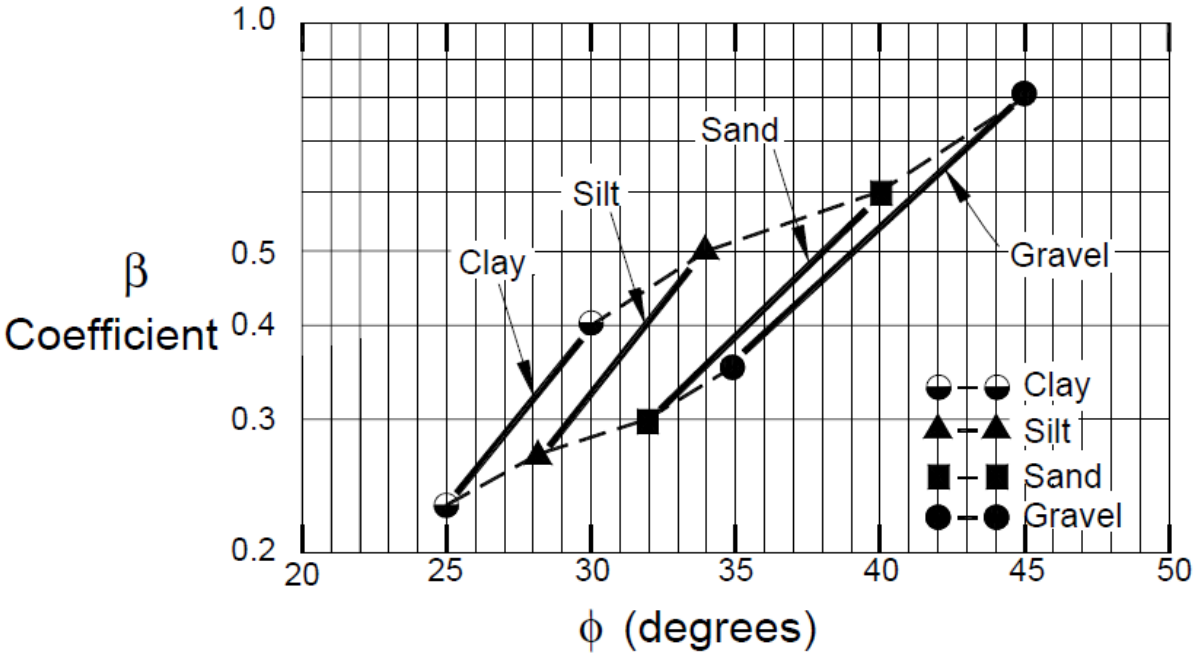


Gráfico 12. Para estimar el coeficiente β vs el ángulo φ del suelo (Después de Fellenius, 1991)

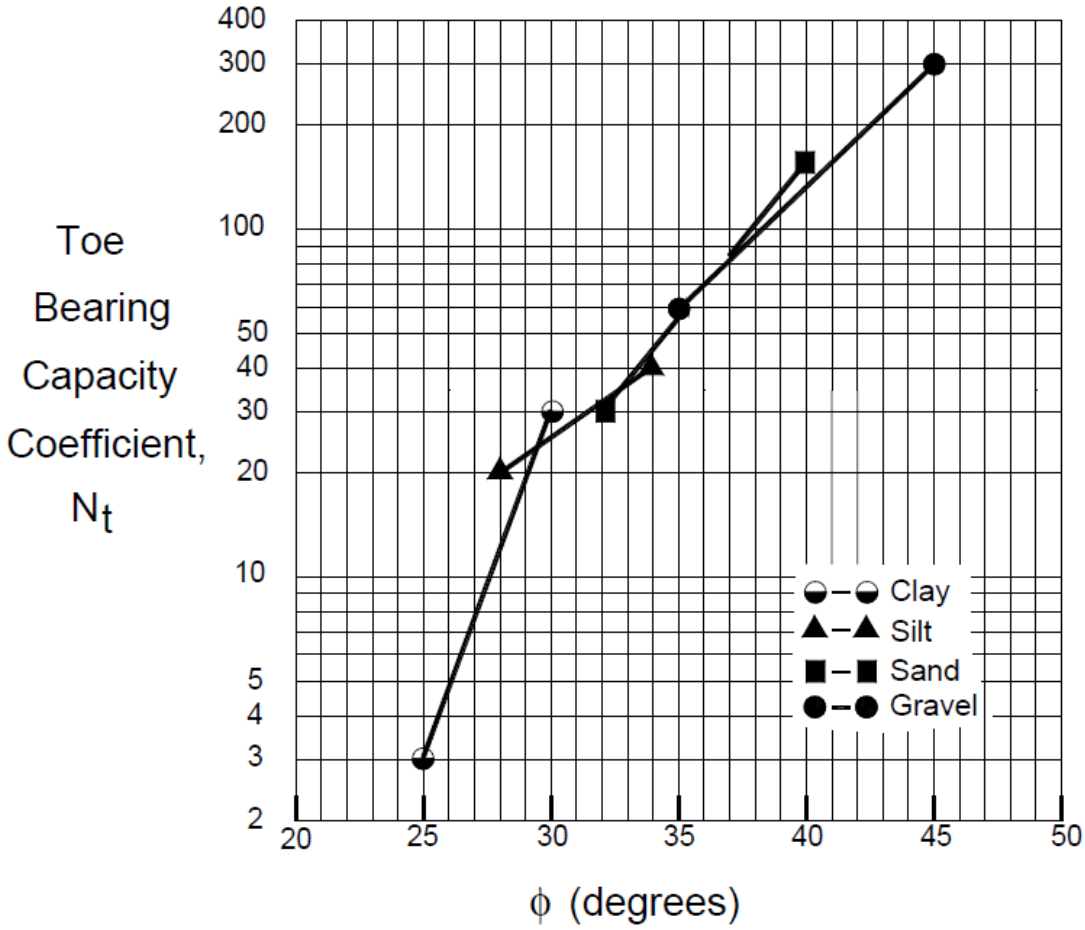


Gráfico 13. Para estimar el coeficiente N_t vs el ángulo φ del suelo (Después de Fellenius, 1991)

4.3.1.4 Burland modificado

Este método está basado en el de Burland de 1973 pero con ciertas modificaciones al momento de obtener el coeficiente ϭ. El método está basado en el ángulo de fricción del suelo *φ*', en la densidad relativa del suelo y del ángulo δ.

La mayoría investigadores concuerdan que f_s no incrementa indefinidamente con la profundidad, si no que más bien a cierta relación L/B crítica, empieza a disminuir. Según Bushan (1982) sugiere que para pilotes de desplazamiento (incluidos el tipo tubo con tapón) el valor de β puede también ser obtenido mediante la relación: $\beta = K \cdot \tan\delta = 0.18 + 0.0065D_r$ y $K = 0.50 + 0.008D_r$

Donde D_r es la densidad relativa (en porcentaje). El valor de D_r se puede obtener mediante correlaciones con el SPT. Por lo tanto; para el cálculo de la capacidad de carga por fricción, este método está limitado a tan solo suelos friccionantes, mientras que para determinar la capacidad de carga por punta, este método es aplicable para cualquier tipo de suelo, mientras que: $\varphi \geq 25º$

$$(Q_v)_{ult} = Q_p + Q_f$$

$$Q_f = f_s \cdot A_s$$

$$f_s = \beta_{med} \cdot \sigma'_v$$

$$Q_p = q_t \cdot A_t$$

$$q_t = N_t \cdot \sigma'_p$$

Donde;

Q_f = Capacidad de carga estática por fricción

Q_p = Capacidad de carga estática por punta

Q_{ult} = Capacidad de carga última del pilote

V = volumen de desplazamiento del suelo

φ = ángulo de fricción interno del suelo

δ = ángulo de fricción entre pilote y suelo

D_r = densidad relativa para el estrato (se obtiene de la tabla 12)

K = $0.50 + 0.008D_r$ = coeficiente de presión de suelo en el estrato

$б_1$ = coeficiente de capacidad de carga por fricción (1) = K · tan δ

$б_2$ = coeficiente de capacidad de carga por fricción (2) = $0.18 + 0.0065D_r$

$б_{med}$ = $(\beta_1 + \beta_2)/2$ = promedio de los valores de $б_i$

z = profundidad al centro del estrato

γ = densidad del suelo

σ'_v = presión efectiva en el centro del estrato de estudio

f_s = capacidad de carga unitaria por fricción

As = área de contacto entre el pilote y el suelo = $p \cdot \Delta d$

p = perímetro

Δd = longitud del estrato

σ'_p = presión efectiva en la punta

N_t = coeficiente de capacidad de carga por punta δ (se obtiene de la tabla 11 o del gráfico 13)

q_t = capacidad de carga unitaria por punta

A_t = área de la punta del pilote

Desarrollo:

Paso 1.- Con el volumen de desplazamiento calculado entrar en la gráfica 4 y dependiendo del material y forma del pilote determinar la relación δ/φ.

Paso 2.- Calcular δ a partir de la relación δ/φ.

Paso 3.- Con el $N_{60\ prom}$ de cada estrato, entrar en la tabla 12 y encontrar el valor para D_r para cada uno de los estratos.

Paso 4.- Una vez obtenido D_r, proceder a calcular K.

Paso 5.- Calcular $б_1 = K \cdot \tan \delta$

Paso 6.- Calcular $б_2 = 0.18 + 0.0065D_r$

Paso 7.- Determinar $б_{med}$

Paso 8.- Calcular σ'_v

Paso 9.-Calcular f_s

Paso 10.- Determinar $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática.

Paso 11.- Calcular $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática acumulada.

Paso 12.- Definir si el estrato es licuable o no.

Paso13.- Determinar $Q_{f\ sismo}$ para carga con sismo.

Paso 14.- Cal*cular* $Q_{f\ sismo}$ para carga acumulada con sismo.

Paso 15.- Calcular σ'_p

Paso 16.- Seleccionar el coeficiente N_t.

Paso 17.- Determinar q_t

Paso 18.- Calcular $Q_{p\ est\acute{a}tico}$

Paso 19.- Determinar $Q_{p\ sismo}$

Empirical values for ϕ, D_r, and unit weight of granular soils based on the SPT at about 6 m depth and normally consolidated [approximately, $\phi = 28° + 15°D_r$ ($\pm 2°$)]

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85
SPT N'_{70}: fine	1–2	3–6	7–15	16–30	?
medium	2–3	4–7	8–20	21–40	> 40
coarse	3–6	5–9	10–25	26–45	> 45
ϕ: fine	26–28	28–30	30–34	33–38	
medium	27–28	30–32	32–36	36–42	< 50
coarse	28–30	30–34	33–40	40–50	
γ_{wet}, kN/m^3	11–16*	14–18	17–20	17–22	20–23

* Excavated soil or material dumped from a truck has a unit weight of 11 to 14 kN/m^3 and must be quite dense to weigh much over 21 kN/m^3. No existing soil has a D_r = 0.00 nor a value of 1.00. Common ranges are from 0.3 to 0.7.

Tabla 12. Valores empíricos para D_r en función del SPT

4.3.1.5 NAVFAC DM 7.2

$$(Q_v)_{ult} = Q_p + Q_f$$

Para suelos friccionantes:

$$Q_f = K \cdot \sigma'_v \cdot tan\delta \cdot A_s$$

$$Q_p = \sigma'_P \cdot N_q$$

Para suelos cohesivos:

$$Q_f = \alpha \cdot C_u \cdot A_s$$

$$Q_p = 9 \cdot C_u \cdot A_p$$

Donde;

K_o = coeficiente de presión en reposo del suelo $= 1 - sen\varphi$

K_a = coeficiente de presión activa del suelo =

$1 - tan^2(45 - \frac{\varphi}{2})$

K_p = coeficiente de presión pasiva del suelo =

$1 + tan^2(45 - \frac{\varphi}{2})$

K = coeficiente de presión lateral del suelo = $\frac{K_o + K_a + K_p}{3}$

También se pude obtener este factor de la tabla15

z = profundidad al centro del estrato

γ_m = densidad del suelo

σ'_v = presión efectiva en el centro del estrato de estudio

δ = ángulo de fricción entre pilote y suelo (se obtiene de la tabla 14)

α = coeficiente de fricción lateral

A_s = área lateral de contacto suelo-pilote

N_q = factor de capacidad de carga (se obtiene de la tabla 13)

σ'_p = presión efectiva en la punta

C_u = cohesión del suelo

A_p = área de la punta

Desarrollo:

Paso 1.- Determinar K_o

Paso 2.- Determinar K_a

Paso 3.- Determinar K_p

Paso 4.- Calcular K

Paso 5.- Calcular σ'_v

Paso 6.- si el suelo es cohesivo, entonces determinar α mediante interpolación, obteniendo los valores para la interpolación, de la tabla 16.

Paso 7.- Determinar $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática.

Paso 8.- Calcular $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática acumulada.

Paso 9.- Definir si el estrato es licuable o no.

Paso10.- Determinar $Q_{f\,sismo}$ para carga con sismo.

Paso 11.- Cal*cular* $Q_{f\ sismo}$ para carga acumulada con sismo.

Paso 12.- Calcular σ'_p

Paso 13.- Seleccionar el coeficiente N_q

Paso 14.- Calcular $Q_{p\ est\acute{a}tico}$

Paso 15.- Determinar $Q_{p\ sismo}$

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q (for driven piles)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145
N_q (for bored piles)	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72

(*Source*: NAVFAC DM 7.2)

Tabla 13. Factor de capacidad de carga N_q

Pile Type	δ
Steel piles	20°
Timber piles	$^3/_4\,\phi$
Concrete piles	$^3/_4\,\phi$

(*Source:* NAVFAC DM 7.2)

Tabla 14. Ángulo de fricción entre pilote suelo

Pile Type	K (piles under compression)	K (piles under tension—uplift piles)
Driven H-piles	0.5–1.0	0.3–0.5
Driven displacement piles (round and square)	1.0–1.5	0.6–1.0
Driven displacement tapered piles	1.5–2.0	1.0–1.3
Driven jetted piles	0.4–0.9	0.3–0.6
Bored piles (less than 24″ diameter)	0.7	0.4

(*Source:* NAVFAC DM 7.2)

Tabla 15. Coeficiente K de presión lateral del suelo

Pile Type	Soil Consistency	Cohesion Range (kN/m^2)	α
Timber and concrete piles	Very soft	0–12	0–1.0
	Soft	12–24	1.0–0.96
	Medium stiff	24–48	0.96–0.75
	Stiff	48–96	0.75–0.48
	Very stiff	96–192	0.48–0.33
Steel piles	Very soft	0–12	0.0–1.0
	Soft	12–24	1.0–0.92
	Medium stiff	24–48	0.92–0.70
	Stiff	48–96	0.70–0.36
	Very stiff	96–192	0.36–0.19

Source: NAVFAC DM 7.2

Tabla 16 α vs. cohesión

4.3.2 Suelos cohesivos

4.3.2.1 Tomlinson, α (2008)

$$(Q_v)_{ult} = Q_p + Q_f$$

$$Q_f = F \cdot \alpha_p \cdot c_u \cdot A_s$$

$$Q_p = N_c \cdot c_{ub} \cdot A_p$$

Donde;

Q_f = Capacidad de carga estática por fricción

Q_p = Capacidad de carga estática por punta

Q_{ult} = Capacidad de carga última del pilote

z = profundidad al centro del estrato

γ_m = densidad del suelo

σ'_v = presión efectiva en el centro del estrato de estudio

α_p = Factor de adhesión (obtenido del gráfico 15a)

L = longitud embebida del pilote

B = ancho del pilote

F = factor de longitud (obtenido del gráfico 15b)

A_s = área de contacto entre el suelo y el pilote = $p \cdot L$

p = perímetro del pilote

L = longitud del estrato

c_u = cohesión del estrato

A_p = área de la punta del pilote

N_c = factor de capacidad de carga (obtenido de las tablas 17 y18)

c_{ub} = cohesión en la punta del pilote ($c = c_u = S_u = q_u/2$)

Tomlinson recomienda que tanto Q_p como Q_f sean multiplicados por un factor de 0,5 y 0,8 respectivamente cuando se forma un tapón durante el hincado.

Desarrollo:

Paso 1.- Calcular σ'_v

Paso 2.- Obtener la relación c_u/σ'_v

Paso 3.- Determinar el valor de α_p a partir de la relación c_u/σ'_v entrando en el gráfico 15a y de ahí mediante interpolación lineal.

Paso 4.- Obtener la relación L/B

Paso 5.- Determinar el valor de F a partir de la relación L/B entrando en el gráfico 15b y de ahí mediante interpolación lineal.

Paso 6.- Determinar $Q_{f\ estático}$ para carga estática.

Paso 7.- Calcular $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática acumulada.

Paso 8.- Definir si el estrato es licuable o no.

Paso 9.- Determinar $Q_{f\ sismo}$ para carga con sismo.

Paso 10.- Cal*cular* $Q_{f\ sismo}$ para carga acumulada con sismo.

Paso 11.- Seleccionar el coeficiente N_c

Paso 14.- Calcular $Q_{p\ est\acute{a}tico}$

Paso 15.- Determinar $Q_{p\ sismo}$

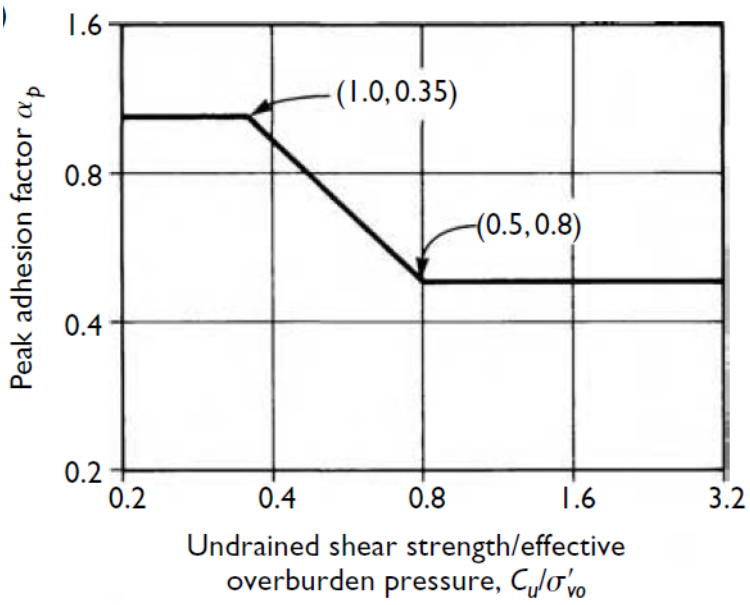


Gráfico 12a. Factor de adhesión pico vs. esfuerzo de corte/ esfuerzo efectivo

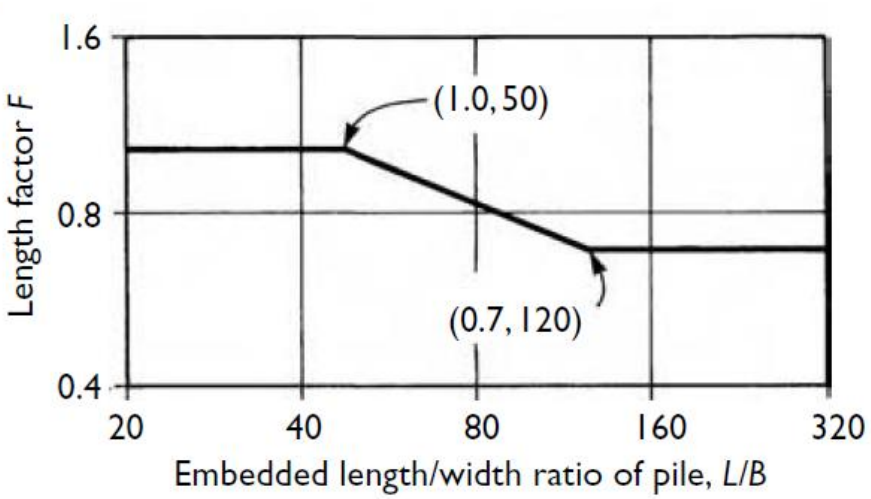


Gráfico 12b. Factor de longitud

Ya que el peso unitario del suelo no aparece en estas ecuaciones, la posición del nivel freático no tiene efecto en la capacidad portante del pilote.

L/B	N_c
0	6.2
1	7.8
2	8.5
≥4	9

Tabla 17. Valores de N_c para diferentes D_f/B

Estos valores han sido obtenidos de la gráfica presentada en el Manual de Cimentaciones y Diseño de Estructuras de Tierra NAVFAC DM, 7.2, 1982

Diámetro de la base del pilote perforado (B)	N_c
Menor a 0.5 m	9
Entre 0.5 a 1.0 m	7
Más de1 m	6

Tabla 18. Valores de Nc para varios diámetros de pilotes

Manual Canadiense de Diseño de Ingeniería de Fundaciones, 1985

Esfuerzo cortante no drenado del estrato portante ($c = c_u$) El suelo cerca al pilote hincado es desplazado y puede ser remoldeado a una distancia de uno a dos diámetros del pilote. Dentro de esta zona alterada, la presión de poros de agua causada por el proceso de hincado se disipa rápidamente y luego de la consolidación el suelo se puede volver más resistente. Sin embargo, en arcillas muy sensitivas o duras, en arcillas sobre-consolidadas debido a la pérdida de la estructura del suelo; el esfuerzo cortante final puede disminuir comparado con el esfuerzo inicial en condiciones inalteradas. Para pilotes pre-barrenados no existe un cambio significativo en el esfuerzo cortante del suelo.

Para la mayoría de los casos prácticos se debe asumir que el esfuerzo cortante del estrato portante consistente en arcillas homogéneas de baja a media sensitividad se mantiene inalterado durante el proceso de instalación. Los valores del esfuerzo cortante (c_u)

para la estimación de la capacidad portante se deben obtener en laboratorio con muestras inalteradas.

Este factor se lo debe corregir (Meyerhof, 1983) cuando la arcilla es dura y está fracturada mediante la siguiente relación: $c_u = (c_u)_{lab} \cdot R_c$

Para pilotes hincados:

$$R_c = \frac{B + 0.5}{2B} \leq 1 \ \ para \ \ B \geq 0.5$$

Para pilotes prebarrenados:

$$R_c = \frac{B + 1}{2B + 1} \leq 1 \ \ para \ \ B \geq 0.5$$

Si arcillas está intacta, entonces $R_c=1$.

Factor de capacidad de carga (N_c) Se puede apreciar en la tabla 18 que los valores de N_c aumentan a medida que la relación D_f/B aumenta, hasta que esta es igual o mayor a 4, llegando a ser N_c un valor constante, en la mayoría de casos de la vida real la relación es mayor que 4. Los valores de esta tabla se pueden tomar para propósitos de diseño.

Adhesión suelo-pilote (C_a) el valor promedio de la adhesión suelo-pilote (C_a) para arcillas saturadas homogéneas está usualmente relacionado con el valor promedio del esfuerzo cortante no drenado (c_u) de arcillas no alteradas dentro de la longitud embebida del pilote. La relación (C_a/c_u) depende de varios factores; tales como: naturaleza y esfuerzo de la arcilla, dimensiones y método de instalación del pilote y efectos de tiempo (Meyerhof, 1976). La gráfica 1 proporciona valores de las relaciones (C_a/c_u) para suelos de varias consistencias y valores de esfuerzo no confinados para pilotes hincados. La tabla 4 presenta valores para pilotes prebarrenados.

Longitud efectiva del pilote (Le) Esta longitud es la que se asume contribuirá a la capacidad por fricción del pilote. Esta puede ser diferente de la longitud embebida del pilote (L), ya que para la mayoría de los casos, la parte superior del pilote no estará en un adecuado contacto con el suelo, debido a varios factores, tales como: alteraciones causadas por los humanos y/o máquinas y el suaviza miento y debilitación causados por cambios de acuerdo a temporadas (estaciones climáticas). Esta longitud debe ser bien evaluada para cada proyecto de acuerdo a sus características.

4.3.2.2 Burland, 1973

El mismo procedimiento que para suelos friccionantes, ver sección 4.3.1.3

4.3.2.3Kolk y Van der Velde (1996)

Este método considera tanto la cohesión del suelo como el esfuerzo efectivo para obtener la capacidad portante de pilotes mediante fricción en arcillas.

En este método α está basada en la relación del esfuerzo cortante no drenado y el esfuerzo efectivo. Una amplia base de resultados de pilotes sometidos a fricción fue analizada y correlacionada para obtener los valores α.

$$Q_f = \alpha \cdot c_u \cdot p \cdot \Delta d$$

Donde;

Q_f = Capacidad de carga estática por fricción

p = perímetro del pilote

Δd = longitud del estrato

α = coeficiente de adhesión suelo-pilote, obtenido de las correlaciones de Kolk y Van der Velde,(ver tabla 19)

c_u = Esfuerzo cortante no drenado (cohesión)

S_u/σ'	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4
α	0.95	0.77	0.7	0.65	0.62	0.60	0.56	0.55	0.53	0.52	0.50	0.49	0.48
S_u/σ'	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	3.0	4.0
α	0.47	0.42	0.41	0.41	0.42	0.41	0.41	0.40	0.40	0.40	0.4	0.39	0.39

Source: Kolk and Van der Velde (1996)

Tabla 19. Coeficiente de adhesión pilote-suelo

Desarrollo:

Paso 1.- Calcular σ'_v

Paso 2.- Obtener la relación c_u/σ'_v

Paso 3.- Determinar el valor de α a partir de la relación c_u/σ'_v entrando en la tabla 19 y de ahí mediante interpolación lineal.

Paso 4.- Determinar $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática.

Paso 5.- Calcular $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática acumulada.

Paso 6.- Definir si el estrato es licuable o no.

Paso 7.- Determinar $Q_{f\ sismo}$ para carga con sismo.

Paso 8.- Cal*cular* $Q_{f\ sismo}$ para carga acumulada con sismo.

Para pilotes pre-barrenados se debe seguir el mismo procedimiento, pero se debe tomar en cuenta que las partículas del suelo alrededor de la perforación sufren un alivianamiento de carga, por lo tanto el esfuerzo cortante no drenado disminuye, lo que conlleva a una disminución de la resistencia a la fricción. Se debe considerar que cuando la muestra es extraída del suelo en ese momento ya se produce un alivianamiento de esfuerzos y hasta que la muestra llegue al laboratorio se ha drenado en un porcentaje y se vuelve a producir un alivianamiento de esfuerzos, lo que afectan al momento de determinar el esfuerzo cortante no drenado. Tomando en cuenta estos dos aspectos una reducción del 30% en el esfuerzo cortante no drenado es una medida real para pilote pre-barrenados.

4.3.2.4 Vijayvergiya y Focht, λ (1972)

Vijayvergiya y Focht presentaron este método para obtener la capacidad de carga por fricción en pilotes hincados en arcillas sobreconsolidadas, obteniendo una correlación entre diseño y pruebas de carga en el orden de ±10%. El desarrollo original fue basado principalmente en pruebas de cargas de pilotes para plataformas de perforación petrolera en aguas abiertas.

$$Q_f = \lambda(\sigma'_v + 2c_u)$$

Donde;

Q_f = Capacidad de carga estática por fricción

c_u = esfuerzo cortante no drenado (cohesión)

σ'_v = presión efectiva en la mitad del estrato

λ = coeficiente, que puede ser obtenido del gráfico 16, es dependiente de la longitud del pilote y es aplicable a toda la longitud embebida del mismo.

Desarrollo:

Paso 1.- Calcular σ'_v

Paso 2.- Determinar el valor de λ a partir del gráfico 16.

Paso 3.- Determinar $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática.

Paso 4.- Calcular $Q_{f\ est\acute{a}tico}$ para carga estática acumulada.

Paso 5.- Definir si el estrato es licuable o no.

Paso 6.- Determinar $Q_{f\ sismo}$ para carga con sismo.

Paso 7.- Cal*cular* $Q_{f\ sismo}$ para carga acumulada con sismo.

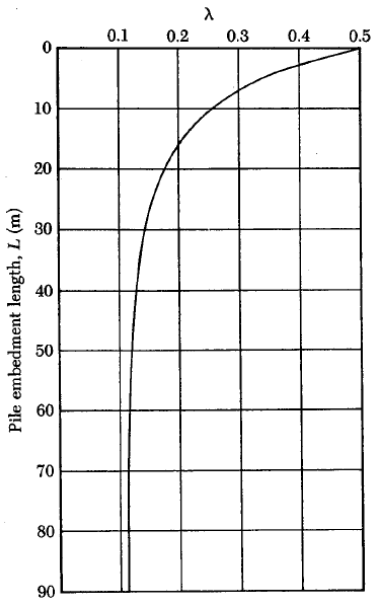


Gráfico 13. Coeficiente λ dependiente de la profundidad embebida del pilote

El coeficiente λ fue obtenido mediante una regresión gráfica (la curva que mejor se acomode) del análisis de los puntos obtenidos de un gran número de pruebas de carga en pilotes. Es evidente que el término λ incluye los efectos de α como de $K \cdot tan\delta$

Este método sobre predice la capacidad portante del pilote cuando su longitud L es menor a 15m en arcillas normalmente y sobre-consolidadas. Para pilotes en este rango $0.2 \leq \lambda \leq 0.4$. El valor mínimo de $\lambda \geq 0.14$

La reducción de λ aparece atribuible al proceso de instalación, el cual produce más daño en el suelo en la parte superficial ya que más longitud del pilote pasa por esta zona que en otras y existe mayor probabilidad de movimiento lateral del pilote en esta zona causando una separación permanente del suelo-pilote.

Este método presenta una deficiencia muy seria y es que asume un único valor de λ para el pilote.

4.3.2.5 Janbú (1976)

$$Q_p = A_p(c \cdot N_c^* + \sigma_P^{'} \cdot N_q^*)$$

$$N_q^* = \left(tan\varphi + \sqrt{1 + tan^2\varphi}\right)^2 (e^{2\eta' \cdot tan\varphi})$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1)cot\varphi$$

Donde;

Q_p = Capacidad de carga estática por punta

A_p = área de la punta del pilote

c = cohesión del suelo en la punta del pilote

$\sigma_P^{'}$ = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

$N_c^* \; y \; N_q^*$ = factores de capacidad de carga (se obtienen de las tablas 20a y 20b, o mediante fórmula).

$\eta^{'}$ = ángulo de inclinación del plano de falla en la punta del pilote (gráfico 17).

La gráfica 17 muestra la variación de $N_c^* \; y \; N_q^*$ con φ y $\eta^{'}$. El ángulo $\eta^{'}$ varía aproximadamente 60º en arcillas blandas a

aproximadamente 105º en suelos arenosos densos. Para usos prácticos se recomienda usar: $60° \leq \eta' \leq 90°$

Independientemente del procedimiento teórico usado para calcular $Q_{p,}$ su magnitud plena no se obtiene sino hasta que el pilote ha entrado por lo menos entre 10% y 25% de su ancho. Esta profundidad es crítica en el caso de la arena.

Desarrollo:

Paso 1.- Determinar el valor para η'

Paso 2.- Con los valores de φ y η' entrar en las tablas 20a o 20b y hallar N_c^* y N_q^* , o mediante interpolación lineal; en caso de que el valor buscado no esté tabulado.

Paso 3.- Usando las fórmulas presentadas arriba, encontrar los valores tanto para N_q^* como para N_c^*.

Paso 4.- Calcular σ_P'

Paso 5.- Determinar $Q_{p\ est\acute{a}tico}$ para carga estática.

Paso 6.- Definir si el estrato es licuable o no.

Paso 7.- Determinar $Q_{f\,sismo}$ para carga con sismo.

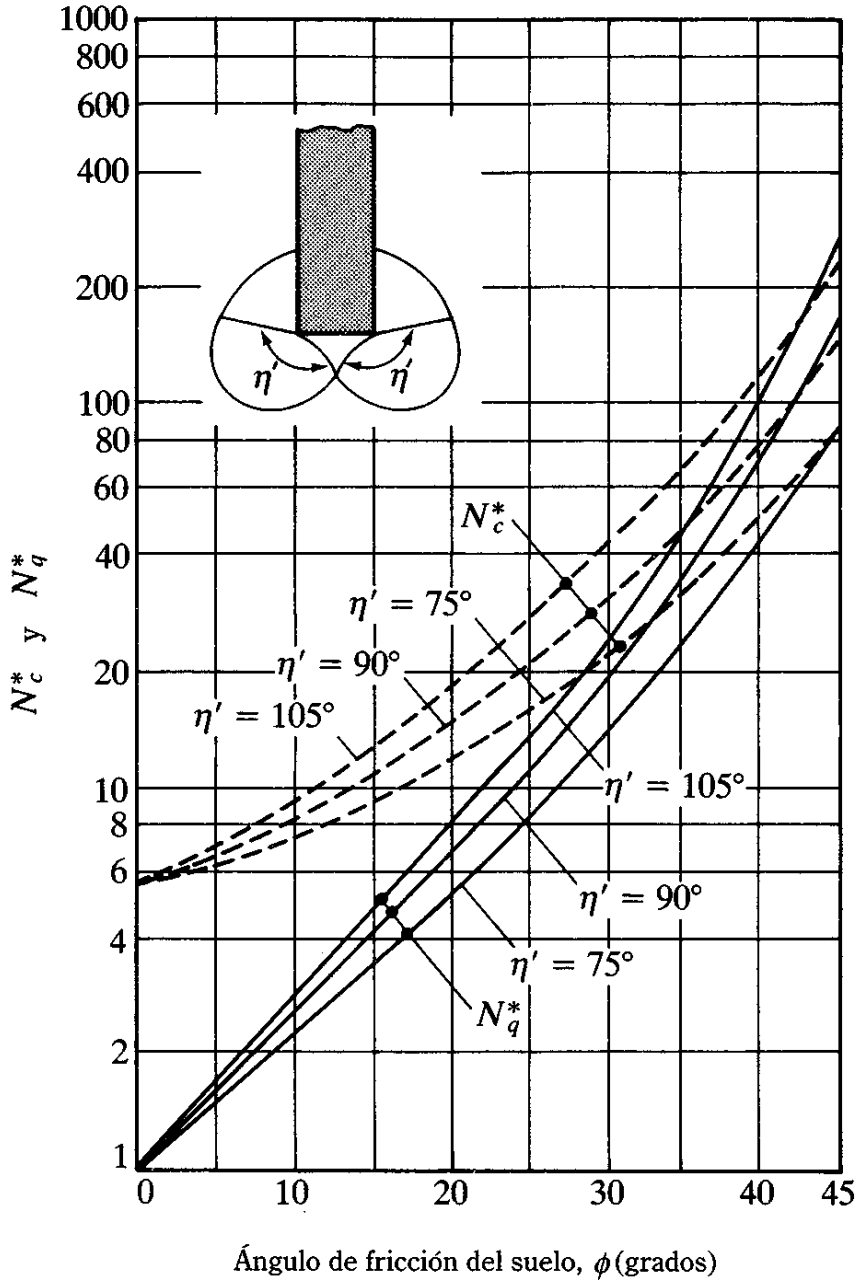


Gráfico 14. Factores de capacidad de apoyo de Janbu

	Janbu			Vesić				
ϕ	$\psi = 75°$	90	105	$I_{rr} = 10$	50	100	200	500
0°	$N'_q = 1.00$	1.00	1.00	$N'_q = 1.00$	1.00	1.00	1.00	1.00
	$N'_c = 5.74$	5.74	5.74	$N'_c = 6.97$	9.12	10.04	10.97	12.19
5	1.50	1.57	1.64	1.79	2.12	2.28	2.46	2.71
	5.69	6.49	7.33	8.99	12.82	14.69	16.69	19.59
10	2.25	2.47	2.71	3.04	4.17	4.78	5.48	6.57
	7.11	8.34	9.70	11.55	17.99	21.46	25.43	31.59
20	5.29	6.40	7.74	7.85	13.57	17.17	21.73	29.67
	11.78	14.83	18.53	18.83	34.53	44.44	56.97	78.78
30	13.60	18.40	24.90	18.34	37.50	51.02	69.43	104.33
	21.82	30.14	41.39	30.03	63.21	86.64	118.53	178.98
35	23.08	33.30	48.04	27.36	59.82	83.78	117.34	183.16
	31.53	46.12	67.18	37.65	84.00	118.22	166.15	260.15
40	41.37	64.20	99.61	40.47	93.70	134.53	193.13	311.50
	48.11	75.31	117.52	47.04	110.48	159.13	228.97	370.04
45	79.90	134.87	227.68	59.66	145.11	212.79	312.04	517.60
	78.90	133.87	226.68	53.66	144.11	211.79	311.04	516.60

Tabla 20a. Valores de N_c^* y N_q^* de acuerdo a $\psi = \eta'$ y φ

	$\eta' = 60°$		$\eta' = 75°$		$\eta' = 90°$	
$\phi'°$	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*	N_c^*	N_q^*
0	5.74	1.0	5.74	1.0	5.74	1.0
10	5.95	2.05	7.11	2.25	8.34	2.47
20	9.26	4.37	11.78	5.29	14.83	6.40
30	19.43	10.05	21.82	13.60	30.14	18.40
40	30.58	26.66	48.11	41.37	75.31	64.20
45	46.32	47.32	78.90	79.90	133.87	134.87

Tabla 20b. Valores de N_c^* y N_q^* de acuerdo a η' y φ

4.3.2.6 Vesic (1977)

Vesic propuso en 1977 un método para estimar la capacidad de carga por punta de un pilote, basado en la teoría de la expansión de cavidades. De acuerdo a esta teoría en base a los parámetros de esfuerzo efectivo, se puede decir que:

$$Q_p = A_p(c \cdot N_c^* + \sigma_o^{'} \cdot N_\sigma^*)$$

$$\sigma'_o = \frac{(1+2K_o)}{3} \cdot \sigma_P^{'}$$

$$N_\sigma^* = f(I_{rr})$$

$$(I_{rr}) = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)(c^{'} + q' \cdot tan\varphi')} = \frac{G_s}{c^{'} + q' \cdot tan\varphi'}$$

Donde;

Q_p = Capacidad de carga estática por punta

A_p = área de la punta del pilote

c = cohesión del suelo en la punta del pilote

$\sigma_P^{'}$ = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

K_o = coeficiente de presión pasiva del suelo = $1 - sen\varphi$

I_{rr} = índice de rigidez reducido

I_r = índice de rigidez

Δ = promedio de la deformación volumétrica en la zona plástica por debajo de la punta del pilote

E_s = módulo de elasticidad del suelo

μs = relación de Poisson del suelo

G_s = módulo de corte del suelo

$N_c^* \; y \; N_\sigma^*$ = factores de capacidad de carga (se obtienen de las tablas 20a y 20b, o mediante fórmula).

Cuando el volumen no cambia (ej., arenas densas o arcillas saturadas), $\Delta = 0$, entonces se tienes que $I_r = I_{rr}$

Desarrollo:

Paso 1.- Determinar el valor para I_r según el tipo de suelo, usando la tabla 21. Los valores de Ir pueden también ser estimados de los ensayos de consolidación y triaxiales correspondientes a los apropiados niveles de esfuerzo.

Paso 2.- Calcular K_o

Paso 3.- De la tabla 22 determinar los valores para N_σ^* y N_c^*, entrando con el ángulo φ e I_r

Paso 4.- Calcular $\sigma_P^{'}$

Paso 5.- Calcular $\sigma_o^{'}$

Paso 5.- Determinar $Q_{p\ est\acute{a}tico}$ para carga estática.

Paso 6.- Definir si el estrato es licuable o no.

Paso 7.- Determinar $Q_{f\ sismo}$ para carga con sismo.

Type of soil	I_r
Sand	70–150
Silts and clays (drained condition)	50–100
Clays (undrained condition)	100–200

Tabla 21. Valores de I_r para diferentes tipos de suelo

ϕ'	I_r									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6.97	7.90	8.82	9.36	9.75	10.04	10.97	11.51	11.89	12.19
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	7.34	8.37	9.42	10.04	10.49	10.83	11.92	12.57	13.03	13.39
	1.13	1.15	1.16	1.18	1.18	1.19	1.21	1.22	1.23	1.23
2	7.72	8.87	10.06	10.77	11.28	11.69	12.96	13.73	14.28	14.71
	1.27	1.31	1.35	1.38	1.39	1.41	1.45	1.48	1.50	1.51
3	8.12	9.40	10.74	11.55	12.14	12.61	14.10	15.00	15.66	16.18
	1.43	1.49	1.56	1.61	1.64	1.66	1.74	1.79	1.82	1.85
4	8.54	9.96	11.47	12.40	13.07	13.61	15.34	16.40	17.18	17.80
	1.60	1.70	1.80	1.87	1.91	1.95	2.07	2.15	2.20	2.24
5	8.99	10.56	12.25	13.30	14.07	14.69	16.69	17.94	18.86	19.59
	1.79	1.92	2.07	2.16	2.23	2.28	2.46	2.57	2.65	2.71
6	9.45	11.19	13.08	14.26	15.14	15.85	18.17	19.62	20.70	21.56
	1.99	2.18	2.37	2.50	2.59	2.67	2.91	3.06	3.18	3.27
7	9.94	11.85	13.96	15.30	16.30	17.10	19.77	12.46	22.71	23.73
	2.22	2.46	2.71	2.88	3.00	3.10	3.43	3.63	3.79	3.91
8	10.45	12.55	14.90	16.41	17.54	18.45	21.51	23.46	24.93	26.11
	2.47	2.76	3.09	3.31	3.46	3.59	4.02	4.30	4.50	4.67
9	10.99	13.29	15.91	17.59	18.87	19.90	23.39	25.64	27.35	28.73
	2.74	3.11	3.52	3.79	3.99	4.15	4.70	5.06	5.33	5.55
10	11.55	14.08	16.97	18.86	20.29	21.46	25.43	28.02	29.99	31.59
	3.04	3.48	3.99	4.32	4.58	4.78	5.48	5.94	6.29	6.57
11	12.14	14.90	18.10	20.20	21.81	23.13	27.64	30.61	32.87	34.73
	3.36	3.90	4.52	4.93	5.24	5.50	6.37	6.95	7.39	7.75
12	12.76	15.77	19.30	21.64	23.44	24.92	30.03	33.41	36.02	38.16
	3.71	4.35	5.10	5.60	5.98	6.30	7.38	8.10	8.66	9.11
13	13.41	16.69	20.57	23.17	25.18	26.84	32.60	36.46	39.44	41.89
	4.09	4.85	5.75	6.35	6.81	7.20	8.53	9.42	10.10	10.67
14	14.08	17.65	21.92	24.80	27.04	28.89	35.38	39.75	43.15	45.96
	4.51	5.40	6.47	7.18	7.74	8.20	9.82	10.91	11.76	12.46
15	14.79	18.66	23.35	26.53	29.02	31.08	38.37	43.32	47.18	50.39
	4.96	6.00	7.26	8.11	8.78	9.33	11.28	12.61	13.64	14.50
16	15.53	19.73	24.86	28.37	31.13	33.43	41.58	47.17	51.55	55.20
	5.45	6.66	8.13	9.14	9.93	10.58	12.92	14.53	15.78	16.83

Tabla 22. Factores de capacidad de carga N_c^* y N_σ^* basado en la teoría de cavidades

	I_{rr}									
ϕ'	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
17	16.30	20.85	26.46	30.33	33.37	35.92	45.04	51.32	56.27	60.42
	5.98	7.37	9.09	10.27	11.20	11.98	14.77	16.99	18.20	19.47
18	17.11	22.03	28.15	32.40	35.76	38.59	48.74	55.80	61.38	66.07
	6.56	8.16	10.15	11.53	12.62	13.54	16.84	19.13	20.94	22.47
19	17.95	23.26	29.93	34.59	38.30	41.42	52.71	60.61	66.89	72.18
	7.18	9.01	11.31	12.91	14.19	15.26	19.15	21.87	24.03	25.85
20	18.83	24.56	31.81	36.92	40.99	44.43	56.97	65.79	72.82	78.78
	7.85	9.94	12.58	14.44	15.92	17.17	21.73	24.94	27.51	29.67
21	19.75	25.92	33.80	39.38	43.85	47.64	61.51	71.34	79.22	85.90
	8.58	10.95	13.97	16.12	17.83	19.29	24.61	28.39	31.41	33.97
22	20.71	27.35	35.89	41.98	46.88	51.04	66.37	77.30	86.09	93.57
	9.37	12.05	15.50	17.96	19.94	21.62	27.82	32.23	35.78	38.81
23	21.71	28.84	38.09	44.73	50.08	54.66	71.56	83.68	93.47	101.83
	10.21	13.24	17.17	19.99	22.26	24.20	31.37	36.52	40.68	44.22
24	22.75	30.41	40.41	47.63	53.48	58.49	77.09	90.51	101.39	110.70
	11.13	14.54	18.99	22.21	24.81	27.04	35.32	41.30	46.14	50.29
25	23.84	32.05	42.85	50.69	57.07	62.54	82.98	97.81	109.88	120.23
	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06
26	24.98	33.77	45.42	53.93	60.87	66.84	89.25	105.61	118.96	130.44
	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
27	26.16	35.57	48.13	57.34	64.88	71.39	95.02	113.92	128.67	141.39
	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
28	27.40	37.45	50.96	60.93	69.12	76.20	103.01	122.79	139.04	153.10
	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
29	28.69	39.42	53.95	64.71	73.58	81.28	110.54	132.23	150.11	165.61
	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
30	30.03	41.49	57.08	68.69	78.30	86.64	118.53	142.27	161.91	178.98
	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
31	31.43	43.64	60.37	72.88	83.27	92.31	126.99	152.95	174.49	193.23
	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
32	32.89	45.90	63.82	77.29	88.50	98.28	135.96	164.29	187.87	208.43
	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
33	34.41	48.26	67.44	81.92	94.01	104.58	145.46	176.33	202.09	224.62
	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87
34	35.99	50.72	71.24	86.80	99.82	111.22	155.51	189.11	217.21	241.84
	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12

Continuación Tabla 22. Factores de capacidad de carga N_c^* y N_σ^* basado en la teoría de cavidades

ϕ'	I_r									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
35	37.65	53.30	75.22	91.91	105.92	118.22	166.14	202.64	233.27	260.15
	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	39.37	55.99	79.39	97.29	112.34	125.59	177.38	216.98	250.30	279.60
	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	41.17	58.81	83.77	102.94	119.10	133.34	189.25	232.17	268.36	300.26
	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	43.04	61.75	88.36	108.86	126.20	141.50	201.78	248.23	287.50	322.17
	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	44.99	64.83	93.17	115.09	133.66	150.09	215.01	265.23	307.78	345.41
	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	47.03	68.04	98.21	121.62	141.51	159.13	228.97	283.19	329.24	370.04
	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	49.16	71.41	103.49	128.48	149.75	168.63	243.69	302.17	351.95	396.12
	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	51.38	74.92	109.02	135.68	158.41	178.62	259.22	322.22	375.97	423.74
	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	53.70	78.60	114.82	143.23	167.51	189.13	275.59	343.40	401.36	452.96
	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	56.13	82.45	120.91	151.16	177.07	200.17	292.85	365.75	428.21	483.88
	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	58.66	86.48	127.28	159.48	187.12	211.79	311.04	389.35	456.57	516.58
	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58
46	61.30	90.70	133.97	168.22	197.67	224.00	330.20	414.26	486.54	551.16
	64.48	94.92	139.73	175.20	205.70	232.96	342.94	429.98	504.82	571.74
47	64.07	95.12	140.99	177.40	208.77	236.85	350.41	440.54	518.20	587.72
	69.71	103.00	152.19	191.24	224.88	254.99	376.77	473.42	556.70	631.25
48	66.97	99.75	148.35	187.04	220.43	250.36	371.70	468.28	551.64	626.36
	75.38	111.78	165.76	208.73	245.81	279.06	413.82	521.08	613.65	696.64
49	70.01	104.60	156.09	197.17	232.70	264.58	394.15	497.56	586.96	667.21
	81.54	121.33	180.56	227.82	268.69	305.37	454.42	573.38	676.22	768.53
50	73.19	109.70	164.21	207.83	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
	88.23	131.73	196.70	248.68	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

Continuación Tabla 22. Factores de capacidad de carga N_c^* y N_σ^* basado en la teoría de cavidades

ϕ'	I_r									
	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
35	37.65	53.30	75.22	91.91	105.92	118.22	166.14	202.64	233.27	260.15
	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	39.37	55.99	79.39	97.29	112.34	125.59	177.38	216.98	250.30	279.60
	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	41.17	58.81	83.77	102.94	119.10	133.34	189.25	232.17	268.36	300.26
	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	43.04	61.75	88.36	108.86	126.20	141.50	201.78	248.23	287.50	322.17
	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	44.99	64.83	93.17	115.09	133.66	150.09	215.01	265.23	307.78	345.41
	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	47.03	68.04	98.21	121.62	141.51	159.13	228.97	283.19	329.24	370.04
	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	49.16	71.41	103.49	128.48	149.75	168.63	243.69	302.17	351.95	396.12
	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	51.38	74.92	109.02	135.68	158.41	178.62	259.22	322.22	375.97	423.74
	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	53.70	78.60	114.82	143.23	167.51	189.13	275.59	343.40	401.36	452.96
	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	56.13	82.45	120.91	151.16	177.07	200.17	292.85	365.75	428.21	483.88
	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	58.66	86.48	127.28	159.48	187.12	211.79	311.04	389.35	456.57	516.58
	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58
46	61.30	90.70	133.97	168.22	197.67	224.00	330.20	414.26	486.54	551.16
	64.48	94.92	139.73	175.20	205.70	232.96	342.94	429.98	504.82	571.74
47	64.07	95.12	140.99	177.40	208.77	236.85	350.41	440.54	518.20	587.72
	69.71	103.00	152.19	191.24	224.88	254.99	376.77	473.42	556.70	631.25
48	66.97	99.75	148.35	187.04	220.43	250.36	371.70	468.28	551.64	626.36
	75.38	111.78	165.76	208.73	245.81	279.06	413.82	521.08	613.65	696.64
49	70.01	104.60	156.09	197.17	232.70	264.58	394.15	497.56	586.96	667.21
	81.54	121.33	180.56	227.82	268.69	305.37	454.42	573.38	676.22	768.53
50	73.19	109.70	164.21	207.83	245.60	279.55	417.82	528.46	624.28	710.39
	88.23	131.73	196.70	248.68	293.70	334.15	498.94	630.80	744.99	847.61

From "Design of Pile Foundations," by A. S. Vesic, in *NCHRP Synthesis of Highway Practice 42*, Transportation Research Board, 1977. Reprinted by permission.
Note: Upper number N_c^*, lower number N_σ^*.

Continuación Tabla 22. Factores de capacidad de carga N_c^* y N_σ^* basado en la teoría de cavidades

4.4 Fórmulas dinámicas de hincado de pilotes

La determinación de capacidad de carga de pilotes basada en fórmulas de hincado de pilotes, no son del todo confiables. Estas fórmulas deben ser supervisadas por experiencia local o mediante pruebas de carga, por lo tanto se las debe usar con precaución. Las fórmulas dinámicas son fundamentalmente incorrectas. Estas fórmulas ofrecen una representación muy pobre del sistema de hincado y la pérdida de energía en los componentes del sistema. Las fórmulas dinámicas también asumen un pilote rígido, y así despreciando los efectos de la rigidez axial en el pilote durante el hincado, y más aún asumiendo que la resistencia del pilote es constante e instantánea al momento de la fuerza de impacto.

El concepto básico del método consiste la representación del modelo matemático mediante la energía requerida para hincar el pilote una longitud determinada, tomando en cuenta la pérdida de energía que se produce al momento del hincado.

$$(Q_v)_{all} = Q_{dyn}/FS$$

$$Q_{dyn} = WH/(S + C)$$

Donde;

Q_{dyn} = resistencia dinámica del suelo al hincado de pilotes

W = peso del martillo

H = altura de caída del martillo

S = distancia que penetra la punta del pilote en el suelo por cada golpe

C = penetración extra si no hubiera pérdida de energía

FS = factor de seguridad

Distintos investigadores han realizado numerosos intentos para obtener Q_{dyn} tomando en cuenta la pérdida de energía, estos intentos han resultado en la obtención de fórmulas muy complejas, que no tienen en cuenta los aspectos dinámicos del hincado de pilotes. La experiencia ha demostrado que las fórmulas complicadas no tienen una ventaja sobre las básicas, formuladas por Terzaghi y Peck en 1967. En la tabla a continuación se presentan un set de fórmulas para estimar la capacidad de carga de los pilotes basadas en la fórmula de hincado, estas se usan bastante hoy en día; primordialmente por su facilidad de uso durante el hincado. Pero se debe tener siempre en cuenta de las limitaciones de estas fórmulas, ya que no consideran: los efectos de flexibilidad del pilote (ya que se asume como un cuerpo rígido), la modelación del suelo es bastante lejana de la real (se asume que la resistencia del suelo es igual a todo lo largo del pilote) y las pérdidas de energía son sobre simplificadas ya que no toman en cuenta los factores reales al momento del hincado.

Para el control normal del pilotaje, el Manual "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications" establece que se realizarán pruebas de carga dinámicas (PDA) y que como un valor informativo y aproximado, se debe usar la fórmula dinámica propuesta por Gates, y como opcional, la fórmula del Engineering News Records (ENR). Siguiendo lo estipulado, las pruebas de carga dinámicas definirán la aceptación o rechazo del pilotaje y los valores obtenidos con la fórmula de Gates son un auxiliar que permite la extrapolación de los ensayos dinámicos a todos los pilotes de una pila. Por recomendación de GRL el criterio de aceptación del pilotaje debe basarse en el número de golpes obtenido al inicio de la rehinca (condición BOR como se señala más adelante), pudiéndose determinar, luego de disponer de mayores datos, el factor de incremento para este caso.

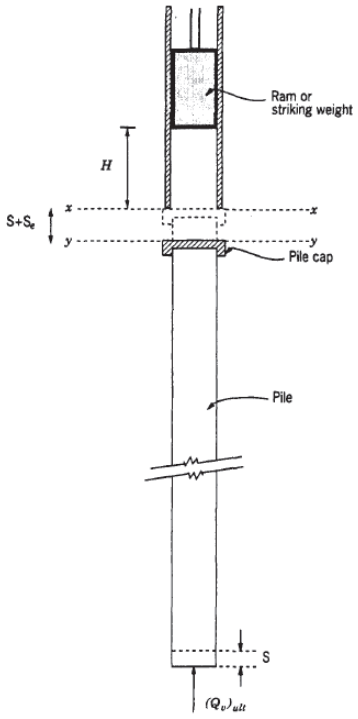


Fig. 21. Concepto básico detrás de la derivación de las fórmulas de hincado

For Drop Hammer	For Single-Acting Hammer	For Double-Acting Differential Hammer
	$(Q_v)_{all}{}^{a,c} = \dfrac{2WH}{S+0.1}$	$(Q_v)_{all}{}^{a} = \dfrac{2E}{S+0.1}$
$(Q_v)_{all}{}^{c} = \dfrac{2WH}{S+1}$		
	$(Q_v)_{all}{}^{b,c} = \dfrac{2WH}{S+0.1\dfrac{W_D}{W}}$	$(Q_v)_{all}{}^{b} = \dfrac{2E}{S+0.1\dfrac{W_D}{W}}$

[a]Use when driven weights are smaller than striking weights.
[b]Use when driven weights are larger than striking weights.
[c]This is based on the most commonly used pile-driving formula, known as the Engineering New formula.
$(Q_v)_{all}$ = allowable pile load in pounds.
W = weight of striking parts of hammer in pounds.
H = effective height of fall in feet.
E = actual energy delivered by hammer per blow in foot-pounds.
S = average net penetration in inches per blow for the last 6 in. of driving set.
W_D = driven weights including pile.
Note: 1. Ratio of driven weights to striking weights should not exceed 3.

Tabla 23. Fórmulas de hincado de pilotes (Manual de diseño DM 7.2, 1982)

4.4.1 Fórmula dinámica de Gates[2]

Según se establece en el Manual AAHSTO LRDF versión 7 SI. El cálculo se hace para dos condiciones: al fin del hincado inicial (EOD- end of driving) para determinar de manera aproximada la capacidad del pilote al momento de la instalación; y, al inicio del rehincado (BOR-beginnin of restrike) para determinar el incremento de la capacidad del pilote luego de un tiempo de recuperación. El intervalo aconsejado para el rehincado es de por lo

[2] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2007 SI, pg 10-97

menos 5 días, según la bibliografía disponible, lo que no se logra siempre, por la oportunidad de las pruebas dinámicas.

$$R = 211\sqrt{E_d} \cdot log_{10}(10 \cdot N_b) - (4.45 \cdot 10^5)$$

Donde;

R = Resistencia nominal última, medida en el hincado (N)

E_d = Energía desarrollada por el martillo (mm-N)

N_b = golpes para una penetración de 25 mm

4.4.2 Fórmula del Engineering New Records ENR[3]

Se presenta como valor referencial únicamente. Este cálculo se hace para la condición EOD solamente y su resultado no se incluye en los gráficos que se presentan en el proyecto de tesis aquí desarrollado.

$$R = \frac{12 \cdot E_d}{(s + 2.5)}$$

Donde;

[3] Ídem.

R = Resistencia nominal última, medida en el hincado (N)

E_d = Energía desarrollada por el martillo (mm-N)

s = penetración por golpe (mm)

4.5 Análisis dinámico por ecuación de onda

Este método está basado en la teoría de propagación de ondas de esfuerzo unidimensionales. La onda de esfuerzo es generada mediante impacto de un martillo en la cabeza del pilote.

El análisis se utiliza para obtener la capacidad última del pilote, esfuerzos de hincado y la compatibilidad del equipo de hincado.

Este método fue primero puesto en práctica por Smith en 1962 y su principio básico es la representación matemática del sistema de hincado (martillo, amortiguador de martillo, amortiguador de pilote y pilote) mediante pesos y resortes en una dirección.

En la actualidad este método es ampliamente utilizado mediante programas de computadora, desarrollados por varios autores y de libre distribución; los más

comunes son el TT1 (Hirsch, 1976) y WEAP-86 (Goble y Rausche, 1980), otros programas de venta al público son como por ejemplo PDA CAPWAP (2006).

La confiabilidad de este método radica en la estimación precisa de varios parámetros tales como: factores de amortiguamiento, la compresión elástica del suelo a cierta distancia, eficiencia del martillo y las propiedades de los amortiguadores; tanto del martillo como del pilote.

Para este caso en particular se utilizó el método PDA. Se instalaron acelerómetros y transductores en el costado de un pilote y luego se procede a la hinca y posteriormente a la rehinca. La energía aplicada por el martillo origina su desplazamiento y los equipos instalados los traducen a señales de fuerza y velocidad. El software PDA procesa la información a partir de estos resultados y reporta la siguiente información: la eficiencia del sistema martillo – pilote en la rehinca; los esfuerzos máximos aplicados; determina eventuales daños en el pilote; y, estima la carga última del pilote.

El análisis se basa en los procedimientos desarrollados por el Instituto CASE de Tecnología entre 1964 y 1975 y está normado por la ASTM.

Utilizando un software especializado (CAPWAP) se puede además determinar la resistencia del pilote a lo largo del fuste, en incrementos predeterminados en

función de su tamaño, y la resistencia movilizada a la punta. Dependiendo del tiempo transcurrido entre el fin de la instalación y la rehinca, los resultados así obtenidos pueden corresponder a la totalidad de la resistencia del pilote o solo parcialmente, debido a que no se ha logrado la movilización total de ésta.

El análisis detallado es muy complejo y es realizado por profesionales especializados de la firma GRL, cuyo informe consta en el Anexo …

De manera general se consideró suficiente probar 3 pilotes de cada pila (análisis PDA) tanto por el método Case como usando el software CAPWAP. En este caso los ensayos se realizaron el día 6 de junio del 2009 y se probaron los pilotes 6, 7 y 9.

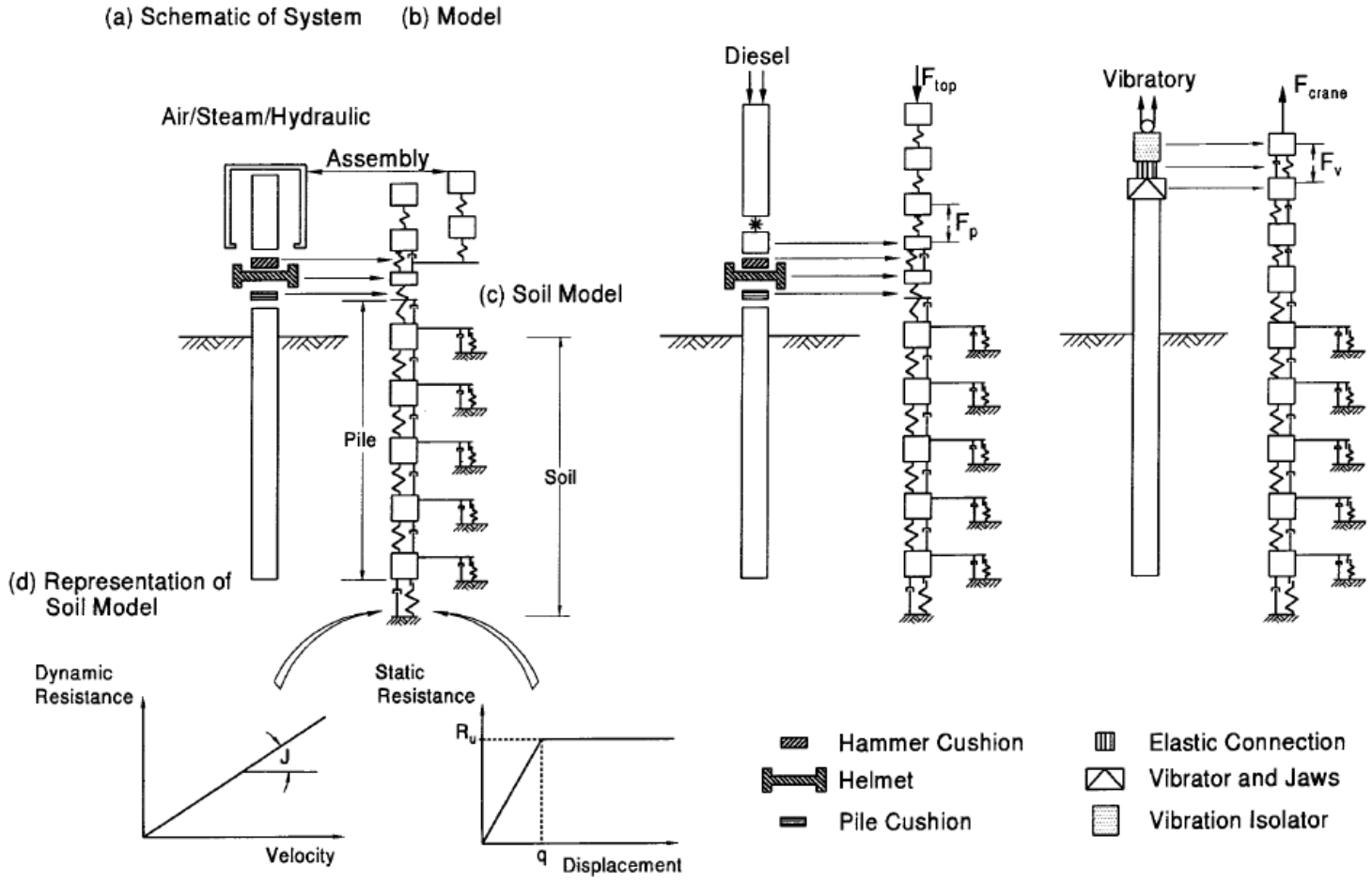


Fig. 21. Modelo típico de ecuación de onda

4.6 Grupo de Pilotes

La cimentación sobre pilotes, en la mayoría de los casos, se la realiza en grupo y no como pilotes aislados, este debido a las grandes cargas provenientes de la superestructura; los cuales se mantienen unidos mediante un encepado de hormigón armado u otro sistema de unión tal como vigas cruzadas o elementos longitudinales. Basado en economía y practicidad, el espaciamiento óptimo de los pilotes normalmente varía entre 3 a 3,5 veces el diámetro. Normalmente los pilotes no se los debe instalar a una distancia menor a 3 veces el diámetro, para evitar interferencias durante la instalación. No existe una teoría racional aceptable de capacidad de carga de grupo de pilotes.

4.6.1 Suelos friccionantes

Para este tipo de suelos los siguientes criterios pueden usarse para obtener la capacidad de carga del grupo de pilotes, siempre y cuando la distancia centro a centro entre pilotes sea mayor a 3 diámetros (Vesic, 1977).

1.- $(Q_p)_G = n \cdot Q_p$

Donde;

$(Q_p)_G$ = es la capacidad de carga última por punta del grupo de pilotes

Q_p = es la capacidad de carga última por punta de un solo pilote

n = es el número de pilotes

2.- la capacidad de carga última por fricción de un grupo de pilotes puede ser mayor que la suma individual de la capacidad de carga por fricción de cada pilote, debido al incremente de compactación y compresión lateral causados por el proceso de hincado dentro de un área relativamente pequeña. Es difícil el poder predecir este incremente de de capacidad cuantitativamente.

Por lo tanto tales incrementos no son recomendados usarlos a menos que se determinen mediante una prueba de carga a escala real en el sitio de trabajo. Por lo tanto se puede concluir que la capacidad de carga última de un grupo de pilotes en suelos friccionantes es igual a por lo menos la sumatoria de la capacidad portante última de cada uno de los pilotes que conforman el grupo de pilotes.

Sin embargo, la acción de un grupo de pilotes es suelos friccionantes incrementa el asentamiento del grupo. Esto se discutirá más adelante. Basados en esto, la capacidad de carga última de un grupo de pilotes es simplemente la sumatoria de la capacidad portante última de cada uno de los pilotes que conforman el grupo de pilotes, a menos que los pilotes estén cimentados en un suelo friccionante denso de poco espesor y por debajo de este un depósito de

suelo débil. En tal situación, la capacidad del grupo es menor a: (1) la sumatoria de las capacidades individuales de cada pilote y (2) la capacidad del bloque de falla de una base equivalente de ancho B punzando a través del depósito denso hacia el depósito débil[4]. Esto se discutirá más adelante.

4.6.2 Suelos cohesivos

Siendo Q_u la capacidad última de un solo pilote y $(Q_u)_G$ la capacidad última de un grupo de pilotes en suelos cohesivos se tiene entonces, en general, que lo siguiente es aplicable:

$$(Q_u)_G \neq n \cdot Q_u$$

Donde;

n es el número de pilotes del grupo.

Al momento no existe una teoría racional aceptable para determinar la capacidad de carga de un grupo de pilotes en suelos cohesivos[5]. Para la mayoría de los casos prácticos, la capacidad última del grupo, puede ser estimada del menor de los siguientes valores:

[4] Prakash, Shamsher. Pile Foundations in Engineering Practice. Wiley-Interscience Publication. Pg 248

[5] Ídem. Pg. 269

4.6.2.1 Acción de grupo

La falla por bloque del grupo de pilotes por rompimiento a través del suelo a lo largo de un perímetro imaginario y soportado por la punta como muestra la figura 23 (Terzaghi y Peck, 1967; Meyerhof, 1976) se puede estimar la siguiente relación para la capacidad última del grupo por falla:

$$(Q_u)_G = c_u \cdot N_c \cdot (\bar{b})^2 + 4c_u(\bar{b})L_e$$

(a)

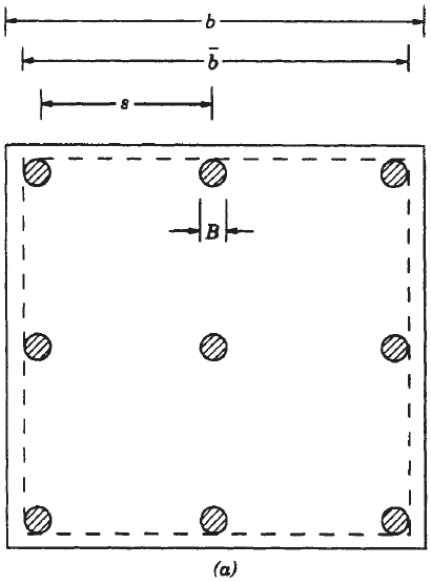


Fig. 22a. Grupo de pilotes en suelos cohesivos. a) Planta

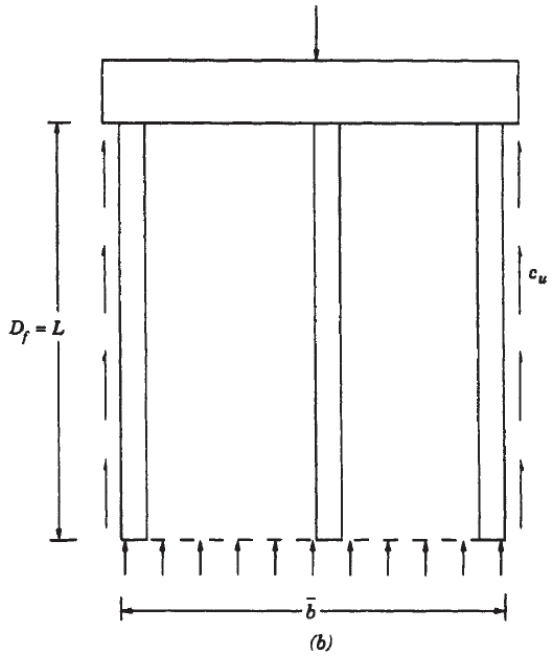


Fig. 22b. Grupo de pilotes en suelos cohesivos. b) Elevación

4.6.2.2 Acción individual

Si no existe acción de grupo, la carga total que el grupo puede tomar es *n* veces la carga de un solo pilote.

$$(Q_u)_G = n \cdot Q_u$$

Si los pilotes están cercanos unos de otros, la carga en la acción del grupo es más pequeña que aquella que en la acción individual. La relación de la capacidad de carga última del grupo para la capacidad

individual total es definida como la eficiencia del grupo de pilotes G_e. Por lo tanto:

$$G_e = \frac{(Q_u)_G}{n \cdot Q_u}$$

De ahí que:

$$(Q_u)_G = G_e \cdot n \cdot Q_u$$

(b)

El valor de la eficiencia del grupo G_e depende de: parámetros del suelo, forma y tamaño del grupo de pilotes, longitud del pilote y espaciamiento entre pilotes (Whitaker, 1957; Kerisel, 1967). Una gran variedad de fórmulas se han publicado para determinar G_e, pero se han logrado estimar valores para este coeficiente de reducción, G_e, para usos prácticos de diseño de grupo de pilotes en suelos cohesivos.

Espaciamiento entre Pilotes	3B	4B	5B	6B	8B
Eficiencia del Grupo, G_e	0.7O	0.75	0.85	0.90	1.00

Tabla 24. Valores de Eficiencia de Grupo para distintos Espaciamientos

Estos valores están basados en datos experimentales obtenidos por Whitaker (1975) y presentados en gráficos en Foundations and Earth Design Manual, DM-7.7 (1982)

Por lo tanto para $(Q_u)_G$ debe ser el menor de los valores estimados entre (*a)* y (*b).*

4.7 Consideraciones especiales de diseño

4.7.1 Fricción negativa

En la Figura 24 se muestra un pilote embebido en un estrato de arcilla, cargado axialmente. El pilote tiene la tendencia de desplazarse hacia abajo con referencia al suelo que lo rodea. Lo que resulta en la movilización de la fuerza de fricción hacia arriba (positiva) a lo largo de todo el fuste del pilote. Esta fuerza hacia arriba o positiva Q_f todo lo largo del pilote más la resistencia por punta desarrollada Q_p actúan en la misma dirección para soportar la carga axial aplicada $(Q_u)_{G\,adm}$ y así obtener la capacidad de carga máxima Q_u.

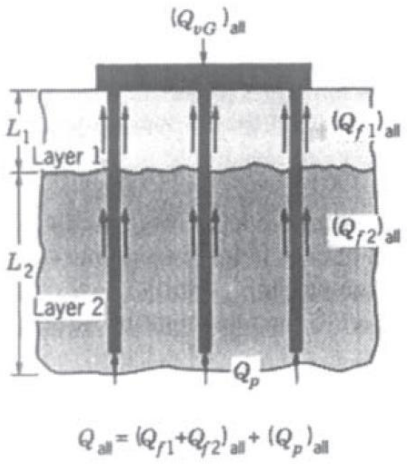


Fig. 23 Desarrollo de la fricción positiva

En la Figura 25 el pilote es hincado a través de un relleno recientemente colocado, soportado por un estrato antiguo de arcilla. El relleno reciente no está consolidado y se empieza a consolidar bajo su propio peso luego de que el pilote es hincado. Por lo tanto el relleno puede asentarse más que el pilote.

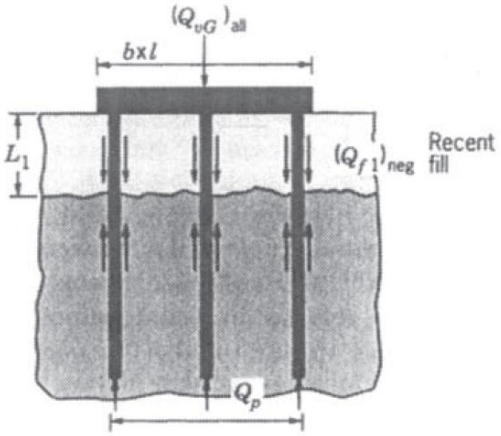


Fig. 24 Fricción negativa cuando el relleno se consolida por su propio peso

En la Figura 26 25 el pilote es hincado a través de un relleno recientemente colocado, soportado por un estrato suave de arcilla y su punta descansa sobre una arcilla de media a dura. El nivel freático puede bajar, por A o B circunstancias, lo que conlleva a que la arcilla suave se empiece a consolidar por el incremento del esfuerzo efectiva. El relleno tampoco se encuentra consolidado. La punta del pilote no experimenta asentamiento.

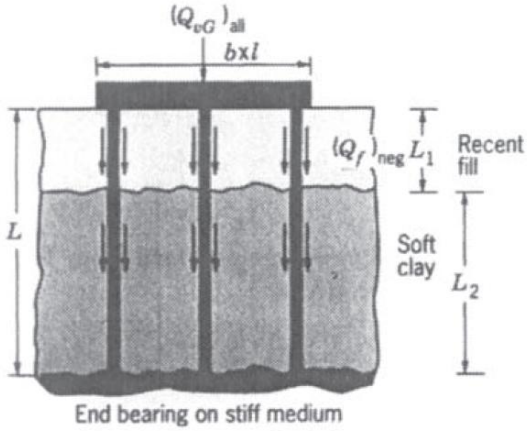


Fig. 25 Fricción negativa cuando la arcilla suave se consolida debido al cambio del nivel freático o por acción del relleno recientemente colocado

Los dos casos anteriores y otras situaciones similares pueden causar que la resistencia o fricción lateral actúen en la misma dirección que la carga externa axial $(Q_u)_{G_{adm}}$. Esto es considerado como fricción negativa, porque la resistencia del suelo a lo largo del fuste del pilote opera en dirección hacia abajo, que es lo opuesto a las fuerzas convencionales de resistencia Q_f y Q_p. De ahí que, la fricción negativa se desarrolla cuando el asentamiento del suelo alrededor del pilote exceda el movimiento hacia abajo del fuste del pilote. Este movimiento hacia abajo del suelo alrededor es debido a la consolidación. Este fenómeno también es conocido como "empuje hacia abajo" del pilote[6].

Este empuje hacia abajo del pilote puede adicionar fuerza axial sobre este y resultar en asentamientos excesivos o inclusive fallar por completo en

[6] Ídem, Pg. 286

casos extremos. Vesic (1977) reportó que observaciones, realizadas in-situ de pilotes con este problema, indicaban que un movimiento relativo hacia abajo de 15 mm del suelo con respecto al pilote puede ser suficiente para movilizar fricción negativa a lo largo de todo el fuste del pilote.

En áreas donde se pueda desarrollar potencialmente la fricción negativa, los pilotes de sección cónica se deben evitar a toda costa. Esto debido primordialmente a la magnitud del movimiento hacia bajo de la parte exterior del pilote de forma cónica que es mucho mayor que la parte interior y por el asentamiento del suelo que es desplazado por el hincado del pilote.

De acurdo a Vesic (1977), la fricción negativa $Q_{f_{neg}}$ tanto para suelos friccionantes como para suelos cohesivos; puede ser estimada de la siguiente expresión:

$$Q_{f_{neg}} = \overline{N_o} \cdot \sigma'_o \cdot A$$

Donde;

N_o = factor adimensional que puede ser obtenido de la tabla 24.

σ'_o = esfuerzo efectivo vertical

A = área del fuste en la zona del suelo que se asienta

En la tabla 24 se mencionan pilotes con revestimiento (coated) y sin revestimiento (uncoated). Pilotes sin revestimiento son los normales, que no tienen un tratamiento especial en su superficie. Los con revestimiento son los que han sufrido algún tipo de tratamiento en su superficie, ya sea con bitumen o bentonita. Estos revestimientos reducen la adhesión o unión entre el suelo y la superficie del pilote. De ahí que la fricción negativa es menor para los pilotes con revestimiento que en aquellos sin revestimiento.

Soil and Pile Condition	$\bar{N}_0$
(a) Uncoated pile	
(i) In soft compressible layers of silt and clay	0.15–0.3
(ii) In loose sand	0.3–0.8
(b) Pile coated with bitumen or bentonite	0.01–0.05

*Values provided by Vesic (1977).

Tabla 25. Valores de N_o para varias condiciones

La fricción negativa puede también ser obtenida mediante una relación empírica originalmente propuesta por Garlanger (1973) y recomendada para su uso en el *Manual de Diseño de Cimentaciones y Estructuras de Tierr, 1982.* De acuerdo con este manual, la fricción negativa se puede obtener de la tabla 25.

Soil Type	Negative Skin Friction
Sand	0.35 to 0.5 $\sigma'_v A$
Silt	0.25 to 0.35 $\sigma'_v A$
Clay	0.20 to 0.25 $\sigma'_v A$

Note: σ'_v = average effective vertical stress. A = area of shaft in the zone of settling soil. The units of σ'_v and A have to be consistent to yield a force unit for the negative skin friction.

Tabla 26. Valores empíricos para la fricción negativa

Un método simple para estimar la fricción negativa es tomar los valores de la fricción positiva, en las zonas donde esta se producirá, y darle valores negativos y restar del resto de la fricción positiva. Si bien es cierto este procedimiento es conservador, se lo debe considerar, ya que actualmente no existe una teoría clara y adecuada que se entienda bien para poder ser aplicada.

Para el Proyecto Puente Bahía, tema de la presente tesis no se presentó este caso de estudio, por lo tanto no fue necesario realizar el chequeo correspondiente, descrito en esta sección.

4.7.2 Pilotes en sistemas de suelos de varios estratos

Un método simple para estimar la capacidad de carga de pilotes en un sistema de suelos de varios estratos es mediante la sumatoria de la capacidad de carga por fricción de cada estrato más la capacidad de carga por punta del

estrato portante. Los métodos a usarse para la capacidad de carga serán los que más se adecuen a cada caso en estudio, y que representen de forma lo más cercano posible a la realidad en el terreno. Cuando se realiza este tipo de procedimiento se debe tomar en cuenta la rigidez y resistencia relativa de cada uno de los estratos a ser penetrados por el pilote durante el proceso de hincado.

En el caso de que un grupo de pilotes transfiera su carga a través de un sistema de suelo de varios estratos de gran profundidad hacia un estrato de arena soportado por un estrato de arcilla débil, la seguridad del grupo de pilotes deberá ser chequeada de la siguiente manera:

1. Asumir que la carga total aplicada Q_{adm} sobre el grupo de pilotes es transferida al suelo a través de una zapata teórica localizada en la base del grupo de pilotes. Figura 27.
2. Asumir que la carga Q_{adm} es ahora distribuida a una distancia 2V:1H por debajo de la base del grupo de pilotes. En el nivel x-x, el cual es el plano de encuentro entre la arena y la arcilla débil, el esfuerzo vertical, $\Delta\sigma'_v$ debido a Q_{adm} será dado por:

$$\Delta\sigma'_v = \frac{Q_{adm}}{(\bar{b} + H)(\bar{l} + H)}$$

Donde $\bar{l}$ y $\bar{b}$ son las dimensiones de la base de los pilotes y H es la profundidad del plano de encuentre entre la arena y la arcilla débil

por debajo de la base de los pilotes, como se muestra en la Figura 27.

3. Entonces el grupo de pilotes estará seguro frente a la falla del estrato de arcilla débil si la siguiente condición es cumplida:

$$\Delta\sigma'_v \leq 3c_u$$

Donde c_u es el esfuerzo no drenado (cohesión) de la arcilla. Esta relación asegura que el esfuerzo efectivo vertical adicional no causará falla en el estrato de arcilla débil.

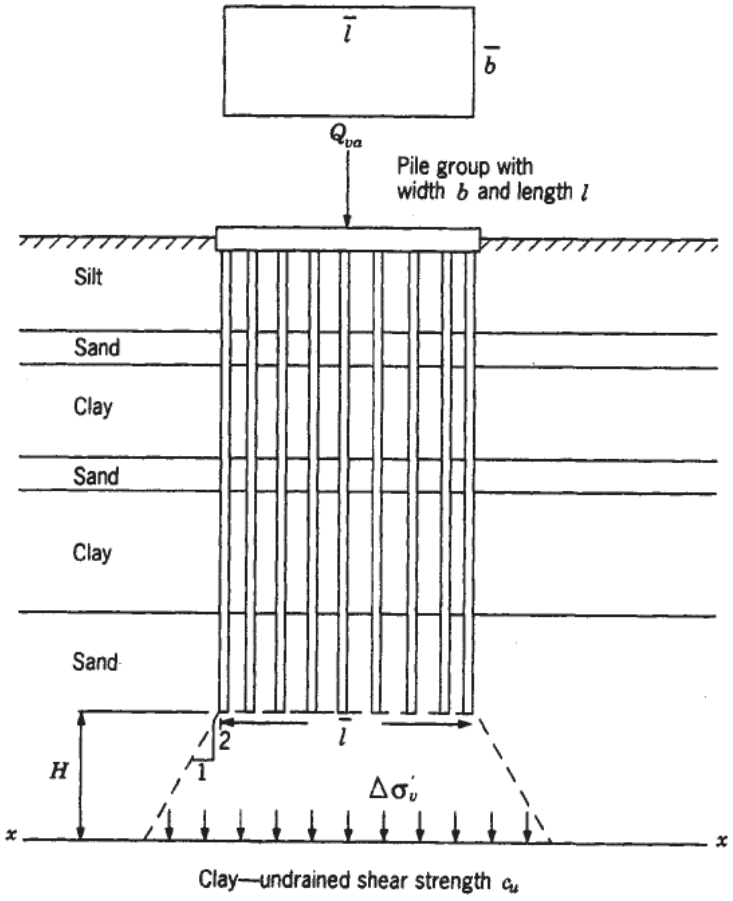


Figura 26. Seguridad del grupo de pilotes ante el corte por punzonamiento en suelos de varios estratos

Para el Proyecto Puente Bahía, tema de la presente tesis, si bien es cierto se presentó un sistema de suelos de dos estratos diferentes, para lo cual se realizó el cálculo de la capacidad de carga última en función de cada uno, no se presentó el caso estudio descrito al final de esta sección, por lo tanto no fue necesario realizar el chequeo correspondiente.

4.7.3 Aplastamiento lateral del suelo de fundación

Los contrafuertes de los pilotes cimentados en pilotes hincados a través de suelos cohesivos suaves pueden inclinarse hacia adelante o hacia atrás; dependiendo de la geometría de del relleno y del contrafuerte, como se muestra en la Figura 28. Grandes movimientos horizontales pueden causar daños a la estructura. Las cargas provocadas por el relleno no balanceado mostradas en la Figura 28 desplazan el suelo lateralmente. Este desplazamiento lateral puede flejar a los pilotes, causando que el contrafuerte se incline hacia el relleno o se aparte de este.

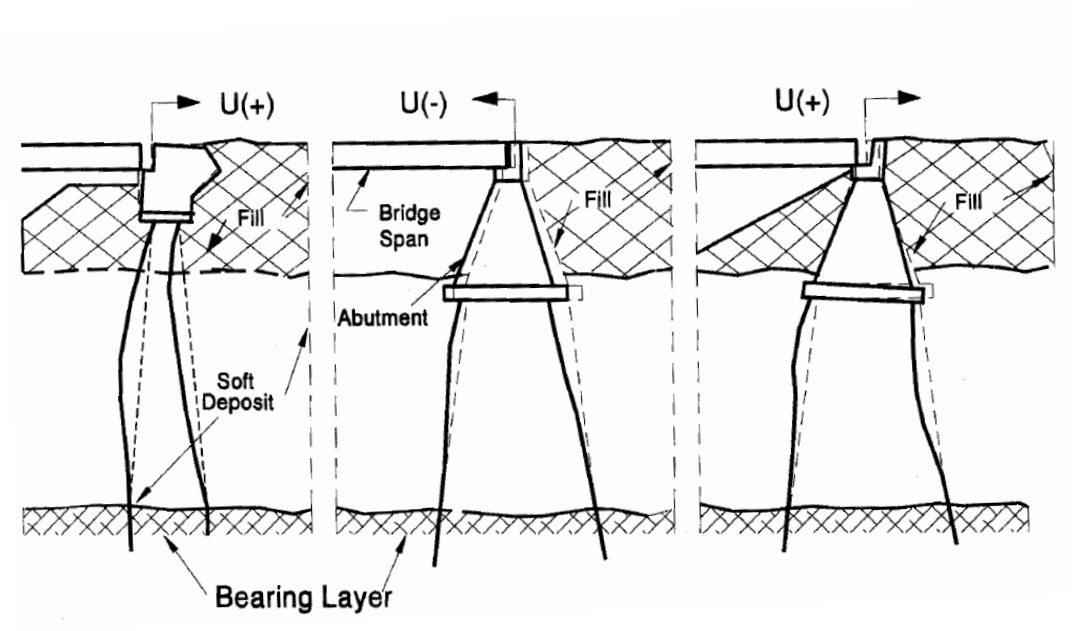


Figura 27. Ejemplos de contrafuertes inclinándose a causa de aplastamiento lateral

Para prevenir la inclinación lateral se pude:

1. Retrasar la instalación de los pilotes del contrafuerte hasta que el asentamiento del relleno se ha estabilizado (mejor solución)
2. Proveer de juntas de expansión lo suficientemente largas como para acomodar el movimiento del relleno.
3. Usar pilotes tipo H para proveer de mayor resistencia a la flexión.
4. Usar relleno de peso liviano para reducir los esfuerzo de hincado.

Para el Proyecto Puente Bahía, tema de la presente tesis no se presentó este caso de estudio, por lo tanto no fue necesario prevenir lo descrito en esta sección.

4.7.4 Capacidad de carga de pilotes en suelos sujetos a socavación

La socavación ocurre como resultado de la erosión por el flujo del agua que arrastra el material del suelo que se encuentra en el lecho del río o de los costados de este. La socavación puede ser clasificada como local, la cual afecta tano solo a los alrededores inmediatos del elemento de la subestructura, o puede ser clasificada como degradación general por socavación en el canal, donde en el lecho del rio se produce en gran desplazamiento del material del suelo en un área de considerable magnitud. En el evento de una inundación, material granular suelto puede ser erosionado y arrastrado durante horas. El tiempo requerido para que suelos cohesivos o suelos cementados se erosionen es mayor, pero la profundidad se socavación del material erosionado puede ser tan profundo como en depósitos de suelos friccionantes. Como bien se ha detallado la capacidad de carga de un pilote depende de la resistencia a la fricción a lo largo del fuste y la capacidad de carga por punta. Por lo tanto, la erosión del suelo que provee de sustento para el pilote pueden tener un gran impacto negativo en la capacidad portante del pilote y debe ser claramente evaluada durante el proceso de diseño.

La capacidad de carga última de un pilote en un depósito de suelo sujeto a socavación local o degradación general por socavación del canal requiere múltiples análisis estáticos. En el caso de socavación local, la resistencia del suelo en la zona de socavación provee resistencia al momento

del hincado pero que no puede ser tomada en cuenta como resistencia a largo plazo. De ahí que, para propósitos de diseño la resistencia en el fuste en la zona de socavación es ignorada, pero para el proceso de hincado es tomada en cuenta. Para el cálculo de la capacidad de carga en el caso de socavación local, solo la reducción de la resistencia del suelo en la zona de socavación es considerada, y la presión efectiva vertical se mantiene inalterada[7].

Los efectos de la degradación general por socavación en el canal son mucho más severos, nuevamente la resistencia del suelo en la zona de socavación provee resistencia al momento del hincado pero que no puede ser tomada en cuenta como resistencia a largo plazo. De ahí que, para propósitos de diseño la resistencia en el fuste en la zona de socavación es ignorada, pero para el proceso de hincado es tomada en cuenta. Pero más importante, el cálculo de la capacidad de carga del pilote cuando está presenta la degradación general por socavación en el canal debe incluir la reducción en la presión efectiva vertical debido a la remoción del material en el lecho del río. Esta reducción pude tener efectos significantes en las capacidades portantes por fricción y punta. La Figura 29 provee ilustraciones de los dos tipos de socavación[8].

[7] Design and Construction of Driven Pile Foundations, FHA HI 97-013, 1998

[8] Ídem.

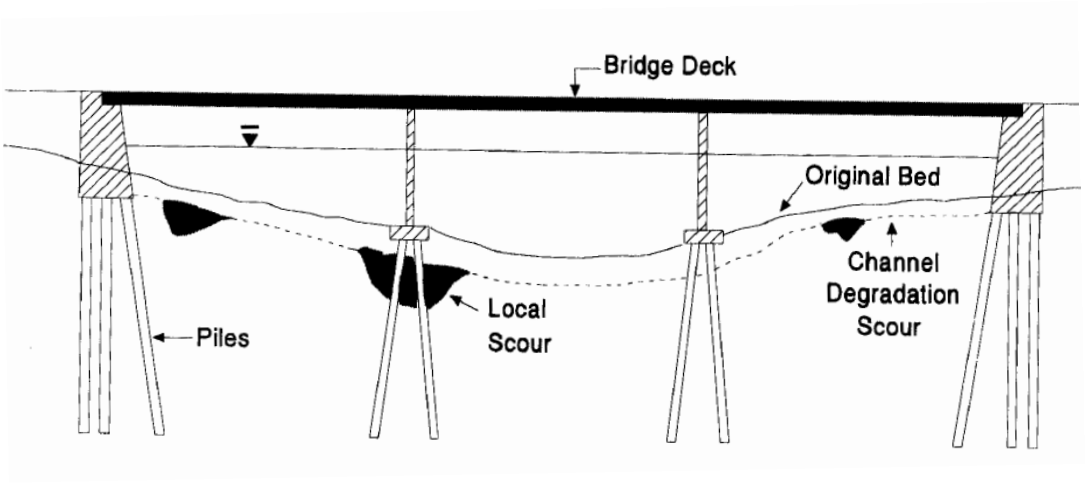


Figura 28. Socavación local y degradación general por socavación en el canal

Pilotes sujetos a socavación, cualquiera de los dos tipos, se recomienda que:

1. Usar un número más reducido de pilotes largos (de mayor capacidad) en vez de un gran número de pilotes cortos (menor capacidad). Lo que resulta en factor de seguridad mayor frente a la falla por socavación.
2. El encepado de los pilotes debe situarse en el nivel o por debajo de la profundidad máxima de socavación esperada. Esto limitará la obstrucción por el flujo de inundación que puede causar socavación local. Inclusive es mejor que el encepado se sitúe mucho más por debajo de esta profundidad si los pilotes pueden estar sujetos a daños por corrosión, erosión o degradación por las corrientes del río. Sin embargo en situaciones de aguas profundas, por la relación costo beneficio puede ser mejor situar el encepado por encima del

nivel del lecho marino y diseñar la cimentación tomando en cuenta todas las precauciones correspondientes a la socavación.

3. Los contrafuertes de resguardo cimentados sobre pilotes en los taludes de contención de acercamiento deben ser hincados por debajo de la profundidad del nivel más bajo del lecho del río cerca a la orilla. De esta manera, la integridad estructural se mantiene aún si esta profundidad incrementa y el material del talud de contención empieza a socavarse hasta esta profundidad, ya que los pilotes estarán diseñados para tal efecto.

El procedimiento recomendado de diseño para socavación depende del evento hidráulico de diseño considerado. La capacidad de carga última del pilote debe ser tomando en cuenta la capacidad por fricción de todos los estratos que serán atravesados al momento de la hinca más la resistencia por punta, y luego restados la capacidad de carga por fricción de la zona que sufrirá socavación. La capacidad admisible, será esta diferencia divida para un factor de seguridad. La Figura 30 muestra este procedimiento.

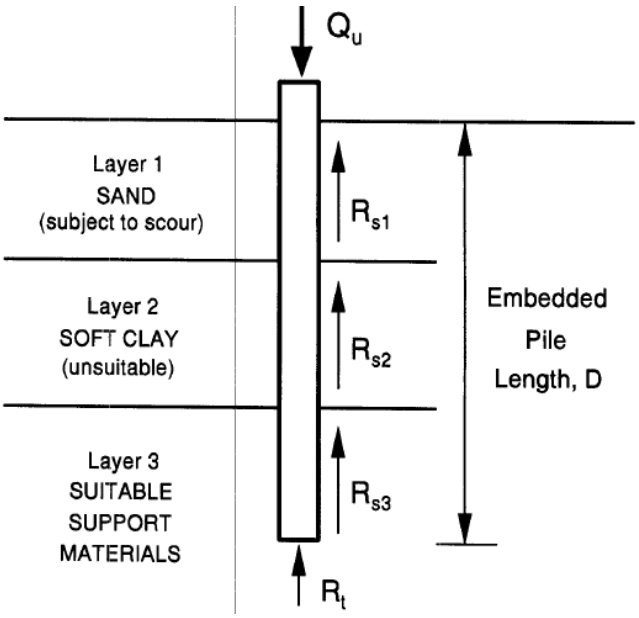


Figura 29. Capacidad de carga última del pilote

$$Q_u = R_{s1} + R_{s2} + R_{s3} + R_t$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_u - R_{s1} - R_{s2}}{FS}$$

Donde;

R_{si} = capacidad de carga por fricción del estrato i

R_t = capacidad de carga por punta

Q_u = capacidad de carga última

Q_{adm} = capacidad de carga admisible

FS = factor de seguridad

Para el Proyecto Puente Bahía, tema de la presente tesis, la existencia de socavación tanto local como degradación general por socavación en el canal es real. Durante el proceso de diseño de capacidad de carga por fricción, se

calculó la resistencia a lo largo de todo el fuste del pilote, pero para la capacidad de carga última no se consideró la resistencia que presenta el estrato de arenas licuables. Este estrato tienen una profundidad mucho mayor que la que se pueda producir por efecto de la socavación. Esto le entrega a la subestructura, y en por ende al estructura en general, un factor de seguridad muy grande frente a la falla por socavación.

4.7.5 Levantamiento del suelo y pilote

Como lo mencionan Hagerty y Peck (1971), donde sea que se hinquen pilotes, el suelo es desplazado. Esto puede resultar tanto en un movimiento hacia arriba (levantamiento del pilote) como en movimiento lateral de los pilotes instalados previamente. Estos desplazamientos del suelo pueden ser altamente perjudiciales para la capacidad portante de los pilotes instalados con anterioridad al igual que para instalaciones en los alrededores. Obviamente, mientras mayor es el suelo desplazado por el pilote en proceso de hincado, mayor es el potencial de levantamiento de los pilotes ya instalados. El desplazamiento vertical de la punta del pilote presenta un gran problema, ya que este puede ser elevado por encima de su estrato portante, reduciendo la capacidad portante del pilote y aumentando el asentamiento de la cimentación cuando esta esté completamente cargada. Hagerty y Peck mencionan que

arcillas saturadas se comportan de forma inentendible durante el proceso de hincado y tienen el más alto riesgo de sufrir levantamiento.

Cuando los pilotes sean instalados en suelos cohesivos, es altamente recomendable determinar la magnitud del levantamiento potencial y desplazamiento lateral del suelo durante la fase de diseño. Si el cálculo de muestra que los movimientos serán significativos, se recomienda usar pilotes de bajo desplazamiento o evaluar un método alternativo de instalación (tal como el de pre barrenar antes de la instalación, para reducir el volumen desplazado).

Para el Proyecto Puente Bahía, tema de la presente tesis, se usaron pilotes de bajo desplazamientos, por ende se minimiza los efectos de levantamiento y desplazamiento lateral del suelo y de los pilotes previamente instalados.

4.7.6 Suelos Licuables

Los suelos más susceptibles al fenómeno de licuefacción pueden ser descritos como arenas saturadas de medias a finas, de muy sueltas a media densas y limos no plásticos. Sin embargo, la licuefacción se puede hacer

presente en gravas saturadas de muy sueltas a media densas y en ciertos suelos arcillosos.

En áreas sísmicas activas donde la aceleración pico puede ser mayor a 0.1g, el suelo susceptible a licuefacción debe ser evaluado. Seed en 1983 propuso un sistema de identificación de suelos licuables. Este sistema se encuentra detallado en el Comentario de la Sección 6, División 1A de las Especificaciones Estándar del AASHTO (1992). Si los suelos de fundación son licuables, los pilotes deben ser diseñados para que resistan la pérdida de resistencia lateral a la fricción, las fuerzas sísmicas inducidas al igual que los desplazamientos horizontales y verticales provocados por el sismo[9].

El sismo induce a un incremento en la presión de poros de agua en un depósito de arenas saturadas, el esfuerzo efectivo decrece y consecuentemente la capacidad portante del suelo disminuye. Por lo tanto, una cimentación de pilotes experimentará un asentamiento adicional, el cual estará relacionado al incremento en exceso de la presión de poros. De acuerdo a Vesic (1964) los desplazamientos requeridos para alcanzar la capacidad por carga última por punta son rara vez proporcionales al diámetro del pilote[10].

[9] Ídem.

[10] Prakash, Shamsher. Pile Foundations in Engineering Practice. Wiley-Interscience Publication. Pg 577

La licuefacción de los suelos sueltos durante un sismo posee un riesgo muy alto para las fundaciones sobre pilotes. Observaciones en campo y estudios experimentales Nomura, Miyamoto, Tazon y Gazetas[11] indicaron que la licuefacción de los suelos durante un sismo tiene impactos significativos sobre el comportamiento de los pilotes y las superestructuras. Los impactos son ampliamente afectados por la intensidad de los sismos que inducen la licuefacción y la posición relativa de los estratos licuables. Si el estrato suelo está ubicado cerca de la superficie y la intensidad del sismo es moderada, el efecto mayor de la licuefacción del estrato suelto es el aumente en el periodo fundamental de vibración de la cimentación-estructura, causando una deflexión lateral significante del grupo de pilotes y de la superestructura. Para sismos de gran intensidad y en especial, si la ubicación del estrato suelto está entre dos estratos duros, la licuefacción del estrato suelto causa un rompimiento y des quebramiento de los pilotes junto con una pérdida total de la capacidad de carga de la cimentación, por lo tanto el colapso de la superestructura[12].

Por lo tanto, la cimentación sobre pilotes debe penetrar el estrato licuable y desarrollar la suficiente capacidad portante en los estratos inferiores. Después de un evento sísmico el estrato licuable se consolida. La resistencia de ese estrato más los de arriba del estrato licuable se convierten en carga

[11] Chen, Wai Fah y Duan, Lian. Bridge Engineering, Substructure Design. CRC Press. New York 2000. Pg. 7-40

[12] Ídem.

adicional negativa que el pilote debe soportar. La cimentación debe ser estructuralmente resistente para resistir estas fuerzas de empuje hacia abajo y los asentamientos adicionales de la cimentación por causa de este empuje deben estar dentro de los máximos permitidos durante la fase de diseño[13].

Existen algunos métodos para determinar las respuestas dinámicas de un pilote o grupos de pilotes en un estrato licuable. Sin embargo, en la actualidad y en la práctica, se toma mayor énfasis en tomar medidas adecuadas para contrarrestar los efectos adversos de la licuefacción. Estos métodos incluyen[14]:

1. Densificar el estrato suelto licuable. Una columna de piedras satisface tranquilamente el cometido, si el material suelto es primordialmente arena. Se puede también; colocar "grouting" mediante inyecciones epóxicas con propulsores, mezcla profunda de agentes cementantes con el suelo, densificación mediante vibración in-situ. Si el estrato licuable está cerca de la superficie del suelo, se puede optar por una remoción completa del estrato en la zona de cimentación y reemplazada por un relleno de material compactado y estable.
2. Aislar el grupo de pilotes del suelo que los rodea. Esto se logra mediante la instalación de diversas estructuras de aislamiento, tales

[13] Design and Construction of Driven Pile Foundations, FHA HI 97-013, 1998

[14] Ídem.

como; barrera de pilotes, muros de corte, encamisados, etc. Alrededor de la cimentación para formar un cerco. En esencia, este método crea un bloque que rodea los pilotes aumentando la rigidez lateral y la deformación por corte, mientras que limita el desplazamiento lateral del suelo alrededor de los pilotes.

3. Incrementar las dimensiones y cantidad de pilotes en la cimentación y por lo tanto la resistencia lateral a la fricción para soportar las fuerzas inducidas por los estratos licuables.

Para el Proyecto Puente Bahía, tema de la presente tesis, en promedio los primeros 30 m de suelo son arenas licuables. La medida que se utilizó para mitigar los efectos de la licuefacción del estrato durante un sismo fue la de aumentar las dimensiones de los pilotes. Durante la fase de diseño no se consideró la capacidad portante por fricción que este estrato provee y se diseñó para que los pilotes desarrollen su capacidad portante a fricción a lo largo del estrato inmediatamente por debajo.

4.7.7 Pilotes cimentados en roca

En algunas ocasiones, ya sea por necesidad o por motivos de fuerza mayor, los pilotes se pueden cimentar en roca. En tales casos, el ingeniero debe evaluar la capacidad de carga de la roca. Las rocas pueden ser sanas e intactas

o pueden estar en estado descompuesto. El criterio de diseño es diferente dependiendo del estado de la roca; y se puede dividir en dos grupos: cimentación de pilotes pre-barrenados en roca o pilotes hincados hasta la roca, como se muestra en la figura 31.

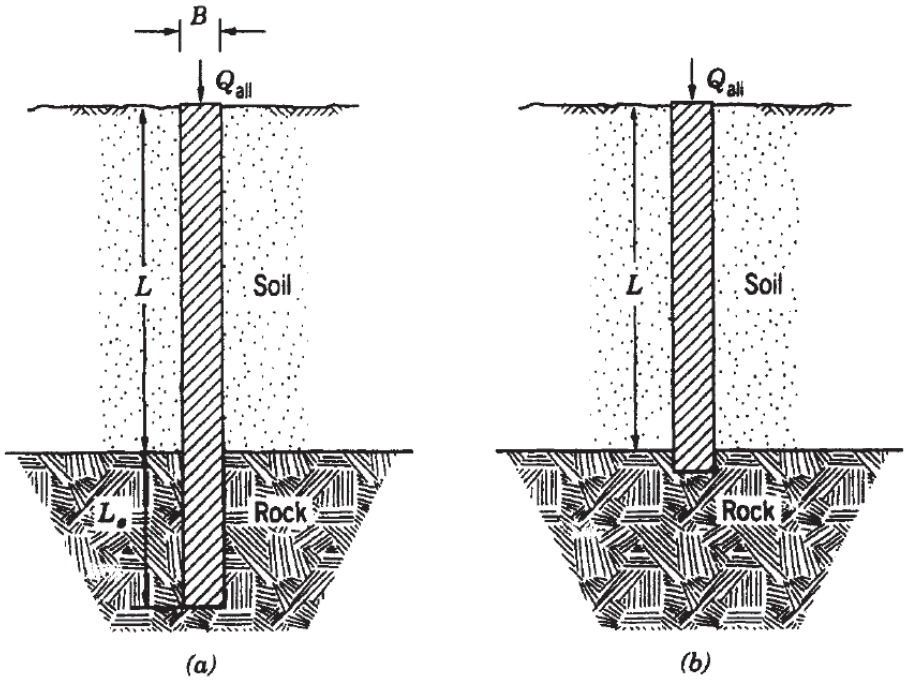


Figura 30. Pilotes cimentados en roca.

a) Pilotes pre-barrenados en roca. b) Pilotes hincados hasta la roca

4.7.7.1 Pilotes pre-barrenados en roca

Dentro de este grupo se tiene: a) pilotes en roca intacta y sana, b) pilotes en roca descompuesta.

Estos pilotes se instalan mediante perforación, a lo largo del suelo y por debajo de la profundidad nominal en la roca que es aproximadamente de 1,50 m.

a) Pilotes en roca intacta y sana:

Existen tres métodos para determinar la capacidad de carga admisible:

i) La capacidad portante en roca intacta normalmente debe estar basada en la resistencia de la roca sana, influencia de las juntas y zonas de corte. La Tabla 26 provee valores estimativos de la capacidad de carga para varios tipos y condiciones de la roca. La capacidad de carga admisible de los pilotes en roca estará gobernada tanto por la resistencia de la roca como por los asentamientos asociados con los defectos de la roca[15].

[15] Prakash, Shamsher. Pile Foundations in Engineering Practice. Wiley-Interscience Publication. Pg 298

Group	Types and Conditions of Rocks	Strength of Rock Material	Presumed Allowable Bearing Pressure Kilo pascals (ton/ft²)	Remarks
(a)	Massive igneous and metamorphic rocks (granite, diorite, basalt, gneiss) in sound condition (2)	High to very high	10,000 (100)	These values are based on the assumption that the foundations are carried down to unweathered rock.
(b)	Foliated metamorphic rocks (slate, schist) in sound condition (1) (2)	Medium to high	3,000 (30)	
(c)	Sedimentary rocks: shale, siltstone, sandstone, limestone without cavities, thoroughly cemented conglomerates, all in sound condition (1) (2)	Medium to high	1,000–4,000 (10–40)	
(d)	Compaction shale and other argillaceous rocks in sound condition (2) (4)	Low to medium	500 (5)	
(e)	Broken rocks of any kind with moderately close spacing of discontinuities (1 ft or greater), except argillaceous rocks (shale)		1,000 (10)	
(f)	Thinly bedded limestone, sandstones, shale		See note (3)	
(g)	Heavily shattered or weathered rocks		See note (3)	

Tabla 27. Valores estimativos para la capacidad portante admisible

These presumed values of the allowable bearing pressure are estimates and may need alteration upwards or downwards. No addition has been made for the depth of embedment of the foundation.

Notes

1. The foregoing values for sedimentary or foliated rocks apply where the strata or foliation are level or nearly so, and, then only if the area has ample lateral support. Tilted strata and their relation to nearby slopes or excavations shall be assessed by a person knowledgeable in this field of work.
2. Sound rock conditions allow minor cracks at spacing not less than 1 m.
3. To be assessed by examination in situ, including loading tests if necessary, by a person knowledgeable in this field of work.
4. These rocks are apt to swell on release of stress and are apt to soften and swell appreciably on exposure to water.

Para juntas estrechas o juntas con espesor menor a la fracción de una pulgada, la compresibilidad de la roca se ve reflejada por la Designación de la Calidad de la Roca RQD por sus siglas en inglés (Rock Quality Designation) y su capacidad de carga admisible puede ser estimada de la Tabla 27. El RQD usado para obtener q_a de la Tabla 27 debe ser promediado a lo largo de la profundidad embebida del pilote más una profundidad por debajo del nivel de cimentación igual al ancho del pilote. Para estas presiones de contacto, el asentamiento de la cimentación no debe exceder 12,5 mm[16].

ii) La determinación de la capacidad de carga admisible puede ser determinada mediante correlaciones de ensayos de resistencia de núcleos extraídos in-situ de la roca. Este método no es aplicable a rocas

[16] Peck, Hanson y Thornburn 1974.

suaves estratificadas como por ejemplo calizas o pizarras.

$$q_a = (q_u)_{nucleo} \cdot K_{sp} \cdot d$$

Donde;

$(q_u)_{nucleo}$ = resistencia promedio a la compresión no confinada del núcleo de muestra de la roca

K_{sp} = factor empírico obtenido de la gráfico 18

d = factor de profundidad, dado por la ecuación:

$$d = [0.8 + 0.2(L_s/B)] \leq 2$$

Donde;

Ls = longitud del pilote embebida en la roca

B = diámetro del pilote

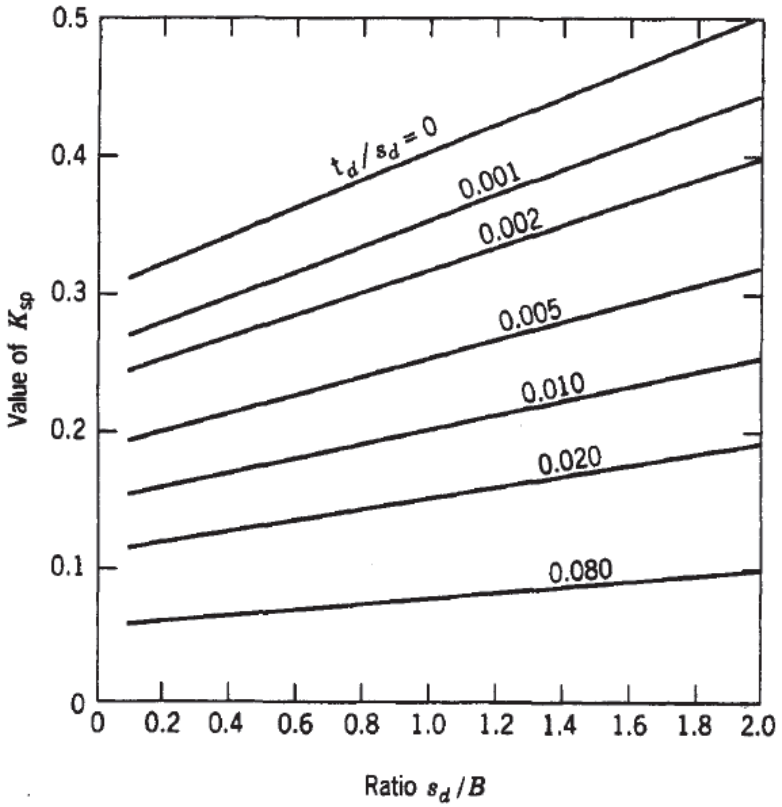


Gráfico 15. Valores empíricos para el coeficien K_{sp}

El coeficiente Ksp toma en consideración el efecto del tamaño y la presencia de discontinuidades y considera un factor nominal de seguridad de 3 contra la falla general de la cimentación.

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/B}{10\sqrt{1 + 300 \cdot t_d/s_d}}$$

Donde;

sd = espaciamiento de las discontinuidades

td = espesor de las discontinuidades

B = diámetro del pilote

iii) Capacidad de carga admisible derivada de la unión entre roca y concreto. Esta capacidad de carga admisible basada en las fuerzas de unión entre la roca y el hormigón a lo largo de la longitud embebida del pilote, puede ser expresada como:

$$Q_{adm} = p \cdot L_s \cdot C_{bs}$$

Donde;

p = diámetro del pilote

Ls = longitud embebida del pilote en la roca

C_{bs} = esfuerzo admisible de unión entre el hormigón y la roca

Los valores del esfuerzo admisible de unión entre hormigón y roca son altamente dependientes de la calidad del área de contacto obtenida durante el proceso de excavación. La tabla 27 provee valores para Cbs para algunas rocas. Estos valores deben siempre ser usados con precaución, por la dificultad de obtener una perforación limpia y uniforme durante

la construcción. Valores específicos in-situ del esfuerzo Cbs para un caso en particular pueden ser obtenidos mediante pruebas de carga. Es recomendable realizar ranuras o surcos en la roca, para mejorar el esfuerzo admisible de unión entre hormigón y roca.

	Allowable Skin-Friction on Rock Socket		Allowable End-bearing Pressure	
Type of Rock	(kN/m^2)	($tons/ft^2$)	(kN/m^2)	($tons/ft^2$)
Manhattan schist	1330	13.9	—	—
Black Utica shale (Montreal)	1120	11.7	2,620	24.4
Black Billings shale (Ottawa)	1120	11.7	—	—
Dundas shale (Toronto)	1120	11.7	7,850	73.2
Limestone (Chicago)	1716	17.9	10,468	96
Fragmented shale	107	1.1	—	—
Widely fissured hard sandstone	429	4.5	—	—

Tabla 28. Valores del esfuerzo admisible de unión y valores de la capacidad portante admisible por punta de pilotes pre-barrenados en roca

b) Pilotes en roca descompuesta

Este tipo de roca presenta una gran variedad de propiedades físicas. De investigaciones de campo muy detalladas, el ingeniero debe primero evaluar si la roca posee una matriz de falla, en la cual los fragmentos de la roca representan un papel menor o mayor. En situaciones donde la descomposición de la roca es excesiva y los fragmentos de

esta se encuentra rodeados por suelo “descompuesto”, la cimentación debe ser diseñada como si esta estuviera sustentada en una matriz de suelo. Inclusive en pizarras relativamente sanas, la cimentación puede ser diseñada como si estuviera soportada por una arcilla densa altamente consolidada.

Si vetas de material compresible están presentes dentro de la masa predominante de roca, los pilotes pre-barrenados deben ser llevados a profundidades donde estas vetas sean minimizadas y la cimentación puede ser diseñada como si estuviera soportada solo por roca. La evaluación de los parámetros de cimentación en dichas rocas es dificultosa y compleja, requiere de una alta experiencia local y de los datos de pruebas de carga en pilotes.

4.7.7.2 Pilotes hincados hasta la roca

En casos donde pilotes tipo H, de tubo abierto o de hormigón prefabricados son hincados hasta la roca, su área de contacto exacta entre la roca y el pilote es desconocida. Su capacidad portante dependerá del tipo y naturaleza de la roca y de la profundidad de

penetración del pilote en la roca. Estimación de la capacidad de carga admisible de este tipo de pilotes por un método analítico no puede ser realizada. La capacidad de carga admisible debe ser estimada en base a experiencia local y la resistencia de hincado por pruebas de carga en pilotes[17].

Cuando se hincan pilotes hasta la roca existe un alto riesgo de dañar la punta de estos, debido a las fuerzas de hincado. Esto produce efectos adversos en la capacidad de carga del pilote. Por lo tanto, cuando se presentas estos casos, los pilote deben ser provistos del equipo necesario de protección en la punta, ya sea en forma de puntas o placas de hincado.

Sin embargo Godman en 1980 propuso que la resistencia unitaria última de punta en roca es aproximadamente:

$$q_p = q_u\left(N_\varphi + 1\right)$$

Donde;

N_φ = $\tan^2(45+\varphi/2)$

q_u = resistencia a compresión no confinada de la roca

[17] Prakash, Shamsher. Pile Foundations in Engineering Practice. Wiley-Interscience Publication. Pg 298

φ = ángulo de fricción drenado

La resistencia a compresión no confinada de la roca se determina por medio de pruebas en laboratorio sobre especímenes de roca obtenidos durante investigaciones de campo. Sin embargo, debe procederse con extrema precaución al obtener el valor apropiado de q_u porque los especímenes de laboratorio son usualmente pequeños en diámetro. Conforme el diámetro del espécimen crece, la resistencia a compresión no confinada decrece, lo que se denomina efecto de escala. Para especímenes mayores que 1m de diámetro, el valor de q_u permanece aproximadamente constante. Parece haber una reducción de cuatro a cinco veces la magnitud de q_u en este proceso. El efecto de escala en rocas es causado principalmente por fracturas pequeñas y grandes distribuidas aleatoriamente y también por rupturas progresivas a lo largo de planos de deslizamiento. Por lo tanto se recomienda que:

$$(q_u)_{diseño} = \frac{(q_u)_{lab}}{5}$$

En la tabla 28 se presentan valores para q_u de laboratorio representativos de resistencia a la compresión no confinada. En la tabla 29 se proveen valores de del ángulo φ de rocas.

Tipo de roca	q_u lb/pulg^2	q_u MN/m^2
Arenisca	10,000–20,000	70–140
Caliza	15,000–30,000	105–210
Lutita	5,000–10,000	35–70
Granito	20,000–30,000	140–210
Mármol	8,500–10,000	60–70

Tabla 29. Valores para q_u de laboratorio para rocas

Tipo de roca	Ángulo de fricción, ϕ (grados)
Arenisca	27–45
Caliza	30–40
Lutita	10–20
Granito	40–50
Mármol	25–30

Tabla 30. Valores típicos del ángulo φ para rocas

4.7.8 Grupo de pilotes cimentados en roca

Normalmente para un grupo de pilotes en roca, la capacidad del grupo es simplemente la suma individual de la capacidad de carga admisible de cada pilote en el grupo.

CAPITULO V

ASENTAMIENTOS DE GRUPO DE PILOTES

5.1 Generalidades

Grupos de pilotes soportados en o encima de un estrato de suelo friccionante producirán solamente asentamientos inmediatos. Esto significa que los asentamientos ocurrirán inmediatamente luego de que el grupo de pilotes sea cargado. Los grupos de pilotes cimentados en o por encima de un estrato de suelo cohesivo pueden sufrir tanto asentamientos inmediatos como asentamientos por consolidación, que ocurren en un periodo de tiempo. En arcillas altamente sobre consolidadas, la mayor parte del asentamiento de la cimentación será inmediato. Los asentamientos por consolidación serán generalmente la mayor causa para el asentamiento de la cimentación en arcillas normalmente consolidadas.

No se explicará los métodos para determinar los asentamientos de un solo pilote, primero porque el alcance la presente tesis es para grupos de pilotes; no pilotes individuales y segundo debido a que las cimentaciones con pilotes son usualmente instaladas en grupos y no por pilotes individuales.

5.2 Asentamientos de grupos de pilotes en suelos friccionantes

El asentamiento de un grupo de pilotes es normalmente mayor que el asentamiento de un solo pilote para una misma carga por pilote, debido a la mayor profundidad de influencia de un grupo de pilotes comparada con la de un solo pilote. Como se muestra en la Figura 32.

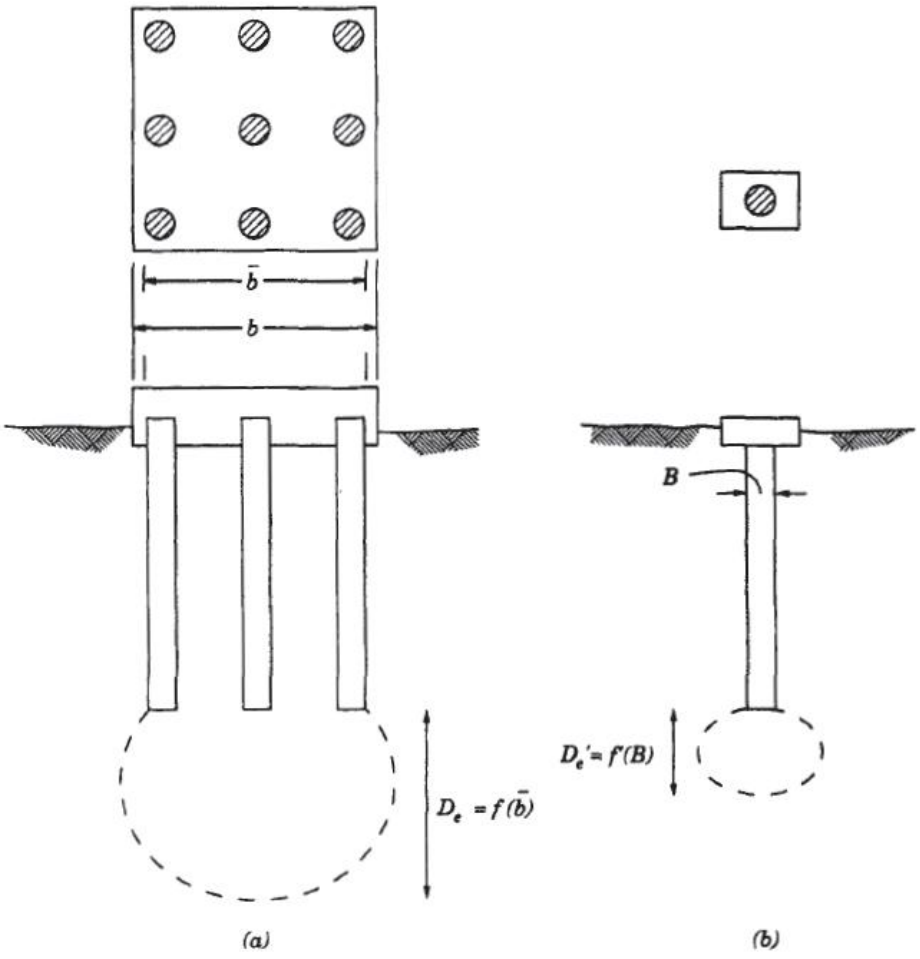


Figura 31. Zona de influencia a) de un grupo de pilotes y b) de un solo pilote

No existe una teoría general para determinar el asentamiento de un grupo de pilotes en suelos friccionantes[1]. Existen métodos empíricos y semi-empíricos con aproximaciones bastante burdas que no pueden ser recomendadas sin antes mencionar ciertas observaciones.

Para propósitos de diseño[2], el método más simple fue recomendado por Vesic (1977) , y que dice:

$$S_G = S_t\sqrt{(\bar{b}/B)}$$

Donde;

S_G = asentamiento del grupo por carga por pilote igual a la de un solo pilote

S_t = asentamiento de un solo pilote estimada o determinada obtenida de una prueba de carga

$\bar{b}$ = ancho del grupo de pilotes (la menor de las dimensiones, Figura 32)

B = diámetro del pilote

Meyerhof (1976) presentó una expresión empírica conservativa para estimar preliminarmente el asentamiento total de un grupo de pilotes en suelos friccionantes, usando los resultados de los ensayos del SPT y CPT.

[1] Prakash, Shamsher. Pile Foundations in Engineering Practice. Wiley-Interscience Publication. Pg 254

[2] Foundation and Earth Structures Design Manual DM 7-2, 1982

5.2.1 Basado en los valores del SPT

$$S_G = 2p\sqrt{(\bar{b}I/N_{corr})}$$

Donde;

p = presión neta de la cimentación (t/pei^2)

$\bar{b}$ = ancho del grupo de pilotes (pie, Figura 32)

N_{corr} = valor corregido promedio del N del SPT

I = $\left[1 - D_f/8\bar{b}\right] \geq 0.5$

Df = profundidad efectiva en el estrato portante

Para arenas limosas, los valores de SG obtenidos de la ecuación anterior deben ser duplicados.

5.2.2 Basado en los valores del CPT

$$S_G = p \cdot \bar{b} \cdot I/2 \cdot q_c$$

Donde;

p = presión neta de la cimentación (t/pei^2)

$\bar{b}$ = ancho del grupo de pilotes (pie, Figura 32)

I = $\left[1 - D_f/8\bar{b}\right] \geq 0.5$

qc = resistencia en la punta del cono de penetración

Todas estas estimaciones preliminares están basadas en la suposición de que el suelo es uniforme en la zona de influencia. Ninguno de estos métodos provee de un valor acertado del asentamiento del grupo de pilotes. Solo pruebas de carga en el grupo de pilotes puede proveer valores representativos de la estimación del asentamiento.

5.3 Asentamientos de grupos de pilotes en suelos cohesivos

Terzaghi y Peck (1967) propusieron que el asentamiento de un grupo de pilotes puede ser evaluado usando una zapata equivalente situada a una distancia de 2/3 de la profundidad sobre la punta del pilote. Este concepto se ilustra en la Figura 34. Para un grupo de pilotes consistente solo de pilotes verticales, la zapata equivalente tiene un área en planta de B*Z, que corresponden a las dimensiones del perímetro del grupo de pilotes, Figura 33. La carga de este grupo de pilotes sobre esta área pasa a ser la presión transferida al suelo a través de la zapata equivalente. La carga se asume es disipada a través del las aristas (con una inclinación de 30° de la pirámide truncada imaginaria que se forma y adicionando una presión vertical a los niveles inferiores. La presión en cualquier nivel es igual a la carga acarreada por el grupo dividida para el área plana de la pirámide truncada en ese nivel.

Los asentamientos por consolidación en suelos cohesivos son usualmente calculados en base a ensayos de laboratorio. Una gráfica típica de los resultados de un ensayo de

consolidación ilustrando las relaciones de los índices de compresibilidad C_c y C_{cr}, la relación de vacios e y la presión p, se muestran en la Figura 34. Para incrementos de presión menores que la presión de preconsolidación p_c, el asentamiento es calculado usando un valor del índice de compresión representando la recomrpresión, C_{cr}. Para incrementos de presiones mayores a la presión de preconsolidación, el asentamiento es calculado usando el índice de compresión, C_c.

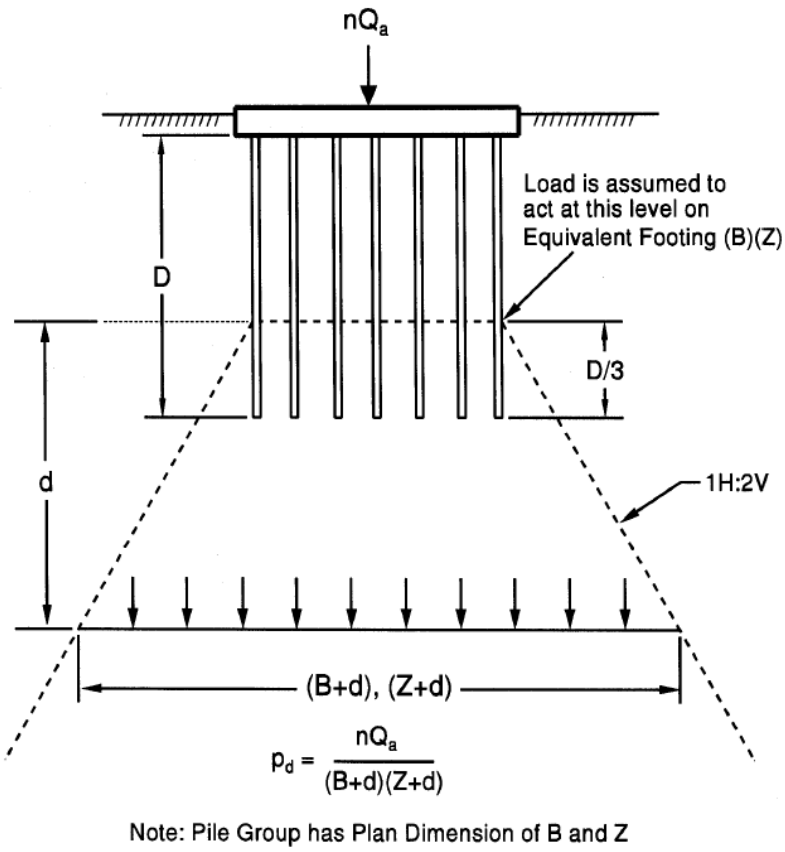


Figura 32. Concepto de la zapata equivalente

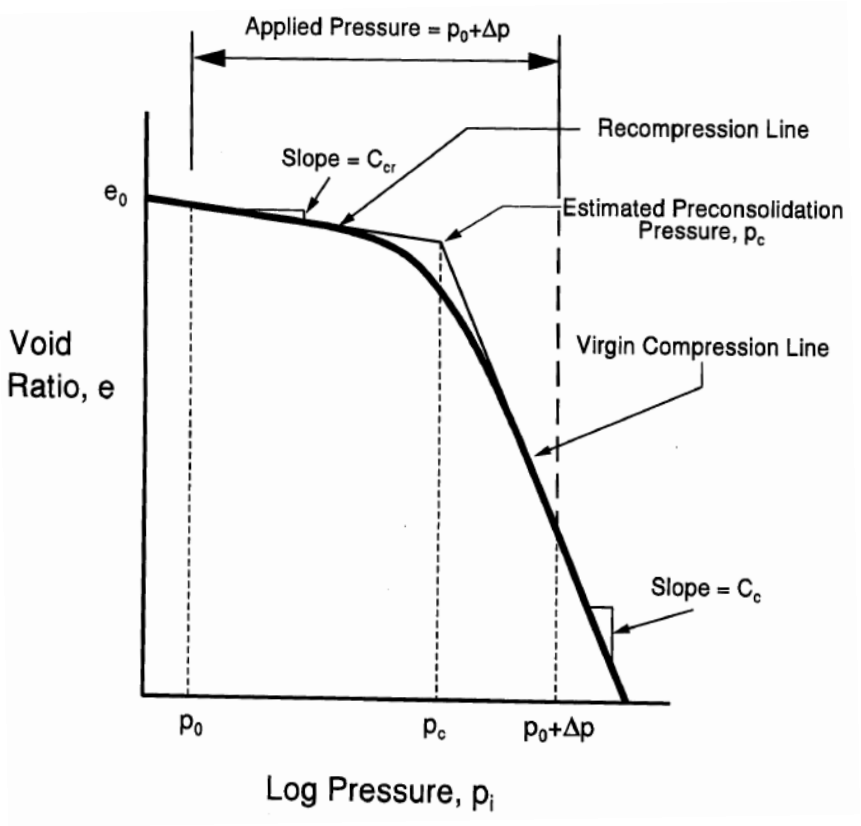


Gráfico 16. Curva típica del ensayo de consolidación

Las siguientes ecuaciones de utilizan para calcular los asentamientos, dependiendo del incremento de la presión y del agua y si el suelo es sobreconsolidado o normalmente consolidado.

Para suelos cohesivos sobreconsolidados donde el incremento de la presión por la cimentación es mayor que la presión de preconsolidación, el asentamiento se debe calcular:

$$S = H\left[\frac{C_{cr}}{1+e_0} log \frac{p_c}{p_o}\right] + H\left[\frac{C_c}{1+e_0} log \frac{p_o + \Delta p}{p_c}\right]$$

Para suelos cohesivos sobreconsolidados donde el incremento de la presión por la cimentación es menor que la presión de preconsolidación, el asentamiento se debe calcular:

$$S = H\left[\frac{C_{cr}}{1+e_0} log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}\right]$$

Para suelos cohesivos normalmente consolidados, el asentamiento se debe calcular:

$$S = H\left[\frac{C_c}{1+e_0} log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}\right]$$

Envés de estar ajustando la zapata equivalente a una distancia de 1/3D sobre la punta del pilote para todos las condiciones de suelos, la profundidad de la zapata equivalente debe ser ajustada, basada en la estratigrafía y mecanismo de transferencia de la carga al suelo. Las Figuras 35a a 35d muestran recomendaciones de la ubicación de la zapata equivalente.

Donde;

S = asentamiento total (mm)

H = espesor original del estrato (mm)

C_{cr} = índice de recomrpresión

e_o = relación de vacíos

p_o = presión efectiva en la mitad del estrato antes del incremento de presión (kpa)

p_c = presión estimada de preconsolidación (kPa)

C_c = índice de compresión

Δp = cambio promedio en la presión en el estrato compresible (kPa)

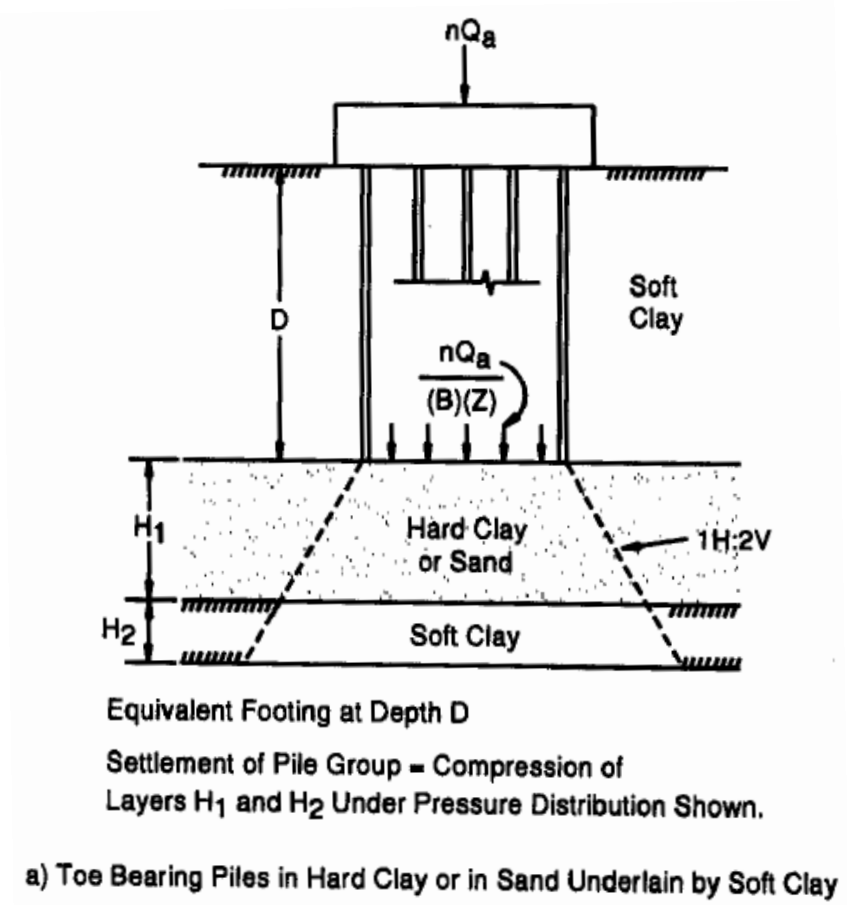


Figura 33. Zapata equivalente en arcilla dura

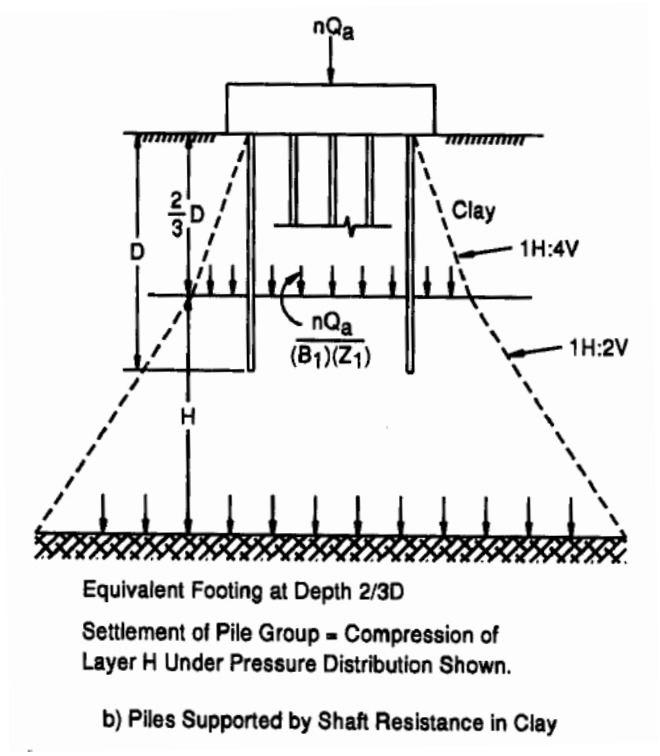


Figura 34. Zapata equivalente solo en arcilla

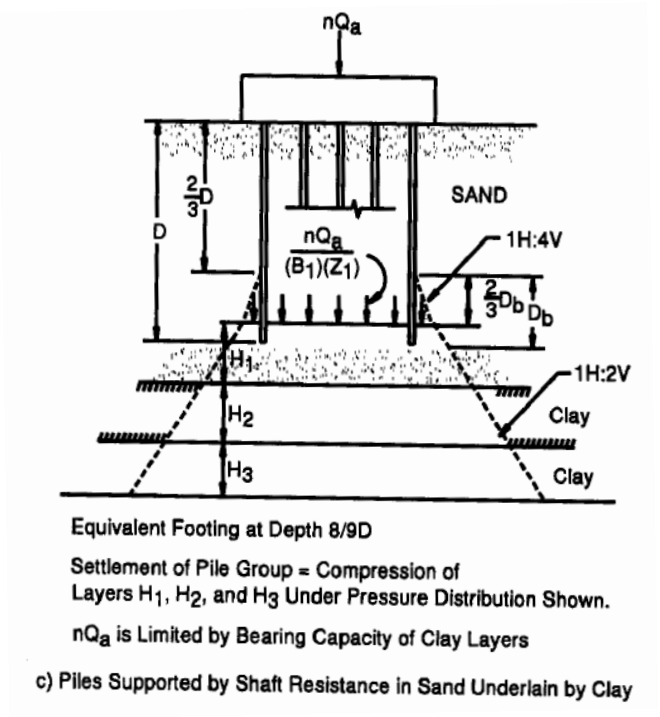


Figura 35. Zapata equivalente en arcilla soportado por un estrato de arena

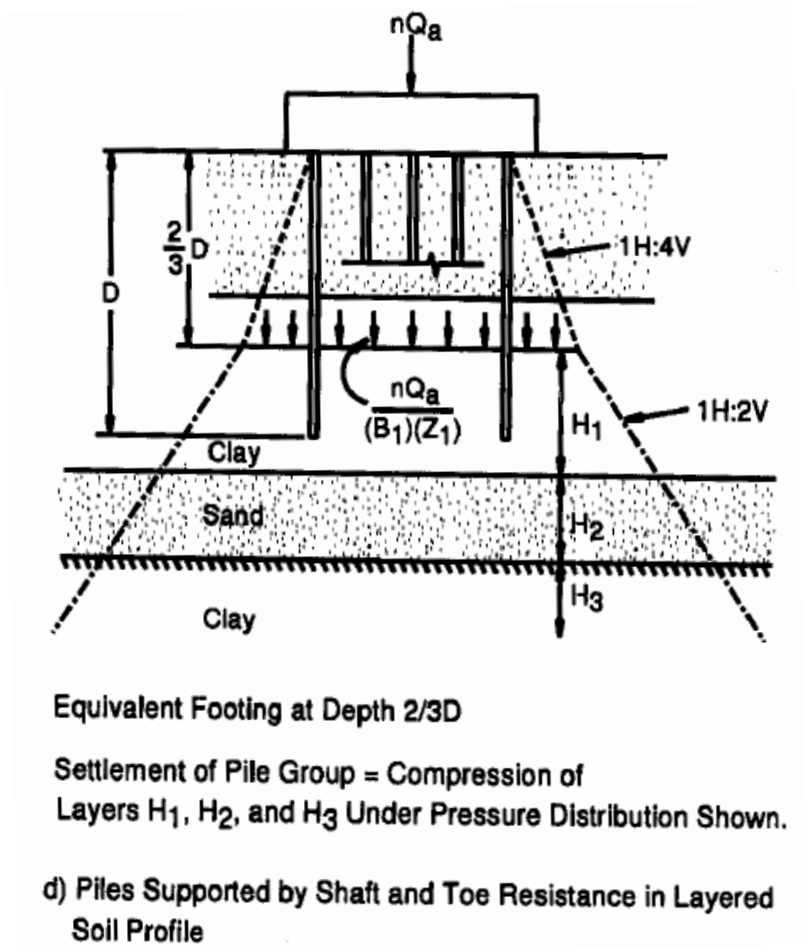


Figura 36. Zapata equivalente en un sistema de suelos de varios estratos

Notas:

1) Vista en planta del perímetro del grupo de pilotes
2) Vista en planta (B1)(Z1) = proyección del área (B1)(Z1) a una profundidad basada en la distribución de presiones mostrada.
3) Para un encepado de pilotes relativamente rígido, la distribución de presiones se asume varia con la profundidad.

4) Para losas flexibles o un grupos de encepados de separaciones pequeñas, calcular las presiones mediante soluciones elásticas.

5.4 Asentamientos de grupos de pilotes en suelos de vario estratos

Los pilotes por lo general se instalan en suelos de diferentes estratos, ya sean estos suelos friccionantes y/o cohesivos. En estos casos, el asentamiento del grupo de pilotes será influenciado por el incremento de la presión y la compresibilidad de los estratos afectados. Las figuras 35 a, 35c y 35d pueden ser usados para determinar la ubicación de la zapata equivalente y determinar el incremento resultante de la presión en el estrato. Por lo tanto el asentamiento de cada estrato es calculado usando la ecuación adecuada, presentadas en la sección anterior, para suelos cohesivos y para suelos friccionantes se debe utilizar la siguiente expresión:

$$S = H\left[\frac{1}{C'} log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}\right]$$

Donde;

S = asentamiento total del estrato (mm)

H = espesor original del estrato (mm)

C’ = índice a dimensional de capacidad de carga, Gráfico 19. Determinado del valor promedio corregido N del SPT, considerando el tipo de martillo utilizado.

p_o = presión efectiva en la mitad del estrato antes del incremento de presión (kpa)

Δp = cambio promedio en la presión en el estrato compresible (kPa)

La distribución de presiones a las capas de suelo por debajo de la zapata equivalente se la debe hacer hasta una profundidad a la cual el incremento de la presión proveniente de la zapata equivalente es menor al 10% de la presión efectiva de sobrepresión a esa profundidad. Esta profundidad provee el total del espesor del suelo que será examinado para el cálculo de asentamientos. Se debe notar que se debe usar la carga total elástica del grupo de pilotes para el cálculo la distribución de presiones, y no la carga última del grupo.

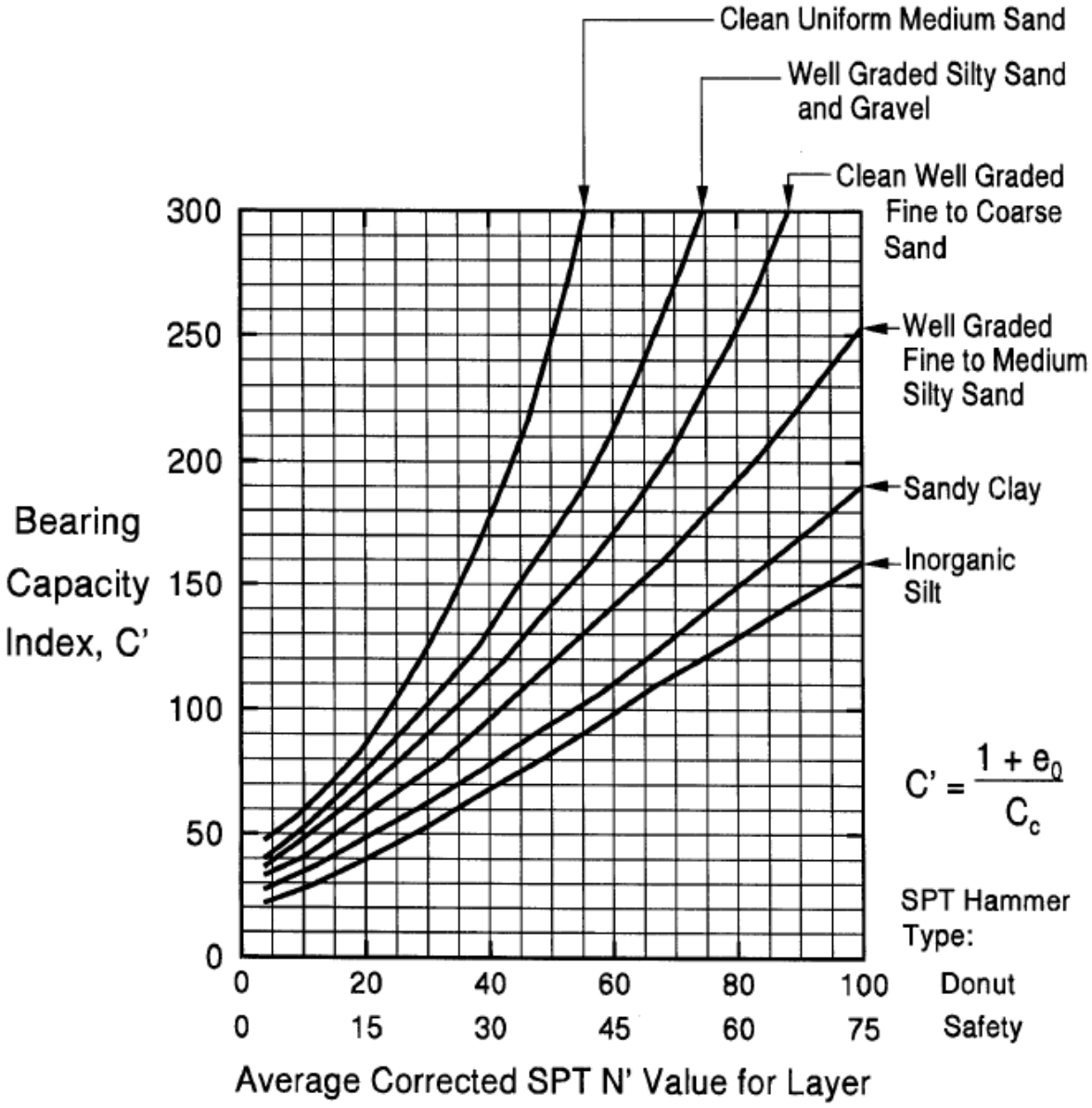


Gráfico 17. Valores para el índice de capacidad de carga, C'; para suelos granulares

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

6.1 Pila 40 capacidad de carga

- La capacidad de carga ultima estática es 1659.6 T y la capacidad de carga última con sismo es 989.9 T.
- Se utilizó un factor de seguridad de 1.95 y un factor de reducción por grupo (AASHTO 10.7.3.9) de 0.75
- La capacidad de carga admisible estática es 638.3 T y la capacidad de carga admisible con sismo es 380.7 T.
- La longitud de diseño del pilote es de 66.0 m y la longitud total es de 71.54 m, ya q se tiene 5.54 m de longitud de pilote en agua.
- Según los datos proporcionados por el CEE para la pila 40 se tiene que: la capacidad de carga admisible estática es 304.51 T y la capacidad de carga admisible con sismo es 373.91 T. La longitud de diseño es de 56.0 m.
- Las cargas que deben soportar los pilotes son: carga estática = 258.0 T y carga con sismo 374.0 T. Se puede concluir que para la carga estática requerida el

diseño es satisfactorio, e incluso hasta estaría un sobredimensionado el pilote, pero cuando se comparan los valores de carga con sismo frente al diseño los valores están bastante cercanos, lo que nos da como resultado un diseño óptimo. Comparando los valores de diseño obtenidos en esta tesis frente a los valores de diseño proporcionados por el CEE se observa que para la carga estática el valor obtenido en esta tesis es mucho mayor: 638.3 T frente a 304.51 T mientras que para la carga con sismo el valor obtenido en esta tesis es bastante similar: 380.7 T frente a 373.91 T. Ambos diseños son satisfactorios, pero cabe aclarar que en el diseño proporcionado por el CEE solo se utilizan dos teorías para determinar tanto la capacidad de carga por fricción (una para suelos cohesivos, Nordlund, y otra para suelos friccionantes, General) y una única teoría para determinar la capacidad de carga por punta. En el presente proyecto de tesis se utilizaron 5 teorías para determinar la capacidad de carga por fricción en suelos friccionantes (Meyerhof, Norlund, Burland, Burland Modificado y Navfac), 5 teorías para determinar la capacidad de carga por fricción en suelos cohesivos (Burland Modificado, Navfac, Tomlinson, Kolk & Van der Velde y Vijayvergiya & Focht) y 8 teorías para determinar la capacidad de carga por punta tanto en suelos friccionantes como en suelos cohesivos (Meyerhof, Norlund, Burland, Burland Modificado, Navfac, Tomlinson, Janbú y Vesic), lo que entrega una mayor seguridad en los resultados obtenidos. También se debe recalcar que en el diseño proporcionado por el CEE el factor de seguridad usado para determinar la capacidad de carga estática es de 2.86 mayor que el usado en la presente tesis.

Otro punto muy a tomar en cuenta es que para la determinación de la capacidad de carga con sismo el diseño proporcionado por CEE no aplica un factor de seguridad, tan solo lo multiplica por el factor de reducción de grupo (AASHTO 10.7.3.9) de 0.78, mayor al factor aplicado en la presente tesis de 0.75.

- De acuerdo a los resultados obtenidos de la aplicación de las fórmulas dinámicas (valores poco fiables, solo de referencia) luego del hincado de los pilotes se tiene que los valores de capacidad de carga estática para:

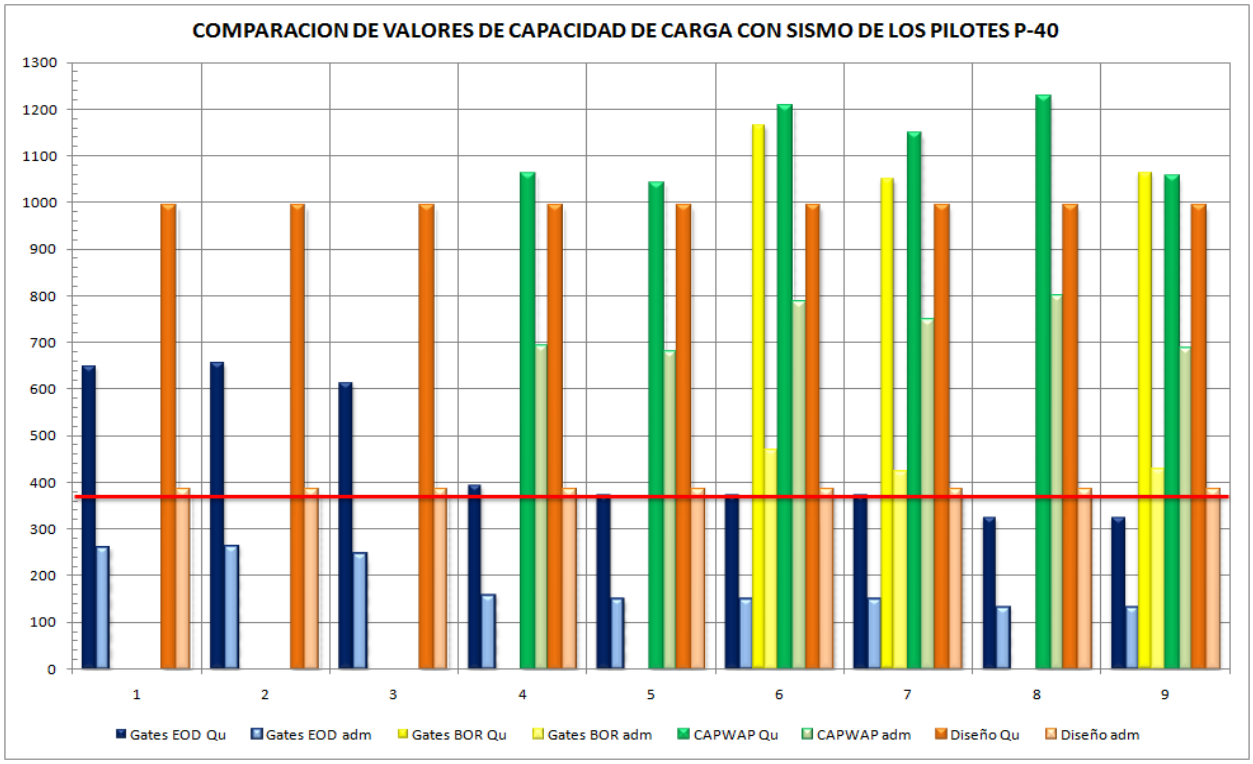
Gates EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	648.2	654.5	612.4	392.5	373.0	373.0	373.0	323.8	323.8
Qadm	259.3	261.8	245.0	157.0	149.2	149.2	149.2	129.5	129.5

Gates BOR									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)						1164.4	1049.2		1063.1
Qadm						465.8	419.7		425.2

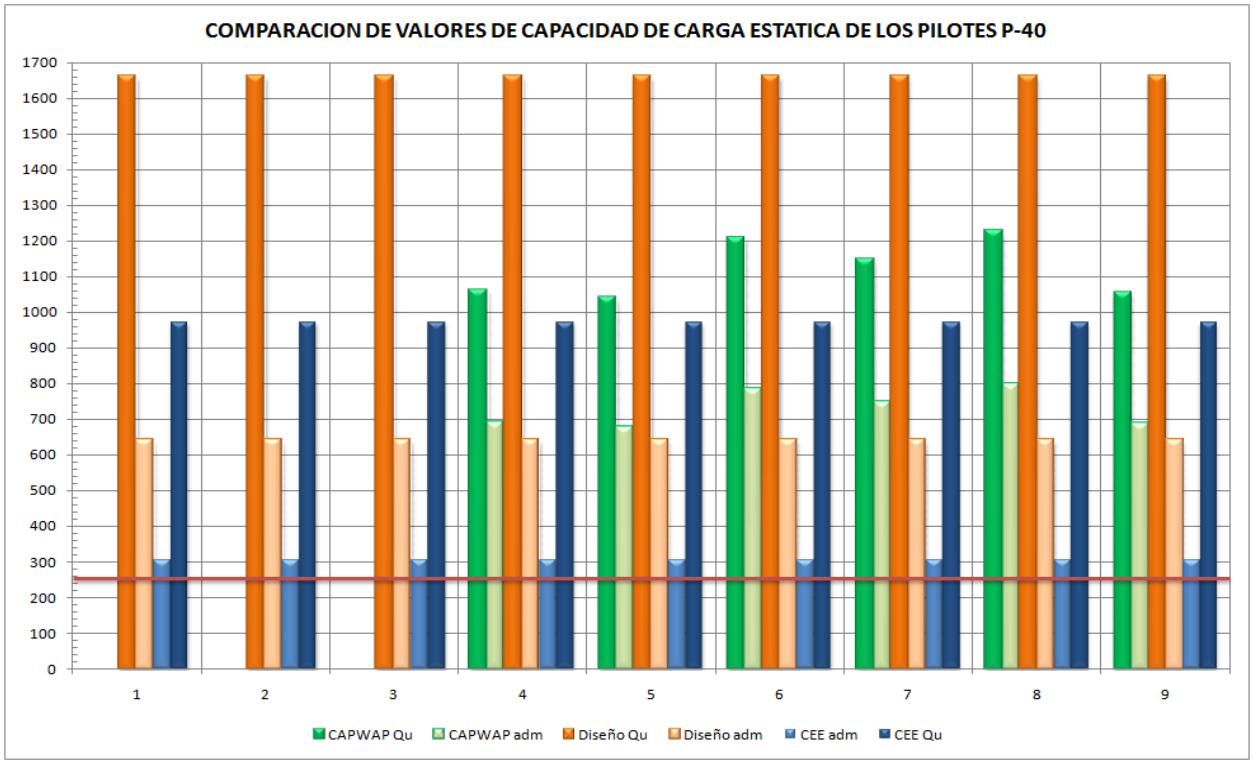
- Utilizando el método de la ecuación de onda (método más fiable de comprobación de la capacidad de carga, después de las pruebas de capacidad de carga estáticas), luego del hincado de los pilotes se obtuvo que:

CAPWAP									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)				1060.0	1040.0	1205.0	1146.0	1225.0	1053.0
Qadm				689.0	676.0	783.3	744.9	796.3	684.5

- Para el diseño propuesto en la presente tesis, podemos decir que con los resultados arrojados por la prueba de la ecuación de onda, usando el método de CAPWAP, es satisfactorio.
- A continuación se presenta una gráfica comparativa entre: el diseño propuesto en la presente tesis, el diseño del CEE, los resultados de las fórmulas dinámicas y de la prueba CAPWAP. Lo que confirma que el diseño propuesto cumple satisfactoriamente con las cargas solicitadas, e incluso proveen de mucha más capacidad de carga que la necesaria.



- Para una comparación más precisa entre los resultados obtenidos en la presente tesis, la prueba de CAPWAP y el diseño presentado por el CEE se presentan los siguientes gráficos comparativos; tanto para carga estática como para carga con sismo:



6.2 Pila 18 capacidad de carga

- La capacidad de carga ultima estática es 1291.6 T y la capacidad de carga última con sismo es 924.3 T.

- Se utilizó un factor de seguridad de 2.00 y un factor de reducción por grupo (AASHTO 10.7.3.9) de 1.00, ya que más del 50% de la carga es resistida por suelo firme.
- La capacidad de carga admisible estática es 645.8 T y la capacidad de carga admisible con sismo es 462.1 T.
- La longitud de diseño del pilote es de 55.0 m y la longitud total es de 57.72 m, ya q se tiene 2.72 m de longitud de pilote en agua.
- Según los datos proporcionados por el CEE para la pila 18 se tiene que: la capacidad de carga admisible estática es 300.33 T y la capacidad de carga admisible con sismo es 433.50 T. La longitud de diseño es de 42.72 m.
- Las cargas que deben soportar los pilotes son: carga estática = 258.0 T y carga con sismo 369.0 T. Se puede concluir que para la carga estática requerida el diseño es satisfactorio, e incluso hasta estaría un sobredimensionado el pilote, pero cuando se comparan los valores de carga con sismo frente al diseño los valores no están tan alejados el uno del otro, lo que nos da como resultado un diseño bastante racional. Comparando los valores de diseño obtenidos en esta tesis frente a los valores de diseño proporcionados por el CEE se observa que para la carga estática el valor obtenido en esta tesis es mucho mayor: 645.8 T frente a 300.33 T mientras que para la carga con sismo el valor obtenido en esta tesis es bastante similar: 462.1 T frente a 433.50 T. Ambos diseños son satisfactorios, pero cabe aclarar que en el diseño proporcionado por el CEE solo se utilizan dos teorías para determinar tanto la capacidad de carga por fricción

(una para suelos cohesivos, Nordlund, y otra para suelos friccionantes, General) y una única teoría para determinar la capacidad de carga por punta. En el presente proyecto de tesis se utilizaron 5 teorías para determinar la capacidad de carga por fricción en suelos friccionantes (Meyerhof, Norlund, Burland, Burland Modificado y Navfac), 5 teorías para determinar la capacidad de carga por fricción en suelos cohesivos (Burland Modificado, Navfac, Tomlinson, Kolk & Van der Velde y Vijayvergiya & Focht) y 8 teorías para determinar la capacidad de carga por punta tanto en suelos friccionantes como en suelos cohesivos (Meyerhof, Norlund, Burland, Burland Modificado, Navfac, Tomlinson, Janbú y Vesic), lo que entrega una mayor seguridad en los resultados obtenidos. También se debe recalcar que en el diseño proporcionado por el CEE el factor de seguridad usado para determinar la capacidad de carga estática es de 2.86 mayor que el usado en la presente tesis. Otro punto muy a tomar en cuenta es que para la determinación de la capacidad de carga con sismo el diseño proporcionado por CEE no aplica un factor de seguridad.

- De acuerdo a los resultados obtenidos de la aplicación de las fórmulas dinámicas (valores poco fiables, solo de referencia) luego del hincado de los pilotes se tiene que los valores de capacidad de carga estática para:

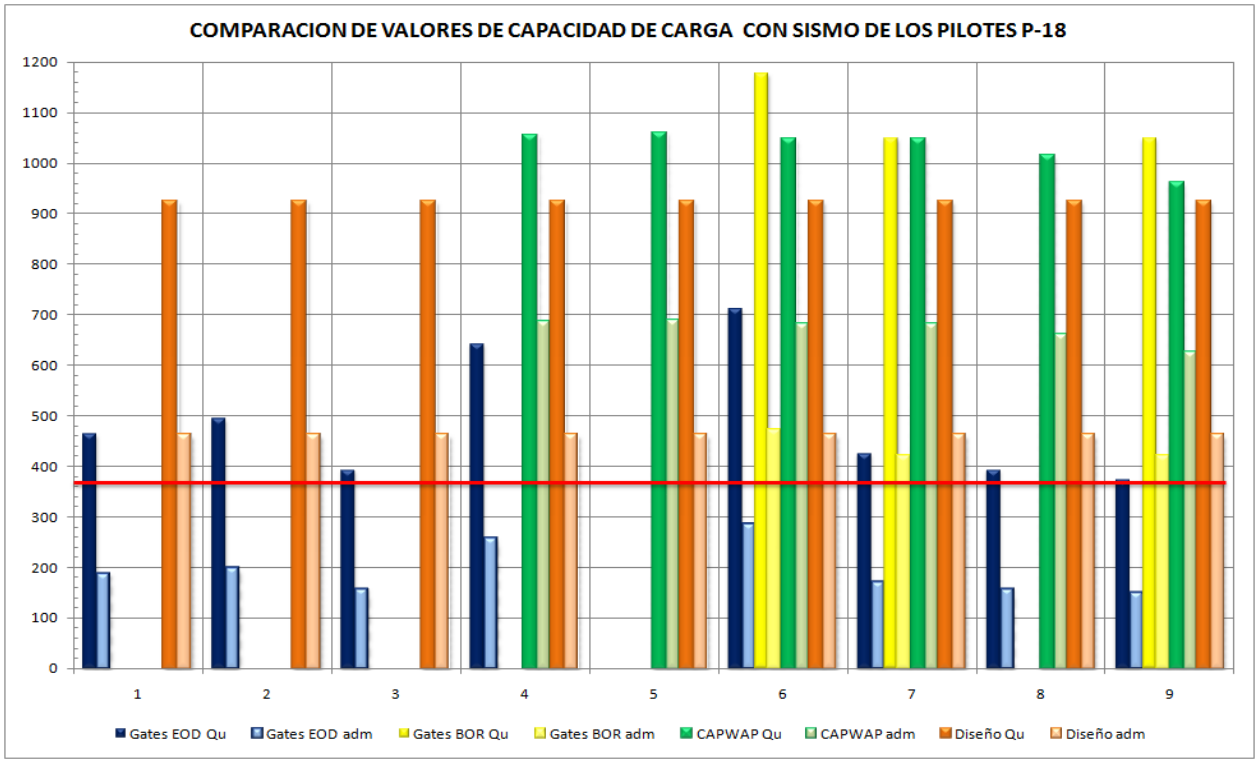
Gates EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	463.5	493.9	392.5	641.7	0.0	711.7	425.2	392.5	373.0
Qadm	185.4	197.5	157.0	256.7	0.0	284.7	170.1	157.0	149.2

Gates BOR									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)						1177.1	1049.2		1049.2
Qadm						470.9	419.7		419.7

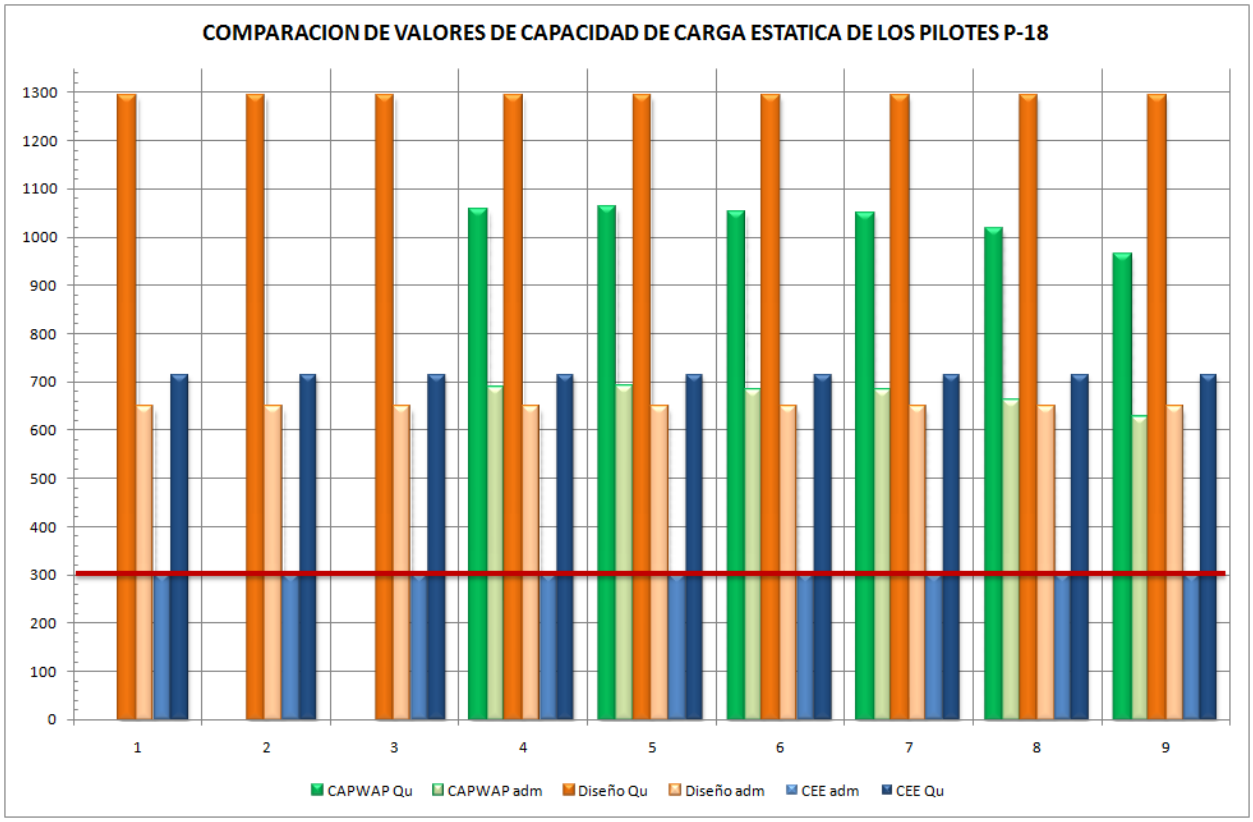
- Utilizando el método de la ecuación de onda (método más fiable de comprobación de la capacidad de carga, después de las pruebas de capacidad de carga estáticas), luego del hincado de los pilotes se obtuvo que:

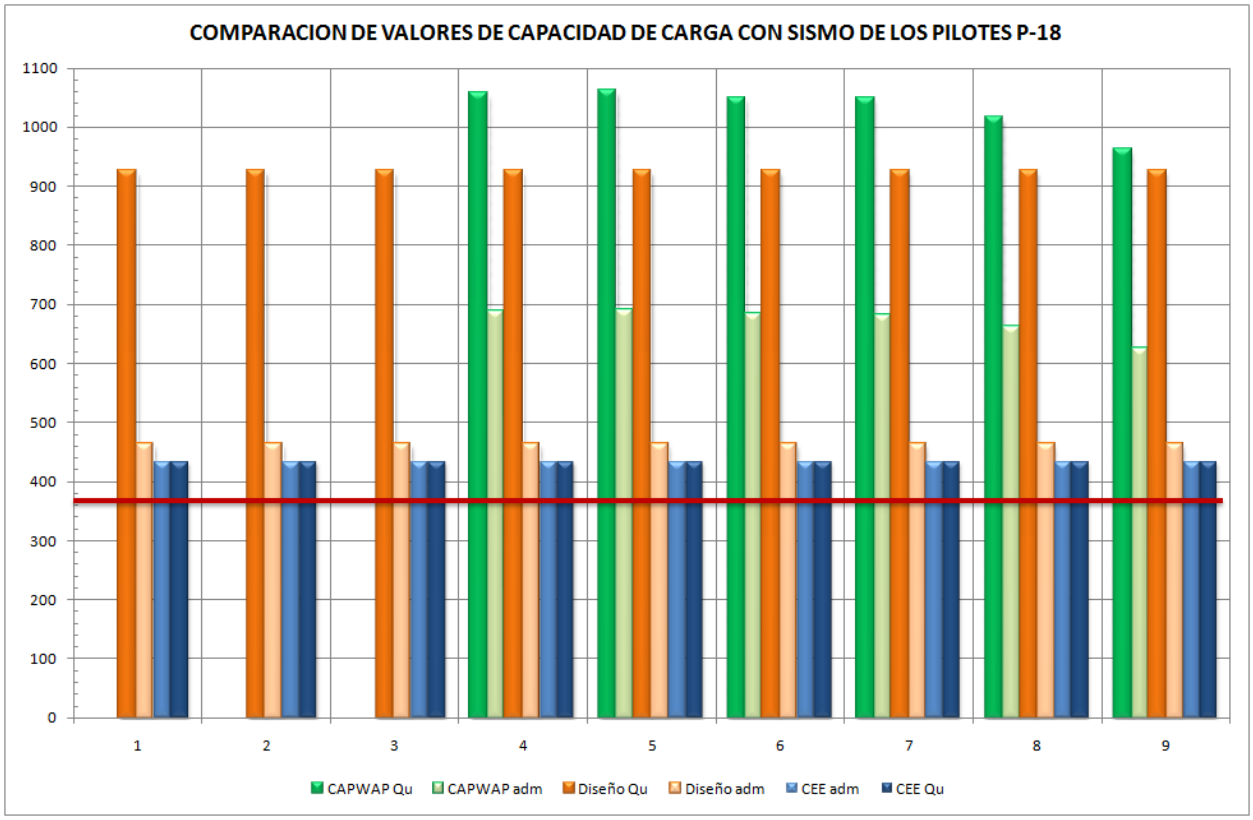
CAPWAP									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)				1055.0	1060.0	1048.0	1047.0	1015.0	961.0
Qadm				685.8	689.0	681.2	680.6	659.8	624.7

- Para el diseño propuesto en la presente tesis, podemos decir que con los resultados arrojados por la prueba de la ecuación de onda, usando el método de CAPWAP, es satisfactorio.
- A continuación se presenta una gráfica comparativa entre: el diseño propuesto en la presente tesis, el diseño del CEE, los resultados de las fórmulas dinámicas y de la prueba CAPWAP. Lo que confirma que el diseño propuesto cumple satisfactoriamente con las cargas solicitadas, e incluso proveen de mucha más capacidad de carga que la necesaria.



- Para una comparación más precisa entre los resultados obtenidos en la presente tesis, la prueba de CAPWAP y el diseño presentado por el CEE se presentan los siguientes gráficos comparativos; tanto para carga estática como para carga con sismo:


COMPARACION DE VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE LOS PILOTES P-18
1300
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
CAPWAP Qu
CAPWAP adm
Diseño Qu
Diseño adm
CEE adm
CEE Qu



6.3 Pila 10 capacidad de carga

- La capacidad de carga ultima estática es 850.5 T y la capacidad de carga última con sismo es 723.4 T.
- Se utilizó un factor de seguridad de 1.95 y un factor de reducción por grupo (AASHTO 10.7.3.9) de 1.00, ya que más del 50% de la carga es resistida por suelo firme.

- La capacidad de carga admisible estática es 436.2 T y la capacidad de carga admisible con sismo es 371.0 T.
- La longitud de diseño del pilote es de 53.0 m y la longitud total es de 61.09 m, ya q se tiene 8.09 m de longitud de pilote en agua.
- Según los datos proporcionados por el CEE para la pila 10 se tiene que: la capacidad de carga admisible estática es 288.00 T y la capacidad de carga admisible con sismo es 778.32 T. La longitud de diseño es de 61.09 m.
- Las cargas que deben soportar los pilotes son: carga estática = 258.0 T y carga con sismo 369.5 T. Se puede concluir que para la carga estática requerida el diseño es satisfactorio, e incluso hasta estaría un sobredimensionado el pilote, pero cuando se comparan los valores de carga con sismo frente al diseño los valores no están tan alejados el uno del otro, lo que nos da como resultado un diseño básicamente óptimo. Comparando los valores de diseño obtenidos en esta tesis frente a los valores de diseño proporcionados por el CEE se observa que para la carga estática el valor obtenido en esta tesis es mucho mayor: 436.2 T frente a 288.00 T mientras que para la carga con sismo el valor obtenido en esta tesis es mucho menor: 371.00 T frente a 778.32 T. Ambos diseños son satisfactorios, pero cabe aclarar que en el diseño proporcionado por el CEE solo se utilizan dos teorías para determinar tanto la capacidad de carga por fricción (una para suelos cohesivos, Nordlund, y otra para suelos friccionantes, General) y una única teoría para determinar la capacidad de carga por punta. En el presente proyecto de tesis se utilizaron 5 teorías para determinar la capacidad de

carga por fricción en suelos friccionantes (Meyerhof, Norlund, Burland, Burland Modificado y Navfac), 5 teorías para determinar la capacidad de carga por fricción en suelos cohesivos (Burland Modificado, Navfac, Tomlinson, Kolk & Van der Velde y Vijayvergiya & Focht) y 8 teorías para determinar la capacidad de carga por punta tanto en suelos friccionantes como en suelos cohesivos (Meyerhof, Norlund, Burland, Burland Modificado, Navfac, Tomlinson, Janbú y Vesic), lo que entrega una mayor seguridad en los resultados obtenidos. También se debe recalcar que en el diseño proporcionado por el CEE el factor de seguridad usado para determinar la capacidad de carga estática es de 2.86 mayor que el usado en la presente tesis. Otro punto muy a tomar en cuenta es que para la determinación de la capacidad de carga con sismo el diseño proporcionado por CEE no aplica un factor de seguridad.

- De acuerdo a los resultados obtenidos de la aplicación de las fórmulas dinámicas (valores poco fiables, solo de referencia) luego del hincado de los pilotes se tiene que los valores de capacidad de carga estática para:

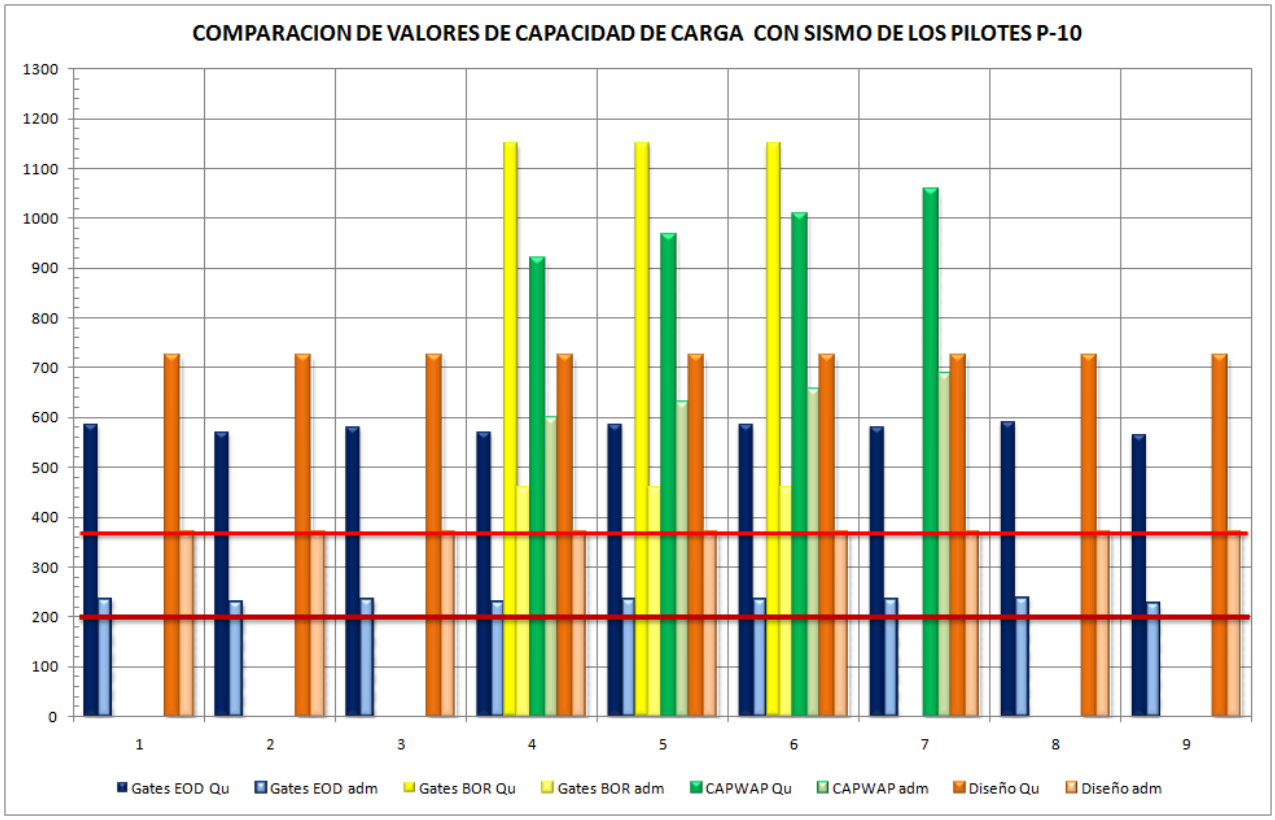
Gates EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	585.8	570.4	580.8	570.4	585.8	585.8	580.8	590.6	564.8
Qadm	234.3	228.1	232.3	228.1	234.3	234.3	232.3	236.2	225.9

Gates BOR									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)				1150.5	1150.5	1150.5			
Qadm				460.2	460.2	460.2			

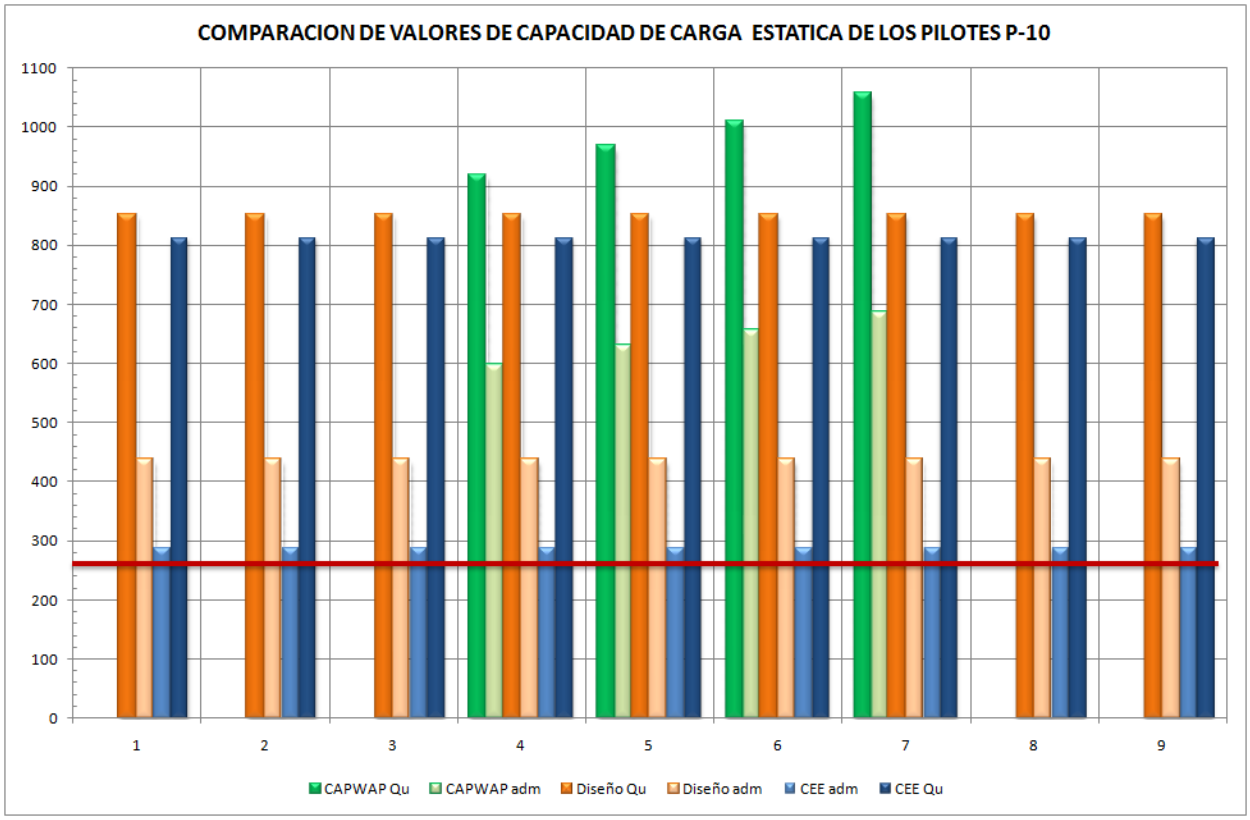
- Utilizando el método de la ecuación de onda (método más fiable de comprobación de la capacidad de carga, después de las pruebas de capacidad de carga estáticas), luego del hincado de los pilotes se obtuvo que:

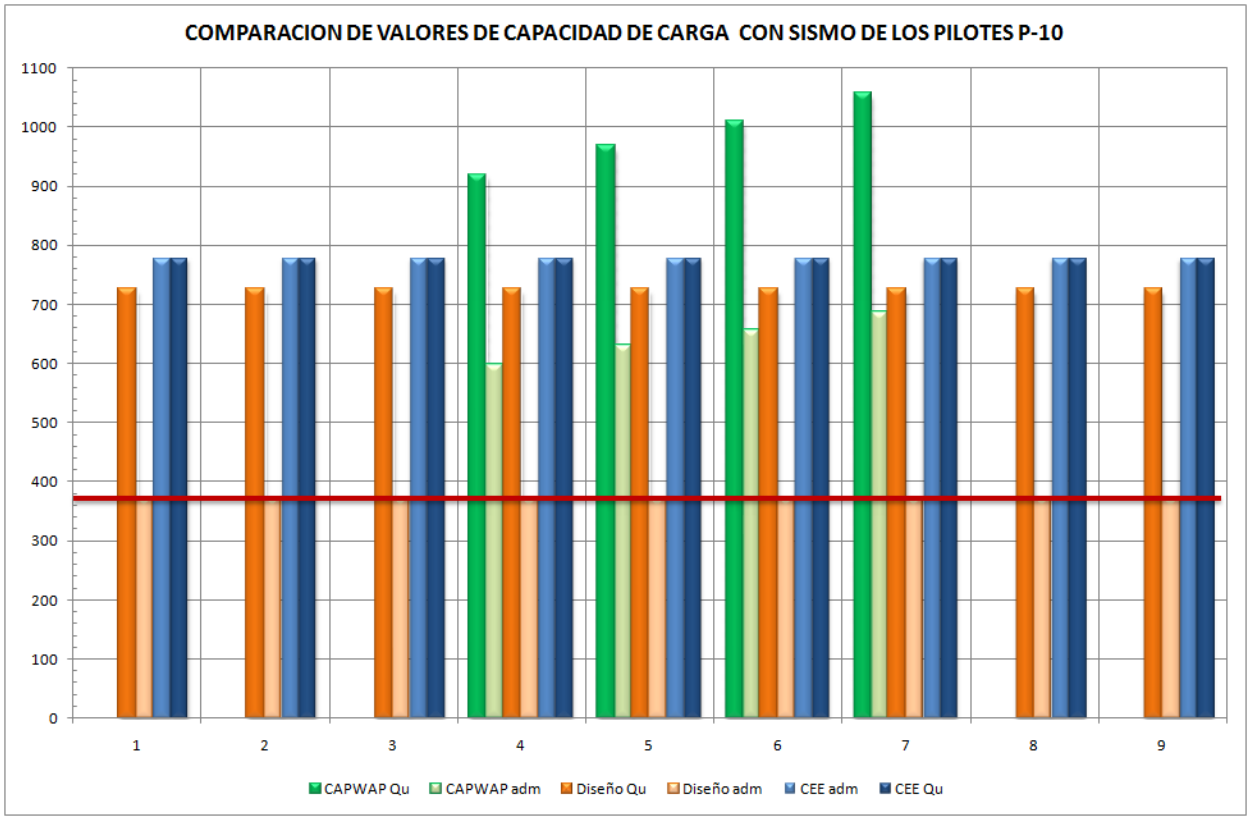
CAPWAP									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)				918.0	966.0	1007.0	1055.0		
Qadm				596.7	627.9	654.6	685.8		

- Para el diseño propuesto en la presente tesis, podemos decir que con los resultados arrojados por la prueba de la ecuación de onda, usando el método de CAPWAP, es satisfactorio.
- A continuación se presenta una gráfica comparativa entre: el diseño propuesto en la presente tesis, el diseño del CEE, los resultados de las fórmulas dinámicas y de la prueba CAPWAP. Lo que confirma que el diseño propuesto cumple satisfactoriamente con las cargas solicitadas, e incluso proveen de mucha más capacidad de carga que la necesaria.



- Para una comparación más precisa entre los resultados obtenidos en la presente tesis, la prueba de CAPWAP y el diseño presentado por el CEE se presentan los siguientes gráficos comparativos; tanto para carga estática como para carga con sismo:


COMPARACION DE VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE LOS PILOTES P-10
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
CAPWAP Qu
CAPWAP adm
Diseño Qu
Diseño adm
CEE adm
CEE Qu



6.4 Pila 40 Análisis de asentamientos

- Los asentamientos se producirán en un estrato conformado por un limo de alta compresibilidad.
- Para la pila 40 se obtuvo un asentamiento total por consolidación a largo plazo de 21.80 mm.
- De los datos proporcionados por el CEE el asentamiento total por consolidación a largo plazo es de 76.06 mm.

- Comparando los dos valores se tiene una variación del 27.71%. Esta variación se produce principalmente por la diferencia en los criterios usados para el cálculo.
- De los ensayos de consolidación realizados en la pila, se tiene que la presión de pre-consolidación es de 22.83 T/m^2 y la presión efectiva a esa profundidad (40 m bajo el nivel del suelo) es de 34 T/m^2 lo que nos indica que el suelo es sub-consolidado.
- Para esta condición del suelo los asentamientos se deben calcular de acuerdo a lo expuesto en el capítulo 5, sección 5.3, para suelos cohesivos, siendo el coeficiente Cc el factor a definirse para tal cálculo, tal factor se lo calculó obteniendo la pendiente de la recta en la parte virgen de la curva de la consolidación. En los cálculos presentados por el CEE no se ocupa dicha teoría para el cálculo de asentamientos, si no que se utiliza la fórmula general en base a la relación de vacíos tanto inicial y final, pero es en los datos utilizados para obtener e_o y e_f donde radica la diferencia mayor, ya que en el cálculo presentado por el CEE se presentan valores de la relación de vacíos que no concuerdan con aquellos presentados en el informe geotécnico que se realizó para la pila. Para la pila en cuestión el cálculo de la relación de vacíos se lo realizó mediante interpolaciones entre la presión efectiva real in-situ y las presiones de sobrecarga aplicadas en el ensayo de consolidación en laboratorio.

CALCULO DE ASENTAMIENTOS									
Profunidad Bajo el Suelo	C'	Espesor de la Capa, H	Profunidad a la Mitad de la Capa	Presión Efectiva p_o	Incremento de Presión Δp	Δp + p_o	eo	S parcial	S acumulado
m		m	m	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2		mm	mm
44.00	-								
		2.00	45.00	37.50	0.88	38.38	1.499	3.025	3.02
46.00	-								
		2.00	47.00	38.90	0.80	39.70	1.495	2.662	5.69
48.00	-								
		2.00	49.00	40.30	0.73	41.03	1.490	2.356	8.04
50.00	-								
		2.00	51.00	41.70	0.67	42.37	1.486	2.096	10.14
52.00	-								
		2.00	53.00	43.10	0.62	43.72	1.481	1.873	12.01
54.00	-								
		2.00	55.00	44.50	0.57	45.07	1.477	1.681	13.69
56.00	-								
		2.00	57.00	45.90	0.53	46.43	1.476	1.513	15.21
58.00	-								
		2.00	59.00	47.30	0.49	47.79	1.468	1.370	16.58
60.00	-								
		2.00	61.00	48.70	0.46	49.16	1.464	1.243	17.82
62.00	-								
		2.00	63.00	50.10	0.43	50.53	1.460	1.132	18.95
64.00	-								
		2.00	65.00	51.50	0.40	51.90	1.455	1.034	19.98
66.00	-								
		2.00	67.00	52.90	0.38	53.28	1.451	0.946	20.93
68.00	-								
		2.00	69.00	54.30	0.36	54.66	1.447	0.869	21.80
70.00	-								

6.5 Pila 18 Análisis de asentamientos

- Los asentamientos se producirán en un estrato conformado por un limo de alta compresibilidad.

- Para la pila 18 se obtuvo un asentamiento total por consolidación a largo plazo de 66.91 mm.
- De los datos proporcionados por el CEE el asentamiento total por consolidación a largo plazo es de 110.01 mm.
- Comparando los dos valores se tiene una variación del 60.82%. Esta variación se produce principalmente por la diferencia en los criterios usados para el cálculo.
- Para esta pila no se realizaron ensayos de consolidación, pero se asumió que la presión de pre-consolidación necesariamente será menor que la presión efectiva vertical a la profundidad de los 36.67 m (lugar en el cual se ubica la zapata equivalente), esta suposición es válida tomando en cuenta que es mismo tipo de suelo que en la pila 18, lo que nos indica que el suelo es sub-consolidado.
- Para esta condición del suelo los asentamientos se deben calcular de acuerdo a lo expuesto en el capítulo 5, sección 5.3, para suelos cohesivos, siendo el coeficiente Cc el factor a definirse para tal cálculo, tal factor se lo calculó mediante correlación en base al límite líquido, obtenido de los ensayos de clasificación en la profundidad donde se sitúa la zapata equivalente. En los cálculos presentados por el CEE no se ocupa dicha teoría para el cálculo de asentamientos, si no que se utiliza la fórmula general en base a la relación de vacíos tanto inicial y final, pero es en los datos utilizados para obtener e_o y e_f donde radica la diferencia mayor, ya que en el cálculo presentado por el CEE se presentan valores de la relación de vacíos que no concuerdan con aquellos presentados en el informe geotécnico que se realizó para la pila. Para la pila en

cuestión el cálculo de la relación de vacíos se lo realizó en base a los ensayos triaxiales realizados en laboratorio a ciertas profundidades.

CALCULO DE ASENTAMIENTOS									
Profunidad Bajo el Suelo	C'	Espesor de la Capa, H	Profunidad a la Mitad de la Capa	Presión Efectiva p_o	Incremento de Presión Δp	Δp + p_o	eo	S parcial	S acumulado
m		m	m	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2		mm	mm
36.67	-								
		2.66	38.00	32.10	1.06	33.16	1.270	8.508	8.508
39.33	-								
		1.34	40.00	33.30	0.95	34.25	1.090	4.045	12.553
40.67	-								
		2.66	42.00	34.50	0.86	35.36	1.090	7.022	19.575
43.33	-								
		1.34	44.00	35.70	0.78	36.48	1.090	3.112	22.687
44.67	-								
		2.66	46.00	37.00	0.71	37.71	0.550	12.637	35.325
47.33	-								
		1.34	48.00	38.40	0.66	39.06	0.550	5.630	40.955
48.67	-								
		2.66	50.00	39.80	0.60	40.40	0.550	9.932	50.887
51.33	-								
		1.34	52.00	41.20	0.56	41.76	0.550	4.467	55.354
52.67	-								
		2.66	54.00	42.60	0.52	43.12	0.550	7.949	63.303
55.33	-								
		1.34	56.00	44.00	0.48	44.48	0.550	3.604	66.906
56.67	-								

6.6 Pila 10 Análisis de asentamientos

- Los asentamientos se producirán en un estrato conformado por un limo de alta compresibilidad.

- Para la pila 10 se obtuvo un asentamiento total por consolidación a largo plazo de 39.13 mm.
- De los datos proporcionados por el CEE el asentamiento total por consolidación a largo plazo es de 83.00 mm.
- Comparando los dos valores se tiene una variación del 47.15%. Esta variación se produce principalmente por la diferencia en los criterios usados para el cálculo.
- Para esta pila no se realizaron ensayos de consolidación, pero se asumió que la presión de pre-consolidación necesariamente será menor que la presión efectiva vertical a la profundidad de los 35.33 m (lugar en el cual se ubica la zapata equivalente), esta suposición es válida tomando en cuenta que es mismo tipo de suelo que en la pila 10, lo que nos indica que el suelo es sub-consolidado.
- Para esta condición del suelo los asentamientos se deben calcular de acuerdo a lo expuesto en el capítulo 5, sección 5.3, para suelos cohesivos, siendo el coeficiente Cc el factor a definirse para tal cálculo, tal factor se lo calculó mediante correlación en base al límite líquido, obtenido de los ensayos de clasificación en la profundidad donde se sitúa la zapata equivalente. En los cálculos presentados por el CEE no se ocupa dicha teoría para el cálculo de asentamientos, si no que se utiliza la fórmula general en base a la relación de vacíos tanto inicial y final, pero es en los datos utilizados para obtener e_o y e_f donde radica la diferencia mayor, ya que en el cálculo presentado por el CEE se presentan valores de la relación de vacíos que no concuerdan con aquellos presentados en el informe geotécnico que se realizó para la pila. Para la pila en

cuestión el cálculo de la relación de vacíos se lo realizó en base a los ensayos triaxiales realizados en laboratorio a ciertas profundidades.

CALCULO DE ASENTAMIENTOS									
Profunidad Bajo el Suelo	C'	Espesor de la Capa, H	Profunidad a la Mitad de la Capa	Presión Efectiva p_o	Incremento de Presión Δp	Δp + p_o	eo	S parcial	S acumulado
m		m	m	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2		mm	mm
35.33	-								
		1.34	36.00	27.70	1.22	28.92	2.479	6.724	6.724
36.67	-								
		2.66	38.00	28.90	1.09	29.99	2.479	11.495	18.219
39.33	-								
		1.34	40.00	30.10	0.98	31.08	2.704	2.996	21.214
40.67	-								
		2.66	42.00	31.30	0.89	32.19	2.704	5.192	26.406
43.33	-								
		1.34	44.00	32.50	0.81	33.31	2.704	2.297	28.703
44.67	-								
		2.66	46.00	33.70	0.74	34.44	2.704	4.027	32.730
47.33	-								
		1.34	48.00	34.90	0.68	35.58	2.704	1.800	34.531
48.67	-								
		2.66	50.00	36.20	0.63	36.83	2.704	3.178	37.708
51.33	-								
		1.34	52.00	37.60	0.58	38.18	2.704	1.426	39.134
52.67	-								

6.7 Consideraciones especiales de diseño

- Para el presente Proyecto no se presentó el caso de fricción negativa, por lo tanto no fue necesario realizar el chequeo correspondiente, de acuerdo a lo que se dispone en la sección 4.5.1 de la presente tesis.

- Si bien es cierto se presentó un sistema de suelo de varios estratos diferentes, para lo cual se realizó el cálculo de la capacidad de carga última en función de cada uno, no se presentó el caso de que el grupo de pilotes transfiera su carga a través de un sistema de suelo de varios estratos de gran profundidad hacia un estrato de arena soportado por un estrato de arcilla débil, por lo tanto no fue necesario realizar el chequeo correspondiente descrito en la sección 4.5.2 de la presente tesis.
- No se producirán aplastamientos laterales del suelo de fundación hacia los pilotes, debido a que la estructuración del puente está basado en sistema de pilas soportadas por encepados sobre el nivel natural del terreno, sin que exista rellenos laterales en los extremos del puente que produzca aplastamientos hacia los pilotes, como se describe en la sección 4.5.3 de la presente tesis.
- La existencia de socavación tanto local como degradación general por socavación en el canal es real. Durante el proceso de diseño de capacidad de carga por fricción, se calculó la resistencia a lo largo de todo el fuste del pilote, pero para la capacidad de carga última no se consideró la resistencia que presenta el estrato de arenas licuables, situadas en los primeros 20m a 30m aproximadamente. Este estrato tiene una profundidad mucho mayor que la que se pueda producir por efecto de la socavación. Esto le entrega a la subestructura, y en por ende al estructura en general, un factor de seguridad muy grande frente a la falla por socavación.

- Para el Proyecto Puente Bahía, se usaron pilotes de bajo desplazamientos, por ende se minimiza los efectos de levantamiento y desplazamiento lateral del suelo y de los pilotes previamente instalados, como se describe en la sección 4.5.5 de la presente tesis.
- Para el Proyecto Puente Bahía, tema de la presente tesis, en promedio los primeros 30 m de suelo son arenas licuables. La medida que se utilizó para mitigar los efectos de la licuefacción del estrato durante un sismo fue la de aumentar las dimensiones de los pilotes. Durante la fase de diseño no se consideró la capacidad portante por fricción que este estrato provee y se diseñó para que los pilotes desarrollen su capacidad portante a fricción a lo largo del estrato inmediatamente por debajo, que es un limo arenoso (MH), suelo principalmente cohesivo.

CAPITULO VII

RECOMENDACIONES

- La teoría de cálculo que más se ajusta a la realidad del Proyecto Puente sobre el Estuario del Río Chone en la Bahía de Caráquez – San Vicente para: la pila 40 la teoría de NAVFAC D.M. que da como capacidad de carga última un valor de 1346.55 Ton, que comparado con la capacidad de carga última que nos entrega la prueba de carga dinámica CAPWAP, 1108.30 Ton, nos da un valor bastante aceptable.
- La teoría de cálculo que más se ajusta a la realidad del Proyecto Puente sobre el Estuario del Río Chone en la Bahía de Caráquez – San Vicente para: la pila 18 la teoría de NAVFAC D.M. que da como capacidad de carga última un valor de 1470.82 Ton, que comparado con la capacidad de carga última que nos entrega la prueba de carga dinámica CAPWAP, 1043.30 Ton, nos da un valor un poco alto, pero aceptable.
- La teoría de cálculo que más se ajusta a la realidad del Proyecto Puente sobre el Estuario del Río Chone en la Bahía de Caráquez – San Vicente para: la pila 10 la teoría de NAVFAC D.M. que da como capacidad de carga última un valor de 725.64 Ton, que comparado con la capacidad de carga última que nos entrega la

prueba de carga dinámica CAPWAP, 1001.80 Ton, nos da un valor no muy por debajo, lo que es aceptable.

- En términos generales la teoría de Navfac D.M. se la puede usar para cualquier tipo de suelo, ya sea este cohesivo o friccionante, o un sistema de suelo con varios estratos de diferentes estratos y condiciones.
- Si bien es cierto la prueba de carga dinámica entrega valores de resistencia bastante más altos que los de las teorías de cálculo, se debe tomar en cuenta que el lugar en el que se encuentra el puente, es una zona de riesgo sísmico alto (zona 4 de acuerdo al CEC 2002), aparte los primeros 20 m a 30 m de suelo son arenas licuables, lo que complica más aún el comportamiento de los pilotes in-situ, razón por la cual es recomendable empotrar bien los pilotes en estrato de suelo firme.

BIBLIOGRAFIA

- Prakash, Shamsher. Sharma, Hari. Pile Foundations in Engineering Practice. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons Inc, 1st Ed, USA, 1990.
- Tomlinson, Michael. Woodward John. Pile Design and Construction Practice. Taylor & Francis, 5th Ed, London and New York, 2008
- Rajapakse, Ruwan. Pile Design and Construction Rules of Thumb. Butterworth-Heinemann, 1st Ed, USA, 2008
- USA Department of Transportation. Federal Highway Administration. Design and Construction of Driven Pile Foundations, Workshop Manual, Vol I. Publication No. FHWA HI 97-013. November 1998, USA.
- Das, Braja. Principles of Foundation Engineering. Thomson Brooks/Cole. 6th Ed. 2006, California.
- Bowles, Joseph. Foundation Analysis and Design. The McGraw-Hill Companies. 5th Ed. New York, 1997.
- Reese, Lymon. Isenhower, William. Wang, Shin-Tower. Analysis and Design of Shallow and Deep Foundations. John Wiley and Sons, Inc. Canada, 2006.
- Terzaghi, Karl. Peck, Ralph. Mesri, Gholamreza. Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley and Sons, Inc. New York, 1996.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications SI Units 2007. 4th Ed. USA, 2007.

- iEspaña. “Internet. http://ingenieriageologica.iespana.es/biblioteca
- Universidad Católica de Valparaíso, Facultad de Ingeniería. “Ensayo Corte Directo”. Internet. http://icc.ucv.cl/geotecnia/11_nuestro_laboratorio/laboratorio/corte/cd.html
- Wikipedia. Internet. http://es.wikipedia.org
- Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería. “Geotecnia Vial, Revisión Ingeniería de Cimentaciones”. Internet. http://www.ing.udep.edu.pe/civil/material/vial/Cuarto%20Trimestre/GTV/Germ%E1n%20Gallardo/GTV-Cap10.pdf.
- CEE. Informe sobre el diseño estructural del puente sobre el estuario del río Chone entre Bahía y San Vicente (proyecto alternativo). Agosto 2008.

ANEXOS

ANEXO 1

IMPLANTACION GENERAL DEL PUENTE DE BAHIA SAN VICENTE

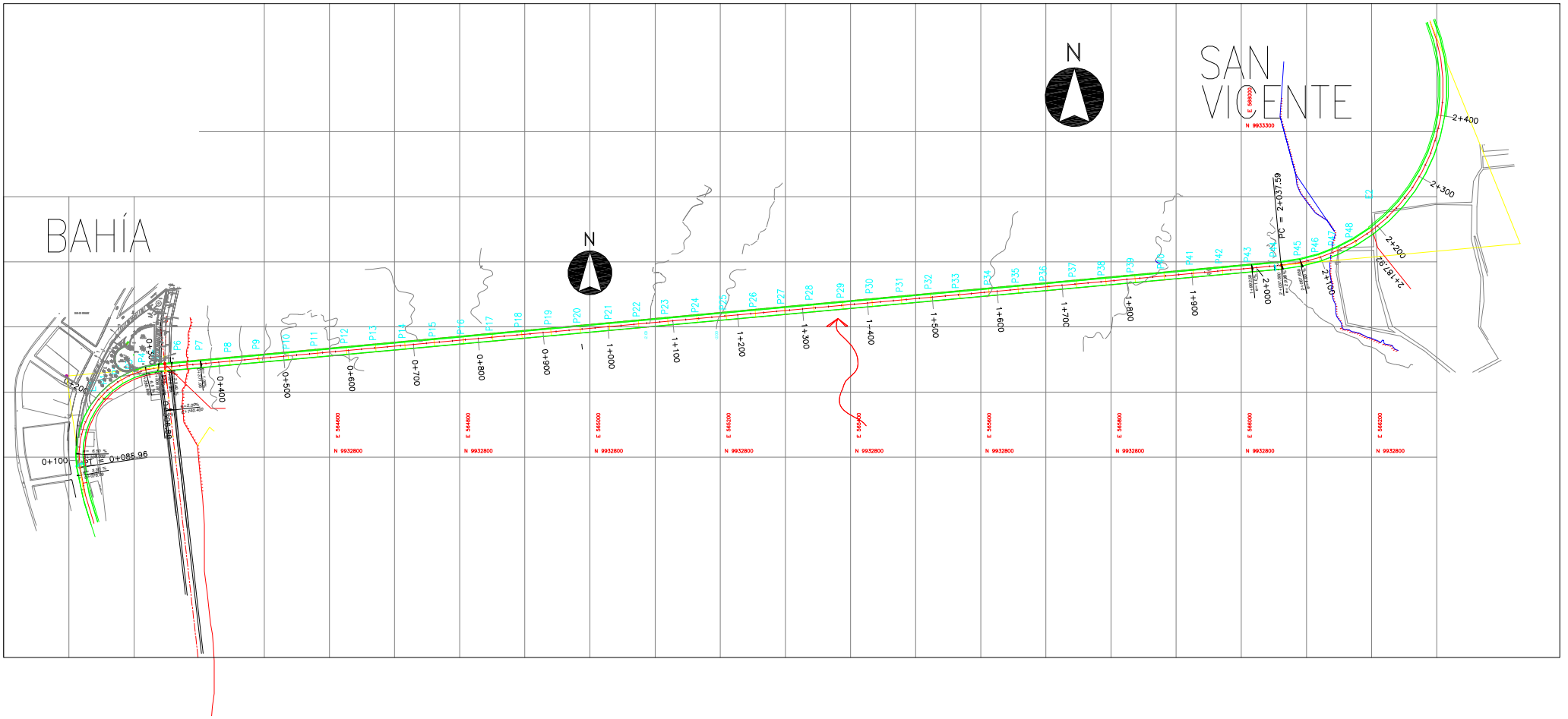


FIGURA. 1.1
PLANIMETRÍA DEL PROYECTO VIAL

ANEXO 2

IMPLANTACION ACCESO BAHIA DE CARAQUEZ

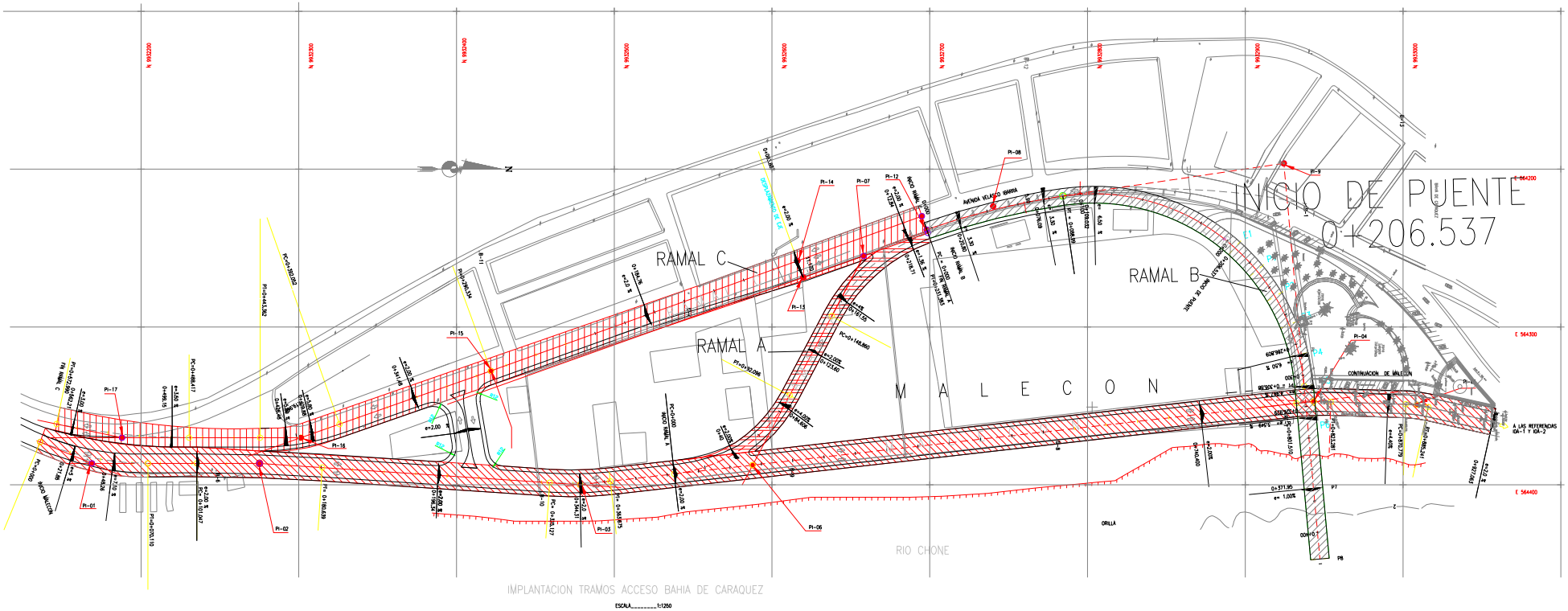


FIGURA. 1.2
PLANIMETRÍA ACCESO A BAHÍA

ANEXO 3

IMPLANTACION ACCESO SAN VICENTE

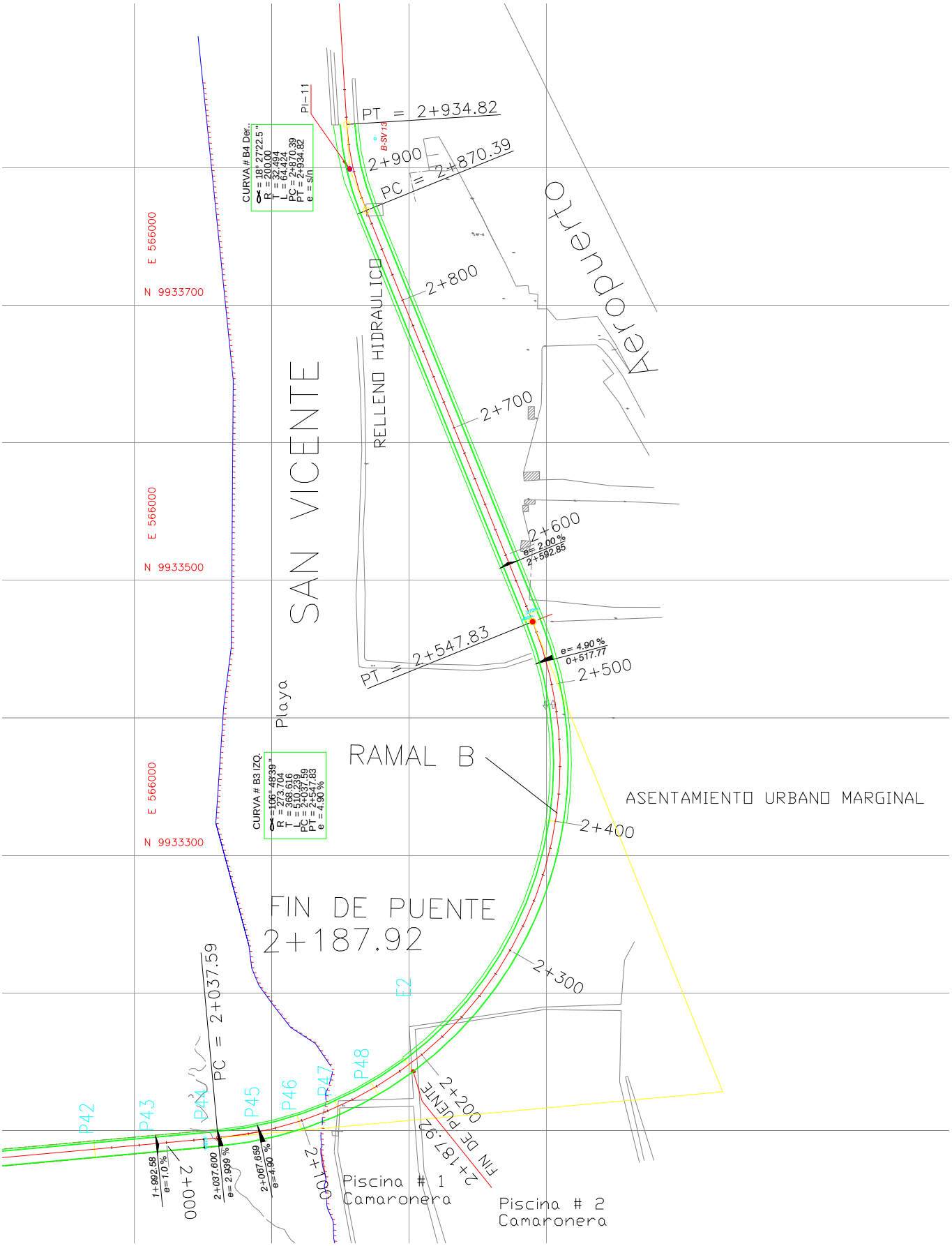
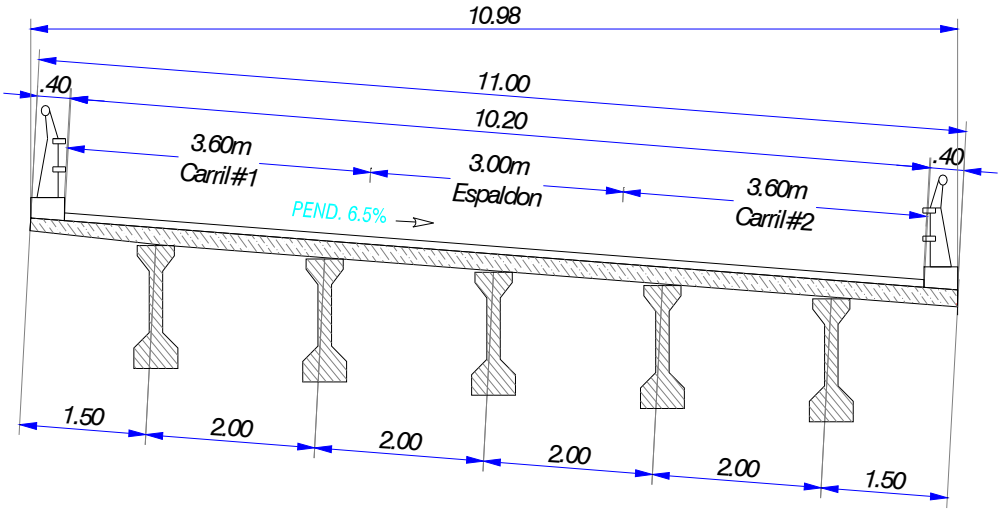


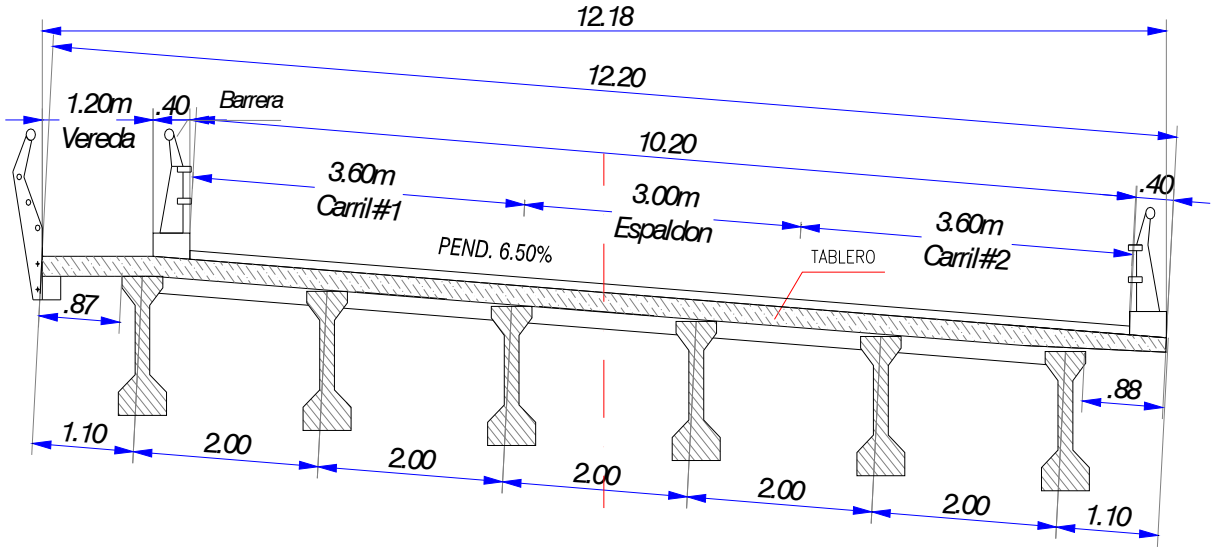
FIGURA. 1.3
PLANIMETRÍA ACCESO A SAN VICENTE

ANEXO 4

SECCIONES TRANSVERSALES DEL PUENTE



TRAMO E1-P3



TRAMO P3-P6

FIGURA. 1.4
SECCIÓN TRANSVERSAL ACCESO A BAHÍA

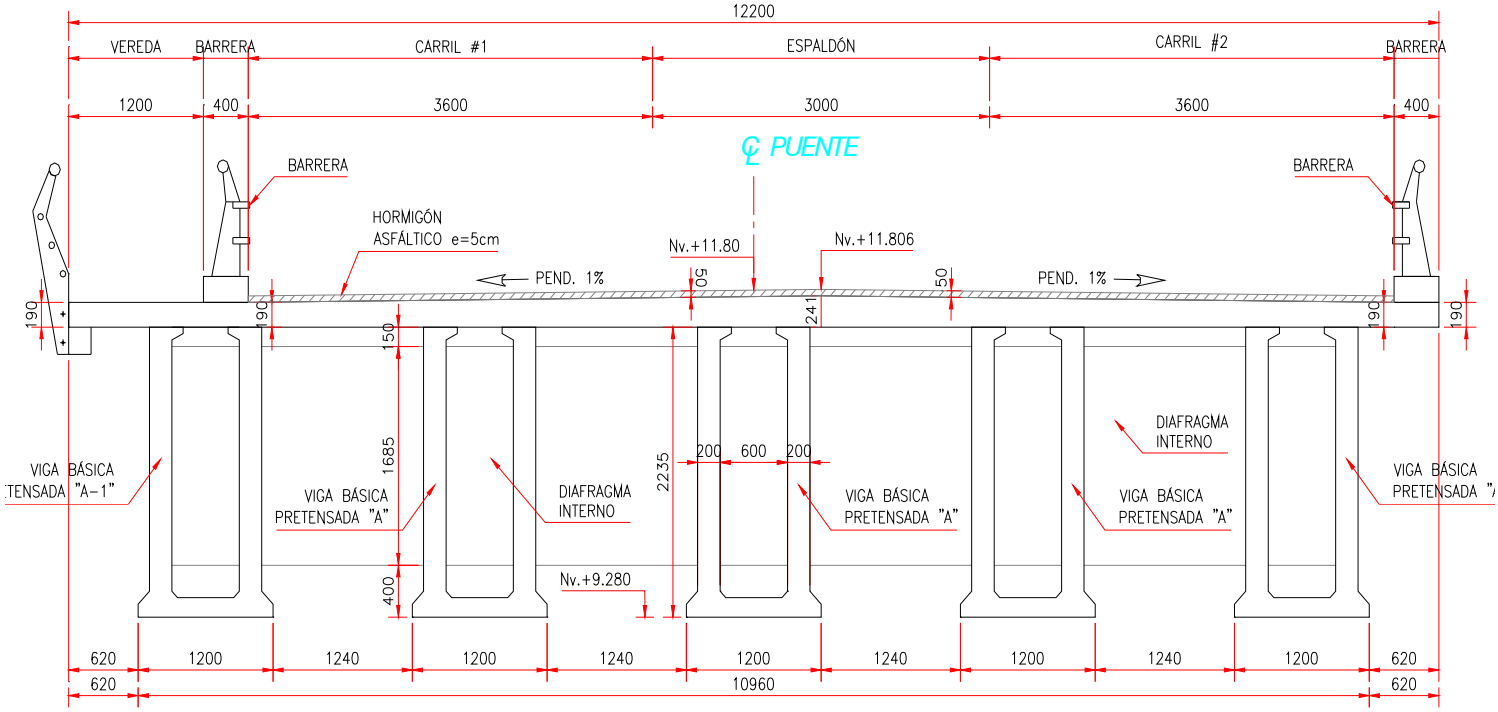


FIGURA. 1.5
SECCIÓN TRANSVERSAL TRAMO CENTRAL

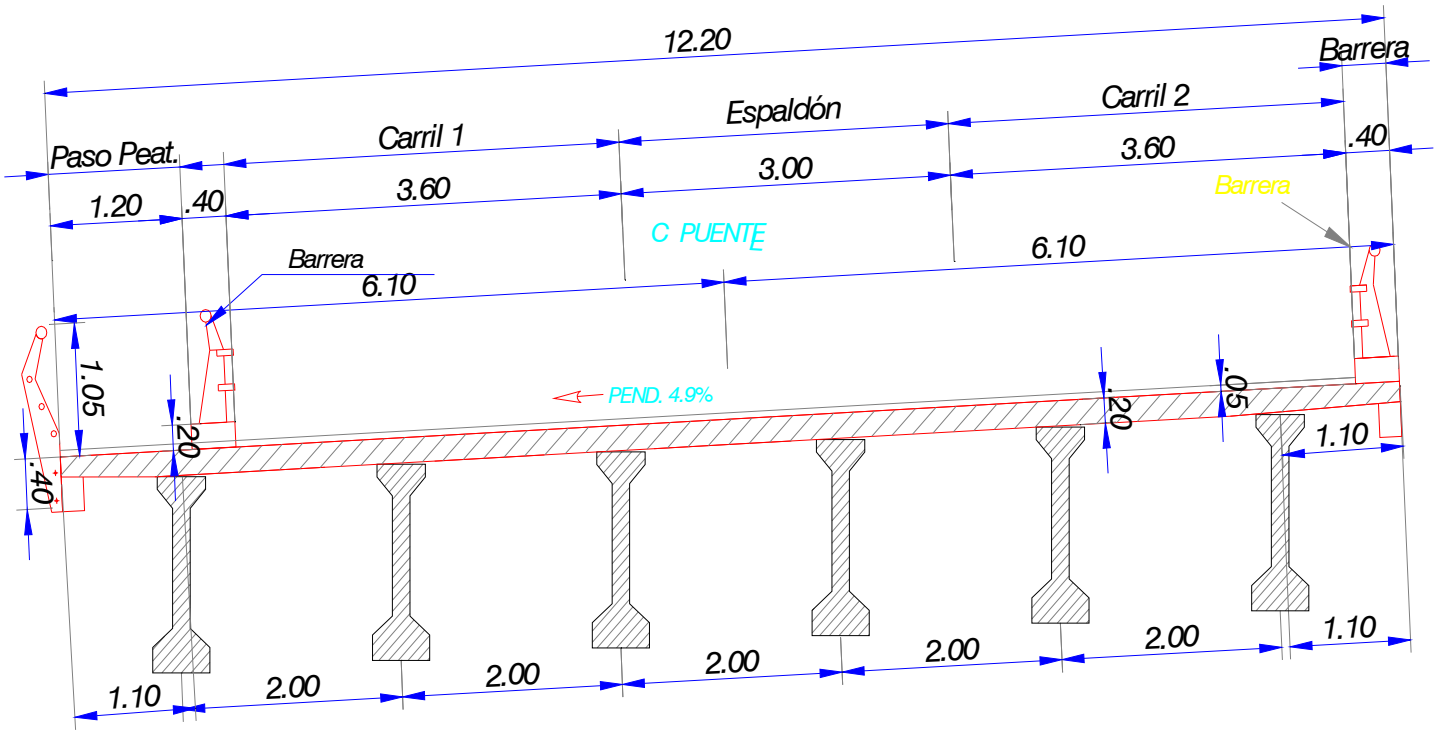
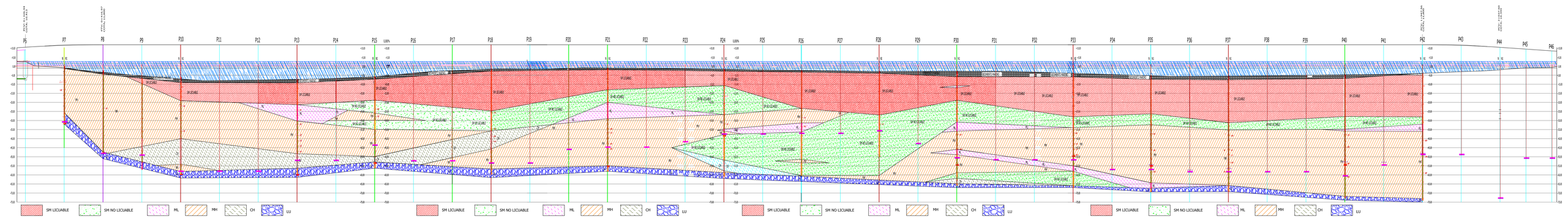


FIGURA. 1.6
SECCIÓN TRANSVERSAL SAN VICENTE

ANEXO 5

ESTRATIGRAFÍA TRANSVERSAL DEL RÍO CHONE



PERFIL ESTRATIGRAFICO

ESCALA. 1:750

PERFIL ESTRATIGRAFICO

ESCALA. 1:750

PERFIL ESTRATIGRAFICO

ESCALA. 1:750

PERFIL ESTRATIGRAFICO

ESCALA. 1:750

ANEXO 6

ESTUDIOS GEOTECNICOS

GEOSUELOS CÍA. LTDA.

Informe de la Investigación Geotécnica



TRAMO CENTRAL DEL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE – PILA 10

PY-2512

Junio 2008

Vasco de Contreras N38-147 y Antonio Granda Centeno. Quito - Ecuador
Telefax : (593) 2 245 0237 - (593) 2 246 1814 – (593) 9 981 8080

Vasco de Contreras N38-147 y Granda Centeno
Telefax: (593) 2 450 237 - (593) 2 461 814
(593) 9 818 080
E-mail: geosuelos@accessinter.net
Quito - Ecuador

TABLA DE CONTENIDO

1. ALCANCE Y OBJETIVO DEL ESTUDIO *1*

2. TRABAJOS DE CAMPO *1*

3. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO *2*

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES *3*

5. OBSERVACIONES *4*

Vasco de Contreras N38-147 y Granda Centeno
Telefax: (593) 2 450 237 - (593) 2 461 814
(593) 9 818 080
E-mail: geosuelos@accessinter.net
Quito - Ecuador

INFORME DE LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

PILA 10
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
Bahía de Caráquez

1. ALCANCE Y OBJETIVO DEL ESTUDIO

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército del Ecuador se encuentra empeñado en la construcción del Puente sobre el Estuario del Río Chone. Para tal efecto se ha solicitado a Geosuelos Cia. Ltda. la ejecución de la Investigación Geotécnica de algunos sitios donde se cimentarán los apoyos en el tramo central del puente.

Esta investigación ha sido realizada en los sitios indicados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército. El presente informe reporta los trabajos de campo y laboratorio realizados para la Pila 10 del proyecto.

2. TRABAJOS DE CAMPO

Con el fin de conocer las características del subsuelo del terreno en el lugar donde se ubicará la Pila 10 del Puente sobre el Estuario del Río Chone, se ha realizado una perforación mecánica con ensayo SPT hasta una profundidad de 53.0m y perforación con doble barril hasta 54.70m.

Los valores de “N” del SPT así como las características de los suelos encontrados se indican en los registros de perforación adjuntos.

Con el fin de realizar una adecuada interpretación de los resultados de la prueba SPT, es importante mencionar que la eficiencia medida de nuestros equipos es en promedio 62%.

Vasco de Contreras N38-147 y Granda Centeno
Telefax: (593) 2 450 237 - (593) 2 461 814
(593) 9 818 080
E-mail: geosuelos@accessinter.net
Quito - Ecuador

Las muestras alteradas recuperadas a diferentes profundidades durante la prueba SPT fueron clasificadas en sitio por el Ingeniero Jefe de Campo, mediante el método de Clasificación Manual Visual propuesto por el SUCS.

Adicionalmente, a lo largo de la investigación se obtuvo muestras inalteradas con ayuda de muestreadores de pared delgada tipo shelby.

3. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

Las observaciones realizadas durante los trabajos de campo y los ensayos de laboratorio permiten definir las condiciones que presenta el subsuelo objeto de la investigación. Los diferentes tipos de suelo encontrados son los siguientes:

- En esta perforación realizada se encontró 3.0 metros de sedimento de río, a partir de los 3.0m hasta llegar a los 6.50m de profundidad se encontraron limos elásticos de consistencia muy blanda a media y que se clasifican como MH de acuerdo son el SUCS. Esta capa es de color verdoso. En todas las muestras recuperadas se evidencia la presencia de conchilla.

- A partir de 6.50 m hasta 13.0 m, se encontraron depósitos de arena limosa con presencia de conchilla, que se clasifican como SM de acuerdo con el SUCS, color verde, de compacidad relativa muy suelta a media.

- A partir de 13.0m hasta 35.0m se encontraron limos elásticos con arena, clasificados como MH, de coloración verdosa, con presencia de conchilla, materia orgánica y maderas, de consistencia media a firme.

- De 35.0m a 47.0m se detectan arcillas de alta plasticidad color verde y café verdoso, clasificadas como limos tipo CH, de consistencia muy firme y dura. Entre 45.80m y 47.20m, se detectó la presencia de conchilla y madera en descomposición.

Vasco de Contreras N38-147 y Granda Centeno
Telefax: (593) 2 450 237 - (593) 2 461 814
(593) 9 818 080
E-mail: geosuelos@accessinter.net
Quito - Ecuador

- De 47.0m a 52.30m se encontraron limos elásticos, clasificados como MH, de coloración verdosa de consistencia muy firme y dura.

- A partir de los 52.30m se encontró roca suave, tipo arcillolita-lutita color verde y café verdoso, con un valor de RQD recuperado del orden de 15, el mismo que es afectado en gran medida por el movimiento de la barcaza y el oleaje durante la ejecución de la maniobra.

Estos estratos y tipos de materiales investigados se encuentran dispuestos tal como se presenta en los registros de perforación adjuntos.

Con las muestras alteradas durante la investigación de campo, se han realizado ensayos para clasificación de suelos en el sistema unificado SUCS. En el anexo se muestra el reporte de estos ensayos de laboratorio.

Con las muestras inalteradas se procedió a realizar ensayos triaxiales. Los resultados de esta prueba de ensayo de compresión triaxial obtenidos en resumen son:

TABLA No. 1
PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL CORTE NO CONSOLIDADAS NO DRENADAS

PERFOR.	PROF.	w (%)	c (t/m²)	ø (º)
Pila 10	16.00	54	1.372	2.03
Pila 10	30.00	83	2.742	2.57

4. CONCLUSIONES

En este sondeo se ha encontrado depósitos de arena limosa de diferente gradación color verdoso, clasificadas según el SUCS como **(*SM*)**, limos elásticos con arena color verdoso tipo ***(MH),*** arcillas de alta plasticidad tipo **(*CH*)**

Vasco de Contreras N38-147 y Granda Centeno
Telefax: (593) 2 450 237 - (593) 2 461 814
(593) 9 818 080
E-mail: geosuelos@accessinter.net
Quito - Ecuador

color café – verdoso, y roca tipo arcillolita-lutita dispuestos tal como se muestra en los registros de perforación del anexo No. 2.

Las propiedades geomecánicas de los materiales encontrados se indican en la tabla No. 1, en los registros de perforación y en las respectivas hojas de ensayos de laboratorio del anexo No. 3. En base a estos resultados se deberá llevar a cabo el diseño de la cimentación del puente y del proceso constructivo.

5. OBSERVACIONES

El presente informe ha sido elaborado con base en los trabajos de campo, laboratorio y oficina, y basado en estimaciones de las características del proyecto Puente sobre el Estuario del Río Chone (Pila No.10). No se incluyen en el mismo recomendaciones específicas para el proyecto ya que estas deberán ser dadas por el especialista a cargo del diseño.

Quedo a su disposición para aclarar cualquier duda que con respecto al presente Informe usted tenga.

Atentamente,

CESAR LANDAZURI SOTO
ING. CIVIL-MASTER MECÁNICA DE SUELOS

ANEXOS

Anexo

1

Fotografías



Foto 1: *Instalación de plataforma en sitio de sondeo Pila 10*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO



Foto 2: *Muestra recuperada con barril en sondeo Pila 10*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO



Foto 3: *Muestras sondeo Pila 10*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO



Foto 4: *Muestras sondeo Pila 10*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO

Anexo

2

Registro de Perforación

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 10
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 49,5 m
REVESTIMIENTO HW: 17.50 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 27 de mayo de 2008
FECHA FINAL: 01 de junio de 2008

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 8.50 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
0.00													
1.00					Lodo arcilloso color verdoso, material de sedimento, saturado, consistencia muy blanda.		82						
-1.00 / 2.00	S		0										
-2.00 / 3.00	S		0										
-3.00 / 4.00	S		2		Limo elástico con presencia de conchilla, color verde, dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Consistencia muy blanda a media.		66	80	39	0	10	90	MH
-4.00 / 5.00	S / DM		7				26						
-5.00 / 6.00	DM / DM												
-6.00 / 7.00	DM / S		7				24						
-7.00 / 8.00					Arena limosa con presencia de conchilla, color verde, dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa suelta y media.								
-8.00 / 9.00	S		11				24	-	NP	4	70	26	SM
-9.00 / 10.00	S		11				23						

LEYENDA:

DM = Dilatómetro
Sh = Shelby
= Perforación destructiva con tricono
S = SPT
= Nivel Freático
= Barril
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 10
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 49,5 m
REVESTIMIENTO HW: 17.50 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 27 de mayo de 2008
FECHA FINAL: 01 de junio de 2008

HOJA: 2 DE 6

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho: 8.50 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	TRIAXIAL UU c (t/m²)	TRIAXIAL UU Ø (°)	TRIAXIAL UU γ (t/m³)	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	LÍMITES DE ATTERBERG L.L. (%)	LÍMITES DE ATTERBERG I.P.	GRANULOMETRÍA G	GRANULOMETRÍA S	GRANULOMETRÍA F	SUCS
-10.00																
11.00	S		7		Arena limosa con presencia de conchilla, color verde, dilatancia lenta, tenacidad media, resistencia seca media. Compacidad relativa muy suelta a suelta.					38						
-11.00 / 12.00	S		3							41	37	11	5	51	43	SM
-12.00 / 13.00	S		4							40						
-13.00 / 14.00	S		3							41						
-14.00 / 15.00	S		4							44						
-15.00 / 16.00	S		3							49						
-16.00 / 17.00	Sh		Sh		Limo elástico con arena presencia de conchilla y materia orgánica, color verde, dilatancia lenta, tenacidad media, resistencia seca alta. Consistencia blanda y media.		1.37	2.03	1.68	53	67	34	3	20	77	MH
-17.00 / 18.00	S		6							46						
-18.00 / 19.00	S		7							46						
-19.00 / 20.00	Sh		Sh							47	55	25	5	28	67	MH

LEYENDA:

DM = Dilatómetro
Sh = Shelby
= Perforación destructiva con tricono
S = SPT
= Nivel Freático
= Barril
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 10
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 49,5 m
REVESTIMIENTO HW: 17.50 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 27 de mayo de 2008
FECHA FINAL: 01 de junio de 2008

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 8.50 m

PROF COTA (m) -20.00	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
21.00	S		6		Limo elástico con presencia de materia orgánica y madera en descomposición, color verde, dilatancia lenta, tenacidad media, resistencia seca alta. Consistencia media y firme.		54						
-21.00 / 22.00	S		7				66						
-22.00 / 23.00	S		14				67						
-23.00 / 24.00	S		9				63						
-24.00 / 25.00	S		9				98	135	55	0	8	92	MH
-25.00 / 26.00	S		7				62						
-26.00 / 27.00	S		8				81						
-27.00 / 28.00	S		7				85						
-28.00 / 29.00	S		9				81						
-29.00 / 30.00	S		12				70						

LEYENDA:

DM = Dilatómetro
Sh = Shelby
= Perforación destructiva con tricono
S = SPT
= Nivel Freático
= Barril
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 10
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 49,5 m
REVESTIMIENTO HW: 17.50 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 27 de mayo de 2008
FECHA FINAL: 01 de junio de 2008

HOJA: 4 DE 6

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho: 8.50 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	TRIAXIAL UU c (t/m²)	TRIAXIAL UU Ø (°)	TRIAXIAL UU γ (t/m³)	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	LÍMITES DE ATTERBERG L.L. (%)	LÍMITES DE ATTERBERG I.P.	GRANULOMETRÍA G	GRANULOMETRÍA S	GRANULOMETRÍA F	SUCS
-30.00																
31.00	Sh		Sh		Limo elástico con presencia de materia orgánica y madera en descomposición, color verde, dilatancia lenta, tenacidad media, resistencia seca alta. Consistencia firme.		2.74	2.57	1.5	80	129	72	0	1	99	MH
-31.00 / 32.00	S		9							66						
-32.00 / 33.00	S		10							71						
-33.00 / 34.00	S		10							68						
-34.00 / 35.00	S		10							67	114	58	0	2	98	MH
-35.00 / 36.00	S		23		Arcilla de alta plasticidad con presencia de oxidaciones, color verde y café verdoso, diltancia nula, tenacidad alta y resistencia seca alta. Consistencia muy firme y dura.					36						
-36.00 / 37.00	S		30							35						
-37.00 / 38.00	S		47							31						
-38.00 / 39.00	S		36							30						
-39.00 / 40.00	S		33							28	80	50	0	3	97	CH

LEYENDA:

DM = Dilatómetro
Sh = Shelby
= Perforación destructiva con tricono
S = SPT
= Nivel Freático
= Barril
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 10
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 49,5 m
REVESTIMIENTO HW: 17.50 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 27 de mayo de 2008
FECHA FINAL: 01 de junio de 2008

HOJA: 5 DE 6

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 8.50 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
-40.00													
41.00	S		31										
-41.00	S		28				27						
42.00													
-42.00	S		33				32						
43.00					Arcilla de alta plasticidad con arena con presencia de oxidaciones y aporte calcáreo, color verde y café verdoso, dilatancia nula, tenacidad alta y resistencia seca alta. Consistencia muy firme y dura.								
-43.00	S		42										
44.00													
-44.00	S		48				27	76	46	9	12	80	CH
45.00													
-45.00	S		41				29						
46.00													
-46.00	S		45				30						
47.00													
-47.00	S		49		Presencia de conchilla y madera en descomposición entre 45,80 y 47,20m								
48.00													
-48.00	S		41				29						
49.00					Limo elástico con presencia de oxidaciones y aporte calcáreo, color verde y café verdoso, dilatancia nula, tenacidad alta y resistencia seca alta. Consistencia dura.								
-49.00	S		40				33	94	51	0	5	95	MH
50.00													

LEYENDA:

DM = Dilatómetro
Sh = Shelby
= Perforación destructiva con tricono
S = SPT
= Nivel Freático
= Barril
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 10
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 49,5 m
REVESTIMIENTO HW: 17.50 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 27 de mayo de 2008
FECHA FINAL: 01 de junio de 2008

HOJA: 6 DE 6

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 8.50 m

PROF COTA (m) -50.00	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
51.00	S		38				35						
-51.00 / 52.00	S		43		Limo elástico con presencia de oxidaciones y aporte calcáreo, color verde y café verdoso, dilatancia nula, tenacidad alta y resistencia seca alta. Consistencia dura.		37						
-52.00 / 53.00	S		43				39						
-53.00 / 54.00	S		R		Roca Suave Arcillolita-Lutita color café verdoso y café claro. Recuperación 80% y RQD alrededor de 15 (influenciados por dificultad de realizar maniobras con mareas)		34	55	13	0	10	90	MH
-54.00 / 55.00					**FIN DEL SONDEO**								
-55.00 / 56.00													
-56.00 / 57.00													
-57.00 / 58.00													
-58.00 / 59.00													CH
-59.00 / 60.00													

LEYENDA:

DM = Dilatómetro
Sh = Shelby
= Perforación destructiva con tricono
S = SPT
= Nivel Freático
= Barril
= Revestimiento

Anexo

3

Ensayos de Laboratorio

Anexo

3.1

Contenido de humedad

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 10, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: P.V.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 10**							
PROFUNDIDAD		1.00 - 2.45m		4.00 - 4.45m		6.45 - 6.95m		9.00 - 9.45m	
No. CÁPSULA		A0	13	C24	6.00	D19	32	B30	10
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		93.09	92.32	105.74	108.94	105.47	113.02	101.47	124.91
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		59.35	59.11	87.24	90.39	86.83	94.55	85.50	105.15
PESO CÁPSULA		17.89	19.21	17.66	18.91	9.88	19.11	18.43	19.72
HUMEDAD	**%**	**81.38**	**83.23**	**26.59**	**25.95**	**24.22**	**24.48**	**23.81**	**23.13**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**82.31**		**26.27**		**24.35**		**23.47**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 10, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: P.V.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 10**							
PROFUNDIDAD		10.00 - 10.45m		12.00 - 12.45m		13.00 - 13.45m		14.00 - 14.45m	
No. CÁPSULA		B2	C12	B10	37	B35	D6	C16	50
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		94.54	90.79	93.02	94.17	98.21	100.84	88.58	91.40
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		73.37	71.17	72.28	72.26	74.73	77.73	67.00	69.42
PESO CÁPSULA		18.31	17.63	19.14	19.25	18.25	20.55	18.05	18.30
HUMEDAD	**%**	**38.45**	**36.65**	**39.03**	**41.33**	**41.57**	**40.42**	**44.09**	**43.00**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**37.55**		**40.18**		**40.99**		**43.54**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 10, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: P.V.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 10**							
PROFUNDIDAD		15.00 - 15.45m		17.00 - 17.45m		18.00 - 18.45m		20.00 - 20.45m	
No. CÁPSULA		C18	C22	D12	4	C43	C35	B6	D1
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		96.93	96.01	104.23	147.63	104.94	100.24	80.00	100.45
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		70.94	70.80	77.75	106.86	78.10	74.13	58.20	71.67
PESO CÁPSULA		18.28	18.13	19.51	20.16	18.24	18.34	18.31	17.59
HUMEDAD	**%**	**49.35**	**47.86**	**45.47**	**47.02**	**44.84**	**46.80**	**54.65**	**53.22**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**48.61**		**46.25**		**45.82**		**53.93**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 10, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: P.V.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 10**							
PROFUNDIDAD		21.00 - 21.45m		22.00 - 22.45m		23.00 - 23.45m		25.00 - 25.45m	
No. CÁPSULA		1	D14	B0	D15	A8	C17	B8	B60
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		87.52	82.24	82.83	89.85	96.52	84.25	85.38	91.70
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		60.48	55.64	56.58	61.08	68.10	56.53	59.70	63.98
PESO CÁPSULA		17.35	16.87	18.20	17.27	21.33	13.59	18.63	19.00
HUMEDAD	**%**	**62.69**	**68.61**	**68.39**	**65.67**	**60.77**	**64.56**	**62.53**	**61.63**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**65.65**		**67.03**		**62.66**		**62.08**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 10, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: P.V.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 10**							
PROFUNDIDAD		26.00 - 26.45m		27.00 - 27.45m		28.00 - 28.45m		29.00 - 29.45m	
No. CÁPSULA		19	41	D2	X-21	10A	326	B4	B61
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		84.02	93.65	87.78	90.18	111.79	89.54	93.35	90.05
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		54.56	60.26	51.76	53.05	70.64	54.03	62.64	60.41
PESO CÁPSULA		18.73	18.71	9.47	9.48	19.46	10.95	17.83	18.72
HUMEDAD	**%**	**82.22**	**80.36**	**85.17**	**85.22**	**80.40**	**82.43**	**68.53**	**71.10**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**81.29**		**85.20**		**81.42**		**69.81**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 10, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: P.V.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 10**							
PROFUNDIDAD		31.00 - 31.45m		32.00 - 32.45m		33.00 - 33.45m		35.00 - 35.45m	
No. CÁPSULA		C27	7X2	2	R2	A6	B1	B38X	14
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		84.93	99.16	102.20	90.68	92.31	96.36	96.31	92.90
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		56.33	69.39	69.02	55.95	61.62	65.04	76.09	73.19
PESO CÁPSULA		17.96	17.54	19.83	9.78	17.57	18.48	19.59	19.24
HUMEDAD	**%**	**74.54**	**57.42**	**67.45**	**75.22**	**69.67**	**67.27**	**35.79**	**36.53**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**65.98**		**71.34**		**68.47**		**36.16**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 10, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: P.V.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 10**							
PROFUNDIDAD		36.00 - 36.45m		37.00 - 37.45m		38.00 - 38.45m		41.00 - 41.45m	
No. CÁPSULA		4	40	B43	D13	D5	P19	B31	8
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		89.40	87.78	104.47	92.16	93.60	101.86	88.30	108.25
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		67.74	70.36	84.13	74.22	74.01	80.42	73.38	89.46
PESO CÁPSULA		9.51	17.86	18.13	17.09	9.30	9.42	19.57	19.63
HUMEDAD	**%**	**37.20**	**33.18**	**30.82**	**31.40**	**30.27**	**30.20**	**27.73**	**26.91**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**35.19**		**31.11**		**30.24**		**27.32**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 10, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: P.V.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 10**							
PROFUNDIDAD		42.00 - 42.45m		45.00 - 45.45m		46.00 - 46.45m		48.00 - 48.45m	
No. CÁPSULA		A-8	B-9	C21	C37	B-31	C-22	B8	30
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		71.08	71.81	100.42	93.61	82.80	77.93	85.29	89.67
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		57.74	59.11	82.16	76.43	68.11	64.01	70.01	73.49
PESO CÁPSULA		18.11	18.23	18.30	18.67	19.56	18.11	17.88	18.84
HUMEDAD	**%**	**33.66**	**31.07**	**28.59**	**29.74**	**30.26**	**30.33**	**29.31**	**29.61**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**32.36**		**29.17**		**30.29**		**29.46**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 10, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: P.V.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 10**							
PROFUNDIDAD		50.00 - 50.45m		51.00 - 51.45m		52.00 - 52.45m			
No. CÁPSULA		D-15	36	B-24	T-18	C-8	40		
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		71.81	70.38	93.45	89.70	77.44	74.86		
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		57.55	56.72	73.40	70.42	60.92	58.95		
PESO CÁPSULA		17.25	18.27	19.16	19.07	18.40	17.84		
HUMEDAD	**%**	**35.38**	**35.53**	**36.97**	**37.55**	**38.85**	**38.70**		
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**35.46**		**37.26**		**38.78**			

Anexo

3.2

Clasificación SUCS

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 1
PROFUND.: 3.00 - 3.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		87.33	58.54	16.98	69.27	
		77.00	54.61	18.47	61.95	65.61
2.- LÍMITE LÍQUIDO	38	21.07	17.16	12.01	75.92	
	27	20.89	17.02	12.13	79.14	
	18	20.68	16.86	12.17	81.45	
	11	21.31	16.80	11.78	89.84	79.82
3.- LÍMITE PLÁSTICO		16.31	15.11	12.09	39.74	
		16.09	14.86	11.83	40.59	
		16.07	14.86	11.95	41.58	40.64

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 122.38 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 73.89

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.09	0	100
No. 10	0.44	1	99
No. 40	0.88	1	99
No. 200	7.52	10	90

5.- CLASIFICACIÓN

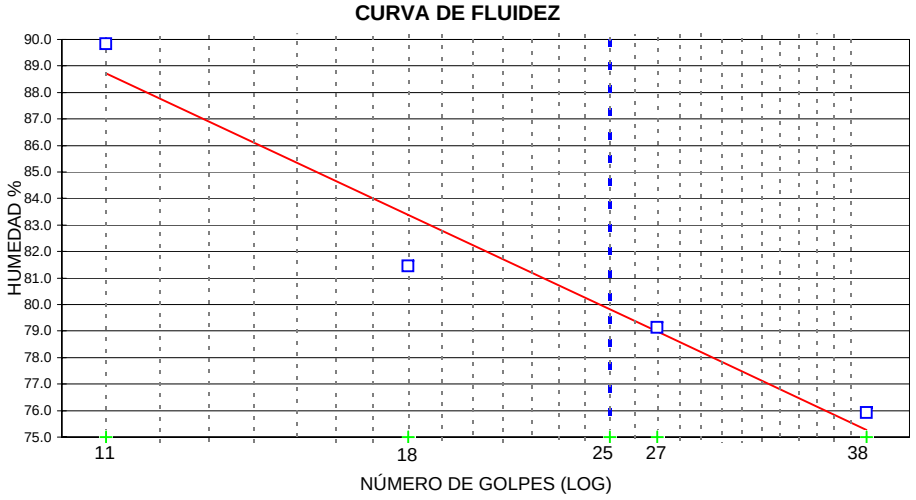
GRAVA	0
ARENA	10
FINOS	90
Cu =	-
Cc =	0.14
Límite Líqido LL (%) =	80
Límite Plástico LP (%) =	41
Indice Plástico IP (%) =	39
Indice de Liquidez IL (%) =	0.63

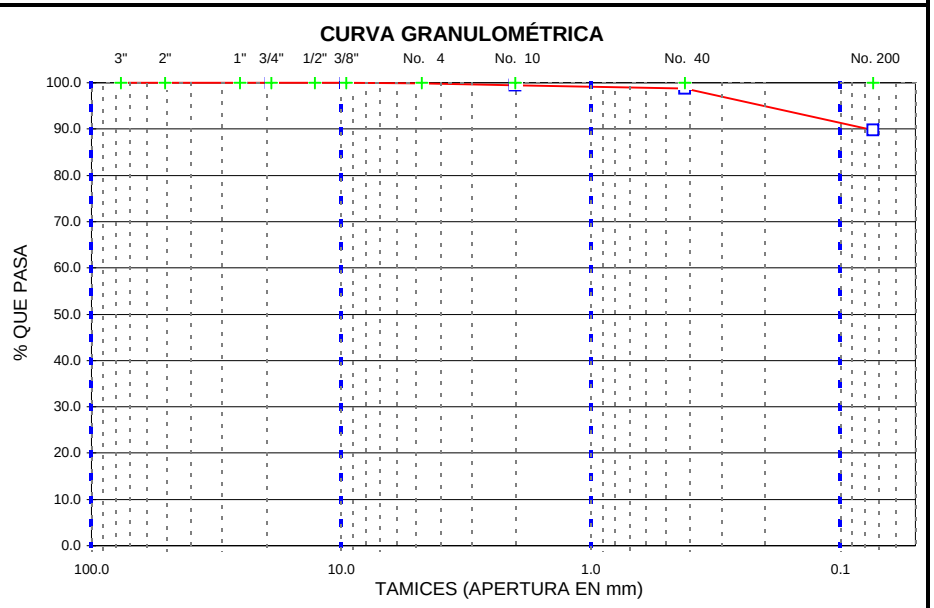
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	44
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color gris verdoso

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 8
PROFUND.: 8.00 - 8.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		114.39	95.50	18.06	24.39	
		108.29	90.84	19.43	24.44	24.41

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 178.76 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 143.68

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	5.44	4	96
No. 10	12.81	9	91
No. 40	17.87	12	88
No. 200	106.11	74	26

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	4
ARENA	70
FINOS	26
Cu =	4
Cc =	1

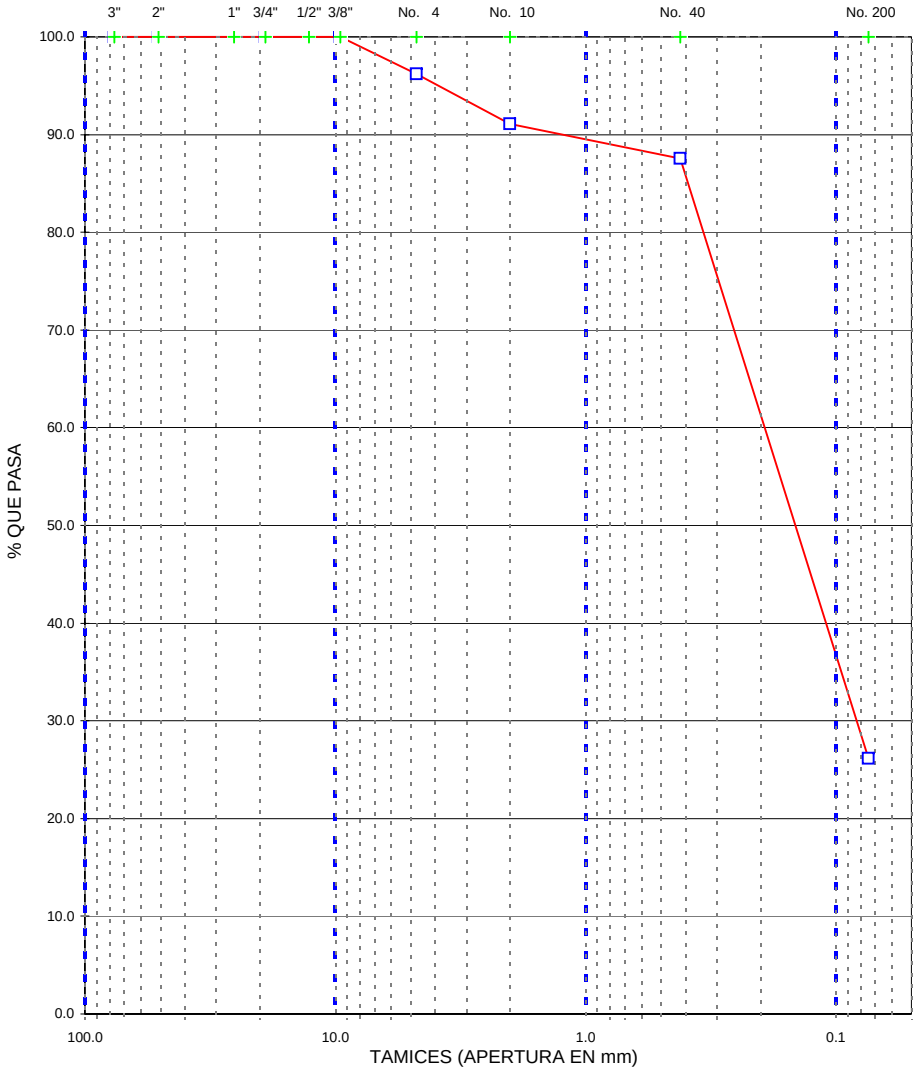
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 11
PROFUND.: 11.00 - 11.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		114.03	86.37	19.15	41.15	
		95.66	73.29	18.63	40.93	41.04
2.- LÍMITE LÍQUIDO	38	21.07	18.77	12.18	34.90	
	28	22.56	19.74	12.05	36.67	
	20	21.04	18.53	12.00	38.44	
	12	21.87	19.07	12.02	39.72	36.99
3.- LÍMITE PLÁSTICO		16.85	15.80	11.85	26.58	
		17.99	16.75	12.05	26.38	
		19.14	17.68	11.97	25.57	26.18

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 132.98 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 94.29

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	4.97	5	95
No. 10	14.58	15	85
No. 40	25.59	27	73
No. 200	53.40	57	43

5.- CLASIFICACIÓN

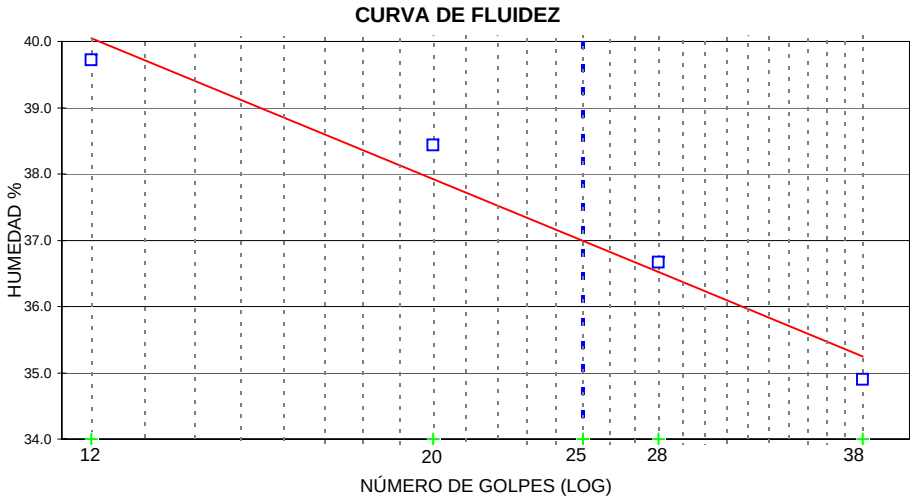
GRAVA	5
ARENA	51
FINOS	43
Cu =	18.98
Cc =	0.56
Límite Líqido LL (%) =	37
Límite Plástico LP (%) =	26
Indice Plástico IP (%) =	11
Indice de Liquidez IL (%) =	1.37

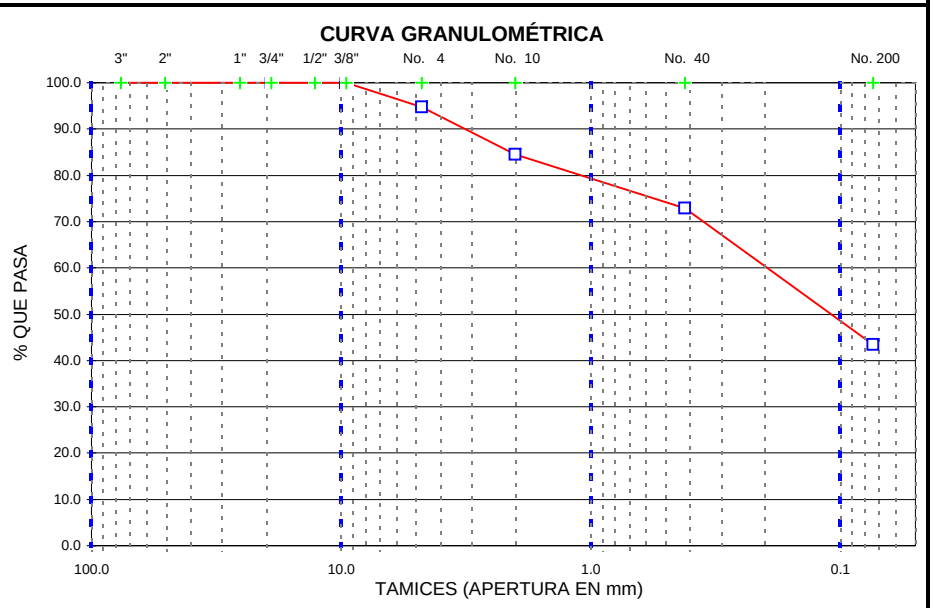
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-6
IG(86):	2
IG(45):	2

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 16
PROFUND.: 16.00 - 16.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		61.91	43.94	9.11	51.59	
		58.71	42.09	11.01	53.47	52.53
2.- LÍMITE LÍQUIDO	36	21.45	17.80	12.15	64.60	
	26	20.10	16.81	11.89	66.87	
	19	20.97	17.44	12.33	69.08	
	10	12.53	9.39	5.19	74.76	67.26
3.- LÍMITE PLÁSTICO		15.44	14.58	12.03	33.73	
		14.99	14.24	11.98	33.19	
		15.19	14.39	11.96	32.92	33.28

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 102.56 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 67.24

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	1.98	3	97
No. 10	4.15	6	94
No. 40	6.02	9	91
No. 200	15.30	23	77

5.- CLASIFICACIÓN

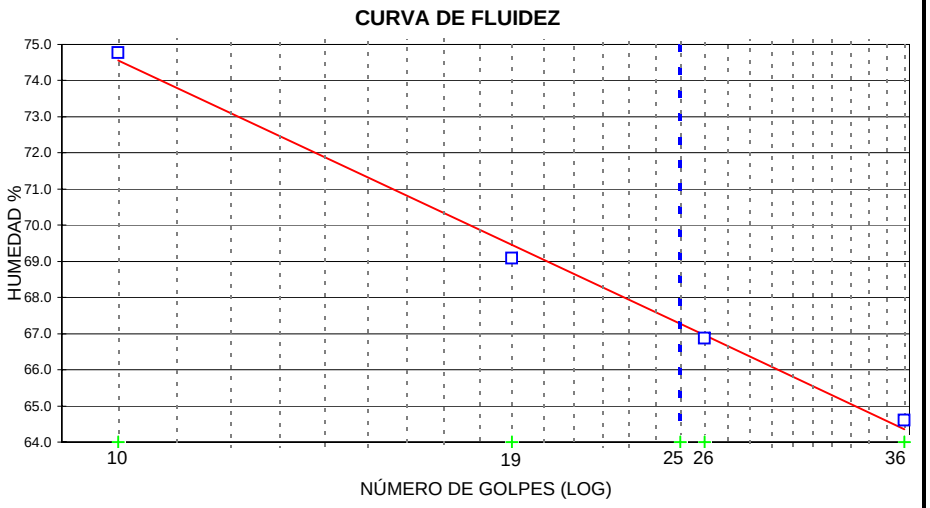
GRAVA	3
ARENA	20
FINOS	77
Cu =	-
Cc =	0.28
Límite Líqido LL (%) =	67
Límite Plástico LP (%) =	33
Indice Plástico IP (%) =	34
Indice de Liquidez IL (%) =	0.57

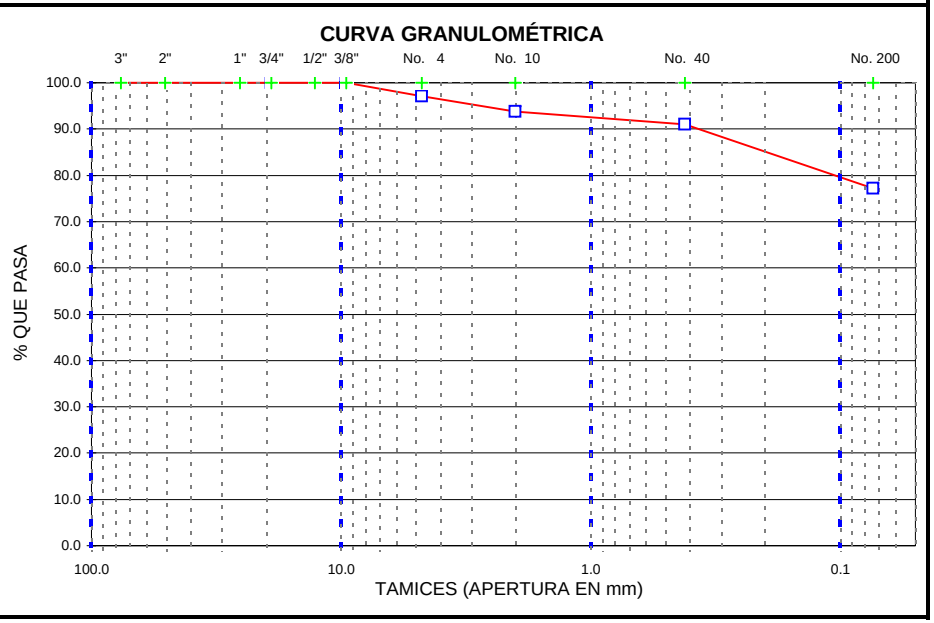
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	29
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico con arena
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 19
PROFUND.: 19.00 - 19.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		69.28	50.76	10.96	46.53	
		96.95	68.58	9.93	48.37	47.45
2.- LÍMITE LÍQUIDO	38	20.10	17.30	12.03	53.13	
	26	20.64	17.66	12.15	54.08	
	19	20.32	17.30	11.86	55.51	
	12	20.07	17.19	12.23	58.06	54.60
3.- LÍMITE PLÁSTICO		15.37	14.57	11.94	30.42	
		15.64	14.82	12.17	30.94	
		15.29	14.52	11.89	29.28	30.21

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 141.58 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 96.02

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	5.19	5	95
No. 10	9.15	10	90
No. 40	10.96	11	89
No. 200	32.01	33	67

5.- CLASIFICACIÓN

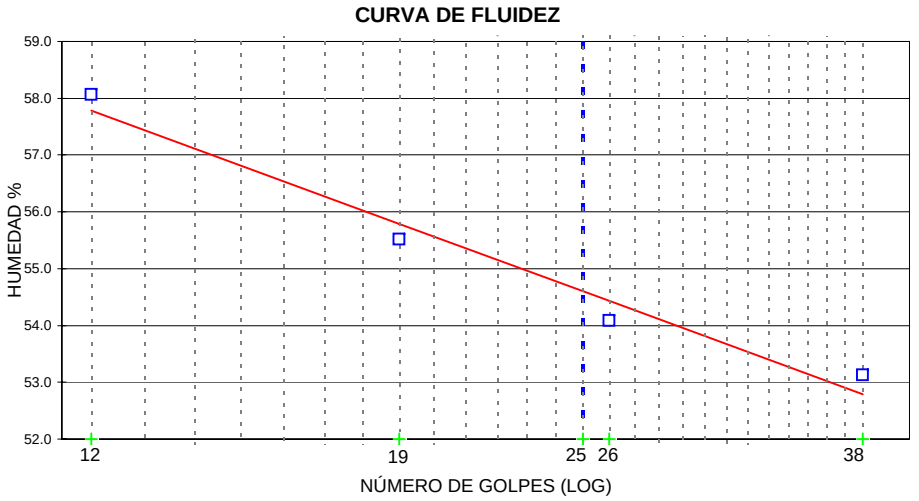
GRAVA	5
ARENA	28
FINOS	67
Cu =	52.44
Cc =	0.45
Límite Líqido LL (%) =	55
Límite Plástico LP (%) =	30
Indice Plástico IP (%) =	25
Indice de Liquidez IL (%) =	0.70

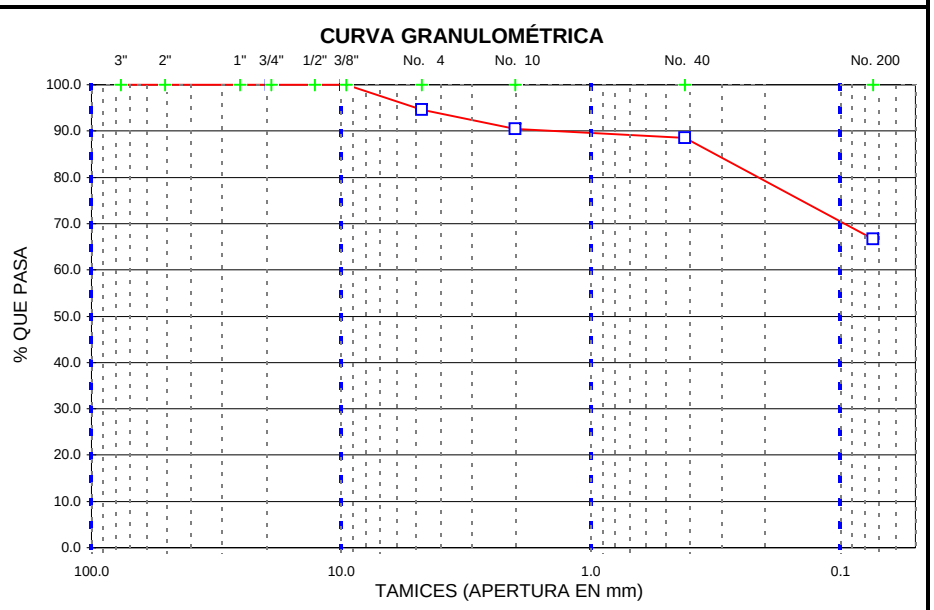
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	16
IG(45):	15

Nombre de Grupo: Limo arenoso elástico
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 24
PROFUND.: 24.00 - 24.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		85.99	48.11	9.82	98.93	
		79.30	45.16	10.03	97.18	98.06
2.- LÍMITE LÍQUIDO	34	18.94	14.99	11.98	131.23	
	27	20.17	15.41	11.82	132.59	
	18	18.98	14.91	12.00	139.86	
	11	19.75	15.23	12.11	144.87	134.69
3.- LÍMITE PLÁSTICO		16.49	14.44	11.90	80.71	
		16.53	14.56	12.08	79.44	
		16.78	14.66	11.96	78.52	79.55

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 105.64 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 53.34

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	1.79	3	97
No. 40	3.31	6	94
No. 200	4.38	8	92

5.- CLASIFICACIÓN

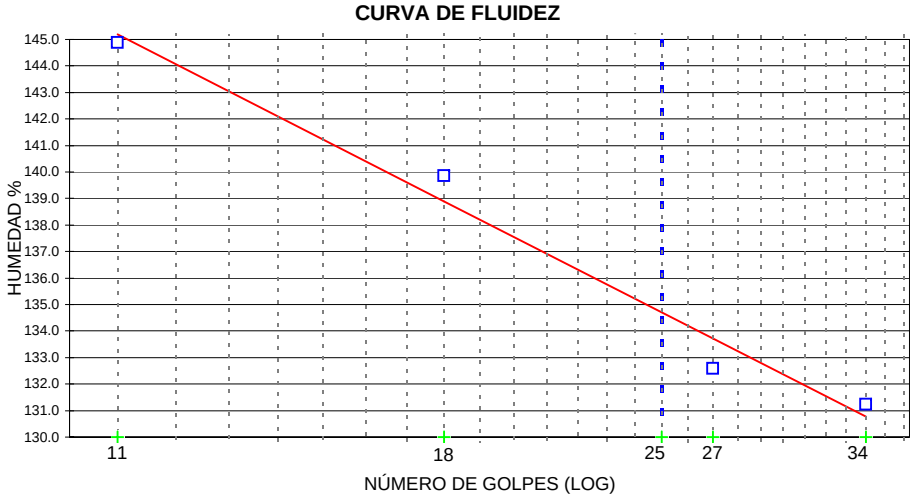
GRAVA	0
ARENA	8
FINOS	92
Cu =	-
Cc =	0.00
Límite Líqido LL (%) =	135
Límite Plástico LP (%) =	80
Indice Plástico IP (%) =	55
Indice de Liquidez IL (%) =	0.33

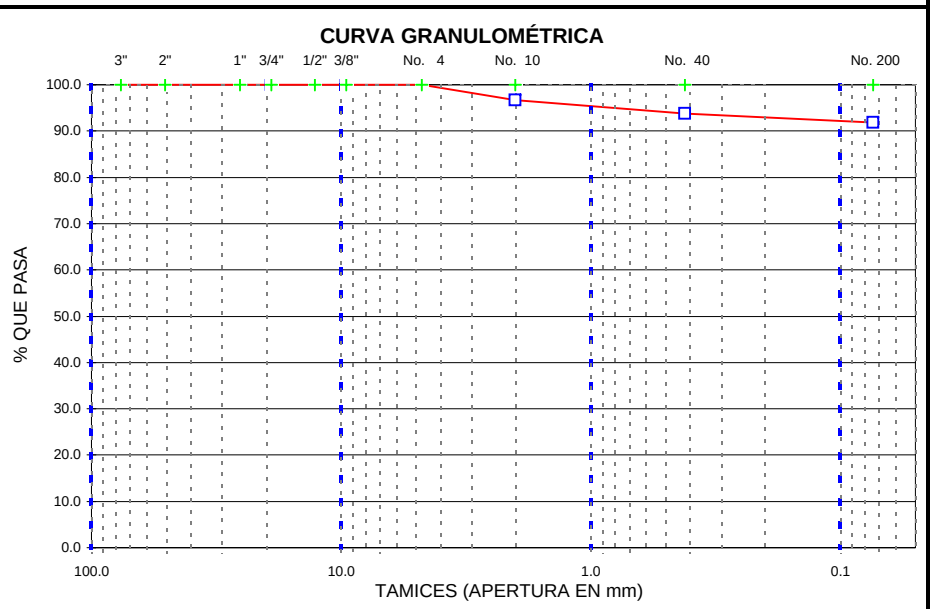
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	73
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 30
PROFUND.: 30.00 - 30.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		72.24	49.19	20.32	79.84	
		78.77	52.83	20.31	79.77	79.80
2.- LÍMITE LÍQUIDO	38	14.00	10.20	7.10	122.58	
	26	18.37	14.76	11.95	128.47	
	18	18.87	14.83	11.81	133.77	
	11	18.00	14.34	11.75	141.31	128.93
3.- LÍMITE PLÁSTICO		14.67	13.71	12.02	56.80	
		15.48	14.20	11.94	56.64	
		9.99	8.57	6.08	57.03	56.82

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 90.94 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 50.58

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.00	0	100
No. 40	0.10	0	100
No. 200	0.36	1	99

5.- CLASIFICACIÓN

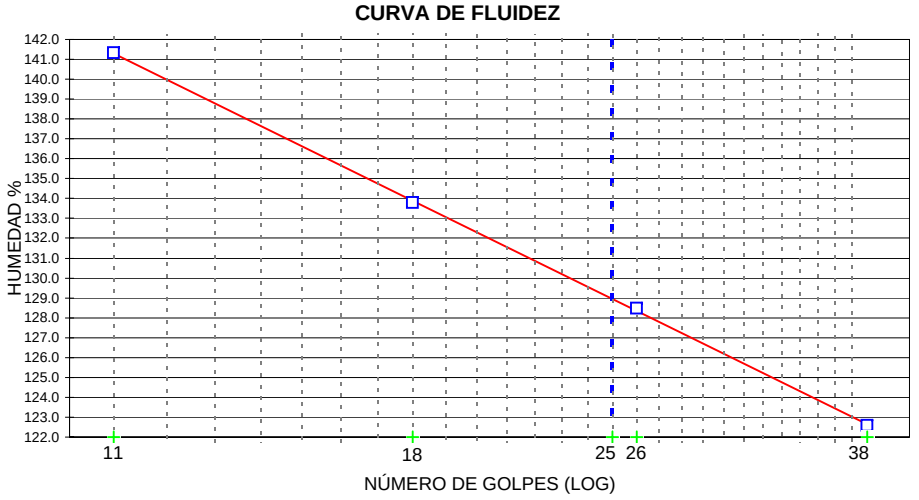
GRAVA	0
ARENA	1
FINOS	99
Cu =	-
Cc =	0.00
Límite Líqido LL (%) =	129
Límite Plástico LP (%) =	57
Indice Plástico IP (%) =	72
Indice de Liquidez IL (%) =	0.32

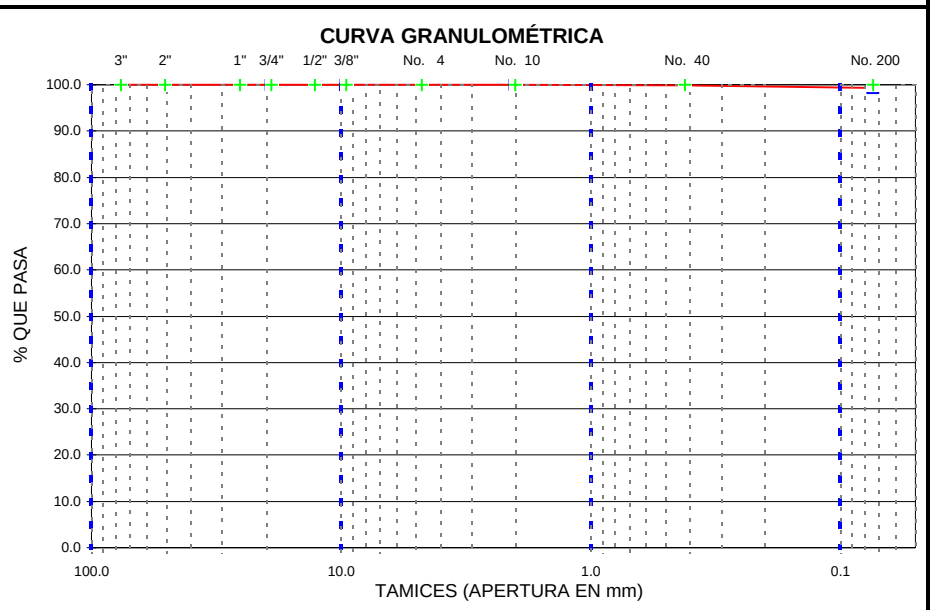
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	94
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 34
PROFUND.: 34.00 - 34.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		98.34	65.88	18.06	67.88	
		96.05	65.19	18.35	65.88	66.88
2.- LÍMITE LÍQUIDO	38	21.22	16.34	11.88	109.42	
	26	20.35	15.94	12.05	113.37	
	18	20.28	15.76	11.90	117.10	
	10	21.44	16.36	12.30	125.12	113.94
3.- LÍMITE PLÁSTICO		15.21	14.08	12.12	57.65	
		15.81	14.51	12.15	55.08	
		15.30	14.06	11.81	55.11	55.95

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 129.99 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 77.89

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.06	0	100
No. 40	0.42	1	99
No. 200	1.39	2	98

5.- CLASIFICACIÓN

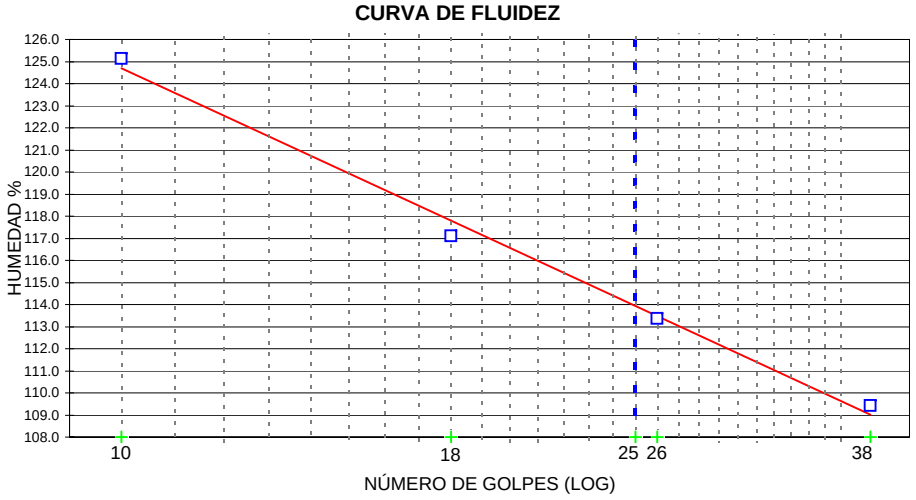
GRAVA	0
ARENA	2
FINOS	98
Cu =	-
Cc =	0.00
Límite Líqido LL (%) =	114
Límite Plástico LP (%) =	56
Indice Plástico IP (%) =	58
Indice de Liquidez IL (%) =	0.19

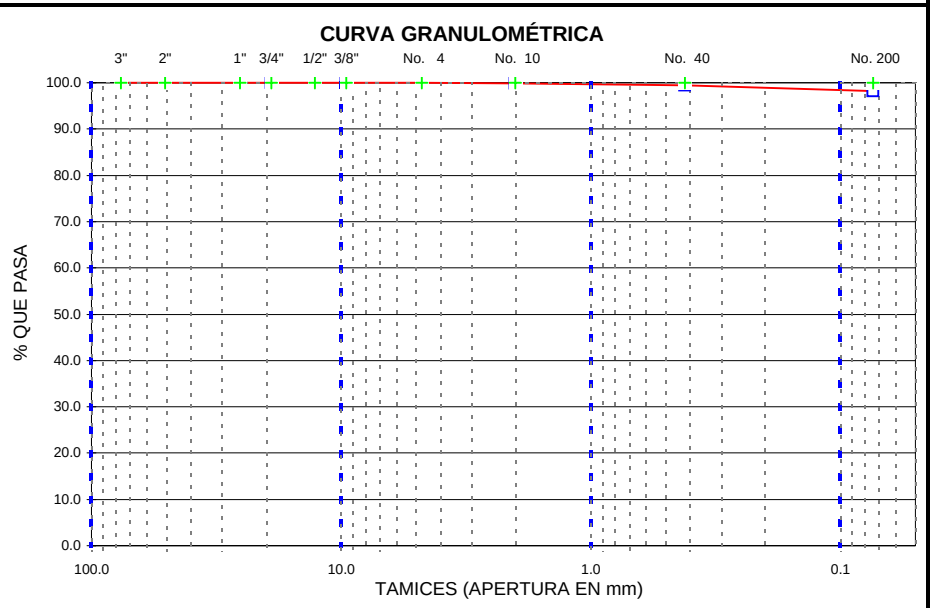
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	76
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:





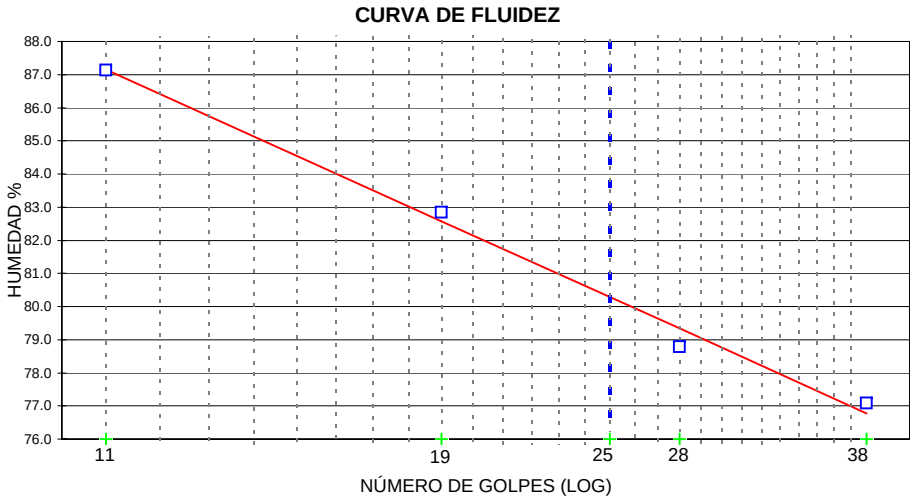
GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 39
PROFUND.: 39.00 - 39.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		91.16	75.45	18.50	27.59	
		78.80	63.60	9.41	28.05	27.82
2.- LÍMITE LÍQUIDO	38	21.48	17.41	12.13	77.08	
	28	21.10	17.09	12.00	78.78	
	19	20.74	16.83	12.11	82.84	
	11	20.41	16.55	12.12	87.13	80.28
3.- LÍMITE PLÁSTICO		15.24	14.54	12.18	29.66	
		15.53	14.71	11.99	30.15	
		14.79	14.13	11.96	30.41	30.07



4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 127.25 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 99.56

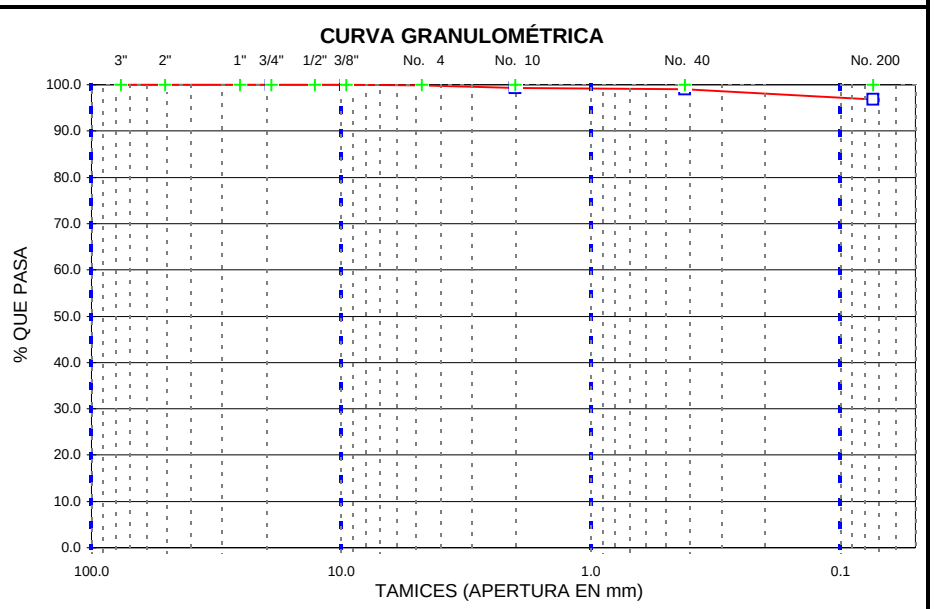
TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.14	0	100
No. 10	0.68	1	99
No. 40	0.98	1	99
No. 200	3.22	3	97

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	0
ARENA	3
FINOS	97
Cu =	-
Cc =	0.00
Límite Líqido LL (%) =	80
Límite Plástico LP (%) =	30
Indice Plástico IP (%) =	50
Indice de Liquidez IL (%) =	-0.04

RESUMEN

SUCS:	**CH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	57
IG(45):	20



Nombre de Grupo: Arcilla de alta plasticidad
Descripción Particular: Color verde claro - café verdoso

Observaciones:

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 44
PROFUND.: 44.00 - 44.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		105.41	85.58	10.01	26.24	
		97.61	79.09	11.26	27.30	26.77
2.- LÍMITE LÍQUIDO	38	21.27	17.44	12.14	72.26	
	26	21.46	17.24	11.70	76.17	
	18	20.37	16.69	11.95	77.64	
	10	20.68	16.70	12.04	85.41	76.00
3.- LÍMITE PLÁSTICO		15.21	14.46	12.00	30.49	
		14.99	14.28	11.97	30.74	
		15.00	14.31	12.02	30.13	30.45

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 135.77 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 107.10

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	9.24	9	91
No. 10	14.90	14	86
No. 40	19.17	18	82
No. 200	21.66	20	80

5.- CLASIFICACIÓN

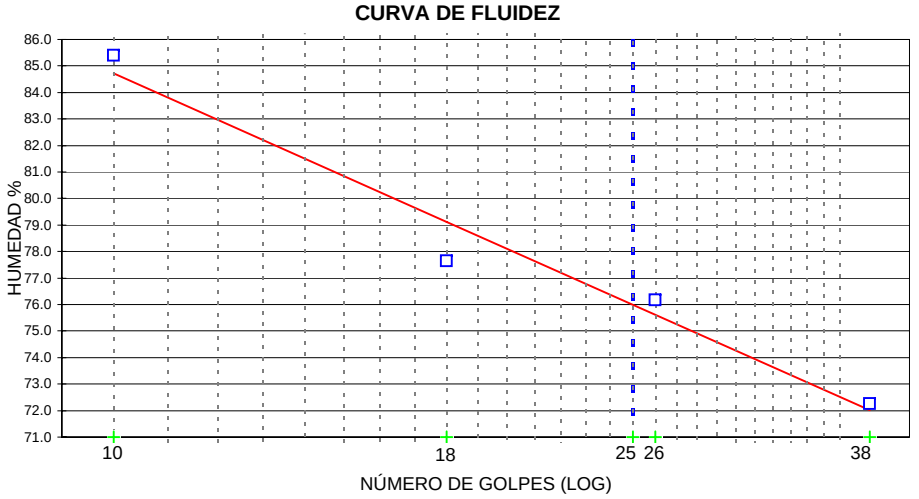
GRAVA	9
ARENA	12
FINOS	80
Cu =	-
Cc =	0.00
Límite Líqido LL (%) =	76
Límite Plástico LP (%) =	30
Indice Plástico IP (%) =	46
Indice de Liquidez IL (%) =	-0.07

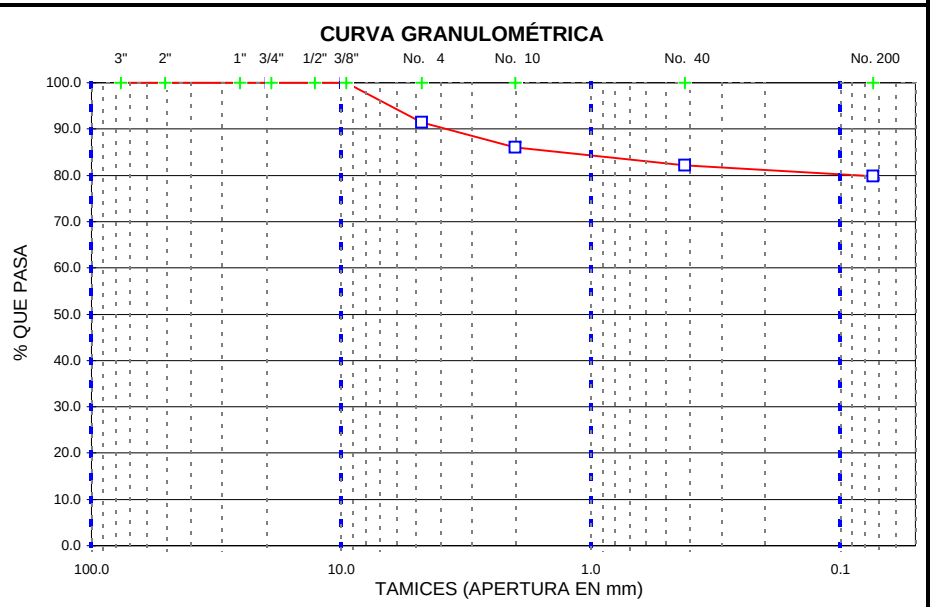
RESUMEN

SUCS:	**CH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	40
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Arcilla de alta plasticidad con arena
Descripción Particular: Color café verdoso

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 49
PROFUND.: 49.00 - 49.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		61.53	49.18	11.19	32.51	
		80.07	62.31	9.35	33.53	33.02
2.- LÍMITE LÍQUIDO	35	21.09	16.73	11.87	89.71	
	28	19.64	15.95	12.00	93.42	
	18	19.54	15.82	12.01	97.64	
	11	19.63	15.72	12.00	105.11	94.22
3.- LÍMITE PLÁSTICO		15.02	14.15	12.15	43.50	
		15.83	14.72	12.17	43.53	
		15.03	14.11	11.96	42.79	43.27

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 134.34 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 100.99

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.00	0	100
No. 40	1.09	1	99
No. 200	4.66	5	95

5.- CLASIFICACIÓN

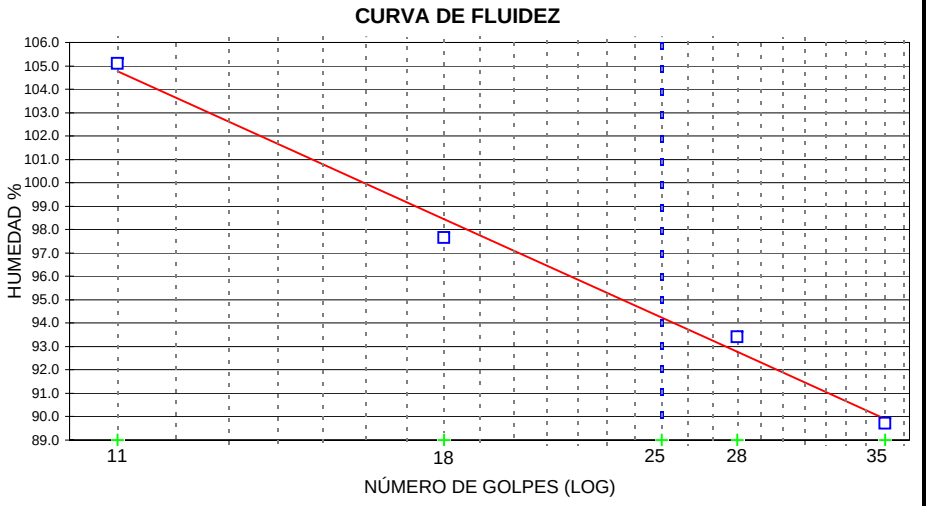
GRAVA	0
ARENA	5
FINOS	95
Cu =	-
Cc =	0.01
Límite Líqido LL (%) =	94
Límite Plástico LP (%) =	43
Indice Plástico IP (%) =	51
Indice de Liquidez IL (%) =	-0.20

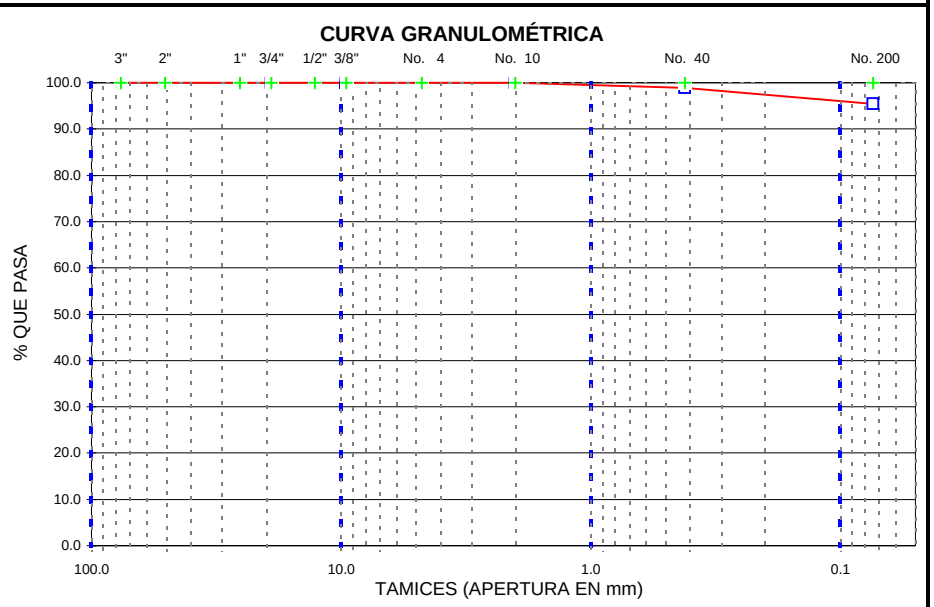
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	61
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color café verdoso

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO CHONE
OPERADOR: MA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARAQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 10
MUESTRA: 53
PROFUND.: 53.00 - 53.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		93.32	74.20	18.09	34.08	
		98.79	78.62	18.18	33.37	33.72
2.- LÍMITE LÍQUIDO	35	22.24	18.69	12.07	53.63	
	26	20.81	17.65	11.90	54.96	
	18	20.76	17.66	12.17	56.47	
	11	20.51	17.37	12.14	60.04	55.21
3.- LÍMITE PLÁSTICO		15.77	14.61	11.90	42.80	
		15.01	14.09	11.91	42.20	
		16.28	15.05	12.12	41.98	42.33

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 179.87 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 134.51

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.00	0	100
No. 40	2.02	2	98
No. 200	13.30	10	90

5.- CLASIFICACIÓN

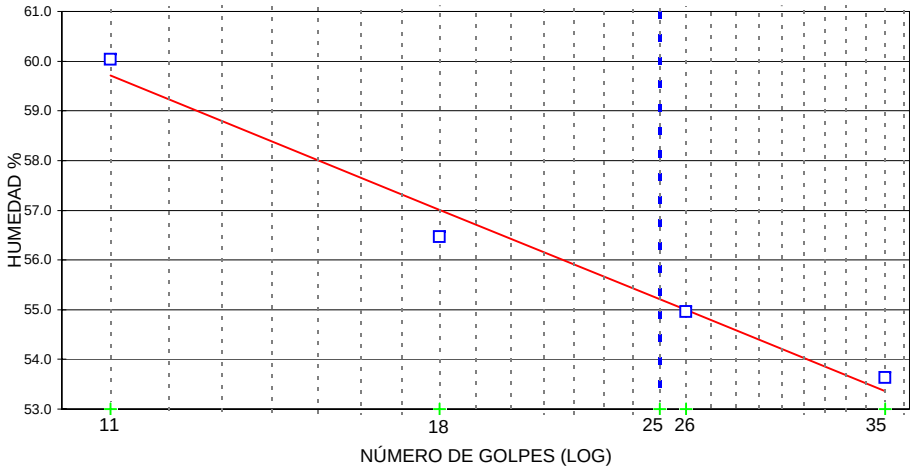
GRAVA	0
ARENA	10
FINOS	90
Cu =	-
Cc =	0.13
Límite Líqido LL (%) =	55
Límite Plástico LP (%) =	42
Indice Plástico IP (%) =	13
Indice de Liquidez IL (%) =	-0.64

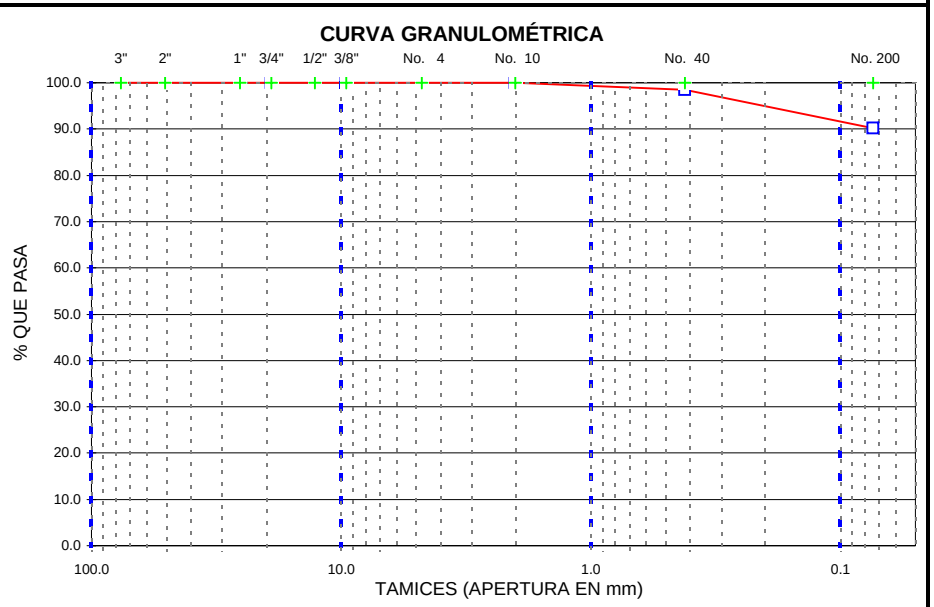
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	17
IG(45):	12

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color café verdoso

Observaciones:





Anexo

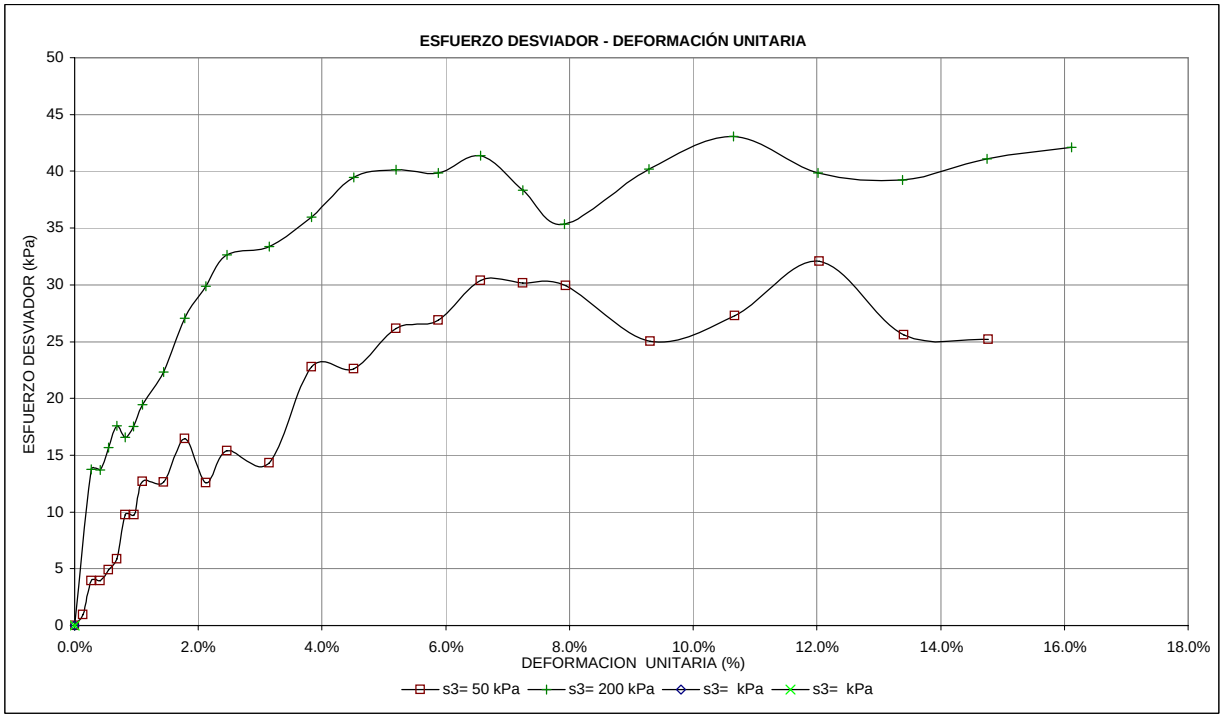
3.3

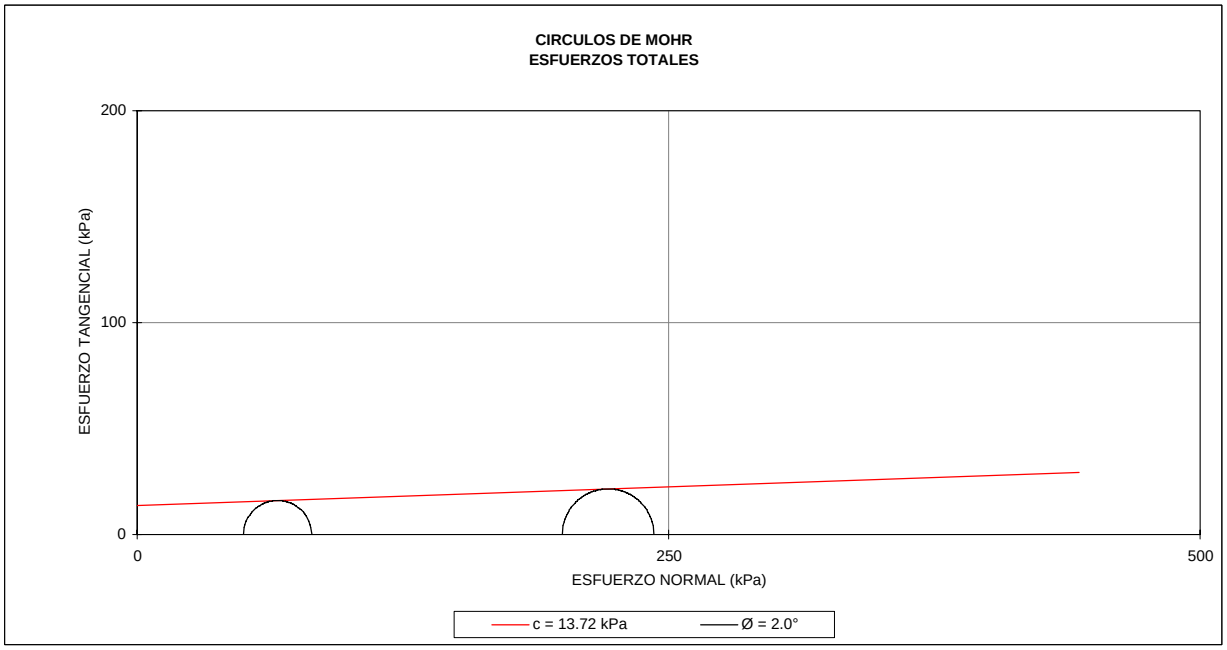
Triaxial UU

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
DIAGRAMAS DE MOHR

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE EL SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Limo elástico con arena, color verde	
LOCALIZ.:	SAN VICENTE		
SONDEO:	**PILA 10**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**16.0m - 16.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	02/07/2008





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE EL SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Limo elástico con arena, color verde	
LOCALIZ.:	SAN VICENTE		
SONDEO:	**PILA 10**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**16.0m - 16.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	02/07/2008

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

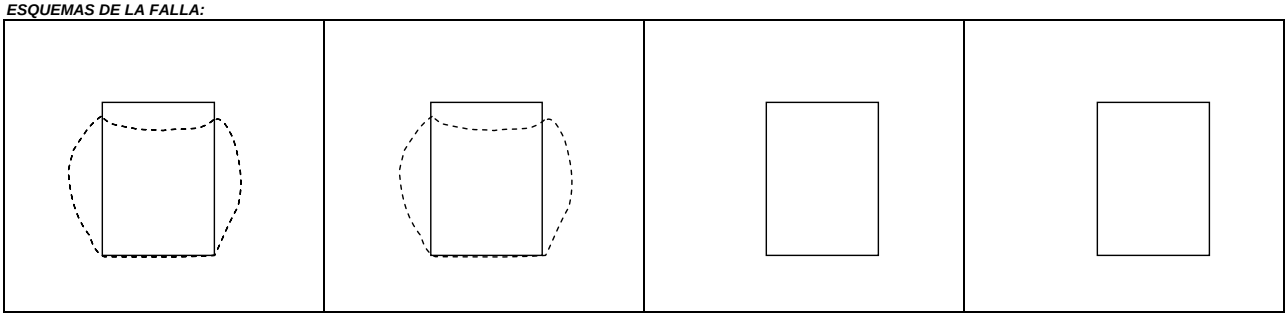
COHESIÓN, c =	13.72	kPa	**HUMEDAD, w =**	53.97%
ANGULO DE FRICIÓN, Ø =	2.03	º	**DENSIDAD HÚMEDA, γm =**	16.84 kN/m³
			DENSIDAD SECA, γd =	10.94 kN/m³
			RELACIÓN DE VACÍOS, e =	1.35

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
σ_3 =	50.00 kPa	σ_3 =	200.00 kPa	σ_3 =		σ_3 =	
w =	55.32%	w =	52.63%	w =		w =	
γm =	16.88 kN/m³	γd =	16.79 kN/m³	γd =		γd =	
γd =	10.87 kN/m³	γs =	11.00 kN/m³	γs =		γs =	
e =	1.36	e =	1.34	e =		e =	

DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%					
0.14%	0.98	0.14%					
0.27%	3.93	0.27%	13.74				
0.41%	3.93	0.41%	13.72				
0.55%	4.90	0.55%	15.66				
0.68%	5.88	0.68%	17.60				
0.82%	9.78	0.82%	16.60				
0.96%	9.77	0.96%	17.55				
1.09%	12.68	1.09%	19.47				
1.44%	12.63	1.43%	22.31				
1.78%	16.47	1.78%	27.07				
2.12%	12.55	2.12%	29.87				
2.46%	15.39	2.46%	32.64				
3.15%	14.33	3.14%	33.37				
3.83%	22.76	3.83%	35.97				
4.51%	22.60	4.51%	39.48				
5.20%	26.18	5.19%	40.13				
5.88%	26.91	5.87%	39.84				
6.57%	30.40	6.56%	41.39				
7.25%	30.18	7.24%	38.35				
7.93%	29.96	7.92%	35.34				
9.30%	25.04	9.29%	40.18				
10.67%	27.31	10.66%	43.09				
12.04%	32.09	12.02%	39.83				
13.41%	25.62	13.39%	39.21				
14.77%	25.21	14.75%	41.11				
		16.12%	42.11				

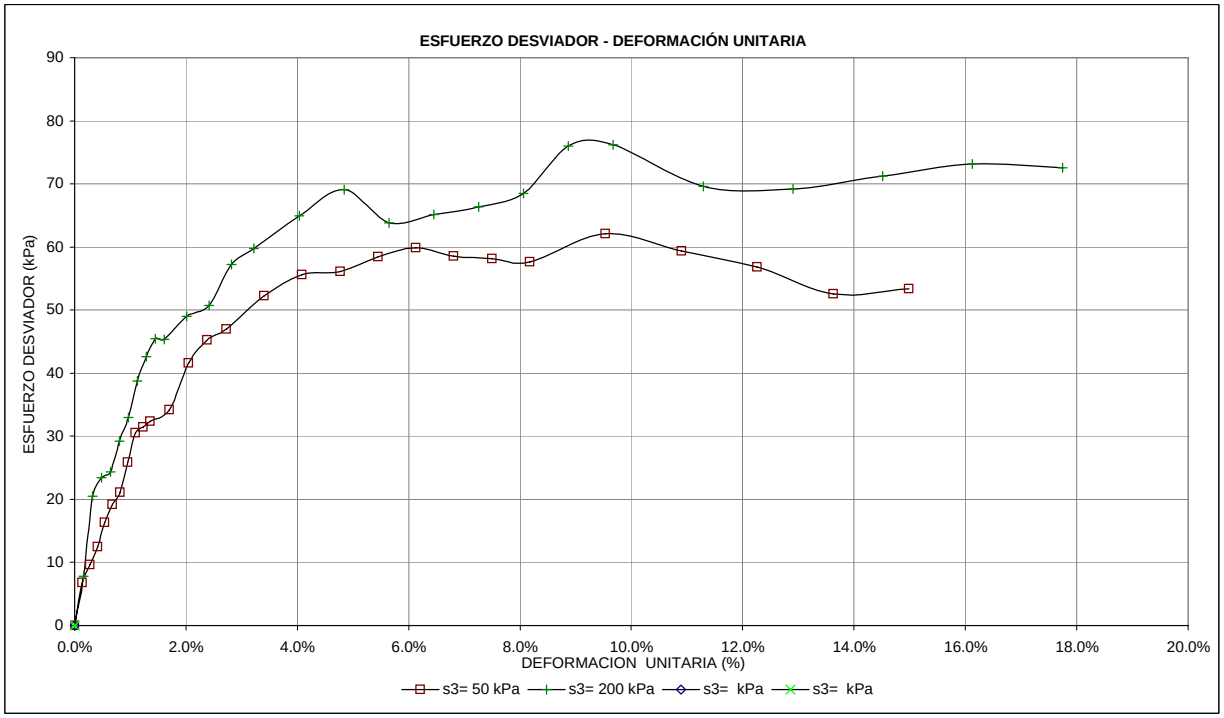
ESQUEMAS DE LA FALLA:

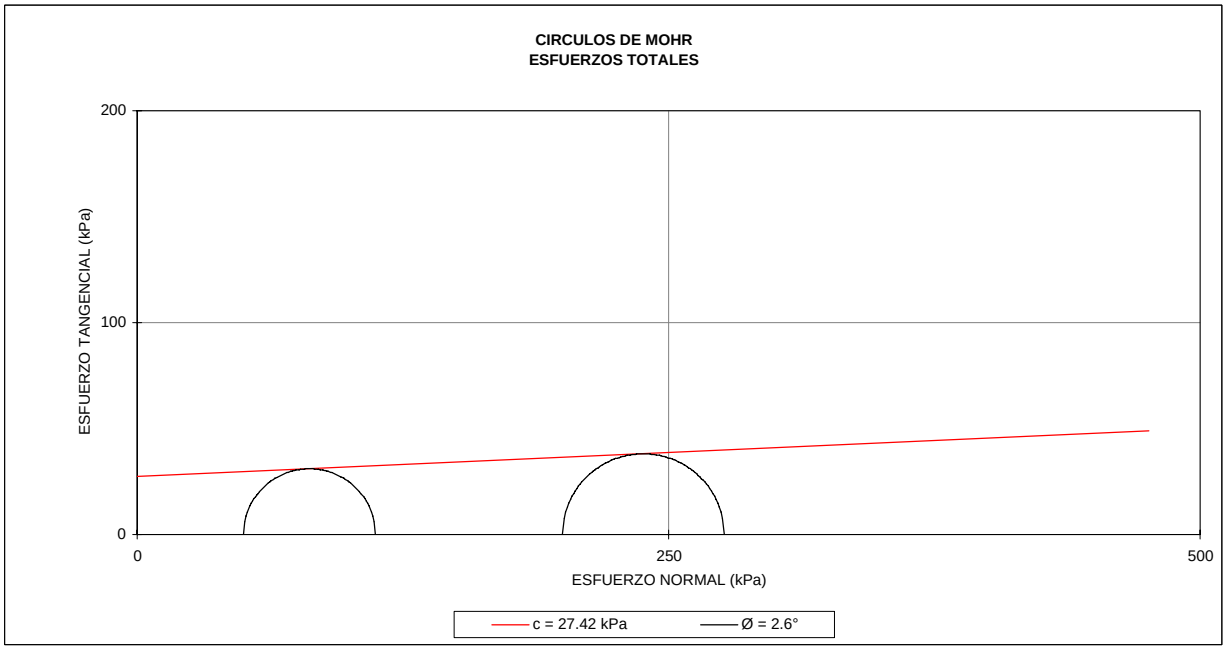


GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
DIAGRAMAS DE MOHR

PROYECTO:	*PY2512*	***DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:***	
OBRA:	*PUENTE SOBRE ESTUARIO*	*Limo elástico, color verde*	
LOCALIZ.:	*BAHÍA DE CARÁQUEZ*		
SONDEO:	***Pila 10***	***SUCS:***	*MH*
PROF. (m):	***30.0m - 30.45m***	***MUESTRA:***	*1.000*
NORMA :	*ASTM 4767-04*	***CONDICIONES:***	***02/07/2008***





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO:	PY2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE SOBRE ESTUARIO	Limo elástico, color verde	
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**Pila 10**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**30.0m - 30.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	02/07/2008

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

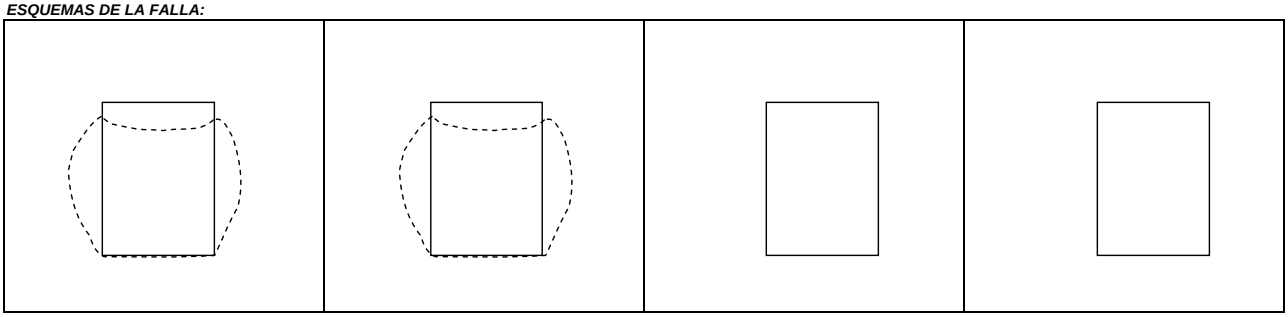
COHESIÓN, c =	27.42	kPa	**HUMEDAD, w =**	82.73%
ANGULO DE FRICIÓN, Ø =	2.57	º	**DENSIDAD HÚMEDA, γm =**	14.95 kN/m³
			DENSIDAD SECA, γd =	8.18 kN/m³
			RELACIÓN DE VACÍOS, e =	2.14

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
σ_3 =	50.00 kPa	σ_3 =	200.00 kPa	σ_3 =		σ_3 =	
w =	84.36%	w =	81.09%	w =		w =	
γm =	14.87 kN/m³	γd =	15.02 kN/m³	γd =		γd =	
γd =	8.07 kN/m³	γs =	8.30 kN/m³	γs =		γs =	
e =	2.19	e =	2.10	e =		e =	

DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00				
0.14%	6.75	0.16%	7.83				
0.27%	9.64	0.32%	20.53				
0.41%	12.51	0.48%	23.42				
0.54%	16.34	0.65%	24.36				
0.68%	19.19	0.81%	29.18				
0.82%	21.08	0.97%	33.02				
0.95%	25.84	1.13%	38.78				
1.09%	30.58	1.29%	42.59				
1.23%	31.50	1.45%	45.42				
1.36%	32.41	1.61%	45.35				
1.70%	34.19	2.02%	49.00				
2.04%	41.65	2.42%	50.72				
2.38%	45.27	2.82%	57.18				
2.72%	47.00	3.23%	59.79				
3.41%	52.27	4.03%	64.93				
4.09%	55.61	4.84%	69.05				
4.77%	56.13	5.65%	63.84				
5.45%	58.47	6.45%	65.13				
6.13%	59.86	7.26%	66.39				
6.81%	58.53	8.06%	68.52				
7.49%	58.10	8.87%	75.96				
8.17%	57.67	9.68%	76.17				
9.54%	62.06	11.29%	69.59				
10.90%	59.41	12.90%	69.18				
12.26%	56.80	14.52%	71.25				
13.62%	52.58	16.13%	73.20				
14.99%	53.39	17.74%	72.60				

ESQUEMAS DE LA FALLA:



GEOSUELOS CÍA. LTDA.

Informe de la Investigación Geotécnica



TRAMO CENTRAL DEL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE – PILA 18

PY-2512

Junio 2008

Vasco de Contreras N38-147 y Antonio Granda Centeno. Quito - Ecuador
Telefax : (593) 2 245 0237 - (593) 2 246 1814 – (593) 9 981 8080

Vasco de Contreras 1435 y Granda Centeno
PBX: (593) 2 246 1814
Celular: (593) 9 981 8080
e-mail: geosuelos@geosuelos.com
Quito - Ecuador

TABLA DE CONTENIDO

1. ALCANCE Y OBJETIVO DEL ESTUDIO *1*

2. TRABAJOS DE CAMPO *1*

3. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO *2*

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES *3*

5. OBSERVACIONES *4*

Vasco de Contreras 1435 y Granda Centeno
PBX: (593) 2 246 1814
Celular: (593) 9 981 8080
e-mail: geosuelos@geosuelos.com
Quito - Ecuador

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

INFORME DE LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

PILA 18
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
Bahía de Caráquez

1. ALCANCE Y OBJETIVO DEL ESTUDIO

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército del Ecuador se encuentra empeñado en la construcción del Puente sobre el Estuario del Río Chone. Para tal efecto se ha solicitado a Geosuelos Cia. Ltda. la ejecución de la Investigación Geotécnica de algunos sitios donde se cimentarán los pilotes en el tramo central del puente y su método constructivo.

Esta investigación ha sido realizada en los sitios indicados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército. El presente informe reporta los trabajos de campo y laboratorio realizados para la Pila 18 del proyecto.

2. TRABAJOS DE CAMPO

Con el fin de conocer las características del subsuelo del terreno en el lugar donde se ubicará la Pila 18 del Puente sobre el Estuario del Río Chone, se ha realizado perforación mecánica con ensayo SPT hasta una profundidad de 56.0m y perforación con doble barril hasta 58.0m.

Los valores de “N” del SPT así como las características de los suelos encontrados se indican en los registros de perforación adjuntos.

Con el fin de realizar una adecuada interpretación de los resultados de la prueba SPT, es importante mencionar que la

Vasco de Contreras 1435 y Granda Centeno
PBX: (593) 2 246 1814
Celular: (593) 9 981 8080
e-mail: geosuelos@geosuelos.com
Quito - Ecuador

eficiencia medida de nuestros equipos es en promedio 62%.

Las muestras alteradas recuperadas a diferentes profundidades durante la prueba SPT fueron clasificadas en sitio por el Ingeniero Jefe de Campo, mediante el método de Clasificación Manual Visual propuesto por el SUCS.

Adicionalmente, a lo largo de la investigación se obtuvo muestras inalteradas con ayuda de muestreadores de pared delgada tipo shelby.

3. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

Las observaciones realizadas durante los trabajos de campo y los ensayos de laboratorio permiten definir las condiciones que presenta el subsuelo objeto de la investigación. Los diferentes tipos de suelo encontrados son los siguientes:

- En esta perforación realizada se encontraron 23.0 metros de depósitos de arenas limosas con diferente gradación, que se clasifican como SM de acuerdo son el SUCS. Esta capa es de color verdoso. En algunos estratos se observan presencia de conchas.

- A partir de 23.0 m hasta 26.0 m, se encontraron limos elásticos con arena, que se clasifican como MH de acuerdo con el SUCS, color verde.

- A partir de 26.0m hasta 36.0m se encontraron arenas finas limosas, clasificadas como SM, de coloración verde

- De 36.0m a 44.0m se detectan arcillas de alta plasticidad color verde, clasificadas como CH.

- De 44.0m a 54.0m se detectan limos elásticos de color verde y presencia de concha, clasificadas como MH.

- Desde los 54.0m hasta los 56.10m, donde terminan los

Vasco de Contreras 1435 y Granda Centeno
PBX: (593) 2 246 1814
Celular: (593) 9 981 8080
e-mail: geosuelos@geosuelos.com
Quito - Ecuador

ensayos SPT, se encontraron arenas limosas, de color gris.

- A partir de los 52.10m se encontró roca suave, tipo lutita color amarillo verdoso.

Estos estratos y tipos de materiales investigados se encuentran dispuestos tal como se presenta en los registros de perforación adjuntos.

Con las muestras alteradas durante la investigación de campo, se han realizado ensayos para clasificación de suelos en el sistema unificado SUCS. En el anexo se muestra el reporte de estos ensayos de laboratorio.

Con las muestras inalteradas se procedió a realizar ensayos triaxiales. Los resultados de esta prueba de ensayo de compresión triaxial obtenidos en resumen son:

TABLA No. 1
PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL CORTE NO CONSOLIDADAS NO DRENADAS

PERFOR.	PROF.	w (%)	c (t/m²)	ø (º)
Pila 18	24.00	41	5.240	9.08
Pila 18	33.00	41	3.130	16.48
Pila 18	37.00	49	6.470	1.31
Pila 18	40.00	39	2.274	22.82

4. CONCLUSIONES

En este sondeo se ha encontrado depósitos de arena limosa de diferente gradación color verdoso, clasificadas según el SUCS como **(*SM*)**, limos elásticos con arena color verdoso tipo ***(MH),*** arena limosa color verdoso,

Vasco de Contreras 1435 y Granda Centeno
PBX: (593) 2 246 1814
Celular: (593) 9 981 8080
e-mail: geosuelos@geosuelos.com
Quito - Ecuador

clasificadas según el SUCS como **(*SM*),** arcillas de alta plasticidad tipo **(*CH*)** color verde, limos elásticos tipo ***(MH)*** y arena limosa tipo **(SM)** color gris y roca tipo lutita dispuestos tal como se muestra en los registros de perforación del anexo No. 2.

Las propiedades geomecánicas de los materiales encontrados se indican en la tabla No. 1, en los registros de perforación y en las respectivas hojas de ensayos de laboratorio del anexo No. 3. En base a estos resultados se deberá llevar a cabo el diseño de la cimentación del puente y del proceso constructivo.

5. OBSERVACIONES

El presente informe ha sido elaborado con base en los trabajos de campo, laboratorio y oficina, y basado en las características del proyecto Puente Bahía – San Vicente (Pila 18). No se incluyen en el mismo recomendaciones específicas para el proyecto ya que estas deberán ser dadas por el especialista a cargo del diseño.

Quedo a su disposición para aclarar cualquier duda que con respecto al presente Informe usted tenga.

Atentamente,

CESAR LANDAZURI SOTO
ING. CIVIL-MASTER MECÁNICA DE SUELOS

ANEXOS

Anexo

1

Fotografías



Foto 1: *Ejecución de sondeo Pila 18*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO



Foto 2: *Muestra recuperada Pila 18*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO

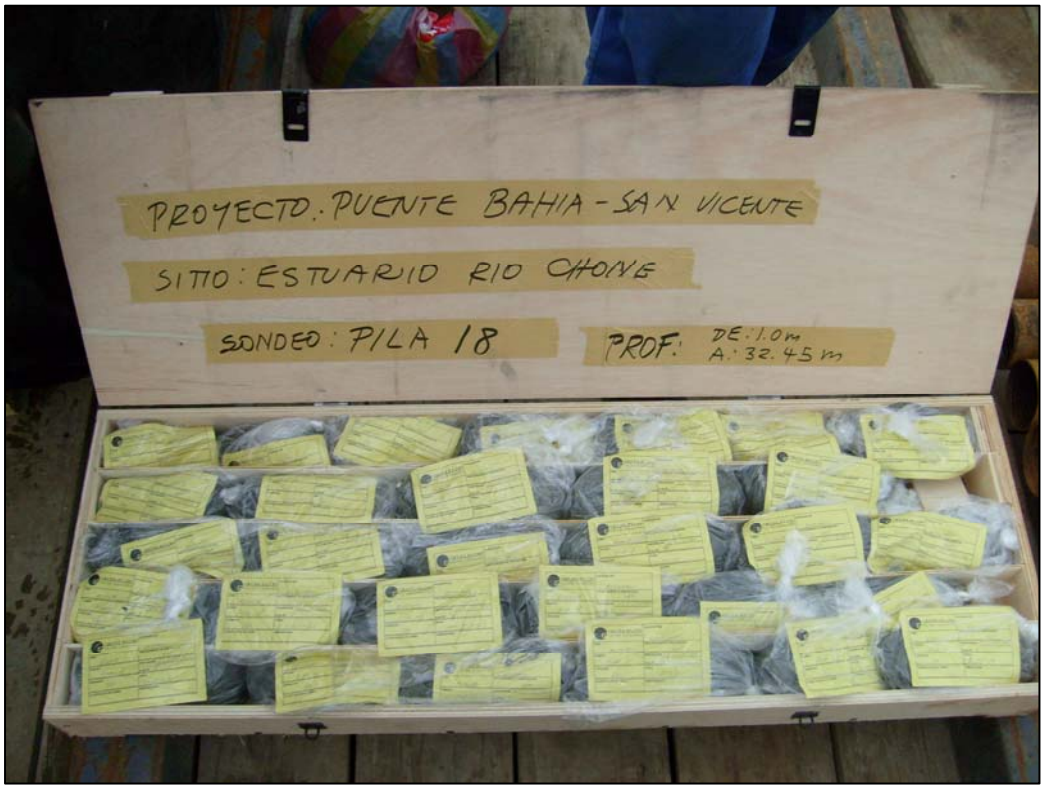


Foto 3: *Muestras Pila 18*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO

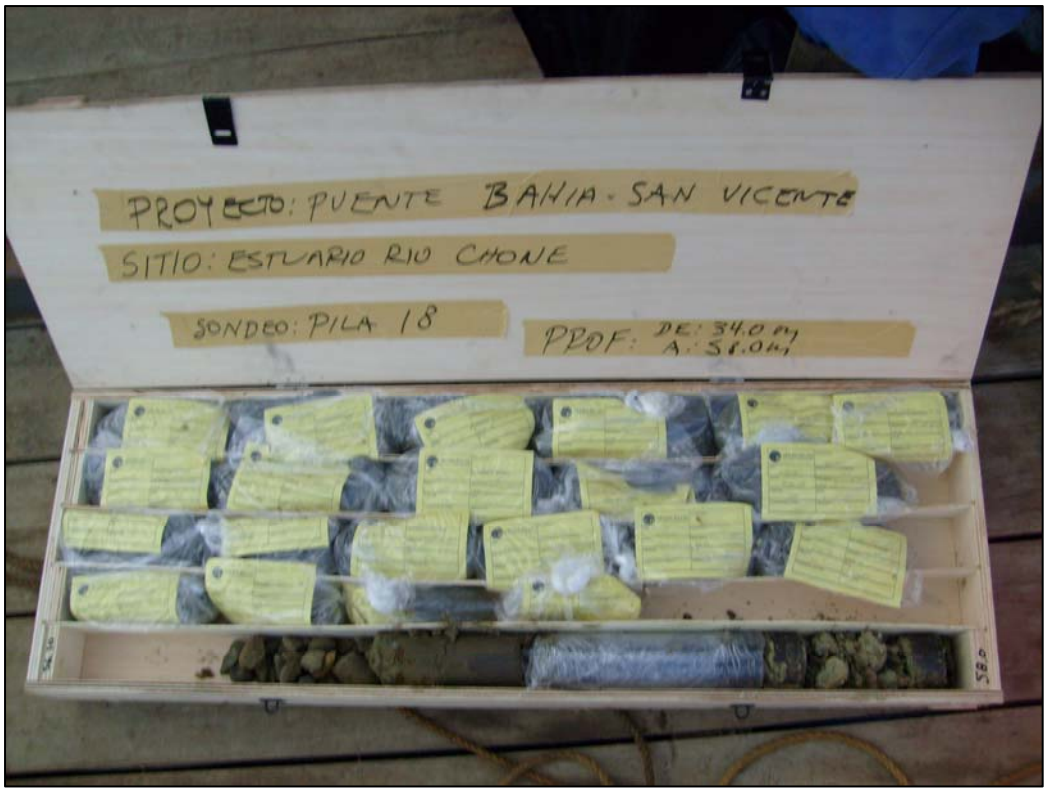


Foto: *Muestras Pila 18*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO

Anexo

2

Registro de Perforación

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 18
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 36.0 m
REVESTIMIENTO HW:
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 30 de abril de 2008
FECHA FINAL: 4 de Mayo de 2008

HOJA: 1 DE 6

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 3.00 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (20 40 60 80)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
0.00													
1.00													
-1.00	S		1				31	-	NP	0	81	19	SM
2.00													
-2.00	S		7				34						
3.00													
-3.00	S		1				45						
4.00													
-4.00	S		1				52						
5.00					Arena fina limosa, color verde, muy húmeda. Dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa muy suelta a media.								
-5.00	S		14				31						
6.00													
-6.00	S		28				28	-	NP	0	75	25	SM
7.00													
-7.00	S		28				23						
8.00													
-8.00	S		22				31						
9.00													
-9.00	S		22				27						
10.00													

LEYENDA:

Sh = Shelby
S = SPT
= Barril
= Perforación destructiva con auger
= Nivel Freático
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 18
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 36.0 m
REVESTIMIENTO HW:
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 30 de abril de 2008
FECHA FINAL: 4 de Mayo de 2008

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 3.00 m

PROF COTA (m) -10.00	TIPO PERFOR	"N" SPT (20 40 60 80)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
11.00	S		15		Arena fina limosa, color verde, muy húmeda, presencia de concha. Dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa suelta a media.		31						
-11.00 / 12.00	S		19				29	-	NP	0	73	27	SM
-12.00 / 13.00	S		11				31						
-13.00 / 14.00	S		12				29						
-14.00 / 15.00	S		5				36						
-15.00 / 16.00	S		6				38						
-16.00 / 17.00	Sh		Sh				27	-	NP	3	55	42	SM
-17.00 / 18.00	S		9				37						
-18.00 / 19.00	S		10				31						
-19.00 / 20.00	S		12				33						

LEYENDA:

Sh = Shelby
S = SPT
= Barril
= Perforación destructiva con auger
= Nivel Freático
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 18
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 36.0 m
REVESTIMIENTO HW:
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 30 de abril de 2008
FECHA FINAL: 4 de Mayo de 2008

HOJA: 3 DE 6

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 3.00 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (20 40 60 80)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	TRIAXIAL UU c (t/m²)	TRIAXIAL UU Ø (º)	TRIAXIAL UU γ (t/m³)	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	LÍMITES DE ATTERBERG L.L. (%)	LÍMITES DE ATTERBERG I.P.	GRANULOMETRÍA G	GRANULOMETRÍA S	GRANULOMETRÍA F	SUCS
-20.00																
21.00	S		7		Arena fina limosa, color verde, muy húmeda, presencia de concha. Dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa suelta.					34	-	NP	0	62	38	SM
-21.00 / 22.00	S		8						32							
-22.00 / 23.00	S		9						36							
-23.00 / 24.00	S		7		Limo elástico con arena, color verde, muy húmedo, presencia de concha. Dilatancia rápida, tenacidad ligera, resistencia seca ligera. Consistencia media					43						
-24.00 / 25.00	Sh		Sh				5.24	9.08	1.72	57	53	20	0	30	70	MH
-25.00 / 26.00	S		7							40						
-26.00 / 27.00	S		8		Arena fina limosa, color verde, muy húmeda, presencia de concha. Dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa suelta.					35						
-27.00 / 28.00	S		8							38						
-28.00 / 29.00	S		9							37	40	13	0	60	40	SM
-29.00 / 30.00	S		9							38						

LEYENDA:

Sh = Shelby
S = SPT
= Barril
= Perforación destructiva con auger
= Nivel Freático
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 18
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 36.0 m
REVESTIMIENTO HW:
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 30 de abril de 2008
FECHA FINAL: 4 de Mayo de 2008

HOJA: 4 DE 6

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 3.00 m

PROF / COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (20 40 60 80)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	TRIAXIAL UU c (t/m²)	TRIAXIAL UU Ø (°)	TRIAXIAL UU γ (t/m³)	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	LÍMITES DE ATTERBERG L.L. (%)	LÍMITES DE ATTERBERG I.P.	GRANULOMETRÍA G	GRANULOMETRÍA S	GRANULOMETRÍA F	SUCS
-30.00																
31.00	S		8		Arena fina limosa, color verde, muy húmeda. Dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa suelta a media.					43						
-31.00 / 32.00	S		7							38						
-32.00 / 33.00	S		8							40						
-33.00 / 34.00	Sh		Sh				3.13	16.5	1.75	46	NP	NP	0	68	32	SM
-34.00 / 35.00	S		10							41						
-35.00 / 36.00	S		8							50						
-36.00 / 37.00	S		11		Arcilla de alta plasticidad con arena, color verde, muy húmeda, presencia de concha. Dilatancia nula, tenacidad alta, resistencia seca muy alta. Consistencia firme.					52						
-37.00 / 38.00	Sh		Sh				6.47	1.31	1.62	48	67	35	0	26	74	CH
-38.00 / 39.00	S		14							47						
-39.00 / 40.00	S		10							55						

LEYENDA:

Sh = Shelby
S = SPT
= Barril
= Perforación destructiva con auger
= Nivel Freático
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 18
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 36.0 m
REVESTIMIENTO HW:
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 30 de abril de 2008
FECHA FINAL: 4 de Mayo de 2008

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 3.00 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (20 40 60 80)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	TRIAXIAL UU c (t/m²)	TRIAXIAL UU Ø (°)	TRIAXIAL UU γ (t/m³)	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
-40.00																
41.00	Sh		Sh		Arcilla de alta plasticidad con arena, color verde, muy húmeda, presencia de concha. Dilatancia nula, tenacidad alta, resistencia seca muy alta. Consistencia firme a muy firme.		2.27	22.8	1.73	54	76	42	3	41	56	CH
-41.00 / 42.00	S		12							51						
-42.00 / 43.00	S		14							53						
-43.00 / 44.00	S		18							50						
-44.00 / 45.00	S		22							51						
-45.00 / 46.00	S		23		Limo elástico, color verde, muy húmedo. Dilatancia nula, tenacidad alta, resistencia seca muy alta. Consistencia muy firme.					60	108	53	0	4	96	MH
-46.00 / 47.00	S		26							59						
-47.00 / 48.00	S		17							66						
-48.00 / 49.00	S		18							66						
-49.00 / 50.00	S		20							59						

LEYENDA:

Sh = Shelby
S = SPT
= Barril
= Perforación destructiva con auger
= Nivel Freático
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 18
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 36.0 m
REVESTIMIENTO HW:
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 30 de abril de 2008
FECHA FINAL: 4 de Mayo de 2008

HOJA: 6 DE 6

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 3.00 m

PROF COTA (m) -50.00	TIPO PERFOR	"N" SPT (20 40 60 80)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
51.00	S		23		Limo elástico, color verde, muy húmedo, presencia de concha. Dilatancia nula, tenacidad alta, resistencia seca muy alta. Consistencia muy firme.		52	77	36	0	6	94	MH
-51.00 52.00	S		22				50						
-52.00 53.00	S		21				50						
-53.00 54.00	S		27				30						
-54.00 55.00	S		38		Arena limosa, color gris, húmeda. Dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Conpacidad relativa densa a muy densa.		25						
-55.00 56.00	S		R				8						
-56.00 57.00	S		R				12	-	NP	13	58	29	SM
-57.00 58.00					Roca suave, tipo lutita, color amarillo verdoso								
-58.00 59.00					**FIN DEL SONDEO**								
-59.00 60.00													

LEYENDA:

- Sh = Shelby
- S = SPT
- = Barril
- = Perforación destructiva con auger
- = Nivel Freático
- = Revestimiento

Anexo

3

Ensayos de Laboratorio

Anexo

3.1

Contenido de humedad

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 3, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: C.R.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 18**							
PROFUNDIDAD		2.00-2.450 m		3.00 - 3.45m		4.00 - 4.45m		5.00 - 5.45m	
No. CÁPSULA		D7	B5	C34	B9	C45	B51	C4	C12
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		65.57	68.67	54.73	60.29	70.01	66.67	67.98	64.35
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		53.72	55.76	42.77	47.81	52.03	50.30	55.85	53.45
PESO CÁPSULA		17.22	18.51	18.26	18.23	18.29	18.13	18.12	17.61
HUMEDAD	**%**	**32.47**	**34.66**	**48.80**	**42.19**	**53.29**	**50.89**	**32.15**	**30.41**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**33.56**		**45.49**		**52.09**		**31.28**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 3, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: C.R.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 18**							
PROFUNDIDAD		7.00 - 7.45m		8.00-8.45 m		9.00 - 9.45m		10.00 - 10.45m	
No. CÁPSULA		C14	2	C43	777	B40	B31	43	7X2
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		83.93	100.71	66.37	59.25	72.70	64.01	63.93	62.36
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		71.71	85.64	54.95	50.03	61.40	54.34	52.89	52.18
PESO CÁPSULA		18.43	18.77	18.24	19.47	18.59	18.33	18.05	19.54
HUMEDAD	**%**	**22.94**	**22.54**	**31.11**	**30.17**	**26.40**	**26.85**	**31.69**	**31.19**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**22.74**		**30.64**		**26.62**		**31.44**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 3, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: C.R.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 18**							
PROFUNDIDAD		12.00 - 12.45m		13.00 - 13.45 m		14.00 - 14.45m		15.00 - 15.45m	
No. CÁPSULA		C51	C41	C52	B49	B38X	C36	50	B43
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		77.18	65.51	68.73	70.60	62.41	70.12	66.03	66.52
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		62.98	54.34	57.39	59.08	51.02	56.20	53.00	53.21
PESO CÁPSULA		18.08	17.96	18.49	18.61	19.54	18.22	18.89	18.12
HUMEDAD	**%**	**31.63**	**30.70**	**29.15**	**28.47**	**36.18**	**36.65**	**38.20**	**37.93**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**31.16**		**28.81**		**36.42**		**38.07**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 3, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: C.R.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 18**							
PROFUNDIDAD		17.00 - 17.45m		18.00-18.450 m		19.00 - 19.45m		21.00 - 21.45m	
No. CÁPSULA		B19	B61	B29	D17	B45	B2	C18	B8
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		75.86	73.27	67.80	60.99	76.92	60.18	70.10	65.67
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		60.91	58.00	55.67	50.51	62.07	50.09	57.99	54.08
PESO CÁPSULA		18.24	18.70	17.08	16.82	18.01	18.30	18.28	18.61
HUMEDAD	**%**	**35.04**	**38.85**	**31.43**	**31.11**	**33.70**	**31.74**	**30.50**	**32.68**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**36.95**		**31.27**		**32.72**		**31.59**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 3, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: C.R.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 18**							
PROFUNDIDAD		22.00 - 22.45m		23.00-23.450 m		25.00 - 25.45m		26.00 -264.45m	
No. CÁPSULA		14	B10	47	B8	B30	B36	B44	C9
75.00		70.40	68.94	61.26	66.77	60.39	60.58	59.63	59.92
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		56.61	55.57	48.57	52.06	48.38	48.78	48.93	48.71
PESO CÁPSULA		18.23	19.14	18.24	18.90	18.42	19.13	17.63	18.15
HUMEDAD	**%**	**35.93**	**36.70**	**41.84**	**44.36**	**40.09**	**39.80**	**34.19**	**36.68**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**36.32**		**43.10**		**39.94**		**35.43**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 3, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: C.R.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 18**							
PROFUNDIDAD		27.00 - 27.45m		29.00-29.450 m		30.00 - 30.45m		31.00 - 31.45m	
No. CÁPSULA		B24	24	B18	C44	A9	13	C24	C62
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		65.01	62.44	58.84	54.14	68.03	67.61	65.15	53.75
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		52.22	50.67	47.66	44.23	53.09	53.00	52.09	44.09
PESO CÁPSULA		19.15	19.45	18.60	18.15	18.48	19.21	17.66	19.35
HUMEDAD	**%**	**38.68**	**37.70**	**38.47**	**38.00**	**43.17**	**43.24**	**37.93**	**39.05**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**38.19**		**38.24**		**43.20**		**38.49**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 3, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: C.R.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 18**							
PROFUNDIDAD		32.00 - 32.45m		34.00-34.450 m		35.00 - 35.45m		36.00 - 36.45m	
No. CÁPSULA		11	12	B2	C8	9	19	B16	2
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		55.42	55.72	73.57	73.21	70.29	91.77	63.95	79.90
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		44.90	45.16	57.70	57.11	53.27	67.33	48.73	58.61
PESO CÁPSULA		18.78	18.59	18.88	18.42	18.69	18.74	18.49	18.78
HUMEDAD	**%**	**40.28**	**39.74**	**40.88**	**41.61**	**49.22**	**50.30**	**50.33**	**53.45**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**40.01**		**41.25**		**49.76**		**51.89**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 3, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: C.R.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 18**							
PROFUNDIDAD		38.00 - 38.45m		39.00-39.450 m		41.00 - 41.45m		42.00 - 42.45m	
No. CÁPSULA		C27	B35	B0	C6	T18	ZX4	B3	27
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		72.02	68.63	85.90	82.76	78.08	72.04	60.53	62.26
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		55.19	51.92	61.16	60.48	58.15	54.53	46.16	46.52
PESO CÁPSULA		17.95	18.25	18.19	18.18	19.09	20.28	18.10	18.27
HUMEDAD	**%**	**45.19**	**49.63**	**57.58**	**52.67**	**51.02**	**51.12**	**51.21**	**55.72**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**47.41**		**55.12**		**51.07**		**53.46**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 3, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: C.R.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 18**							
PROFUNDIDAD		43.00 - 43.45m		44.00-44.450 m		46.00 - 46.45m		47.00 - 47.45m	
No. CÁPSULA		B31	10ZX2	6	C35	D2	C14	B40	22
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		64.49	67.03	64.23	58.28	58.11	51.04	50.02	62.81
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		49.55	51.23	49.07	44.79	44.02	38.87	37.46	44.91
PESO CÁPSULA		19.50	19.67	18.92	18.35	19.88	18.43	18.03	18.59
HUMEDAD	**%**	**49.72**	**50.06**	**50.28**	**51.02**	**58.37**	**59.54**	**64.64**	**68.01**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**49.89**		**50.65**		**58.95**		**66.33**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 3, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: C.R.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 18**							
PROFUNDIDAD		48.00 - 48.45m		49.00-49.450 m		51.00 - 51.45m		52.00 - 52.45m	
No. CÁPSULA		A8	C50	36	C28	C7	C17	B60	B20
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		48.33	54.84	52.72	50.17	59.65	55.77	52.50	48.69
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		36.13	40.46	39.99	38.14	45.75	43.27	41.23	38.54
PESO CÁPSULA		17.87	18.31	18.29	17.98	18.32	18.18	19.00	18.39
HUMEDAD	**%**	**66.81**	**64.92**	**58.66**	**59.67**	**50.67**	**49.82**	**50.70**	**50.37**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**65.87**		**59.17**		**50.25**		**50.53**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Junio 3, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: C.R.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 18**							
PROFUNDIDAD		53.0m-53.45m		54.00-54.450 m		55.00 - 55.45m			
No. CÁPSULA		T43	B48	B7	B4	C33	C16		
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		60.24	57.80	62.32	60.55	73.65	78.98		
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		50.68	48.69	53.48	52.16	69.24	74.39		
PESO CÁPSULA		18.43	18.70	18.38	17.82	18.21	18.04		
HUMEDAD	**%**	**29.64**	**30.38**	**25.19**	**24.43**	**8.64**	**8.15**		
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**30.01**		**24.81**		**8.39**			

Anexo

3.2

Clasificación SUCS

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: LO

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 1
PROFUND.: 1.00 - 1.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		71.72	59.06	18.30	31.06	
		77.04	63.13	18.29	31.02	31.04

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 121.47 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 92.70

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.22	0	100
No. 40	0.99	1	99
No. 200	74.98	81	19

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	0
ARENA	81
FINOS	19
Cu =	3
Cc =	1

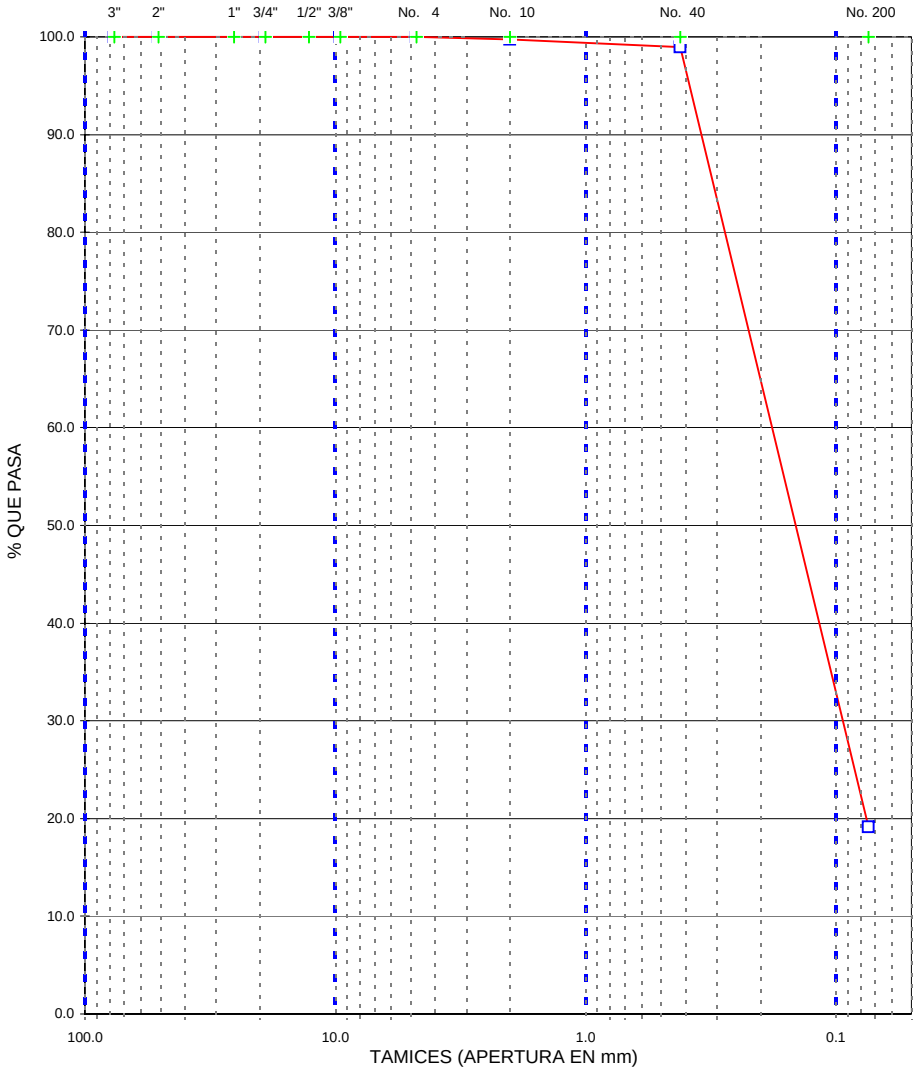
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: LO

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 6
PROFUND.: 6.00 - 6.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		69.26	58.54	20.30	28.03	
		63.53	53.55	18.69	28.63	28.33

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 122.49 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 95.45

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.09	0	100
No. 40	0.26	0	100
No. 200	71.55	75	25

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	0
ARENA	75
FINOS	25
Cu =	3
Cc =	1

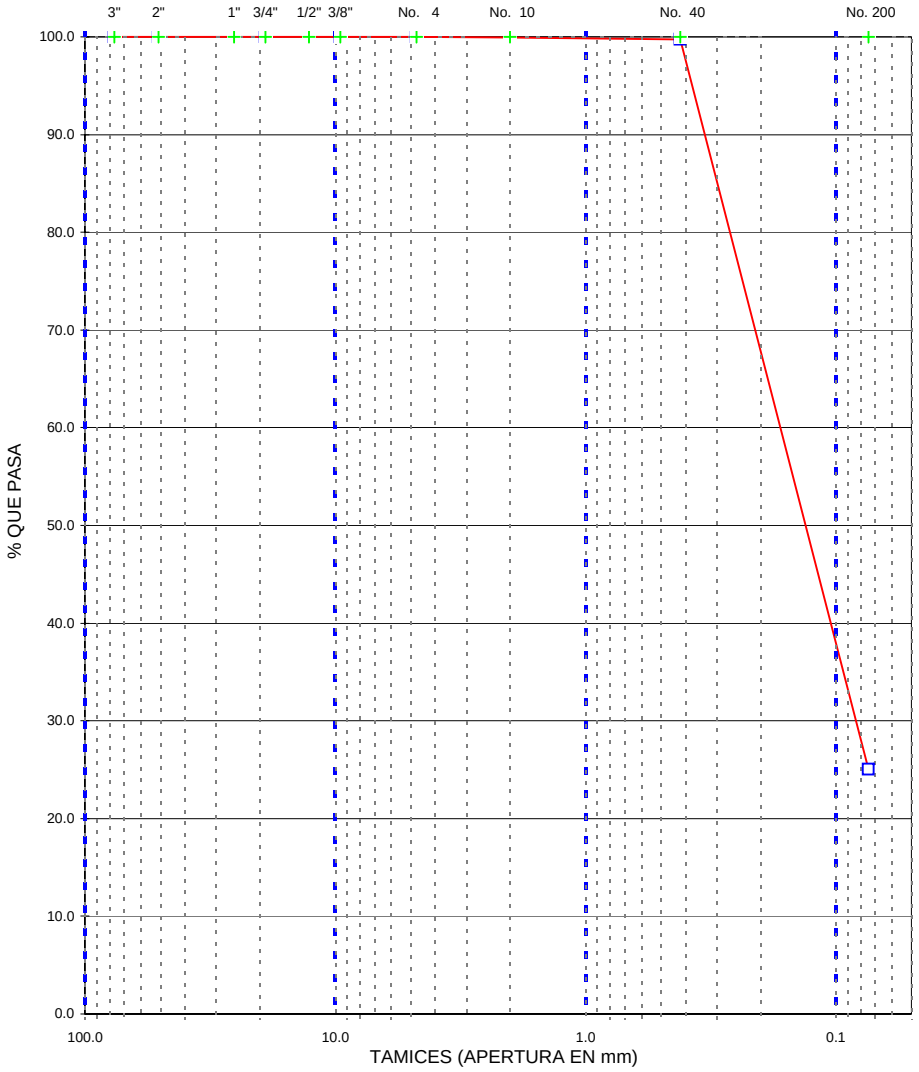
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: LO
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 11
PROFUND.: 11.00 - 11.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		84.51	69.84	19.21	28.97	
		82.51	68.30	18.60	28.59	28.78

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 123.42 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 95.84

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.45	0	100
No. 40	1.57	2	98
No. 200	70.17	73	27

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	0
ARENA	73
FINOS	27
Cu =	3
Cc =	1

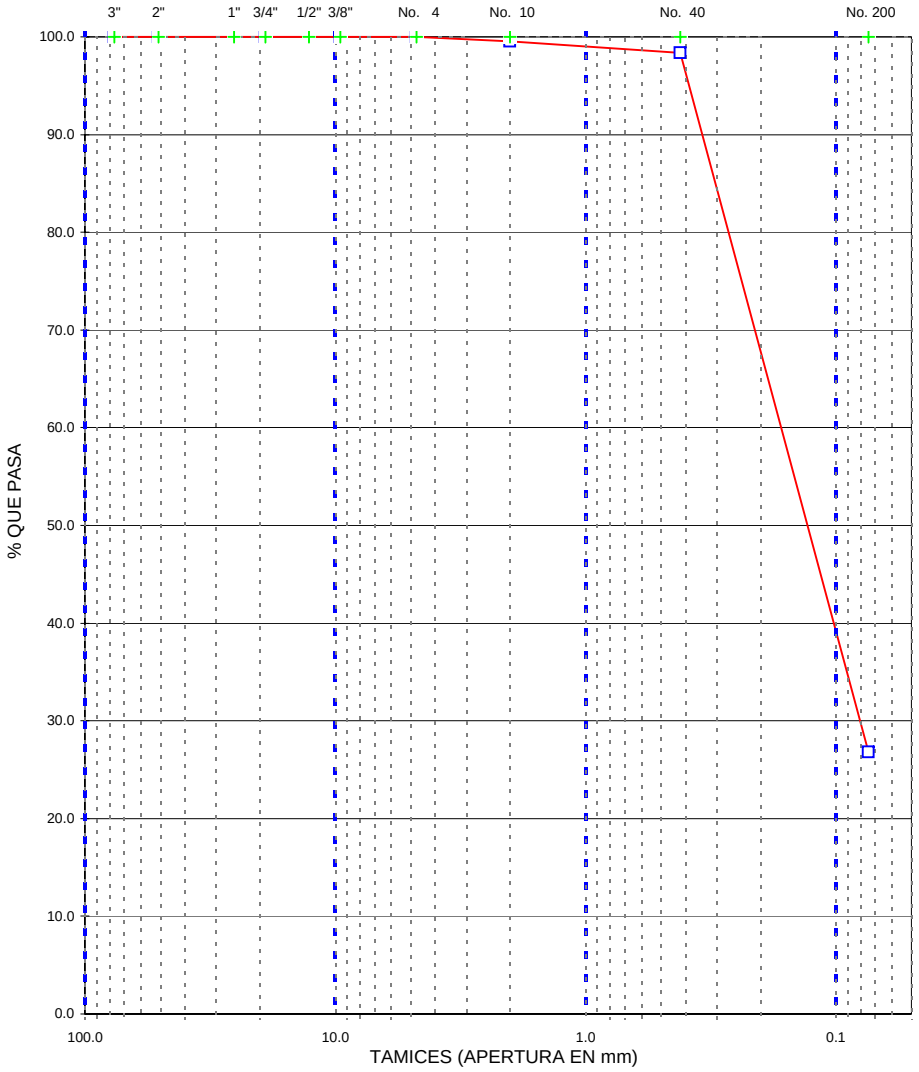
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: EA

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 16
PROFUND.: 16.00 - 16.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		70.74	60.08	18.61	25.71	
		65.38	54.83	18.20	28.80	27.25

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 124.44 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 97.79

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	3.06	3	97
No. 10	6.17	6	94
No. 40	8.44	9	91
No. 200	56.83	58	42

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	3
ARENA	55
FINOS	42
Cu =	6
Cc =	1

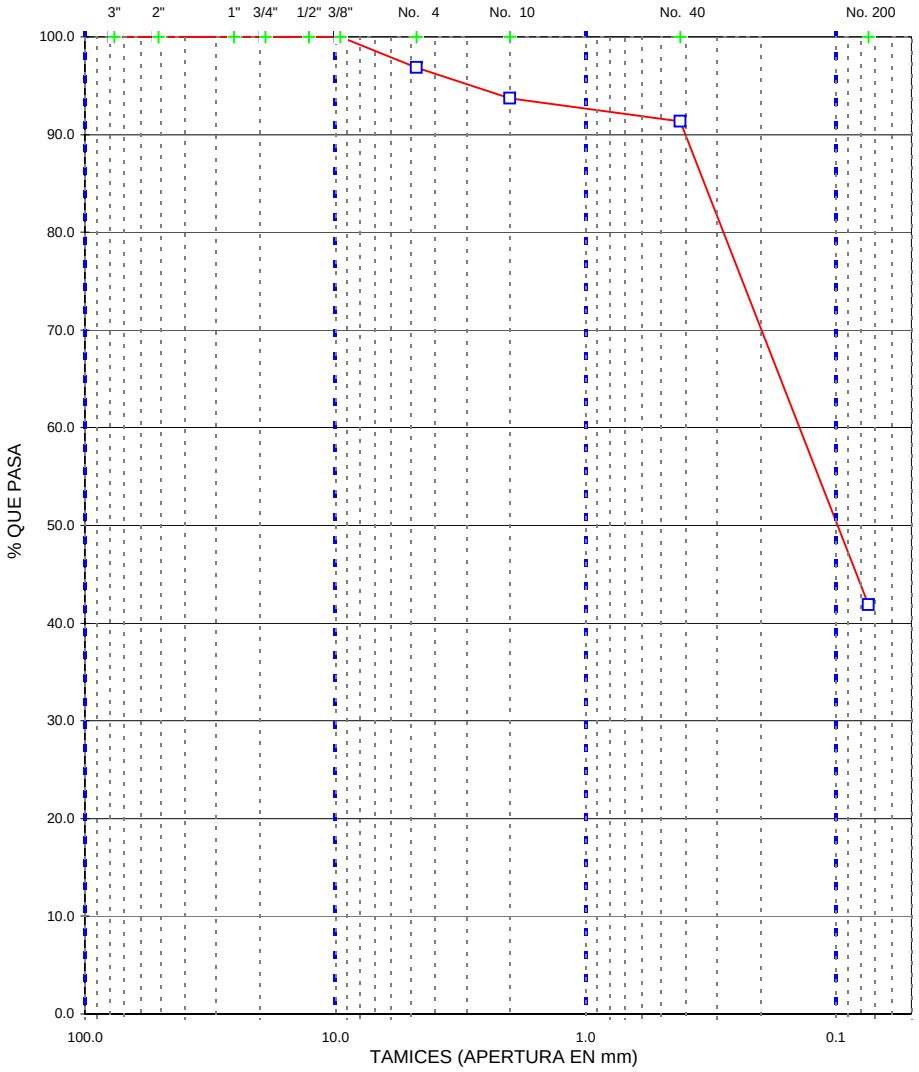
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-4
IG(86):	1
IG(45):	1

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: LO
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 20
PROFUND.: 20.00 - 20.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		69.86	56.82	19.13	34.60	
		77.35	62.25	18.23	34.30	34.45

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 124.33 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 92.47

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.27	0	100
No. 40	0.57	1	99
No. 200	57.64	62	38

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	0
ARENA	62
FINOS	38
Cu =	4
Cc =	1

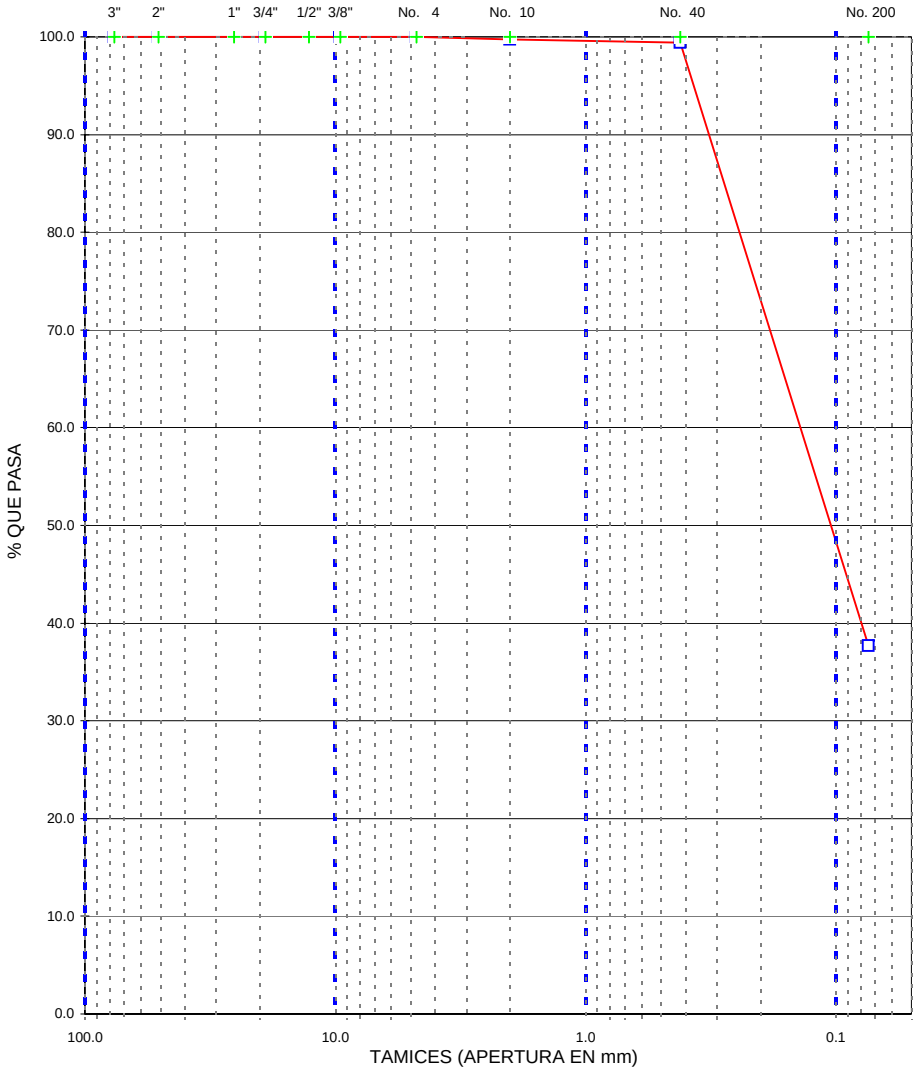
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-4
IG(86):	1
IG(45):	1

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

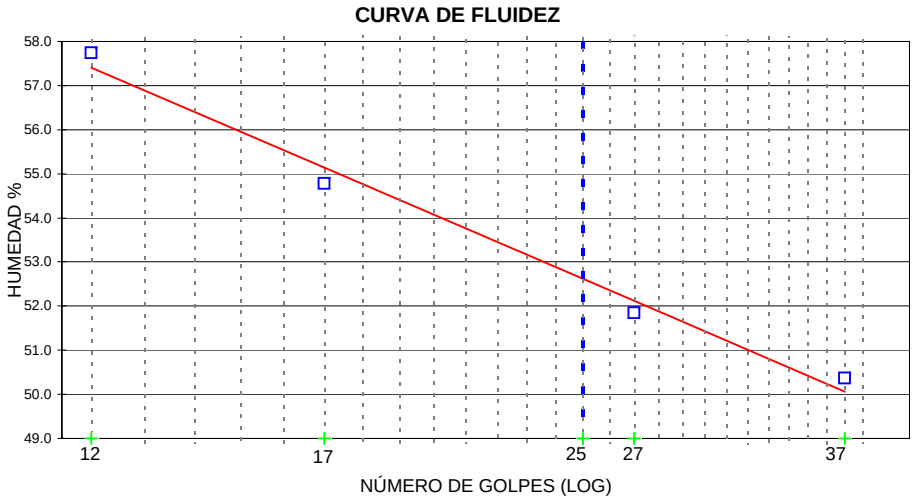
ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: EA

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 24
PROFUND.: 24.00 - 24.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		61.13	46.10	18.44	54.34	
		53.04	40.35	19.15	59.86	57.10
2.- LÍMITE LÍQUIDO	37	20.28	17.53	12.07	50.37	
	27	20.28	17.46	12.02	51.84	
	17	17.98	15.86	11.99	54.78	
	12	19.65	16.85	12.00	57.73	52.62
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.19	12.87	11.89	32.65	
		13.40	13.03	11.93	33.64	
		13.64	13.26	12.14	33.93	33.41



4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 119.73 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 76.21

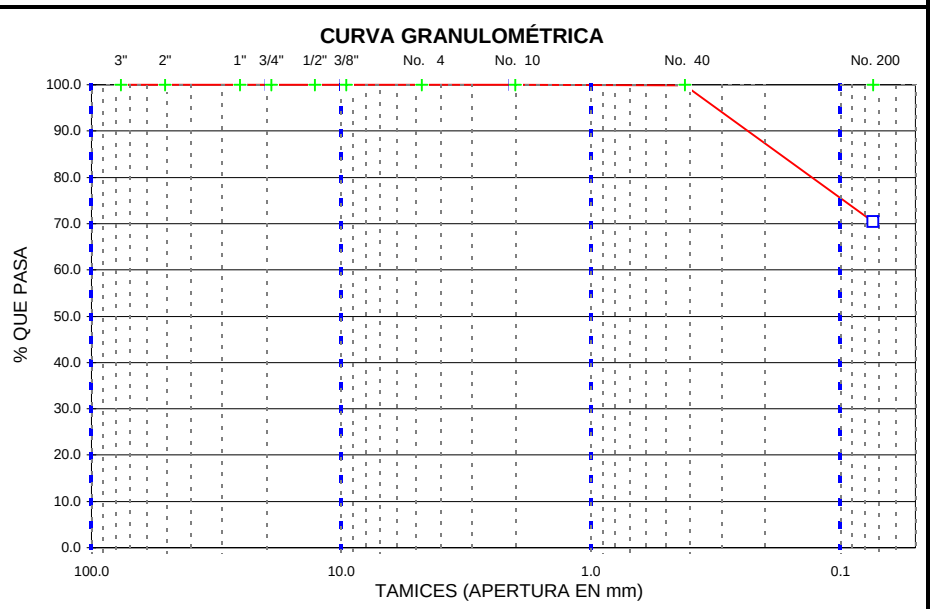
TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.01	0	100
No. 40	0.13	0	100
No. 200	22.57	30	70

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	0
ARENA	30
FINOS	70
Cu =	19.07
Cc =	0.55
Límite Líqido LL (%) =	53
Límite Plástico LP (%) =	33
Indice Plástico IP (%) =	20
Indice de Liquidez IL (%) =	1.20

RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	15
IG(45):	13



Nombre de Grupo: Limo elástico con arena
Descripción Particular: Color verde, presencia de conchas

Observaciones:

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: EA

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 28
PROFUND.: 28.00 - 28.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		77.42	61.57	18.13	36.49	
		79.97	63.19	18.25	37.34	36.91
2.- LÍMITE LÍQUIDO	39	19.07	17.12	11.91	37.43	
	29	19.32	17.30	12.22	39.76	
	17	19.32	17.08	11.90	43.24	
	10	20.58	17.91	12.08	45.80	40.47
3.- LÍMITE PLÁSTICO		14.10	13.69	12.17	26.97	
		14.41	13.91	12.07	27.17	
		13.49	13.15	11.92	27.64	27.26

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 125.07 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 91.35

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	2.58	3	97
No. 40	3.07	3	97
No. 200	55.00	60	40

5.- CLASIFICACIÓN

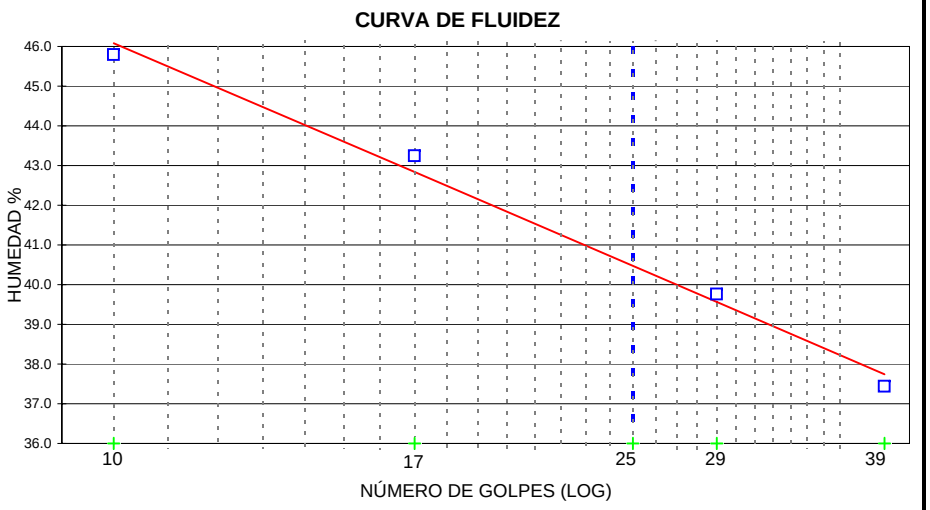
GRAVA	0
ARENA	60
FINOS	40
Cu =	4.60
Cc =	0.74
Límite Líqido LL (%) =	40
Límite Plástico LP (%) =	27
Indice Plástico IP (%) =	13
Indice de Liquidez IL (%) =	0.76

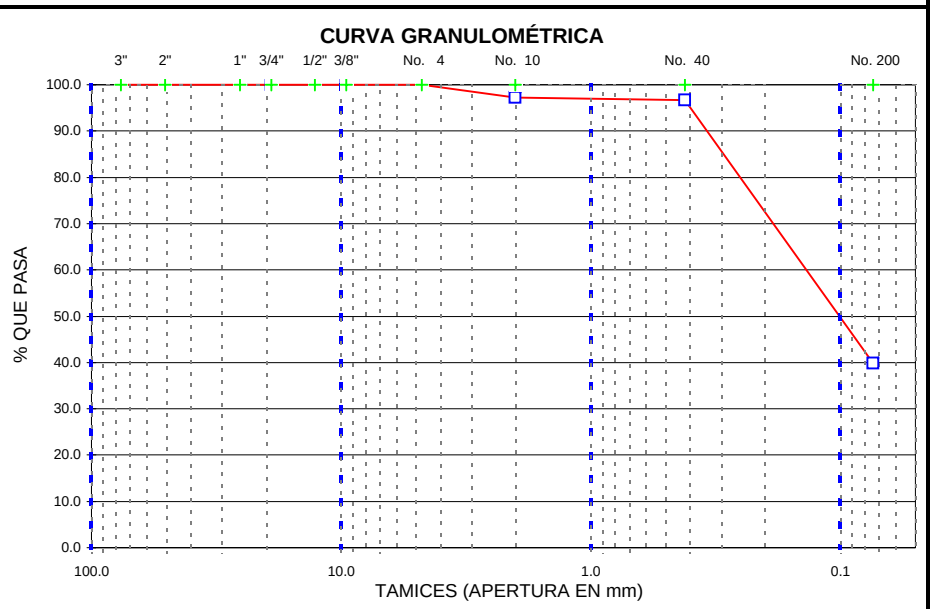
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-6
IG(86):	2
IG(45):	2

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde, presencia de conchas.

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: LO

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 33
PROFUND.: 33.00 - 33.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		72.55	56.02	19.43	45.18	
		64.73	50.08	18.13	45.85	45.51

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 120.66 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 82.92

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.56	1	99
No. 40	0.79	1	99
No. 200	56.17	68	32

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	0
ARENA	68
FINOS	32
Cu =	4
Cc =	1

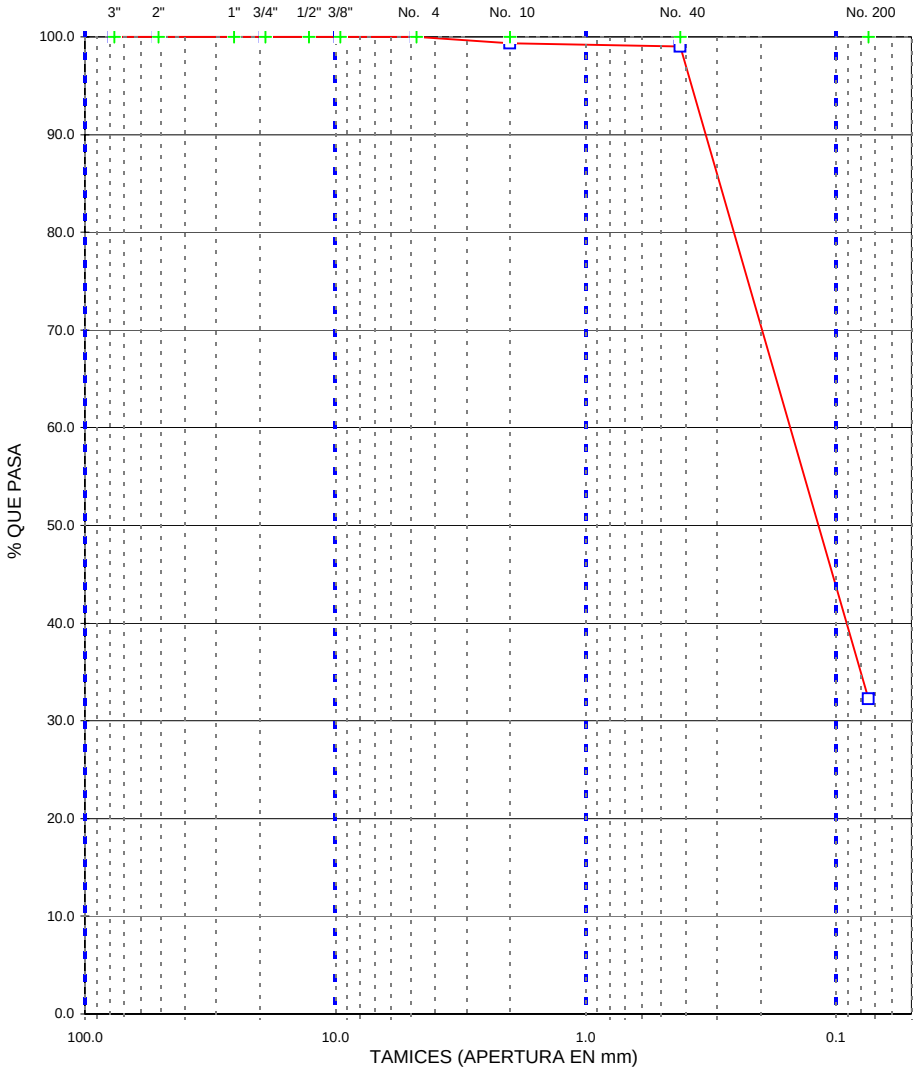
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: LO

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 37
PROFUND.: 37.00 - 37.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		54.22	42.88	19.08	47.65	
		53.04	41.69	18.28	48.48	48.07
2.- LÍMITE LÍQUIDO	36	17.28	15.10	11.75	65.07	
	26	17.86	15.60	12.17	65.89	
	20	18.05	15.56	11.92	68.41	
	16	17.11	15.00	12.06	71.77	67.24
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.06	12.77	11.90	33.33	
		13.01	12.78	12.06	31.94	
		13.13	12.86	12.01	31.76	32.35

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 120.86 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 81.63

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.14	0	100
No. 40	0.39	0	100
No. 200	21.29	26	74

5.- CLASIFICACIÓN

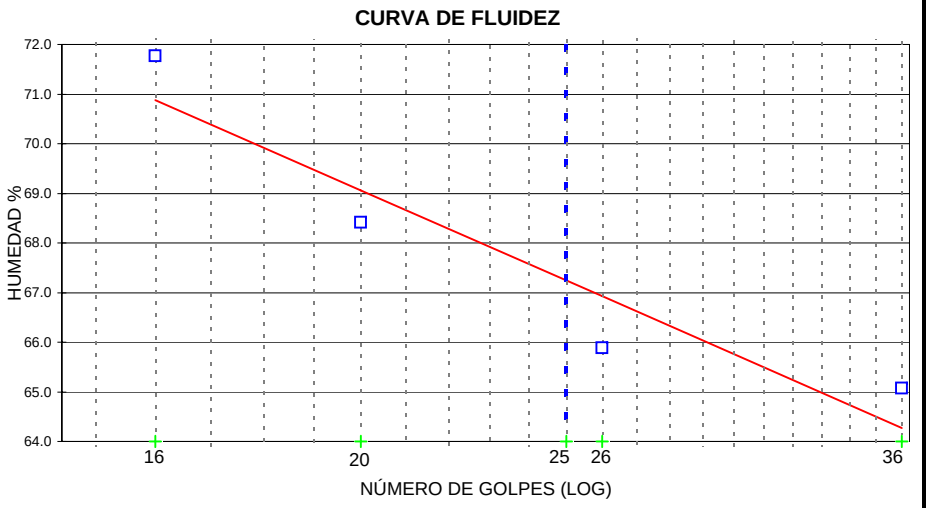
GRAVA	0
ARENA	26
FINOS	74
Cu =	29.68
Cc =	0.51
Límite Líqido LL (%) =	67
Límite Plástico LP (%) =	32
Indice Plástico IP (%) =	35
Indice de Liquidez IL (%) =	0.46

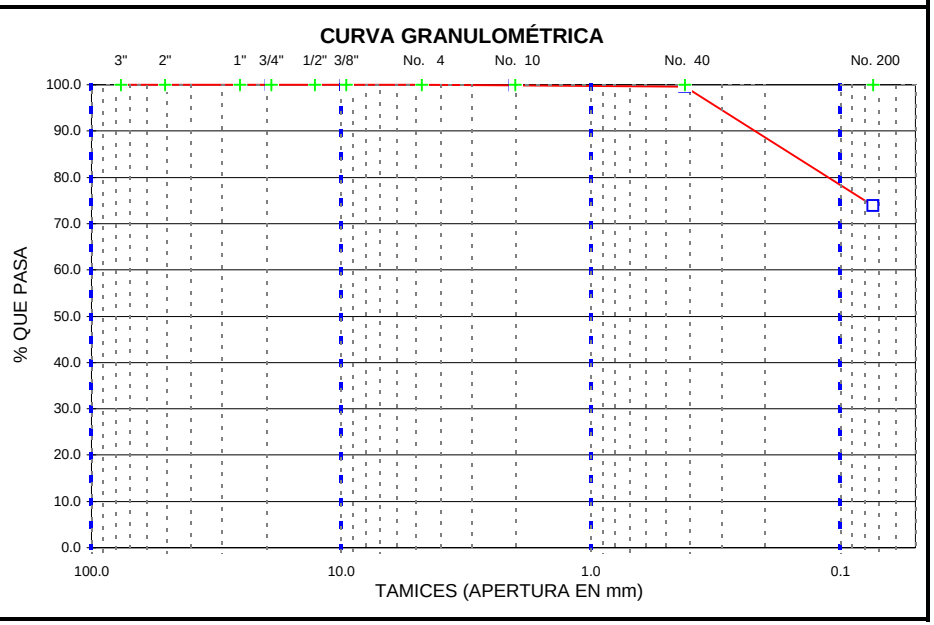
RESUMEN

SUCS:	**CH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	28
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Arcilla de alta plasticidad con arena
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: LO

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 40
PROFUND.: 40.00 - 40.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		84.16	61.97	18.48	51.02	
		88.16	63.31	19.00	56.08	53.55
2.- LÍMITE LÍQUIDO	33	17.85	15.31	11.95	75.60	
	29	17.90	15.40	12.10	75.76	
	17	17.64	15.25	12.16	77.30	
	12	16.88	14.66	11.83	78.45	76.28
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.27	12.96	12.03	33.33	
		14.04	13.57	12.26	35.88	
		13.13	12.83	11.91	32.61	33.94

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 121.60 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 79.19

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	2.37	3	97
No. 10	3.28	4	96
No. 40	3.79	5	95
No. 200	35.19	44	56

5.- CLASIFICACIÓN

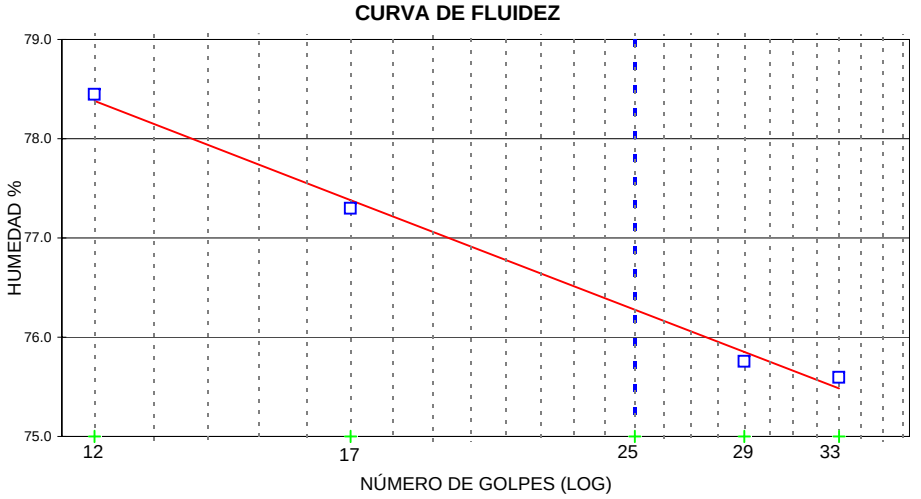
GRAVA	3
ARENA	41
FINOS	56
Cu =	8.93
Cc =	0.65
Límite Líqido LL (%) =	76
Límite Plástico LP (%) =	34
Indice Plástico IP (%) =	42
Indice de Liquidez IL (%) =	0.47

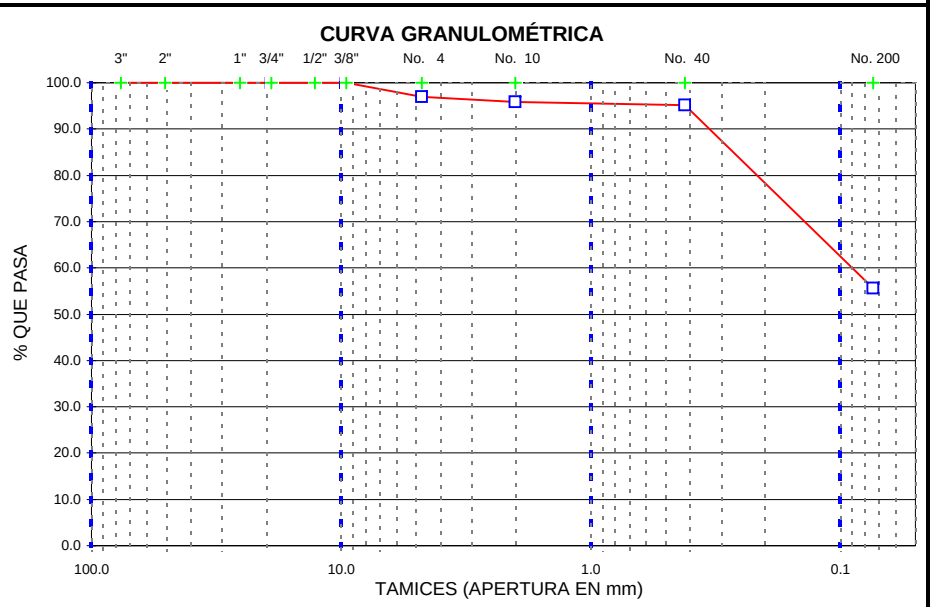
RESUMEN

SUCS:	**CH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	21
IG(45):	14

Nombre de Grupo: Arcilla arenosa de alta plasticidad
Descripción Particular: Color verde, presencia de conchas

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: EA

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 45
PROFUND.: 45.00 - 45.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		62.01	45.88	18.25	58.38	
		57.11	42.32	18.22	61.37	59.87
2.- LÍMITE LÍQUIDO	40	11.93	9.48	7.10	102.94	
	30	18.38	15.06	11.91	105.40	
	24	17.16	14.42	11.91	109.16	
	13	17.96	14.83	12.15	116.79	108.44
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.49	12.97	11.99	53.06	
		13.73	13.13	12.05	55.56	
		13.30	12.84	12.02	56.10	54.90

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 124.72 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 78.01

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	1.55	2	98
No. 40	2.32	3	97
No. 200	3.42	4	96

5.- CLASIFICACIÓN

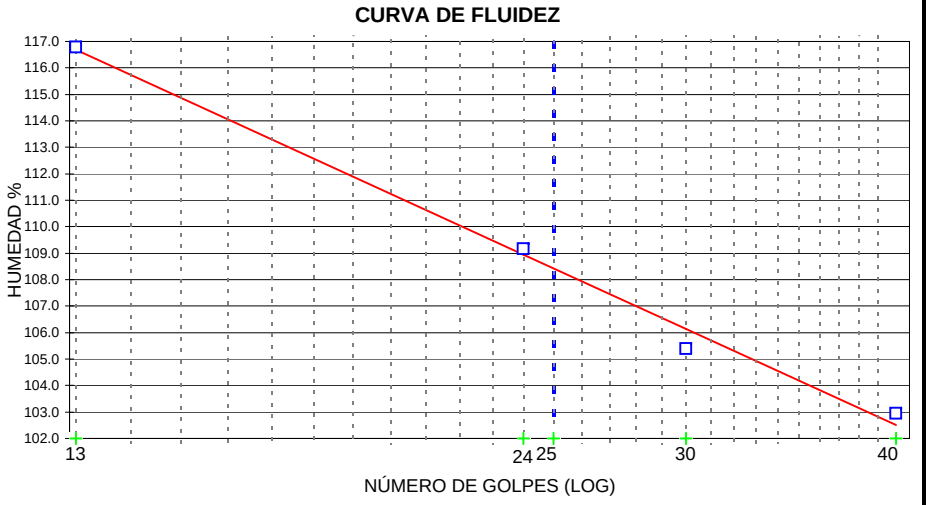
GRAVA	0
ARENA	4
FINOS	96
Cu =	> 200
Cc =	0.00
Límite Líqido LL (%) =	108
Límite Plástico LP (%) =	55
Indice Plástico IP (%) =	53
Indice de Liquidez IL (%) =	0.09

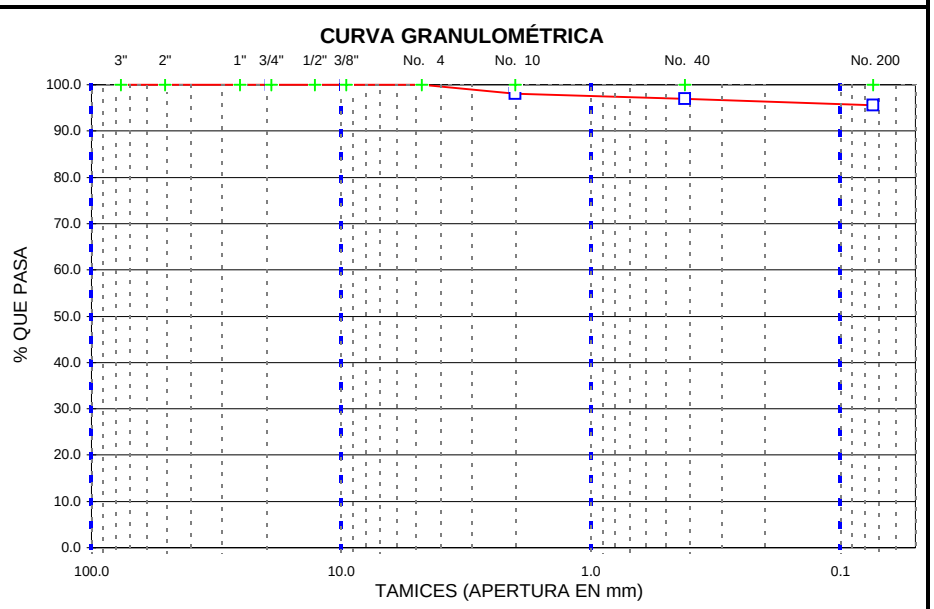
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	67
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: EA

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 50
PROFUND.: 50.00 - 50.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		63.86	48.38	18.61	52.00	
		57.85	44.26	18.10	51.95	51.97
2.- LÍMITE LÍQUIDO	37	18.31	15.60	11.97	74.66	
	27	17.65	15.27	12.15	76.28	
	21	10.11	7.89	5.09	79.23	
	12	17.56	15.15	12.19	81.42	77.22
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.86	13.29	11.80	38.26	
		14.24	13.61	12.14	42.86	
		13.83	13.32	12.12	42.50	41.20

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 125.69 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 82.70

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	1.28	2	98
No. 40	3.62	4	96
No. 200	5.27	6	94

5.- CLASIFICACIÓN

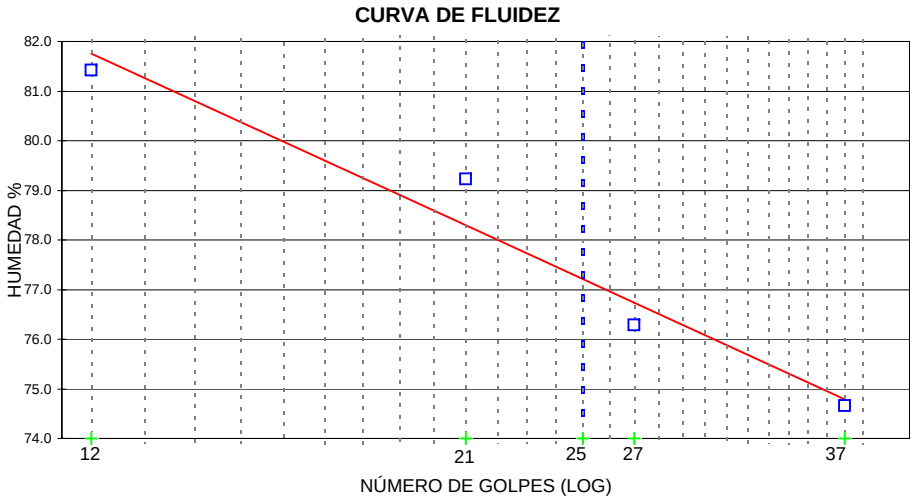
GRAVA	0
ARENA	6
FINOS	94
Cu =	> 200
Cc =	0.00
Límite Líqido LL (%) =	77
Límite Plástico LP (%) =	41
Indice Plástico IP (%) =	36
Indice de Liquidez IL (%) =	0.30

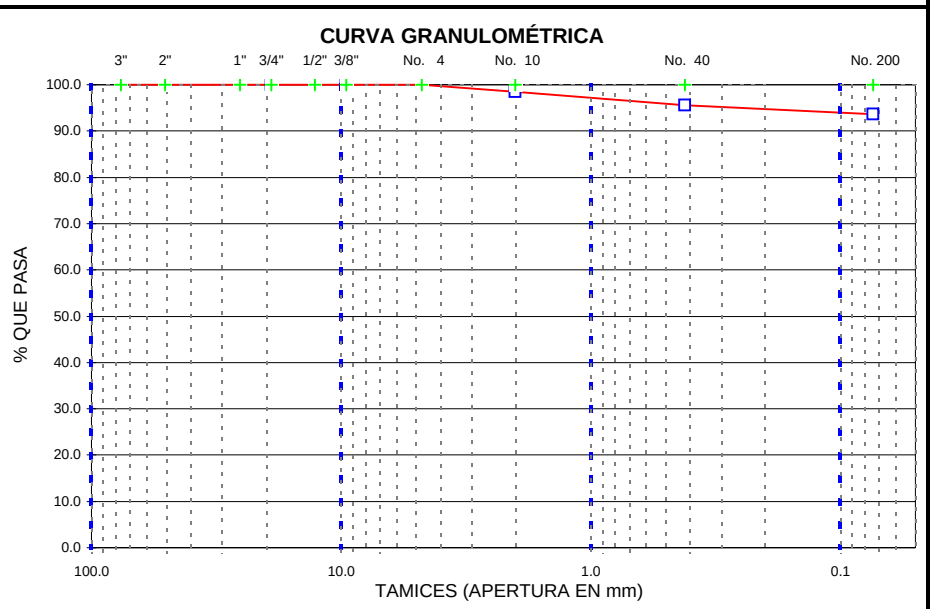
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	43
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: LO

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Mayo-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: PILA 18
MUESTRA: 56
PROFUND.: 56.00 - 56.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		65.57	60.76	19.54	11.67	
		63.35	58.14	18.04	12.99	12.33

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 81.20 ENSAYO VIA: SECA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 81.20

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	3.40	4	96
No. 4	10.29	13	87
No. 10	18.63	23	77
No. 40	27.76	34	66
No. 200	57.40	71	29

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	13
ARENA	58
FINOS	29
Cu =	11
Cc =	1

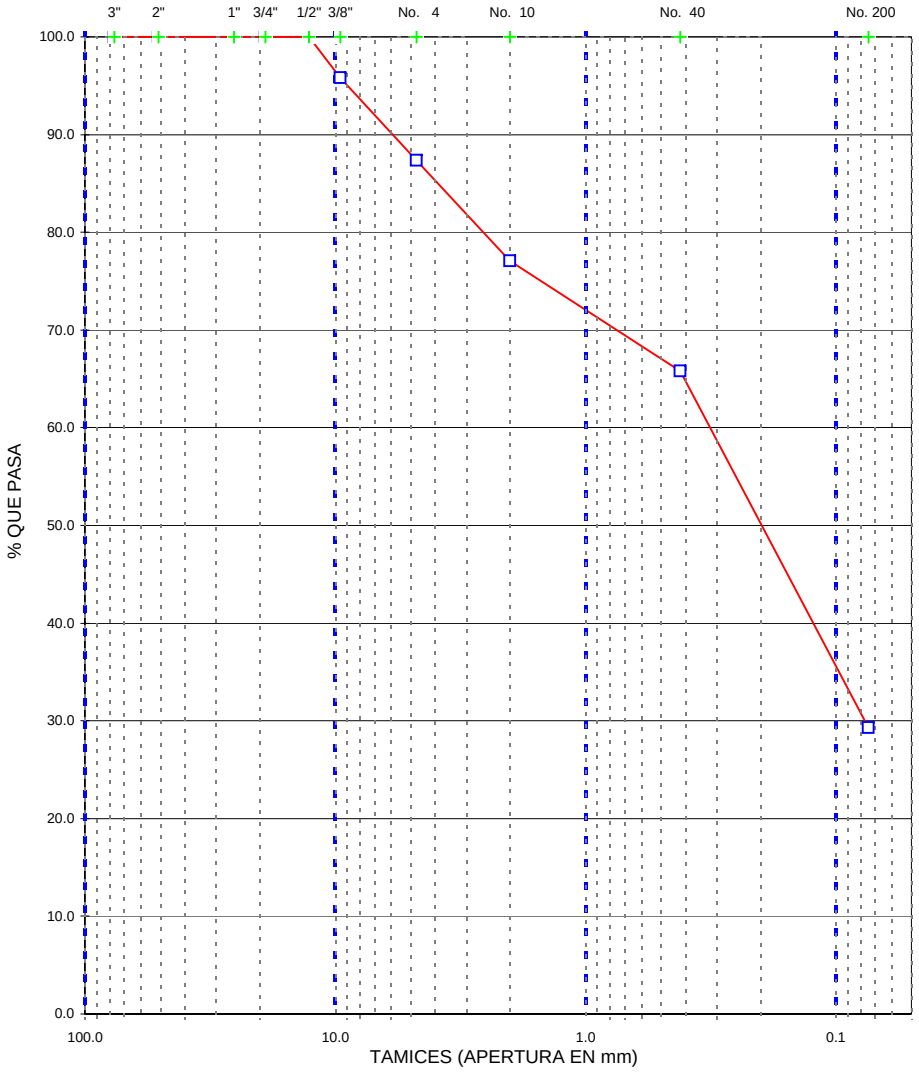
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color gris

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



Anexo

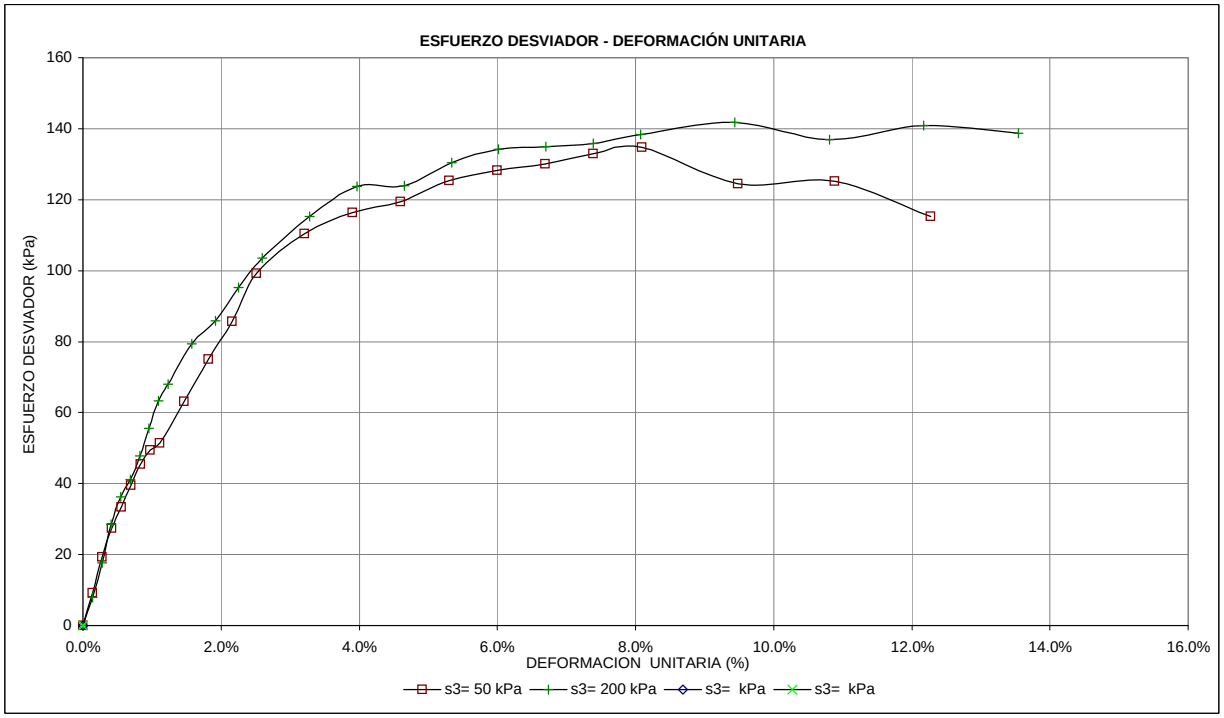
3.3

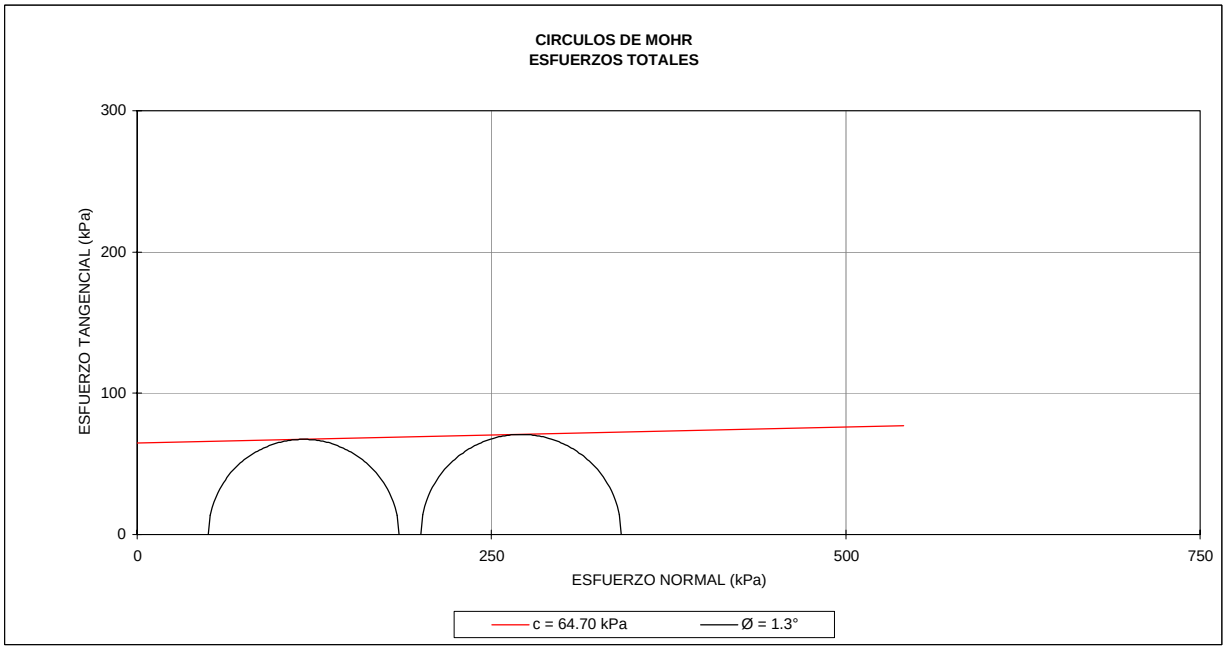
Triaxial UU

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
DIAGRAMAS DE MOHR

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Arcilla de alta plsticidad con arena, color verde, presencia de concha	
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**Pila 18**	**SUCS:**	CH
PROF. (m):	**37.00m - 37.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	**05/06/2008**





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	Arcilla de alta plsticidad con arena, color verde, presencia de concha
OBRA:	PUENTE SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE		
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**Pila 18**	**SUCS:**	CH
PROF. (m):	**37.00m - 37.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	05/06/2008

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

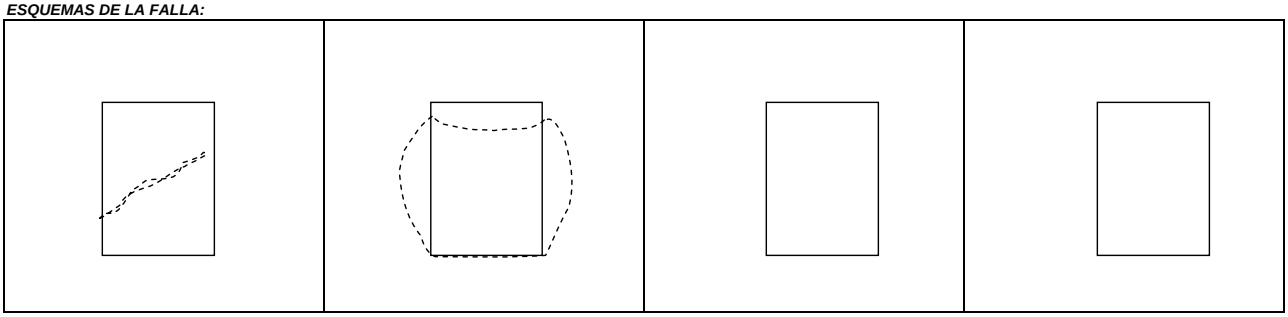
COHESIÓN, c =	64.70	kPa	**HUMEDAD, w =**	48.98%
ANGULO DE FRICIÓN, Ø =	1.31	º	**DENSIDAD HÚMEDA, γm =**	16.21 kN/m³
			DENSIDAD SECA, γd =	10.88 kN/m³
			RELACIÓN DE VACÍOS, e =	1.36

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
σ_3 =	50.00 kPa	σ_3 =	200.00 kPa	σ_3 =		σ_3 =	
w =	48.59%	w =	49.38%	w =		w =	
γm =	16.00 kN/m³	γd =	16.42 kN/m³	γd =		γd =	
γd =	10.77 kN/m³	γs =	10.99 kN/m³	γs =		γs =	
e =	1.39	e =	1.34	e =		e =	

DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00				
0.14%	9.15	0.14%	7.86				
0.28%	19.29	0.27%	17.67				
0.42%	27.37	0.41%	28.43				
0.56%	33.40	0.55%	36.22				
0.70%	39.42	0.68%	41.06				
0.84%	45.42	0.82%	47.83				
0.98%	49.39	0.96%	55.57				
1.12%	51.34	1.09%	63.28				
1.46%	63.19	1.23%	68.05				
1.81%	74.96	1.57%	79.44				
2.16%	85.65	1.92%	85.92				
2.51%	99.24	2.26%	95.24				
3.21%	110.35	2.60%	103.54				
3.91%	116.40	3.28%	115.19				
4.60%	119.44	3.97%	123.82				
5.30%	125.32	4.65%	123.88				
6.00%	128.22	5.34%	130.44				
6.69%	130.12	6.02%	134.13				
7.39%	132.92	6.70%	134.99				
8.09%	134.73	7.39%	135.82				
9.48%	124.39	8.07%	138.44				
10.88%	125.19	9.44%	141.73				
12.27%	115.20	10.81%	136.95				
		12.18%	140.90				
		13.54%	138.71				

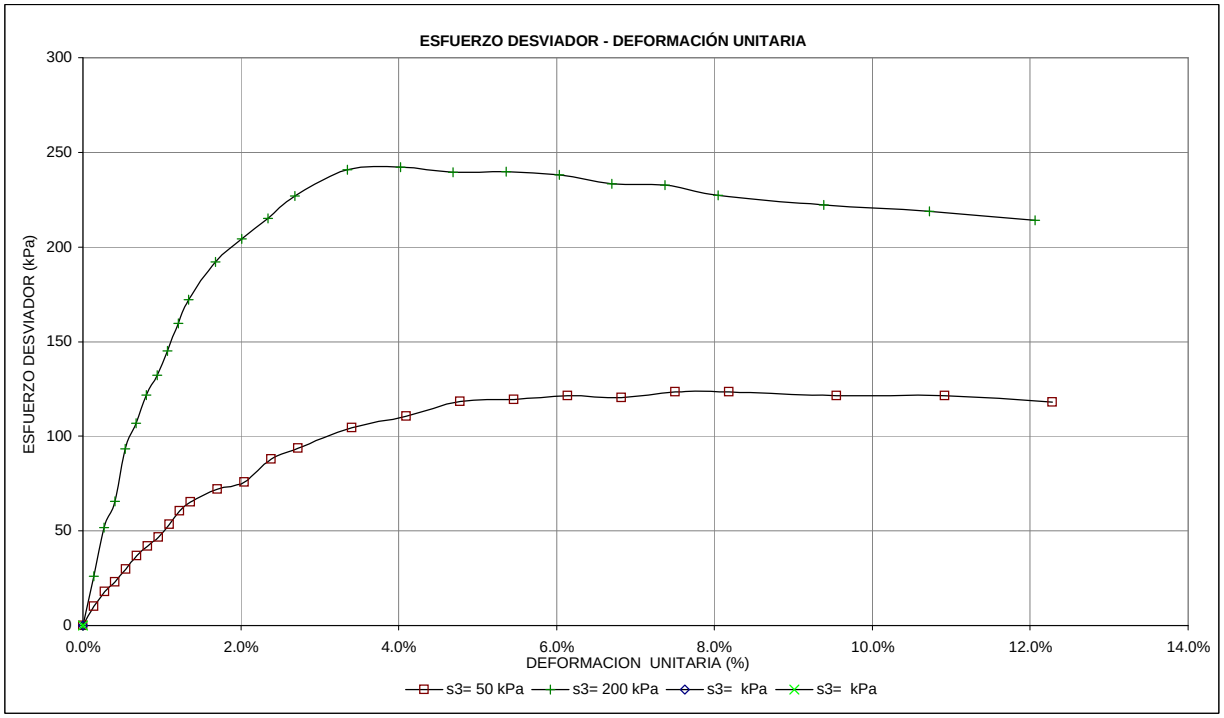
ESQUEMAS DE LA FALLA:

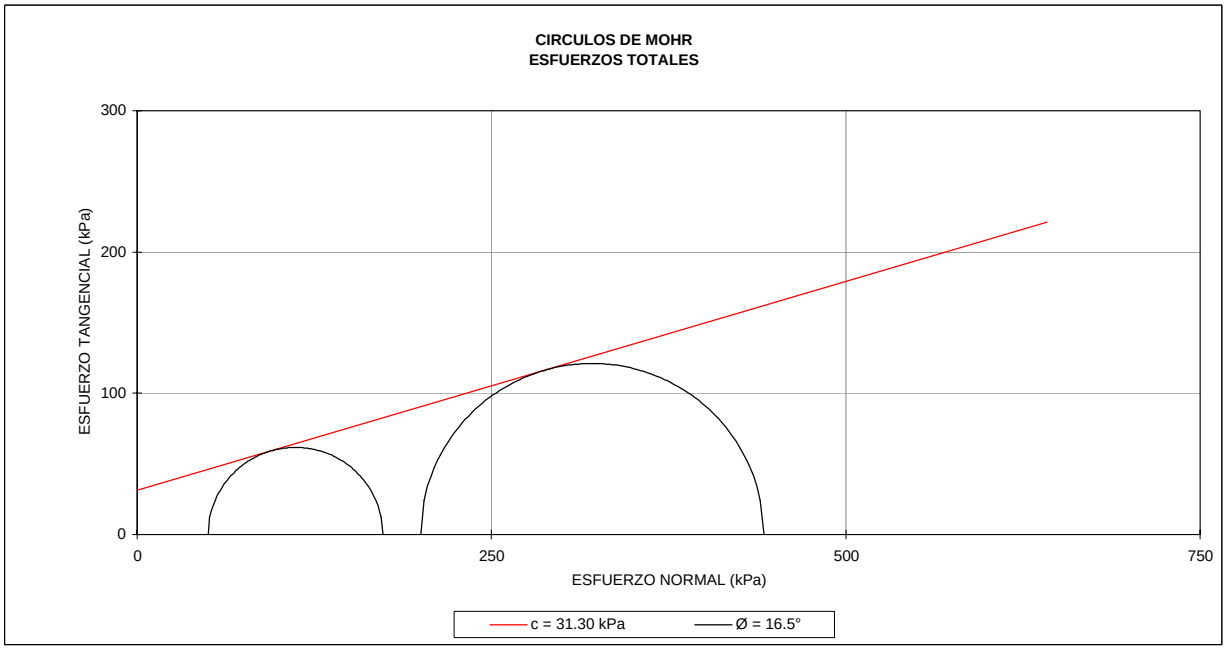


GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
DIAGRAMAS DE MOHR

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Arena limosa, color verde	
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**Pila 18**	**SUCS:**	SM
PROF. (m):	**33.00m - 33.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	**05/06/2008**





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	Arena limosa, color verde
OBRA:	PUENTE SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE		
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**Pila 18**	**SUCS:**	SM
PROF. (m):	**33.00m - 33.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	05/06/2008

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

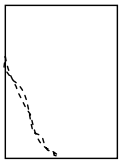
COHESIÓN, c =	31.30	kPa	**HUMEDAD, w =**	41.10%
ANGULO DE FRICIÓN, Ø =	16.48	º	**DENSIDAD HÚMEDA, γm =**	17.46 kN/m³
			DENSIDAD SECA, γd =	12.37 kN/m³
			RELACIÓN DE VACÍOS, e =	1.08

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
σ_3 =	50.00 kPa	σ_3 =	200.00 kPa	σ_3 =		σ_3 =	
w =	40.73%	w =	41.47%	w =		w =	
γm =	17.79 kN/m³	γd =	17.12 kN/m³	γd =		γd =	
γd =	12.64 kN/m³	γs =	12.10 kN/m³	γs =		γs =	
e =	1.03	e =	1.12	e =		e =	

DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00				
0.14%	10.01	0.13%	25.89				
0.27%	18.00	0.27%	51.71				
0.41%	22.97	0.40%	65.55				
0.55%	29.92	0.54%	93.23				
0.68%	36.85	0.67%	106.97				
0.82%	41.77	0.80%	121.66				
0.95%	46.68	0.94%	132.37				
1.09%	53.56	1.07%	145.01				
1.23%	60.42	1.21%	159.59				
1.36%	65.28	1.34%	172.16				
1.71%	71.95	1.68%	192.17				
2.05%	75.63	2.01%	204.22				
2.39%	88.09	2.35%	215.20				
2.73%	93.64	2.68%	227.08				
3.41%	104.60	3.35%	240.93				
4.09%	110.60	4.02%	242.14				
4.77%	118.41	4.69%	239.49				
5.46%	119.45	5.36%	239.70				
6.14%	121.41	6.03%	238.00				
6.82%	120.53	6.70%	233.51				
7.50%	123.36	7.37%	232.76				
8.19%	123.37	8.04%	227.41				
9.55%	121.54	9.38%	222.28				
10.91%	121.49	10.72%	218.99				
12.28%	117.87	12.06%	213.95				

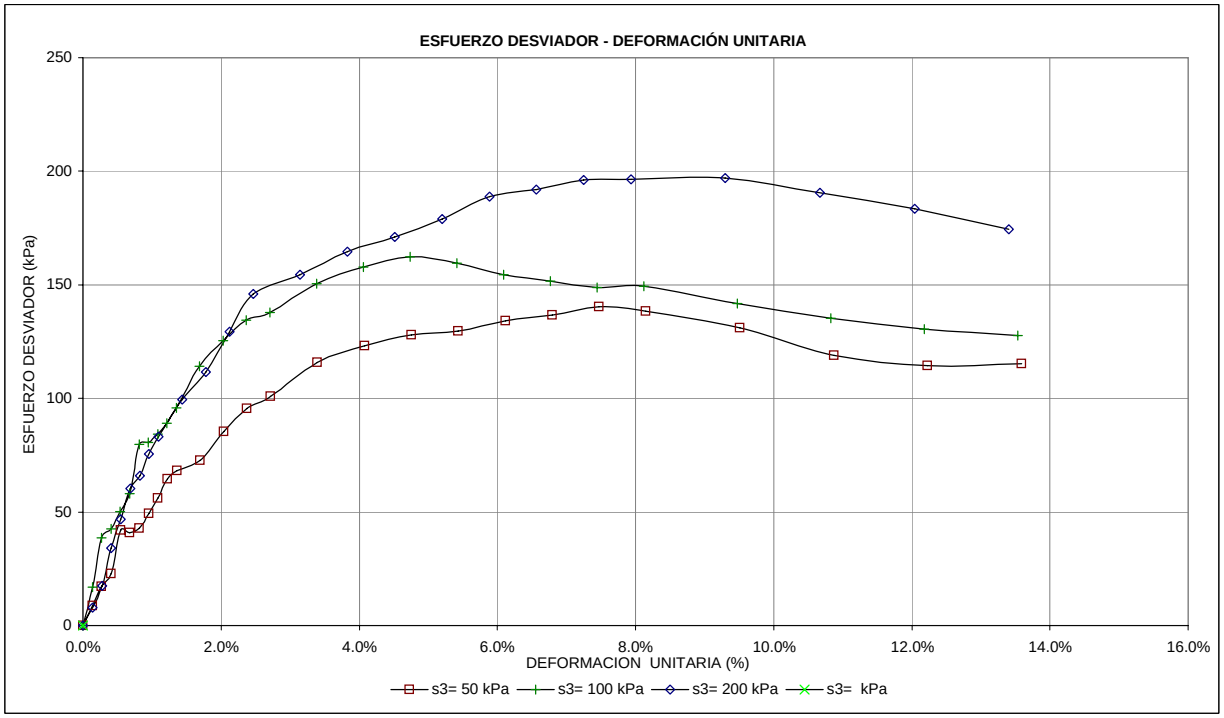
ESQUEMAS DE LA FALLA:

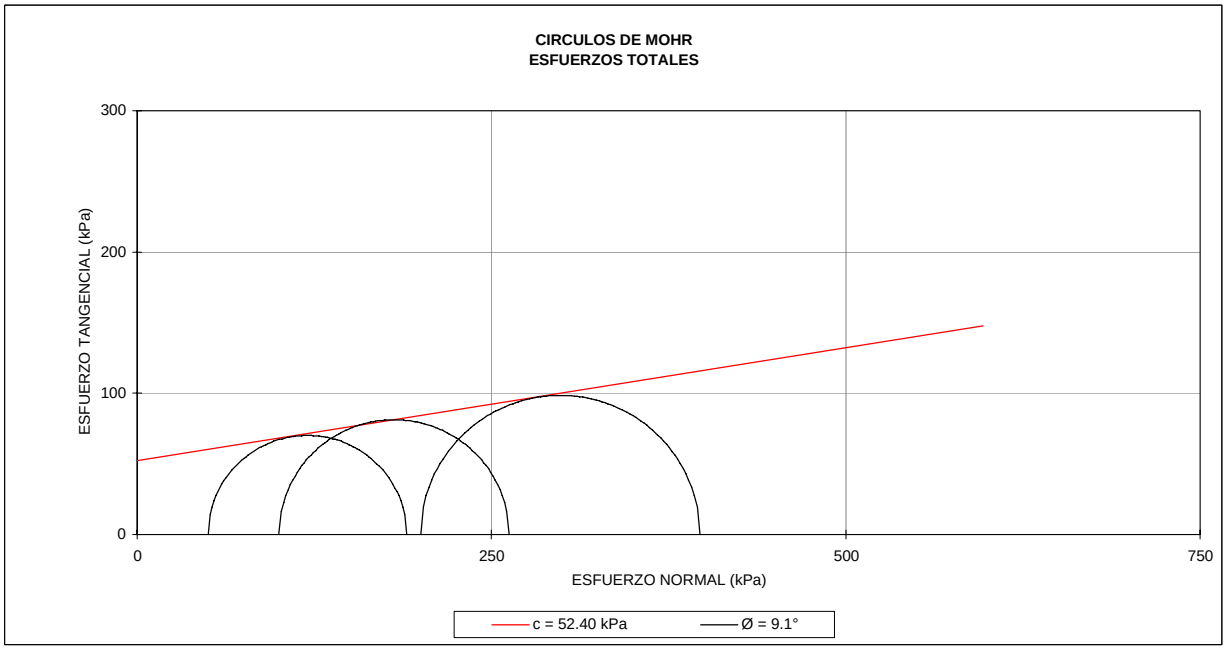



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
DIAGRAMAS DE MOHR

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE SOBRE ESUARIO	Limo elástico con arena, color verde, presencia de conchas	
LOCALIZ.:	RÌO CHONE		
SONDEO:	**Pila 18**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**24m-24.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	**04/06/2008**





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	Limo elástico con arena, color verde, presencia de conchas
OBRA:	PUENTE SOBRE ESUARIO		
LOCALIZ.:	RÌO CHONE		
SONDEO:	**Pila 18**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**24m-24.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	04/06/2008

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

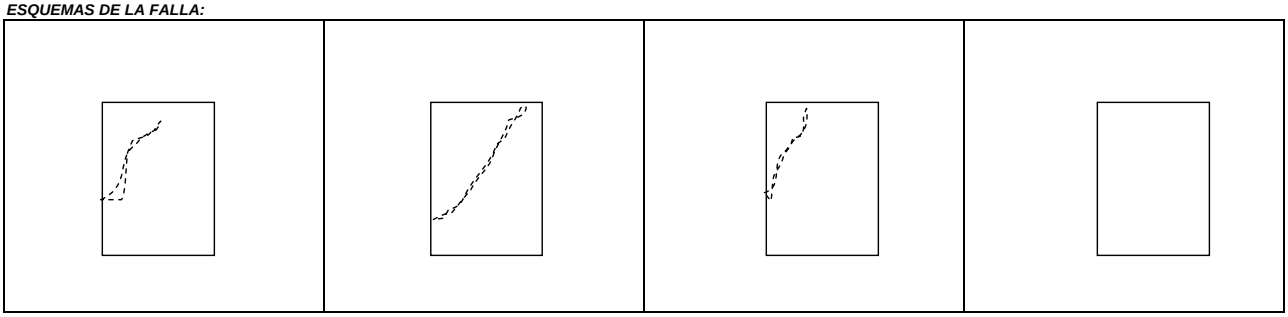
COHESIÓN, c =	52.40	kPa	**HUMEDAD, w =**	41.22%
ANGULO DE FRICIÓN, Ø =	9.08	º	**DENSIDAD HÚMEDA, γm =**	17.21 kN/m³
			DENSIDAD SECA, γd =	12.27 kN/m³
			RELACIÓN DE VACÍOS, e =	1.12

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
σ_3 =	50.00 kPa	σ_3 =	100.00 kPa	σ_3 =	200.00 kPa	σ_3 =	
w =	32.69%	**w =**	53.49%	**w =**	37.49%	**w =**	
γm =	17.68 kN/m³	**γd =**	15.96 kN/m³	**γd =**	18.01 kN/m³	**γd =**	
γd =	13.32 kN/m³	**γs =**	10.40 kN/m³	**γs =**	13.10 kN/m³	**γs =**	
e =	0.93	**e =**	1.47	**e =**	0.96	**e =**	

DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00		
0.14%	8.62	0.14%	16.83	0.14%	7.82		
0.27%	17.22	0.27%	38.57	0.27%	17.57		
0.41%	22.93	0.41%	42.47	0.41%	34.12		
0.54%	41.98	0.54%	50.30	0.55%	46.73		
0.68%	40.97	0.68%	58.11	0.68%	60.27		
0.82%	42.81	0.81%	79.67	0.82%	66.01		
0.95%	49.40	0.95%	80.54	0.96%	75.62		
1.09%	55.98	1.08%	84.35	1.09%	83.26		
1.22%	64.43	1.22%	89.14	1.44%	99.37		
1.36%	68.12	1.35%	95.86	1.78%	111.52		
1.70%	72.60	1.69%	114.05	2.12%	129.34		
2.04%	85.51	2.03%	125.32	2.46%	146.07		
2.38%	95.51	2.37%	134.57	3.15%	154.53		
2.72%	100.78	2.71%	137.96	3.83%	164.73		
3.40%	115.83	3.38%	150.41	4.51%	171.04		
4.08%	123.29	4.06%	157.92	5.20%	179.09		
4.76%	127.90	4.74%	162.48	5.88%	188.85		
5.43%	129.71	5.41%	159.45	6.57%	192.05		
6.11%	134.18	6.09%	154.58	7.25%	196.09		
6.79%	136.79	6.77%	151.62	7.93%	196.45		
7.47%	140.23	7.44%	148.68	9.30%	197.08		
8.15%	138.32	8.12%	149.42	10.67%	190.61		
9.51%	131.06	9.47%	141.83	12.04%	183.39		
10.87%	118.84	10.83%	135.29	13.41%	174.60		
12.23%	114.50	12.18%	130.63				
13.59%	115.21	13.53%	127.76				

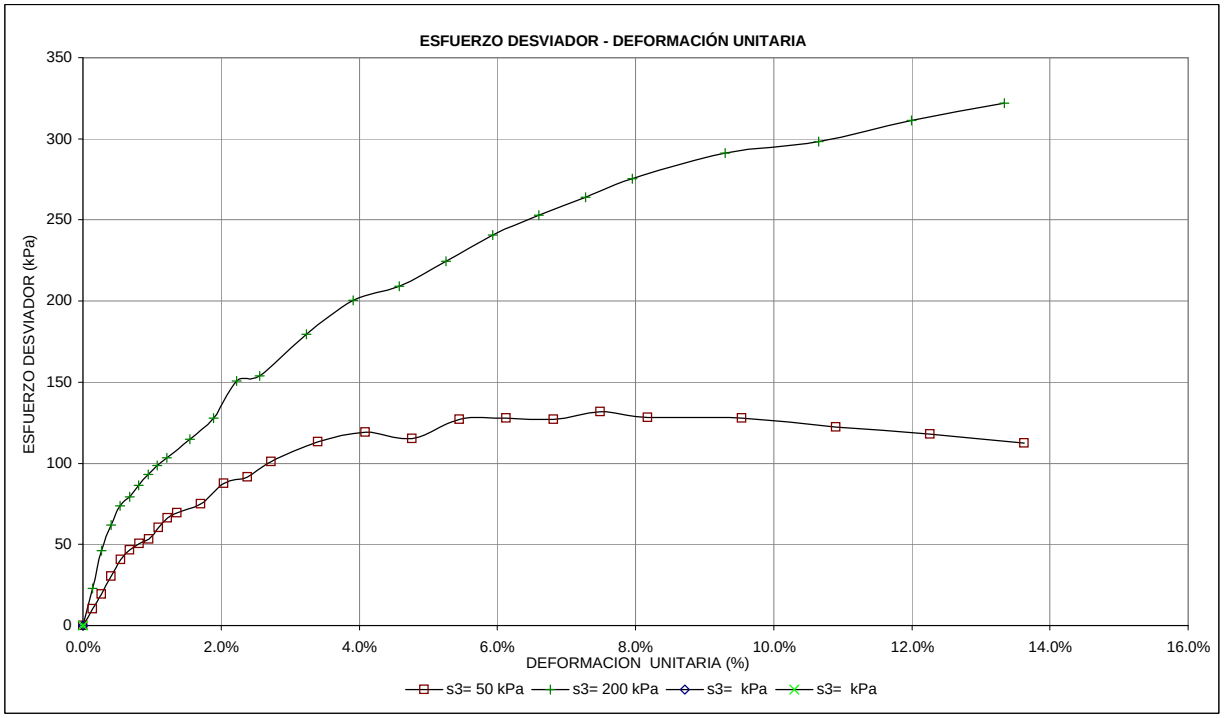
ESQUEMAS DE LA FALLA:

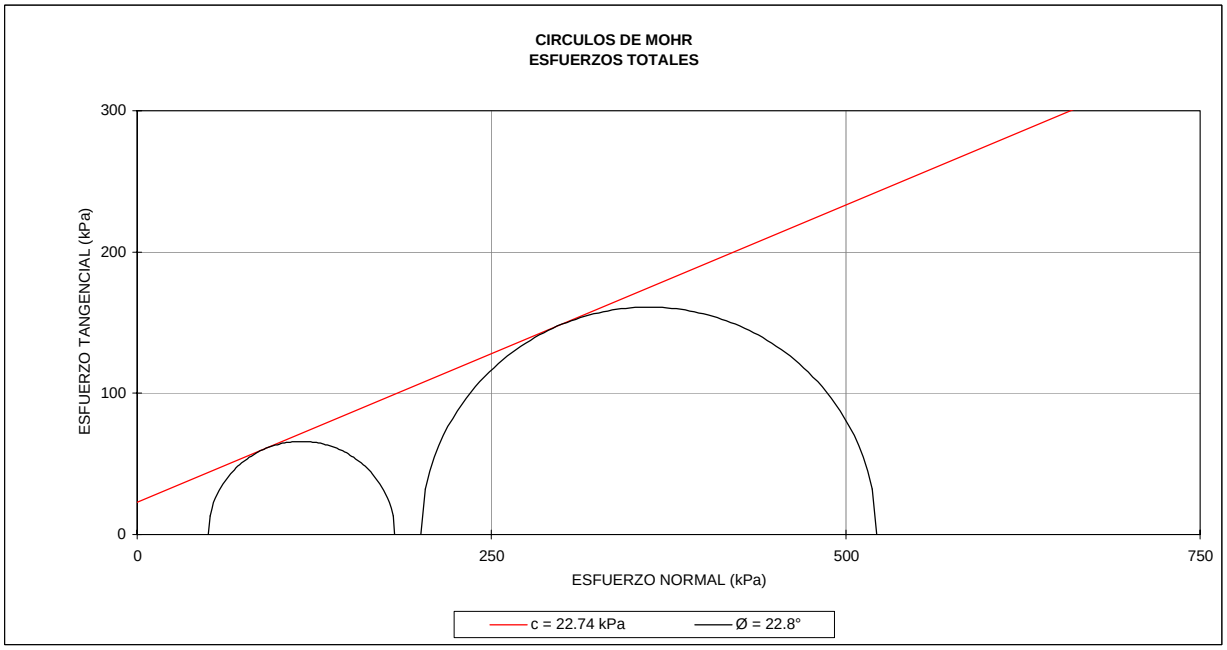


GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
DIAGRAMAS DE MOHR

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Arcilla arenosa de alta plasticidad, color verde, presencia de concha	
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**Pila 18**	**SUCS:**	CH
PROF. (m):	**40.00m - 40.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	**05/06/2008**





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	Arcilla arenosa de alta plasticidad, color verde, presencia de concha
OBRA:	PUENTE SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE		
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**Pila 18**	**SUCS:**	CH
PROF. (m):	**40.00m - 40.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	05/06/2008

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

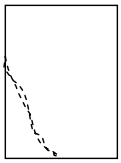
COHESIÓN, c =	22.74	kPa	**HUMEDAD, w =**	39.06%
ANGULO DE FRICIÓN, Ø =	22.82	º	**DENSIDAD HÚMEDA, γm =**	17.25 kN/m³
			DENSIDAD SECA, γd =	12.56 kN/m³
			RELACIÓN DE VACÍOS, e =	1.09

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
σ_3 =	50.00 kPa	σ_3 =	200.00 kPa	σ_3 =		σ_3 =	
w =	51.62%	w =	26.50%	w =		w =	
γm =	16.35 kN/m³	γd =	18.14 kN/m³	γd =		γd =	
γd =	10.78 kN/m³	γs =	14.34 kN/m³	γs =		γs =	
e =	1.38	e =	0.79	e =		e =	

DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00				
0.14%	10.17	0.13%	22.69				
0.27%	19.29	0.27%	46.31				
0.41%	30.41	0.40%	61.99				
0.54%	40.50	0.54%	73.69				
0.68%	46.51	0.67%	79.48				
0.82%	50.48	0.81%	86.23				
0.95%	53.44	0.94%	92.97				
1.09%	60.41	1.08%	98.70				
1.23%	66.36	1.21%	103.45				
1.36%	69.28	1.55%	114.77				
1.70%	75.05	1.89%	127.94				
2.04%	87.75	2.22%	150.69				
2.38%	91.42	2.56%	154.02				
2.72%	101.00	3.23%	179.72				
3.41%	113.08	3.91%	200.30				
4.09%	119.11	4.58%	209.27				
4.77%	115.36	5.26%	224.64				
5.45%	127.05	5.93%	240.70				
6.13%	128.04	6.60%	252.81				
6.81%	127.11	7.28%	263.81				
7.49%	131.83	7.95%	275.54				
8.17%	128.06	9.30%	291.22				
9.54%	128.00	10.65%	298.36				
10.90%	122.44	11.99%	311.25				
12.26%	117.89	13.34%	321.90				
13.62%	112.54						

ESQUEMAS DE LA FALLA:




GEOSUELOS CÍA. LTDA.

Informe de la Investigación Geotécnica



TRAMO CENTRAL DEL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE – PILA 40

PY-2512

Julio 2008

Vasco de Contreras N38-147 y Antonio Granda Centeno. Quito - Ecuador
Telefax : (593) 2 245 0237 - (593) 2 246 1814 – (593) 9 981 8080

Vasco de Contreras 1435 y Granda Centeno
PBX: (593) 2 246 1814
Celular: (593) 9 981 8080
e-mail: geosuelos@geosuelos.com
Quito - Ecuador

TABLA DE CONTENIDO

1. ALCANCE Y OBJETIVO DEL ESTUDIO *1*

2. TRABAJOS DE CAMPO *1*

3. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO *2*

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES *3*

5. OBSERVACIONES *4*

Vasco de Contreras 1435 y Granda Centeno
PBX: (593) 2 246 1814
Celular: (593) 9 981 8080
e-mail: geosuelos@geosuelos.com
Quito - Ecuador

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

INFORME DE LA INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA

PILA 40
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
Bahía de Caráquez

1. ALCANCE Y OBJETIVO DEL ESTUDIO

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército del Ecuador se encuentra empeñado en la construcción del Puente sobre el Estuario del Río Chone. Para tal efecto se ha solicitado a Geosuelos Cia. Ltda. la ejecución de la Investigación Geotécnica de algunos sitios donde se cimentarán los pilotes en el tramo central del puente y su método constructivo.

Esta investigación ha sido realizada en los sitios indicados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército. El presente informe reporta los trabajos de campo y laboratorio realizados para la Pila 40 del proyecto.

2. TRABAJOS DE CAMPO

Con el fin de conocer las características del subsuelo del terreno en el lugar donde se ubicará la Pila 40 del Puente sobre el Estuario del Río Chone, se ha realizado perforación mecánica con ensayo SPT hasta una profundidad de 68.20m.

Los valores de “N” del SPT así como las características de los suelos encontrados se indican en los registros de perforación adjuntos.

Con el fin de realizar una adecuada interpretación de los resultados de la prueba SPT, es importante mencionar que la eficiencia medida de nuestros equipos es en promedio 62%.

Vasco de Contreras 1435 y Granda Centeno
PBX: (593) 2 246 1814
Celular: (593) 9 981 8080
e-mail: geosuelos@geosuelos.com
Quito - Ecuador

Las muestras alteradas recuperadas a diferentes profundidades durante la prueba SPT fueron clasificadas en sitio por el Ingeniero Jefe de Campo, mediante el método de Clasificación Manual Visual propuesto por el SUCS.

Adicionalmente, a lo largo de la investigación se obtuvo muestras inalteradas con ayuda de muestreadores de pared delgada tipo shelby.

3. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

Las observaciones realizadas durante los trabajos de campo y los ensayos de laboratorio permiten definir las condiciones que presenta el subsuelo objeto de la investigación. Los diferentes tipos de suelo encontrados son los siguientes:

- En esta perforación realizada se encontró hasta llegar a los 20.0m de profundidad depósitos de arenas limosas con diferente gradación, de compacidad relativa suelta y densa y que se clasifican como SM de acuerdo son el SUCS. Esta capa es de color verdoso. En todas las muestras recuperadas se evidencia la presencia de conchilla.

- A partir de 20.0 m hasta 31.0 m, se encontraron arenas limosas con presencia de vetas de limo verde, y una mínima cantidad de conchilla y se clasifican como SM de acuerdo con el SUCS, color verde, de compacidad relativa suelta y media. Entre 31.0m y 31.50m, se detectó la presencia de un estrato color gris tipo limo puro, del tipo ML, de consistencia dura.

- A partir de 31.5m hasta 68.0m se encontraron limos elásticos con presencia de delgados lentes de arena, clasificados como MH, de coloración verdosa, con presencia de conchilla y escasa materia orgánica, de consistencia firme.

Vasco de Contreras 1435 y Granda Centeno
PBX: (593) 2 246 1814
Celular: (593) 9 981 8080
e-mail: geosuelos@geosuelos.com
Quito - Ecuador

- A la profundidad de 68.0 m, se detectó el contacto con el estrato rocoso, compuesto por arcilla color verdoso de consistencia muy dura, del tipo CH.

Estos estratos y tipos de materiales investigados se encuentran dispuestos tal como se presenta en los registros de perforación adjuntos.

Con las muestras alteradas durante la investigación de campo, se han realizado ensayos para clasificación de suelos en el sistema unificado SUCS. En el anexo se muestra el reporte de estos ensayos de laboratorio.

Con las muestras inalteradas se procedió a realizar ensayos triaxiales. Los resultados de esta prueba de ensayo de compresión triaxial obtenidos en resumen son:

TABLA No. 1
PROPIEDADES DE RESISTENCIA AL CORTE NO CONSOLIDADAS NO DRENADAS

PERFOR.	PROF.	w (%)	c (KPa)	ø (º)
Pila 40	33.00	49	22.8	18.9
Pila 40	40.00	62	66.7	7.1
Pila 40	49.00	52	46.6	15.6
Pila 40	56.00	52	34.2	18.6

En el anexo adjunto se puede ver el reporte del ensayo de consolidación unidimensional realizado sobre la muestra obtenida a 40.00m de profundidad.

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este sondeo se ha encontrado depósitos de arena limosa de diferente gradación color verdoso, clasificadas según el SUCS como **(*SM*)** y limos elásticos con arena color verdoso tipo ***(MH)*** dispuestos tal como se muestra en los registros de perforación del anexo No. 2.

Vasco de Contreras 1435 y Granda Centeno
PBX: (593) 2 246 1814
Celular: (593) 9 981 8080
e-mail: geosuelos@geosuelos.com
Quito - Ecuador

Las propiedades geomecánicas de los materiales encontrados se indican en la tabla No. 1, en los registros de perforación y en las respectivas hojas de ensayos de laboratorio del anexo No. 3. En base a estos resultados se deberá llevar a cabo el diseño de la cimentación del puente y del proceso constructivo.

5. OBSERVACIONES

El presente informe ha sido elaborado con base en los trabajos de campo, laboratorio y oficina, y basado en estimaciones de las características del proyecto Puente sobre el Estuario del Río Chone (Pila No. 40). No se incluyen en el mismo recomendaciones específicas para el proyecto ya que estas deberán ser dadas por el especialista a cargo del diseño.

Quedo a su disposición para aclarar cualquier duda que con respecto al presente Informe usted tenga.

Atentamente,

CESAR LANDAZURI SOTO
ING. CIVIL-MASTER MECÁNICA DE SUELOS

ANEXOS

Anexo

1

Fotografías



Foto 1: *Ejecución de sondeo Pila 40*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO



Foto 2: *Ejecución de sondeo Pila 40*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO



Foto 3: *Muestras sondeo Pila 40*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO



Foto 4: *Muestras sondeo Pila 40*
Puente sobre el Estuario del Río Chone
CUERPO DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO

Anexo

2

Registro de Perforación

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 40
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 31,0 m
REVESTIMIENTO HW: 21,0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 14 de julio de 2008

HOJA: 1 DE 7

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 6,20 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
0,00													
1,00													
-1,00	S		8				27,0						
2,00													
-2,00	S		11				25,7						
3,00													
-3,00	S		14				25,5	-	NP	0	83	17	SM
4,00													
-4,00	S		12		Arena limosa con presencia de conchilla, color verde, dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa entre suelta y densa.		25,8						
5,00													
-5,00	S		23				21,4						
6,00													
-6,00	S		10				21,7						
7,00													
-7,00	S		15				23,3						
8,00													
-8,00	S		38				22,0	-	NP	1	82	17	SM
9,00													
-9,00	S		29										
10,00													

LEYENDA:

DM = Dilatómetro
Sh = Shelby
= Perforación destructiva con tricono
S = SPT
= Nivel Freático
= Barril
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 40
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 31,0 m
REVESTIMIENTO HW: 21,0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 14 de julio de 2008

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 6,20 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
-10,00													
11,00	S		11		Arena limosa con presencia de conchilla, color verde, dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa suelta y densa.		23,2						
-11,00 / 12,00	S		9				24,6						SM
-12,00 / 13,00	S		11				28,5						
-13,00 / 14,00	S		34				23,9	-	NP	0	81	19	SM
-14,00 / 15,00	S		24				22,4						
-15,00 / 16,00	S		16				22,8						
-16,00 / 17,00	S		14				25,5						
-17,00 / 18,00	S		13				21,5						
-18,00 / 19,00	S		10				30,0	-	NP	1	80	19	SM
-19,00 / 20,00	S		34				26,2						

LEYENDA:

- DM = Dilatómetro
- Sh = Shelby
- = Perforación destructiva con tricono
- S = SPT
- = Nivel Freático
- = Barril
- = Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 40
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 31,0 m
REVESTIMIENTO HW: 21,0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 14 de julio de 2008

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 6,20 m

PROF COTA (m) -20,00	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
21,00	S		14				29,0						
-21,00 / 22,00	S		9				25,4						SM
-22,00 / 23,00	S		10										
-23,00 / 24,00	S		11				36,2	35	9	0	97	3	SP/SM
-24,00 / 25,00	S		11		Arena limosa y arena pobremente gradada con limo, con presencia de conchilla, color verde, dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa suelta y media.		35,3						
-25,00 / 26,00	S		8				35,1						SM
-26,00 / 27,00	S		9				35,4						
-27,00 / 28,00	S		12				34,6						
-28,00 / 29,00	S		13				33,8	33	7	0	55	45	SM
-29,00 / 30,00	S		5				34,3						

LEYENDA:

- DM = Dilatómetro
- Sh = Shelby
- = Perforación destructiva con tricono
- S = SPT
- = Nivel Freático
- = Barril
- = Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 40
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 31,0 m
REVESTIMIENTO HW: 21,0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 14 de julio de 2008

HOJA: 4 DE 7

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 6,20 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	TRIAXIAL UU c (KPa)	TRIAXIAL UU Ø (º)	TRIAXIAL UU γ (kN/m	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	GRANULOMETRÍA S	GRANULOMETRÍA F	SUCS
-30,00																
----- 31,00	S		9		Arena limosa verde. Compacidad relativa suelta.					41,7						SM
-31,00 ----- 32,00	S		57		Limo puro color gris, consistencia dura.					36,7						ML
-32,00 ----- 33,00	S		14							37,7						
-33,00 ----- 34,00	Sh		Sh				22,8	18,9	16,8	49,0	60	26	0	24	76	MH
-34,00 ----- 35,00	S		8							42,8						
-35,00 ----- 36,00	S		9		Limo elástico con presencia de lentes de arena, color verde, dilatancia lenta, tenacidad media, resistencia seca alta. Consistencia media y firme.					58,8						
-36,00 ----- 37,00	S		13							53,1						
-37,00 ----- 38,00	S		7							61,1	74	28	0	18	82	MH
-38,00 ----- 39,00	S		8							59,4						MH
-39,00 ----- 40,00	S		10							51,0						

LEYENDA:

DM = Dilatómetro
Sh = Shelby
= Perforación destructiva con tricono
S = SPT
= Nivel Freático
= Barril
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 40
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 31,0 m
REVESTIMIENTO HW: 21,0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 14 de julio de 2008

HOJA: 5 DE 7

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho m. 6,20 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	TRIAXIAL UU c (KPa)	TRIAXIAL UU Ø (º)	TRIAXIAL UU γ (kN/m	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	LÍMITES DE ATTERBERG L.L. (%)	LÍMITES DE ATTERBERG I.P.	GRANULOMETRÍA G	GRANULOMETRÍA S	GRANULOMETRÍA F	SUCS
-40,00																
..... 41,00	Sh		Sh				66,7	7,1	16,0	61,6	93	45	0	4	96	MH
-41,00 42,00	S		10							56,2						
-42,00 43,00	S		10							60,7						
-43,00 44,00	S		10							61,2						
-44,00 45,00	S		14		Limo elástico con presencia de lentes de arena, color verde, dilatancia lenta, tenacidad media, resistencia seca alta. Consistencia firme.					57,7						
-45,00 46,00	S		9							56,7	84	37	0	5	95	MH
-46,00 47,00	S		13							57,7						
-47,00 48,00	S		12													MH
-48,00 49,00	S		13							54,3						
-49,00 50,00	Sh		Sh				46,6	15,6	16,8	51,6	79	36	0	14	86	MH

LEYENDA:

DM = Dilatómetro
Sh = Shelby
= Perforación destructiva con tricono
S = SPT
= Nivel Freático
= Barril
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 40
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 31,0 m
REVESTIMIENTO HW: 21,0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 14 de julio de 2008

HOJA: 6 DE 7

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho m. 6,20 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	TRIAXIAL UU c (KPa)	TRIAXIAL UU Ø (º)	TRIAXIAL UU γ (kN/m	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
-50,00																
51,00	S		13		Limo elástico con presencia de lentes de arena, color verde, dilatancia lenta, tenacidad media, resistencia seca alta. Consistencia firme.					58,7						
-51,00 / 52,00	S		14							51,0						MH
-52,00 / 53,00	S		10							56,4						
-53,00 / 54,00	S		12							54,3						MH
-54,00 / 55,00	S		13							54,3						
-55,00 / 56,00	S		15							53,3						
-56,00 / 57,00	Sh		Sh				34,2	18,6	16,5	52,2	80	34	0	4	96	MH
-57,00 / 58,00	S		11							53,7						
-58,00 / 59,00	S		12							49,3						MH
-59,00 / 60,00	S		13							55,6						

LEYENDA:

DM = Dilatómetro
Sh = Shelby
= Perforación destructiva con tricono
S = SPT
= Nivel Freático
= Barril
= Revestimiento

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 40
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 31,0 m
REVESTIMIENTO HW: 21,0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 14 de julio de 2008

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 6,20 m

PROF COTA (m) -60,00	TIPO PERFOR	"N" SPT (10 20 30 40)	"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG W (%)	L.L. (%)	I.P.	GRANULOMETRÍA G	S	F	SUCS
61,00	S		11				48,2						
-61,00 / 62,00	S		15				51,0	89	41	0	7	93	MH
-62,00 / 63,00	S		14				51,0						MH
-63,00 / 64,00	S		15		Limo elástico con presencia de lentes de arena, color verde, dilatancia lenta, tenacidad media, resistencia seca alta. Consistencia firme.		50,5						
-64,00 / 65,00	S		14				56,7						MH
-65,00 / 66,00	S		15				51,6						
-66,00 / 67,00	S		21				51,5						
-67,00 / 68,00	S		29				56,6	77	36	0	19	81	MH
-68,00 / 69,00	S		R		Contacto con estrato rocoso 68.20 m. **FIN DEL SONDEO**		34,8						CH
-69,00 / 70,00													

LEYENDA:

- DM = Dilatómetro
- Sh = Shelby
- = Perforación destructiva con tricono
- S = SPT
- = Nivel Freático
- = Barril
- = Revestimiento

Anexo

3

Ensayos de Laboratorio

Anexo

3.1

Contenido de humedad

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		1.00 - 1.45 m		2.00 - 2.45m		4.00 - 4.45m		5.00 - 5.45m	
No. CÁPSULA		B-0	B-51	S	C-28	B-4	B-9	369	480
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		102.22	106.32	83.81	92.05	84.75	81.69	82.65	73.93
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		84.52	87.41	70.48	77.17	71.83	67.90	70.22	62.75
PESO CÁPSULA		18.18	18.11	19.64	17.97	17.81	18.22	11.72	11.08
HUMEDAD	**%**	**26.68**	**27.29**	**26.22**	**25.14**	**23.92**	**27.76**	**21.25**	**21.64**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**26.98**		**25.68**		**25.84**		**21.44**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		6.00 - 6.45 m		7.00 - 7.45m		10.00 - 10.45m		11.00 - 11.45m	
No. CÁPSULA		41	B38X	B-10	D-12	D-4	C-45	A-43	B-44
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		90.04	80.11	76.68	71.85	80.66	88.84	85.62	83.51
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		76.81	69.79	66.15	61.58	68.52	75.69	71.69	69.93
PESO CÁPSULA		18.70	19.58	19.13	19.13	17.00	18.28	18.41	11.08
HUMEDAD	**%**	**22.77**	**20.55**	**22.39**	**24.19**	**23.56**	**22.91**	**26.14**	**23.08**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**21.66**		**23.29**		**23.23**		**24.61**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		12.00 -12.45 m		14.00 - 14.45m		15.00 - 15.45m		16.00 - 16.45m	
No. CÁPSULA		C-51	C-37	B-13	B-6	777	B-2	C-52	YZ-2
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		82.76	82.93	96.70	89.65	84.05	85.84	89.75	83.40
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		68.78	68.32	82.19	76.73	71.93	73.49	75.30	70.41
PESO CÁPSULA		18.06	18.65	18.41	18.28	19.42	18.85	18.48	19.64
HUMEDAD	**%**	**27.56**	**29.41**	**22.75**	**22.10**	**23.08**	**22.60**	**25.43**	**25.59**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**28.49**		**22.43**		**22.84**		**25.51**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		17.00 -17.45 m		19.00 - 19.45m		20.00 - 20.45m		21.00 -21.45 m	
No. CÁPSULA		C-6	A-7	C-4	37.00	C-16	1	19	T-18
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		83.17	88.86	94.53	85.52	89.59	76.08	85.58	93.83
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		71.66	76.39	78.99	71.52	73.58	62.71	71.87	78.87
PESO CÁPSULA		18.15	18.13	18.12	19.24	18.01	16.85	18.72	19.08
HUMEDAD	**%**	**21.51**	**21.40**	**25.53**	**26.78**	**28.81**	**29.15**	**25.79**	**25.02**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**21.46**		**26.15**		**28.98**		**25.41**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		PILA 40							
PROFUNDIDAD		24.00 - 24.45m		25.00 - 25.45m		26.00 - 26.45m		27.00 -27.45 m	
No. CÁPSULA		C-43	D-2	D-13	43	12	B-40	51	B-1
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		76.70	76.29	68.20	85.53	77.56	78.18	86.73	84.78
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		61.50	61.51	54.96	67.97	62.29	62.46	69.67	67.82
PESO CÁPSULA		18.23	19.81	17.08	18.04	18.59	18.61	20.75	18.45
HUMEDAD	**%**	**35.13**	**35.44**	**34.95**	**35.17**	**34.94**	**35.85**	**34.87**	**34.35**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**35.29**		**35.06**		**35.40**		**34.61**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		29.00 - 29.45m		30.00 - 30.45m		31.00 - 31.45m		32.00 -32.45 m	
No. CÁPSULA		D-3	C-27	D-10	390	D-5	365	404	X1
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		90.31	92.70	72.95	78.34	71.32	74.90	88.90	82.04
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		71.98	73.80	54.51	58.80	54.69	58.08	67.30	65.37
PESO CÁPSULA		19.31	17.94	9.77	12.41	9.33	12.40	11.60	19.81
HUMEDAD	**%**	**34.80**	**33.83**	**41.22**	**42.12**	**36.66**	**36.82**	**38.78**	**36.59**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**34.32**		**41.67**		**36.74**		**37.68**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		34.00 - 34.45m		35.00 - 35.45m		36.00 - 36.45m		38.00 -38.45 m	
No. CÁPSULA		RS	P-40	R-2	425	P-20	A-18	M-17	13
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		77.88	73.49	70.43	82.35	68.71	88.18	73.87	85.55
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		60.52	54.40	47.76	56.59	48.46	60.66	53.44	61.61
PESO CÁPSULA		19.50	10.24	9.79	12.07	9.83	9.51	20.08	20.03
HUMEDAD	**%**	**42.32**	**43.23**	**59.71**	**57.86**	**52.42**	**53.80**	**61.24**	**57.58**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**42.77**		**58.78**		**53.11**		**59.41**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		39.00 - 39.45m		41.00 - 41.45m		42.00 - 42.45m		43.00 -43.45 m	
No. CÁPSULA		B-30	D-6	D-17	B-19	B-43	C-21	D-14	C-33
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		71.16	70.15	60.62	65.90	63.63	56.86	71.92	71.24
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		52.89	53.82	45.10	48.50	46.57	42.16	50.99	51.33
PESO CÁPSULA		18.42	20.55	16.83	18.24	18.09	18.29	17.35	18.21
HUMEDAD	**%**	**53.00**	**49.08**	**54.90**	**57.50**	**59.90**	**61.58**	**62.22**	**60.11**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**51.04**		**56.20**		**60.74**		**61.17**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		44.00 - 44.45m		46.00 - 46.45m		48.00 - 48.45m		50.00 -50.45 m	
No. CÁPSULA		B-8	27.00	A-0	ZX4	A-6	C-34	C-35	B-61
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		61.50	55.53	61.88	64.12	72.18	67.82	64.45	63.27
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		45.66	42.03	45.89	47.98	52.77	50.52	47.34	46.86
PESO CÁPSULA		18.61	18.26	17.89	20.29	17.55	18.23	18.33	18.72
HUMEDAD	**%**	**58.56**	**56.79**	**57.11**	**58.29**	**55.11**	**53.58**	**58.98**	**58.32**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**57.68**		**57.70**		**54.34**		**58.65**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		51.00 - 51.45m		52.00 - 52.45m		53.00 - 53.45m		54.00 -54.45 m	
No. CÁPSULA		CZ	C-9	A-3	B45	36	C-62	B-18	B-24
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		65.62	58.88	68.91	57.99	60.88	63.79	68.46	70.98
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		50.02	44.81	50.61	43.66	45.69	48.01	50.52	53.17
PESO CÁPSULA		18.31	18.16	18.43	17.99	18.27	18.32	18.58	19.16
HUMEDAD	**%**	**49.20**	**52.80**	**56.87**	**55.82**	**55.40**	**53.15**	**56.17**	**52.37**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**51.00**		**56.35**		**54.27**		**54.27**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		55.00 - 55.45m		57.00 - 57.45m		58.00 - 58.45m		59.00 -59.45 m	
No. CÁPSULA		30	B-1	D15	B-40	B-29	9	C-12	1
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		67.42	65.26	62.87	68.02	62.18	60.04	76.87	59.41
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		50.36	49.33	46.83	50.67	47.20	46.46	55.98	44.62
PESO CÁPSULA		18.83	18.93	17.26	18.03	17.06	18.69	17.62	18.59
HUMEDAD	**%**	**54.11**	**52.40**	**54.24**	**53.16**	**49.70**	**48.90**	**54.46**	**56.82**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**53.25**		**53.70**		**49.30**		**55.64**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		60.00 - 60.45m		62.00 - 62.45m		63.00 - 63.45m		64.00 -64.45 m	
No. CÁPSULA		B60	C-8	B8	X-71	2	C50	50	C44
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		68.25	60.57	82.64	84.49	96.63	79.65	64.56	66.69
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		52.60	46.56	60.56	62.72	71.77	58.11	47.62	49.31
PESO CÁPSULA		19.00	18.40	18.60	18.53	18.78	18.32	18.29	18.14
HUMEDAD	**%**	**46.58**	**49.75**	**52.64**	**49.26**	**46.91**	**54.13**	**57.76**	**55.76**
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**48.16**		**50.95**		**50.52**		**56.76**	

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

HUMEDAD NATURAL DE LOS SUELOS

PROYECTO : PY 2512
OBRA : TRAMO CENTRAL PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE
LOCALIZACION : BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA : Julio 29, 2008

SOLICITADO: CEE
ENSAYADO POR: L.O.
CALCULADO POR: M.C.
APROBADO POR: GEOSUELOS CIA. LTDA.

SONDEO No.		**PILA 40**							
PROFUNDIDAD		65.00 - 65.45m		66.00 - 66.45m		68.00 -68.45 m			
No. CÁPSULA		32	6.00	113	B-20	C14	47		
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO		67.63	63.37	59.03	64.38	82.51	84.15		
PESO CÁPSULA+SUELO SECO		51.55	47.86	44.92	48.67	65.89	67.25		
PESO CÁPSULA		19.11	18.91	17.35	18.39	18.40	18.27		
HUMEDAD	**%**	**49.57**	**53.58**	**51.18**	**51.88**	**35.00**	**34.50**		
HUMEDAD PROMEDIO	**%**	**51.57**		**51.53**		**34.75**			

Anexo

3.2

Clasificación SUCS

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: PV

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 3
PROFUND.: 3.00 - 3.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		94.76	79.86	18.45	24.26	
		78.54	64.14	10.12	26.66	25.46

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 158.80 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 126.57

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.00	0	100
No. 40	0.27	0	100
No. 200	104.53	83	17

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	0
ARENA	83
FINOS	17
Cu =	3
Cc =	1

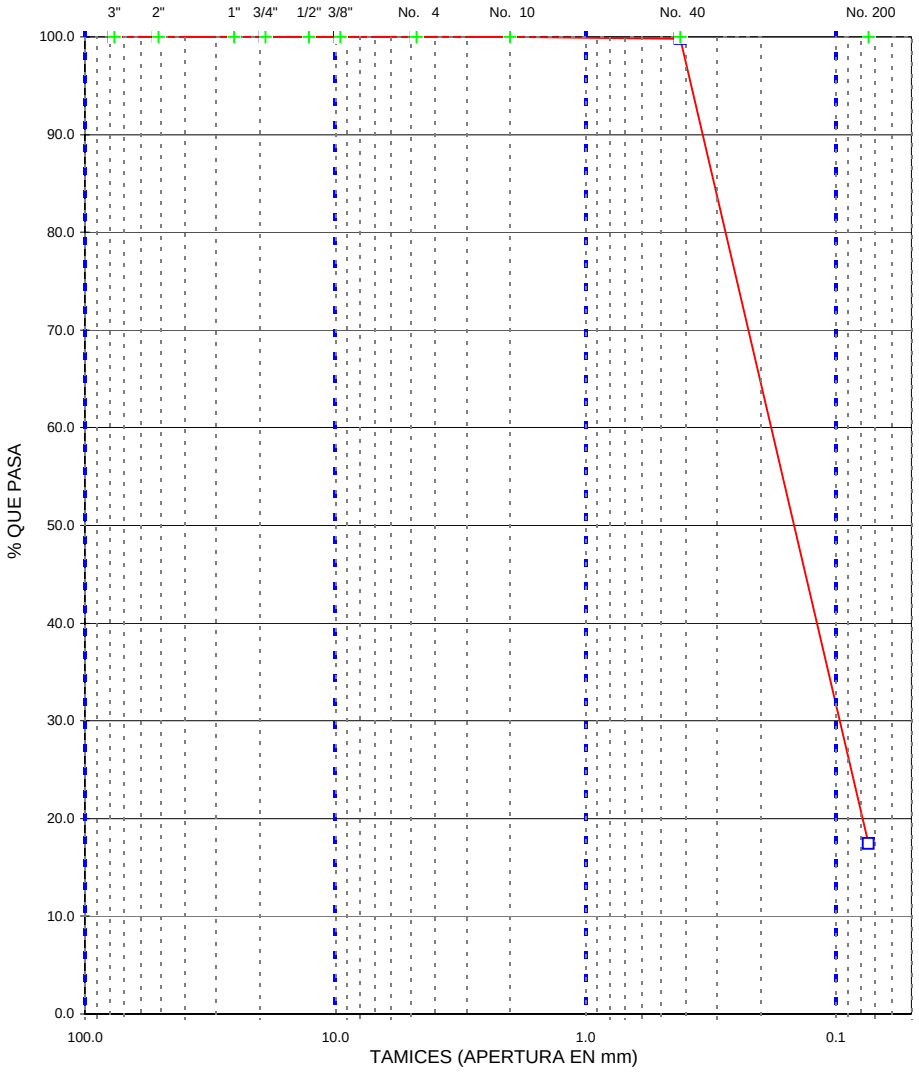
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: PV

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 8
PROFUND.: 8.00 - 8.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		94.06	80.48	19.56	22.29	
		84.08	72.50	19.19	21.72	22.01

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 143.55 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 117.66

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.67	1	99
No. 10	4.00	3	97
No. 40	9.34	8	92
No. 200	97.25	83	17

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	1
ARENA	82
FINOS	17
Cu =	3
Cc =	1

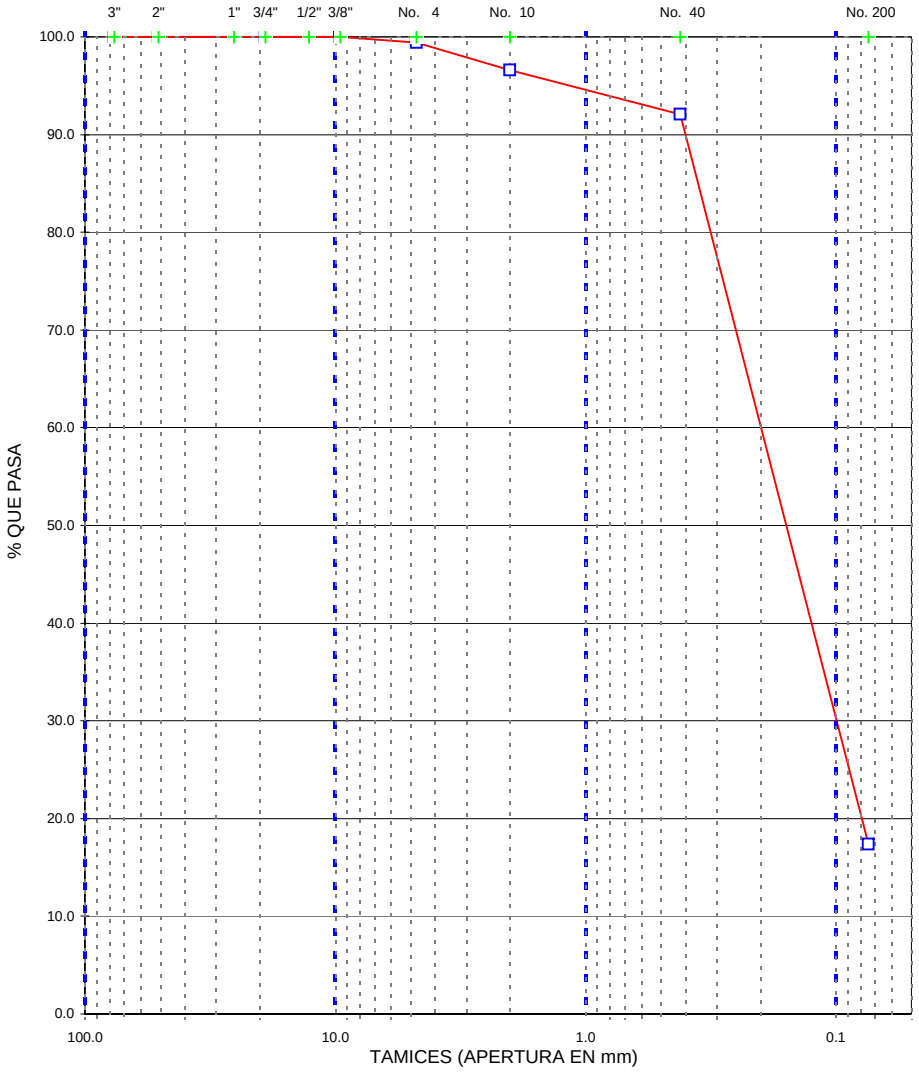
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: PV

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 13
PROFUND.: 13.00 - 13.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		80.85	68.68	18.31	24.16	
		87.89	74.84	19.43	23.55	23.86

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 145.83 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 117.74

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.58	0	100
No. 40	3.83	3	97
No. 200	94.83	81	19

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	0
ARENA	81
FINOS	19
Cu =	3
Cc =	1

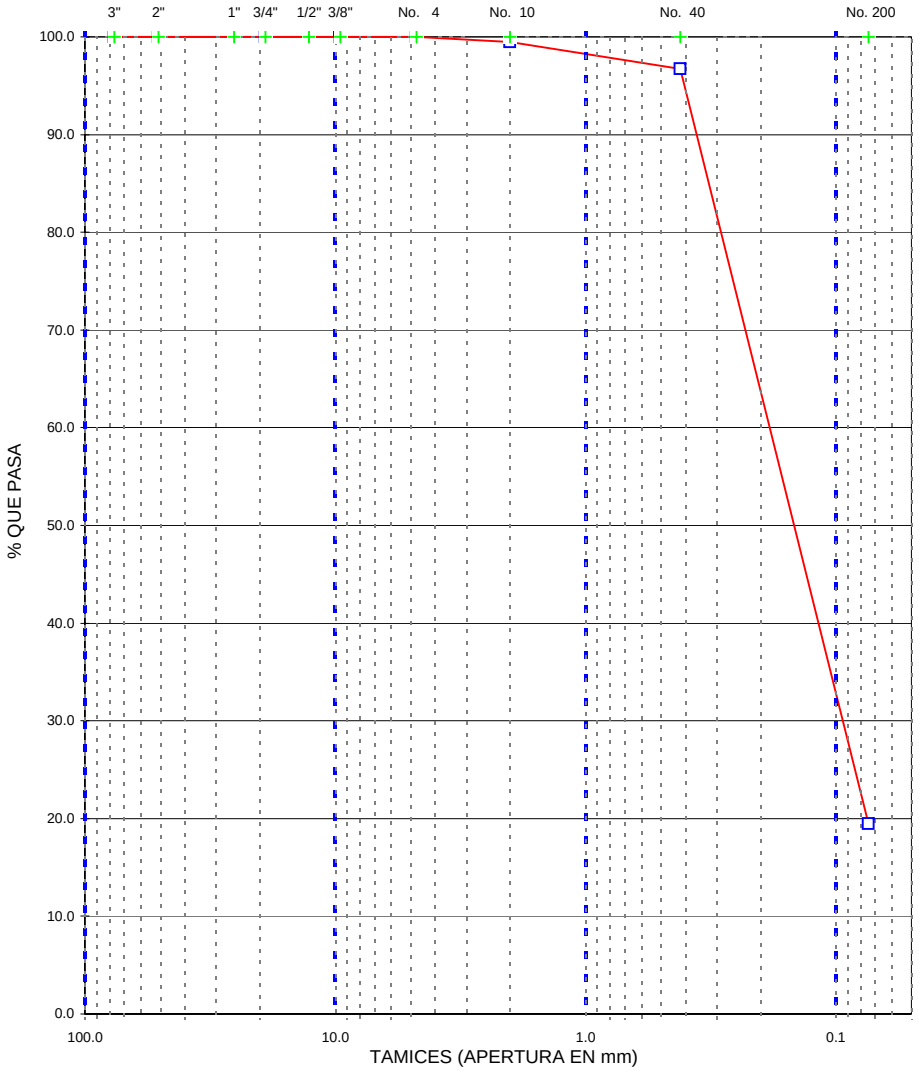
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: PV

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 18
PROFUND.: 18.00 - 18.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		82.32	67.37	18.28	30.45	
		92.58	75.86	19.23	29.52	29.99

2.- LÍMITE LÍQUIDO

La muestra no es plástica

3.- LÍMITE PLÁSTICO

La muestra no es plástica

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 145.32 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 111.79

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.61	1	99
No. 10	2.39	2	98
No. 40	6.21	6	94
No. 200	90.47	81	19

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	1
ARENA	80
FINOS	19
Cu =	3
Cc =	1

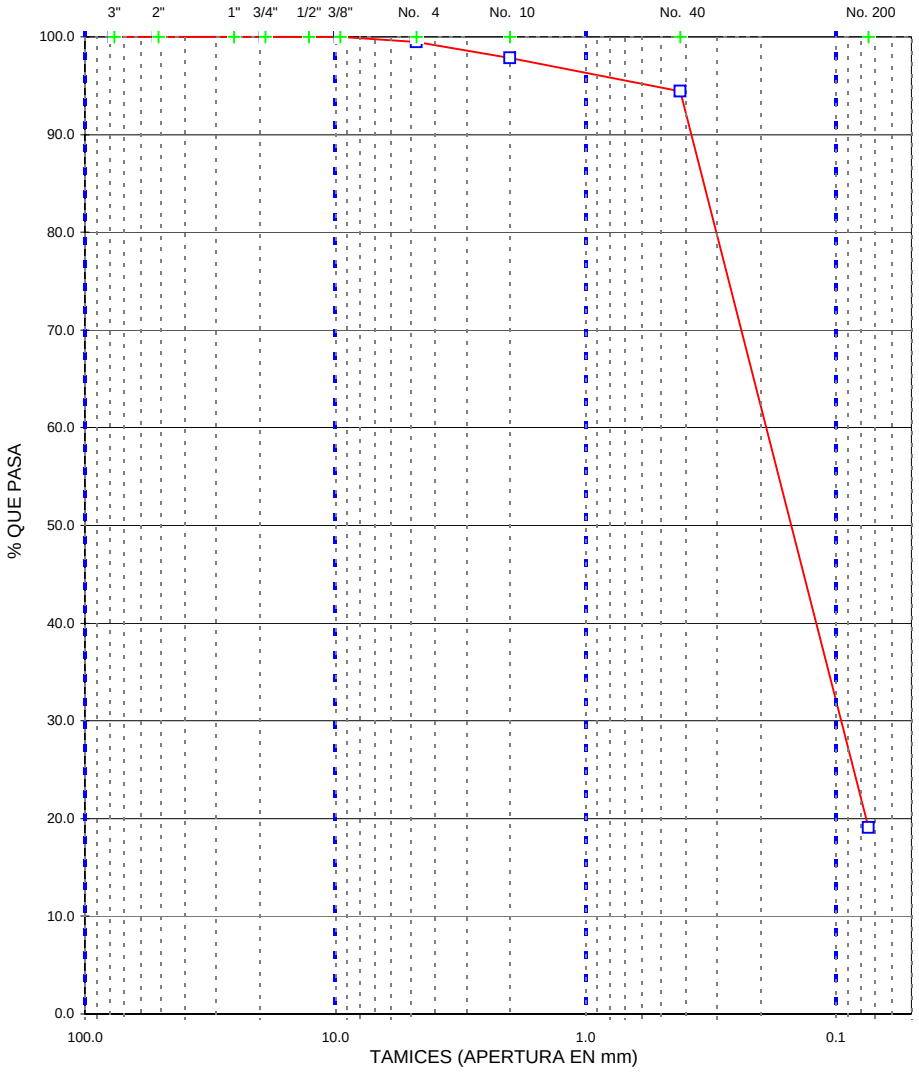
RESUMEN

SUCS:	**SM**
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:

CURVA GRANULOMÉTRICA



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: PV

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 23
PROFUND.: 23.00 - 23.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		73.21	58.85	18.46	35.55	
		68.98	55.34	18.29	36.82	36.18
2.- LÍMITE LÍQUIDO	40	12.58	10.96	6.07	33.13	
	31	19.40	17.53	12.01	33.88	
	22	18.05	16.52	12.17	35.17	
	11	18.67	16.88	12.15	37.84	34.76
3.- LÍMITE PLÁSTICO		7.62	7.33	6.13	24.17	
		13.20	12.93	11.92	26.73	
		7.42	7.12	5.96	25.86	25.59

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 48.12 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 35.33

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.28	1	99
No. 40	0.49	1	99
No. 200	34.17	97	3

5.- CLASIFICACIÓN

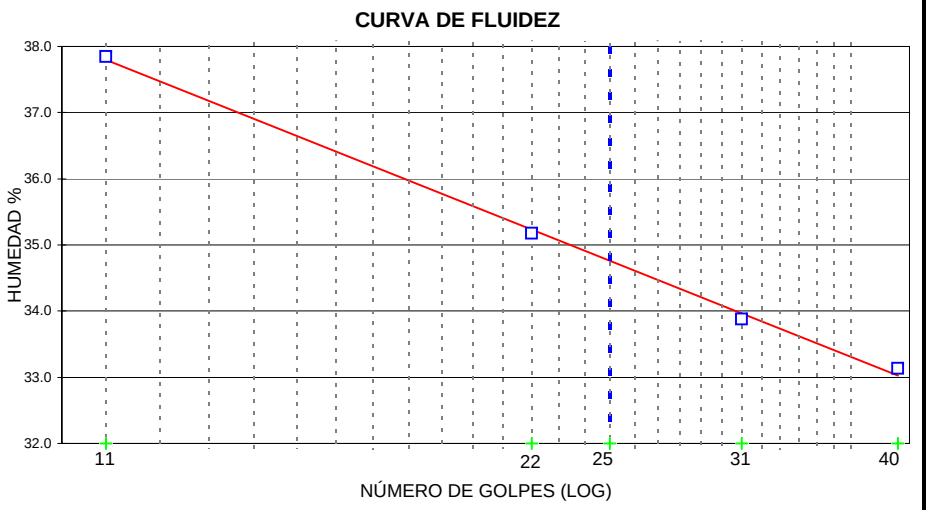
GRAVA	0
ARENA	97
FINOS	3
Cu =	2.49
Cc =	0.83
Límite Líqido LL (%) =	35
Límite Plástico LP (%) =	26
Indice Plástico IP (%) =	9
Indice de Liquidez IL (%) =	1.13

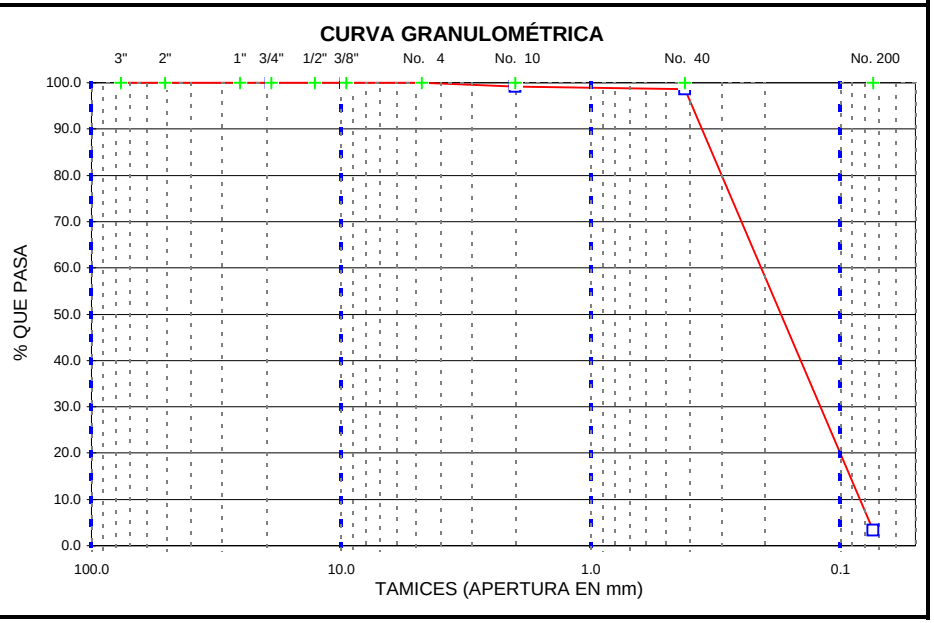
RESUMEN

SUCS:	**SP**
AASHTO:	A-2-4
IG(86):	0
IG(45):	0

Nombre de Grupo: Arena pobremente gradada
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: PV

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 28
PROFUND.: 28.00 - 28.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		83.29	66.55	18.12	34.57	
		78.98	64.27	19.82	33.09	33.83
2.- LÍMITE LÍQUIDO	38	16.80	14.20	6.00	31.71	
	29	24.20	21.18	11.99	32.85	
	19	21.76	19.35	12.20	33.69	
	9	18.22	16.65	12.32	36.26	33.07
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.33	13.11	12.22	24.72	
		12.91	12.74	12.03	23.94	
		7.52	7.22	6.17	28.57	25.74

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 141.33 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 105.60

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.00	0	100
No. 40	0.10	0	100
No. 200	57.73	55	45

5.- CLASIFICACIÓN

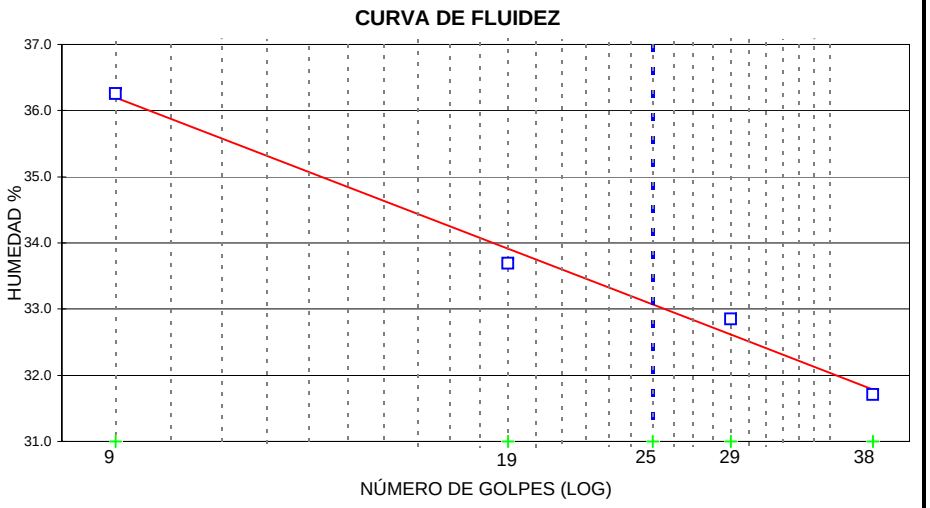
GRAVA	0
ARENA	55
FINOS	45
Cu =	4.91
Cc =	0.73
Límite Líqido LL (%) =	33
Límite Plástico LP (%) =	26
Indice Plástico IP (%) =	7
Indice de Liquidez IL (%) =	1.12

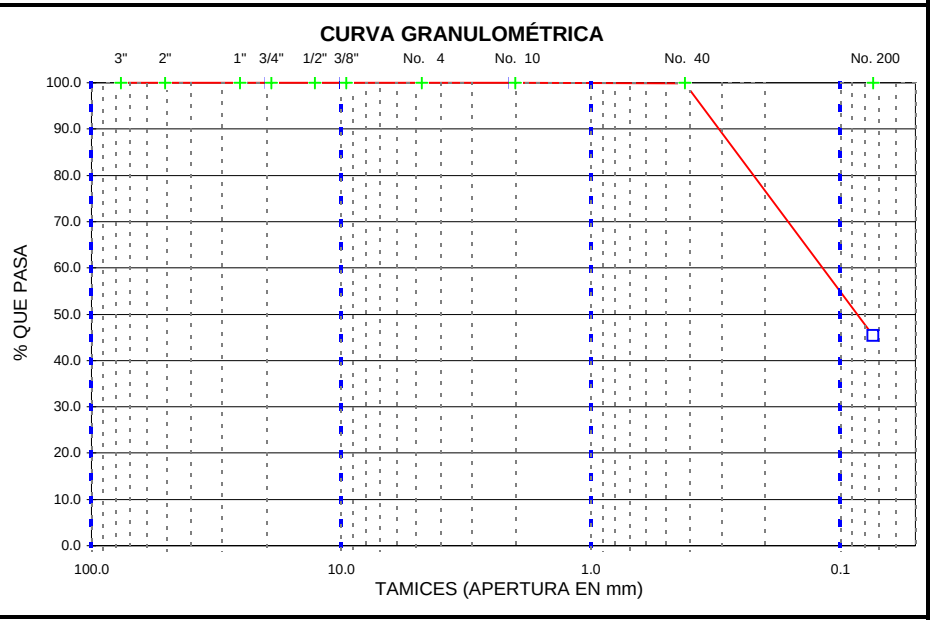
RESUMEN

SUCS:	SM
AASHTO:	A-4
IG(86):	2
IG(45):	2

Nombre de Grupo: Arena limosa
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: EA

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 33
PROFUND.: 33.00 - 33.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		60.14	44.12	11.14	48.57	
		63.92	46.31	10.74	49.51	49.04
2.- LÍMITE LÍQUIDO	37	22.83	18.96	12.17	57.00	
	27	17.73	13.37	5.96	58.84	
	19	19.64	16.79	12.22	62.40	
	11	18.37	15.83	12.06	67.37	60.03
3.- LÍMITE PLÁSTICO		14.46	13.88	12.23	35.15	
		13.96	13.45	11.96	34.68	
		7.54	7.00	5.39	33.54	34.46

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 123.02 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 82.54

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.00	0	100
No. 40	0.06	0	100
No. 200	19.62	24	76

5.- CLASIFICACIÓN

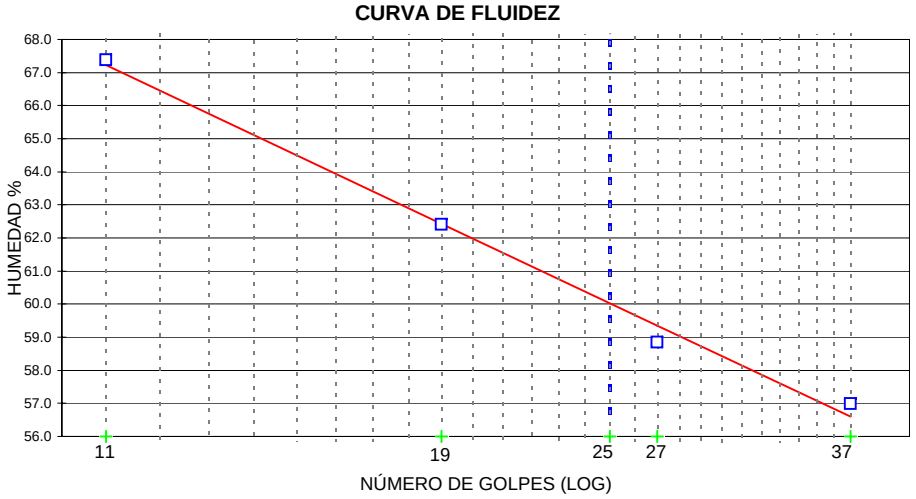
GRAVA	0
ARENA	24
FINOS	76
Cu =	38.99
Cc =	0.48
Límite Líqido LL (%) =	60
Límite Plástico LP (%) =	34
Indice Plástico IP (%) =	26
Indice de Liquidez IL (%) =	0.58

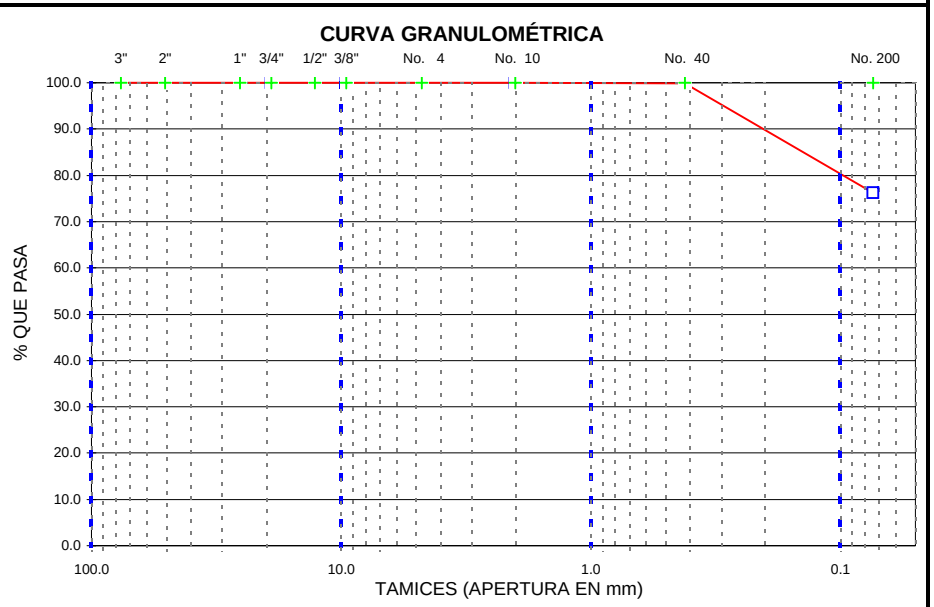
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	22
IG(45):	18

Nombre de Grupo: Limo elástico con arena
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones: Shelby





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

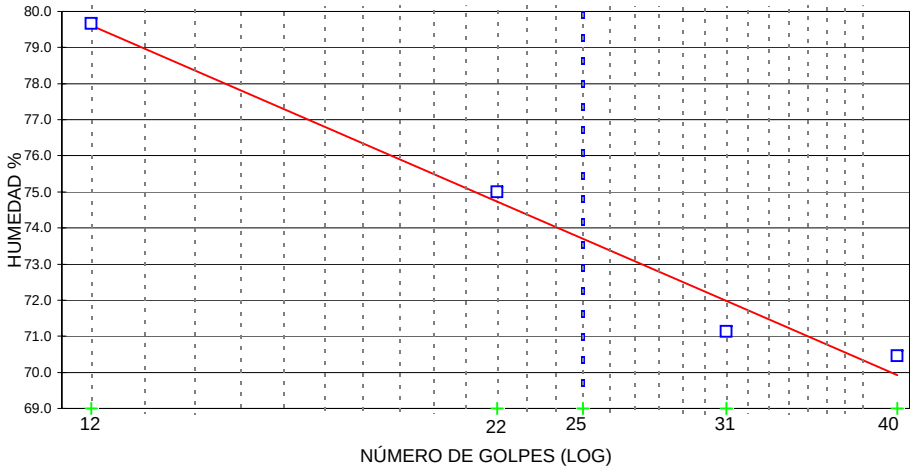
ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: PV

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 37
PROFUND.: 37.00 - 37.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		70.60	46.98	9.10	62.35	
		68.09	46.88	11.39	59.76	61.06
2.- LÍMITE LÍQUIDO	40	18.39	15.72	11.93	70.45	
	31	13.73	10.97	7.09	71.13	
	22	19.83	16.47	11.99	75.00	
	12	17.16	14.85	11.95	79.66	73.70
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.07	12.78	12.13	44.62	
		12.88	12.58	11.96	48.39	
		6.82	6.61	6.13	43.75	45.58



4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 91.54 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 56.84

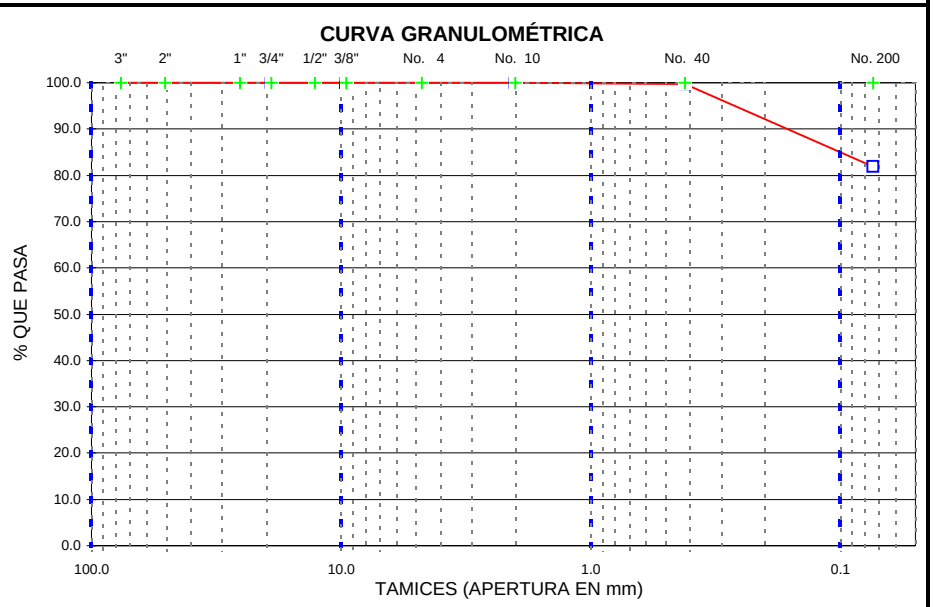
TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.00	0	100
No. 40	0.12	0	100
No. 200	10.32	18	82

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	0
ARENA	18
FINOS	82
Cu =	126.11
Cc =	0.38
Límite Líqido LL (%) =	74
Límite Plástico LP (%) =	46
Indice Plástico IP (%) =	28
Indice de Liquidez IL (%) =	0.54

RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	29
IG(45):	19



Nombre de Grupo: Limo elástico con arena
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: EA

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 40
PROFUND.: 40.00 - 40.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		55.76	38.43	10.32	61.65	
		67.75	49.06	18.69	61.54	61.60
2.- LÍMITE LÍQUIDO	37	23.12	17.95	12.17	89.45	
	28	22.16	17.36	12.08	90.91	
	18	19.74	15.92	11.91	95.26	
	10	19.29	15.71	12.21	102.29	92.62
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.64	13.10	11.94	46.55	
		13.78	13.22	12.05	47.86	
		7.46	7.02	6.11	48.35	47.59

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 121.11 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 74.95

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.00	0	100
No. 40	0.61	1	99
No. 200	2.63	4	96

5.- CLASIFICACIÓN

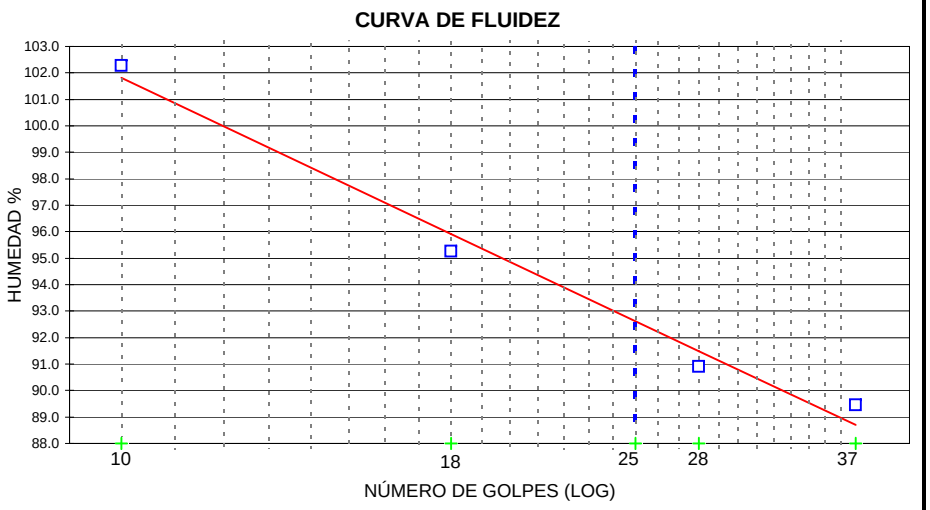
GRAVA	0
ARENA	4
FINOS	96
Cu =	> 200
Cc =	0.00
Límite Líqido LL (%) =	93
Límite Plástico LP (%) =	48
Indice Plástico IP (%) =	45
Indice de Liquidez IL (%) =	0.30

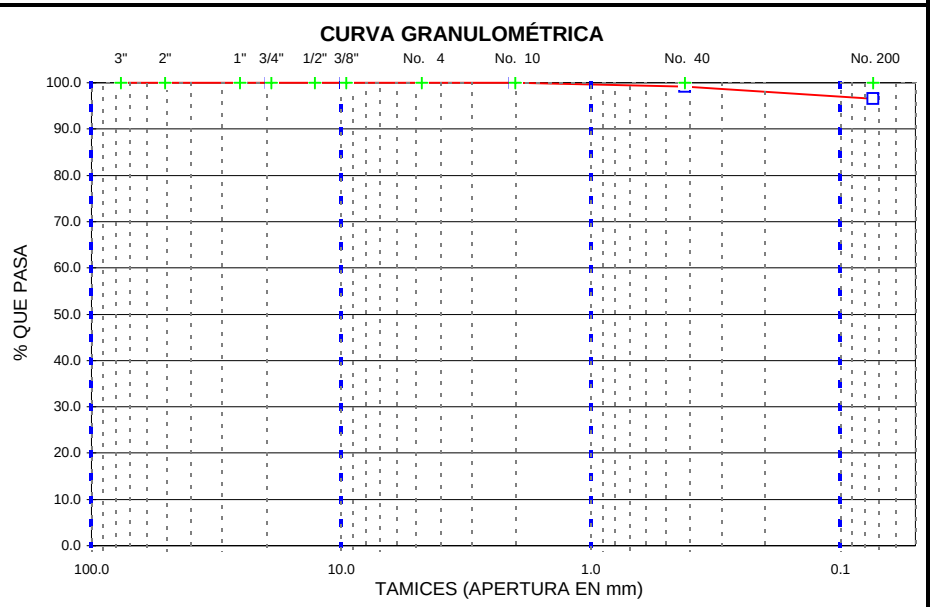
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	57
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color verde

Observaciones: Shelby





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: PV

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 45
PROFUND.: 45.00 - 45.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		68.30	50.33	18.41	56.30	
		72.10	52.70	18.69	57.04	56.67
2.- LÍMITE LÍQUIDO	39	17.41	14.97	11.92	80.00	
	30	16.78	14.61	11.96	81.89	
	20	16.38	14.35	11.98	85.65	
	12	16.45	14.35	12.07	92.11	84.06
3.- LÍMITE PLÁSTICO		12.75	12.49	11.94	47.27	
		11.00	10.62	9.83	48.10	
		13.26	12.91	12.16	46.67	47.35

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 111.67 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 71.28

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.00	0	100
No. 40	0.00	0	100
No. 200	3.73	5	95

5.- CLASIFICACIÓN

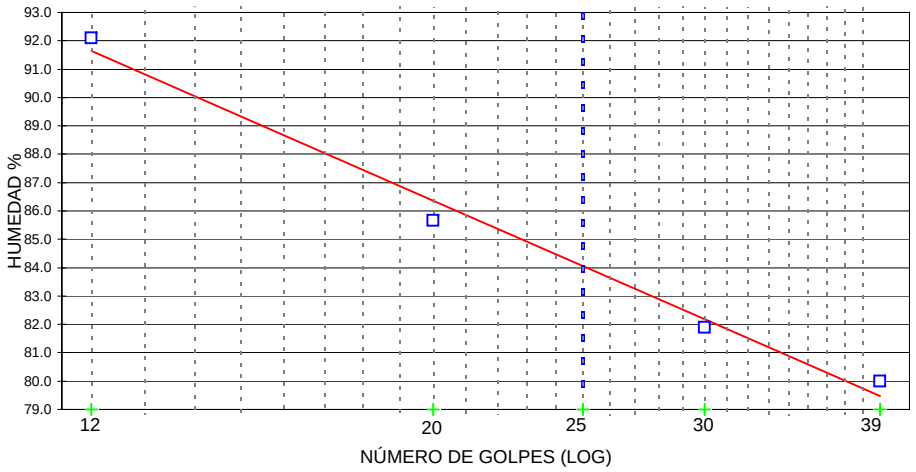
GRAVA	0
ARENA	5
FINOS	95
Cu =	> 200
Cc =	0.04
Límite Líqido LL (%) =	84
Límite Plástico LP (%) =	47
Indice Plástico IP (%) =	37
Indice de Liquidez IL (%) =	0.26

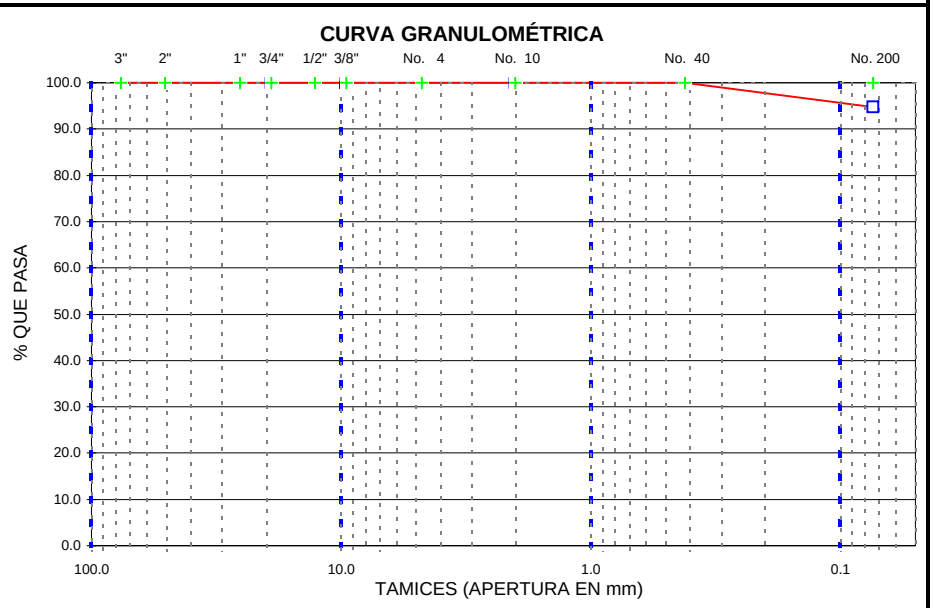
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	47
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

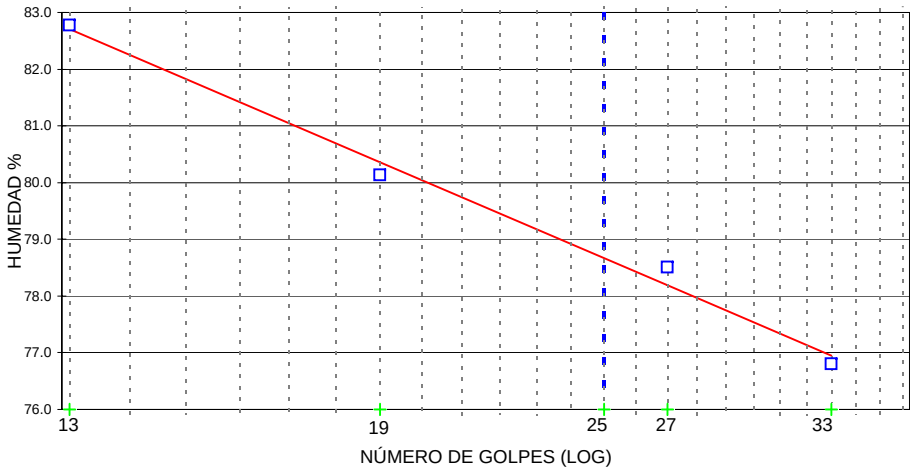
ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: EA

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 49
PROFUND.: 49.00 - 49.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		67.43	50.84	18.72	51.65	
		61.75	44.97	12.43	51.57	51.61
2.- LÍMITE LÍQUIDO	33	20.91	17.07	12.07	76.80	
	27	20.89	16.80	11.59	78.50	
	19	23.39	18.47	12.33	80.13	
	13	19.79	16.33	12.15	82.78	78.67
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.82	13.25	11.94	43.51	
		14.45	13.73	12.11	44.44	
		13.69	13.20	12.03	41.88	43.28



4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 123.88 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 81.71

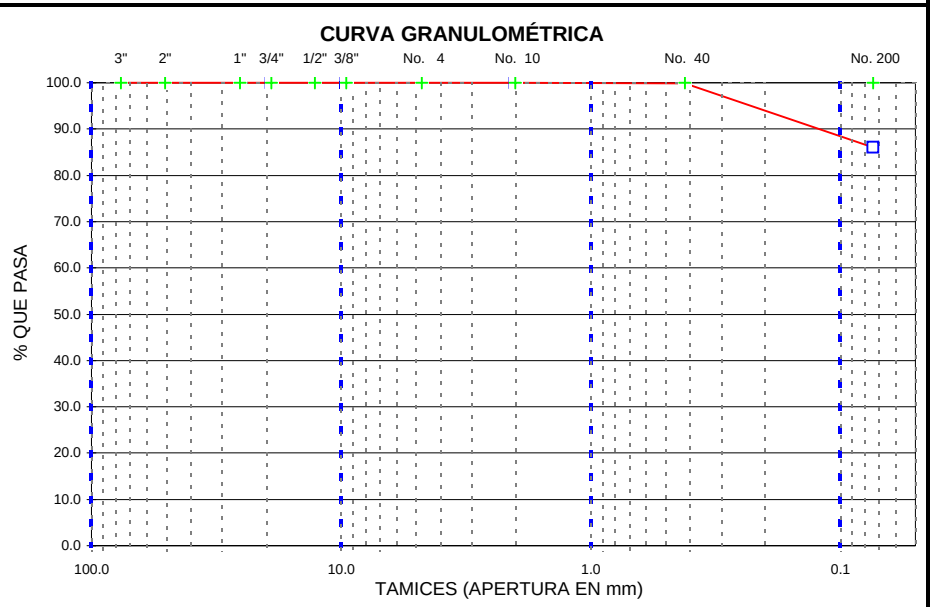
TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.00	0	100
No. 40	0.14	0	100
No. 200	11.41	14	86

5.- CLASIFICACIÓN

GRAVA	0
ARENA	14
FINOS	86
Cu =	> 200
Cc =	0.28
Límite Líqido LL (%) =	79
Límite Plástico LP (%) =	43
Indice Plástico IP (%) =	36
Indice de Liquidez IL (%) =	0.24

RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	39
IG(45):	20



Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: EA
UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 56
PROFUND.: 56.00 - 56.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		61.51	43.98	10.02	51.62	
		57.59	41.29	10.42	52.80	52.21
2.- LÍMITE LÍQUIDO	33	20.35	16.75	12.03	76.27	
	27	19.56	16.16	11.87	79.25	
	20	21.15	17.05	12.17	84.02	
	13	21.72	17.09	11.88	88.87	80.33
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.71	13.22	12.18	47.12	
		13.63	13.13	12.05	46.30	
		13.56	13.13	12.19	45.74	46.39

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 124.03 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 81.49

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.02	0	100
No. 40	0.14	0	100
No. 200	2.90	4	96

5.- CLASIFICACIÓN

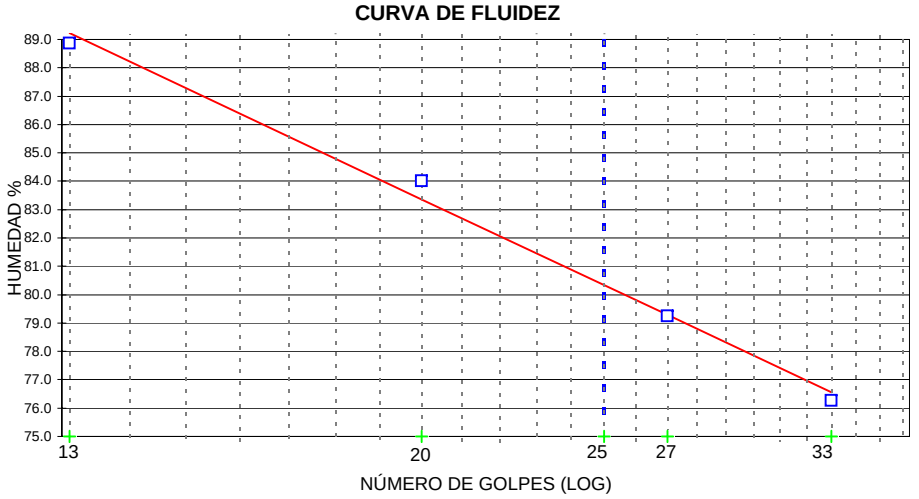
GRAVA	0
ARENA	4
FINOS	96
Cu =	> 200
Cc =	0.01
Límite Líqido LL (%) =	80
Límite Plástico LP (%) =	46
Indice Plástico IP (%) =	34
Indice de Liquidez IL (%) =	0.18

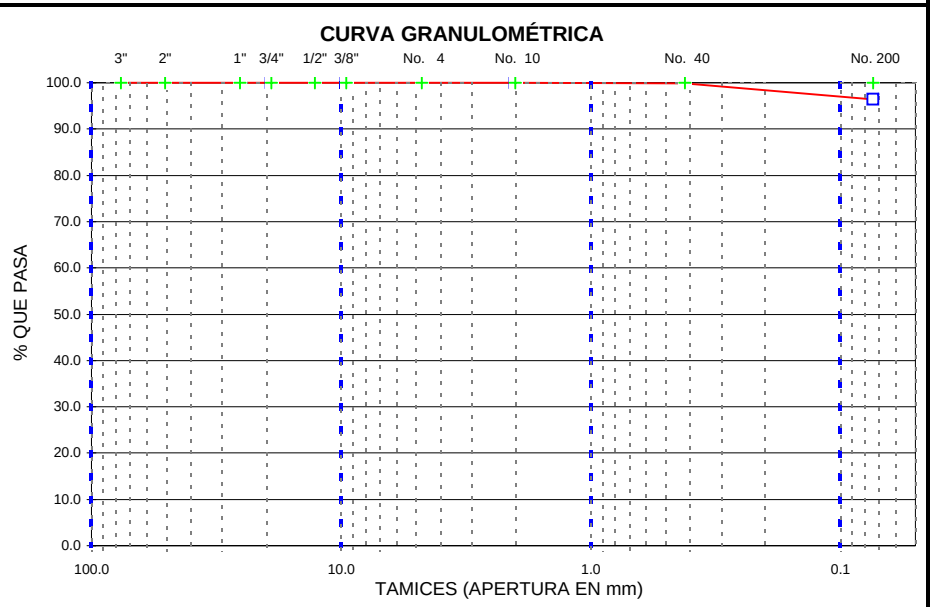
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	44
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones: Shelby





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: PV

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 61
PROFUND.: 61.00 - 61.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		67.16	50.55	18.20	51.34	
		64.20	49.19	19.91	51.26	51.30
2.- LÍMITE LÍQUIDO	38	11.61	9.07	6.06	84.39	
	29	17.27	14.84	12.05	87.10	
	21	16.57	14.45	12.13	91.38	
	13	16.26	14.14	11.97	97.70	89.32
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.13	12.80	12.16	51.56	
		13.36	12.95	12.07	46.59	
		12.91	12.60	11.92	45.59	47.91

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 137.48 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 90.86

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.00	0	100
No. 10	0.00	0	100
No. 40	0.00	0	100
No. 200	6.45	7	93

5.- CLASIFICACIÓN

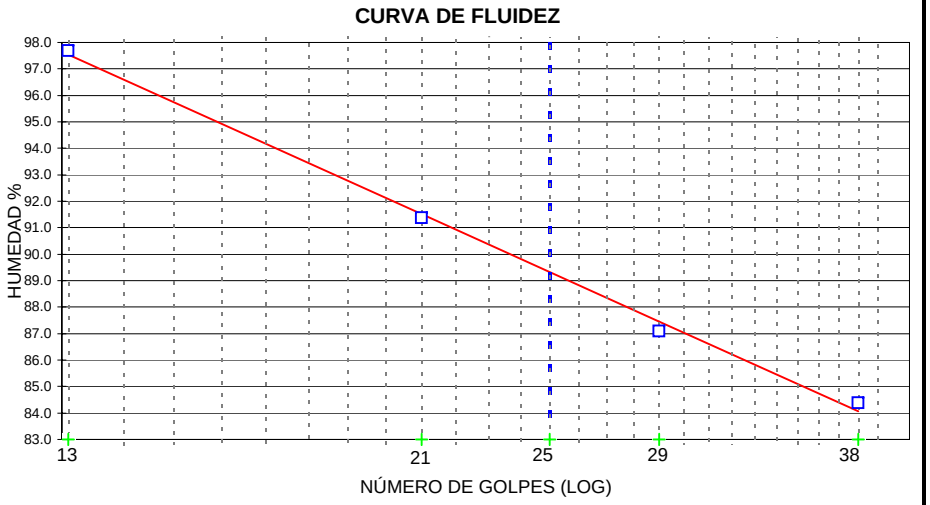
GRAVA	0
ARENA	7
FINOS	93
Cu =	> 200
Cc =	0.09
Límite Líqido LL (%) =	89
Límite Plástico LP (%) =	48
Indice Plástico IP (%) =	41
Indice de Liquidez IL (%) =	0.08

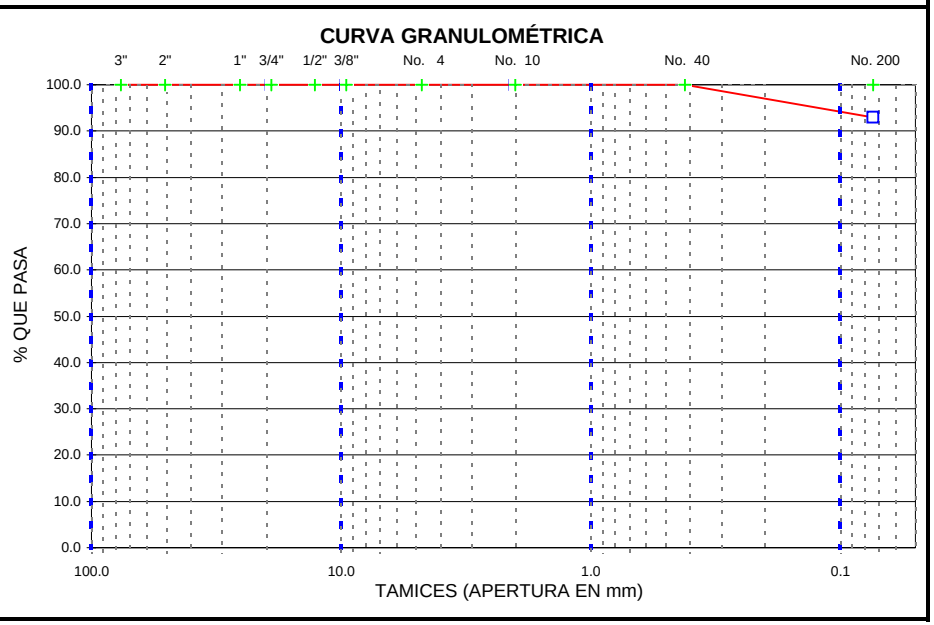
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	50
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico
Descripción Particular: Color verde

Observaciones:





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NORMA ASTM D-2487

CLIENTE: CEE
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO CHONE
OPERADOR: PV

UBICACIÓN: BAHÍA DE CARÁQUEZ
FECHA: Julio-2008

PROYECTO: PY 2512
SONDEO: Pila 40
MUESTRA: 67
PROFUND.: 67.00 - 67.45 m

	GOLPES	PES. HUM.	PES. SECO	CÁPSULA	W%	RESULTADOS
1.- CONTENIDO DE AGUA		64.88	48.33	18.22	54.97	
		62.66	45.94	17.18	58.14	56.55
2.- LÍMITE LÍQUIDO	40	16.95	14.82	11.91	73.20	
	31	17.35	15.13	12.17	75.00	
	20	16.88	14.80	12.13	77.90	
	10	10.88	8.59	5.91	85.45	76.88
3.- LÍMITE PLÁSTICO		13.06	12.76	11.99	38.96	
		12.56	12.34	11.82	42.31	
		7.78	7.58	7.09	40.82	40.70

4.- GRANULOMETRÍA

PES. INICIAL 146.26 ENSAYO VIA: HÚMEDA
PESO INICIAL PARA CÁLCULOS = 93.43

TAMIZ	PES. RET.	% RETEN.	% PASA
3"	0.00	0	100
2"	0.00	0	100
1"	0.00	0	100
3/4"	0.00	0	100
1/2"	0.00	0	100
3/8"	0.00	0	100
No. 4	0.12	0	100
No. 10	1.37	1	99
No. 40	4.79	5	95
No. 200	17.54	19	81

5.- CLASIFICACIÓN

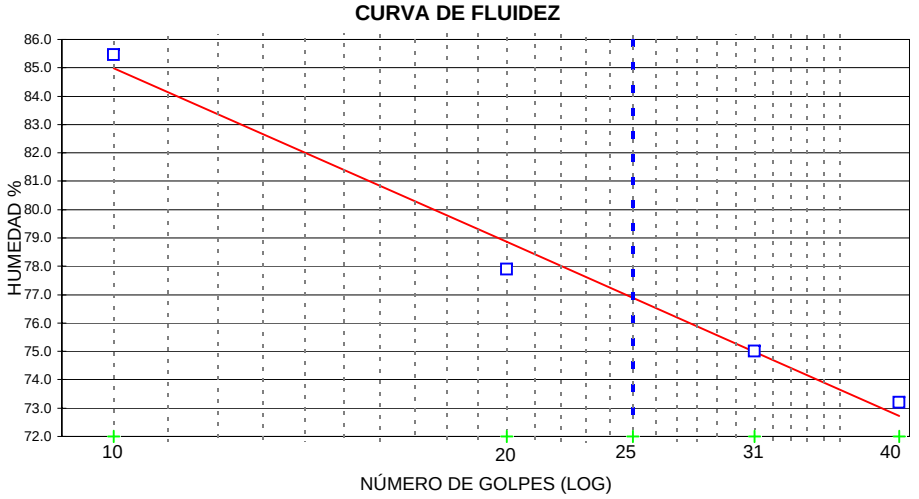
GRAVA	0
ARENA	19
FINOS	81
Cu =	> 200
Cc =	0.28
Límite Líqido LL (%) =	77
Límite Plástico LP (%) =	41
Indice Plástico IP (%) =	36
Indice de Liquidez IL (%) =	0.43

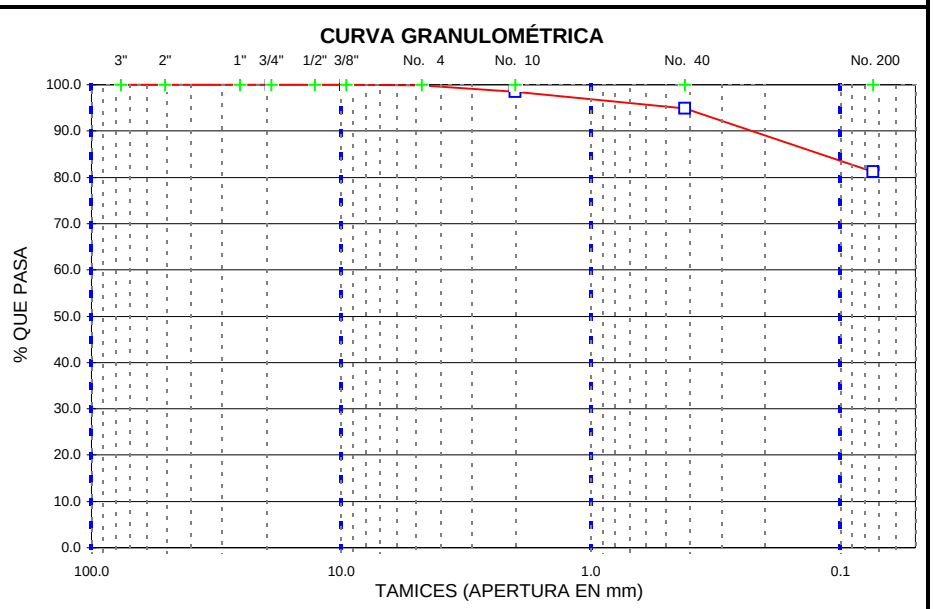
RESUMEN

SUCS:	**MH**
AASHTO:	A-7-5
IG(86):	35
IG(45):	20

Nombre de Grupo: Limo elástico con arena
Descripción Particular: Color verde, presencia de concha

Observaciones:





Anexo

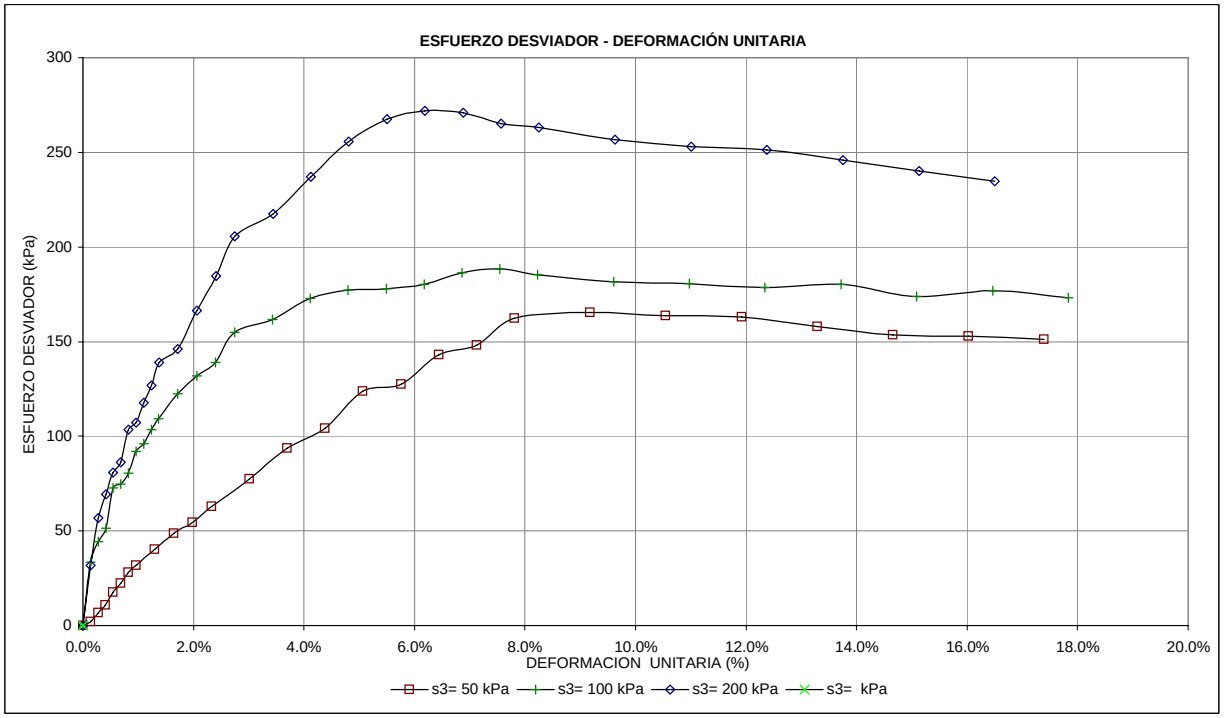
3.3

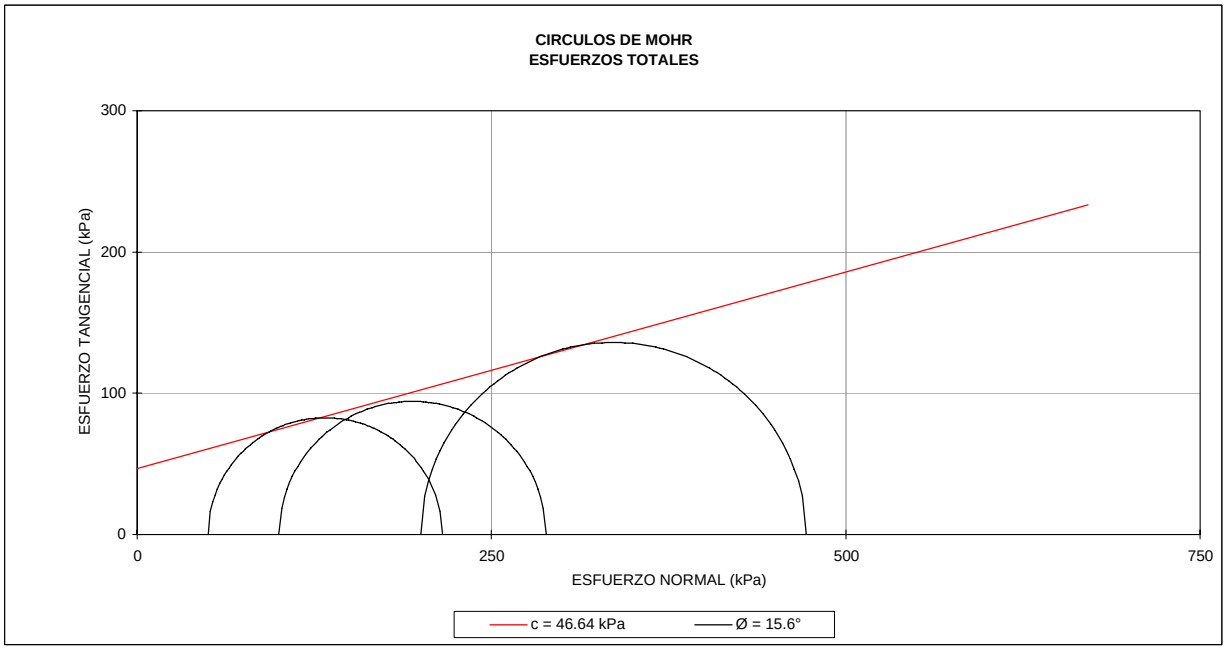
Triaxial UU

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
DIAGRAMAS DE MOHR

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE EL SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Limo elástico, color verde.	
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**PILA 40**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**49.0m - 49.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	02/07/2008





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE EL SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Limo elástico, color verde.	
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**PILA 40**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**49.0m - 49.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	02/07/2008

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

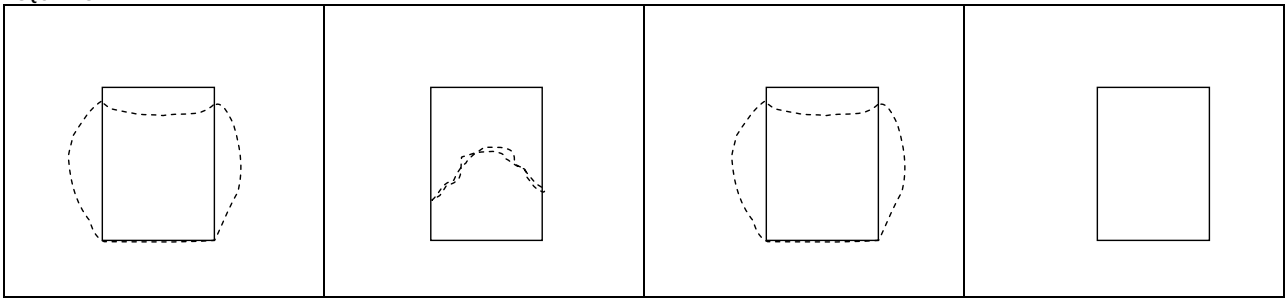
COHESIÓN, c =	46.64	kPa	**HUMEDAD, w =**	48.09%
ANGULO DE FRICIÓN, Ø =	15.55	º	**DENSIDAD HÚMEDA, γm =**	16.82 kN/m³
			DENSIDAD SECA, γd =	11.37 kN/m³
			RELACIÓN DE VACÍOS, e =	1.27

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
σ_3 =	50.00 kPa	σ_3 =	100.00 kPa	σ_3 =	200.00 kPa	σ_3 =	
w =	43.33%	w =	50.75%	w =	50.20%	w =	
γm =	17.38 kN/m³	γd =	16.55 kN/m³	γd =	16.53 kN/m³	γd =	
γd =	12.12 kN/m³	γs =	10.98 kN/m³	γs =	11.00 kN/m³	γs =	
e =	1.12	e =	1.34	e =	1.34	e =	

DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00		
0.14%	1.94	0.14%	33.61	0.14%	31.84		
0.27%	6.80	0.27%	44.42	0.28%	56.85		
0.41%	10.66	0.41%	51.26	0.41%	69.28		
0.55%	17.43	0.55%	72.84	0.55%	80.72		
0.68%	22.23	0.69%	74.71	0.69%	86.37		
0.82%	28.00	0.82%	80.49	0.83%	103.50		
0.96%	31.81	0.96%	92.14	0.96%	107.18		
1.30%	40.35	1.10%	95.93	1.10%	117.54		
1.64%	48.83	1.23%	103.62	1.24%	126.92		
1.99%	54.38	1.37%	109.33	1.38%	139.13		
2.33%	62.75	1.71%	122.57	1.72%	146.25		
3.01%	77.41	2.06%	131.84	2.06%	166.55		
3.70%	93.74	2.40%	139.10	2.41%	184.83		
4.38%	104.24	2.74%	154.98	2.75%	205.79		
5.07%	123.82	3.43%	161.53	3.44%	217.40		
5.75%	127.52	4.12%	172.72	4.13%	237.16		
6.44%	142.99	4.80%	177.14	4.81%	255.69		
7.12%	148.27	5.49%	177.74	5.50%	267.54		
7.81%	162.43	6.17%	180.16	6.19%	271.94		
9.18%	165.32	6.86%	186.22	6.88%	270.84		
10.55%	163.70	7.54%	188.51	7.57%	265.27		
11.92%	162.91	8.23%	185.29	8.25%	263.30		
13.29%	157.84	9.60%	181.63	9.63%	256.73		
14.66%	153.68	10.97%	180.63	11.00%	252.82		
16.03%	152.85	12.35%	178.72	12.38%	251.45		
17.40%	151.16	13.72%	180.19	13.76%	245.84		
		15.09%	173.96	15.13%	240.28		
		16.46%	176.94	16.51%	234.77		
		17.83%	173.22				

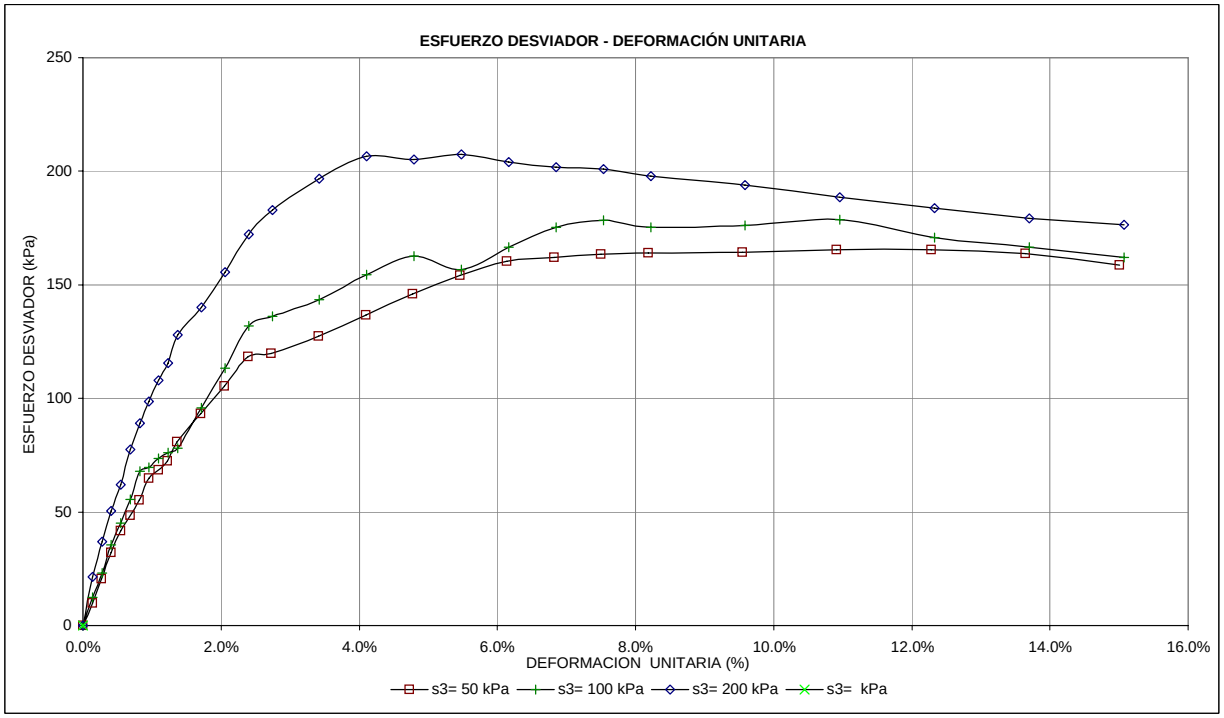
ESQUEMAS DE LA FALLA:

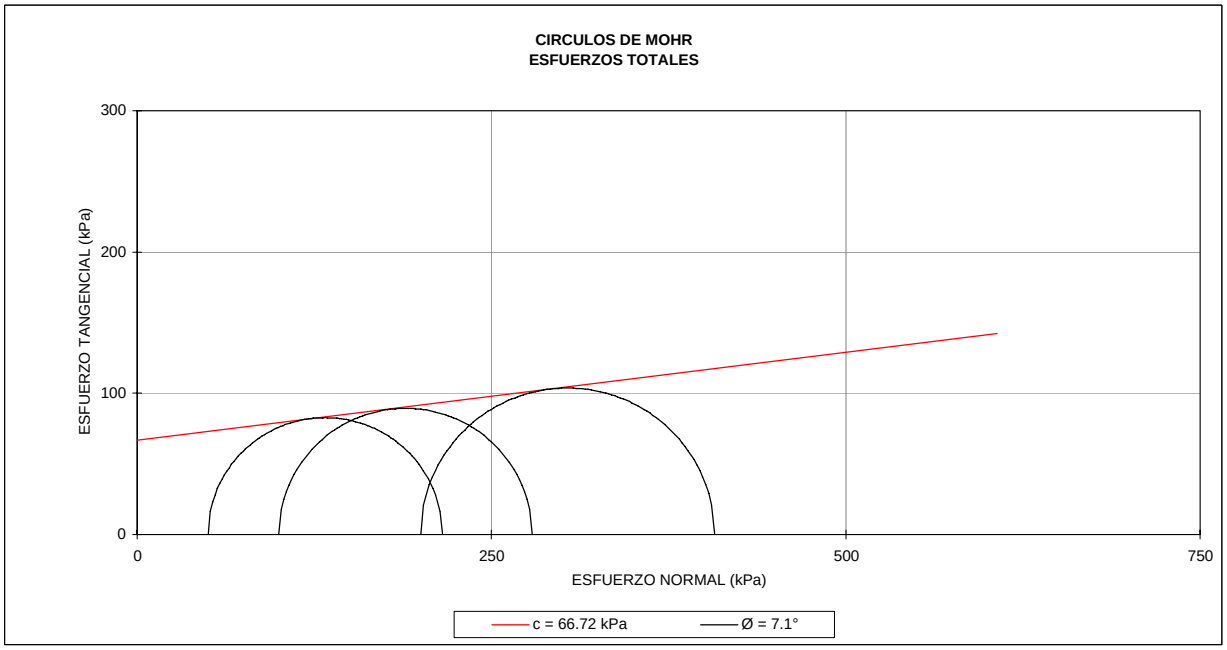


GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
DIAGRAMAS DE MOHR

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE EL SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Limo elástico, color verde	
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**PILA 40**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**40.0m - 40.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	02/07/2008





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	Limo elástico, color verde
OBRA:	PUENTE EL SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE		
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**PILA 40**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**40.0m - 40.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	02/07/2008

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

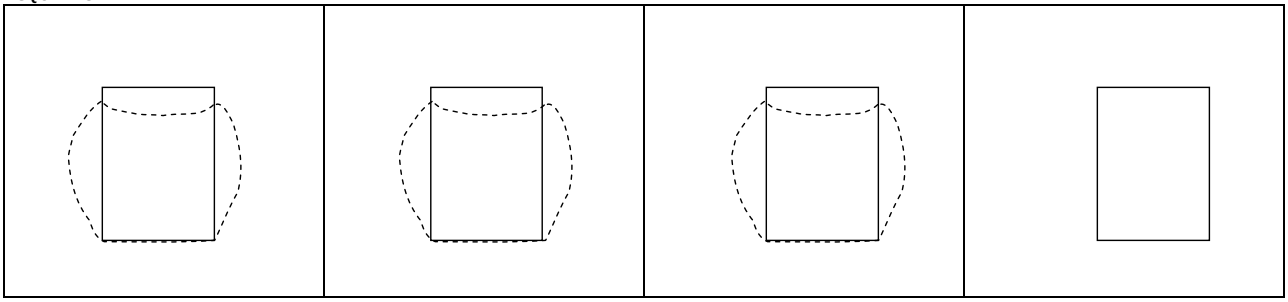
COHESIÓN, c =	66.72	kPa	**HUMEDAD, w =**	58.66%	
ANGULO DE FRICIÓN, Ø =	7.08	º	**DENSIDAD HÚMEDA, γm =**	16.01 kN/m³	
			DENSIDAD SECA, γd =	10.09 kN/m³	
			RELACIÓN DE VACÍOS, e =	1.55	

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
σ_3 =	50.00 kPa	σ_3 =	100.00 kPa	σ_3 =	200.00 kPa	σ_3 =	
w =	57.76%	**w =**	57.53%	**w =**	60.71%	**w =**	
γm =	16.35 kN/m³	**γd =**	15.38 kN/m³	**γd =**	16.28 kN/m³	**γd =**	
γd =	10.37 kN/m³	**γs =**	9.76 kN/m³	**γs =**	10.13 kN/m³	**γs =**	
e =	1.48	**e =**	1.63	**e =**	1.54	**e =**	

DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00		
0.14%	9.76	0.14%	12.52	0.14%	21.43		
0.27%	20.46	0.27%	23.08	0.27%	36.96		
0.41%	32.11	0.41%	35.54	0.41%	50.50		
0.55%	41.78	0.55%	45.08	0.55%	62.07		
0.68%	48.52	0.68%	55.56	0.68%	77.48		
0.82%	55.23	0.82%	67.92	0.82%	88.98		
0.95%	64.83	0.96%	69.73	0.96%	98.52		
1.09%	68.61	1.10%	73.45	1.10%	108.03		
1.23%	72.38	1.23%	76.21	1.23%	115.58		
1.36%	80.95	1.37%	78.01	1.37%	127.92		
1.71%	93.15	1.71%	95.75	1.71%	139.94		
2.05%	105.27	2.05%	113.36	2.05%	155.69		
2.39%	118.26	2.40%	131.79	2.40%	172.28		
2.73%	119.74	2.74%	136.02	2.74%	183.06		
3.41%	127.40	3.42%	143.45	3.42%	196.84		
4.09%	136.80	4.11%	154.45	4.11%	206.66		
4.77%	146.07	4.79%	162.53	4.79%	205.19		
5.46%	154.26	5.48%	156.80	5.48%	207.40		
6.14%	160.48	6.16%	166.53	6.16%	204.06		
6.82%	162.04	6.85%	175.19	6.85%	201.67		
7.50%	163.57	7.53%	178.37	7.53%	201.09		
8.19%	164.16	8.22%	175.27	8.22%	197.81		
9.55%	164.37	9.59%	176.15	9.59%	193.97		
10.91%	165.37	10.96%	178.63	10.96%	188.43		
12.28%	165.41	12.33%	170.81	12.33%	183.82		
13.64%	163.68	13.70%	166.47	13.70%	179.26		
15.01%	158.60	15.07%	162.19	15.07%	176.42		

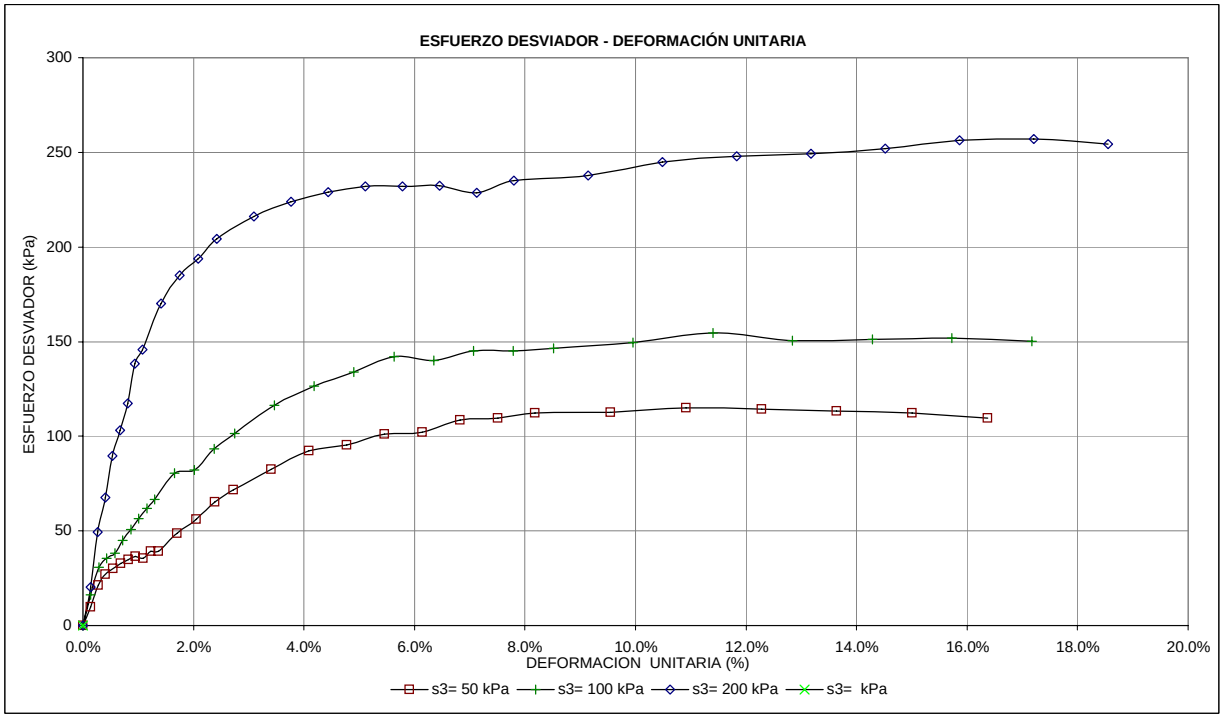
ESQUEMAS DE LA FALLA:

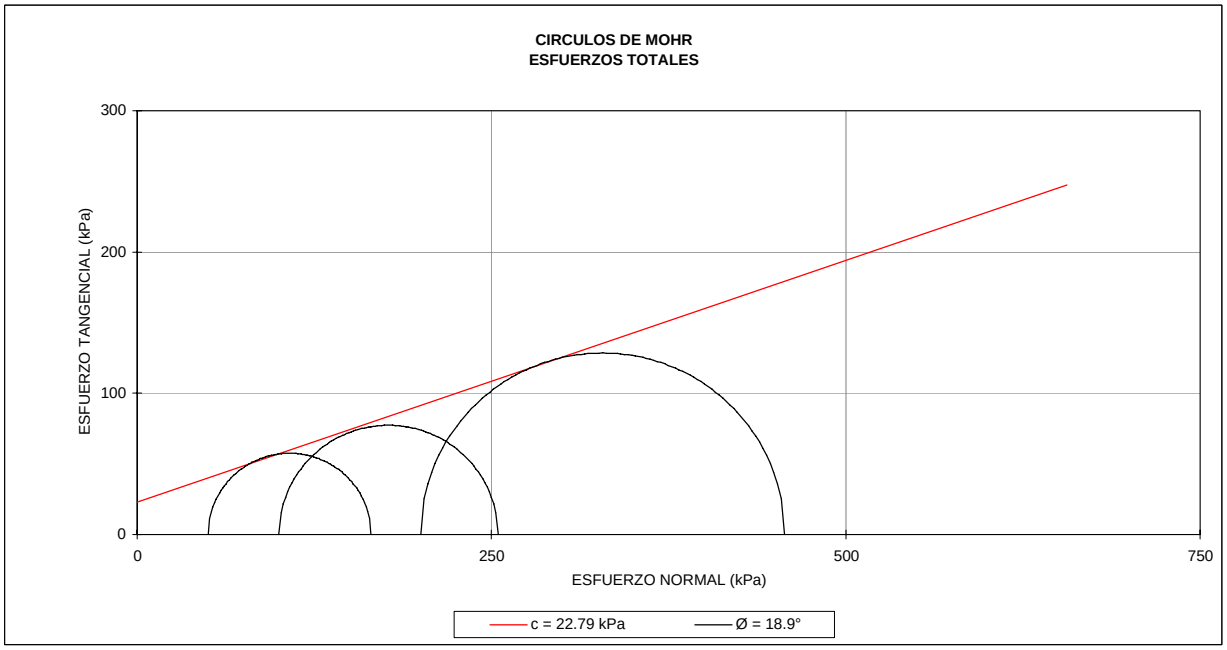


GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
DIAGRAMAS DE MOHR

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE EL SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Limo elástico con arena, color verde, presencia de concha	
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**PILA 40**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**33.0m - 33.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	02/07/2008





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE EL SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Limo elástico con arena, color verde, presencia de concha	
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**PILA 40**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**33.0m - 33.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	02/07/2008

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

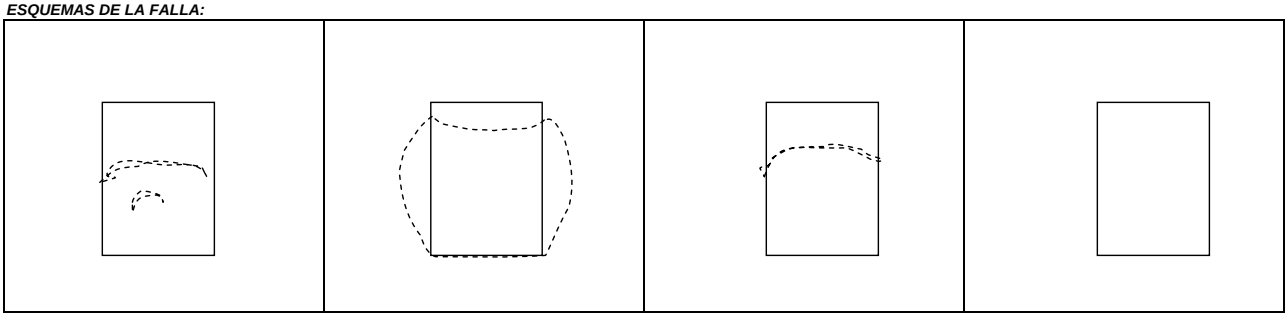
COHESIÓN, c =	22.79	kPa	**HUMEDAD, w =**	45.28%
ANGULO DE FRICIÓN, Ø =	18.89	º	**DENSIDAD HÚMEDA, γm =**	16.78 kN/m³
			DENSIDAD SECA, γd =	11.58 kN/m³
			RELACIÓN DE VACÍOS, e =	1.23

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
σ_3 =	50.00 kPa	σ_3 =	100.00 kPa	σ_3 =	200.00 kPa	σ_3 =	
w =	46.56%	w =	51.59%	w =	37.68%	w =	
γm =	16.48 kN/m³	γd =	16.65 kN/m³	γd =	17.21 kN/m³	γd =	
γd =	11.25 kN/m³	γs =	10.98 kN/m³	γs =	12.50 kN/m³	γs =	
e =	1.29	e =	1.34	e =	1.06	e =	

DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00		
0.14%	9.70	0.14%	16.37	0.13%	20.34		
0.27%	21.32	0.29%	30.77	0.27%	49.33		
0.41%	27.09	0.43%	35.53	0.40%	67.61		
0.55%	29.96	0.58%	38.36	0.54%	89.71		
0.68%	32.81	0.72%	45.00	0.67%	103.07		
0.82%	34.69	0.87%	50.68	0.81%	117.36		
0.95%	36.57	1.01%	56.33	0.94%	138.34		
1.09%	35.56	1.15%	61.97	1.08%	145.83		
1.23%	39.35	1.30%	66.64	1.41%	170.19		
1.36%	39.29	1.66%	80.62	1.75%	184.86		
1.71%	48.71	2.02%	82.22	2.08%	193.72		
2.05%	56.15	2.38%	93.21	2.42%	204.41		
2.39%	65.44	2.74%	101.31	3.09%	216.16		
2.73%	71.83	3.46%	116.39	3.76%	224.00		
3.41%	82.59	4.18%	126.61	4.44%	228.92		
4.09%	92.25	4.91%	133.91	5.11%	231.91		
4.77%	95.30	5.63%	141.99	5.78%	232.10		
5.46%	101.05	6.35%	140.00	6.45%	232.26		
6.14%	102.14	7.07%	145.20	7.12%	228.79		
6.82%	108.64	7.79%	144.96	7.80%	235.18		
7.50%	109.64	8.51%	146.48	9.14%	237.92		
8.19%	112.40	9.96%	149.38	10.48%	244.82		
9.55%	112.49	11.40%	154.67	11.83%	247.98		
10.91%	115.12	12.84%	150.47	13.17%	249.26		
12.28%	114.21	14.29%	151.29	14.52%	252.03		
13.64%	113.27	15.73%	151.99	15.86%	256.23		
15.01%	112.31	17.17%	150.19	17.20%	256.95		
16.37%	109.69			18.55%	254.36		

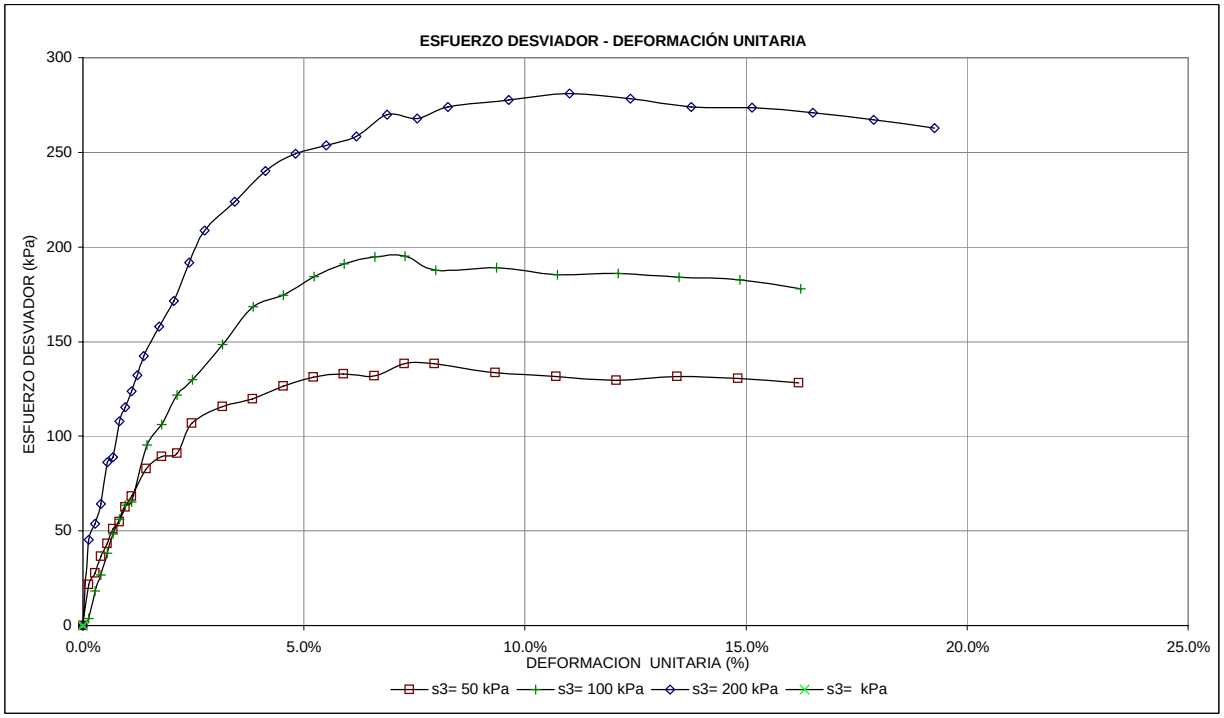
ESQUEMAS DE LA FALLA:

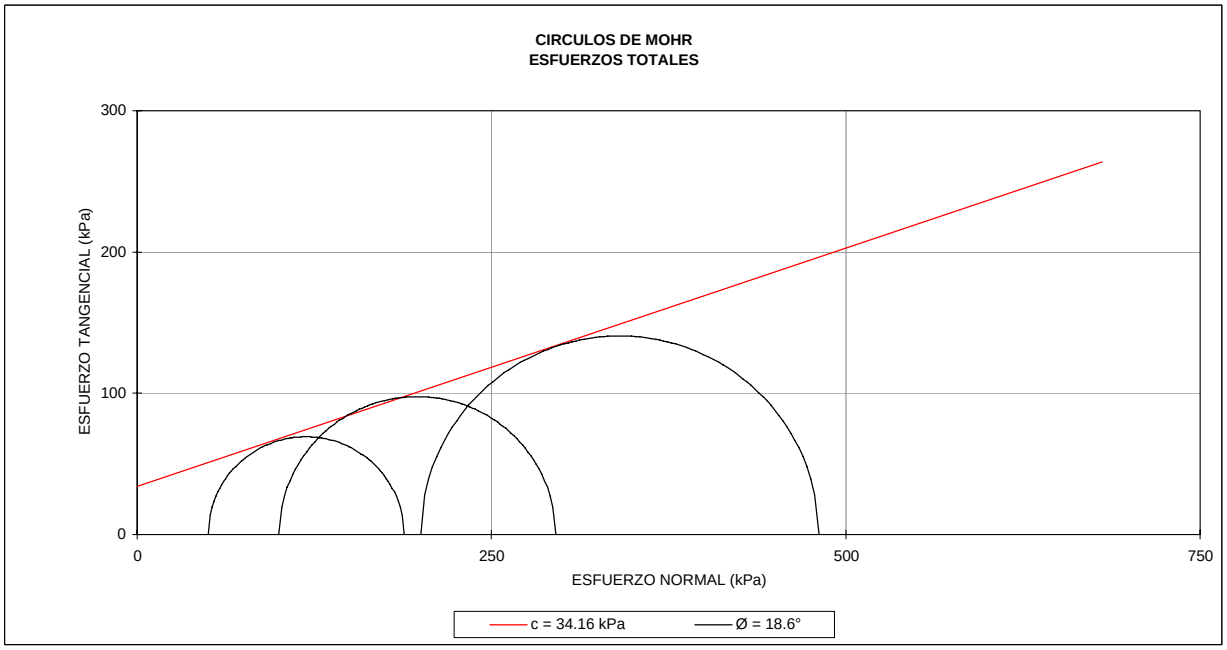


GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
DIAGRAMAS DE MOHR

PROYECTO:	*PY 2512*	***DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:***	
OBRA:	*PUENTE EL SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE*	*Limo elástico, color verde, presencia de concha*	
LOCALIZ.:	*BAHÍA DE CARÁQUEZ*		
SONDEO:	***PILA 40***	***SUCS:***	*MH*
PROF. (m):	***56.0m - 56.45m***	***MUESTRA:***	*1.000*
NORMA :	*ASTM 4767-04*	***CONDICIONES:***	***02/07/2008***





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

RESISTENCIA AL CORTE
ENSAYO TRIAXIAL UU
RESUMEN DE RESULTADOS

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	Limo elástico, color verde, presencia de concha
OBRA:	PUENTE EL SOBRE ESTUARIO DEL RÍO CHONE		
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**PILA 40**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**56.0m - 56.45m**	**MUESTRA:**	1.000
NORMA :	ASTM 4767-04	**CONDICIONES:**	02/07/2008

RESUMEN DE RESULTADOS (DATOS PROMEDIO):

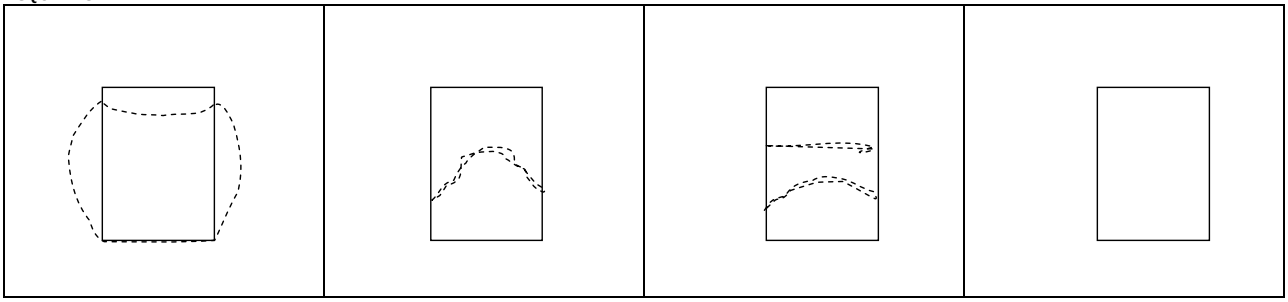
COHESIÓN, c =	34.16	kPa	**HUMEDAD, w =**	52.13%
ANGULO DE FRICIÓN, Ø =	18.64	º	**DENSIDAD HÚMEDA, γm =**	16.49 kN/m³
			DENSIDAD SECA, γd =	10.84 kN/m³
			RELACIÓN DE VACÍOS, e =	1.37

RESULTADOS DE CADA PROBETA:

PROBETA 1		PROBETA 2		PROBETA 3		PROBETA 4	
σ_3 =	50.00 kPa	σ_3 =	100.00 kPa	σ_3 =	200.00 kPa	σ_3 =	
w =	53.67%	w =	51.90%	w =	50.82%	w =	
γm =	16.74 kN/m³	γd =	16.18 kN/m³	γd =	16.54 kN/m³	γd =	
γd =	10.89 kN/m³	γs =	10.65 kN/m³	γs =	10.97 kN/m³	γs =	
e =	1.36	e =	1.41	e =	1.34	e =	

DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)	DEF. UNIT (%)	ESF. DESVIADOR (kPa)
0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00		
0.14%	21.70	0.14%	3.82	0.14%	45.19		
0.27%	27.59	0.28%	18.14	0.28%	53.76		
0.41%	36.40	0.41%	26.70	0.41%	64.24		
0.55%	43.23	0.55%	38.09	0.55%	86.17		
0.69%	51.02	0.69%	48.49	0.69%	88.92		
0.82%	54.87	0.83%	56.02	0.83%	107.89		
0.96%	62.62	0.96%	63.53	0.96%	115.37		
1.10%	68.40	1.10%	65.34	1.10%	123.78		
1.44%	82.76	1.44%	95.31	1.24%	132.16		
1.78%	89.27	1.79%	106.26	1.38%	142.42		
2.13%	90.89	2.13%	121.82	1.72%	158.01		
2.47%	106.95	2.48%	129.79	2.06%	171.60		
3.16%	115.77	3.16%	148.35	2.41%	191.67		
3.84%	119.70	3.85%	168.47	2.75%	208.78		
4.53%	126.39	4.54%	174.57	3.44%	224.04		
5.21%	131.10	5.23%	184.20	4.13%	239.98		
5.90%	132.94	5.91%	190.97	4.81%	249.25		
6.58%	131.97	6.60%	194.94	5.50%	253.82		
7.27%	138.33	7.29%	195.28	6.19%	258.30		
7.96%	138.22	7.98%	187.67	6.88%	269.85		
9.33%	133.47	9.35%	189.20	7.57%	267.86		
10.70%	131.45	10.73%	185.48	8.25%	273.81		
12.07%	129.43	12.10%	185.98	9.63%	277.54		
13.44%	131.69	13.48%	183.90	11.00%	281.03		
14.81%	130.44	14.86%	182.61	12.38%	278.37		
16.19%	128.34	16.23%	178.05	13.76%	274.00		
				15.13%	273.72		
				16.51%	270.89		
				17.88%	267.21		
				19.26%	262.74		

ESQUEMAS DE LA FALLA:



Anexo

3.4

Consolidación Unidimensional

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Limo elástico, color verde.	
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**PILA 40**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**40.0m - 40.50m**	**MUESTRA:**	INALTERADA
NORMA :	ASTM 2435-04	**CONDICIONES:**	**MUESTRA INALTERADA**

CONDICIONES DEL SUELO:

GRAVEDAD ESPECÍFICA: 2.57 **DATO:** ENSAYADO

	INICIAL	FINAL
ALTURA DE LA MUESTRA (mm)	19.90	18.92
CONTENIDO DE HUMEDAD, w (%)	64.91%	69.11%
DENSIDAD SECA, γd (kN/m³)	9.63	10.12
RELACIÓN DE VACÍOS, e	1.670	1.538
GRADO DE SATURACIÓN, s (%)	99.9%	100.0%

ALTURA EQUIVALENTE DE SÓLIDOS (mm) 7.45

PRESIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN:

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO:

PROCEDIMIENTO DE TALLADO: MANUAL, SOBRE MUESTRA SHELBY

MÉTODO DE ENSAYO: MÉTODO B **CONSOLIDÓMETRO** 1

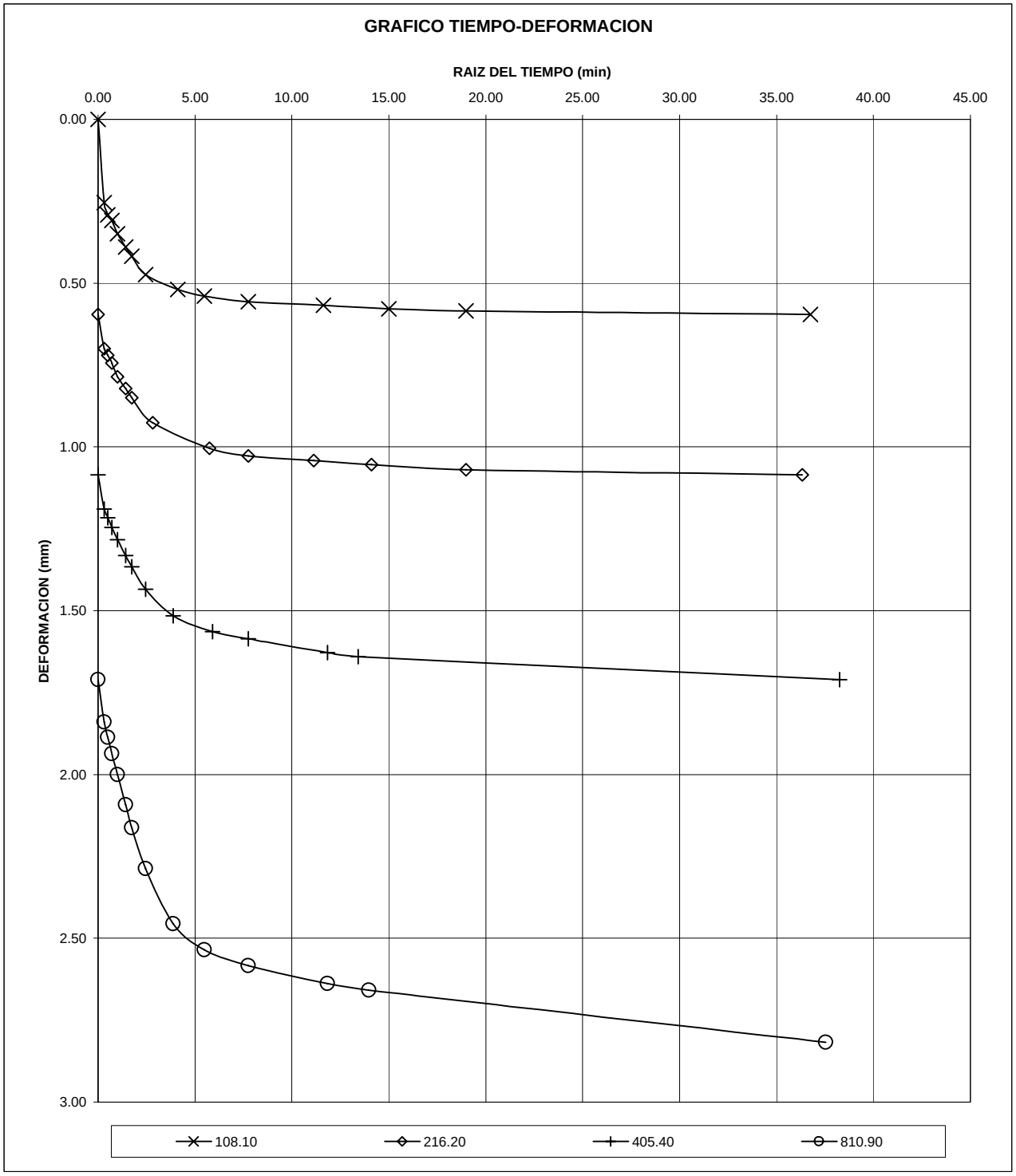
RESUMEN DE RESULTADOS:

INCREMENTO DE CARGA (kPa)	df CORREGIDA (mm)	ΣΔ H (mm)	DEF. UNITARIA (%)	e	TIEMPO FINAL DE CONSOLIDACIÓN PRIMARIA (min)	CV (mm²/min)
0.0	0.000	0.000	0.00%	1.670	0.00	
108.10	0.540	0.540	2.72%	1.597	30.75	32.72
216.20	0.375	0.915	4.60%	1.547	20.20	32.12
405.40	0.450	1.365	6.86%	1.487	22.48	28.72
810.90	0.840	2.206	11.08%	1.374	37.83	23.82
DESCARGA						
405.40	-0.042	2.164	10.87%	1.380		
216.20	-0.082	2.124	10.67%	1.385		
108.10	-0.256	1.868	9.39%	1.419		
0.00	-0.888	0.980	4.92%	1.538		

GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

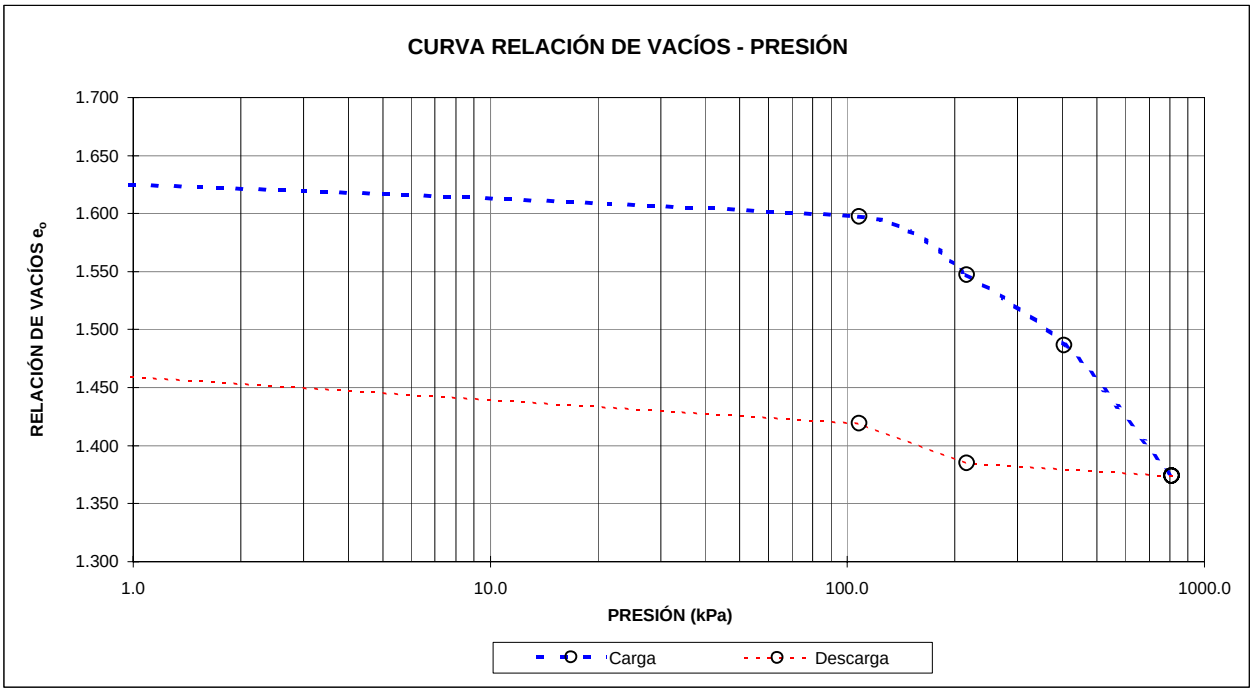
PROYECTO:	PY 2512	**DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:**	
OBRA:	PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE	Limo elástico, color verde.	
LOCALIZ.:	BAHÍA DE CARÁQUEZ		
SONDEO:	**PILA 40**	**SUCS:**	MH
PROF. (m):	**40.0m - 40.50m**	**MUESTRA:**	INALTERADA
NORMA :	ASTM 2435-04	**CONDICIONES:**	**MUESTRA INALTERADA**

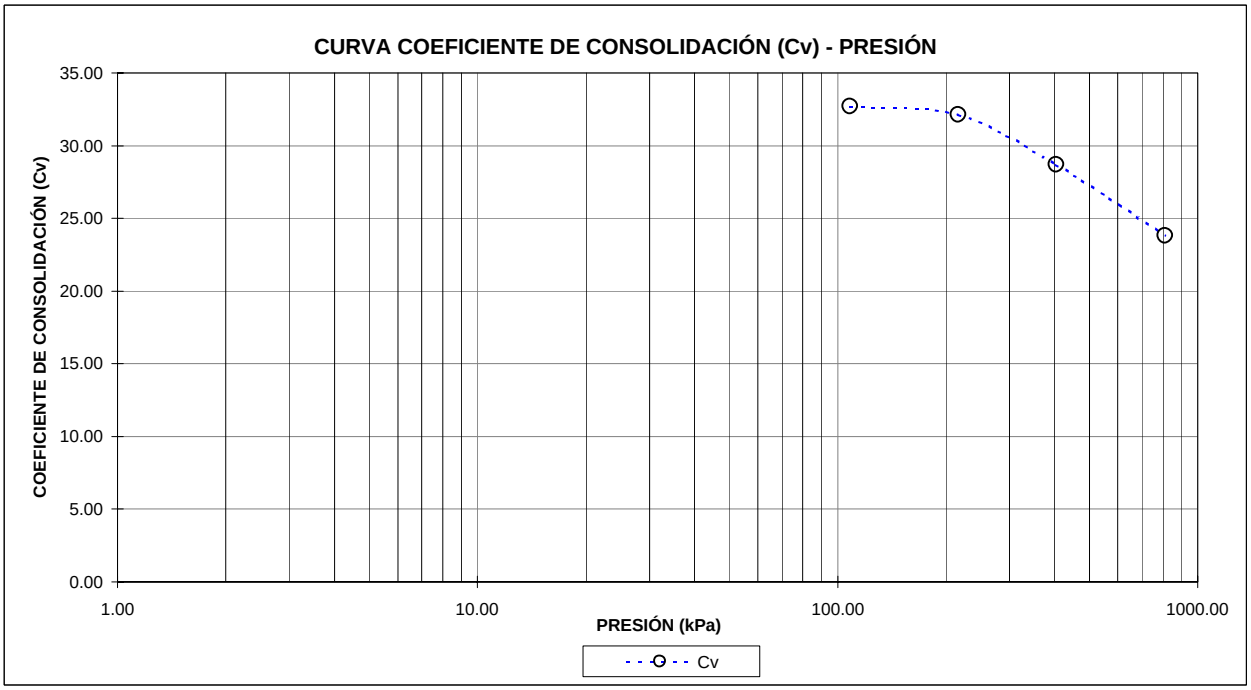


GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

PROYECTO:	*PY 2512*	***DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:***	
OBRA:	*PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE*	*Limo elástico, color verde.*	
LOCALIZ.:	*BAHÍA DE CARÁQUEZ*		
SONDEO:	***PILA 40***	***SUCS:***	*MH*
PROF. (m):	***40.0m - 40.50m***	***MUESTRA:***	*INALTERADA*
NORMA :	*ASTM 2435-04*	***CONDICIONES:***	***MUESTRA INALTERADA***





GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

ENSAYO DE CONSOLIDACIÓN

PROYECTO:	*PY 2512*	***DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA:***	
OBRA:	*PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RÍO CHONE*	*Limo elástico, color verde.*	
LOCALIZ.:	*BAHÍA DE CARÁQUEZ*		
SONDEO:	***PILA 40***	***SUCS:***	*MH*
PROF. (m):	***40.0m - 40.50m***	***MUESTRA:***	*INALTERADA*
NORMA :	*ASTM 2435-04*	***CONDICIONES:***	***MUESTRA INALTERADA***

p=108.10 kPa		p=216.20 kPa		p=405.40 kPa		p=810.90 kPa	
t (min)	def (mm)	t (min)	def (mm)	t (min)	def (mm)	t (min)	def (mm)
0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	1.09	0.00	1.71
0.10	0.25	0.10	0.70	0.10	1.19	0.10	1.84
0.25	0.29	0.25	0.72	0.25	1.22	0.25	1.89
0.50	0.31	0.50	0.74	0.50	1.25	0.50	1.94
1.00	0.35	1.00	0.79	1.00	1.28	1.00	2.00
2.00	0.39	2.00	0.82	2.00	1.33	2.00	2.09
3.00	0.42	3.00	0.85	3.00	1.37	3.00	2.16
6.00	0.47	8.00	0.93	6.00	1.43	6.00	2.29
17.00	0.52	33.00	1.00	15.00	1.52	15.00	2.46
30.00	0.54	60.00	1.03	35.00	1.56	30.00	2.54
60.00	0.56	124.00	1.04	60.00	1.59	60.00	2.58
135.00	0.57	199.00	1.05	140.00	1.63	140.00	2.64
225.00	0.58	360.00	1.07	180.00	1.64	195.00	2.66
360.00	0.58	1320.00	1.09	1464.00	1.71	1410.00	2.82
1351.00	0.60						

ANEXO 7

MEMORIAS DE CALCULO

TESIS DE GRADO
CALCULO DE LA PRESION EFECTIVA VERTICAL
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

Existe N.A.F si (s) o no (n) ? (m):	s	0,00	**Diseñado por:**	Rafael Villa Astudillo
			Revisado por:	Ing. Juan Carlos Montero
γ_{agua} (ton/m^3)		1,00	**Sondeo:**	P-10
P_a (ton/m^2)		10,00	**Fecha:**	oct-09

PROF	Desde	Hasta	SUCS	γm	σ'_t al centro del estrato	σ'_t al final del estrato	σ'_u al centro del estrato	σ'_u al final del estrato	σ'_v al centro del estrato	σ'_v al final del estrato
m	m	m		*ton/m^3*	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2
0										
1	0	1	sedim ent	1,90	0,95	1,90	0,50	1,00	0,45	0,90
2	1	2		1,90	2,85	3,80	1,50	2,00	1,35	1,80
3	2	3		1,90	4,75	5,70	2,50	3,00	2,25	2,70
4	3	4		1,90	6,65	7,60	3,50	4,00	3,15	3,60
5	4	5	SM	1,90	8,55	9,50	4,50	5,00	4,05	4,50
6	5	6	SM	1,90	10,45	11,40	5,50	6,00	4,95	5,40
7	6	7	SM	1,90	12,35	13,30	6,50	7,00	5,85	6,30
8	7	8	SM	1,90	14,25	15,20	7,50	8,00	6,75	7,20
9	8	9	SM	1,90	16,15	17,10	8,50	9,00	7,65	8,10
10	9	10	SM	1,90	18,05	19,00	9,50	10,00	8,55	9,00
11	10	11	SM	1,90	19,95	20,90	10,50	11,00	9,45	9,90
12	11	12	SM	1,90	21,85	22,80	11,50	12,00	10,35	10,80
13	12	13	SM	1,90	23,75	24,70	12,50	13,00	11,25	11,70
14	13	14	MH	1,70	25,55	26,40	13,50	14,00	12,05	12,40
15	14	15	MH	1,70	27,25	28,10	14,50	15,00	12,75	13,10
16	15	16	MH	1,70	28,95	29,80	15,50	16,00	13,45	13,80
17	16	17	MH	1,70	30,65	31,50	16,50	17,00	14,15	14,50
18	17	18	MH	1,70	32,35	33,20	17,50	18,00	14,85	15,20
19	18	19	MH	1,70	34,05	34,90	18,50	19,00	15,55	15,90
20	19	20	MH	1,70	35,75	36,60	19,50	20,00	16,25	16,60
21	20	21	MH	1,70	37,45	38,30	20,50	21,00	16,95	17,30
22	21	22	MH	1,70	39,15	40,00	21,50	22,00	17,65	18,00
23	22	23	MH	1,70	40,85	41,70	22,50	23,00	18,35	18,70
24	23	24	MH	1,70	42,55	43,40	23,50	24,00	19,05	19,40
25	24	25	MH	1,70	44,25	45,10	24,50	25,00	19,75	20,10
26	25	26	MH	1,70	45,95	46,80	25,50	26,00	20,45	20,80
27	26	27	MH	1,70	47,65	48,50	26,50	27,00	21,15	21,50
28	27	28	MH	1,70	49,35	50,20	27,50	28,00	21,85	22,20
29	28	29	MH	1,70	51,05	51,90	28,50	29,00	22,55	22,90
30	29	30	MH	1,70	52,75	53,60	29,50	30,00	23,25	23,60
31	30	31	MH	1,70	54,45	55,30	30,50	31,00	23,95	24,30
32	31	32	MH	1,70	56,15	57,00	31,50	32,00	24,65	25,00
33	32	33	MH	1,70	57,85	58,70	32,50	33,00	25,35	25,70
34	33	34	MH	1,70	59,55	60,40	33,50	34,00	26,05	26,40
35	34	35	MH	1,70	61,25	62,10	34,50	35,00	26,75	27,10
36	35	36	CH	1,60	62,90	63,70	35,50	36,00	27,40	27,70
37	36	37	CH	1,60	64,50	65,30	36,50	37,00	28,00	28,30
38	37	38	CH	1,60	66,10	66,90	37,50	38,00	28,60	28,90
39	38	39	CH	1,60	67,70	68,50	38,50	39,00	29,20	29,50
40	39	40	CH	1,60	69,30	70,10	39,50	40,00	29,80	30,10
41	40	41	CH	1,60	70,90	71,70	40,50	41,00	30,40	30,70
42	41	42	CH	1,60	72,50	73,30	41,50	42,00	31,00	31,30
43	42	43	CH	1,60	74,10	74,90	42,50	43,00	31,60	31,90
44	43	44	CH	1,60	75,70	76,50	43,50	44,00	32,20	32,50
45	44	45	CH	1,60	77,30	78,10	44,50	45,00	32,80	33,10
46	45	46	CH	1,60	78,90	79,70	45,50	46,00	33,40	33,70
47	46	47	CH	1,60	80,50	81,30	46,50	47,00	34,00	34,30
48	47	48	CH	1,60	82,10	82,90	47,50	48,00	34,60	34,90
49	48	49	CH	1,60	83,70	84,50	48,50	49,00	35,20	35,50
50	49	50	MH	1,70	85,35	86,20	49,50	50,00	35,85	36,20
51	50	51	MH	1,70	87,05	87,90	50,50	51,00	36,55	36,90
52	51	52	MH	1,70	88,75	89,60	51,50	52,00	37,25	37,60
53	52	53	MH	1,70	90,45	91,30	52,50	53,00	37,95	38,30
54	53	54	MH	1,70	92,15	93,00	53,50	54,00	38,65	39,00
55	54	55	MH	1,70	93,85	94,70	54,50	55,00	39,35	39,70

TESIS DE GRADO
CORRECCION DEL VALOR N DEL SPT Y DATOS DE DISEÑO
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

N.A.F 0,00
P_a (ton/m^2): 10
Sondeo: P-10

Diseñado por: Rafael Villa Astudillo
Revisado por: Ing. Juan Carlos Montero
Fecha: oct-09

PROF					DATOS ENSAYOS				DATOS DISEÑO		
Z (m)	PFL	SUCS	Suelo Tipo	N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	C ton/m^2	ϕ	w%	N_{60prom}	C	ϕ
0											
1		sedi ment	F	0	0				1		19,00
2			F	0	0			82,3			
3			F	2	2						
4		SM	F	7	9			65,6	9	2,00	31,67
5			F	7	9			26,3			
6			F	7	9	2,00	Dtt				
7			F	7	9				11		32,00
8			F	11	13						
9			F	11	12			24,4			
10			F	7	8			23,5			
11			F	3	4			37,6	4		26,67
12			F	4	4			41,0			
13			F	3	3			40,2			
14		MH	C.	4	4			41,0	6	2,10	2,00
15			C.	3	3	1,40	2,0	43,5			
16			C.	5	5			48,6			
17			C.	6	6			52,5			
18			C.	7	7			46,3			
19			C.	7	7			45,8			
20			C.	6	6			47,5			
21			C.	7	7			53,9			
22			C.	14	14			65,7	10	3,41	2,60
23			C.	9	9			67,0			
24			C.	9	9			62,7			
25			C.	7	7			98,1			
26			C.	8	8			62,1			
27			C.	9	9			81,3			
28			C.	12	12			85,2			
29			C.	10	10	2,70	2,6	81,4			
30			C.	9	9			69,8			
31			C.	10	10			79,8			
32			C.	10	10			66,0			
33			C.	10	10			71,3			
34			C.	10	10			68,5			
35		CH	C.	24	24			66,9	33	5,73	0,00
36			C.	30	30			36,2			
37			C.	47	47			35,2			
38			C.	36	36			31,1			
39			C.	33	33			30,2			
40			C.	31	31			27,8			
41			C.	28	28						
42			C.	33	33			27,3			
43			C.	42	42			32,4	44	7,76	0,00
44			C.	48	48						
45			C.	41	41			26,8			
46			C.	45	45			29,2			
47			C.	49	49			30,3			
48			C.	41	41						
49		MH	C.	40	40			29,5	41	7,18	0,00
50			C.	38	38			33,0			
51			C.	43	43			35,5			
52			C.	43	43			37,3			
53			C.	100	100			38,8	50	35,00	0,00
54			C.	100	100			33,7			
55											

SM licuable, se desprecia

TESIS DE GRADO
FACTOR DE CORRECCION Y CORELACIONES DEL VALOR N DEL SPT
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

σ'_v	FACTOR C_N				$C_{N\ prom}$	FACTORES CORRECCION η_i				FACTOR DE CORRECION
	Liao y Whitman	Skempton	Seed	Peck		η_1	η_2	η_3	η_4	
ton/m²	ton/pie²	ton/pie²	ton/pie²	ton/pie²	ton/m²					
1,80	2,485	1,721	1,988	1,610	1,000	1,00	0,75	1,00	1,00	0,75
2,70	2,029	1,609	1,768	1,475	1,000	1,00	0,75	1,00	1,00	0,75
3,60	1,757	1,511	1,612	1,379	1,000	1,00	0,75	1,00	1,00	0,75
4,50	1,571	1,423	1,491	1,304	1,447	1,00	0,85	1,00	1,00	1,23
5,40	1,434	1,346	1,392	1,243	1,354	1,00	0,85	1,00	1,00	1,15
6,30	1,328	1,276	1,308	1,192	1,276	1,00	0,95	1,00	1,00	1,21
7,20	1,242	1,214	1,236	1,147	1,210	1,00	0,95	1,00	1,00	1,15
8,10	1,171	1,157	1,172	1,107	1,152	1,00	0,95	1,00	1,00	1,09
9,00	1,111	1,105	1,114	1,072	1,101	1,00	0,95	1,00	1,00	1,05
9,90	1,059	1,058	1,063	1,040	1,055	1,00	1,00	1,00	1,00	1,06
10,80	1,014	1,014	1,015	1,011	1,014	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01
11,70	0,975	0,974	0,972	0,985	0,976	1,00	1,00	1,00	1,00	0,98
12,40	0,947	0,945	0,940	0,965	0,949	1,00	1,00	1,00	1,00	0,95
13,10	0,921	0,918	0,911	0,947	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
13,80	0,897	0,892	0,882	0,929	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
14,50	0,875	0,868	0,855	0,913	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
15,20	0,855	0,845	0,830	0,897	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
15,90	0,836	0,823	0,805	0,882	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
16,60	0,818	0,802	0,782	0,868	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
17,30	0,801	0,782	0,760	0,854	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
18,00	0,786	0,763	0,738	0,840	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
18,70	0,771	0,745	0,717	0,828	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
19,40	0,757	0,728	0,697	0,815	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
20,10	0,743	0,712	0,678	0,804	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
20,80	0,731	0,696	0,660	0,792	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
21,50	0,719	0,681	0,642	0,781	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
22,20	0,707	0,667	0,624	0,770	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
22,90	0,697	0,653	0,607	0,760	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
23,60	0,686	0,640	0,591	0,750	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
24,30	0,676	0,628	0,575	0,740	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
25,00	0,667	0,615	0,560	0,731	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
25,70	0,658	0,604	0,545	0,721	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
26,40	0,649	0,592	0,530	0,712	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
27,10	0,640	0,582	0,516	0,704	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
27,70	0,633	0,573	0,504	0,696	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
28,30	0,627	0,564	0,492	0,689	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
28,90	0,620	0,555	0,481	0,682	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
29,50	0,614	0,547	0,470	0,675	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
30,10	0,608	0,539	0,459	0,669	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
30,70	0,602	0,531	0,448	0,662	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
31,30	0,596	0,524	0,438	0,655	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
31,90	0,590	0,517	0,427	0,649	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
32,50	0,585	0,510	0,417	0,643	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
33,10	0,579	0,503	0,407	0,637	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
33,70	0,574	0,496	0,398	0,631	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
34,30	0,569	0,489	0,388	0,625	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
34,90	0,564	0,483	0,379	0,619	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
35,50	0,559	0,477	0,369	0,613	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
36,20	0,554	0,470	0,359	0,607	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
36,90	0,549	0,463	0,348	0,600	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
37,60	0,544	0,456	0,338	0,594	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
38,30	0,539	0,450	0,328	0,588	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
39,00	0,534	0,443	0,318	0,582	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
39,70	0,529	0,437	0,309	0,576	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

ANGULO ϕ SUELOS GRANULARES					C_u SUELOS COHESIVOS ton/m²		
METODO				PROM	METODO		PROM
A	*B*	*C*	*D*		*A*	*B*	
27,1	0,0	20,0	15,0	16	n/a	n/a	n/a
27,1	0,0	20,0	15,0	16	n/a	n/a	n/a
27,7	24,7	26,3	21,0	25	n/a	n/a	n/a
29,8	34,4	33,4	27,7	32	n/a	n/a	n/a
29,8	33,7	33,4	27,7	32	n/a	n/a	n/a
29,8	33,0	33,4	27,7	31	2,0		
29,8	32,4	33,4	27,7	31	n/a	n/a	n/a
30,9	35,8	36,1	30,3	34	n/a	n/a	n/a
30,6	35,3	35,5	29,7	33	n/a	n/a	n/a
29,5	30,7	32,6	27,0	30	n/a	n/a	n/a
28,3	23,6	28,9	23,5	27	n/a	n/a	n/a
28,3	25,4	28,9	23,5	27	n/a	n/a	n/a
28,0	23,0	27,7	22,3	26	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,4	7,9	4,6
2,0					1,4		
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	1,8	9,2	5,5
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	2,1	10,5	6,3
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	2,5	11,8	7,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	2,5	11,8	7,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	2,1	10,5	6,3
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	2,5	11,8	7,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,9	19,4	12,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,2	14,1	8,6
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,2	14,1	8,6
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	2,5	11,8	7,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	2,8	13,0	7,9
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,2	14,1	8,6
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,2	17,4	10,8
2,6					2,7		
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,2	14,1	8,6
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,5	15,2	9,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,5	15,2	9,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,5	15,2	9,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,5	15,2	9,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	8,4	28,6	18,5
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	10,5	33,6	22,0
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	16,5	46,4	31,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	12,6	38,3	25,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	11,6	36,0	23,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	10,9	34,4	22,6
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	9,8	31,9	20,9
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	11,6	36,0	23,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	14,7	42,8	28,7
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	16,8	47,1	31,9
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	14,4	42,0	28,2
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	15,8	44,9	30,3
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	17,2	47,8	32,5
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	14,4	42,0	28,2
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	14,0	41,3	27,6
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	13,3	39,8	26,5
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	15,1	43,5	29,3
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	15,1	43,5	29,3
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	35,0	79,9	57,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	35,0	79,9	57,4

TESIS DE GRADO
RESUMEN DE DATOS DE DISEÑO
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

Sondeo: P-10 **Fecha:** oct-09
Ralizado por: Rafael Villa Astudillo

CAPA	SUCS	CAPA		L	DATOS DISEÑO		
		Desde	Hasta		N_{60prom}	C	ϕ
Nº		m	m	m		ton/m^2	
-	Sed.	1	4	3	1		19,00
1	SM	4	7	3	8	2,00	31,67
2	SM	7	11	4	11		32,00
3	SM	11	14	3	4		26,67
4	MH	14	22	8	6	2,10	2,00
5	MH	22	35	13	10	3,41	2,60
6	CH	35	43	8	33	5,73	
7	CH	43	49	6	44	7,76	
8	MH	49	53	4	41	7,18	
9	R	53	55	2	50	35,00	

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE MEYERHOF (1976)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	10	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Área de la punta, Ap (m ^{2}) :***	1,15	0	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00					

DATOS DE DISEÑO								
CAPA	SUCS	CAPA		Δd	$N_{60\ prom}$	C	ϕ	S. F?
		Desde	Hasta					
Nº		m	m	m		ton/m^2		
-	Sed.	0	1	1	0		-	*n*
-	Sed.	1	4	3	1		19,0	*n*
1	SM	4	7	3	8	2,00	31,7	*s*
2	SM	7	11	4	11		32,0	*s*
3	SM	11	14	3	4		26,7	*s*
4	MH	14	22	8	6	2,10	2,0	*n*
5	MH	22	35	13	10	3,41	2,6	*n*
6	CH	35	43	8	33	5,73		*n*
7	CH	43	49	6	44	7,76		*n*
8	MH	49	53	4	41	7,18		*n*
9	R	53	55	2	50	35,00		*n*

Capacidad por Fricción								
$fs \le fs_{lim}$		p . L	Carga Estática			Carga con Sismo		
fs	fs Lím		$Q_{f\ estática}$		∑	E. L?	$Q_{f\ sismo}$	∑
kPa	*kPa*	*m ^{2}*	*kN*	*ton*	*ton*		*ton*	*ton*
n/a	100	3,80	n/a	n/a	0,00	s	n/a	0,00
n/a	100	11,40	n/a	n/a	0,00	s	n/a	0,00
8	100	11,40	91,23	9,30	9,30	s	0,00	0,00
11	100	15,21	167,26	17,05	26,35	s	0,00	0,00
4	100	11,40	45,62	4,65	31,00	s	0,00	0,00
n/a	100	30,41	n/a	n/a	31,00	n	n/a	0,00
n/a	100	49,42	n/a	n/a	31,00	n	n/a	0,00
n/a	100	30,41	n/a	n/a	31,00	n	n/a	0,00
n/a	100	22,81	n/a	n/a	31,00	n	n/a	0,00
n/a	100	15,21	n/a	n/a	31,00	n	n/a	0,00
n/a	100	7,60	n/a	n/a	31,00	n	n/a	0,00

Capacidad por Punta				
$qt \le qt_{lim}$		Carga Estática		C. Sismo
qt	qt Lím	$Q_{p\ estático}$		$Q_{p\ sismo}$
kPa	*kPa*	*kN*	*ton*	*ton*
n/a	n/a	n/a	n/a	0,00
n/a	n/a	n/a	n/a	0,00
2019,83	3200	2322,61	236,76	0,00
4290,91	4400	4934,12	502,97	0,00
1160,33	1600	1334,27	136,01	0,00
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE VESIC (1977)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	10	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80 0
		Área de la punta, Ap (m^2) :	1,15 0

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**Tipo Suelo**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m²***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
-	Sed.	1	4	3	1		n/a	*n/a*
1	SM	4	7	3	8	2,00	31,7	*n*
2	SM	7	11	4	11		32,0	*n*
3	SM	11	14	3	4		26,7	*n*
4	MH	14	22	8	6	2,10	2,0	*s*
5	MH	22	35	13	10	3,41	2,6	*s*
6	CH	35	43	8	33	5,73	0,0	*s*
7	CH	43	49	6	44	7,76	0,0	*s*
8	MH	49	53	4	41	7,18	0,0	*s*
9	R	53	55	2	50	35,00	n/a	*n/a*

Capacidad por Punta								
Ir	**K_o**	**$N^*_{\sigma\ (tabla)}$**	**$N^*_{c\ (tabla)}$**	**σ'_p**	**σ'_o**	**Carga Estática**	**C. Sismo**	
						$Q_{p\ estático}$	**E. L?**	**$Q_{p\ sismo}$**
				ton/m²	***ton/m²***	***ton***		***ton***
-	n/a	-	-	-	n/a	n/a	s	0,00
-	n/a	-	-	-	n/a	n/a	s	0,00
100	0,47	62,41	98,28	6,30	4,09	519,90	s	0,00
100	0,47	62,41	98,28	9,90	6,40	459,48	s	0,00
100	0,55	37,37	71,39	12,60	8,83	379,43	s	0,00
200	0,97	1,45	12,96	18,20	17,78	60,94	n	60,94
200	0,95	1,74	14,10	27,30	26,47	108,26	n	108,26
200	1,00	1,00	10,97	32,10	32,10	109,19	n	109,19
200	1,00	1,00	10,97	35,70	35,70	138,94	n	138,94
200	1,00	1,00	10,97	38,50	38,50	134,84	n	134,84
-	n/a	-	-	-	n/a	n/a	n	n/a

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
RESUMEN DE LOS METODOS UTILIZADOS

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone
Tramo:	Central
Pila Nº:	40
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador

Diseño:	Rafael Villa Astudillo
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito
Fecha:	oct-09

RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA POR PUNTA DE CADA CAPA POR DIFERENTES METODOS DE CALCULO

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		Meyerhof		Norlund		Burland		Burland mod		Navfac		Tomlinson (α)		Janbú		Vesic	
		Desde	Hasta	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}
Nº		m	m	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	Sed.	1	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	SM	4	7	236,76	0,00	127,50	0,00	217,33	0,00	217,33	0,00	195,60	0,00	-	-	125,34	0,00	519,90	0,00
2	SM	7	11	502,97	0,00	231,82	0,00	341,52	0,00	341,52	0,00	330,14	0,00	-	-	123,51	0,00	459,48	0,00
3	SM	11	14	136,01	0,00	127,96	0,00	260,80	0,00	260,80	0,00	173,87	0,00	-	-	117,55	0,00	379,43	0,00
4	MH	14	22	-	-	-	-	-	-	-	-	21,73	21,73	10,87	10,87	29,42	29,42	60,94	60,94
5	MH	22	35	-	-	-	-	-	-	-	-	35,29	35,29	17,65	17,65	46,06	46,06	108,26	108,26
6	CH	35	43	-	-	-	-	-	-	-	-	59,30	59,30	29,65	29,65	69,21	69,21	109,19	109,19
7	CH	43	49	-	-	-	-	-	-	-	-	80,31	80,31	40,15	40,15	88,13	88,13	138,94	138,94
8	MH	49	53	-	-	-	-	-	-	-	-	74,31	74,31	37,15	37,15	88,44	88,44	134,84	134,84
9	R	53	55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA P-40

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		$Q_{pe\ prom}$	$Q_{ps\ prom}$
		Desde	Hasta		
Nº		m	m	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-
-	Sed.	1	4	-	-
1	SM	4	7	233,83	0,00
2	SM	7	11	304,67	0,00
3	SM	11	14	220,07	0,00
4	MH	14	22	30,74	30,74
5	MH	22	35	51,81	51,81
6	CH	35	43	66,84	66,84
7	CH	43	49	86,88	86,88
8	MH	49	53	83,69	83,69
9	R	53	55	-	-

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
RESUMEN DE LOS METODOS UTILIZADOS

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone
Tramo:	Central
Pila Nº:	10
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador

Diseño:	Rafael Villa Astudillo
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito
Fecha:	oct-09

RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA POR FRICCION DE CADA CAPA POR DIFERENTES METODOS DE CALCULO

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		Meyerhof		Norlund		Burland		Burland mod		Navfac		Tomlinson (α)		K&V (α)		V&F (λ)	
		Desde	Hasta	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}
Nº		m	m	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
-	Sed.	1	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	SM	4	7	9,30	0,00	15,21	0,00	16,93	0,00	14,85	0,00	36,81	0,00	-	-	-	-	-	-
2	SM	7	11	17,05	0,00	42,58	0,00	36,95	0,00	32,58	0,00	80,95	0,00	-	-	-	-	-	-
3	SM	11	14	4,65	0,00	92,42	0,00	33,36	0,00	31,03	0,00	74,71	0,00	-	-	-	-	-	-
4	MH	14	22	-	-	-	-	-	-	68,48	68,48	60,03	60,03	51,09	51,09	60,67	60,67	79,87	79,87
5	MH	22	35	-	-	-	-	-	-	166,90	166,90	139,87	139,87	134,81	134,81	160,09	160,09	153,73	153,73
6	CH	35	43	-	-	-	-	-	-	272,09	272,09	111,52	111,52	139,40	139,40	165,54	165,54	145,65	145,65
7	CH	43	49	-	-	-	-	-	-	232,92	232,92	88,49	88,49	141,59	141,59	159,29	159,29	144,39	144,39
8	MH	49	53	-	-	-	-	-	-	169,94	169,94	58,95	58,95	87,34	87,34	103,72	103,72	102,73	102,73
9	R	53	55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

651,33
725,64

CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCION P-40

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		$Q_{fe\ prom}$	$\sum Q_{fe\ prom}$	$Q_{fs\ prom}$	$\sum Q_{fs\ prom}$
		Desde	Hasta				
Nº		m	m	ton	ton	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-	-	-
-	Sed.	1	4	-	-	-	-
1	SM	4	7	20,95	20,95	0,00	0,00
2	SM	7	11	48,26	69,21	0,00	0,00
3	SM	11	14	57,88	127,09	0,00	0,00
4	MH	14	22	64,03	191,12	64,03	64,03
5	MH	22	35	151,08	342,20	151,08	215,11
6	CH	35	43	166,84	509,04	166,84	381,95
7	CH	43	49	153,34	662,38	153,34	535,29
8	MH	49	53	104,54	766,91	104,54	639,82
9	R	53	55	-	-	-	-

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
RESUMEN DRESULTADOS DE DISEÑO

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Tramo:	Central	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Pila Nº:	10	**Entidad:**	PUCE-Quito
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Fecha:**	oct-09

CASOS DE CARGA P-40		
TIPO	**ESTATICA**	**CON SISMO**
	ton	**ton**
Muerta	194,0	194,0
Viva	64,0	16,0
Sismo	0,0	159,5
Total	258,0	369,5

RESUMEN PILOTE P-40					
$Qu_{estatica}$	**Qu_{sismo}**	**RED. x GRUPO**	**F. S.**	**$Qadm_{estatica}$**	**$Qadm_{sismo}$**
ton	**ton**			**ton**	**ton**
850,5	723,4	1,00	1,95	436,2	371,0
L. de diseño	**Cota Fondo**	**Cota Cabeza**	**L. en agua**	**L. Total**	**Cota**
m	**m**	**m**	**m**	**m**	**m**
53,00	-7,09	1,00	8,09	61,09	60,09

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
METODO DE NORDLUND (1963)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador
Entidad:	PUCE-Quito

Tramo:	Central
Pila Nº:	10
Fecha:	oct-09

Diseño:	Rafael Villa Astudillo
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c
Ancho de la Base o Diámetro, b (m) :	1,21
Espesor de la pared (cm):	2,00

Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):	n	
Se Forma Tapón si (s) o no (n):	s	
Perímetro, p (m) :	3,80	0
Área de la punta, Ap (m^2) :	1,15	0

Ángulo ω:	0,00
Volumen desplazamiento del suelo, V (m^3/m):	0,076
Relación δ/φ:	0,69

Parámetros de Diseño								
Capa	SUCS	Capa		Δd	N_{60prom}	C	ϕ	S. F?
Nº		*Desde*	*Hasta*	*m*		*ton/m^2*		
-	Sed.	0	1	1	0		-	*n*
-	Sed.	1	4	3	1		19,0	*n*
1	SM	4	7	3	8	2,00	31,7	*s*
2	SM	7	11	4	11		32,0	*s*
3	SM	11	14	3	4		26,7	*s*
4	MH	14	22	8	6	2,10	2,0	*n*
5	MH	22	35	13	10	3,41	2,6	*n*
6	CH	35	43	8	33	5,73		*n*
7	CH	43	49	6	44	7,76		*n*
8	MH	49	53	4	41	7,18		*n*
9	R	53	55	2	50	35,00		*n*

Capacidad por Fricción									
δ	$K_δ$	C_F	p_d	Carga Estática			Carga con Sismo		
				$Q_{f\ estática}$		∑	E. L?	$Q_{f\ sismo}$	∑
			Kpa	*kN*	*ton*	*ton*		*ton*	*ton*
n/a	-	-	-	n/a	n/a	0,00	s	n/a	0,00
n/a	-	-	-	n/a	n/a	0,00	s	n/a	0,00
21,9	1,32	0,89	29,92	149,21	15,21	15,21	s	0,00	0,00
22,1	1,35	0,89	60,82	417,69	42,58	57,79	s	0,00	0,00
18,4	2,89	0,95	91,72	906,60	92,42	150,20	s	0,00	0,00
n/a	-	-	132,44	n/a	n/a	150,20	s	n/a	0,00
n/a	-	-	204,54	n/a	n/a	150,20	s	n/a	0,00
n/a	-	-	272,72	n/a	n/a	150,20	s	n/a	0,00
n/a	-	-	313,92	n/a	n/a	150,20	s	n/a	0,00
n/a	-	-	345,31	n/a	n/a	150,20	s	n/a	0,00
n/a	-	-	367,88	n/a	n/a	150,20	s	n/a	0,00

Capacidad por Punta										
D/b	α_t	*N'q:*	p_t	$p_{t\ limite}$	$Q_{p\ estático\ 1}$	*qL*	$Q_{p\ estático\ 2}$	Carga Estática		C. Sismo
								$Q_{p\ estático}$		$Q_{p\ sismo}$
			Kpa	*kPa*	*kN*	*Kpa*	*kN*	*kN*	*ton*	*ton*
n/a	-	-	-	-	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,00
n/a	-	-	16,68	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,0
5,79	0,63	40,00	43,16	150,00	1250,79	2600	2989,74	1250,8	127,5	0,0
9,09	0,63	40,00	78,48	150,00	2274,16	2600	2989,74	2274,2	231,8	0,0
11,57	0,52	20,00	104,97	150,00	1255,30	2250	2587,28	1255,3	128,0	0,0
n/a	-	-	159,90	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,0
n/a	-	-	249,17	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,0
n/a	-	-	296,26	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,0
n/a	-	-	331,58	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,0
n/a	-	-	359,05	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,0
n/a	-	-	376,70	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,0

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE BURLAND, β (Esfuerzo Efectivo, 1973)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	10	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15	0
Espesor de la pared (cm):	2,00					

Parámetros de Diseño								
Capa	SUCS	Capa		Δd	N_{60prom}	C	ϕ	Tipo Suelo
Nº		Desde	Hasta	m		ton/m^2		
-	Sed.	0	1	1	0		-	*n*
-	Sed.	1	4	3	1		19,0	*n*
1	SM	4	7	3	8	2,00	31,7	*f*
2	SM	7	11	4	11		32,0	*f*
3	SM	11	14	3	4		26,7	*f*
4	MH	14	22	8	6	2,10	2,0	*c*
5	MH	22	35	13	10	3,41	2,6	*c*
6	CH	35	43	8	33	5,73		*c*
7	CH	43	49	6	44	7,76		*c*
8	MH	49	53	4	41	7,18		*c*
9	R	53	55	2	50	35,00		*n*

Capacidad por Fricción								
β	σ'_v	fs	Carga Estática			Carga con Sismo		
			$Q_{f\ estática}$		∑	E. L?	$Q_{f\ sismo}$	∑
	Kpa	Kpa	kN	ton	ton		ton	ton
n/a	4,41	n/a	n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
n/a	22,07	n/a	n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
0,30	48,56	14,57	166,13	16,93	16,93	s	0,00	0,00
0,30	79,46	23,84	362,47	36,95	53,88	s	0,00	0,00
0,26	110,36	28,69	327,23	33,36	87,24	s	0,00	0,00
n/a	151,07	n/a	n/a	n/a	87,24	s	0,00	0,00
n/a	223,18	n/a	n/a	n/a	87,24	s	0,00	0,00
n/a	291,36	n/a	n/a	n/a	87,24	s	0,00	0,00
n/a	332,56	n/a	n/a	n/a	87,24	s	0,00	0,00
n/a	363,95	n/a	n/a	n/a	87,24	s	0,00	0,00
n/a	386,51	n/a	n/a	n/a	87,24	s	0,00	0,00

Capacidad por Punta					
σ'_p	N_t	q_t	Carga Estática		C. Sismo
			$Q_{p\ estático}$		$Q_{p\ sismo}$
kPa		kPa	kN	ton	ton
-	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
35,32	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
61,80	30	1854,09	2132,02	217,33	0
97,12	30	2913,57	3350,32	341,52	0
123,61	18	2224,91	2558,42	260,80	0
178,54	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
267,81	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
314,90	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
350,22	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
377,69	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
395,34	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO MODIFICADO DE BURLAND

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	10	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Área de la punta, Ap (m²) :***	1,15	0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Volumen de desplazamiento del suelo, V (m³ /m):***	0,076	
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0	***Relación δ/φ***	0,69

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**Tipo Suelo**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m²***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n*
-	Sed.	1	4	3	1		n/a	*n*
1	SM	4	7	3	8	2,00	31,67	*f*
2	SM	7	11	4	11		32,0	*f*
3	SM	11	14	3	4		26,7	*f*
4	MH	14	22	8	6	2,10	2,0	*c*
5	MH	22	35	13	10	3,41	2,6	*c*
6	CH	35	43	8	33	5,73	0,0	*c*
7	CH	43	49	6	44	7,76	0,0	*c*
8	MH	49	53	4	41	7,18	0,0	*c*
9	R	53	55	2	50	35,00	n/a	*n*

Capacidad por Fricción														
δ	**D_r**	**K**	**β_1**	**β_2**	**β_{med}**	**σ'_v**	**fs**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**			
								$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**	
Kpa						***Kpa***	***Kpa***	***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***	
n/a	-	-	-	-	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
n/a	-	-	n/a	-	n/a	22,07	n/a	n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
21,85	15	0,62	0,25	0,28	0,26	48,56	12,77	145,68	14,85	14,85	s	0,00	0,00	
22,08	15	0,62	0,25	0,28	0,26	79,46	21,02	319,58	32,58	47,43	s	0,00	0,00	
18,40	15	0,62	0,21	0,28	0,24	110,36	26,70	304,43	31,03	78,46	s	0,00	0,00	
1,38	15	0,62	0,01	0,28	0,15	151,07	22,09	671,76	68,48	146,94	n	68,48	68,48	
1,79	15	0,62	0,02	0,28	0,15	223,18	33,13	1637,33	166,90	313,84	n	166,90	235,38	
0,00	65	1,02	0,00	0,60	0,30	291,36	87,77	2669,18	272,09	585,93	n	272,09	507,47	
0,00	65	1,02	0,00	0,60	0,30	332,56	100,18	2284,98	232,92	818,85	n	232,92	740,39	
0,00	65	1,02	0,00	0,60	0,30	363,95	109,64	1667,11	169,94	988,79	n	169,94	910,33	
n/a	-	-	n/a	-	n/a	386,51	n/a	n/a	n/a	988,79	s	0,00	910,33	

Capacidad por Punta					
σ'_p	**N_t**	**q_t**	**Carga Estática**		**C. Sismo**
			$Q_{p\ estático}$		**$Q_{p\ sismo}$**
kPa		***kPa***	***kN***	***ton***	***ton***
-	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
35,32	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
61,80	30	1854,09	2132,02	217,33	0
97,12	30	2913,57	3350,32	341,52	0
123,61	18	2224,91	2558,42	260,80	0
178,54	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
267,81	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
314,90	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
350,22	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
377,69	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
395,34	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE NAVFAC DM 7.2

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	10	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15	0
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Ángulo δ (tabla 14):***	20			

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**Tipo Suelo**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m^2***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n*
-	Sed.	1	4	3	1		n/a	*n*
1	SM	4	7	3	8	2,00	31,7	*f*
2	SM	7	11	4	11		32,0	*f*
3	SM	11	14	3	4		26,7	*f*
4	MH	14	22	8	6	2,10	2,0	*c*
5	MH	22	35	13	10	3,41	2,6	*c*
6	CH	35	43	8	33	5,73	0,0	*c*
7	CH	43	49	6	44	7,76	0,0	*c*
8	MH	49	53	4	41	7,18	0,0	*c*
9	R	53	55	2	50	35,00	n/a	*n*

Capacidad por Fricción												
K_o	**K_a**	**K_p**	**K**	**σ'$_v$**	**α**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**		
						$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**
				Kpa		***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***
n/a	n/a	n/a	n/a	-		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
n/a	n/a	n/a	n/a	-		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
0,47	0,69	4,21	1,79	48,56		361,07	36,81	36,81	s	0,00	0,00
0,47	0,69	4,25	1,81	79,46		794,12	80,95	117,76	s	0,00	0,00
0,55	0,62	3,63	1,60	110,36		732,86	74,71	192,46	s	0,00	0,00
n/a	n/a	n/a	n/a	151,07	0,94	588,90	60,03	252,49	n	60,03	60,03
n/a	n/a	n/a	n/a	223,18	0,83	1372,08	139,87	392,36	n	139,87	199,90
n/a	n/a	n/a	n/a	291,36	0,64	1094,03	111,52	503,88	n	111,52	311,42
n/a	n/a	n/a	n/a	332,56	0,50	868,13	88,49	592,37	n	88,49	399,91
n/a	n/a	n/a	n/a	363,95	0,54	578,34	58,95	651,33	n	58,95	458,87
n/a	n/a	n/a	n/a	386,51		n/a	n/a	651,33	n	n/a	458,87

Capacidad por Punta					
Nq:	**σ'$_p$**	**Carga Estática**		**C. Sismo**	
		$Q_{p\ estático}$		**$Q_{p\ sismo}$**	
	kPa	***kN***	***ton***	***ton***	
-	-	n/a	n/a	0,00	
-	-	n/a	n/a	0,00	
27,00	61,80	1918,82	195,60	0,00	
29,00	97,12	3238,64	330,14	0,00	
12,00	123,61	1705,62	173,87	0,00	
-	178,54	213,20	21,73	21,73	
-	267,81	346,20	35,29	35,29	
-	314,90	581,74	59,30	59,30	
-	350,22	787,83	80,31	80,31	
-	377,69	728,95	74,31	74,31	
-	395,34	n/a	n/a	n/a	

Interpolación para α

C_u	12	α	1,00
$C_{u\ real}$	20,60	$\alpha_{\ real}$	*0,94*
C_u	24	α	0,92

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO TOMLINSON, α (2008)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	10	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15	0
Espesor de la pared (cm):	2,00					

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**S. C?**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m^2***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
-	Sed.	1	4	3	1		n/a	*n*
1	SM	4	7	3	8	2,00	31,7	*n*
2	SM	7	11	4	11		32,0	*n*
3	SM	11	14	3	4		26,7	*n*
4	MH	14	22	8	6	2,10	2,0	*s*
5	MH	22	35	13	10	3,41	2,6	*s*
6	CH	35	43	8	33	5,73	0,0	*s*
7	CH	43	49	6	44	7,76	0,0	*s*
8	MH	49	53	4	41	7,18	0,0	*s*
9	R	53	55	2	50	35,00	n/a	*n*

Capacidad por Fricción											
σ'_v	**c_u/σ'_v**	**α_p**	**L/B**	**F**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**			
					$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**	
Kpa					***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***	
-	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
-	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
48,56	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
79,46	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
110,36	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
151,07	0,14	1,00	18,18	1,00	501,19	51,09	51,09	n	51,09	51,09	
223,18	0,15	1,00	28,93	1,00	1322,49	134,81	185,90	n	134,81	185,90	
291,36	0,19	1,00	35,54	1,00	1367,54	139,40	325,30	n	139,40	325,30	
332,56	0,23	1,00	40,50	1,00	1389,02	141,59	466,89	n	141,59	466,89	
363,95	0,19	1,00	43,80	1,00	856,80	87,34	554,23	n	87,34	554,23	
386,51	n/a		n/a		n/a	n/a	554,23	s	0,00	554,23	

Capacidad por Punta			
N'c:	**Carga Estática**		**C. Sismo**
	$Q_{p\ estático}$		**$Q_{p\ sismo}$**
	kN	***ton***	***ton***
-	n/a	n/a	n/a
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
9,0	106,60	10,87	10,87
9,0	173,10	17,65	17,65
9,0	290,87	29,65	29,65
9,0	393,92	40,15	40,15
9,0	364,47	37,15	37,15
-	n/a	n/a	0,00

Interpolación para α

c_u/σ'_v	0,35	*α*	1,00
c_u/σ'_v	0,19	*α real*	*1,18*
c_u/σ'_v	0,8	*α*	0,50

Interpolación para F

L/B	50	*F*	1,00
L/B real	56,2	*F real*	*0,97*
L/B	120	*F*	0,70

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE KOLK Y VAN DER VELDE, α (1996)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	10	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80 0

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**S. C?**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m²***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
-	Sed.	1	4	3	1		n/a	*n*
1	SM	4	7	3	8	2,00	31,7	*n*
2	SM	7	11	4	11		32,0	*n*
3	SM	11	14	3	4		26,7	*n*
4	MH	14	22	8	6	2,10	2,0	*s*
5	MH	22	35	13	10	3,41	2,6	*s*
6	CH	35	43	8	33	5,73	0,0	*s*
7	CH	43	49	6	44	7,76	0,0	*s*
8	MH	49	53	4	41	7,18	0,0	*s*
9	R	53	55	2	50	35,00	n/a	*n*

Capacidad por Fricción								
σ'_v	**c_u/σ'_v**	**α**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**		
			$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**
Kpa			***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***
-	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
-	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
48,56	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
79,46	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
110,36	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
151,07	0,14	0,95	595,16	60,67	60,67	n	60,67	60,67
223,18	0,15	0,95	1570,46	160,09	220,76	n	160,09	220,76
291,36	0,19	0,95	1623,95	165,54	386,30	n	165,54	386,30
332,56	0,23	0,90	1562,64	159,29	545,59	n	159,29	545,59
363,95	0,19	0,95	1017,45	103,72	649,30	n	103,72	649,30
386,51	n/a		n/a	n/a	649,30	-	n/a	649,30

Interpolación para α

c_u/σ'_v	0,2	*α*	0,95
c_u/σ'_v	0,23	α_{real}	*0,90*
c_u/σ'_v	0,3	*α*	0,77

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO VIJAYVERGIYA y FOCHT, λ (1972)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	10
Entidad:	PUCE-Quito	**Tramo:**	Central
Diseño:	Rafael Villa Astudillo	**Fecha:**	oct-09

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho Base o Diámetro, B (m) :	1,2	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80 12

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**S. C?**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m²***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
-	Sed.	1	4	3	1		n/a	*n*
1	SM	4	7	3	8	2,00	31,7	*n*
2	SM	7	11	4	11		32,0	*n*
3	SM	11	14	3	4		26,7	*n*
4	MH	14	22	8	6	2,10	2,0	*s*
5	MH	22	35	13	10	3,41	2,6	*s*
6	CH	35	43	8	33	5,73	0,0	*s*
7	CH	43	49	6	44	7,76	0,0	*s*
8	MH	49	53	4	41	7,18	0,0	*s*
9	R	53	55	2	50	35,00	n/a	*n*

Capacidad por Fricción							
σ'_v	**λ**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**		
		$Q_{f\ estática}$		**Σ**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**Σ**
Kpa		***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***
-		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
4,41		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
22,07		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
48,56		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
79,46		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
110,36	0,17	783,56	79,87	79,87	n	79,87	79,87
151,07	0,14	1508,06	153,73	233,60	n	153,73	233,60
223,18	0,14	1428,81	145,65	379,25	n	145,65	379,25
291,36	0,14	1416,49	144,39	523,64	n	144,39	523,64
332,56	0,14	1007,81	102,73	626,38	n	102,73	626,38
363,95		n/a	n/a	626,38	-	n/a	626,38

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE JANBÚ (1976)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	10	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o)	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80 12
		Área de la punta, Ap (m^2) :	1,15 2

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**S. C?**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m^2***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
-	Sed.	1	4	3	1		n/a	*n/a*
1	SM	4	7	3	8	2,00	31,7	*n*
2	SM	7	11	4	11		32,0	*n*
3	SM	11	14	3	4		26,7	*n*
4	MH	14	22	8	6	2,10	2,0	*s*
5	MH	22	35	13	10	3,41	2,6	*s*
6	CH	35	43	8	33	5,73	0,0	*s*
7	CH	43	49	6	44	7,76	0,0	*s*
8	MH	49	53	4	41	7,18	0,0	*s*
9	R	53	55	2	50	35,00	n/a	*n/a*

Capacidad por Punta								
η'	**$N^*_{q\ (interpol)}$**	**$N^*_{q\ (calc)}$**	**$N^*_{c\ (interpol)}$**	**$N^*_{c\ (calc)}$**	**σ'_p**	**Carga Estática**	**C. Sismo**	
						$Q_{p\ estático}$	**E. L?**	**$Q_{p\ sismo}$**
					ton/m^2	***ton***		***ton***
-	-	n/a	-	n/a	-	-	s	0,00
-	-	n/a	-	n/a	0,90	-	s	0,00
75	16,82	16,14	25,12	24,55	3,60	125,34	s	0,00
75	17,39	16,71	25,70	25,14	6,30	123,51	s	0,00
75	10,86	9,79	18,51	17,50	9,90	117,55	s	0,00
60	1,21	1,15	5,78	4,40	12,60	29,42	n	29,42
60	1,27	1,20	5,79	4,50	18,20	46,06	n	46,06
60	1,00	1,00	5,74	5,74	27,30	69,21	n	69,21
60	1,00	1,00	5,74	5,74	32,10	88,13	n	88,13
60	1,00	1,00	5,74	5,74	35,70	88,44	n	88,44
60	-	n/a	-	n/a	38,50	-	n	-

Interpolación para N^*_q

η' = valor

φ	0	N^*_q	1,00
φ	2,6	$N^*_{q\ (calc)}$	*1,27*
φ	10	N^*_q	2,05

Interpolación para N^*_c

η' = valor

φ	0	N^*_c	5,74
φ	2,6	$N^*_{c\ (tabla)}$	*5,79*
φ	10	N^*_c	5,95

DATOS DE HINCADO
NUMERO DE GOLPES / 10 cm

COTA	NUMERO DE PILOTE								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-39,2							10		
-39,3							12		
-39,4					12		12		
-39,5					10		13		14
-39,6		11			10		5		14
-39,7		12			9		7		14
-39,8		12		5	10		8		8
-39,9		12		6	9		8		6
-40,0		12		6	10		6	10	8
-40,1		12		6	7		7	10	12
-40,2		12		7	8		7	9	6
-40,3		11	5	7	7		8	9	6
-40,4		11	12	8	8		8	10	8
-40,5		12	12	7	8		7	11	8
-40,6		11	10	8	7	11	6	10	8
-40,7		12	9	7	8	12	8	10	8
-40,8		9	9	8	8	10	8	10	9
-40,9		9	9	8	8	8	8	10	8
-41,0		9	9	9	8	7	7	10	7
-41,1		9	9	8	9	7	5	10	7
-41,2		9	9	8	7	7	5	12	7
-41,3		10	9	8	9	7	8	10	10
-41,4		9	8	8	8	7	7	10	10
-41,5		8	7	9	8	7	6	11	10
-41,6		9	8	9	8	7	7	11	9
-41,7	11	9	7	9	9	9	7	11	8
-41,8	13	10	8	9	9	6	7	11	8
-41,9	14	9	7	9	10	7	7	12	10
-42,0	15	10	7	9	8	7	8	12	11
-42,1	13	10	7	10	9	7	8	11	13
-42,2	15	10	7	10	9	9	6	11	10
-42,3	14	10	7	9	9	8	8	12	10
-42,4	15	10	8	10	9	8	7	14	9
-42,5	15	9	9	9	9	8	8	11	7
-42,6	14	9	8	9	10	8	7	11	21
-42,7	15	10	8	9	9	8	7	11	10
-42,8	16	10	9	9	9	9	9	10	12
-42,9	16	10	8	7	10	9	8	11	13
-43,0	17	10	8	8	10	7	8	11	13
-43,1	16	12	8	8	11	9	8	9	20
-43,2	16	11	8	8	10	8	6	9	12
-43,3	16	10	7	8	8	8	8	11	12
-43,4	15	10	9	8	10	8	7	11	12
-43,5	16	10	9	9	10	8	8	10	12
-43,6	16	10	8	9	10	10	7	11	10
-43,7	16	12	8	10	10	8	7	10	12
-43,8	16	11	7	8	10	9	9	11	11
-43,9	16	11	9	9	10	8	10	12	11
-44,0	17	12	10	9	11	8	10	11	11
-44,1	17	13	8	8	13	10	10	11	12
-44,2	17	12	9	9	12	10	9	10	17
-44,3	16	11	10	8	12	10	10	12	15
-44,4	17	12	10	9	11	10	11	11	12
-44,5	17	11	10	9	12	9	10	12	10
-44,6	17	12	10	10	13	10	11	11	18
-44,7	18	13	10	10	13	9	10	14	13
-44,8	18	12	11	10	13	10	11	11	12
-44,9	18	12	10	10	13	10	10	11	13
-45,0	18	12	9	10	11	9	11	12	12
-45,1	18	13	10	9	13	10	13	11	18
-45,2	17	14	8	11	12	11	9	12	12
-45,3	18	13	8	10	12	11	11	15	16
-45,4	18	13	10	11	12	11	11	13	15
-45,5	18	13	9	11	11	10	10	11	12
-45,6	18	14	10	11	12	11	13	15	19
-45,7	15	13	8	11	13	11	12	11	12
-45,8	13	13	10	11	13	12	13	16	14
-45,9	14	13	10	10	13	12	14	13	20
-46,0	15	16	10	10	13	12	12	13	14
-46,1	15	15	11	11	14	12	12	13	19
-46,2	15	15	9	12	13	11	12	14	18
-46,3	15	14	11	11	14	11	12	15	11
-46,4	15	12	10	13	14	12	16	14	14
-46,5	15	13	10	12	13	12	14	13	12
-46,6	16	12	11	13	15	12	14	15	18
-46,7	16	13	10	12	16	14	13	15	13
-46,8	16	13	11	13	14	12	15	13	14
-46,9	17	13	11	15	15	13	16	13	14
-47,0	17	14	11	15	15	14	15	15	15
-47,1	16	15	12	13	15	14	16	15	11
-47,2	16	15	11	12	17	12	15	17	15
-47,3	16	14	12	15	16	12	15	18	17
-47,4	16	14	12	15	17	14	15	15	15
-47,5	17	15	11	15	14	13	18	15	14
-47,6	17	13	12	14	17	14	17	18	17

DATOS DE HINCADO
NUMERO DE GOLPES / 10 cm

COTA	NUMERO DE PILOTE								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-47,7	18	15	13	15	16	15	16	15	16
-47,8	18	15	13	15	16	14	17	14	15
-47,9	18	15	12	14	17	14	16	18	14
-48,0	19	15	12	15	15	15	16	19	18
-48,1	18	17	12	16	17	17	17	18	12
-48,2	18	15	13	15	17	14	20	18	21
-48,3	20	15	12	17	17	15	19	18	19
-48,4	20	16	14	16	18	17	17	18	16
-48,5	23	15	13	17	17	12	16	19	12
-48,6	18	15	13	17	19	17	22	17	15
-48,7	18	15	13	17	20	15	18	19	18
-48,8	19	15	14	16	19	18	19	17	19
-48,9	21	15	13	17	17	16	21	21	15
-49,0	19	19	15	17	19	17	17	18	15
-49,1	19	16	14	16	22	16	20	17	19
-49,2	19	16	15	18	19	18	22	20	19
-49,3	20	16	14	18	19	16	19	20	19
-49,4	21	18	14	18	20	17	20	19	15
-49,5	19	17	15	19	19	16	23	20	16
-49,6	19	19	15	18	20	18	21	20	17
-49,7	21	19	15	18	18	16	20	20	20
-49,8	22	19	15	19	18	19	21	18	20
-49,9	21	18	15	19	16	17	19	20	18
-50,0	22	22	15	19	20	17	20	23	17
-50,1	23	19	16	18	22	16	26	19	20
-50,2	22	19	14	18	21	19	21	21	22
-50,3	23	17	16	19	23	19	24	22	19
-50,4	23	17	14	21	19	19	21	20	18
-50,5	24	18	17	19	24	17	21	21	26
-50,6	22	21	16	19	22	20	23	20	24
-50,7	22	19	16	20	22	21	26	23	20
-50,8	21	18	17	19	22	18	23	23	18
-50,9	22	18	17	21	21	18	25	22	25
-51,0	23	22	17	20	23	16	21	21	25
-51,1	23	20	16	19	24	22	27	21	20
-51,2	24	21	16	21	23	17	23	23	27
-51,3	24	21	16	19	24	21	22	23	20
-51,4	21	20	19	20	21	19	22	24	16
-51,5	22	20	16	19	28	23	28	21	20
-51,6	22	20	17	20	21	29	25	26	19
-51,7	22	21	16	20	24	20	26	24	15
-51,8	22	20	17	20	23	21	22	21	20
-51,9	22	20	19	21	24	17	22	28	20
-52,0	23	21	17	22	26	20	24	24	24
-52,1	25	21	17	21	27	19	28	24	26
-52,2	28	22	19	20	23	22	24	24	25
-52,3	27	22	19	22	24	22	25	25	25
-52,4	27	20	18	20	29	21	26	26	20
-52,5	25	20	18	21	24	21	26	26	15
-52,6	24	22	17	22	24	21	21	25	15
-52,7	28	22	21	23	26	23	28	28	22
-52,8	28	22	16	21	25	21	28	27	20
-52,9	27	22	20	21	26	22	26	26	23
-53,0	28	22	18	22	26	24	28	25	14
-53,1	28	22	17	23	26	23	30	30	23
-53,2	27	21	20	23	28	23	29	27	28
-53,3	25	22	19	23	25	27	29	29	23
-53,4	25	23	19	23	26	25		29	26
-53,5	27	22	22	23	29	23		27	26
-53,6	25	22	21	23	30	26		30	23
-53,7	26	23	21	24	31	23		31	26
-53,8	27	22	18	23	27	25			
-53,9	28	23	19	23	30	25			
-54,0	27	27	24	23		26			
-54,1	29	22	22	24		28			
-54,2	25	25	26	26		22			
-54,3	30	25	25	25		25			
-54,4	28	23	26	24		28			
-54,5	28	25	26	25		28			
-54,6	29	29	26	28		27			
-54,7	26	25	27	27		26			
-54,8	29	25	25	27		26			
-54,9	28	27	28	26		27			
-55,0	30	30	26	28		30			
-55,1	30	27	26	25		30			
-55,2		27	29	26		30			
-55,3		27	29	27					
-55,4		27							

TESIS DE GRADO
DATOS DE HINCADO

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	10	**Fecha:**	oct-09

Pilote No.	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
Cota de Cabeza	4,28	4,02	4,07	4,08	5,51	4,23	6,09	5,65	5,70
No de Tramos	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Longitud	59,4	59,4	59,4	59,4	59,4	59,4	59,4	59,4	59,4
Cota Punta	-55,12	-55,38	-55,33	-55,32	-53,89	-55,17	-53,31	-53,75	-53,70

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA MEDIANTE FORMULAS DINAMICAS
METODOS DE GATES Y ENGENEERING NEW RECORDS

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	10	**Fecha:**	oct-09

Fórmula de Gates

$$R = 211\sqrt{E_d} \cdot log_{10}(10 \cdot N_b) - (4.45 \cdot 10^5)$$

R = resistencia nominal última, medida en el hincado (N)
E_d = energía desarrollada por el martillo (mm-N)
N_b = golpes para una penetración de 25 mm

Fórmula del ENR

$$R = \frac{12 \cdot E_d}{(s + 2.5)}$$

R = resistencia nominal última, medida en el hincado (N)
E_d = energía desarrollada por el martillo (mm-N)
s = penetración por golpe (mm)

Datos del Martillo

Hincado:	*Martillo ICE 205S*
Peso martillo (lb)	*20020*
Caída (pies)	*9*
Energía aplicada (lbs.pie)	*180180*

Rehinca:	*Martillo ICE 205S*
Peso martillo (lb)	*20020*
Caída (pies)	*8*
Energía aplicada (lbs.pie)	*160160*

ENR EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Golpes/10 cm	30	27	29	27	30	30	29	31	26
s (mm)	3,33	3,70	3,45	3,70	3,33	3,33	3,45	3,23	3,85
Ru (N)	5,0E+08	4,7E+08	4,9E+08	4,7E+08	5,0E+08	5,0E+08	4,9E+08	5,1E+08	4,6E+08
Ru (ton)	51352,70	48286,87	50360,38	48286,87	51352,70	51352,70	50360,38	52317,07	47202,99

Gates EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Golpes/10 cm	30	27	29	27	30	30	29	31	26
Nb (mm)	7,50	6,75	7,25	6,75	7,50	7,50	7,25	7,75	6,50
Ru (N)	5,7E+06	5,6E+06	5,7E+06	5,6E+06	5,7E+06	5,7E+06	5,7E+06	5,8E+06	5,5E+06
Ru (ton)	585,76	570,36	580,80	570,36	585,76	585,76	580,80	590,55	564,84
Qadm	234,30	228,14	232,32	228,14	234,30	234,30	232,32	236,22	225,94

Gates BOR									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Golpes				10	10	10			
Penet. (cm)				0,7	0,7	0,7			
Nb (mm)				357,14	357,14	357,14			
Ru (N)				1,1E+07	1,1E+07	1,1E+07			
Ru (ton)				1150,48	1150,48	1150,48			
Qadm				460,19	460,19	460,19			

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA MEDIANTE ECUACION DE ONDA

METODO CAPWAP

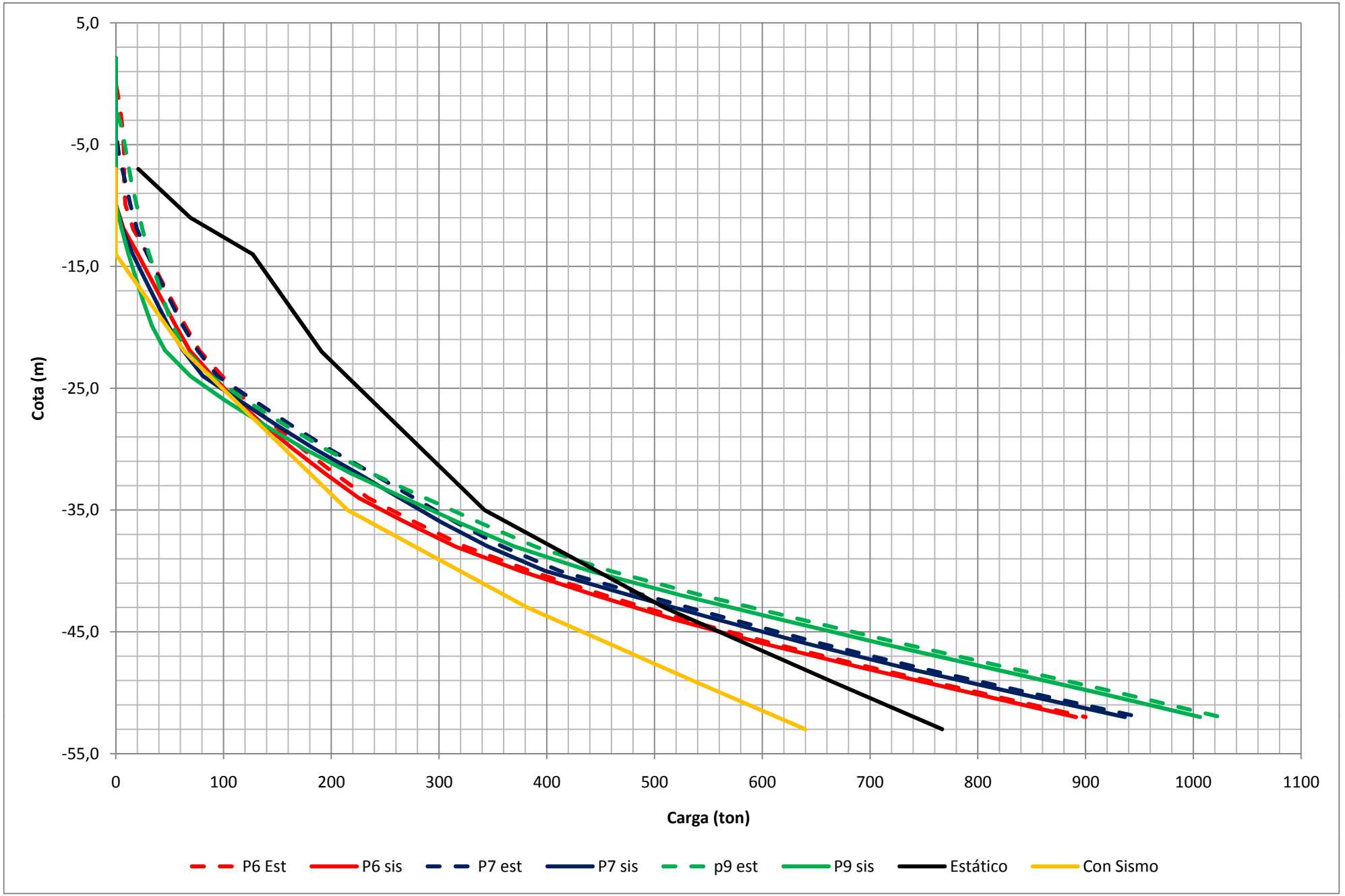
Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	10	**Fecha:**	oct-09

ANÁLISIS CAPWAP PILA 40

Z (m)	Prof.		Licuab	Pilote 6		Pilote 7		Pilote 9	
				Estático	Sismo	Estático	Sismo	Estático	Sismo
0,9	-2,1	2,1	S	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
2,9	-0,1	0,1	S	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
4,9	1,9	-1,9	S	3,8	0,0	0	0,0	0,0	0,0
6,9	3,9	-3,9	S	6,6	0,0	0	0,0	6,2	0,0
8,9	5,9	-5,9	S	7,8	0,0	3,1	0,0	10,2	0,0
10,9	7,9	-7,9	S	7,8	0,0	8,5	0,0	14,2	0,0
12,9	9,9	-9,9	S	8,9	0,0	13,5	0,0	19,2	0,0
14,9	11,9	-11,9		16,1	7,2	19,7	6,2	24,7	5,5
16,9	13,9	-13,9		28,9	20,0	28,8	15,3	30,7	11,5
18,9	15,9	-15,9		40,8	31,9	39,8	26,3	37,7	18,5
20,9	17,9	-17,9		52,8	43,9	51,1	37,6	44,9	25,7
22,9	19,9	-19,9		64,7	55,8	62,5	49,0	52,9	33,7
24,9	21,9	-21,9		77,5	68,6	75,9	62,4	64,9	45,7
27,0	24,0	-24,0		98,6	89,7	94,3	80,8	88,3	69,1
29,0	26,0	-26,0		120,6	111,7	128,1	114,6	120,6	101,4
31,0	28,0	-28,0		146,3	137,4	162,2	148,7	156,7	137,5
33,0	30,0	-30,0		173,8	164,9	198,4	184,9	194,7	175,5
35,0	32,0	-32,0		203,1	194,2	238,1	224,6	237,5	218,3
37,0	34,0	-34,0		234,2	225,3	276,7	263,2	286,8	267,6
39,0	36,0	-36,0		277,8	268,9	315,5	302,0	337,0	317,8
41,0	38,0	-38,0		324,1	315,2	358,9	345,4	389,1	369,9
43,0	40,0	-40,0		384,3	375,4	411,9	398,4	459,0	439,8
45,0	42,0	-42,0		453,8	444,9	490,6	477,1	543,9	524,7
47,0	44,0	-44,0		527,9	519,0	572,3	558,8	636,6	617,4
49,0	46,0	-46,0		611,3	602,4	656	642,5	731,3	712,1
51,0	48,0	-48,0		703,9	695,0	747,7	734,2	831,0	811,8
53,0	50,0	-50,0		801,9	793,0	847,9	834,4	930,7	911,5
55,0	52,0	-52,0		900	891,1	950	936,5	1025,4	1006,2
	A la punta			**70**	**70**	**30**	**30,0**	**30**	**30**
	Total pilote			**970,0**	**961,1**	**980,0**	**966,5**	**1055,4**	**1036,2**

DISEÑO

Estático		Con Sismo	
z (m)	Pu (ton)	z (m)	Pu (ton)
-7	20,95	-7	0,00
-11	69,21	-11	0,00
-14	127,09	-14	0,00
-22	191,12	-22	64,03
-35	342,20	-35	215,11
-43	509,04	-43	381,95
-49	662,38	-49	535,29
-53	766,91	-53	639,82


5,0
-5,0
-15,0
-25,0
-35,0
-45,0
-55,0
Cota (m)
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900
1000
1100
Carga (ton)
P6 Est
P6 sis
P7 est
P7 sis
p9 est
P9 sis
Estático
Con Sismo

TESIS DE GRADO

COMPARACION DE LOS VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	10	**Fecha:**	oct-09

ENR EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	51352,7	48286,9	50360,4	48286,9	51352,7	51352,7	50360,4	52317,1	47203,0

Gates EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	585,8	570,4	580,8	570,4	585,8	585,8	580,8	590,6	564,8
Qadm	234,3	228,1	232,3	228,1	234,3	234,3	232,3	236,2	225,9

Gates BOR									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)				1150,5	1150,5	1150,5			
Qadm				460,2	460,2	460,2			

CAPWAP									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)				918,0	966,0	1007,0	1055,0		
Qadm				596,7	627,9	654,6	685,8		

VALORES DISEÑO ESTATICO									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	850,5	850,5	850,5	850,5	850,5	850,5	850,5	850,5	850,5
Qadm	436,2	436,2	436,2	436,2	436,2	436,2	436,2	436,2	436,2

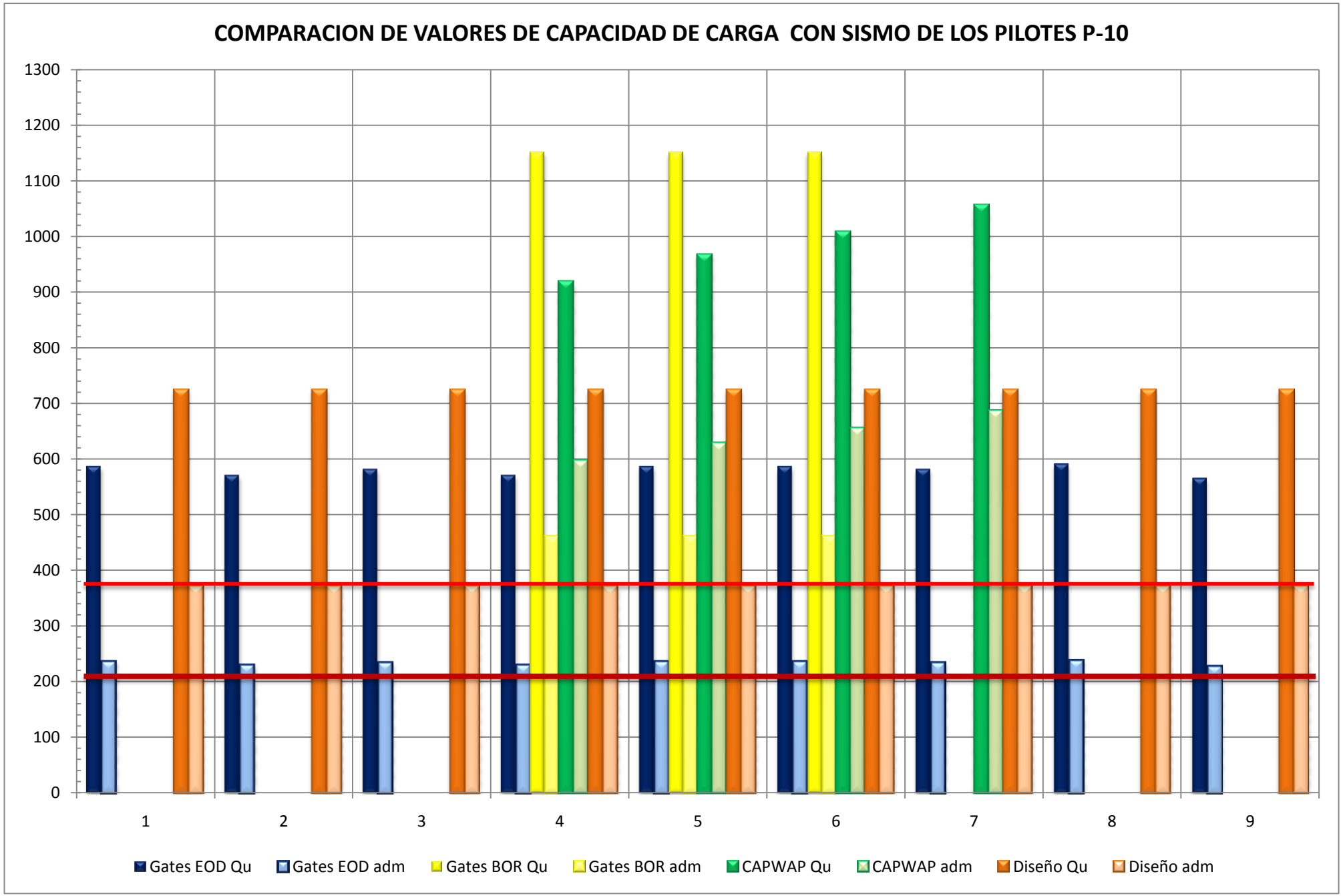
VALORES DISEÑO CON SISMO									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	723,4	723,4	723,4	723,4	723,4	723,4	723,4	723,4	723,4
Qadm	371,0	371,0	371,0	371,0	371,0	371,0	371,0	371,0	371,0

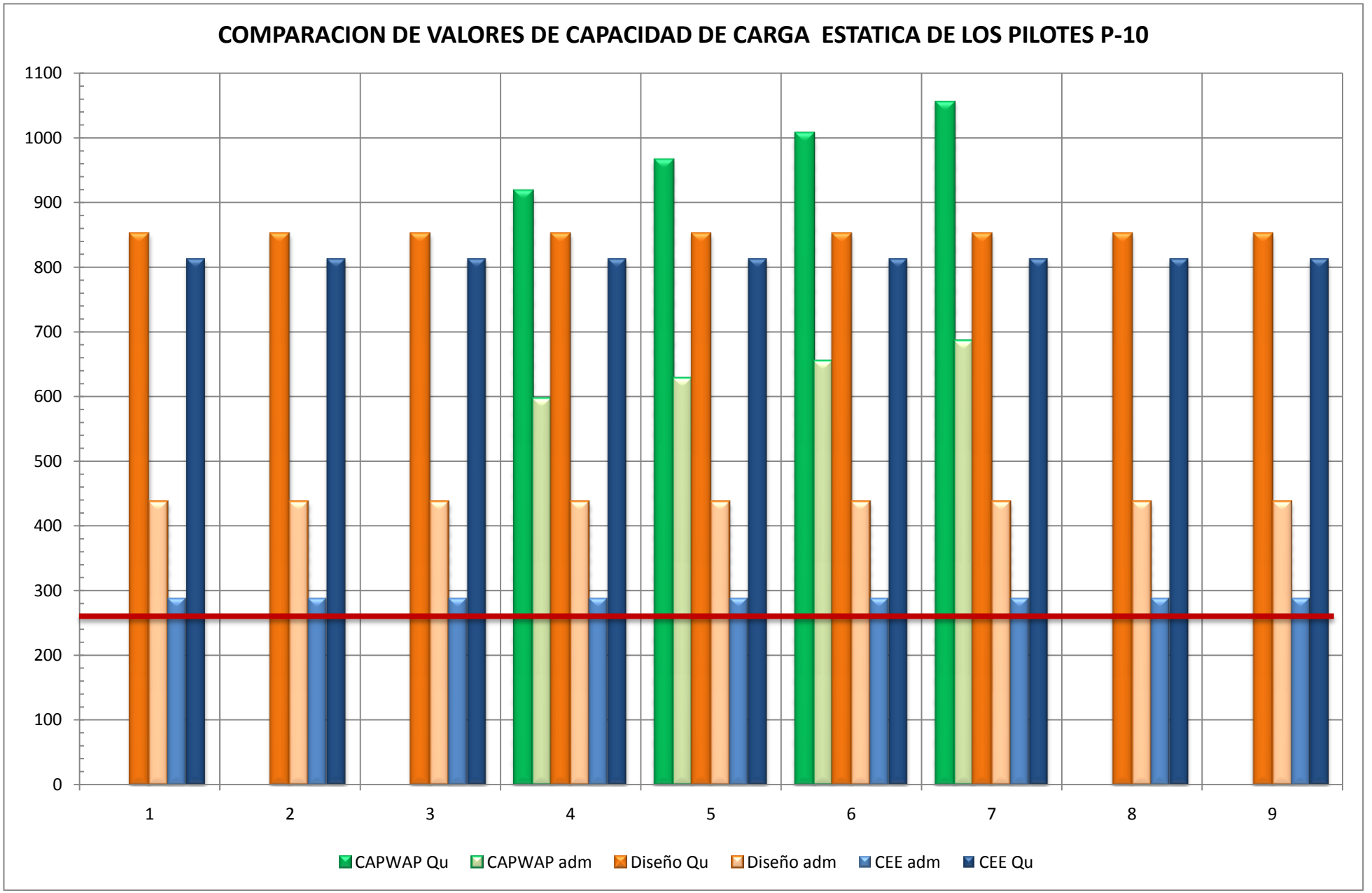
VALORES DISEÑO ESTATICO DEL CEE									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	813,0	813,0	813,0	813,0	813,0	813,0	813,0	813,0	813,0
Qadm	288,0	288,0	288,0	288,0	288,0	288,0	288,0	288,0	288,0

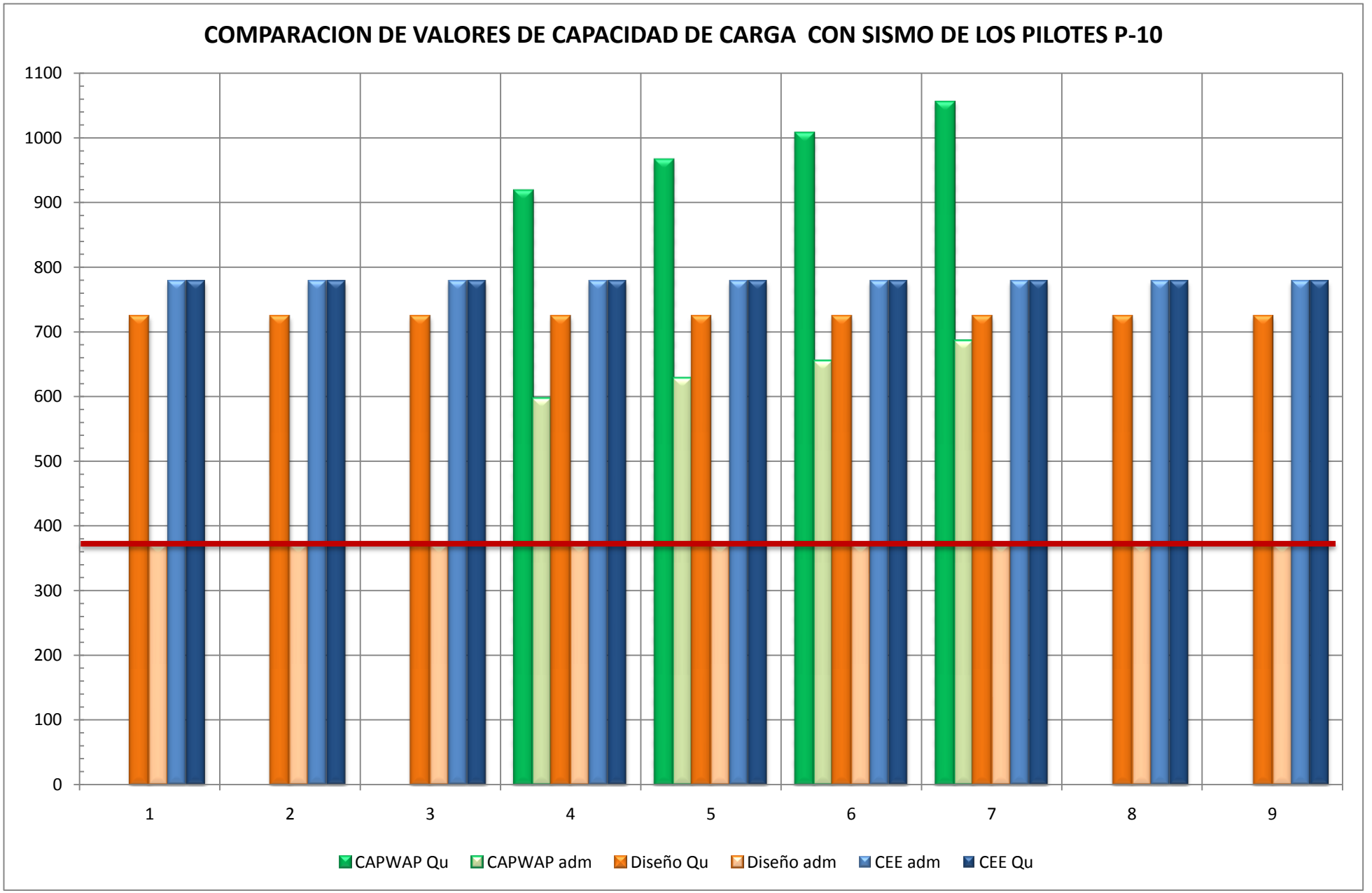
VALORES DISEÑO CON SISMO DEL CEE									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	778,3	778,3	778,3	778,3	778,3	778,3	778,3	778,3	778,3
Qadm	778,3	778,3	778,3	778,3	778,3	778,3	778,3	778,3	778,3

SOLICITACIONES SEGÚN CÁLCULO ESTRUCTURAL

Qmax con sismo	***369***	***ton***
Qmax con carga estática	***258***	***ton***


COMPARACION DE VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA CON SISMO DE LOS PILOTES P-10
1300
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
Gates EOD Qu
Gates EOD adm
Gates BOR Qu
Gates BOR adm
CAPWAP Qu
CAPWAP adm
Diseño Qu
Diseño adm


COMPARACION DE VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE LOS PILOTES P-10
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
CAPWAP Qu
CAPWAP adm
Diseño Qu
Diseño adm
CEE adm
CEE Qu


COMPARACION DE VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA CON SISMO DE LOS PILOTES P-10
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
CAPWAP Qu
CAPWAP adm
Diseño Qu
Diseño adm
CEE adm
CEE Qu

TESIS DE GRADO
CALCULO DE LA PRESION VERTICAL EFECTIVA VERTICAL
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

Existe N.A.F si (s) o no (n) ? (m):	s	0,00	**Diseñado por:** Rafael Villa Astudillo
			Revisado por: Ing. Juan Carlos Montero
γ_{agua} (ton/m^3)		1,00	**Sondeo:** P-110
P_a (ton/m^2)		10,00	**Fecha:** oct-09

CAPA	Desde	Hasta	SUCS	γm	σ'_t al centro del estrato	σ'_t al final del estrato	σ'_u al centro del estrato	σ'_u al final del estrato	σ'_v al centro del estrato	σ'_v al final del estrato
m	m	m		*ton/m^3*	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2
1	0	1	sedim ent	1,90	0,95	1,90	0,50	1,00	0,45	0,90
2	1	2		1,90	2,85	3,80	1,50	2,00	1,35	1,80
3	2	3		1,90	4,75	5,70	2,50	3,00	2,25	2,70
4	3	4		1,90	6,65	7,60	3,50	4,00	3,15	3,60
5	4	5	SM	1,90	8,55	9,50	4,50	5,00	4,05	4,50
6	5	6	SM	1,90	10,45	11,40	5,50	6,00	4,95	5,40
7	6	7	SM	1,90	12,35	13,30	6,50	7,00	5,85	6,30
8	7	8	SM	1,90	14,25	15,20	7,50	8,00	6,75	7,20
9	8	9	SM	1,90	16,15	17,10	8,50	9,00	7,65	8,10
10	9	10	SM	1,90	18,05	19,00	9,50	10,00	8,55	9,00
11	10	11	SM	1,90	19,95	20,90	10,50	11,00	9,45	9,90
12	11	12	SM	1,90	21,85	22,80	11,50	12,00	10,35	10,80
13	12	13	SM	1,90	23,75	24,70	12,50	13,00	11,25	11,70
14	13	14	MH	1,70	25,55	26,40	13,50	14,00	12,05	12,40
15	14	15	MH	1,70	27,25	28,10	14,50	15,00	12,75	13,10
16	15	16	MH	1,70	28,95	29,80	15,50	16,00	13,45	13,80
17	16	17	MH	1,70	30,65	31,50	16,50	17,00	14,15	14,50
18	17	18	MH	1,70	32,35	33,20	17,50	18,00	14,85	15,20
19	18	19	MH	1,70	34,05	34,90	18,50	19,00	15,55	15,90
20	19	20	MH	1,70	35,75	36,60	19,50	20,00	16,25	16,60
21	20	21	MH	1,70	37,45	38,30	20,50	21,00	16,95	17,30
22	21	22	MH	1,70	39,15	40,00	21,50	22,00	17,65	18,00
23	22	23	MH	1,70	40,85	41,70	22,50	23,00	18,35	18,70
24	23	24	MH	1,70	42,55	43,40	23,50	24,00	19,05	19,40
25	24	25	MH	1,70	44,25	45,10	24,50	25,00	19,75	20,10
26	25	26	MH	1,70	45,95	46,80	25,50	26,00	20,45	20,80
27	26	27	MH	1,70	47,65	48,50	26,50	27,00	21,15	21,50
28	27	28	MH	1,70	49,35	50,20	27,50	28,00	21,85	22,20
29	28	29	MH	1,70	51,05	51,90	28,50	29,00	22,55	22,90
30	29	30	MH	1,70	52,75	53,60	29,50	30,00	23,25	23,60
31	30	31	MH	1,70	54,45	55,30	30,50	31,00	23,95	24,30
32	31	32	MH	1,70	56,15	57,00	31,50	32,00	24,65	25,00
33	32	33	MH	1,70	57,85	58,70	32,50	33,00	25,35	25,70
34	33	34	MH	1,70	59,55	60,40	33,50	34,00	26,05	26,40
35	34	35	MH	1,70	61,25	62,10	34,50	35,00	26,75	27,10
36	35	36	CH	1,60	62,90	63,70	35,50	36,00	27,40	27,70
37	36	37	CH	1,60	64,50	65,30	36,50	37,00	28,00	28,30
38	37	38	CH	1,60	66,10	66,90	37,50	38,00	28,60	28,90
39	38	39	CH	1,60	67,70	68,50	38,50	39,00	29,20	29,50
40	39	40	CH	1,60	69,30	70,10	39,50	40,00	29,80	30,10
41	40	41	CH	1,60	70,90	71,70	40,50	41,00	30,40	30,70
42	41	42	CH	1,60	72,50	73,30	41,50	42,00	31,00	31,30
43	42	43	CH	1,60	74,10	74,90	42,50	43,00	31,60	31,90
44	43	44	CH	1,60	75,70	76,50	43,50	44,00	32,20	32,50
45	44	45	CH	1,60	77,30	78,10	44,50	45,00	32,80	33,10
46	45	46	CH	1,60	78,90	79,70	45,50	46,00	33,40	33,70
47	46	47	CH	1,60	80,50	81,30	46,50	47,00	34,00	34,30
48	47	48	CH	1,60	82,10	82,90	47,50	48,00	34,60	34,90
49	48	49	CH	1,60	83,70	84,50	48,50	49,00	35,20	35,50
50	49	50	MH	1,70	85,35	86,20	49,50	50,00	35,85	36,20
51	50	51	MH	1,70	87,05	87,90	50,50	51,00	36,55	36,90
52	51	52	MH	1,70	88,75	89,60	51,50	52,00	37,25	37,60
53	52	53	MH	1,70	90,45	91,30	52,50	53,00	37,95	38,30
54	53	54	MH	1,70	92,15	93,00	53,50	54,00	38,65	39,00
55	54	55	MH	1,70	93,85	94,70	54,50	55,00	39,35	39,70

TESIS DE GRADO

ASENTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES EN SUELOS DE DIFERENTES ESTRATOS

METODO DE LA ZAPATA EQUIVALENTE

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Tramo:**	Central
Entidad:	PUCE-Quito	**Pila Nº:**	10
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero	**Fecha:**	oct-09

Longitud del Pilote (m):	***53,00***
Ancho del Grupo de Pilotes B (m):	***10,42***
Largo del Grupo de Pilotes Z (m):	***10,42***
Profundidad de la zapata equivalente 2/3D (m):	***35,33***
Carga Muerta + Carga Sismo (ton):	***1600,00***

DISTRIBUCION DE PRESIONES BAJO LA ZAPATA EQUIVALENTE

Profunidad Bajo el Suelo	Pendiente 1 a x	Area de Distribución de la Carga			Incremento de Presión Δp	Presión Efectiva p_o	$(\Delta p/p_o)*100$
		Ancho B	Largo Z	Area = AxZ			
m		m	m	m2	ton/m^2	ton/m^2	
35,33	4,00	28,09	28,09	788,86	2,03	27,70	7,32
36,00	2,00	28,75	45,75	1315,56	1,22	28,90	4,21
38,00	2,00	30,75	47,75	1468,57	1,09	30,10	3,62
40,00	2,00	32,75	49,75	1629,59	0,98	31,30	3,14
42,00	2,00	34,75	51,75	1798,60	0,89	32,50	2,74
44,00	2,00	36,75	53,75	1975,61	0,81	33,70	2,40
46,00	2,00	38,75	55,75	2160,63	0,74	34,90	2,12
48,00	2,00	40,75	57,75	2353,64	0,68	36,20	1,88
50,00	2,00	42,75	59,75	2554,65	0,63	37,60	1,67
52,00	2,00	44,75	61,75	2763,67	0,58	39,00	1,48

TESIS DE GRADO
ASENTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES EN SUELOS DE DIFERENTES ESTRATOS
METODO DE LA ZAPATA EQUIVALENTE

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Tramo:**	Central
Entidad:	PUCE-Quito	**Pila Nº:**	10
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero	**Fecha:**	oct-09

Longitud del Pilote (m):	***53,00***	**LL 1**	113,94
Ancho del Grupo de Pilotes B (m):	***10,42***	**LL 2**	76
Largo del Grupo de Pilotes Z (m):	***10,42***	**$C_{cr\,1}$**	0,000
Profundidad de la zapata equivalente 2/3D (m):	***35,33***	**$C_{cr\,2}$**	0,000
Carga Muerta + Carga Sismo (ton):	***1600,00***	**$C_{c\,1}$**	0,935
Presión de Presconsolidación 1	***22,40***	**$C_{c\,2}$**	0,594
Presión de Presconsolidación 2	***0,00***		

CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Profundidad Bajo el Suelo	C'	Espesor de la Capa, H	Profundidad a la Mitad de la Capa	Presión Efectiva p_o	Incremento de Presión Δp	Δp + p_o	eo	S parcial	S acumulado
m		m	m	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2		mm	mm
35,33	-								
		1,34	36,00	27,70	1,22	28,92	2,479	6,724	6,724
36,67	-								
		2,66	38,00	28,90	1,09	29,99	2,479	11,495	18,219
39,33	-								
		1,34	40,00	30,10	0,98	31,08	2,704	2,996	21,214
40,67	-								
		2,66	42,00	31,30	0,89	32,19	2,704	5,192	26,406
43,33	-								
		1,34	44,00	32,50	0,81	33,31	2,704	2,297	28,703
44,67	-								
		2,66	46,00	33,70	0,74	34,44	2,704	4,027	32,730
47,33	-								
		1,34	48,00	34,90	0,68	35,58	2,704	1,800	34,531
48,67	-								
		2,66	50,00	36,20	0,63	36,83	2,704	3,178	37,708
51,33	-								
		1,34	52,00	37,60	0,58	38,18	2,704	1,426	39,134
52,67	-								

TESIS DE GRADO
CALCULO DE LA PRESION VERTICAL EFECTIVA
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

Existe N.A.F si (s) o no (n) ? (m):	s	0,00	**Diseñado por:** Rafael Villa Astudillo
			Revisado por: Ing. Juan Carlos Montero
γ_{agua} (ton/m^3)		1,00	**Sondeo:** P-18
P_a (ton/m^2)		10,00	**Fecha:** oct-09

PROF	Desde	Hasta	SUCS	γm	σ'_t al centro del estrato	σ'_t al final del estrato	σ'_u al centro del estrato	σ'_u al final del estrato	σ'_v al centro del estrato	σ'_v al final del estrato
m	m	m		*ton/m^3*	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2
0										
1	0	1	sedim	1,90	0,95	1,90	0,50	1,00	0,45	0,90
2	1	2	SM	1,90	2,85	3,80	1,50	2,00	1,35	1,80
3	2	3	SM	1,90	4,75	5,70	2,50	3,00	2,25	2,70
4	3	4	SM	1,90	6,65	7,60	3,50	4,00	3,15	3,60
5	4	5	SM	1,90	8,55	9,50	4,50	5,00	4,05	4,50
6	5	6	SM	1,90	10,45	11,40	5,50	6,00	4,95	5,40
7	6	7	SM	1,90	12,35	13,30	6,50	7,00	5,85	6,30
8	7	8	SM	1,90	14,25	15,20	7,50	8,00	6,75	7,20
9	8	9	SM	1,90	16,15	17,10	8,50	9,00	7,65	8,10
10	9	10	SM	1,90	18,05	19,00	9,50	10,00	8,55	9,00
11	10	11	SM	1,90	19,95	20,90	10,50	11,00	9,45	9,90
12	11	12	SM	1,90	21,85	22,80	11,50	12,00	10,35	10,80
13	12	13	SM	1,90	23,75	24,70	12,50	13,00	11,25	11,70
14	13	14	SM	1,90	25,65	26,60	13,50	14,00	12,15	12,60
15	14	15	SM	1,90	27,55	28,50	14,50	15,00	13,05	13,50
16	15	16	SM	1,90	29,45	30,40	15,50	16,00	13,95	14,40
17	16	17	SM	1,90	31,35	32,30	16,50	17,00	14,85	15,30
18	17	18	SM	1,90	33,25	34,20	17,50	18,00	15,75	16,20
19	18	19	SM	1,90	35,15	36,10	18,50	19,00	16,65	17,10
20	19	20	SM	1,90	37,05	38,00	19,50	20,00	17,55	18,00
21	20	21	SM	1,90	38,95	39,90	20,50	21,00	18,45	18,90
22	21	22	SM	1,90	40,85	41,80	21,50	22,00	19,35	19,80
23	22	23	SM	1,90	42,75	43,70	22,50	23,00	20,25	20,70
24	23	24	SM	1,90	44,65	45,60	23,50	24,00	21,15	21,60
25	24	25	MH	1,70	46,45	47,30	24,50	25,00	21,95	22,30
26	25	26	SM	1,80	48,20	49,10	25,50	26,00	22,70	23,10
27	26	27	SM	1,80	50,00	50,90	26,50	27,00	23,50	23,90
28	27	28	SM	1,80	51,80	52,70	27,50	28,00	24,30	24,70
29	28	29	SM	1,80	53,60	54,50	28,50	29,00	25,10	25,50
30	29	30	SM	1,80	55,40	56,30	29,50	30,00	25,90	26,30
31	30	31	SM	1,80	57,20	58,10	30,50	31,00	26,70	27,10
32	31	32	SM	1,80	59,00	59,90	31,50	32,00	27,50	27,90
33	32	33	SM	1,80	60,80	61,70	32,50	33,00	28,30	28,70
34	33	34	SM	1,80	62,60	63,50	33,50	34,00	29,10	29,50
35	34	35	SM	1,80	64,40	65,30	34,50	35,00	29,90	30,30
36	35	36	CH	1,60	66,10	66,90	35,50	36,00	30,60	30,90
37	36	37	CH	1,60	67,70	68,50	36,50	37,00	31,20	31,50
38	37	38	CH	1,60	69,30	70,10	37,50	38,00	31,80	32,10
39	38	39	CH	1,60	70,90	71,70	38,50	39,00	32,40	32,70
40	39	40	CH	1,60	72,50	73,30	39,50	40,00	33,00	33,30
41	40	41	CH	1,60	74,10	74,90	40,50	41,00	33,60	33,90
42	41	42	CH	1,60	75,70	76,50	41,50	42,00	34,20	34,50
43	42	43	CH	1,60	77,30	78,10	42,50	43,00	34,80	35,10
44	43	44	CH	1,60	78,90	79,70	43,50	44,00	35,40	35,70
45	44	45	CH	1,60	80,50	81,30	44,50	45,00	36,00	36,30
46	45	46	MH	1,70	82,15	83,00	45,50	46,00	36,65	37,00
47	46	47	MH	1,70	83,85	84,70	46,50	47,00	37,35	37,70
48	47	48	MH	1,70	85,55	86,40	47,50	48,00	38,05	38,40
49	48	49	MH	1,70	87,25	88,10	48,50	49,00	38,75	39,10
50	49	50	MH	1,70	88,95	89,80	49,50	50,00	39,45	39,80
51	50	51	MH	1,70	90,65	91,50	50,50	51,00	40,15	40,50
52	51	52	MH	1,70	92,35	93,20	51,50	52,00	40,85	41,20
53	52	53	MH	1,70	94,05	94,90	52,50	53,00	41,55	41,90
54	53	54	MH	1,70	95,75	96,60	53,50	54,00	42,25	42,60
55	54	55	MH	1,70	97,45	98,30	54,50	55,00	42,95	43,30
56	55	56	R	1,70	99,15	100,00	55,50	56,00	43,65	44,00
57	56	57	R	1,70	100,85	101,70	56,50	57,00	44,35	44,70

TESIS DE GRADO
CORRECCION DEL VALOR N DEL SPT Y DATOS DE DISEÑO
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

N.A.F	0,00	**Diseñado por:**	Rafael Villa Astudillo
P_a (ton/m^2):	10	**Revisado por:**	Ing. Juan Carlos Montero
Sondeo:	P-18	**Fecha:**	oct-09

PROF			Suelo		DATOS ENSAYOS				DATOS DISEÑO		
Z (m)	PFL	SUCS	Tipo	N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	C ton/m^2	ϕ	w%	N_{60prom}	C	ϕ
0											
1		sedi	F	1	1			31,0			
2			F	7	6			34,0	3		25,50
3			F	1	1			45,0			
4			F	1	2			52,0			
5			F	14	17			31,0	17		36,00
6			F	28	34			28,3			
7			F	28	33			23,0	29		40,75
8			F	22	25			31,0			
9			F	22	24			27,0			
10			F	15	16			31,0	18		36,00
11			F	19	20			28,8			
12		SM	F	11	11			31,0	12		33,00
13			F	12	12			29,0			
14			F	5	5			36,0			
15			F	6	6			38,0			
16			F	8	7			27,8			
17			F	9	8			37,0			
18			F	10	9			31,0	7		29,50
19			F	12	10			33,0			
20			F	7	6			34,5			
21			F	8	6			32,0			
22			F	9	7			36,0			
23			F	7	5			43,0			
24		MH	C.	7	5	5,20	9,1	57,1	5		5,20
25			F	7	5			40,0			
26			F	8	6			35,0			
27			F	8	6			38,0			
28			F	9	6			36,9			
29			F	9	6			38,0	6	3,10	28,20
30		SM	F	8	5			43,0			
31			F	7	5			38,0			
32			F	8	5			40,0			
33			F	9	6	3,10	16,5	45,5			
34			F	10	6			41,0			
35			C.	8	8			50,0			
36			C.	11	11			52,0			
37			C.	12	12	6,50	1,3	48,0			
38			C.	14	14			47,0	12	4,03	12,05
39			C.	10	10			56,0			
40		CH	C.	11	11	2,30	22,8	53,6			
41			C.	12	12			51,0			
42			C.	14	14			53,0			
43			C.	18	18			50,0	20	6,30	
44			C.	22	22			51,0			
45			C.	23	23			59,9			
46			C.	26	26			59,0			
47			C.	17	17			66,0			
48			C.	18	18			66,0			
49			C.	18	18			59,0	23	8,16	
50		MH	C.	23	23			52,0			
51			C.	22	22			50,0			
52			C.	21	21			50,0			
53			C.	27	27			30,0			
54			C.	38	38			25,0			
55			C.	100	100			8,0			
56			C.	100	100			12,3			
57											

SM licuable, se desprecia

TESIS DE GRADO
FACTOR DE CORRECCION Y CORELACIONES DEL VALOR N DEL SPT
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

σ'_v	FACTOR C_N				$C_{N\ prom}$	FACTORES CORRECCION η_i				FACTOR DE CORRECION
	Liao y Whitman	Skempton	Seed	Peck		η_1	η_2	η_3	η_4	
ton/m^2	ton/pie^2	ton/pie^2	ton/pie^2	ton/pie^2	ton/m^2					
1,80	2,485	1,721	1,988	1,610	1,000	1,00	0,75	1,00	1,00	0,75
2,70	2,029	1,609	1,768	1,475	1,000	1,00	0,75	1,00	1,00	0,75
3,60	1,757	1,511	1,612	1,379	1,000	1,00	0,75	1,00	1,00	0,75
4,50	1,571	1,423	1,491	1,304	1,447	1,00	0,85	1,00	1,00	1,23
5,40	1,434	1,346	1,392	1,243	1,354	1,00	0,85	1,00	1,00	1,15
6,30	1,328	1,276	1,308	1,192	1,276	1,00	0,95	1,00	1,00	1,21
7,20	1,242	1,214	1,236	1,147	1,210	1,00	0,95	1,00	1,00	1,15
8,10	1,171	1,157	1,172	1,107	1,152	1,00	0,95	1,00	1,00	1,09
9,00	1,111	1,105	1,114	1,072	1,101	1,00	0,95	1,00	1,00	1,05
9,90	1,059	1,058	1,063	1,040	1,055	1,00	1,00	1,00	1,00	1,06
10,80	1,014	1,014	1,015	1,011	1,014	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01
11,70	0,975	0,974	0,972	0,985	0,976	1,00	1,00	1,00	1,00	0,98
12,60	0,939	0,937	0,932	0,960	0,942	1,00	1,00	1,00	1,00	0,94
13,50	0,907	0,903	0,894	0,937	0,910	1,00	1,00	1,00	1,00	0,91
14,40	0,878	0,871	0,859	0,915	0,881	1,00	1,00	1,00	1,00	0,88
15,30	0,852	0,841	0,826	0,895	0,854	1,00	1,00	1,00	1,00	0,85
16,20	0,828	0,814	0,795	0,876	0,828	1,00	1,00	1,00	1,00	0,83
17,10	0,806	0,788	0,766	0,858	0,804	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80
18,00	0,786	0,763	0,738	0,840	0,782	1,00	1,00	1,00	1,00	0,78
18,90	0,767	0,740	0,712	0,824	0,761	1,00	1,00	1,00	1,00	0,76
19,80	0,749	0,719	0,686	0,809	0,741	1,00	1,00	1,00	1,00	0,74
20,70	0,733	0,699	0,662	0,794	0,722	1,00	1,00	1,00	1,00	0,72
21,60	0,717	0,679	0,639	0,779	0,704	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70
22,30	0,706	0,665	0,622	0,769	0,690	1,00	1,00	1,00	1,00	0,69
23,10	0,694	0,650	0,603	0,757	0,676	1,00	1,00	1,00	1,00	0,68
23,90	0,682	0,635	0,584	0,746	0,662	1,00	1,00	1,00	1,00	0,66
24,70	0,671	0,621	0,566	0,735	0,648	1,00	1,00	1,00	1,00	0,65
25,50	0,660	0,607	0,549	0,724	0,635	1,00	1,00	1,00	1,00	0,64
26,30	0,650	0,594	0,532	0,714	0,622	1,00	1,00	1,00	1,00	0,62
27,10	0,640	0,582	0,516	0,704	0,610	1,00	1,00	1,00	1,00	0,61
27,90	0,631	0,570	0,500	0,694	0,599	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60
28,70	0,622	0,558	0,485	0,684	0,587	1,00	1,00	1,00	1,00	0,59
29,50	0,614	0,547	0,470	0,675	0,577	1,00	1,00	1,00	1,00	0,58
30,30	0,606	0,537	0,455	0,666	0,566	1,00	1,00	1,00	1,00	0,57
30,90	0,600	0,529	0,445	0,660	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
31,50	0,594	0,522	0,434	0,653	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
32,10	0,588	0,514	0,424	0,647	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
32,70	0,583	0,507	0,414	0,641	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
33,30	0,578	0,500	0,404	0,635	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
33,90	0,573	0,494	0,394	0,629	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
34,50	0,568	0,487	0,385	0,623	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
35,10	0,563	0,481	0,376	0,617	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
35,70	0,558	0,475	0,366	0,611	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
36,30	0,553	0,469	0,357	0,606	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
37,00	0,548	0,462	0,347	0,600	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
37,70	0,543	0,455	0,337	0,593	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
38,40	0,538	0,449	0,327	0,587	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
39,10	0,533	0,443	0,317	0,581	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
39,80	0,528	0,436	0,307	0,575	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
40,50	0,524	0,431	0,298	0,569	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
41,20	0,519	0,425	0,289	0,564	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
41,90	0,515	0,419	0,279	0,558	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
42,60	0,511	0,414	0,270	0,552	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
43,30	0,507	0,408	0,262	0,547	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
44,00	0,503	0,403	0,253	0,542	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
44,70	0,499	0,398	0,244	0,536	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

ANGULO ϕ SUELOS GRANULARES					C_u SUELOS COHESIVOS ton/m^2		
METODO				PROM	METODO		PROM
A	*B*	*C*	*D*		*A*	*B*	
27,4	21,3	24,5	19,2	24	n/a	n/a	n/a
28,9	36,1	31,0	25,4	31	n/a	n/a	n/a
27,4	20,0	24,5	19,2	23	n/a	n/a	n/a
27,7	19,5	26,3	21,0	24	n/a	n/a	n/a
32,0	40,1	38,4	32,5	36	n/a	n/a	n/a
36,7	46,1	46,1	39,7	43	n/a	n/a	n/a
36,4	45,4	45,7	39,4	42	n/a	n/a	n/a
34,3	42,4	42,4	36,2	39	n/a	n/a	n/a
34,0	41,8	41,9	35,8	39	n/a	n/a	n/a
31,8	37,6	37,9	32,0	35	n/a	n/a	n/a
32,9	39,3	40,0	34,0	37	n/a	n/a	n/a
30,3	33,8	34,8	29,1	33	n/a	n/a	n/a
30,6	34,1	35,5	29,7	33	n/a	n/a	n/a
28,6	26,3	30,0	24,5	28	n/a	n/a	n/a
28,9	27,4	31,0	25,4	29	n/a	n/a	n/a
29,2	29,4	31,8	26,2	30	n/a	n/a	n/a
29,5	30,0	32,6	27,0	30	n/a	n/a	n/a
29,8	30,6	33,4	27,7	31	n/a	n/a	n/a
30,0	31,8	34,1	28,4	32	n/a	n/a	n/a
28,9	27,0	31,0	25,4	29	n/a	n/a	n/a
28,9	27,8	31,0	25,4	29	n/a	n/a	n/a
29,2	28,5	31,8	26,2	29	n/a	n/a	n/a
28,6	26,2	30,0	24,5	28	n/a	n/a	n/a
		9,1				*5,2*	
28,6	25,8	30,0	24,5	28	n/a	n/a	n/a
28,9	26,7	31,0	25,4	28	n/a	n/a	n/a
28,9	26,5	31,0	25,4	28	n/a	n/a	n/a
28,9	27,2	31,0	25,4	29	n/a	n/a	n/a
28,9	27,0	31,0	25,4	29	n/a	n/a	n/a
28,6	25,9	30,0	24,5	28	n/a	n/a	n/a
28,6	24,7	30,0	24,5	27	n/a	n/a	n/a
28,6	25,5	30,0	24,5	28	n/a	n/a	n/a
28,9	26,2	31,0	25,4	28	n/a	n/a	n/a
28,9	26,9	31,0	25,4	29	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	2,8	13,0	7,9
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,9	16,3	10,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,2	17,4	10,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,9	19,4	12,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,5	15,2	9,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,9	16,3	10,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,2	17,4	10,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,9	19,4	12,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	6,3	23,2	14,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	7,7	26,8	17,3
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	8,1	27,7	17,9
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	9,1	30,3	19,7
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	6,0	22,3	14,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	6,3	23,2	14,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	6,3	23,2	14,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	8,1	27,7	17,9
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	7,7	26,8	17,3
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	7,4	26,0	16,7
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	9,5	31,1	20,3
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	13,3	39,8	26,5
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	35,0	79,9	57,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	35,0	79,9	57,4

TESIS DE GRADO
RESUMEN DE DATOS DE DISEÑO
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

Sondeo: P-18 **Fecha:** oct-09
Ralizado por: Rafael Villa Astudillo

CAPA	SUCS	CAPA		L	DATOS DISEÑO		
		Desde	Hasta		N_{60prom}	C	ϕ
Nº		m	m	m		ton/m^2	
1	SM	1	5	4	3		26,00
2	SM	5	6	1	17		36,00
3	SM	6	10	4	29		41,00
4	SM	10	12	2	18		36,00
5	SM	12	14	2	12		33,00
6	SM	14	24	10	7		30,00
7	MH	24	25	1	5	5,20	9,00
8	SM	25	35	10	6	3,10	28,20
9	CH	35	43	8	12	4,03	12,05
10	CH	43	45	2	20	6,30	
11	MH	45	55	10	23	8,16	
12	R	55	57	2	50		

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE MEYERHOF (1976)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	18	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15	0	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00					

DATOS DE DISEÑO								
CAPA	SUCS	CAPA		Δd	$N_{60\ prom}$	C	ϕ	S. F?
		Desde	Hasta					
Nº		m	m	m		ton/m^2		
-	Sed.	0	1	1	0		-	*n*
1	SM	1	5	4	3		26,0	*n*
2	SM	5	6	1	17		36,0	*s*
3	SM	6	10	4	29		41,0	*s*
4	SM	10	12	2	18		36,0	*s*
5	SM	12	14	2	12		33,0	*s*
6	SM	14	24	10	7		30,0	*s*
7	MH	24	25	1	5	5,20	9,0	*n*
8	SM	25	35	10	6	3,10	28,2	*s*
9	CH	35	43	8	12	4,03	12,1	*n*
10	CH	43	45	2	20	6,30		*n*
11	MH	45	55	10	23	8,16		*n*
12	R	55	57	2	50			*n*

Capacidad por Fricción								
$fs \le fs_{lim}$		p . L	Carga Estática			Carga con Sismo		
fs	fs Lím		$Q_{f\ estática}$		∑	E. L?	$Q_{f\ sismo}$	∑
kPa	*kPa*	m^2	*kN*	*ton*	*ton*		*ton*	*ton*
n/a	100	3,80	n/a	n/a	0,00	s	n/a	0,00
n/a	100	15,21	n/a	n/a	0,00	s	n/a	0,00
17	100	3,80	64,62	6,59	6,59	s	0,00	0,00
29	100	15,21	440,95	44,95	51,54	s	0,00	0,00
18	100	7,60	136,85	13,95	65,49	s	0,00	0,00
12	100	7,60	91,23	9,30	74,79	s	0,00	0,00
7	100	38,01	266,09	27,12	101,91	s	0,00	0,00
n/a	100	3,80	n/a	n/a	101,91	n	n/a	0,00
6	100	38,01	228,08	23,25	125,16	n	23,25	23,25
n/a	100	30,41	n/a	n/a	125,16	n	n/a	23,25
n/a	100	7,60	n/a	n/a	125,16	n	n/a	23,25
n/a	100	38,01	n/a	n/a	125,16	n	n/a	23,25
n/a	100	7,60	n/a	n/a	125,16	n	n/a	23,25

Capacidad por Punta				
$qt \le qt_{lim}$		Carga Estática		C. Sismo
qt	qt Lím	$Q_{p\ estático}$		$Q_{p\ sismo}$
kPa	*kPa*	*kN*	*ton*	*ton*
n/a	n/a	n/a	n/a	0,00
n/a	n/a	n/a	n/a	0,00
3976,86	6800	4573,00	466,16	0,00
10766,94	11600	12380,92	1262,07	0,00
7236,36	7200	8279,29	843,96	0,00
4423,14	4800	5086,18	518,47	0,00
833,06	2800	957,93	97,65	0,00
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
3157,02	2400	2759,76	281,32	281,32
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE VESIC (1977)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	18	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c
Ancho Base o Diámetro, B (m) :	1,21
Espesor de la pared (cm):	2,00

Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):	n	
Se Forma Tapón si (s) o no (n):	s	
Perímetro, p (m) :	3,80	0
Área de la punta, Ap (m^2) :	1,15	0

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**Tipo Suelo**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m^2***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
1	SM	1	5	4	3		n/a	*n/a*
2	SM	5	6	1	17		36,0	*n*
3	SM	6	10	4	29		41,0	*n*
4	SM	10	12	2	18		36,0	*n*
5	SM	12	14	2	12		33,0	*n*
6	SM	14	24	10	7		30,0	*n*
7	MH	24	25	1	5	5,20	9,0	*s*
8	SM	25	35	10	6	3,10	28,2	*n*
9	CH	35	43	8	12	4,03	12,1	*s*
10	CH	43	45	2	20	6,30		*s*
11	MH	45	55	10	23	8,16		*s*
12	R	55	57	2	50			*n/a*

Capacidad por Punta								
Ir	**K_o**	**$N^*_{\sigma\ (tabla)}$**	**$N^*_{c\ (tabla)}$**	**σ'_p**	**σ'_o**	**Carga Estática**	**C. Sismo**	
						$Q_{p\ estático}$	**E. L?**	**$Q_{p\ sismo}$**
				ton/m^2	***ton/m^2***	***ton***		***ton***
100	n/a	-	-	-	n/a	n/a	s	0,00
100	n/a	-	-	-	n/a	n/a	s	0,00
100	0,41	92,24	125,59	3,50	2,13	225,76	s	0,00
100	0,34	147,59	168,63	7,10	3,99	677,95	s	0,00
100	0,41	92,24	125,59	8,90	5,41	574,08	s	0,00
100	0,46	68,92	104,58	10,70	6,81	540,09	s	0,00
100	0,50	51,02	86,64	19,70	13,13	770,51	s	0,00
200	0,84	4,70	23,39	20,40	18,27	238,61	n	238,61
200	0,53	55,77	103,01	29,40	20,14	1658,65	n	1658,65
200	0,79	7,38	30,03	34,20	29,44	389,00	n	389,00
200	1,00	1,00	10,97	35,40	35,40	120,18	n	120,18
200	1,00	1,00	10,97	42,40	42,40	151,69	n	151,69
200	1,00			44,20	n/a	n/a	n	n/a

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
RESUMEN DE LOS METODOS UTILIZADOS

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone
Tramo:	Central
Pila Nº:	18
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador

Diseño:	Rafael Villa Astudillo
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito
Fecha:	oct-09

RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA POR FRICCION DE CADA CAPA POR DIFERENTES METODOS DE CALCULO

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		Meyerhof		Norlund		Burland		Burland mod		Navfac		Tomlinson (α)		K&V (α)		V&F (λ)	
		Desde	Hasta	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}
Nº		m	m	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	SM	1	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	SM	5	6	6,59	0,00	8,22	0,00	4,99	0,00	4,46	0,00	8,45	0,00	-	-	-	-	-	-
3	SM	6	10	44,95	0,00	93,82	0,00	48,35	0,00	46,40	0,00	67,96	0,00	-	-	-	-	-	-
4	SM	10	12	13,95	0,00	64,24	0,00	26,15	0,00	23,37	0,00	44,31	0,00	-	-	-	-	-	-
5	SM	12	14	9,30	0,00	38,15	0,00	24,59	0,00	27,38	0,00	50,19	0,00	-	-	-	-	-	-
6	SM	14	24	27,12	0,00	210,45	0,00	167,56	0,00	147,85	0,00	362,19	0,00	-	-	-	-	-	-
7	MH	24	25	-	-	-	-	-	-	13,15	13,15	13,44	13,44	13,76	13,76	16,60	16,60	18,52	18,52
8	SM	25	35	23,25	23,25	299,10	299,10	255,56	255,56	235,00	235,00	569,71	569,71	-	-	-	-	-	-
9	CH	35	43	-	-	-	-	-	-	252,16	252,16	95,59	95,59	98,04	98,04	116,43	116,43	169,70	169,70
10	CH	43	45	-	-	-	-	-	-	53,91	53,91	28,74	28,74	38,32	38,32	45,50	45,50	50,45	50,45
11	MH	45	55	-	-	-	-	-	-	445,46	445,46	145,79	145,79	248,15	248,15	288,48	288,48	293,87	293,87
12	R	55	57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
										1249,12		1386,37	853,27						
												1470,82							

CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCION P-18

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		$Q_{fe\ prom}$	$\sum Q_{fe\ prom}$	$Q_{fs\ prom}$	$\sum Q_{fs\ prom}$
		Desde	Hasta				
Nº		m	m	ton	ton	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-	-	-
1	SM	1	5	0,00	0,00	0,00	0,00
2	SM	5	6	6,53	6,53	0,00	0,00
3	SM	6	10	64,13	70,66	0,00	0,00
4	SM	10	12	39,52	110,18	0,00	0,00
5	SM	12	14	35,08	145,26	0,00	0,00
6	SM	14	24	222,01	367,27	0,00	0,00
7	MH	24	25	15,09	382,36	15,09	15,09
8	SM	25	35	339,84	722,21	339,84	354,94
9	CH	35	43	146,38	868,59	146,38	501,32
10	CH	43	45	43,38	911,97	43,38	544,70
11	MH	45	55	284,35	1196,32	284,35	829,05
12	R	55	57	-	-	-	-

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
RESUMEN DE LOS METODOS UTILIZADOS

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone
Tramo:	Central
Pila Nº:	18
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador

Diseño:	Rafael Villa Astudillo
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito
Fecha:	oct-09

RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA POR PUNTA DE CADA CAPA POR DIFERENTES METODOS DE CALCULO

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		Meyerhof		Norlund		Burland		Burland mod		Navfac		Tomlinson (α)		Janbú		Vesic	
		Desde	Hasta	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}
Nº		m	m	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	SM	1	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	SM	5	6	466,16	0,00	211,29	0,00	233,43	0,00	233,43	0,00	249,53	0,00	-	-	105,74	0,00	225,76	0,00
3	SM	6	10	1262,07	0,00	586,09	0,00	1306,29	0,00	1306,29	0,00	1183,82	0,00	-	-	391,71	0,00	677,95	0,00
4	SM	10	12	843,96	0,00	537,29	0,00	593,58	0,00	593,58	0,00	634,52	0,00	-	-	268,88	0,00	574,08	0,00
5	SM	12	14	518,47	0,00	293,04	0,00	467,55	0,00	467,55	0,00	430,64	0,00	-	-	232,92	0,00	540,09	0,00
6	SM	14	24	97,65	0,00	305,94	0,00	566,33	0,00	566,33	0,00	475,71	0,00	-	-	308,09	0,00	770,51	0,00
7	MH	24	25	-	-	-	-	-	-	-	-	53,82	53,82	26,91	26,91	80,19	80,19	238,61	238,61
8	SM	25	35	281,32	281,32	218,38	218,38	743,76	743,76	743,76	743,76	507,11	507,11	-	-	354,28	354,28	1658,65	1658,65
9	CH	35	43	-	-	-	-	-	-	-	-	41,71	41,71	20,85	20,85	127,40	127,40	389,00	389,00
10	CH	43	45	-	-	-	-	-	-	-	-	65,20	65,20	32,60	32,60	82,29	82,29	120,18	120,18
11	MH	45	55	-	-	-	-	-	-	-	-	84,45	84,45	42,22	42,22	102,62	102,62	151,69	151,69
12	R	55	57	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA P-18

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		$Q_{pe\ prom}$	$Q_{ps\ prom}$
		Desde	Hasta		
Nº		m	m	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-
1	SM	1	5	-	-
2	SM	5	6	209,86	0,00
3	SM	6	10	908,69	0,00
4	SM	10	12	533,66	0,00
5	SM	12	14	405,30	0,00
6	SM	14	24	498,82	0,00
7	MH	24	25	99,88	99,88
8	SM	25	35	704,32	704,32
9	CH	35	43	144,74	144,74
10	CH	43	45	75,07	75,07
11	MH	45	55	95,24	95,24
12	R	55	57	-	-

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

RESUMEN DRESULTADOS DE DISEÑO

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Tramo:	Central	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Pila Nº:	18	**Entidad:**	PUCE-Quito
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Fecha:**	oct-09

CASOS DE CARGA P-18		
TIPO	**ESTATICA**	**CON SISMO**
	ton	**ton**
Muerta	194,0	194,0
Viva	64,0	16,0
Sismo	0,0	159,5
Total	258,0	369,5

RESUMEN PILOTE P-18					
$Qu_{estatica}$	**Qu_{sismo}**	**RED. x GRUPO**	**F. S.**	**$Qadm_{estatica}$**	**$Qadm_{sismo}$**
ton	**ton**			**ton**	**ton**
1291,6	924,3	1,00	2,00	645,8	462,1
L. de diseño	**Cota Fondo**	**Cota Cabeza**	**L. en agua**	**L. Total**	**Cota**
m	**m**	**m**	**m**	**m**	**m**
55,00	-1,72	1,00	2,72	57,72	56,72

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
METODO DE NORDLUND (1963)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador
Entidad:	PUCE-Quito

Tramo:	Central
Pila Nº:	18
Fecha:	oct-09

Diseño:	Rafael Villa Astudillo
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c
Ancho de la Base o Diámetro, b (m) :	1,21
Espesor de la pared (cm):	2,00

Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):	n	
Se Forma Tapón si (s) o no (n):	s	
Perímetro, p (m) :	3,80	0
Área de la punta, Ap (m^2) :	1,15	0

Ángulo ω:	0,00
Volumen desplazamiento del suelo, V (m^3/m):	0,076
Relación δ/φ:	0,69

Parámetros de Diseño								
Capa	SUCS	Capa		Δd	N_{60prom}	C	ϕ	S. F?
Nº		*Desde*	*Hasta*	*m*		*ton/m^2*		
-	Sed.	0	1	1	0		-	*n*
1	SM	1	5	4	3		26,0	*n*
2	SM	5	6	1	17		36,0	*s*
3	SM	6	10	4	29		41,0	*s*
4	SM	10	12	2	18		36,0	*s*
5	SM	12	14	2	12		33,0	*s*
6	SM	14	24	10	7		30,0	*s*
7	MH	24	25	1	5	5,20	9,0	*n*
8	SM	25	35	10	6	3,10	28,2	*s*
9	CH	35	43	8	12	4,03	12,1	*n*
10	CH	43	45	2	20	6,30		*n*
11	MH	45	55	10	23	8,16		*n*
12	R	55	57	2	50			*n*

Capacidad por Fricción									
δ	$K_δ$	C_F	p_d	Carga Estática			Carga con Sismo		
				$Q_{f\ estática}$		∑	E. L?	$Q_{f\ sismo}$	∑
Kpa			*Kpa*	*kN*	*ton*	*ton*		*ton*	*ton*
n/a	-	-	-	n/a	n/a	0,00	s	n/a	0,00
n/a	0,89	0,94	7,85	n/a	n/a	0,00	s	n/a	0,00
24,8	1,94	0,87	29,92	80,64	8,22	8,22	s	0,00	0,00
28,3	2,89	0,85	51,99	920,40	93,82	102,04	s	0,00	0,00
24,8	2,89	0,87	78,48	630,20	64,24	166,28	s	0,00	0,00
22,8	1,47	0,90	96,14	374,26	38,15	204,43	s	0,00	0,00
20,7	1,12	0,92	149,11	2064,49	210,45	414,88	s	0,00	0,00
n/a	-	-	196,69	n/a	n/a	414,88	n	n/a	0,00
19,5	1,02	0,93	244,27	2934,15	299,10	713,98	n	299,10	299,10
n/a	-	-	311,96	n/a	n/a	713,98	n	n/a	299,10
n/a	-	-	341,39	n/a	n/a	713,98	n	n/a	299,10
n/a	-	-	381,61	n/a	n/a	713,98	n	n/a	299,10
n/a	-	-	424,77	n/a	n/a	713,98	n	n/a	299,10

Capacidad por Punta										
D/b	$α_t$	*N'q:*	p_t	$p_{t\ limite}$	$Q_{p\ estático\ 1}$	*qL*	$Q_{p\ estático\ 2}$	Carga Estática		C. Sismo
								$Q_{p\ estático}$		$Q_{p\ sismo}$
			Kpa	*kPa*	*kN*	*Kpa*	*kN*	*kN*	*ton*	*ton*
n/a	-	-	-	-	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,00
n/a	-	-	-	-	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,0
4,96	0,70	75,00	34,34	150,00	2072,80	22500	25872,78	2072,8	211,3	0,0
8,26	0,78	110,00	69,65	150,00	6871,88	5000	5749,51	5749,5	586,1	0,0
9,92	0,70	75,00	87,31	150,00	5270,83	31000	35646,94	5270,8	537,3	0,0
11,57	0,64	48,00	104,97	150,00	3707,96	2500	2874,75	2874,8	293,0	0,0
19,83	0,58	30,00	193,26	150,00	3001,24	26000	29897,44	3001,2	305,9	0,0
n/a	-	-	200,12	150,00	n/a	12000	n/a	n/a	n/a	n/a
28,93	0,54	23,00	288,41	150,00	2142,27	2500	2874,75	2142,3	218,4	218,4
n/a	-	-	335,50	150,00	n/a	18000	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	-	-	347,27	150,00	n/a	1250	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	-	-	415,94	150,00	n/a	1250	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	-	-	433,60	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE BURLAND, β (Esfuerzo Efectivo, 1973)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	18	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15	0
Espesor de la pared (cm):	2,00					

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**Tipo Suelo**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m^2***		
-	Sed.	0	1	1	0		-	*n*
1	SM	1	5	4	3		-	*f*
2	SM	5	6	1	17		36,0	*f*
3	SM	6	10	4	29		41,0	*f*
4	SM	10	12	2	18		36,0	*f*
5	SM	12	14	2	12		33,0	*f*
6	SM	14	24	10	7		30,0	*f*
7	MH	24	25	1	5	5,20	9,0	*c*
8	SM	25	35	10	6	3,10	28,2	*f*
9	CH	35	43	8	12	4,03	12,1	*c*
10	CH	43	45	2	20	6,30		*c*
11	MH	45	55	10	23	8,16		*c*
12	R	55	57	2	50			*n*

Capacidad por Fricción								
β	**$σ'_v$**	**fs**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**		
			$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**
	Kpa	***Kpa***	***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***
n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
0,43	29,92	12,87	48,91	4,99	4,99	s	0,00	0,00
0,60	51,99	31,20	474,34	48,35	53,34	s	0,00	0,00
0,43	78,48	33,75	256,56	26,15	79,49	s	0,00	0,00
0,33	96,14	31,73	241,20	24,59	104,08	s	0,00	0,00
0,29	149,11	43,24	1643,79	167,56	271,64	s	0,00	0,00
n/a	196,69	n/a	n/a	n/a	271,64	n	n/a	0,00
0,27	244,27	65,95	2507,08	255,56	527,20	n	255,56	255,56
n/a	311,96	n/a	n/a	n/a	527,20	n	n/a	255,56
n/a	341,39	n/a	n/a	n/a	527,20	n	n/a	255,56
n/a	381,61	n/a	n/a	n/a	527,20	n	n/a	255,56
n/a	424,77	n/a	n/a	n/a	527,20	n	n/a	255,56

Capacidad por Punta					
$σ'_p$	**N_t**	**q_t**	**Carga Estática**		**C. Sismo**
			$Q_{p\ estático}$		**$Q_{p\ sismo}$**
kPa		***kPa***	***kN***	***ton***	***ton***
-	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
25,51	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
34,34	58	1991,43	2289,95	233,43	0,00
69,65	160	11144,16	12814,69	1306,29	0,00
87,31	58	5063,92	5823,01	593,58	0,00
104,97	38	3988,75	4586,66	467,55	0,00
193,26	25	4831,43	5555,66	566,33	0,00
200,12	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
288,41	22	6345,11	7296,25	743,76	743,756
335,50	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
347,27	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
415,94	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
433,60	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
METODO MODIFICADO DE BURLAND

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	18	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15 0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Volumen de desplazamiento del suelo, V (m^3/m):***	0,076
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80 0	***Relación δ/φ***	0,69

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**Tipo Suelo**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m^2***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n*
1	SM	1	5	4	3		n/a	*f*
2	SM	5	6	1	17		36,0	*f*
3	SM	6	10	4	29		41,0	*f*
4	SM	10	12	2	18		36,0	*f*
5	SM	12	14	2	12		33,0	*f*
6	SM	14	24	10	7		30,0	*f*
7	MH	24	25	1	5	5,20	9,0	*c*
8	SM	25	35	10	6	3,10	28,2	*f*
9	CH	35	43	8	12	4,03	12,1	*c*
10	CH	43	45	2	20	6,30		*c*
11	MH	45	55	10	23	8,16		*c*
12	R	55	57	2	50		n/a	*n*

Capacidad por Fricción															
δ	**D_r**	**K**	**β_1**	**β_2**	**β_{med}**	**σ'_v**	**fs**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**				
								$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**		**∑**	
Kpa						***Kpa***	***Kpa***	***kN***	***ton***	***ton***		***ton***		***ton***	
n/a	-	-	-	-	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,00	s	0,00		0,00	
n/a	-	-	n/a	-	n/a	7,85	n/a	n/a	n/a	0,00	s	0,00		0,00	
24,84	35	0,78	0,36	0,41	0,38	29,92	11,50	43,71	4,46	4,46	s	0,00		0,00	
28,29	65	1,02	0,55	0,60	0,58	51,99	29,93	455,16	46,40	50,85	s	0,00		0,00	
24,84	35	0,78	0,36	0,41	0,38	78,48	30,16	229,29	23,37	74,23	s	0,00		0,00	
22,77	35	0,78	0,33	0,41	0,37	96,14	35,33	268,57	27,38	101,60	s	0,00		0,00	
20,70	15	0,62	0,23	0,28	0,26	149,11	38,16	1450,44	147,85	249,46	s	0,00		0,00	
6,21	15	0,62	0,07	0,28	0,17	196,69	33,93	128,96	13,15	262,60	n	13,15		13,15	
19,46	15	0,62	0,22	0,28	0,25	244,27	60,64	2305,31	235,00	497,60	n	235,00		248,14	
8,31	35	0,78	0,11	0,41	0,26	311,96	81,34	2473,65	252,16	749,75	n	252,16		500,30	
0,00	35	0,78	0,00	0,41	0,20	341,39	69,56	528,82	53,91	803,66	n	53,91		554,20	
0,00	65	1,02	0,00	0,60	0,30	381,61	114,96	4369,99	445,46	1249,12	n	445,46		999,67	
n/a	-	-	n/a	-	n/a	424,77	n/a	n/a	n/a	1249,12	n	n/a		999,67	

Capacidad por Punta					
σ'_p	**N_t**	**q_t**	**Carga Estática**		**C. Sismo**
			$Q_{p\ estático}$		**$Q_{p\ sismo}$**
kPa		***kPa***	***kN***	***ton***	***ton***
-	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
25,51	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
34,34	58	1991,43	2289,95	233,43	0,00
69,65	160	11144,16	12814,69	1306,29	0,00
87,31	58	5063,92	5823,01	593,58	0,00
104,97	38	3988,75	4586,66	467,55	0,00
193,26	25	4831,43	5555,66	566,33	0,00
200,12	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
288,41	22	6345,11	7296,25	743,76	743,7563
335,50	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
347,27	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
415,94	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
433,60	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
METODO DE NAVFAC DM 7.2

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	18	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15	0
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Ángulo δ (tabla 14):***	20			

Parámetros de Diseño									Capacidad por Fricción													Capacidad por Punta				
Capa	SUCS	Capa		Δd	N_{60prom}	C	ϕ	Tipo Suelo	K_o	K_a	K_p	K	σ'_v	α	Carga Estática			Carga con Sismo			*Nq:*	σ'_p	Carga Estática		C. Sismo
															$Q_{f\ estática}$		∑	E. L?	$Q_{f\ sismo}$	∑			$Q_{p\ estático}$		$Q_{p\ sismo}$
Nº		*Desde*	*Hasta*	*m*		*ton/m^2*							*Kpa*		*kN*	*ton*	*ton*		*ton*	*ton*		*kPa*	*kN*	*ton*	*ton*
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n*	n/a	n/a	n/a	n/a	-		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	-	-	n/a	n/a	0,00
1	SM	1	5	4	3		9,0	*f*	0,84	0,27	2,37	1,16	7,85		50,45	5,14	5,14	s	0,00	0,00	1,00	25,51	29,33	2,99	0,00
2	SM	5	6	1	17		36,0	*f*	0,41	0,74	4,85	2,00	29,92		82,86	8,45	13,59	s	0,00	0,00	62,00	34,34	2447,88	249,53	0,00
3	SM	6	10	4	29		41,0	*f*	0,34	0,79	5,81	2,32	51,99		666,72	67,96	81,55	s	0,00	0,00	145,00	69,65	11613,31	1183,82	0,00
4	SM	10	12	2	18		36,0	*f*	0,41	0,74	4,85	2,00	78,48		434,65	44,31	125,86	s	0,00	0,00	62,00	87,31	6224,60	634,52	0,00
5	SM	12	14	2	12		33,0	*f*	0,46	0,71	4,39	1,85	96,14		492,39	50,19	176,05	s	0,00	0,00	35,00	104,97	4224,56	430,64	0,00
6	SM	14	24	10	7		30,0	*f*	0,50	0,67	4,00	1,72	149,11		3553,06	362,19	538,24	s	0,00	0,00	21,00	193,26	4666,76	475,71	0,00
7	MH	24	25	1	5	5,20	9,0	*c*	n/a	n/a	n/a	n/a	196,69	0,68	131,86	13,44	551,68	n	13,44	13,44	-	200,12	527,93	53,82	53,82
8	SM	25	35	10	6	3,10	28,2	*f*	0,53	0,64	3,79	1,65	244,27		5588,89	569,71	1121,40	n	569,71	583,16	15,00	288,41	4974,72	507,11	507,11
9	CH	35	43	8	12	4,03	12,1	*c*	n/a	n/a	n/a	n/a	311,96	0,78	937,76	95,59	1216,99	n	95,59	678,75	-	335,50	409,14	41,71	41,71
10	CH	43	45	2	20	6,30		*c*	n/a	n/a	n/a	n/a	341,39	0,60	281,92	28,74	1245,73	n	28,74	707,49	-	347,27	639,61	65,20	65,20
11	MH	45	55	10	23	8,16		*c*	n/a	n/a	n/a	n/a	381,61	0,47	1430,19	145,79	1391,51	n	145,79	853,27	-	415,94	828,44	84,45	84,45
12	R	55	57	2	50		n/a	*n*	n/a	n/a	n/a	n/a	424,77		n/a	n/a	1391,51	n	n/a	853,27	-	433,60	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO TOMLINSON, α (2008)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	18	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15	0
Espesor de la pared (cm):	2,00					

Parámetros de Diseño								
Capa	SUCS	Capa		Δd	N_{60prom}	C	ϕ	S. C?
Nº		*Desde*	*Hasta*	*m*		*ton/m^2*		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
1	SM	1	5	4	3		9,0	*n*
2	SM	5	6	1	17		36,0	*n*
3	SM	6	10	4	29		41,0	*n*
4	SM	10	12	2	18		36,0	*n*
5	SM	12	14	2	12		33,0	*n*
6	SM	14	24	10	7		30,0	*n*
7	MH	24	25	1	5	5,20	9,0	*s*
8	SM	25	35	10	6	3,10	28,2	*n*
9	CH	35	43	8	12	4,03	12,1	*s*
10	CH	43	45	2	20	6,30		*s*
11	MH	45	55	10	23	8,16		*s*
12	R	55	57	2	50		n/a	*n*

Capacidad por Fricción											
σ'_v	c_u/σ'_v	α_p	L/B	F	Carga Estática			Carga con Sismo			
					$Q_{f\ estática}$		∑	E. L?	$Q_{f\ sismo}$	∑	
Kpa					*kN*	*ton*	*ton*		*ton*	*ton*	
-	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
7,85	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
29,92	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
51,99	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
78,48	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
96,14	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
149,11	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
196,69	0,26	0,87	20,66	1,00	134,96	13,76	13,76	n	13,76	13,76	
244,27	n/a		n/a		n/a	n/a	13,76	n	n/a	13,76	
311,96	0,13	1,00	35,54	1,00	961,81	98,04	111,80	n	98,04	111,80	
341,39	0,18	1,00	37,19	1,00	375,89	38,32	150,12	n	38,32	150,12	
381,61	0,21	1,00	45,45	1,00	2434,36	248,15	398,27	n	248,15	398,27	
424,77	n/a	1,00	n/a	1,00	n/a	n/a	398,27	n	n/a	398,27	

Capacidad por Punta			
N'c:	Carga Estática		C. Sismo
	$Q_{p\ estático}$		$Q_{p\ sismo}$
	kN	*ton*	*ton*
-	n/a	n/a	n/a
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
9,0	263,96	26,91	26,91
-	n/a	n/a	n/a
9,0	204,57	20,85	20,85
9,0	319,80	32,60	32,60
9,0	414,22	42,22	42,22
-	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE KOLK Y VAN DER VELDE, α (1996)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	18	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80

Parámetros de Diseño									**Capacidad por Fricción**							
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**S. C?**	**σ'_v**	**c_u/σ'_v**	**α**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**	
												$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m²***			***Kpa***			***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*	-	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
1	SM	1	5	4	3		9,0	*n*	7,85	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
2	SM	5	6	1	17		36,0	*n*	29,92	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
3	SM	6	10	4	29		41,0	*n*	51,99	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
4	SM	10	12	2	18		36,0	*n*	78,48	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
5	SM	12	14	2	12		33,0	*n*	96,14	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
6	SM	14	24	10	7		30,0	*n*	149,11	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
7	MH	24	25	1	5	5,20	9,0	*s*	196,69	0,26	0,84	162,89	16,60	16,60	n	16,60	16,60
8	SM	25	35	10	6	3,10	28,2	*n*	244,27	n/a	-	n/a	n/a	16,60	n	n/a	16,60
9	CH	35	43	8	12	4,03	12,1	*s*	311,96	0,13	0,95	1142,15	116,43	133,03	n	116,43	133,03
10	CH	43	45	2	20	6,30		*s*	341,39	0,18	0,95	446,37	45,50	178,53	n	45,50	178,53
11	MH	45	55	10	23	8,16		*s*	381,61	0,21	0,93	2829,94	288,48	467,01	n	288,48	467,01
12	R	55	57	2	50		n/a	*n*	424,77	n/a		n/a	n/a	467,01	n	n/a	467,01

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO VIJAYVERGIYA y FOCHT, λ (1972)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	18
Entidad:	PUCE-Quito	**Tramo:**	Central
Diseño:	Rafael Villa Astudillo	**Fecha:**	oct-09

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho Base o Diámetro, B (m) :	1,2	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, C_d (m) :***	3,80 12

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**S. C?**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m²***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
1	SM	1	5	4	3		9,0	*n*
2	SM	5	6	1	17		36,0	*n*
3	SM	6	10	4	29		41,0	*n*
4	SM	10	12	2	18		36,0	*n*
5	SM	12	14	2	12		33,0	*n*
6	SM	14	24	10	7		30,0	*n*
7	MH	24	25	1	5	5,20	9,0	*s*
8	SM	25	35	10	6	3,10	28,2	*n*
9	CH	35	43	8	12	4,03	12,1	*s*
10	CH	43	45	2	20	6,30		*s*
11	MH	45	55	10	23	8,16		*s*
12	R	55	57	2	50		n/a	*n*

Capacidad por Fricción							
σ'_v	**λ**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**		
		$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**
Kpa		***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***
-		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
7,85		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
29,92		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
51,99		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
78,48		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
96,14		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
149,11		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
196,69	0,16	181,68	18,52	18,52	n	18,52	18,52
244,27		n/a	n/a	18,52	n	n/a	18,52
311,96	0,14	1664,79	169,70	188,22	n	169,70	188,22
341,39	0,14	494,93	50,45	238,67	n	50,45	238,67
381,61	0,14	2882,89	293,87	532,55	n	293,87	532,55
424,77		n/a	n/a	532,55	n	n/a	532,55

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE JANBÚ (1976)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	18	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o)	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	
Ancho Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80	12
		Área de la punta, Ap (m^2) :	1,15	2

Parámetros de Diseño								
Capa	SUCS	Capa		Δd	N_{60prom}	C	ϕ	S. C?
Nº		*Desde*	*Hasta*	*m*		*ton/m^2*		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
1	SM	1	5	4	3		9,0	*n/a*
2	SM	5	6	1	17		36,0	*n*
3	SM	6	10	4	29		41,0	*n*
4	SM	10	12	2	18		36,0	*n*
5	SM	12	14	2	12		33,0	*n*
6	SM	14	24	10	7		30,0	*n*
7	MH	24	25	1	5	5,20	9,0	*s*
8	SM	25	35	10	6	3,10	28,2	*n*
9	CH	35	43	8	12	4,03	12,1	*s*
10	CH	43	45	2	20	6,30		*s*
11	MH	45	55	10	23	8,16		*s*
12	R	55	57	2	50			*n/a*

Capacidad por Punta								
η'	$N^*_{q\ (interpol)}$	$N^*_{q\ (calc)}$	$N^*_{c\ (interpol)}$	$N^*_{c\ (calc)}$	σ'_p	Carga Estática	C. Sismo	
						$Q_{p\ estático}$	E. L?	$Q_{p\ sismo}$
					ton/m^2	*ton*		*ton*
-	-	-	-	n/a	-	-	s	0,00
-	-	-	-	n/a	-	-	s	0,00
75	26,74	25,81	34,85	34,14	3,50	105,74	s	0,00
75	49,08	46,88	54,27	52,77	7,10	391,71	s	0,00
75	26,74	25,81	34,85	34,14	8,90	268,88	s	0,00
75	19,29	18,57	27,65	27,06	10,70	232,92	s	0,00
75	13,60	13,60	21,82	21,82	19,70	308,09	s	0,00
60	1,95	1,91	5,93	5,75	20,40	80,19	n	80,19
60	9,03	8,58	17,60	14,14	29,40	354,28	n	354,28
60	2,54	2,39	6,65	6,51	34,20	127,40	n	127,40
60	1,00	1,00	5,74	5,74	35,40	82,29	n	82,29
60	1,00	1,00	5,74	5,74	42,40	102,62	n	102,62
-	-	n/a	-	5,74	-	-	n	-

DATOS DE HINCADO
NUMERO DE GOLPES / 10 cm

COTA	NUMERO DE PILOTE								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-33,0									
-33,1									
-33,2									
-33,3									
-33,4									
-33,5									
-33,6								11	6
-33,7								11	6
-33,8							6	7	6
-33,9							8	7	5
-34,0							9	8	5
-34,1							8	7	5
-34,2							7	6	4
-34,3	14						8	6	5
-34,4	14	10					7	6	5
-34,5	12	7	10				7	6	5
-34,6	12	6	5				8	6	4
-34,7	12	5	5	4		3	6	5	4
-34,8	8	4	5	9		7	8	5	4
-34,9	12	5	5	9		3	8	6	4
-35,0	8	7	6	9		3	7	5	5
-35,1	10	6	7	8		4	7	6	4
-35,2	8	5	5	8		3	8	6	5
-35,3	10	7	6	7		4	6	6	4
-35,4	9	6	6	8		3	7	5	5
-35,5	11	6	5	8		4	7	5	4
-35,6	10	6	5	8		4	7	5	5
-35,7	10	7	5	7		4	7	6	5
-35,8	10	5	5	8		3	6	5	4
-35,9	10	7	4	7		4	7	5	4
-36,0	10	6	6	8		3	7	5	4
-36,1	7	6	5	7		4	7	6	5
-36,2	9	5	5	7		4	7	5	5
-36,3	13	6	4	7		4	6	5	4
-36,4	12	7	6	7		4	7	5	5
-36,5	10	6	5	7		3	6	6	4
-36,6	7	6	4	7		4	6	6	5
-36,7	7	6	5	6		4	6	5	5
-36,8	9	6	5	7		4	7	5	4
-36,9	9	7	5	6		3	7	6	4
-37,0	9	7	6	7		4	6	5	5
-37,1	9	6	6	6		4	6	6	4
-37,2	9	5	6	6		3	7	5	5
-37,3	8	6	6	6		4	6	5	4
-37,4	9	7	6	6		4	7	5	5
-37,5	9	6	6	6		4	7	5	5
-37,6	8	5	7	7		4	6	6	4
-37,7	9	7	5	6		4	6	5	4
-37,8	8	7	5	7		4	7	5	5
-37,9	8	6	6	6		4	6	5	4
-38,0	9	6	6	6		4	6	5	5
-38,1	8	6	6	6		5	6	6	5
-38,2	9	7	7	7		4	6	5	4
-38,3	9	6	6	6		4	7	6	5
-38,4	7	7	4	6		4	6	5	4
-38,5	9	6	6	6		5	6	5	5
-38,6	9	6	6	7		4	6	6	4
-38,7	10	6	7	6		5	6	5	5
-38,8	9	7	6	7		4	6	5	4
-38,9	10	6	7	6		4	6	5	5
-39,0	9	6	6	7		5	6	5	4
-39,1	9	6	6	6		4	6	6	5
-39,2	10	7	6	6		4	7	5	5
-39,3	10	7	6	7		5	7	5	5
-39,4	9	8	6	6		5	6	5	4
-39,5	10	7	7	6		4	6	5	5
-39,6	9	7	7	7		4	6	6	5
-39,7	12	6	5	6		4	6	5	4
-39,8	9	8	6	7		5	7	5	4
-39,9	9	7	5	6		4	6	5	5
-40,0	8	8	6	6		5	7	5	5
-40,1	9	7	5	7		4	6	6	5
-40,2	9	8	5	6		5	7	5	4
-40,3	8	7	5	6		4	6	5	5
-40,4	7	8	4	7		5	6	5	5
-40,5	7	7	6	6		5	6	6	5
-40,6	7	8	5	7		5	6	5	5
-40,7	9	8	5	6		4	6	6	5
-40,8	8	8	5	7		4	7	5	5
-40,9	8	9	6	6		5	6	5	4
-41,0	8	8	5	7		5	6	5	5
-41,1	10	9	6	7		5	6	5	4
-41,2	8	10	6	6		4	6	6	5
-41,3	9	8	5	6		5	6	5	5
-41,4	9	9	5	6		5	6	5	5
-41,5	9	8	5	7		5	6	6	5
-41,6	10	8	6	6		4	7	5	5
-41,7	9	10	5	6		5	7	6	5
-41,8	9	9	6	6		5	6	5	5
-41,9	10	10	6	7		5	7	5	5
-42,0	10	10	6	6		5	6	5	5
-42,1	9	9	6	6		6	7	6	5
-42,2	12	10	6	6		5	6	5	5
-42,3	11	9	5	6		5	6	6	5
-42,4	11	10	6	5		5	7	6	5
-42,5	11	7	5	7		6	6	6	5
-42,6	12	7	6	7		5	6	6	5
-42,7	8	8	5	5		5	7	5	5
-42,8	7	8	5	7		5	7	6	5
-42,9	6	8	6	6		5	7	5	5
-43,0	7	5	6	6		5	6	5	5
-43,1	7	7	6	6		5	7	6	5
-43,2	8	8	5	6		6	7	6	5
-43,3	7	9	6	6		5	6	6	6
-43,4	7	9	5	6		5	6	5	5

DATOS DE HINCADO
NUMERO DE GOLPES / 10 cm

-43,5	7	8	6	6		6	7	6	5
-43,6	7	7	6	7		6	6	6	5
-43,7	7	8	5	6		5	7	5	5
-43,8	7	8	5	7		5	8	6	5
-43,9	7	8	6	6		5	6	5	5
-44,0	8	8	6	7		6	7	5	6
-44,1	6	7	6	6		6	7	7	5
-44,2	8	8	6	6		6	7	5	5
-44,3	7	8	5	7		7	7	6	5
-44,4	7	9	6	7		7	7	6	5
-44,5	7	6	6	8		7	9	6	6
-44,6	7	8	5	8		5	7	6	5
-44,7	7	8	6	8		5	8	6	5
-44,8	7	8	5	9		5	8	6	5
-44,9	7	9	6	10		6	8	6	6
-45,0	7	8	5	9		5	7	5	5
-45,1	8	8	6	6		6	6	6	5
-45,2	7	8	6	6		5	8	6	5
-45,3	7	9	6	6		5	6	6	5
-45,4	7	9	6	6		6	7	6	6
-45,5	7	8	5	7		5	7	6	5
-45,6	7	8	6	7		6	7	7	6
-45,7	8	9	6	6		5	7	6	6
-45,8	6	8	5	7		6	8	5	5
-45,9	7	11	6	6		5	7	7	6
-46,0	8	10	6	7		6	8	6	6
-46,1	7	9	6	7		6	7	7	6
-46,2	6	9	6	6		5	8	6	5
-46,3	7	8	6	7		6	8	7	6
-46,4	8	10	5	6		6	7	6	6
-46,5	7	8	6	7		6	8	7	6
-46,6	7	8	6	7		5	8	6	6
-46,7	7	9	6	7		6	7	6	6
-46,8	8	9	5	6		6	9	6	5
-46,9	8	10	6	7		6	7	7	6
-47,0	7	9	6	7		6	8	6	6
-47,1	8	8	6	7		6	7	7	6
-47,2	8	9	6	6		6	7	6	6
-47,3	7	8	6	7		6	8	7	6
-47,4	8	9	6	7		6	8	6	6
-47,5	7	9	6	7		7	8	7	6
-47,6	8	9	6	7		6	8	8	6
-47,7	8	9	6	7		6	7	7	6
-47,8	8	8	6	7		6	7	6	6
-47,9	7	10	6	8		6	7	6	6
-48,0	8	9	6	7		6	8	7	7
-48,1	7	10	6	8		7	7	7	6
-48,2	8	9	7	7		6	8	7	6
-48,3	8	11	6	10		7	7	7	6
-48,4	8	10	7	13		6	8	7	5
-48,5	8	10	7	17		7	7	8	7
-48,6	8	10	6	20		6	7	7	7
-48,7	8	10	6	15		7	8	7	6
-48,8	8	10	7	8		6	8	6	6
-48,9	7	12	6	8		7	8	7	6
-49,0	8	11	7	9		6	8	7	7
-49,1	9	15	7	9		7	8	7	7
-49,2	8	15	6	8		7	8	7	6
-49,3	9	16	7	8		7	8	8	7
-49,4	7	15	7	9		6	8	7	7
-49,5	8	16	6	8		7	8	7	6
-49,6	8	16	6	9		7	8	7	7
-49,7	8	16	7	8		7	8	8	6
-49,8	8	16	7	9		7	8	7	7
-49,9	9	18	7	9		8	8	7	6
-50,0	9	17	7	9		7	8	8	7
-50,1	9	16	7	8		8	8	8	7
-50,2	8	17	7	9		7	9	7	8
-50,3	9	18	7	10		8	9	8	7
-50,4	9	17	7	10		8	8	7	6
-50,5	8	16	7	7		8	9	8	7
-50,6	9	16	8	9		8	9	8	8
-50,7	9	14	7	9		8	8	8	7
-50,8	8	12	7	9		8	8	7	7
-50,9	8	14	7	9		7	9	8	7
-51,0	10	14	7	9		7	10	8	7
-51,1	9	13	8	8		9	9	8	7
-51,2	9	14	7	8		7	10	8	8
-51,3	8	15	7	8		9	9	8	7
-51,4	9	16	8	9		9	8	8	7
-51,5	9	15	8	9		8	9	8	7
-51,6	9	16	7	9		8	9	8	8
-51,7	9	15	8	9		8	10	8	7
-51,8	9	15	7	9		8	9	8	7
-51,9	9	16	8	10		8	9	7	7
-52,0	9	15	8	8		8	9	8	8
-52,1	10	15	7	9		6	9	9	8
-52,2	9	16	8	9		9	10	8	7
-52,3	10	17	8	9		8	10	8	8
-52,4	9	18	7	8		9	9	8	7
-52,5	9	15	8	9		10	10	9	8
-52,6	9	17	8	9		8	10	8	8
-52,7	10	17	7	9		8	10	9	7
-52,8	10	17	7	9		9	10	8	8
-52,9	10	19	7	9		8	10	8	7
-53,0	10	16	7	9		8	10	8	8
-53,1	10	18	7	9		8	9	9	8
-53,2	9	18	7	9		9	10	8	8
-53,3	10	16	8	8		9	11	9	8
-53,4	13		8	10		8	10	8	7
-53,5				44		71	10		
-53,6							10		

TESIS DE GRADO
DATOS DE HINCADO

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	18	**Fecha:**	oct-09

Pilote No.	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
Cota de Cabeza	6,03	6,10	6,00	6,01		6,05	5,85	5,97	6,02
No de Tramos	4	4	4	4		4	4	4	4
Longitud	59,4	59,4	59,4	59,4		59,4	59,4	59,4	59,4
Cota Punta	-53,37	-53,30	-53,40	-53,39		-53,35	-53,55	-53,43	-53,38

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA MEDIANTE FORMULAS DINAMICAS
METODOS DE GATES Y ENGENEERING NEW RECORDS

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	18	**Fecha:**	oct-09

Fórmula de Gates

$$R = 211\sqrt{E_d} \cdot \log_{10}(10 \cdot N_b) - (4.45 \cdot 10^5)$$

R = resistencia nominal última, medida en el hincado (N)
E_d = energía desarrollada por el martillo (mm-N)
N_b = golpes para una penetración de 25 mm

Fórmula del ENR

$$R = \frac{12 \cdot E_d}{(s + 2.5)}$$

R = resistencia nominal última, medida en el hincado (N)
E_d = energía desarrollada por el martillo (mm-N)
s = penetración por golpe (mm)

Datos del Martillo

Hincado:	*Martillo ICE 205S*
Peso martillo (lb)	*20020*
Caída (pies)	*9*
Energía aplicada (lbs.pie)	*180180*

Rehinca:	*Martillo ICE 205S*
Peso martillo (lb)	*20020*
Caída (pies)	*8*
Energía aplicada (lbs.pie)	*160160*

ENR EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Golpes/10 cm	13	16	8	44		71	10	8	7
s (mm)	7,69	6,25	12,50	2,27		1,41	10,00	12,50	14,29
Ru (N)	2,9E+08	3,4E+08	2,0E+08	6,2E+08		7,5E+08	2,4E+08	2,0E+08	1,8E+08
Ru (ton)	29390,54	34235,14	19970,50	62764,42		76643,53	23964,60	19970,50	17845,98

Gates EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Golpes/10 cm	13	16	8	44		71	10	8	7
Nb (mm)	3,25	4,00	2,00	11,00		17,75	2,50	2,00	1,75
Ru (N)	4,5E+06	4,8E+06	3,9E+06	6,3E+06		7,0E+06	4,2E+06	3,9E+06	3,7E+06
Ru (ton)	463,52	493,87	392,55	641,74		711,69	425,17	392,55	373,03
Qadm	185,41	197,55	157,02	256,70		284,68	170,07	157,02	149,21

Gates BOR									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Golpes						12	10		10
Penet. (cm)						0,7	1,4		1,4
Nb (mm)						428,57	178,57		178,57
Ru (N)						1,2E+07	1,0E+07		1,0E+07
Ru (ton)						1177,13	1049,16		1049,16
Qadm						470,85	419,66		419,66

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA MEDIANTE ECUACION DE ONDA

METODO CAPWAP

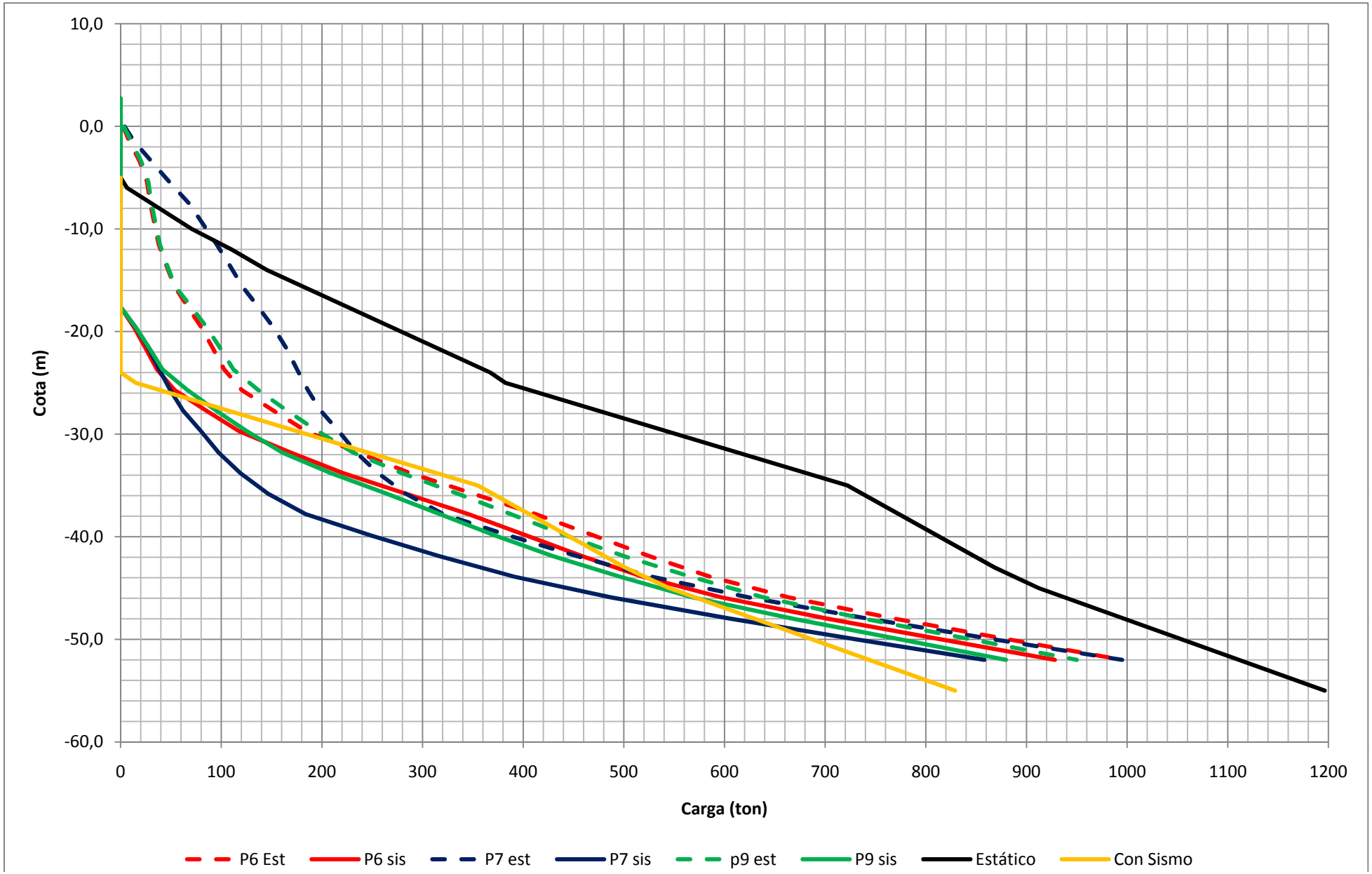
Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	18	**Fecha:**	oct-09

ANÁLISIS CAPWAP PILA 40

Z (m)	Prof.		Licuab	Pilote 6		Pilote 7		Pilote 9	
				Estático	Sismo	Estático	Sismo	Estático	Sismo
0,3	-2,7	2,7	S	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,4	-0,6	0,6	S	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4,4	1,4	-1,4	S	8,4	0,0	12,9	0,0	10,2	0,0
6,4	3,4	-3,4	S	18,9	0,0	30,6	0,0	20,4	0,0
8,4	5,4	-5,4	S	26,2	0,0	48,3	0,0	27,6	0,0
10,5	7,5	-7,5	S	29,4	0,0	67,9	0,0	30,7	0,0
12,5	9,5	-9,5	S	33,6	0,0	81,6	0,0	34,8	0,0
14,5	11,5	-11,5	S	37,8	0,0	95,4	0,0	38,9	0,0
16,5	13,5	-13,5	S	45,2	0,0	108,1	0,0	46,1	0,0
18,6	15,6	-15,6	S	53,5	0,0	120,9	0,0	54,2	0,0
20,6	17,6	-17,6	S	66,8	0,0	136,8	0,0	70,4	0,0
22,6	19,6	-19,6		80,2	13,4	151,8	15,0	85,6	15,2
24,6	21,6	-21,6		91,5	24,7	164,5	27,7	98,8	28,4
26,7	23,7	-23,7		102,9	36,1	175,3	38,5	112,1	41,7
28,7	25,7	-25,7		120,3	53,5	186,1	49,3	136,8	66,4
30,7	27,7	-27,7		151,8	85,0	198,8	62,0	165,2	94,8
32,7	29,7	-29,7		184,2	117,4	216,5	79,7	195,6	125,2
34,8	31,8	-31,8		235,7	168,9	234,2	97,4	231,0	160,6
36,8	33,8	-33,8		287,9	221,1	255,8	119,0	279,4	209,0
38,8	35,8	-35,8		350,1	283,3	283,3	146,5	334,8	264,4
40,8	37,8	-37,8		412,4	345,6	320,6	183,8	387,6	317,2
42,9	39,9	-39,9		470,5	403,7	386,2	249,4	442,9	372,5
44,9	41,9	-41,9		525,6	458,8	453,7	316,9	500,2	429,8
46,9	43,9	-43,9		585,8	519,0	528,3	391,5	566,7	496,3
48,9	45,9	-45,9		663,5	596,7	623,7	486,9	638,5	568,1
51,0	48,0	-48,0		769,4	702,6	743,1	606,3	738,6	668,2
53,0	50,0	-50,0		881,7	814,9	867,4	730,6	844,7	774,3
55,0	52,0	-52,0		995,0	928,2	995,0	858,2	950,0	879,6
	A la punta			**60**	**60**	**65**	**65,0**	**65**	**65**
	Total pilote			**1055,0**	**988,2**	**1060,0**	**923,2**	**1015,0**	**944,6**

DISEÑO

Estático		Con Sismo	
z (m)	Pu (ton)	z (m)	Pu (ton)
-5,0	0,00	-5,0	0,00
-6,0	6,53	-6,0	0,00
-10,0	70,66	-10,0	0,00
-12,0	110,18	-12,0	0,00
-14,0	145,26	-14,0	0,00
-24,0	367,27	-24,0	0,00
-25,0	382,36	-25,0	15,09
-35,0	722,21	-35,0	354,94
-43,0	868,59	-43,0	501,32
-45,0	911,97	-45,0	544,70
-55,0	1196,32	-55,0	829,05


10,0
0,0
-10,0
-20,0
-30,0
-40,0
-50,0
-60,0
Cota (m)
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900
1000
1100
1200
Carga (ton)
P6 Est
P6 sis
P7 est
P7 sis
p9 est
P9 sis
Estático
Con Sismo

TESIS DE GRADO
COMPARACION DE LOS VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	18	**Fecha:**	oct-09

ENR EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	29390,5	34235,1	19970,5	62764,4	0,0	76643,5	23964,6	19970,5	17846,0

Gates EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	463,5	493,9	392,5	641,7	0,0	711,7	425,2	392,5	373,0
Qadm	185,4	197,5	157,0	256,7	0,0	284,7	170,1	157,0	149,2

Gates BOR									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)						1177,1	1049,2		1049,2
Qadm						470,9	419,7		419,7

CAPWAP									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)				1055,0	1060,0	1048,0	1047,0	1015,0	961,0
Qadm				685,8	689,0	681,2	680,6	659,8	624,7

VALORES DISEÑO ESTATICO									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	1291,2	1291,2	1291,2	1291,2	1291,2	1291,2	1291,2	1291,2	1291,2
Qadm	645,8	645,8	645,8	645,8	645,8	645,8	645,8	645,8	645,8

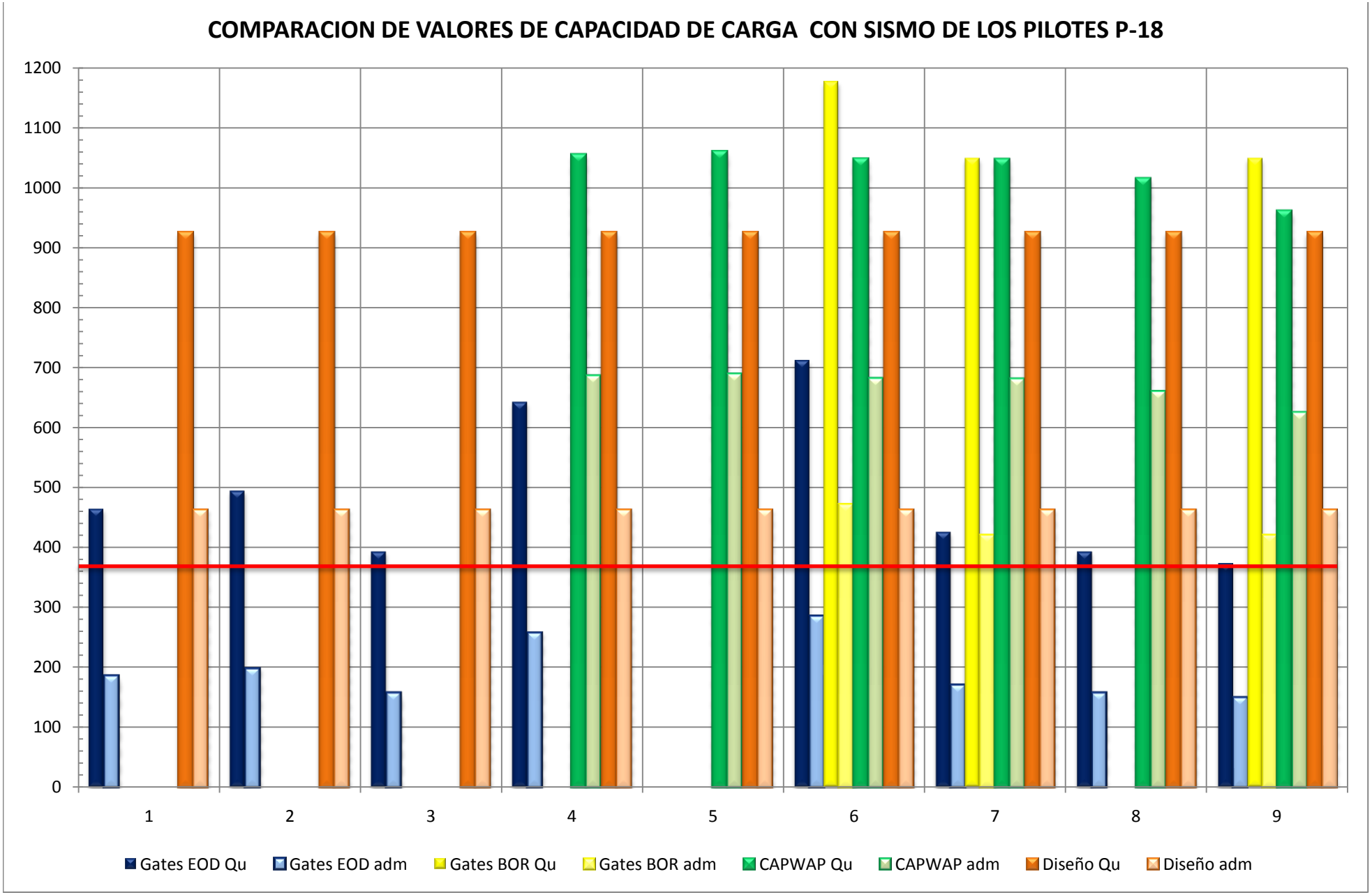
VALORES DISEÑO CON SISMO									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	924,3	924,3	924,3	924,3	924,3	924,3	924,3	924,3	924,3
Qadm	462,1	462,1	462,1	462,1	462,1	462,1	462,1	462,1	462,1

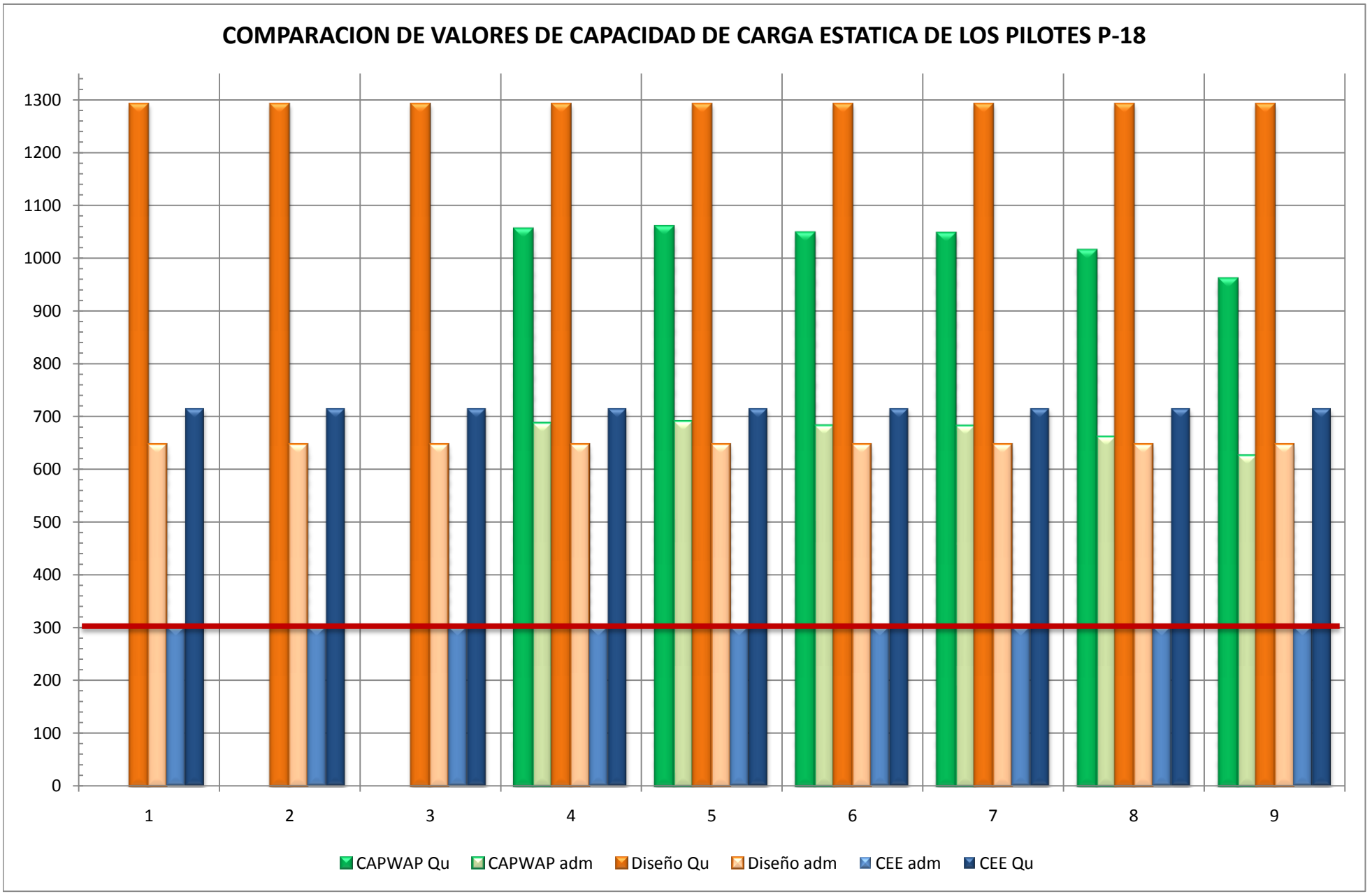
VALORES DISEÑO ESTATICO DEL CEE									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	714,0	714,0	714,0	714,0	714,0	714,0	714,0	714,0	714,0
Qadm	300,3	300,3	300,3	300,3	300,3	300,3	300,3	300,3	300,3

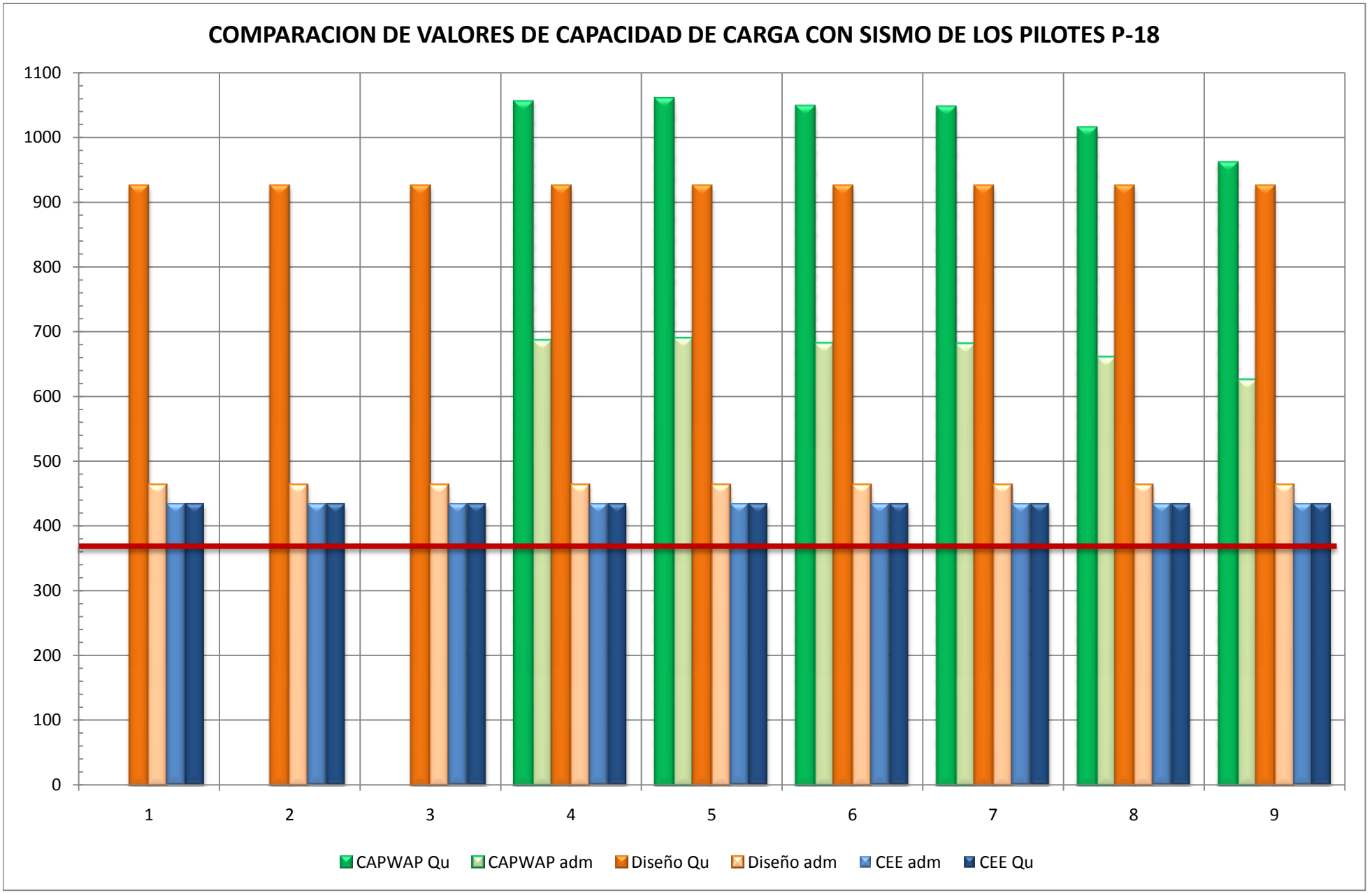
VALORES DISEÑO CON SISMO DEL CEE									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	433,5	433,5	433,5	433,5	433,5	433,5	433,5	433,5	433,5
Qadm	433,5	433,5	433,5	433,5	433,5	433,5	433,5	433,5	433,5

SOLICITACIONES SEGÚN CÁLCULO ESTRUCTURAL

Qmax con sismo	***369,5***	***ton***
Qmax con carga estática	***258,0***	***ton***


COMPARACION DE VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA CON SISMO DE LOS PILOTES P-18
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
Gates EOD Qu
Gates EOD adm
Gates BOR Qu
Gates BOR adm
CAPWAP Qu
CAPWAP adm
Diseño Qu
Diseño adm


COMPARACION DE VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE LOS PILOTES P-18
1300
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
CAPWAP Qu
CAPWAP adm
Diseño Qu
Diseño adm
CEE adm
CEE Qu


COMPARACION DE VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA CON SISMO DE LOS PILOTES P-18
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
CAPWAP Qu
CAPWAP adm
Diseño Qu
Diseño adm
CEE adm
CEE Qu

TESIS DE GRADO
CALCULO DE LA PRESION VERTICAL EFECTIVA VERTICAL
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

Existe N.A.F si (s) o no (n) ? (m):	s	0,00	**Diseñado por:** Rafael Villa Astudillo
			Revisado por: Ing. Juan Carlos Montero
γ_{agua} (ton/m^3)		1,00	**Sondeo:** P-18
P_a (ton/m^2)		10,00	**Fecha:** oct-09

CAPA	Desde	Hasta	SUCS	γm	σ'_t al centro del estrato	σ'_t al final del estrato	σ'_u al centro del estrato	σ'_u al final del estrato	σ'_v al centro del estrato	σ'_v al final del estrato
m	m	m		*ton/m^3*	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2
1	0	1	sedim	1,90	0,95	1,90	0,50	1,00	0,45	0,90
2	1	2	SM	1,90	2,85	3,80	1,50	2,00	1,35	1,80
3	2	3	SM	1,90	4,75	5,70	2,50	3,00	2,25	2,70
4	3	4	SM	1,90	6,65	7,60	3,50	4,00	3,15	3,60
5	4	5	SM	1,90	8,55	9,50	4,50	5,00	4,05	4,50
6	5	6	SM	1,90	10,45	11,40	5,50	6,00	4,95	5,40
7	6	7	SM	1,90	12,35	13,30	6,50	7,00	5,85	6,30
8	7	8	SM	1,90	14,25	15,20	7,50	8,00	6,75	7,20
9	8	9	SM	1,90	16,15	17,10	8,50	9,00	7,65	8,10
10	9	10	SM	1,90	18,05	19,00	9,50	10,00	8,55	9,00
11	10	11	SM	1,90	19,95	20,90	10,50	11,00	9,45	9,90
12	11	12	SM	1,90	21,85	22,80	11,50	12,00	10,35	10,80
13	12	13	SM	1,90	23,75	24,70	12,50	13,00	11,25	11,70
14	13	14	SM	1,90	25,65	26,60	13,50	14,00	12,15	12,60
15	14	15	SM	1,90	27,55	28,50	14,50	15,00	13,05	13,50
16	15	16	SM	1,90	29,45	30,40	15,50	16,00	13,95	14,40
17	16	17	SM	1,90	31,35	32,30	16,50	17,00	14,85	15,30
18	17	18	SM	1,90	33,25	34,20	17,50	18,00	15,75	16,20
19	18	19	SM	1,90	35,15	36,10	18,50	19,00	16,65	17,10
20	19	20	SM	1,90	37,05	38,00	19,50	20,00	17,55	18,00
21	20	21	SM	1,90	38,95	39,90	20,50	21,00	18,45	18,90
22	21	22	SM	1,90	40,85	41,80	21,50	22,00	19,35	19,80
23	22	23	SM	1,90	42,75	43,70	22,50	23,00	20,25	20,70
24	23	24	SM	1,90	44,65	45,60	23,50	24,00	21,15	21,60
25	24	25	MH	1,70	46,45	47,30	24,50	25,00	21,95	22,30
26	25	26	SM	1,80	48,20	49,10	25,50	26,00	22,70	23,10
27	26	27	SM	1,80	50,00	50,90	26,50	27,00	23,50	23,90
28	27	28	SM	1,80	51,80	52,70	27,50	28,00	24,30	24,70
29	28	29	SM	1,80	53,60	54,50	28,50	29,00	25,10	25,50
30	29	30	SM	1,80	55,40	56,30	29,50	30,00	25,90	26,30
31	30	31	SM	1,80	57,20	58,10	30,50	31,00	26,70	27,10
32	31	32	SM	1,80	59,00	59,90	31,50	32,00	27,50	27,90
33	32	33	SM	1,80	60,80	61,70	32,50	33,00	28,30	28,70
34	33	34	SM	1,80	62,60	63,50	33,50	34,00	29,10	29,50
35	34	35	SM	1,80	64,40	65,30	34,50	35,00	29,90	30,30
36	35	36	CH	1,60	66,10	66,90	35,50	36,00	30,60	30,90
37	36	37	CH	1,60	67,70	68,50	36,50	37,00	31,20	31,50
38	37	38	CH	1,60	69,30	70,10	37,50	38,00	31,80	32,10
39	38	39	CH	1,60	70,90	71,70	38,50	39,00	32,40	32,70
40	39	40	CH	1,60	72,50	73,30	39,50	40,00	33,00	33,30
41	40	41	CH	1,60	74,10	74,90	40,50	41,00	33,60	33,90
42	41	42	CH	1,60	75,70	76,50	41,50	42,00	34,20	34,50
43	42	43	CH	1,60	77,30	78,10	42,50	43,00	34,80	35,10
44	43	44	CH	1,60	78,90	79,70	43,50	44,00	35,40	35,70
45	44	45	CH	1,60	80,50	81,30	44,50	45,00	36,00	36,30
46	45	46	MH	1,70	82,15	83,00	45,50	46,00	36,65	37,00
47	46	47	MH	1,70	83,85	84,70	46,50	47,00	37,35	37,70
48	47	48	MH	1,70	85,55	86,40	47,50	48,00	38,05	38,40
49	48	49	MH	1,70	87,25	88,10	48,50	49,00	38,75	39,10
50	49	50	MH	1,70	88,95	89,80	49,50	50,00	39,45	39,80
51	50	51	MH	1,70	90,65	91,50	50,50	51,00	40,15	40,50
52	51	52	MH	1,70	92,35	93,20	51,50	52,00	40,85	41,20
53	52	53	MH	1,70	94,05	94,90	52,50	53,00	41,55	41,90
54	53	54	MH	1,70	95,75	96,60	53,50	54,00	42,25	42,60
55	54	55	MH	1,70	97,45	98,30	54,50	55,00	42,95	43,30
56	55	56	R	1,70	99,15	100,00	55,50	56,00	43,65	44,00
57	56	57	R	1,70	100,85	101,70	56,50	57,00	44,35	44,70

TESIS DE GRADO

ASENTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES EN SUELOS DE DIFERENTES ESTRATOS

METODO DE LA ZAPATA EQUIVALENTE

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Tramo:**	Central
Entidad:	PUCE-Quito	**Pila Nº:**	18
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero	**Fecha:**	oct-09

Longitud del Pilote (m):	***55,00***
Ancho del Grupo de Pilotes B (m):	***10,42***
Largo del Grupo de Pilotes Z (m):	***10,42***
Profundidad de la zapata equivalente 2/3D (m):	***36,67***
Carga Muerta + Carga Sismo (ton):	***1500,00***

DISTRIBUCION DE PRESIONES BAJO LA ZAPATA EQUIVALENTE

Profunidad Bajo el Suelo	Pendiente 1 a x	Area de Distribución de la Carga			Incremento de Presión Δp	Presión Efectiva p_o	$(\Delta p/p_o)*100$
		Ancho B	Largo Z	Area = AxZ			
m		m	m	m2	ton/m^2	ton/m^2	
36,67	4,00	28,75	28,75	826,75	1,81	30,90	5,87
38,00	2,00	30,09	47,09	1416,68	1,06	32,10	3,30
40,00	2,00	32,09	49,09	1575,03	0,95	33,30	2,86
42,00	2,00	34,09	51,09	1741,37	0,86	34,50	2,50
44,00	2,00	36,09	53,09	1915,72	0,78	35,70	2,19
46,00	2,00	38,09	55,09	2098,07	0,71	37,00	1,93
48,00	2,00	40,09	57,09	2288,41	0,66	38,40	1,71
50,00	2,00	42,09	59,09	2486,76	0,60	39,80	1,52
52,00	2,00	44,09	61,09	2693,11	0,56	41,20	1,35
54,00	2,00	46,09	63,09	2907,45	0,52	42,60	1,21
56,00	2,00	48,09	65,09	3129,80	0,48	44,00	1,09

TESIS DE GRADO

ASENTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES EN SUELOS DE DIFERENTES ESTRATOS

METODO DE LA ZAPATA EQUIVALENTE

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Tramo:**	Central
Entidad:	PUCE-Quito	**Pila Nº:**	18
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero	**Fecha:**	oct-09

Longitud del Pilote (m):	***55,00***	**LL 1**	67,24
Ancho del Grupo de Pilotes B (m):	***10,42***	**LL 2**	108,44
Largo del Grupo de Pilotes Z (m):	***10,42***	**$C_{cr\,1}$**	0,000
Profundidad de la zapata equivalente 2/3D (m):	***36,67***	**$C_{cr\,2}$**	0,000
Carga Muerta + Carga Sismo (ton):	***1500,00***	**$C_{c\,1}$**	0,515
Presión de Presconsolidación 1	***22,40***	**$C_{c\,2}$**	0,886
Presión de Presconsolidación 2	***0,00***		

CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Profundidad Bajo el Suelo	C'	Espesor de la Capa, H	Profundidad a la Mitad de la Capa	Presión Efectiva p_o	Incremento de Presión Δp	Δp + p_o	eo	S parcial	S acumulado
m		m	m	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2		mm	mm
36,67	-								
		2,66	38,00	32,10	1,06	33,16	1,270	8,508	8,508
39,33	-								
		1,34	40,00	33,30	0,95	34,25	1,090	4,045	12,553
40,67	-								
		2,66	42,00	34,50	0,86	35,36	1,090	7,022	19,575
43,33	-								
		1,34	44,00	35,70	0,78	36,48	1,090	3,112	22,687
44,67	-								
		2,66	46,00	37,00	0,71	37,71	0,550	12,637	35,325
47,33	-								
		1,34	48,00	38,40	0,66	39,06	0,550	5,630	40,955
48,67	-								
		2,66	50,00	39,80	0,60	40,40	0,550	9,932	50,887
51,33	-								
		1,34	52,00	41,20	0,56	41,76	0,550	4,467	55,354
52,67	-								
		2,66	54,00	42,60	0,52	43,12	0,550	7,949	63,303
55,33	-								
		1,34	56,00	44,00	0,48	44,48	0,550	3,604	66,906
56,67	-								

TESIS DE GRADO
CALCULO DE LA PRESION VERTICAL EFECTIVA VERTICAL
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

Existe N.A.F si (s) o no (n) ? (m):	s	0,00	**Diseñado por:** Rafael Villa Astudillo
			Revisado por: Ing. Juan Carlos Montero
γ_{agua} (ton/m^3)		1,00	**Sondeo:** P-40
P_a (ton/m^2)		10,00	**Fecha:** oct-09

PROF	Desde	Hasta	SUCS	γm	σ'_t al centro del estrato	σ'_t al final del estrato	σ'_u al centro del estrato	σ'_u al final del estrato	σ'_v al centro del estrato	σ'_v al final del estrato
m	m	m		*ton/m^3*	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2
0										
1	0	1	sedim	1,90	0,95	1,90	0,50	1,00	0,45	0,90
2	1	2	ent	1,90	2,85	3,80	1,50	2,00	1,35	1,80
3	2	3	SM	1,90	4,75	5,70	2,50	3,00	2,25	2,70
4	3	4	SM	1,90	6,65	7,60	3,50	4,00	3,15	3,60
5	4	5	SM	1,90	8,55	9,50	4,50	5,00	4,05	4,50
6	5	6	SM	1,90	10,45	11,40	5,50	6,00	4,95	5,40
7	6	7	SM	1,90	12,35	13,30	6,50	7,00	5,85	6,30
8	7	8	SM	1,90	14,25	15,20	7,50	8,00	6,75	7,20
9	8	9	SM	1,90	16,15	17,10	8,50	9,00	7,65	8,10
10	9	10	SM	1,90	18,05	19,00	9,50	10,00	8,55	9,00
11	10	11	SM	1,90	19,95	20,90	10,50	11,00	9,45	9,90
12	11	12	SM	1,90	21,85	22,80	11,50	12,00	10,35	10,80
13	12	13	SM	1,90	23,75	24,70	12,50	13,00	11,25	11,70
14	13	14	SM	1,90	25,65	26,60	13,50	14,00	12,15	12,60
15	14	15	SM	1,90	27,55	28,50	14,50	15,00	13,05	13,50
16	15	16	SM	1,90	29,45	30,40	15,50	16,00	13,95	14,40
17	16	17	SM	1,90	31,35	32,30	16,50	17,00	14,85	15,30
18	17	18	SM	1,90	33,25	34,20	17,50	18,00	15,75	16,20
19	18	19	SM	1,90	35,15	36,10	18,50	19,00	16,65	17,10
20	19	20	SM	1,90	37,05	38,00	19,50	20,00	17,55	18,00
21	20	21	SM	1,90	38,95	39,90	20,50	21,00	18,45	18,90
22	21	22	SM	1,90	40,85	41,80	21,50	22,00	19,35	19,80
23	22	23	SM	1,90	42,75	43,70	22,50	23,00	20,25	20,70
24	23	24	SM	1,90	44,65	45,60	23,50	24,00	21,15	21,60
25	24	25	SM	1,90	46,55	47,50	24,50	25,00	22,05	22,50
26	25	26	SM	1,90	48,45	49,40	25,50	26,00	22,95	23,40
27	26	27	SM	1,90	50,35	51,30	26,50	27,00	23,85	24,30
28	27	28	SM	1,90	52,25	53,20	27,50	28,00	24,75	25,20
29	28	29	SM	1,90	54,15	55,10	28,50	29,00	25,65	26,10
30	29	30	SM	1,90	56,05	57,00	29,50	30,00	26,55	27,00
31	30	31	MH	1,70	57,85	58,70	30,50	31,00	27,35	27,70
32	31	32	MH	1,70	59,55	60,40	31,50	32,00	28,05	28,40
33	32	33	MH	1,70	61,25	62,10	32,50	33,00	28,75	29,10
34	33	34	MH	1,70	62,95	63,80	33,50	34,00	29,45	29,80
35	34	35	MH	1,70	64,65	65,50	34,50	35,00	30,15	30,50
36	35	36	MH	1,70	66,35	67,20	35,50	36,00	30,85	31,20
37	36	37	MH	1,70	68,05	68,90	36,50	37,00	31,55	31,90
38	37	38	MH	1,70	69,75	70,60	37,50	38,00	32,25	32,60
39	38	39	MH	1,70	71,45	72,30	38,50	39,00	32,95	33,30
40	39	40	MH	1,70	73,15	74,00	39,50	40,00	33,65	34,00
41	40	41	MH	1,70	74,85	75,70	40,50	41,00	34,35	34,70
42	41	42	MH	1,70	76,55	77,40	41,50	42,00	35,05	35,40
43	42	43	MH	1,70	78,25	79,10	42,50	43,00	35,75	36,10
44	43	44	MH	1,70	79,95	80,80	43,50	44,00	36,45	36,80
45	44	45	MH	1,70	81,65	82,50	44,50	45,00	37,15	37,50
46	45	46	MH	1,70	83,35	84,20	45,50	46,00	37,85	38,20
47	46	47	MH	1,70	85,05	85,90	46,50	47,00	38,55	38,90
48	47	48	MH	1,70	86,75	87,60	47,50	48,00	39,25	39,60
49	48	49	MH	1,70	88,45	89,30	48,50	49,00	39,95	40,30
50	49	50	MH	1,70	90,15	91,00	49,50	50,00	40,65	41,00
51	50	51	MH	1,70	91,85	92,70	50,50	51,00	41,35	41,70
52	51	52	MH	1,70	93,55	94,40	51,50	52,00	42,05	42,40
53	52	53	MH	1,70	95,25	96,10	52,50	53,00	42,75	43,10
54	53	54	MH	1,70	96,95	97,80	53,50	54,00	43,45	43,80
55	54	55	MH	1,70	98,65	99,50	54,50	55,00	44,15	44,50
56	55	56	MH	1,70	100,35	101,20	55,50	56,00	44,85	45,20
57	56	57	MH	1,70	102,05	102,90	56,50	57,00	45,55	45,90
58	57	58	MH	1,70	103,75	104,60	57,50	58,00	46,25	46,60
59	58	59	MH	1,70	105,45	106,30	58,50	59,00	46,95	47,30
60	59	60	MH	1,70	107,15	108,00	59,50	60,00	47,65	48,00
61	60	61	MH	1,70	108,85	109,70	60,50	61,00	48,35	48,70
62	61	62	MH	1,70	110,55	111,40	61,50	62,00	49,05	49,40
63	62	63	MH	1,70	112,25	113,10	62,50	63,00	49,75	50,10
64	63	64	MH	1,70	113,95	114,80	63,50	64,00	50,45	50,80
65	64	65	MH	1,70	115,65	116,50	64,50	65,00	51,15	51,50
66	65	66	MH	1,70	117,35	118,20	65,50	66,00	51,85	52,20
67	66	67	MH	1,70	119,05	119,90	66,50	67,00	52,55	52,90
68	67	68	MH	1,70	120,75	121,60	67,50	68,00	53,25	53,60
69	68	69	MH	1,70	122,45	123,30	68,50	69,00	53,95	54,30

TESIS DE GRADO
CORRECCION DEL VALOR N DEL SPT Y DATOS DE DISEÑO
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

N.A.F 0,00
P_a (ton/m^2): 10
Sondeo: P-40

Diseñado por: Rafael Villa Astudillo
Revisado por: Ing. Juan Carlos Montero
Fecha: oct-09

PROF					DATOS ENSAYOS				DATOS DISEÑO		
Z (m)	PFL	SUCS	Suelo Tipo	N_{SPT}	$(N_1)_{60}$	C ton/m^2	ϕ	w%	N_{60prom}	C	ϕ
0											
1		sedi	F	8	6			0,27			
2		ment	F	11	9			0,26	12		34,00
3			F	14	17			0,26			
4			F	12	15			0,26			
5			F	23	27			0,21	27		41,00
6			F	10	13			0,22	16		35,00
7			F	15	18			0,23			
8			F	38	42			0,22	37		43,00
9			F	29	31			-			
10			F	11	12			0,23			
11			F	9	10			0,25	11		32,67
12			F	11	11			0,29			
13		SM	F	34	33			0,24	33		42,00
14			F	24	22			0,22	22		38,00
15			F	16	15			0,23			
16			F	14	12			0,26	12		32,75
17			F	13	11			0,22			
18			F	10	9			0,30			
19			F	34	27			0,26	27		40,00
20			F	14	11			0,29			
21			F	9	7			0,25			
22			F	10	8			-			
23			F	11	8			0,36			
24			F	11	8			0,35	8		30,11
25			F	8	6			0,35			
26			F	9	6			0,35			
27		SM	F	12	8			0,35			
28			F	13	9			0,34			
29			F	5	4			0,34	5		27,00
30			F	9	6			0,42			
31			C.	57	57			0,37	57	5,00	20,00
32			C.	14	14			0,38			
33			C.	Sh	Sh	2,30	18,9	0,49	10	3,62	19,00
34			C.	8	8			0,43			
35			C.	9	9			0,59			
36			C.	13	13			0,53			
37			C.	7	7			0,61			
38			C.	8	8			0,59			
39			C.	10	10			0,51			
40			C.	Sh	sh	6,70	7,1	0,62	10	3,59	7,00
41			C.	10	10			0,56			
42			C.	10	10			0,61			
43			C.	10	10			0,61			
44			C.	14	14			0,58			
45			C.	9	9			0,57			
46			C.	13	13			0,58			
47			C.	12	12			-			
48			C.	13	13			0,54			
49			C.	Sh	Sh	4,70	15,6	0,52			
50		MH	C.	13	13			0,59			
51			C.	14	14			0,51			
52			C.	10	10			0,56	12	4,28	16,00
53			C.	12	12			0,54			
54			C.	13	13			0,54			
55			C.	15	15			0,53			
56			C.	Sh	Sh	3,40	18,6	0,52			
57			C.	11	11			0,54			
58			C.	12	12			0,49			
59			C.	13	13			0,56			
60			C.	11	11			0,48			
61			C.	15	15			0,51			
62			C.	14	14			0,51			
63			C.	15	15			0,51	15	5,11	17,00
64			C.	14	14			0,57			
65			C.	15	15			0,52			
66			C.	21	21			0,52	25	8,75	20,00
67			C.	29	29			0,57			
68			R.	100	100			0,35			
69											

SM licuable, se desprecia

TESIS DE GRADO
FACTOR DE CORRECCION Y CORELACIONES DEL VALOR N DEL SPT
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

σ'_v	FACTOR C_N				$C_{N\ prom}$	FACTORES CORRECCION η_i				FACTOR DE CORRECION
	Liao y Whitman	Skempton	Seed	Peck		η_1	η_2	η_3	η_4	
ton/m^2	ton/pie^2	ton/pie^2	ton/pie^2	ton/pie^2	ton/m^2					
1,80	2,485	1,721	1,988	1,610	1,000	1,00	0,75	1,00	1,00	0,75
2,70	2,029	1,609	1,768	1,475	1,000	1,00	0,75	1,00	1,00	0,75
3,60	1,757	1,511	1,612	1,379	1,564	1,00	0,75	1,00	1,00	1,17
4,50	1,571	1,423	1,491	1,304	1,447	1,00	0,85	1,00	1,00	1,23
5,40	1,434	1,346	1,392	1,243	1,354	1,00	0,85	1,00	1,00	1,15
6,30	1,328	1,276	1,308	1,192	1,276	1,00	0,95	1,00	1,00	1,21
7,20	1,242	1,214	1,236	1,147	1,210	1,00	0,95	1,00	1,00	1,15
8,10	1,171	1,157	1,172	1,107	1,152	1,00	0,95	1,00	1,00	1,09
9,00	1,111	1,105	1,114	1,072	1,101	1,00	0,95	1,00	1,00	1,05
9,90	1,059	1,058	1,063	1,040	1,055	1,00	1,00	1,00	1,00	1,06
10,80	1,014	1,014	1,015	1,011	1,014	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01
11,70	0,975	0,974	0,972	0,985	0,976	1,00	1,00	1,00	1,00	0,98
12,60	0,939	0,937	0,932	0,960	0,942	1,00	1,00	1,00	1,00	0,94
13,50	0,907	0,903	0,894	0,937	0,910	1,00	1,00	1,00	1,00	0,91
14,40	0,878	0,871	0,859	0,915	0,881	1,00	1,00	1,00	1,00	0,88
15,30	0,852	0,841	0,826	0,895	0,854	1,00	1,00	1,00	1,00	0,85
16,20	0,828	0,814	0,795	0,876	0,828	1,00	1,00	1,00	1,00	0,83
17,10	0,806	0,788	0,766	0,858	0,804	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80
18,00	0,786	0,763	0,738	0,840	0,782	1,00	1,00	1,00	1,00	0,78
18,90	0,767	0,740	0,712	0,824	0,761	1,00	1,00	1,00	1,00	0,76
19,80	0,749	0,719	0,686	0,809	0,741	1,00	1,00	1,00	1,00	0,74
20,70	0,733	0,699	0,662	0,794	0,722	1,00	1,00	1,00	1,00	0,72
21,60	0,717	0,679	0,639	0,779	0,704	1,00	1,00	1,00	1,00	0,70
22,50	0,703	0,661	0,617	0,766	0,687	1,00	1,00	1,00	1,00	0,69
23,40	0,689	0,644	0,596	0,753	0,670	1,00	1,00	1,00	1,00	0,67
24,30	0,676	0,628	0,575	0,740	0,655	1,00	1,00	1,00	1,00	0,65
25,20	0,664	0,612	0,555	0,728	0,640	1,00	1,00	1,00	1,00	0,64
26,10	0,652	0,597	0,536	0,716	0,626	1,00	1,00	1,00	1,00	0,63
27,00	0,642	0,583	0,518	0,705	0,612	1,00	1,00	1,00	1,00	0,61
27,70	0,633	0,573	0,504	0,696	0,602	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60
28,40	0,625	0,562	0,491	0,688	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
29,10	0,618	0,553	0,477	0,680	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
29,80	0,611	0,543	0,464	0,672	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
30,50	0,604	0,534	0,452	0,664	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
31,20	0,597	0,525	0,440	0,657	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
31,90	0,590	0,517	0,427	0,649	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
32,60	0,584	0,508	0,416	0,642	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
33,30	0,578	0,500	0,404	0,635	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
34,00	0,572	0,493	0,393	0,628	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
34,70	0,566	0,485	0,382	0,621	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
35,40	0,560	0,478	0,371	0,614	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
36,10	0,555	0,471	0,360	0,608	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
36,80	0,549	0,464	0,350	0,601	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
37,50	0,544	0,457	0,340	0,595	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
38,20	0,539	0,451	0,330	0,589	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
38,90	0,534	0,444	0,320	0,583	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
39,60	0,530	0,438	0,310	0,577	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
40,30	0,525	0,432	0,301	0,571	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
41,00	0,521	0,426	0,291	0,565	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
41,70	0,516	0,421	0,282	0,560	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
42,40	0,512	0,415	0,273	0,554	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
43,10	0,508	0,410	0,264	0,548	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
43,80	0,504	0,405	0,255	0,543	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
44,50	0,500	0,400	0,247	0,538	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
45,20	0,496	0,395	0,238	0,533	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
45,90	0,492	0,390	0,230	0,527	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
46,60	0,488	0,385	0,222	0,522	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
47,30	0,485	0,380	0,214	0,517	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
48,00	0,481	0,376	0,206	0,512	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
48,70	0,478	0,372	0,198	0,508	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
49,40	0,474	0,367	0,190	0,503	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
50,10	0,471	0,363	0,182	0,498	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
50,80	0,468	0,359	0,175	0,494	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
51,50	0,464	0,355	0,167	0,489	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
52,20	0,461	0,351	0,160	0,484	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
52,90	0,458	0,347	0,153	0,480	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
53,60	0,455	0,343	0,146	0,476	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
54,30	0,452	0,340	0,139	0,471	1,000	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

ANGULO ϕ SUELOS GRANULARES					C_u SUELOS COHESIVOS ton/m^2		
METODO				PROM	METODO		PROM
A	*B*	*C*	*D*		*A*	*B*	
28,9	38,4	31,0	25,4	31	n/a	n/a	n/a
29,8	40,4	33,4	27,7	33	n/a	n/a	n/a
32,0	41,8	38,4	32,5	37	n/a	n/a	n/a
31,5	39,4	37,3	31,4	35	n/a	n/a	n/a
34,8	44,9	43,2	37,0	41	n/a	n/a	n/a
30,9	36,2	36,1	30,3	34	n/a	n/a	n/a
32,3	39,4	39,0	33,0	36	n/a	n/a	n/a
38,7	47,7	49,0	42,5	45	n/a	n/a	n/a
35,9	44,5	44,9	38,6	41	n/a	n/a	n/a
30,6	34,7	35,5	29,7	33	n/a	n/a	n/a
30,0	32,4	34,1	28,4	32	n/a	n/a	n/a
30,3	33,8	34,8	29,1	33	n/a	n/a	n/a
36,4	44,0	45,7	39,4	42	n/a	n/a	n/a
33,4	40,1	41,0	34,9	38	n/a	n/a	n/a
31,5	35,9	37,3	31,4	35	n/a	n/a	n/a
30,6	34,3	35,5	29,7	33	n/a	n/a	n/a
30,3	33,2	34,8	29,1	32	n/a	n/a	n/a
29,8	30,6	33,4	27,7	31	n/a	n/a	n/a
34,8	41,5	43,2	37,0	40	n/a	n/a	n/a
30,3	32,9	34,8	29,1	32	n/a	n/a	n/a
29,2	28,8	31,8	26,2	30	n/a	n/a	n/a
29,5	29,4	32,6	27,0	30	n/a	n/a	n/a
29,5	29,9	32,6	27,0	30	n/a	n/a	n/a
29,5	29,6	32,6	27,0	30	n/a	n/a	n/a
28,9	26,8	31,0	25,4	29	n/a	n/a	n/a
28,9	27,5	31,0	25,4	29	n/a	n/a	n/a
29,5	29,6	32,6	27,0	30	n/a	n/a	n/a
29,8	30,0	33,4	27,7	31	n/a	n/a	n/a
28,3	22,5	28,9	23,5	26	n/a	n/a	n/a
28,9	26,6	31,0	25,4	28	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	20,0	53,3	36,6
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,9	19,4	12,1
18,90					*2,30*		
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	2,8	13,0	7,9
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,2	14,1	8,6
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,6	18,4	11,5
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	2,5	11,8	7,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	2,8	13,0	7,9
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,5	15,2	9,4
18,90					*2,30*		
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,5	15,2	9,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,5	15,2	9,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,5	15,2	9,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,9	19,4	12,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,2	14,1	8,6
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,6	18,4	11,5
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,2	17,4	10,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,6	18,4	11,5
18,90					*2,30*		
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,6	18,4	11,5
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,9	19,4	12,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,5	15,2	9,4
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,2	17,4	10,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,6	18,4	11,5
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	5,3	20,4	12,8
18,90					*2,30*		
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,9	16,3	10,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,2	17,4	10,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,6	18,4	11,5
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	3,9	16,3	10,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	5,3	20,4	12,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,9	19,4	12,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	5,3	20,4	12,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	4,9	19,4	12,1
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	5,3	20,4	12,8
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	7,4	26,0	16,7
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	10,2	32,8	21,5
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO
RESUMEN DE DATOS DE DISEÑO
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

Sondeo: P-40 **Fecha:** oct-09
Ralizado por: Rafael Villa Astudillo

CAPA	SUCS	CAPA		L	DATOS DISEÑO		
		Desde	Hasta		N_{60prom}	C ton/m^2	ϕ
Nº		m	m	m			
1	Sed.	1	5	4	12		34,00
2	SM	5	6	1	27		41,00
3	SM	6	8	2	16		35,00
4	SM	8	10	2	37		43,00
5	SM	10	13	3	11		33,00
6	SM	13	14	1	33		42,00
7	SM	14	15	1	22		38,00
8	SM	15	19	4	12		32,75
9	SM	19	20	1	27		40,00
10	SM	20	29	9	8		30,11
11	SM	29	31	2	5		27,00
12	MH	31	32	1	57	5,00	20,00
13	MH	32	36	4	10	3,62	19,00
14	MH	36	45	9	10	3,59	7,00
15	MH	45	61	16	12	4,28	16,00
16	MH	61	66	5	15	5,11	17,00
17	MH	66	68	2	25	8,75	20,00
18	R	68	69	1	50		

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
METODO DE MEYERHOF (1976)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	40	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Área de la punta, Ap (m ^{2}) :***	1,15	0	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00					

DATOS DE DISEÑO								
CAPA	SUCS	CAPA		Δd	$N_{60\ prom}$	C	ϕ	S. F?
		Desde	Hasta					
Nº		m	m	m		ton/m^2		
-	Sed.	0	1	1	0		-	*n*
1	SM	1	5	4	12		34,0	*s*
2	SM	5	6	1	27		41,0	*s*
3	SM	6	8	2	16		35,0	*s*
4	SM	8	10	2	37		43,0	*s*
5	SM	10	13	3	11		33,0	*s*
6	SM	13	14	1	33		42,0	*s*
7	SM	14	15	1	22		38,0	*s*
8	SM	15	19	4	12		32,8	*s*
9	SM	19	20	1	27		40,0	*s*
10	SM	20	29	9	8		30,1	*s*
11	SM	29	31	2	5		27,0	*s*
12	MH	31	32	1	57	5,00	20,0	*n*
13	MH	32	36	4	10	3,62	19,0	*n*
14	MH	36	45	9	10	3,59	7,0	*n*
15	MH	45	61	16	12	4,28	16,0	*n*
16	MH	61	66	5	15	5,11	17,0	*n*
17	MH	66	68	2	25	8,75	20,0	*n*
18	R	68	69	1	50			*n*

Capacidad por Fricción								
$fs \le fs_{lim}$		p . L	Carga Estática			Carga con Sismo		
fs	fs Lím		$Q_{f\ estática}$		∑	E. L?	$Q_{f\ sismo}$	∑
kPa	*kPa*	*m ^{2}*	*kN*	*ton*	*ton*		*ton*	*ton*
n/a	-	-	n/a	n/a	0,00	s	n/a	0,00
12	100	15,21	182,46	18,60	18,60	s	0,00	0,00
27	100	3,80	102,64	10,46	29,06	s	0,00	0,00
16	100	7,60	121,64	12,40	41,46	s	0,00	0,00
37	100	7,60	281,30	28,67	70,14	s	0,00	0,00
11	100	11,40	125,44	12,79	82,92	s	0,00	0,00
33	100	3,80	125,44	12,79	95,71	s	0,00	0,00
22	100	3,80	83,63	8,52	104,24	s	0,00	0,00
12	100	15,21	182,46	18,60	122,84	s	0,00	0,00
27	100	3,80	102,64	10,46	133,30	s	0,00	0,00
8	100	34,21	273,70	27,90	161,20	s	0,00	0,00
5	100	7,60	38,01	3,87	165,07	s	0,00	0,00
n/a	100	3,80	n/a	n/a	165,07	n	n/a	0,00
n/a	100	15,21	n/a	n/a	165,07	n	n/a	0,00
n/a	100	34,21	n/a	n/a	165,07	n	n/a	0,00
n/a	100	60,82	n/a	n/a	165,07	n	n/a	0,00
n/a	100	19,01	n/a	n/a	165,07	n	n/a	0,00
n/a	100	7,60	n/a	n/a	165,07	n	n/a	0,00
n/a	100	3,80	n/a	n/a	165,07	n	n/a	0,00

Capacidad por Punta				
$qt \le qt_{lim}$		Carga Estática		C. Sismo
qt	qt Lím	$Q_{p\ estático}$		$Q_{p\ sismo}$
kPa	*kPa*	*kN*	*ton*	*ton*
n/a	n/a	n/a	n/a	0,00
1983,47	4800	2280,80	232,50	0,00
7775,21	10800	8940,72	911,39	0,00
7890,91	6400	7359,37	750,19	0,00
13342,15	14800	15342,16	1563,93	0,00
3626,45	4400	4170,06	425,08	0,00
14581,82	13200	15178,70	1547,27	0,00
7745,45	8800	8906,51	907,90	0,00
2519,01	4800	2896,61	295,27	0,00
14717,36	10800	12418,94	1265,95	0,00
-7414,88	3200	-8526,38	-869,15	0,00
125,62	2000	144,45	14,72	0,00
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
n/a	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE VESIC (1977)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	40	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80
		Área de la punta, Ap (m^2) :	1,15

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**Tipo Suelo**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m^2***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
1	SM	1	5	4	12		34,0	*n*
2	SM	5	6	1	27		41,0	*n*
3	SM	6	8	2	16		35,0	*n*
4	SM	8	10	2	37		43,0	*n*
5	SM	10	13	3	11		33,0	*n*
6	SM	13	14	1	33		42,0	*n*
7	SM	14	15	1	22		38,0	*n*
8	SM	15	19	4	12		32,8	*n*
9	SM	19	20	1	27		40,0	*n*
10	SM	20	29	9	8		30,1	*n*
11	SM	29	31	2	5		27,0	*n*
12	MH	31	32	1	57	5,00	20,0	*s*
13	MH	32	36	4	10	3,62	19,0	*s*
14	MH	36	45	9	10	3,59	7,0	*s*
15	MH	45	61	16	12	4,28	16,0	*s*
16	MH	61	66	5	15	5,11	17,0	*s*
17	MH	66	68	2	25	8,75	20,0	*s*
18	R	68	69	1	50		n/a	*n/a*

Capacidad por Punta								
Ir	**K_o**	**$N^*_{\sigma\ (tabla)}$**	**$N^*_{c\ (tabla)}$**	**σ'_p**	**σ'_o**	**Carga Estática**	**C. Sismo**	
						$Q_{p\ estático}$	**E. L?**	**$Q_{p\ sismo}$**
				ton/m^2	***ton/m^2***	***ton***		***ton***
100	n/a	-	-	-	n/a	n/a	s	0,00
100	0,44	76,02	112,22	2,60	1,63	142,55	s	0,00
100	0,34	147,59	168,63	3,50	1,97	334,20	s	0,00
100	0,43	83,78	118,22	5,30	3,27	315,35	s	0,00
100	0,32	177,36	189,13	7,10	3,87	789,66	s	0,00
100	0,46	68,92	104,58	9,80	6,24	494,66	s	0,00
100	0,33	161,83	178,62	10,70	5,93	1102,92	s	0,00
100	0,38	111,56	141,50	11,60	6,84	877,31	s	0,00
100	0,46	68,92	104,58	15,20	9,72	770,17	s	0,00
100	0,36	134,52	159,13	16,10	9,20	1423,22	s	0,00
100	0,50	51,02	86,64	24,20	16,11	944,94	s	0,00
100	0,55	37,37	71,39	26,00	18,13	779,11	s	0,00
200	0,66	21,73	56,97	26,70	20,61	842,59	n	842,59
200	0,67	19,15	52,71	29,50	23,10	728,03	n	728,03
200	0,88	3,43	19,77	35,80	32,89	211,34	n	211,34
200	0,72	12,92	41,58	47,00	38,36	774,59	n	774,59
200	0,71	14,77	45,04	50,50	40,66	955,17	n	955,17
200	0,66	21,73	56,97	51,90	40,07	1574,36	n	1574,36
-	n/a			52,60	n/a	n/a	n	n/a

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
RESUMEN DE LOS METODOS UTILIZADOS

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Tramo:	Central	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Pila Nº:	40	**Entidad:**	PUCE-Quito
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Fecha:**	oct-09

RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA POR FRICCION DE CADA CAPA POR DIFERENTES METODOS DE CALCULO

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		Meyerhof		Norlund		Burland		Burland mod		Navfac		Tomlinson (α)		K&V (α)		V&F (λ)	
		Desde	Hasta	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}	Q_{fe}	Q_{fs}
Nº		m	m	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	SM	1	5	18,60	0,00	6,89	0,00	4,26	0,00	4,54	0,00	8,41	0,00	-	-	-	-	-	-
2	SM	5	6	10,46	0,00	13,66	0,00	6,96	0,00	6,68	0,00	9,78	0,00	-	-	-	-	-	-
3	SM	6	8	12,40	0,00	20,71	0,00	13,05	0,00	17,73	0,00	23,72	0,00	-	-	-	-	-	-
4	SM	8	10	28,67	0,00	55,29	0,00	28,28	0,00	27,90	0,00	42,42	0,00	-	-	-	-	-	-
5	SM	10	13	12,79	0,00	49,89	0,00	31,80	0,00	35,41	0,00	64,92	0,00	-	-	-	-	-	-
6	SM	13	14	12,79	0,00	45,28	0,00	23,38	0,00	22,74	0,00	33,93	0,00	-	-	-	-	-	-
7	SM	14	15	8,52	0,00	38,81	0,00	21,19	0,00	23,41	0,00	32,65	0,00	-	-	-	-	-	-
8	SM	15	19	18,60	0,00	103,34	0,00	67,24	0,00	74,59	0,00	136,41	0,00	-	-	-	-	-	-
9	SM	19	20	10,46	0,00	67,71	0,00	35,69	0,00	33,78	0,00	48,64	0,00	-	-	-	-	-	-
10	SM	20	29	27,90	0,00	259,25	0,00	199,92	0,00	242,46	0,00	433,22	0,00	-	-	-	-	-	-
11	SM	29	31	3,87	0,00	55,02	0,00	49,61	0,00	46,42	0,00	111,90	0,00	-	-	-	-	-	-
12	MH	31	32	-	-	-	-	-	-	42,72	42,72	13,11	13,11	15,21	15,21	18,06	18,06	19,34	19,34
13	MH	32	36	-	-	-	-	-	-	125,86	125,86	44,59	44,59	44,03	44,03	52,29	52,29	75,23	75,23
14	MH	36	45	-	-	-	-	-	-	264,40	264,40	100,71	100,71	98,26	98,26	116,68	116,68	190,77	190,77
15	MH	45	61	-	-	-	-	-	-	704,64	704,64	197,84	197,84	208,25	208,25	247,30	247,30	425,41	425,41
16	MH	61	66	-	-	-	-	-	-	263,82	263,82	66,04	66,04	76,15	76,15	92,27	92,27	156,91	156,91
17	MH	66	68	-	-	-	-	-	-	166,02	166,02	28,60	28,60	51,62	51,62	63,20	63,20	73,12	73,12
18	R	68	69	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
										1673,28	1137,63	1302,25	356,25	365,75					
												1346,55	400,55						

CAPACIDAD DE CARGA POR FRICCION P-40

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		$Q_{fe\ prom}$	$\sum Q_{fe\ prom}$	$Q_{fs\ prom}$	$\sum Q_{fs\ prom}$
		Desde	Hasta				
Nº		m	m	ton	ton	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-	-	-
1	SM	1	5	6,02	6,02	0,00	0,00
2	SM	5	6	9,27	15,29	0,00	0,00
3	SM	6	8	18,80	34,09	0,00	0,00
4	SM	8	10	38,47	72,56	0,00	0,00
5	SM	10	13	45,50	118,07	0,00	0,00
6	SM	13	14	31,33	149,40	0,00	0,00
7	SM	14	15	29,02	178,42	0,00	0,00
8	SM	15	19	95,39	273,81	0,00	0,00
9	SM	19	20	46,46	320,27	0,00	0,00
10	SM	20	29	283,71	603,98	0,00	0,00
11	SM	29	31	65,74	669,72	0,00	0,00
12	MH	31	32	21,69	691,41	21,69	21,69
13	MH	32	36	68,40	759,81	68,40	90,09
14	MH	36	45	154,17	913,97	154,17	244,25
15	MH	45	61	356,69	1270,66	356,69	600,94
16	MH	61	66	131,04	1401,70	131,04	731,98
17	MH	66	68	76,51	1478,21	76,51	808,50
18	R	68	69	-	-	-	-

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
RESUMEN DE LOS METODOS UTILIZADOS

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Tramo:	Central	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Pila Nº:	40	**Entidad:**	PUCE-Quito
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Fecha:**	oct-09

RESUMEN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA POR PUNTA DE CADA CAPA POR DIFERENTES METODOS DE CALCULO

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		Meyerhof		Norlund		Burland		Burland mod		Navfac		Tomlinson (α)		Janbú		Vesic	
		Desde	Hasta	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}	Q_{pe}	Q_{ps}
Nº		m	m	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	SM	1	5	232,50	0,00	35,17	0,00	140,52	0,00	140,52	0,00	125,57	0,00	-	-	62,58	0,00	142,55	0,00
2	SM	5	6	911,39	0,00	340,89	0,00	643,94	0,00	643,94	0,00	583,57	0,00	-	-	193,10	0,00	334,20	0,00
3	SM	6	8	750,19	0,00	269,38	0,00	353,48	0,00	353,48	0,00	304,72	0,00	-	-	140,65	0,00	315,35	0,00
4	SM	8	10	1563,93	0,00	773,98	0,00	1306,29	0,00	1306,29	0,00	1183,82	0,00	-	-	511,31	0,00	789,66	0,00
5	SM	10	13	425,08	0,00	293,04	0,00	428,22	0,00	428,22	0,00	394,42	0,00	-	-	213,33	0,00	494,66	0,00
6	SM	13	14	1547,27	0,00	1199,63	0,00	1968,63	0,00	1968,63	0,00	1784,07	0,00	-	-	677,09	0,00	1102,92	0,00
7	SM	14	15	907,90	0,00	1008,42	0,00	1333,89	0,00	1333,89	0,00	1147,14	0,00	-	-	443,88	0,00	877,31	0,00
8	SM	15	19	295,27	0,00	293,04	0,00	664,18	0,00	664,18	0,00	611,75	0,00	-	-	323,30	0,00	770,17	0,00
9	SM	19	20	1265,95	0,00	1443,18	0,00	2962,15	0,00	2962,15	0,00	2684,44	0,00	-	-	765,91	0,00	1423,22	0,00
10	SM	20	29	-869,15	0,00	146,52	0,00	723,52	0,00	723,52	0,00	584,38	0,00	-	-	383,23	0,00	944,94	0,00
11	SM	29	31	14,72	0,00	146,52	0,00	597,95	0,00	597,95	0,00	388,67	0,00	-	-	317,19	0,00	779,11	0,00
12	MH	31	32	-	-	-	-	-	-	-	-	51,75	51,75	25,87	25,87	230,14	230,14	842,59	842,59
13	MH	32	36	-	-	-	-	-	-	-	-	37,46	37,46	18,73	18,73	175,76	175,76	728,03	728,03
14	MH	36	45	-	-	-	-	-	-	-	-	37,15	37,15	18,58	18,58	92,94	92,94	211,34	211,34
15	MH	45	61	-	-	-	-	-	-	-	-	44,29	44,29	22,15	22,15	218,23	218,23	774,59	774,59
16	MH	61	66	-	-	-	-	-	-	-	-	52,88	52,88	26,44	26,44	255,14	255,14	955,17	955,17
17	MH	66	68	-	-	-	-	-	-	-	-	90,55	90,55	45,28	45,28	354,02	354,02	1574,36	1574,36
18	R	68	69	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA P-40

CAPA	SUCS	PROFUNDIDAD		$Q_{pe\ prom}$	$Q_{ps\ prom}$
		Desde	Hasta		
Nº		m	m	ton	ton
-	Sed.	0	1	-	-
1	SM	1	5	107,82	0,00
2	SM	5	6	456,61	0,00
3	SM	6	8	289,51	0,00
4	SM	8	10	978,56	0,00
5	SM	10	13	375,32	0,00
6	SM	13	14	1450,16	0,00
7	SM	14	15	1024,09	0,00
8	SM	15	19	554,44	0,00
9	SM	19	20	2040,17	0,00
10	SM	20	29	584,35	0,00
11	SM	29	31	471,23	0,00
12	MH	31	32	230,07	230,07
13	MH	32	36	192,00	192,00
14	MH	36	45	72,00	72,00
15	MH	45	61	211,85	211,85
16	MH	61	66	257,93	257,93
17	MH	66	68	412,84	412,84
18	R	68	69	-	-

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
RESUMEN DRESULTADOS DE DISEÑO

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Tramo:	Central	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Pila Nº:	40	**Entidad:**	PUCE-Quito
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Fecha:**	oct-09

CASOS DE CARGA P-40		
TIPO	**ESTATICA**	**CON SISMO**
	ton	**ton**
Muerta	194,0	194,0
Viva	64,0	20,5
Sismo	0,0	159,5
Total	258,0	374,0

RESUMEN PILOTE P-40					
$Qu_{estatica}$	**Qu_{sismo}**	**RED. x GRUPO**	**F. S.**	**$Qadm_{estatica}$**	**$Qadm_{sismo}$**
ton	**ton**			**ton**	**ton**
1659,6	989,9	0,75	1,95	638,3	380,7
L. de diseño	**Cota Fondo**	**Cota Cabeza**	**L. en agua**	**L. Total**	**Cota**
m	**m**	**m**	**m**	**m**	**m**
66,00	-4,54	1,00	5,54	71,54	70,54

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
METODO DE NORDLUND (1963)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	40	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Ángulo ω:***	0,00
Ancho de la Base o Diámetro, b (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Volumen desplazamiento del suelo, V (m^3/m):***	0,076
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80	***Relación δ/φ:***	0,69
		Área de la punta, Ap (m^2) :	1,15		

Parámetros de Diseño									Capacidad por Fricción										Capacidad por Punta										
Capa	SUCS	Capa		Δd	N_{60prom}	C	ϕ	S. F?	δ	$K_δ$	C_F	p_d	Carga Estática			Carga con Sismo			D/b	$α_t$	N'q:	p_t	$p_{t\ limite}$	$Q_{p\ estático\ 1}$	qL	$Q_{p\ estático\ 2}$	Carga Estática		C. Sismo
													$Q_{f\ estática}$		∑	E. L?	$Q_{f\ sismo}$	∑									$Q_{p\ estático}$		$Q_{p\ sismo}$
Nº		Desde	Hasta	m		ton/m^2						Kpa	kN	ton	ton		ton	ton				Kpa	kPa	kN	Kpa	kN	kN	ton	ton
-	Sed.	0	1	1	0		-	*n*	n/a	-	-	-	n/a	n/a	0,00	s	n/a	0,00	n/a	-	-	-	-	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,00
1	SM	1	5	4	12		34,0	*s*	23,5	1,58	0,90	7,85	67,55	6,89	6,89	s	0,00	0,00	4,13	0,67	55,00	25,51	150,00	1080,79	300	344,97	345,0	35,2	0,0
2	SM	5	6	1	27		41,0	*s*	28,3	2,89	0,86	29,92	133,97	13,66	20,54	s	0,00	0,00	4,96	0,77	110,00	34,34	150,00	3344,11	22500	25872,78	3344,1	340,9	0,0
3	SM	6	8	2	16		35,0	*s*	24,2	1,7	0,89	43,16	203,13	20,71	41,25	s	0,00	0,00	6,61	0,68	65,00	51,99	150,00	2642,58	5000	5749,51	2642,6	269,4	0,0
4	SM	8	10	2	37		43,0	*s*	29,7	2,89	0,82	60,82	542,43	55,29	96,54	s	0,00	0,00	8,26	0,79	120,00	69,65	150,00	7592,70	31000	35646,94	7592,7	774,0	0,0
5	SM	10	13	3	11		33,0	*s*	22,8	1,47	0,91	82,89	489,43	49,89	146,43	s	0,00	0,00	10,74	0,65	48,00	96,14	150,00	3449,14	2500	2874,75	2874,8	293,0	0,0
6	SM	13	14	1	33		42,0	*s*	29,0	2,89	0,83	100,55	444,22	45,28	191,72	s	0,00	0,00	11,57	0,78	125,00	104,97	150,00	11768,42	26000	29897,44	11768,4	1199,6	0,0
7	SM	14	15	1	22		38,0	*s*	26,2	2,41	0,86	109,38	380,75	38,81	230,53	s	0,00	0,00	12,40	0,72	105,00	113,80	150,00	9892,58	12000	13798,82	9892,6	1008,4	0,0
8	SM	15	19	4	12		33,0	*s*	22,8	1,44	0,91	131,45	1013,73	103,34	333,87	s	0,00	0,00	15,70	0,65	48,00	149,11	150,00	5349,68	2500	2874,75	2874,8	293,0	0,0
9	SM	19	20	1	27		40,0	*s*	27,6	2,89	0,85	153,53	664,19	67,71	401,57	s	0,00	0,00	16,53	0,76	108,00	157,94	150,00	14157,59	18000	20698,23	14157,6	1443,2	0,0
10	SM	20	29	9	8		30,1	*s*	20,8	1,14	0,93	197,67	2543,24	259,25	660,82	s	0,00	0,00	23,97	0,58	30,00	237,40	150,00	3001,24	1250	1437,38	1437,4	146,5	0,0
11	SM	29	31	2	5		27,0	*s*	18,6	0,95	0,95	246,23	539,72	55,02	715,84	s	0,00	0,00	25,62	0,52	20,00	255,06	150,00	1793,85	1250	1437,38	1437,4	146,5	0,0
12	MH	31	32	1	57	5,00	20,0	*n*	n/a	0,00	0,00	258,49	n/a	n/a	715,84	n	n/a	0,00	n/a	-	-	261,93	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	n/a
13	MH	32	36	4	10	3,62	19,0	*n*	n/a	0,00	0,00	275,66	n/a	n/a	715,84	n	n/a	0,00	n/a	-	-	289,40	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	n/a
14	MH	36	45	9	10	3,59	7,0	*n*	n/a	0,00	0,00	320,30	n/a	n/a	715,84	n	n/a	0,00	n/a	-	-	351,20	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	n/a
15	MH	45	61	16	12	4,28	16,0	*n*	n/a	0,00	0,00	406,13	n/a	n/a	715,84	n	n/a	0,00	n/a	-	-	461,07	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	n/a
16	MH	61	66	5	15	5,11	17,0	*n*	n/a	0,00	0,00	478,24	n/a	n/a	715,84	n	n/a	0,00	n/a	-	-	495,41	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	n/a
17	MH	66	68	2	25	8,75	20,0	*n*	n/a	0,00	0,00	502,27	n/a	n/a	715,84	n	n/a	0,00	n/a	-	-	509,14	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	n/a
18	R	68	69	1	50			*n*	n/a	0,00	0,00	512,57	n/a	n/a	715,84	n	n/a	0,00	n/a	-	-	516,01	150,00	n/a	-	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE BURLAND, β (Esfuerzo Efectivo, 1973)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	40	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15	0
Espesor de la pared (cm):	2,00					

Parámetros de Diseño								
Capa	SUCS	Capa		Δd	N_{60prom}	C	ϕ	Tipo Suelo
Nº		*Desde*	*Hasta*	*m*		*ton/m^2*		
-	Sed.	0	1	1	0		-	*n*
1	SM	1	5	4	12		34,0	*f*
2	SM	5	6	1	27		41,0	*f*
3	SM	6	8	2	16		35,0	*f*
4	SM	8	10	2	37		43,0	*f*
5	SM	10	13	3	11		33,0	*f*
6	SM	13	14	1	33		42,0	*f*
7	SM	14	15	1	22		38,0	*f*
8	SM	15	19	4	12		32,8	*f*
9	SM	19	20	1	27		40,0	*f*
10	SM	20	29	9	8		30,1	*f*
11	SM	29	31	2	5		27,0	*f*
12	MH	31	32	1	57	5,00	20,0	*c*
13	MH	32	36	4	10	3,62	19,0	*c*
14	MH	36	45	9	10	3,59	7,0	*c*
15	MH	45	61	16	12	4,28	16,0	*c*
16	MH	61	66	5	15	5,11	17,0	*c*
17	MH	66	68	2	25	8,75	20,0	*c*
18	R	68	69	1	50			*n*

Capacidad por Fricción								
β	σ'_v	fs	Carga Estática			Carga con Sismo		
			$Q_{f\ estática}$		∑	E. L?	$Q_{f\ sismo}$	∑
	Kpa	*Kpa*	*kN*	*ton*	*ton*		*ton*	*ton*
n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
0,35	7,85	2,75	41,77	4,26	4,26	s	0,00	0,00
0,60	29,92	17,95	68,24	6,96	11,21	s	0,00	0,00
0,39	43,16	16,83	127,98	13,05	24,26	s	0,00	0,00
0,60	60,82	36,49	277,45	28,28	52,54	s	0,00	0,00
0,33	82,89	27,36	311,96	31,80	84,34	s	0,00	0,00
0,60	100,55	60,33	229,34	23,38	107,72	s	0,00	0,00
0,50	109,38	54,69	207,90	21,19	128,91	s	0,00	0,00
0,33	131,45	43,38	659,60	67,24	196,15	s	0,00	0,00
0,60	153,53	92,12	350,16	35,69	231,84	s	0,00	0,00
0,29	197,67	57,32	1961,19	199,92	431,76	s	0,00	0,00
0,26	246,23	64,02	486,72	49,61	481,38	s	0,00	0,00
n/a	258,49	n/a	n/a	n/a	481,38	n	n/a	0,00
n/a	275,66	n/a	n/a	n/a	481,38	n	n/a	0,00
n/a	320,30	n/a	n/a	n/a	481,38	n	n/a	0,00
n/a	406,13	n/a	n/a	n/a	481,38	n	n/a	0,00
n/a	478,24	n/a	n/a	n/a	481,38	n	n/a	0,00
n/a	502,27	n/a	n/a	n/a	481,38	n	n/a	0,00
n/a	512,57	n/a	n/a	n/a	481,38	n	n/a	0,00

Capacidad por Punta					
σ'_p	N_t	q_t	Carga Estática		C. Sismo
			$Q_{p\ estático}$		$Q_{p\ sismo}$
kPa		*kPa*	*kN*	*ton*	*ton*
-	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
25,51	47	1198,78	1378,48	140,52	0,00
34,34	160	5493,60	6317,10	643,94	0,00
51,99	58	3015,59	3467,64	353,48	0,00
69,65	160	11144,16	12814,69	1306,29	0,00
96,14	38	3653,24	4200,87	428,22	0,00
104,97	160	16794,72	19312,27	1968,63	0,00
113,80	100	11379,60	13085,42	1333,89	0,00
149,11	38	5666,26	6515,64	664,18	0,00
157,94	160	25270,56	29058,65	2962,15	0,00
237,40	26	6172,45	7097,71	723,52	0,00
255,06	20	5101,20	5865,88	597,95	0,00
261,93	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
289,40	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
351,20	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
461,07	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
495,41	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
509,14	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
516,01	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
METODO MODIFICADO DE BURLAND

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	40	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15 0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Volumen de desplazamiento del suelo, V (m^3/m):***	0,076
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80 0	***Relación δ/φ***	0,69

Parámetros de Diseño									**Capacidad por Fricción**														**Capacidad por Punta**					
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**Tipo Suelo**	**δ**	**D_r**	**K**	**β_1**	**β_2**	**β_{med}**	**σ'_v**	**fs**	**Carga Estática**		**Carga con Sismo**			**σ'_p**	**N_t**	**q_t**	**Carga Estática**		**C. Sismo**
																	$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**			**$Q_{p\ estático}$**		**$Q_{p\ sismo}$**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m^2***			***Kpa***						***Kpa***	***Kpa***	***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***	***kPa***		***kPa***	***kN***	***ton***	***ton***
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n*	n/a	-	-	-	-	n/a	-	n/a	n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	-	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
1	SM	1	5	4	12		34,0	*f*	23,46	35	0,78	0,34	0,41	0,37	7,85	2,93	44,51	4,54	4,54	s	0,00	0,00	25,51	47	1198,78	1378,48	140,52	0,00
2	SM	5	6	1	27		41,0	*f*	28,29	65	1,02	0,55	0,60	0,58	29,92	17,23	65,48	6,68	11,21	s	0,00	0,00	34,34	160	5493,60	6317,10	643,94	0,00
3	SM	6	8	2	16		35,0	*f*	24,15	65	1,02	0,46	0,60	0,53	43,16	22,87	173,90	17,73	28,94	s	0,00	0,00	51,99	58	3015,59	3467,64	353,48	0,00
4	SM	8	10	2	37		43,0	*f*	29,67	65	1,02	0,58	0,60	0,59	60,82	35,99	273,65	27,90	56,83	s	0,00	0,00	69,65	160	11144,16	12814,69	1306,29	0,00
5	SM	10	13	3	11		33,0	*f*	22,77	35	0,78	0,33	0,41	0,37	82,89	30,46	347,36	35,41	92,24	s	0,00	0,00	96,14	38	3653,24	4200,87	428,22	0,00
6	SM	13	14	1	33		42,0	*f*	28,98	65	1,02	0,56	0,60	0,58	100,55	58,69	223,12	22,74	114,99	s	0,00	0,00	104,97	160	16794,72	19312,27	1968,63	0,00
7	SM	14	15	1	22		38,0	*f*	26,22	65	1,02	0,50	0,60	0,55	109,38	60,42	229,69	23,41	138,40	s	0,00	0,00	113,80	100	11379,60	13085,42	1333,89	0,00
8	SM	15	19	4	12		32,8	*f*	22,60	35	0,78	0,32	0,41	0,37	131,45	48,12	731,70	74,59	212,99	s	0,00	0,00	149,11	38	5666,26	6515,64	664,18	0,00
9	SM	19	20	1	27		40,0	*f*	27,60	65	1,02	0,53	0,60	0,57	153,53	87,18	331,41	33,78	246,77	s	0,00	0,00	157,94	160	25270,56	29058,65	2962,15	0,00
10	SM	20	29	9	8		30,1	*f*	20,78	35	0,78	0,30	0,41	0,35	197,67	69,52	2378,51	242,46	489,23	s	0,00	0,00	237,40	26	6172,45	7097,71	723,52	0,00
11	SM	29	31	2	5		27,0	*f*	18,63	15	0,62	0,21	0,28	0,24	246,23	59,90	455,38	46,42	535,65	s	0,00	0,00	255,06	20	5101,20	5865,88	597,95	0,00
12	MH	31	32	1	57	5,00	20,0	*c*	13,80	65	1,02	0,25	0,60	0,43	258,49	110,25	419,10	42,72	578,37	n	42,72	42,72	261,93	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
13	MH	32	36	4	10	3,62	19,0	*c*	13,11	35	0,78	0,18	0,41	0,29	275,66	81,20	1234,73	125,86	704,24	n	125,86	168,59	289,40	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
14	MH	36	45	9	10	3,59	7,0	*c*	4,83	35	0,78	0,07	0,41	0,24	320,30	75,82	2593,80	264,40	968,64	n	264,40	432,99	351,20	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
15	MH	45	61	16	12	4,28	16,0	*c*	11,04	35	0,78	0,15	0,41	0,28	406,13	113,65	6912,51	704,64	1673,28	n	704,64	1137,63	461,07	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
16	MH	61	66	5	15	5,11	17,0	*c*	11,73	35	0,78	0,16	0,41	0,28	478,24	136,17	2588,09	263,82	1937,10	n	263,82	1401,45	495,41	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
17	MH	66	68	2	25	8,75	20,0	*c*	13,80	65	1,02	0,25	0,60	0,43	502,27	214,23	1628,70	166,02	2103,13	n	166,02	1567,48	509,14	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a
18	R	68	69	1	50		n/a	*n*	n/a	-	-	n/a	-	n/a	512,57	n/a	n/a	n/a	2103,13	n	n/a	1567,48	516,01	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE NAVFAC DM 7.2

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	40	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15	0
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Ángulo δ (tabla 14):***	20			

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**Tipo Suelo**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m^2***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n*
1	SM	1	5	4	12		34,0	*f*
2	SM	5	6	1	27		41,0	*f*
3	SM	6	8	2	16		35,0	*f*
4	SM	8	10	2	37		43,0	*f*
5	SM	10	13	3	11		33,0	*f*
6	SM	13	14	1	33		42,0	*f*
7	SM	14	15	1	22		38,0	*f*
8	SM	15	19	4	12		32,8	*f*
9	SM	19	20	1	27		40,0	*f*
10	SM	20	29	9	8		30,1	*f*
11	SM	29	31	2	5		27,0	*f*
12	MH	31	32	1	57	5,00	20,0	*c*
13	MH	32	36	4	10	3,62	19,0	*c*
14	MH	36	45	9	10	3,59	7,0	*c*
15	MH	45	61	16	12	4,28	16,0	*c*
16	MH	61	66	5	15	5,11	17,0	*c*
17	MH	66	68	2	25	8,75	20,0	*c*
18	R	68	69	1	50		n/a	*n*

Capacidad por Fricción												
K_o	**K_a**	**K_p**	**K**	**σ'_v**	**α**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**			
						$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**	
				Kpa		***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***	
n/a	n/a	n/a	n/a	-		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
0,44	0,72	4,54	1,90	7,85		82,45	8,41	8,41	s	0,00	0,00	
0,34	0,79	5,81	2,32	29,92		95,92	9,78	18,18	s	0,00	0,00	
0,43	0,73	4,69	1,95	43,16		232,73	23,72	41,91	s	0,00	0,00	
0,32	0,81	6,29	2,47	60,82		416,17	42,42	84,33	s	0,00	0,00	
0,46	0,71	4,39	1,85	82,89		636,84	64,92	149,25	s	0,00	0,00	
0,33	0,80	6,04	2,39	100,55		332,84	33,93	183,18	s	0,00	0,00	
0,38	0,76	5,20	2,12	109,38		320,34	32,65	215,83	s	0,00	0,00	
0,46	0,70	4,36	1,84	131,45		1338,17	136,41	352,24	s	0,00	0,00	
0,36	0,78	5,60	2,25	153,53		477,13	48,64	400,88	s	0,00	0,00	
0,50	0,67	4,01	1,73	197,67		4249,92	433,22	834,10	s	0,00	0,00	
0,55	0,62	3,66	1,61	246,23		1097,76	111,90	946,00	s	0,00	0,00	
n/a	n/a	n/a	n/a	258,49	0,69	128,65	13,11	959,12	n	13,11	13,11	
n/a	n/a	n/a	n/a	275,66	0,81	437,38	44,59	1003,70	n	44,59	57,70	
n/a	n/a	n/a	n/a	320,30	0,82	988,00	100,71	1104,41	n	100,71	158,41	
n/a	n/a	n/a	n/a	406,13	0,76	1940,80	197,84	1302,25	n	197,84	356,25	
n/a	n/a	n/a	n/a	478,24	0,68	647,89	66,04	1368,30	n	66,04	422,30	
n/a	n/a	n/a	n/a	502,27	0,43	280,61	28,60	1396,90	n	28,60	450,90	
n/a	n/a	n/a	n/a	512,57		n/a	n/a	1396,90	n	n/a	450,90	

Capacidad por Punta				
Nq:	**σ'_p**	**Carga Estática**		**C. Sismo**
		$Q_{p\ estático}$		**$Q_{p\ sismo}$**
	kPa	***kN***	***ton***	***ton***
-	-	n/a	n/a	0,00
42,00	25,51	1231,83	125,57	0,00
145,00	34,34	5724,87	583,57	0,00
50,00	51,99	2989,34	304,72	0,00
145,00	69,65	11613,31	1183,82	0,00
35,00	96,14	3869,22	394,42	0,00
145,00	104,97	17501,75	1784,07	0,00
86,00	113,80	11253,46	1147,14	0,00
35,00	149,11	6001,24	611,75	0,00
145,00	157,94	26334,40	2684,44	0,00
21,00	237,40	5732,77	584,38	0,00
13,00	255,06	3812,82	388,67	0,00
-	261,93	507,62	51,75	51,75
-	289,40	367,52	37,46	37,46
-	351,20	364,47	37,15	37,15
-	461,07	434,53	44,29	44,29
-	495,41	518,79	52,88	52,88
-	509,14	888,34	90,55	90,55
-	516,01	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO TOMLINSON, α (2008)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	40	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	***Perímetro, p (m) :***	3,80	0
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	***Área de la punta, Ap (m^2) :***	1,15	0
Espesor de la pared (cm):	2,00					

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**S. C?**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m^2***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
1	SM	1	5	4	12		34,0	*n*
2	SM	5	6	1	27		41,0	*n*
3	SM	6	8	2	16		35,0	*n*
4	SM	8	10	2	37		43,0	*n*
5	SM	10	13	3	11		33,0	*n*
6	SM	13	14	1	33		42,0	*n*
7	SM	14	15	1	22		38,0	*n*
8	SM	15	19	4	12		32,8	*n*
9	SM	19	20	1	27		40,0	*n*
10	SM	20	29	9	8		30,1	*n*
11	SM	29	31	2	5		27,0	*n*
12	MH	31	32	1	57	5,00	20,0	*s*
13	MH	32	36	4	10	3,62	19,0	*s*
14	MH	36	45	9	10	3,59	7,0	*s*
15	MH	45	61	16	12	4,28	16,0	*s*
16	MH	61	66	5	15	5,11	17,0	*s*
17	MH	66	68	2	25	8,75	20,0	*s*
18	R	68	69	1	50		n/a	*r*

Capacidad por Fricción											
σ'_v	**c_u/σ'_v**	**α_p**	**L/B**	**F**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**			
					$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**	
Kpa					***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***	
-	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
7,85	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
29,92	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
43,16	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
60,82	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
82,89	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
100,55	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
109,38	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
131,45	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
153,53	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
197,67	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
246,23	n/a		n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00	
258,49	0,19	1,00	26,45	1,00	149,16	15,21	15,21	n	15,21	15,21	
275,66	0,13	1,00	29,75	1,00	431,98	44,03	59,24	n	44,03	59,24	
320,30	0,11	1,00	37,19	1,00	963,90	98,26	157,50	n	98,26	157,50	
406,13	0,10	1,00	50,41	1,00	2042,95	208,25	365,75	n	208,25	365,75	
478,24	0,10	1,00	54,55	0,98	746,98	76,15	441,89	n	76,15	441,89	
502,27	0,17	1,00	56,20	0,97	506,41	51,62	493,52	n	51,62	493,52	
512,57	n/a		n/a		n/a	n/a	493,52	n	n/a	493,52	

Capacidad por Punta			
N'c:	**Carga Estática**		**C. Sismo**
	$Q_{p\ estático}$		**$Q_{p\ sismo}$**
	kN	***ton***	***ton***
-	n/a	n/a	n/a
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
-	n/a	n/a	0,00
9,0	253,81	25,87	25,87
9,0	183,76	18,73	18,73
9,0	182,24	18,58	18,58
9,0	217,26	22,15	22,15
9,0	259,40	26,44	26,44
9,0	444,17	45,28	45,28
-	n/a	n/a	n/a

TESIS DE GRADO

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS

METODO DE KOLK Y VAN DER VELDE, α (1996)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	40	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho de la Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80

Parámetros de Diseño									**Capacidad por Fricción**							
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**S. C?**	**σ'_v**	**c_u/σ'_v**	**α**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**	
												$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m²***			***Kpa***			***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*	-	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
1	SM	1	5	4	12		34,0	*n*	7,85	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
2	SM	5	6	1	27		41,0	*n*	29,92	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
3	SM	6	8	2	16		35,0	*n*	43,16	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
4	SM	8	10	2	37		43,0	*n*	60,82	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
5	SM	10	13	3	11		33,0	*n*	82,89	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
6	SM	13	14	1	33		42,0	*n*	100,55	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
7	SM	14	15	1	22		38,0	*n*	109,38	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
8	SM	15	19	4	12		32,8	*n*	131,45	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
9	SM	19	20	1	27		40,0	*n*	153,53	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
10	SM	20	29	9	8		30,1	*n*	197,67	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
11	SM	29	31	2	5		27,0	*n*	246,23	n/a		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
12	MH	31	32	1	57	5,00	20,0	*s*	258,49	0,19	0,95	177,13	18,06	18,06	n	18,06	18,06
13	MH	32	36	4	10	3,62	19,0	*s*	275,66	0,13	0,95	512,98	52,29	70,35	n	52,29	70,35
14	MH	36	45	9	10	3,59	7,0	*s*	320,30	0,11	0,95	1144,63	116,68	187,03	n	116,68	187,03
15	MH	45	61	16	12	4,28	16,0	*s*	406,13	0,10	0,95	2426,00	247,30	434,33	n	247,30	434,33
16	MH	61	66	5	15	5,11	17,0	*s*	478,24	0,10	0,95	905,15	92,27	526,59	n	92,27	526,59
17	MH	66	68	2	25	8,75	20,0	*s*	502,27	0,17	0,95	619,96	63,20	589,79	n	63,20	589,79
18	R	68	69	1	50		n/a	*r*	512,57	n/a		n/a	n/a	589,79	n	n/a	589,79

METODO VIJAYVERGIYA y FOCHT, λ (1972)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	40
Entidad:	PUCE-Quito	**Tramo:**	Central
Diseño:	Rafael Villa Astudillo	**Fecha:**	oct-09

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o):	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n
Ancho Base o Diámetro, B (m) :	1,2	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, C_d (m) :***	3,80 12

Parámetros de Diseño								
Capa	**SUCS**	**Capa**		**Δd**	**N_{60prom}**	**C**	**ϕ**	**S. C?**
Nº		***Desde***	***Hasta***	***m***		***ton/m²***		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
1	SM	1	5	4	12		34,0	*n*
2	SM	5	6	1	27		41,0	*n*
3	SM	6	8	2	16		35,0	*n*
4	SM	8	10	2	37		43,0	*n*
5	SM	10	13	3	11		33,0	*n*
6	SM	13	14	1	33		42,0	*n*
7	SM	14	15	1	22		38,0	*n*
8	SM	15	19	4	12		32,8	*n*
9	SM	19	20	1	27		40,0	*n*
10	SM	20	29	9	8		30,1	*n*
11	SM	29	31	2	5		27,0	*n*
12	MH	31	32	1	57	5,00	20,0	*s*
13	MH	32	36	4	10	3,62	19,0	*s*
14	MH	36	45	9	10	3,59	7,0	*s*
15	MH	45	61	16	12	4,28	16,0	*s*
16	MH	61	66	5	15	5,11	17,0	*s*
17	MH	66	68	2	25	8,75	20,0	*s*
18	R	68	69	1	50		n/a	*r*

Capacidad por Fricción							
σ'_v	**λ**	**Carga Estática**			**Carga con Sismo**		
		$Q_{f\ estática}$		**∑**	**E. L?**	**$Q_{f\ sismo}$**	**∑**
Kpa		***kN***	***ton***	***ton***		***ton***	***ton***
-		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
7,85		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
29,92		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
43,16		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
60,82		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
82,89		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
100,55		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
109,38		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
131,45		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
153,53		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
197,67		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
246,23		n/a	n/a	0,00	s	0,00	0,00
258,49	0,14	189,77	19,34	19,34	n	19,34	19,34
275,66	0,14	738,00	75,23	94,57	n	75,23	94,57
320,30	0,14	1871,48	190,77	285,35	n	190,77	285,35
406,13	0,14	4173,25	425,41	710,76	n	425,41	710,76
478,24	0,14	1539,34	156,91	867,67	n	156,91	867,67
502,27	0,14	717,33	73,12	940,79	n	73,12	940,79
512,57		n/a	n/a	940,79	n	n/a	940,79

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE PILOTES HINCADOS
METODO DE JANBÚ (1976)

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Tramo:**	Central	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Pila Nº:**	40	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Entidad:	PUCE-Quito	**Fecha:**	oct-09		

Pilote Circular(c) , Rectangular(r) u otro (o)	c	***Pilote de desplazamiento si (s) o no (n):***	n	
Ancho Base o Diámetro, B (m) :	1,21	***Se Forma Tapón si (s) o no (n):***	s	
Espesor de la pared (cm):	2,00	***Perímetro, p (m) :***	3,80	12
		Área de la punta, Ap (m^2) :	1,15	2

Parámetros de Diseño								
Capa	SUCS	Capa		Δd	N_{60prom}	C	ϕ	S. C?
Nº		Desde	Hasta	m		ton/m^2		
-	Sed.	0	1	1	0		n/a	*n/a*
1	SM	1	5	4	12		34,0	*n*
2	SM	5	6	1	27		41,0	*n*
3	SM	6	8	2	16		35,0	*n*
4	SM	8	10	2	37		43,0	*n*
5	SM	10	13	3	11		33,0	*n*
6	SM	13	14	1	33		42,0	*n*
7	SM	14	15	1	22		38,0	*n*
8	SM	15	19	4	12		32,8	*n*
9	SM	19	20	1	27		40,0	*n*
10	SM	20	29	9	8		30,1	*n*
11	SM	29	31	2	5		27,0	*n*
12	MH	31	32	1	57	5,00	20,0	*s*
13	MH	32	36	4	10	3,62	19,0	*s*
14	MH	36	45	9	10	3,59	7,0	*s*
15	MH	45	61	16	12	4,28	16,0	*s*
16	MH	61	66	5	15	5,11	17,0	*s*
17	MH	66	68	2	25	8,75	20,0	*s*
18	R	68	69	1	50		n/a	*n/a*

Capacidad por Punta								
η'	$N^*_{q\ (interpol)}$	$N^*_{q\ (calc)}$	$N^*_{c\ (interpol)}$	$N^*_{c\ (calc)}$	σ'_p	Carga Estática	C. Sismo	
						$Q_{p\ estático}$	E. L?	$Q_{p\ sismo}$
					ton/m^2	ton		ton
-	-	n/a	-	n/a	-	-	s	0,00
75	21,18	20,68	29,59	29,18	2,60	62,58	s	0,00
75	49,08	46,88	54,27	52,77	3,50	193,10	s	0,00
75	23,08	23,08	31,53	31,53	5,30	140,65	s	0,00
75	64,49	60,76	66,58	64,09	7,10	511,31	s	0,00
75	19,29	18,57	27,65	27,06	9,80	213,33	s	0,00
75	56,78	53,28	60,43	58,06	10,70	677,09	s	0,00
75	34,05	32,50	41,48	40,32	11,60	443,88	s	0,00
75	18,91	18,08	27,26	26,56	15,20	323,30	s	0,00
75	41,37	41,37	48,11	48,11	16,10	765,91	s	0,00
75	13,79	13,75	22,01	21,99	24,20	383,23	s	0,00
75	11,11	10,11	18,81	17,88	26,00	317,19	s	0,00
75	5,29	5,29	11,78	11,78	26,70	230,14	n	230,14
60	4,14	4,04	8,93	8,84	29,50	175,76	n	175,76
60	1,74	1,65	5,89	5,31	35,80	92,94	n	92,94
60	3,44	3,21	7,94	7,71	47,00	218,23	n	218,23
60	3,67	3,46	8,27	8,06	50,50	255,14	n	255,14
60	4,37	4,37	9,26	9,26	51,90	354,02	n	354,02
-	-	n/a		n/a	52,60	-	n	-

DATOS DE HINCADO
NUMERO DE GOLPES / 10 cm

COTA	NUMERO DE PILOTE								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-36,0									
-36,1									
-36,2									
-36,3									
-36,4									
-36,5									
-36,6									
-36,7									
-36,8									
-36,9									
-37,0									
-37,1									
-37,2									
-37,3									
-37,4									
-37,5									
-37,6								5	
-37,7								5	
-37,8								6	
-37,9								6	
-38,0								6	7
-38,1								4	5
-38,2							6	4	4
-38,3							6	4	4
-38,4							8	5	4
-38,5							6	5	3
-38,6							5	4	4
-38,7							5	4	4
-38,8							5	4	3
-38,9							5	4	4
-39,0							5	4	4
-39,1							5	4	3
-39,2							5	4	3
-39,3			6				5	4	3
-39,4	10	13	5				5	4	4
-39,5	9	7	6				5	4	3
-39,6	5	6	6				5	3	4
-39,7	4	6	6				5	4	3
-39,8	5	5	5				5	4	4
-39,9	5	5	6				5	4	4
-40,0	4	6	6				5	4	4
-40,1	5	6	7				5	3	3
-40,2	4	5	7				5	4	3
-40,3	4	6	3				5	4	4
-40,4	5	6	4				5	4	4
-40,5	4	5	4				5	4	4
-40,6	4	5	3				4	4	4
-40,7	4	5	4				4	4	4
-40,8	4	6	3				4	3	3
-40,9	4	6	4				4	4	4
-41,0	4	5	3				4	4	3
-41,1	4	5	4				4	3	4
-41,2	4	5	4				4	4	3
-41,3	5	6	3				4	4	3
-41,4	4	5	4				4	4	3
-41,5	4	5	3				4	3	3
-41,6	5	5	3				4	3	4
-41,7	4	5	3				4	4	4
-41,8	4	5	4			13	4	4	3
-41,9	4	5	4			9	4	4	3
-42,0	4	5	3			9	5	3	4
-42,1	4	5	4			8	5	4	3
-42,2	4	5	3			8	4	4	3
-42,3	5	5	3			7	4	4	4
-42,4	4	5	4			8	4	3	3
-42,5	4	5	4			7	4	3	4
-42,6	4	5	4			7	5	3	4
-42,7	4	5	3			7	5	4	3
-42,8	4	5	4			7	4	4	3
-42,9	4	5	4			7	5	4	3
-43,0	4	5	4			6	4	4	4
-43,1	5	5	4			6	5	4	4
-43,2	4	5	4			6	5	5	3
-43,3	4	5	3			6	4	4	4
-43,4	4	5	4			6	4	4	3
-43,5	4	5	4	7	12	6	5	4	4
-43,6	5	5	4	13	14	5	5	4	3
-43,7	4	4	4	11	12	5	5	4	3
-43,8	4	5	4	10	10	6	5	4	4
-43,9	4	5	5	9	11	5	4	4	4
-44,0	4	4	4	9	10	6	5	4	3
-44,1	4	4	5	8	9	6	4	4	4
-44,2	4	4	4	10	7	5	5	4	3
-44,3	4	5	4	8	8	6	4	4	3
-44,4	5	5	5	8	10	5	5	4	4
-44,5	4	4	4	8	9	6	4	4	4
-44,6	4	4	4	8	7	6	5	4	4
-44,7	4	5	5	10	8	5	5	4	3
-44,8	4	4	4	9	9	5	5	4	4
-44,9	4	5	5	9	7	5	5	4	4
-45,0	4	8	5	8	6	5	5	4	3
-45,1	4	4	5	7	6	6	5	5	4
-45,2	5	4	4	9	6	5	5	4	3
-45,3	4	4	4	8	5	6	5	4	4
-45,4	4	5	5	8	7	6	4	4	4

DATOS DE HINCADO
NUMERO DE GOLPES / 10 cm

-45,5	4	5	5	8	9	5	5	5	4
-45,6	4	5	4	9	8	6	5	4	4
-45,7	4	4	4	9	8	5	5	4	4
-45,8	5	5	6	7	8	5	5	4	3
-45,9	4	5	5	8	8	5	5	4	4
-46,0	4	4	5	7	8	6	5	5	4
-46,1	4	4	5	7	8	5	6	5	4
-46,2	4	4	5	8	8	5	5	4	4
-46,3	5	4	4	7	7	6	5	4	5
-46,4	4	4	5	8	7	5	5	4	3
-46,5	4	4	5	8	8	5	5	4	4
-46,6	4	4	5	7	7	6	5	4	4
-46,7	4	4	5	7	6	6	5	4	4
-46,8	5	4	5	7	6	5	5	4	4
-46,9	5	5	6	6	7	5	5	4	4
-47,0	4	5	6	7	8	5	5	4	4
-47,1	4	5	5	7	6	6	5	5	4
-47,2	4	4	5	7	6	5	5	5	5
-47,3	5	4	5	6	7	6	5	5	3
-47,4	4	5	5	6	6	5	6	5	4
-47,5	5	5	4	6	7	5	5	4	4
-47,6	4	4	6	7	7	6	5	4	4
-47,7	4	5	5	7	6	5	5	4	5
-47,8	5	5	5	6	7	6	5	4	4
-47,9	4	4	5	7	7	5	5	4	4
-48,0	4	5	5	7	6	5	5	4	4
-48,1	5	5	5	7	6	6	5	4	4
-48,2	4	5	5	7	6	5	5	4	5
-48,3	5	4	5	7	6	6	6	5	5
-48,4	4	5	4	6	6	5	6	5	4
-48,5	4	5	5	6	6	5	5	5	4
-48,6	4	5	5	7	6	6	5	5	4
-48,7	4	5	5	7	6	5	6	5	4
-48,8	5	5	5	7	6	6	5	4	4
-48,9	4	5	4	7	7	5	5	4	4
-49,0	4	5	5	7	6	5	5	5	5
-49,1	5	5	6	7	6	5	6	4	4
-49,2	5	4	4	6	6	5	5	4	5
-49,3	5	4	5	6	6	5	6	5	4
-49,4	4	5	5	6	7	5	6	5	4
-49,5	4	5	5	7	6	5	6	5	5
-49,6	5	5	5	6	7	6	6	5	5
-49,7	4	5	5	7	6	5	8	4	5
-49,8	5	5	5	7	6	6	8	5	5
-49,9	5	5	5	7	7	5	8	5	4
-50,0	5	6	6	7	6	6	7	5	5
-50,1	5	6	5	7	6	6	7	5	5
-50,2	4	5	5	6	6	5	8	5	4
-50,3	5	6	5	6	6	7	7	4	5
-50,4	5	6	5	7	6	5	7	5	4
-50,5	5	5	6	7	5	5	7	5	5
-50,6	5	4	5	7	6	6	7	5	5
-50,7	5	5	5	7	7	6	8	5	5
-50,8	5	6	5	7	6	6	8	4	4
-50,9	5	5	6	7	6	5	7	5	5
-51,0	5	5	5	7	6	5	7	5	5
-51,1	4	5	5	7	6	6	7	5	4
-51,2	5	5	5	6	6	5	7	5	5
-51,3	6	6	5	6	7	6	7	5	5
-51,4	5	7	5	8	7	6	6	5	5
-51,5	4	6	6	6	5	5	7	5	5
-51,6	5	7	5	7	6	6	7	5	4
-51,7	5	6	5	7	6	5	7	5	4
-51,8	5	7	6	7	7	6	7	5	5
-51,9	5	6	5	6	6	6	7	5	5
-52,0	5	7	6	7	6	5	6	5	5
-52,1	5	6	5	7	7	6	7	5	5
-52,2	5	6	6	7	6	5	7	5	5
-52,3	5	7	5	7	6	7	6	5	5
-52,4	5	9	5	6	7	5	7	5	5
-52,5	5	7	5	7	6	6	6	5	5
-52,6	5	7	5	8	7	6	7	5	5
-52,7	5	7	6	7	6	6	7	5	5
-52,8	5	7	6	7	7	6	7	5	5
-52,9	5	6	6	8	6	6	8	5	5
-53,0	6	8	6	8	7	6	7	5	5
-53,1	5	6	5	7	6	5	7	5	5
-53,2	4	6	6	7	7	5	7	5	5
-53,3	6	6	5	7	7	7	7	5	5
-53,4	5	7	5	6	5	5	7	6	5
-53,5	6	6	6	7	6	6	7	6	5
-53,6	5	6	6	6	7	6	7	5	5
-53,7	6	6	5	7	7	7	7	5	5
-53,8	5	6	6	6	7	6	7	6	5
-53,9	6	6	6	5	7	5	6	6	6
-54,0	5	6	7	6	6	6	7	5	5
-54,1	5	6	7	7	7	6	7	5	5
-54,2	6	6	8	7	7	5	7	5	5
-54,3	6	7	8	8	7	8	6	5	6
-54,4	6	6	8	7	7	6	7	5	5
-54,5	5	7	8	7	7	7	7	6	5
-54,6	6	48	7	8	7	7	7	6	5
-54,7	46		36	8	7		7	5	5
-54,8							7	5	5

TESIS DE GRADO
DATOS DE HINCADO

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	40	**Fecha:**	oct-09

Pilote No.	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
Cota de Cabeza	4,70	4,81	4,75	4,69	4,66	4,78	4,60	4,62	4,65
No de Tramos	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Longitud	59,4	59,4	59,4	59,4	59,4	59,4	59,4	59,4	59,4
Cota Punta	-54,70	-54,59	-54,65	-54,71	-54,74	-54,62	-54,80	-54,78	-54,75

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA MEDIANTE FORMULAS DINAMICAS
METODOS DE GATES Y ENGENEERING NEW RECORDS

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	40	**Fecha:**	oct-09

Fórmula de Gates

$$R = 211\sqrt{E_d} \cdot \log_{10}(10 \cdot N_b) - (4.45 \cdot 10^5)$$

R = resistencia nominal última, medida en el hincado (N)
E_d = energía desarrollada por el martillo (mm-N)
N_b = golpes para una penetración de 25 mm

Fórmula del ENR

$$R = \frac{12 \cdot E_d}{(s + 2.5)}$$

R = resistencia nominal última, medida en el hincado (N)
E_d = energía desarrollada por el martillo (mm-N)
s = penetración por golpe (mm)

Datos del Martillo

Hincado:	*Martillo ICE 205S*
Peso martillo (lb)	*20020*
Caída (pies)	*9*
Energía aplicada (lbs.pie)	*180180*

Rehinca:	*Martillo ICE 205S*
Peso martillo (lb)	*20020*
Caída (pies)	*8*
Energía aplicada (lbs.pie)	*160160*

ENR EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Golpes/10 cm	46	48	36	8	7	7	7	5	5
s (mm)	2,17	2,08	2,78	12,50	14,29	14,29	14,29	20,00	20,00
Ru (N)	6,3E+08	6,4E+08	5,6E+08	2,0E+08	1,8E+08	1,8E+08	1,8E+08	1,3E+08	1,3E+08
Ru (ton)	64091,36	65357,99	56758,25	19970,50	17845,98	17845,98	17845,98	13313,66	13313,66

Gates EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Golpes/10 cm	46	48	36	8	7	7	7	5	5
Nb (mm)	11,50	12,00	9,00	2,00	1,75	1,75	1,75	1,25	1,25
Ru (N)	6,4E+06	6,4E+06	6,0E+06	3,9E+06	3,7E+06	3,7E+06	3,7E+06	3,2E+06	3,2E+06
Ru (ton)	648,24	654,46	612,41	392,55	373,03	373,03	373,03	323,84	323,84
Qadm	259,30	261,79	244,96	157,02	149,21	149,21	149,21	129,54	129,54

Gates BOR									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Golpes						11	10		11
Penet. (cm)						0,7	1,4		1,4
Nb (mm)						392,86	178,57		196,43
Ru (N)						1,1E+07	1,0E+07		1,0E+07
Ru (ton)						1164,41	1049,16		1063,09
Qadm						465,76	419,66		425,24

TESIS DE GRADO
DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA MEDIANTE ECUACION DE ONDA
METODO CAPWAP

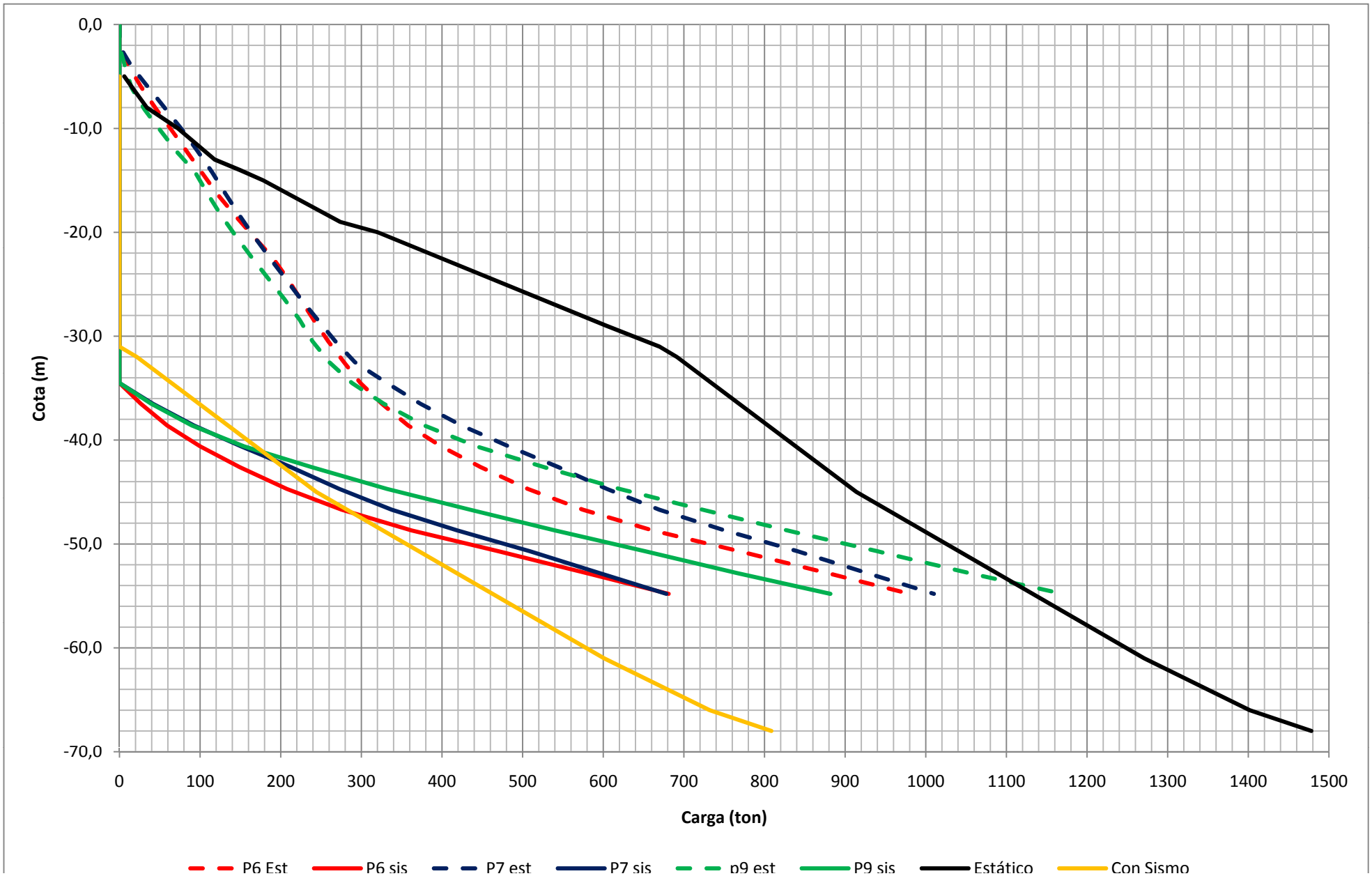
Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	40	**Fecha:**	oct-09

ANÁLISIS CAPWAP PILA 40

Z (m)	Prof.		Licuab	Pilote 6		Pilote 7		Pilote 9	
				Estático	Sismo	Estático	Sismo	Estático	Sismo
3,0	0,0	0,0	S	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5,1	2,1	-2,1	S	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
7,1	4,1	-4,1	S	12,3	0,0	15,7	0,0	7,1	0,0
9,1	6,1	-6,1	S	27,6	0,0	36,3	0,0	15,1	0,0
11,2	8,2	-8,2	S	46,0	0,0	57,9	0,0	31,2	0,0
13,2	10,2	-10,2	S	65,0	0,0	78,5	0,0	50,9	0,0
15,2	12,2	-12,2	S	83,4	0,0	97,1	0,0	70,6	0,0
17,2	14,2	-14,2	S	101,7	0,0	114,8	0,0	93,8	0,0
19,3	16,3	-16,3	S	121,1	0,0	131,6	0,0	109,4	0,0
21,3	18,3	-18,3	S	142,6	0,0	148,3	0,0	125,5	0,0
23,3	20,3	-20,3	S	165,1	0,0	166,1	0,0	143,7	0,0
25,4	22,4	-22,4	S	189,6	0,0	185,8	0,0	163,9	0,0
27,4	24,4	-24,4	S	208,0	0,0	205,2	0,0	184,0	0,0
29,4	26,4	-26,4	S	224,3	0,0	224,7	0,0	204,2	0,0
31,4	28,4	-28,4	S	240,6	0,0	245,7	0,0	223,4	0,0
33,5	30,5	-30,5	S	259,0	0,0	267,9	0,0	239,5	0,0
35,5	32,5	-32,5	S	278,4	0,0	292,0	0,0	260,1	0,0
37,5	34,5	-34,5	S	298,9	0,0	331,8	0,0	288,3	0,0
39,5	36,5	-36,5		325,4	26,5	373,2	41,4	327,7	39,4
41,6	38,6	-38,6		358,1	59,2	424,1	92,3	378,1	89,8
43,6	40,6	-40,6		399,0	100,1	482,7	150,9	442,7	154,4
45,6	42,6	-42,6		447,9	149,0	544,3	212,5	526,5	238,2
47,7	44,7	-44,7		506,6	207,7	604,6	272,8	620,4	332,1
49,7	46,7	-46,7		574,7	275,8	669,5	337,7	723,3	435,0
51,7	48,7	-48,7		661,3	362,4	751,0	419,2	828,3	540,0
53,7	50,7	-50,7		768,6	469,7	840,8	509,0	939,8	651,5
55,8	52,8	-52,8		877,9	579,0	927,2	595,4	1053,9	765,6
57,8	54,8	-54,8		980,0	681,1	1010,0	678,2	1170,0	881,7
	A la punta			**80**	**80**	**30**	**30,0**	**55**	**55**
	Total pilote			**1060,0**	**761,1**	**1040,0**	**708,2**	**1225,0**	**936,7**

DISEÑO

Estático		Con Sismo	
z (m)	Pu (ton)	z (m)	Pu (ton)
-5,0	6,02	-5,0	0,00
-6,0	15,29	-6,0	0,00
-8,0	34,09	-8,0	0,00
-10,0	72,56	-10,0	0,00
-13,0	118,07	-13,0	0,00
-14,0	149,40	-14,0	0,00
-15,0	178,42	-15,0	0,00
-19,0	273,81	-19,0	0,00
-20,0	320,27	-20,0	0,00
-29,0	603,98	-29,0	0,00
-31,0	669,72	-31,0	0,00
-32,0	691,41	-32,0	21,69
-36,0	759,81	-36,0	90,09
-45,0	913,97	-45,0	244,25
-61,0	1270,66	-61,0	600,94
-66,0	1401,70	-66,0	731,98
-68,0	1478,21	-68,0	808,50


0,0
-10,0
-20,0
-30,0
-40,0
-50,0
-60,0
-70,0
Cota (m)
0
100
200
300
400
500
600
700
800
900
1000
1100
1200
1300
1400
1500
Carga (ton)
P6 Est
P6 sis
P7 est
P7 sis
p9 est
P9 sis
Estático
Con Sismo

TESIS DE GRADO
COMPARACION DE LOS VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Revisión:**	Ing. Juan Carlos Montero
Tramo:	Central	**Entidad:**	PUCE-Quito
Pila Nº:	40	**Fecha:**	oct-09

ENR EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	64091,4	65358,0	56758,3	19970,5	17846,0	17846,0	17846,0	13313,7	13313,7

Gates EOD									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	648,2	654,5	612,4	392,5	373,0	373,0	373,0	323,8	323,8
Qadm	259,3	261,8	245,0	157,0	149,2	149,2	149,2	129,5	129,5

Gates BOR									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)						1164,4	1049,2		1063,1
Qadm						465,8	419,7		425,2

CAPWAP									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)				1060,0	1040,0	1205,0	1146,0	1225,0	1053,0
Qadm				689,0	676,0	783,3	744,9	796,3	684,5

VALORES DISEÑO ESTATICO									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	1659,6	1659,6	1659,6	1659,6	1659,6	1659,6	1659,6	1659,6	1659,6
Qadm	638,3	638,3	638,3	638,3	638,3	638,3	638,3	638,3	638,3

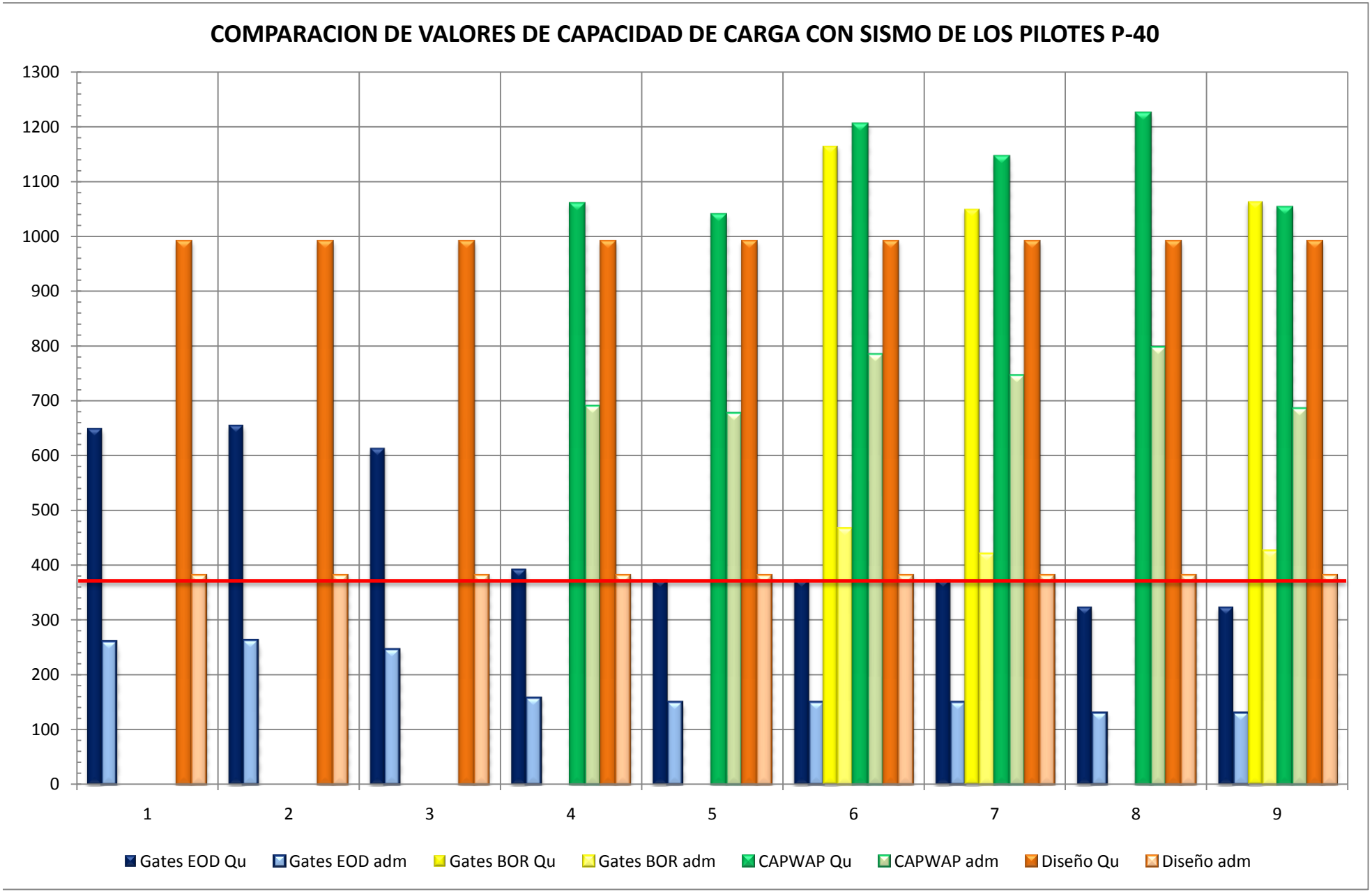
VALORES DISEÑO CON SISMO									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	989,9	989,9	989,9	989,9	989,9	989,9	989,9	989,9	989,9
Qadm	380,7	380,7	380,7	380,7	380,7	380,7	380,7	380,7	380,7

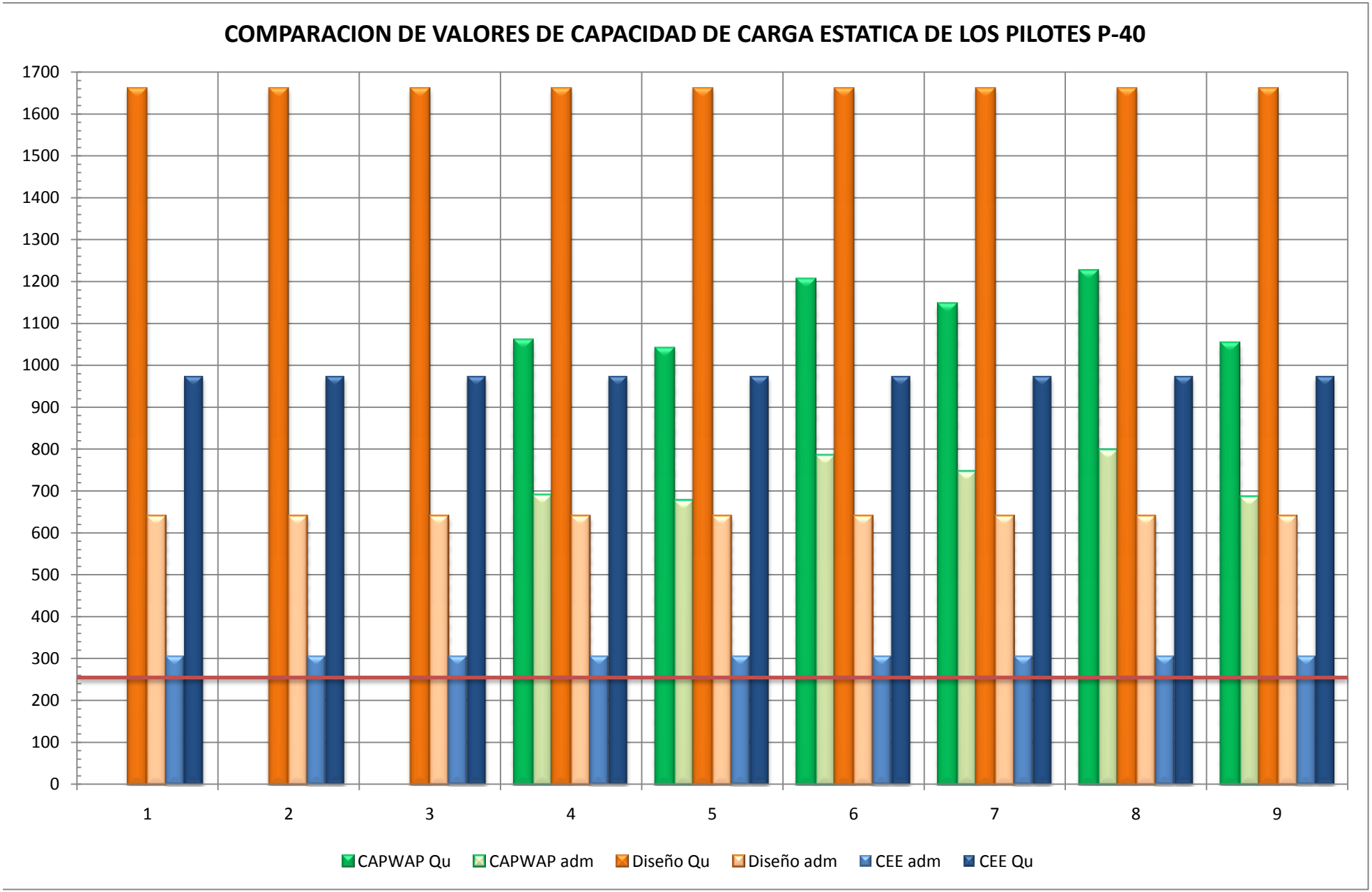
VALORES DISEÑO ESTATICO DEL CEE									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	971,5	971,5	971,5	971,5	971,5	971,5	971,5	971,5	971,5
Qadm	304,5	304,5	304,5	304,5	304,5	304,5	304,5	304,5	304,5

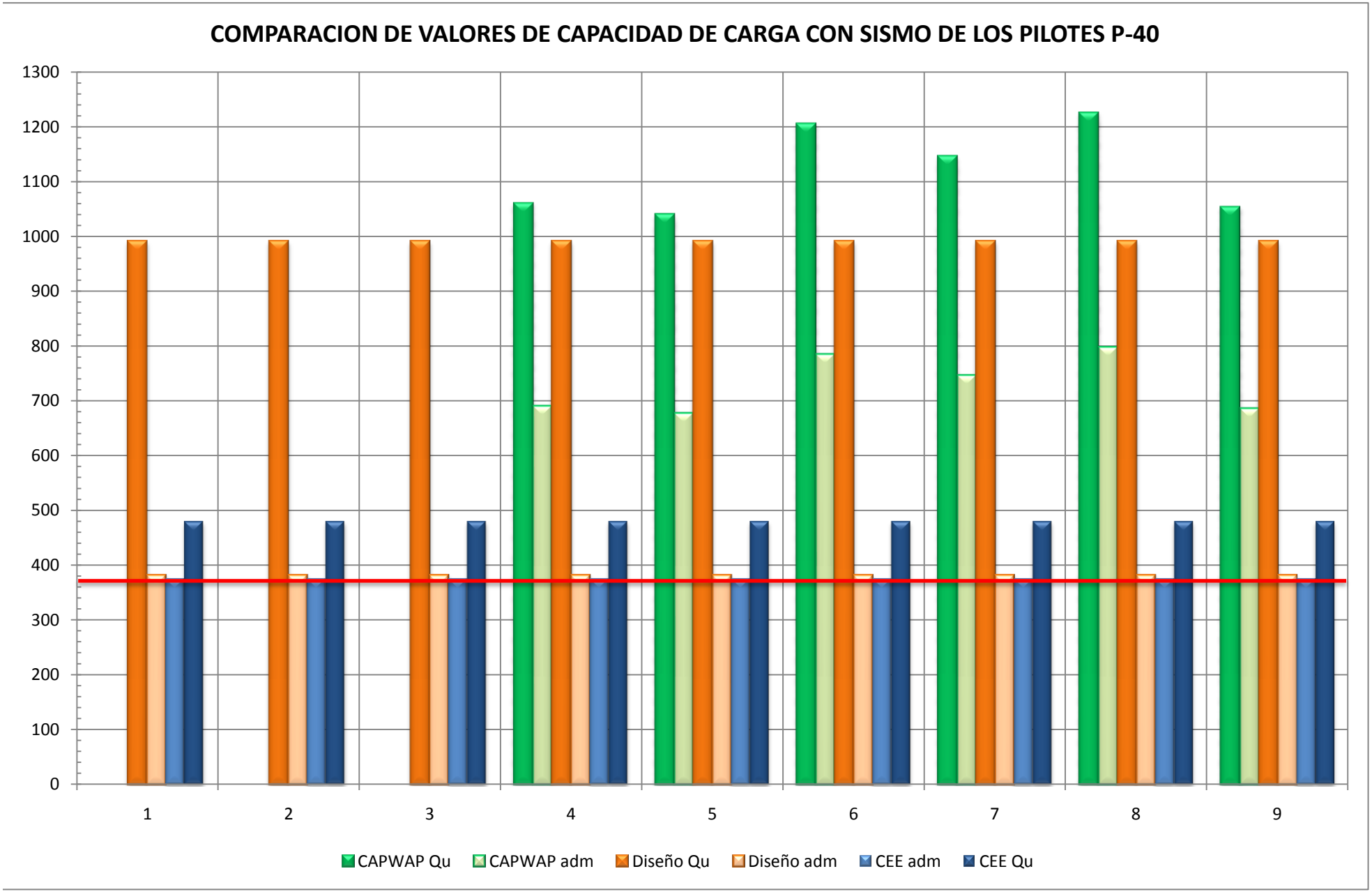
VALORES DISEÑO CON SISMO DEL CEE									
Pilote	***1***	***2***	***3***	***4***	***5***	***6***	***7***	***8***	***9***
Ru (ton)	479,4	479,4	479,4	479,4	479,4	479,4	479,4	479,4	479,4
Qadm	374,0	374,0	374,0	374,0	374,0	374,0	374,0	374,0	374,0

SOLICITACIONES SEGÚN CÁLCULO ESTRUCTURAL

Qmax con sismo	***374***	***ton***
Qmax con carga estática	***258***	***ton***


COMPARACION DE VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA CON SISMO DE LOS PILOTES P-40
1300
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
Gates EOD Qu
Gates EOD adm
Gates BOR Qu
Gates BOR adm
CAPWAP Qu
CAPWAP adm
Diseño Qu
Diseño adm


COMPARACION DE VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA ESTATICA DE LOS PILOTES P-40
1700
1600
1500
1400
1300
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
CAPWAP Qu
CAPWAP adm
Diseño Qu
Diseño adm
CEE adm
CEE Qu


COMPARACION DE VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA CON SISMO DE LOS PILOTES P-40
1300
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
CAPWAP Qu
CAPWAP adm
Diseño Qu
Diseño adm
CEE adm
CEE Qu

TESIS DE GRADO
CALCULO DE LA PRESION VERTICAL EFECTIVA VERTICAL
PUENTE SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

Existe N.A.F si (s) o no (n) ? (m):	s 0,00	**Diseñado por:**	Rafael Villa Astudillo
		Revisado por:	Ing. Juan Carlos Montero
γ_{agua} (ton/m^3)	1,00	**Sondeo:**	P-40
P_a (ton/m^2)	10,00	**Fecha:**	oct-09

CAPA	Desde	Hasta	SUCS	γm	σ'$_t$	σ'$_t$	σ'$_u$	σ'$_u$	σ'$_v$	σ'$_v$
					al centro del estrato	al final del estrato	al centro del estrato	al final del estrato	al centro del estrato	al final del estrato
m	m	m		*ton/m^3*	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2
1	0	1	sedim	1,90	0,95	1,90	0,50	1,00	0,45	0,90
2	1	2	ent	1,90	2,85	3,80	1,50	2,00	1,35	1,80
3	2	3	SM	1,90	4,75	5,70	2,50	3,00	2,25	2,70
4	3	4	SM	1,90	6,65	7,60	3,50	4,00	3,15	3,60
5	4	5	SM	1,90	8,55	9,50	4,50	5,00	4,05	4,50
6	5	6	SM	1,90	10,45	11,40	5,50	6,00	4,95	5,40
7	6	7	SM	1,90	12,35	13,30	6,50	7,00	5,85	6,30
8	7	8	SM	1,90	14,25	15,20	7,50	8,00	6,75	7,20
9	8	9	SM	1,90	16,15	17,10	8,50	9,00	7,65	8,10
10	9	10	SM	1,90	18,05	19,00	9,50	10,00	8,55	9,00
11	10	11	SM	1,90	19,95	20,90	10,50	11,00	9,45	9,90
12	11	12	SM	1,90	21,85	22,80	11,50	12,00	10,35	10,80
13	12	13	SM	1,90	23,75	24,70	12,50	13,00	11,25	11,70
14	13	14	SM	1,90	25,65	26,60	13,50	14,00	12,15	12,60
15	14	15	SM	1,90	27,55	28,50	14,50	15,00	13,05	13,50
16	15	16	SM	1,90	29,45	30,40	15,50	16,00	13,95	14,40
17	16	17	SM	1,90	31,35	32,30	16,50	17,00	14,85	15,30
18	17	18	SM	1,90	33,25	34,20	17,50	18,00	15,75	16,20
19	18	19	SM	1,90	35,15	36,10	18,50	19,00	16,65	17,10
20	19	20	SM	1,90	37,05	38,00	19,50	20,00	17,55	18,00
21	20	21	SM	1,90	38,95	39,90	20,50	21,00	18,45	18,90
22	21	22	SM	1,90	40,85	41,80	21,50	22,00	19,35	19,80
23	22	23	SM	1,90	42,75	43,70	22,50	23,00	20,25	20,70
24	23	24	SM	1,90	44,65	45,60	23,50	24,00	21,15	21,60
25	24	25	SM	1,90	46,55	47,50	24,50	25,00	22,05	22,50
26	25	26	SM	1,90	48,45	49,40	25,50	26,00	22,95	23,40
27	26	27	SM	1,90	50,35	51,30	26,50	27,00	23,85	24,30
28	27	28	SM	1,90	52,25	53,20	27,50	28,00	24,75	25,20
29	28	29	SM	1,90	54,15	55,10	28,50	29,00	25,65	26,10
30	29	30	SM	1,90	56,05	57,00	29,50	30,00	26,55	27,00
31	30	31	MH	1,70	57,85	58,70	30,50	31,00	27,35	27,70
32	31	32	MH	1,70	59,55	60,40	31,50	32,00	28,05	28,40
33	32	33	MH	1,70	61,25	62,10	32,50	33,00	28,75	29,10
34	33	34	MH	1,70	62,95	63,80	33,50	34,00	29,45	29,80
35	34	35	MH	1,70	64,65	65,50	34,50	35,00	30,15	30,50
36	35	36	MH	1,70	66,35	67,20	35,50	36,00	30,85	31,20
37	36	37	MH	1,70	68,05	68,90	36,50	37,00	31,55	31,90
38	37	38	MH	1,70	69,75	70,60	37,50	38,00	32,25	32,60
39	38	39	MH	1,70	71,45	72,30	38,50	39,00	32,95	33,30
40	39	40	MH	1,70	73,15	74,00	39,50	40,00	33,65	34,00
41	40	41	MH	1,70	74,85	75,70	40,50	41,00	34,35	34,70
42	41	42	MH	1,70	76,55	77,40	41,50	42,00	35,05	35,40
43	42	43	MH	1,70	78,25	79,10	42,50	43,00	35,75	36,10
44	43	44	MH	1,70	79,95	80,80	43,50	44,00	36,45	36,80
45	44	46	MH	1,70	82,50	84,20	45,00	46,00	37,50	38,20
46	46	48	MH	1,70	85,90	87,60	47,00	48,00	38,90	39,60
47	48	50	MH	1,70	89,30	91,00	49,00	50,00	40,30	41,00
48	50	52	MH	1,70	92,70	94,40	51,00	52,00	41,70	42,40
49	52	54	MH	1,70	96,10	97,80	53,00	54,00	43,10	43,80
50	54	56	MH	1,70	99,50	101,20	55,00	56,00	44,50	45,20
51	56	58	MH	1,70	102,90	104,60	57,00	58,00	45,90	46,60
52	58	60	MH	1,70	106,30	108,00	59,00	60,00	47,30	48,00
53	60	62	MH	1,70	109,70	111,40	61,00	62,00	48,70	49,40
54	62	64	MH	1,70	113,10	114,80	63,00	64,00	50,10	50,80
55	64	66	MH	1,70	116,50	118,20	65,00	66,00	51,50	52,20
56	66	68	MH	1,70	119,90	121,60	67,00	68,00	52,90	53,60
57	68	70	MH	1,70	123,30	125,00	69,00	70,00	54,30	55,00

TESIS DE GRADO
ASENTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES EN SUELOS DE DIFERENTES ESTRATOS
METODO DE LA ZAPATA EQUIVALENTE

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Tramo:**	Central
Entidad:	PUCE-Quito	**Pila Nº:**	40
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero	**Fecha:**	oct-09

Longitud del Pilote (m):	***66,00***
Ancho del Grupo de Pilotes B (m):	***10,42***
Largo del Grupo de Pilotes Z (m):	***10,42***
Profundidad de la zapata equivalente 2/3D (m):	***44,00***
Carga Muerta + Carga Sismo (ton):	***1600,00***

DISTRIBUCION DE PRESIONES BAJO LA ZAPATA EQUIVALENTE

Profundidad Bajo el Suelo	Pendiente 1 a x	Area de Distribución de la Carga			Incremento de Presión Δp	Presión Efectiva p_o	$(\Delta p/p_o)*100$
		Ancho B	Largo Z	Area = AxZ			
m		m	m	m2	ton/m^2	ton/m^2	
44,00	4,00	32,42	32,42	1051,06	1,52	36,80	4,14
45,00	2,00	33,42	54,42	1818,72	0,88	37,50	2,35
47,00	2,00	35,42	56,42	1998,40	0,80	38,90	2,06
49,00	2,00	37,42	58,42	2186,08	0,73	40,30	1,82
51,00	2,00	39,42	60,42	2381,76	0,67	41,70	1,61
53,00	2,00	41,42	62,42	2585,44	0,62	43,10	1,44
55,00	2,00	43,42	64,42	2797,12	0,57	44,50	1,29
57,00	2,00	45,42	66,42	3016,80	0,53	45,90	1,16
59,00	2,00	47,42	68,42	3244,48	0,49	47,30	1,04
61,00	2,00	49,42	70,42	3480,16	0,46	48,70	0,94
63,00	2,00	51,42	72,42	3723,84	0,43	50,10	0,86
65,00	2,00	53,42	74,42	3975,52	0,40	51,50	0,78
67,00	2,00	55,42	76,42	4235,20	0,38	52,90	0,71
69,00	2,00	57,42	78,42	4502,88	0,36	54,30	0,65

TESIS DE GRADO
ASENTAMIENTO DE GRUPOS DE PILOTES EN SUELOS DE DIFERENTES ESTRATOS
METODO DE LA ZAPATA EQUIVALENTE

Proyecto:	Puente Sobre el Estuario del Río Chone	**Diseño:**	Rafael Villa Astudillo
Ubicación:	Provincia Manabi, Ecuador	**Tramo:**	Central
Entidad:	PUCE-Quito	**Pila Nº:**	40
Revisión:	Ing. Juan Carlos Montero	**Fecha:**	oct-09

Longitud del Pilote (m):	***66,00***		
Ancho del Grupo de Pilotes B (m):	***10,42***		
Largo del Grupo de Pilotes Z (m):	***10,42***	$C_{cr\,1}$	0,000
Profundidad de la zapata equivalente 2/3D (m):	***44,00***	$C_{cr\,2}$	0,000
Carga Muerta + Carga Sismo (ton):	***1600,00***	$C_{c\,1}$	0,375
Presión de Presconsolidación 1	***22,40***	$C_{c\,2}$	0,000
Presión de Presconsolidación 2	***0,00***		

CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Profundidad Bajo el Suelo	C'	Espesor de la Capa, H	Profundidad a la Mitad de la Capa	Presión Efectiva p_o	Incremento de Presión Δp	Δp + p_o	eo	S parcial	S acumulado
m		m	m	ton/m^2	ton/m^2	ton/m^2		mm	mm
44,00	-								
		2,00	45,00	37,50	0,88	38,38	1,499	3,025	3,02
46,00	-								
		2,00	47,00	38,90	0,80	39,70	1,495	2,662	5,69
48,00	-								
		2,00	49,00	40,30	0,73	41,03	1,490	2,356	8,04
50,00	-								
		2,00	51,00	41,70	0,67	42,37	1,486	2,096	10,14
52,00	-								
		2,00	53,00	43,10	0,62	43,72	1,481	1,873	12,01
54,00	-								
		2,00	55,00	44,50	0,57	45,07	1,477	1,681	13,69
56,00	-								
		2,00	57,00	45,90	0,53	46,43	1,476	1,513	15,21
58,00	-								
		2,00	59,00	47,30	0,49	47,79	1,468	1,370	16,58
60,00	-								
		2,00	61,00	48,70	0,46	49,16	1,464	1,243	17,82
62,00	-								
		2,00	63,00	50,10	0,43	50,53	1,460	1,132	18,95
64,00	-								
		2,00	65,00	51,50	0,40	51,90	1,455	1,034	19,98
66,00	-								
		2,00	67,00	52,90	0,38	53,28	1,451	0,946	20,93
68,00	-								
		2,00	69,00	54,30	0,36	54,66	1,447	0,869	21,80
70,00	-								