



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE
SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Trabajo de Grado

Previo a la obtención del título de
INGENIERO CIVIL

Tema:

**“EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE PILAS DE UN
PUENTE SOBRE PILOTES TUBULARES DE ACERO EN
SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES”**

Realizado por:

ROBERTO XAVIER LUQUE NUQUES

Director:

ING. OSWALDO RIPALDA NUQUES

Guayaquil - Ecuador

2011

TRABAJO DE GRADO

Tema:

“EVALUACIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE PILAS DE UN PUENTE SOBRE PILOTES TUBULARES DE ACERO EN SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES”

Presentado a la Facultad de Ingeniería, Carrera de Ingeniería
Civil de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil

Por:

ROBERTO XAVIER LUQUE NUQUES

Para dar cumplimiento con uno de los requisitos para optar
por el título de:

INGENIERO CIVIL

Tribunal de sustentación:

**Ing. Oswaldo Ripalda Nuques, M.Sc.
DIRECTOR DE TRABAJO DE GRADO**

**Ing. Claudio Luque Rivas, M.Sc., M.Eng.
PROFESOR INVITADO**

**Ing. Lilia Valarezo Parra, M.Sc.
DIRECTORA DE CARRERA**

**Ing. Walter Mera Ortiz, PhD.
DECANO DE LA FACULTAD**

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres por las oportunidades brindadas y los valores inculcados.

AGRADECIMIENTOS

Al Ing. Oswaldo Ripalda por su colaboración en la dirección del presente trabajo.

Al Ing. Claudio Luque y el Ing. Jorge Nuques, padre y abuelo, maestros de profesión y de vida; introdujeron por mí el interés en la ingeniería geotécnica y gracias a sus valiosos comentarios y sugerencias fue posible realizar el presente trabajo.

A mi familia, padres y hermanos, por su apoyo constante durante la carrera y el desarrollo del trabajo.

Un agradecimiento muy especial para mi esposa, Fabiana, por su apoyo incondicional durante la carrera, sus consejos prácticos y su ayuda desinteresada en el desarrollo del trabajo.



ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. OBJETIVO	1
1.2. ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO.....	1
2. ASPECTOS GENERALES	3
2.1. DATOS GENERALES DEL PROYECTO.....	3
2.2. GEOLOGÍA DE LA ZONA	3
2.3. AMENAZA SÍSMICA	3
2.4. GEOMETRÍA DE LAS PILAS.....	4
3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....	11
3.1. RESULTADOS DE ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO	11
3.2. SELECCIÓN Y CÁLCULO DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.....	12
4. CAPACIDAD DE CARGA AXIAL SIN LICUACIÓN	19
4.1. CAPACIDAD POR FUSTE	19
4.1.1. ARENAS	19
4.1.2. ARCILLAS	27
4.2. CAPACIDAD POR PUNTA (SÓLO ARENAS)	46
5. LICUACIÓN: MARCO TEÓRICO	51
5.1. SUSCEPTIBILIDAD DEL SUELO A SUFRIR LICUACIÓN	51
5.1.1. CRITERIO DE COMPOSICIÓN DEL SUELO	51
5.1.2. CRITERIO HISTÓRICO.....	55
5.1.3. CRITERIO GEOLÓGICO	55
5.2. ANÁLISIS DETERMINÍSTICO DE LA LICUACIÓN.....	61
5.2.1. DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA: ESFUERZO CÍCLICO CORTANTE INDUCIDO POR UN SISMO.....	61
5.2.2. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA: ESFUERZO CÍCLICO CORTANTE REQUERIDO PARA CAUSAR LICUACIÓN	65
5.3. RESISTENCIA POST – LICUACIÓN	92
6. LICUACIÓN EN LAS PILAS 26 Y 28 DEL PUENTE.....	99
6.1. SUSCEPTIBILIDAD.....	99
6.1.1. CRITERIO DE COMPOSICIÓN	99
6.1.2. CRITERIO HISTÓRICO	101
6.1.3. CRITERIO GEOLÓGICO	101
6.2. ANÁLISIS DETERMINÍSTICO DE LA LICUACIÓN EN PILAS 26 Y 28.....	108



6.3. RESISTENCIA POST – LICUACIÓN	116
7. CAPACIDAD DE CARGA AXIAL CONSIDERANDO LICUACIÓN	119
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	124
9. BIBLIOGRAFÍA	127



1. INTRODUCCIÓN

1.1. *Objetivo*

La ingeniería geotécnica de terremotos en los últimos años ha enfocado su atención, entre otros temas, al estudio del fenómeno de la licuación, por lo cual diversos grupos de investigadores han propuesto diferentes metodologías para determinar la susceptibilidad de un suelo a la licuación y, posteriormente, determinar si efectivamente se va a producir bajo la acción del sismo esperado en la zona de estudio. Una vez determinada la probable ocurrencia de la licuación es necesario conocer las consecuencias que éste fenómeno produciría al proyecto a construirse y especificar qué medidas tomar para prevenir daños en las estructuras del proyecto. Por esto se ha investigado cuál es el efecto de la misma en las estructuras, y sobre todo, en las cimentaciones de dichas estructuras, para en base a ello, analizarlas y dimensionarlas. El presente trabajo investiga escenarios de comportamiento según distintas metodologías de la cimentación de las pilas 26 y 28 del tramo central del Puente Sobre el Río Chone que une las ciudades de Bahía de Caráquez y San Vicente.

1.2. *Organización del trabajo*

El Capítulo 2 de este trabajo presenta los aspectos generales del proyecto como características de las ciudades más cercanas, geología de la zona, amenaza sísmica y una descripción de la geometría de una pila típica del puente.

El Capítulo 3 contiene los perfiles estratigráficos correspondientes a las pilas 26 y 28 del puente, que son las pilas a analizar en el presente trabajo.

El Capítulo 4 describe los métodos usados para calcular la capacidad de carga axial del pilote y presenta los resultados de los mismos. También presenta los resultados obtenidos in-situ por el CAPWAP para las pilas 26 y 28. Finalmente, se presenta una comparación de los resultados

El Capítulo 5 ilustra los aspectos teóricos inherentes a la evaluación de la licuación. Se describen los criterios a analizar para determinar la susceptibilidad de un suelo a sufrir licuación, tres metodologías para la determinación tanto de la demanda de esfuerzos cíclicos inducidos por un sismo como de la resistencia cíclica del suelo. Finalmente, se estudian distintas metodologías para determinar la resistencia post-licuación.



El Capítulo 6 contiene los resultados del análisis de susceptibilidad para las pilas 26 y 28 del puente de Bahía según los criterios analizados en el Capítulo 5, los resultados del análisis de la licuación en las pilas 26 y 28 según las tres metodologías revisadas en el capítulo 5 y el cálculo de la resistencia post-licuación conforme a lo explicado en el capítulo 5.

El Capítulo 7 presenta el cálculo de la capacidad de carga axial considerando el efecto de la licuación para las pilas 26 y 28.

Por último, el Capítulo 8 presenta las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo.



2. ASPECTOS GENERALES

2.1. *Datos Generales del Proyecto*

Las ciudades de Bahía de Caráquez y San Vicente están localizadas en la provincia de Manabí, constituyen un destino turístico importante y cuentan con una población aproximada de 25.000 habitantes. Las ciudades están asentadas en dos márgenes del estuario del Río Chone, el cual atraviesa la provincia de Manabí. (Figuras 2.1 a 2.3). El Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) promovió la construcción del Puente, el cual finalizó a finales del año 2010.

De acuerdo a la longitud de los tableros y losas se pueden diferenciar tres tramos: El acceso desde Bahía de Caráquez (E1 – P6) tiene seis tableros de 20 metros de longitud, un total de 120 metros. El tramo central (P6 – P44) está constituido por treinta y ocho tableros de 45 metros cada uno, con una longitud total de 1710 metros. Por último el acceso desde San Vicente consiste en cinco tramos curvos de 30 metros cada uno, es decir una longitud de 150 metros. En total, la longitud del puente es de 1980 metros.

2.2. *Geología de la zona*

El estuario del Río Chone entre las ciudades de Bahía de Caráquez y San Vicente, presenta un subsuelo conformado por un espesor potente de aluviales finos de reciente depositación. El depósito cuaternario tiene un espesor del orden de 50 metros de profundidad hacia Bahía de Caráquez, y de 70 metros hacia San Vicente. Los suelos sobreyacen rocas del Terciario de las Formaciones Geológicas Borbón y Onzole del Grupo Daule, que se presentan bajo el cauce, y que afloran en las elevaciones montañosas que circundan el cauce. Algunos sectores del cauce han sido rellenados en forma natural o por el hombre. Los depósitos del río y sus márgenes tienen una edad geológica menor a 18.000 años (correspondientes al Holoceno) producto del valle anegado por la última elevación del nivel del mar. La Figura 2.4 muestra un Mapa Geológico de la zona con el eje del puente.

2.3. *Amenaza sísmica*

La costa ecuatoriana está localizada en el sector de colisión de las placas tectónicas Nazca (hacia el Oeste, en el océano) y Sudamericana (territorio ecuatoriano). La



subducción de la placa Nazca bajo la sudamericana no es homogénea. Existen zonas con diferentes ángulos de subducción, actividad sísmica y volcanismo.

Algunas de estas zonas tienen actividad sísmica más frecuente que otras. Éstas últimas se denominan brechas sísmicas, donde las deformaciones están continuamente incrementándose, acumulando energía hasta que la roca llegue a su límite de resistencia y colapse liberando la energía en un gran sismo. Hubo estudios realizados por Stuart Nishenko que asignaron una probabilidad de entre 60 y 100% a la ocurrencia de un sismo de subducción con magnitud mayor a 7.0 frente a la costa norte de Ecuador entre 1989 y 1999. Ésta predicción se cumplió el 4 de agosto de 1998 con un sismo de magnitud 7.2 en la escala de Richter, localizado en la ciudad de Bahía de Caráquez, sitio del proyecto.

Los varios mapas con líneas de igual aceleración sísmica esperadas en el Ecuador (Figuras 2.5 a 2.8), muestran que en la zona del proyecto, la mayoría de estas da un valor de 0.35 y 0.4 veces la gravedad para un sismo con periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años. La aceleración máxima en roca usada en el presente trabajo es 0.35 veces la gravedad.

Según varios reportes nacionales e internacionales el sismo de Bahía de Caraquez del año 1998 fue de Magnitud Local (Richter) de 7.2, valor que se lo usa en el presente trabajo. La Magnitud Momento, que es la más usada en la práctica ingenieril es de 8 según correlaciones de Heaton et al. 1982 (Figura 2.9)

2.4. Geometría de las pilas

Las pilas del puente se apoyan en 8 o 9 pilotes tubulares de acero de 1.21 metros de diámetro y 25 mm de espesor. Los pilotes están dispuestos en 3 líneas de pilotes en ambos sentidos a una separación entre ejes de 4.60 metros. Las pilas que tienen 8 pilotes omiten el pilote central. Los pilotes tubulares de acero son llenos de concreto en los 5 metros superiores para adherirse a una zapata cuadrada reticulada de 10.70 x 10.70 metros y 1.60 metros de espesor de hormigón armado. En las 4 esquinas de estas zapatas hay columnas hexagonales de hormigón armado de 5 metros de alto. Estas columnas se amarran por vigas cabezales de 1.40 metros de ancho y 13.20 metros de largo, sobre las que reposan los aisladores sísmicos que soportan las vigas del puente. Las Figuras 2.10 a 2.13, ilustran lo explicado.



Figura 2.1.- Mapa donde se ve la ubicación de las dos ciudades: Bahía de Caráquez y San Vicente.



Figura 2.2.- Ampliación de la figura 2.1. Se muestra un acercamiento al sitio donde se encuentra el eje del puente.

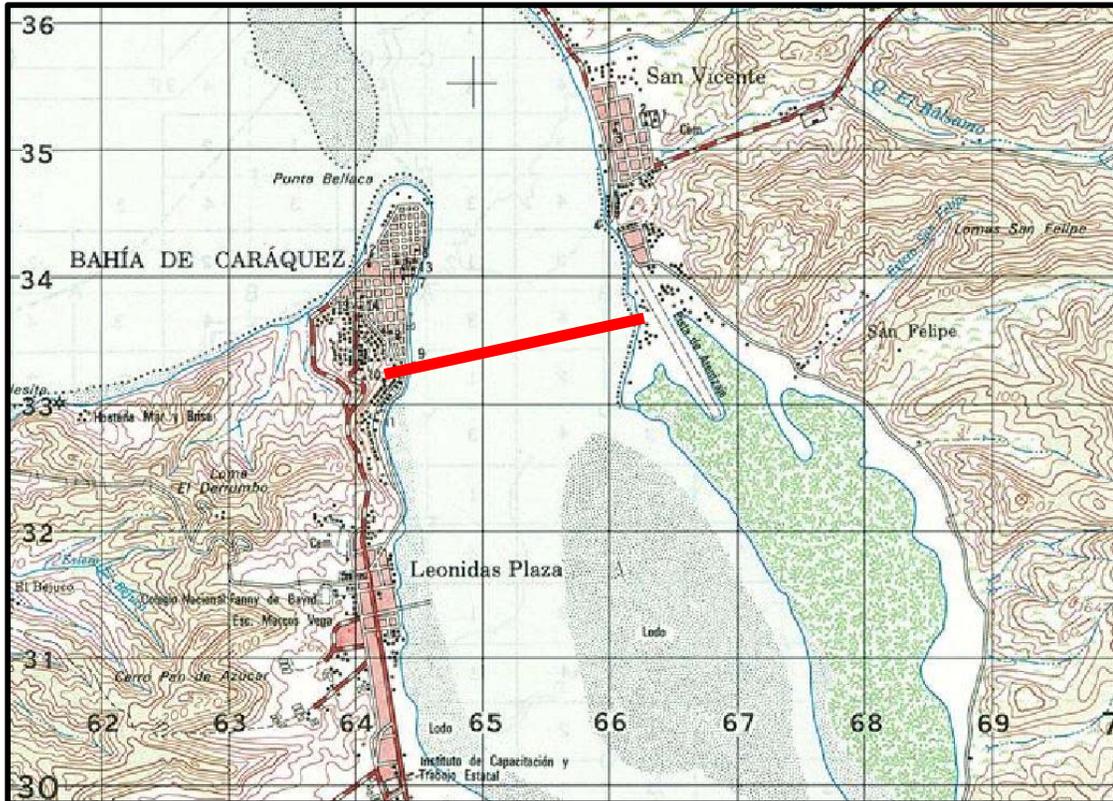


Figura 2.3.- Mapa topográfico de las poblaciones de Bahía de Caráquez y San Vicente. Eje del puente en rojo.

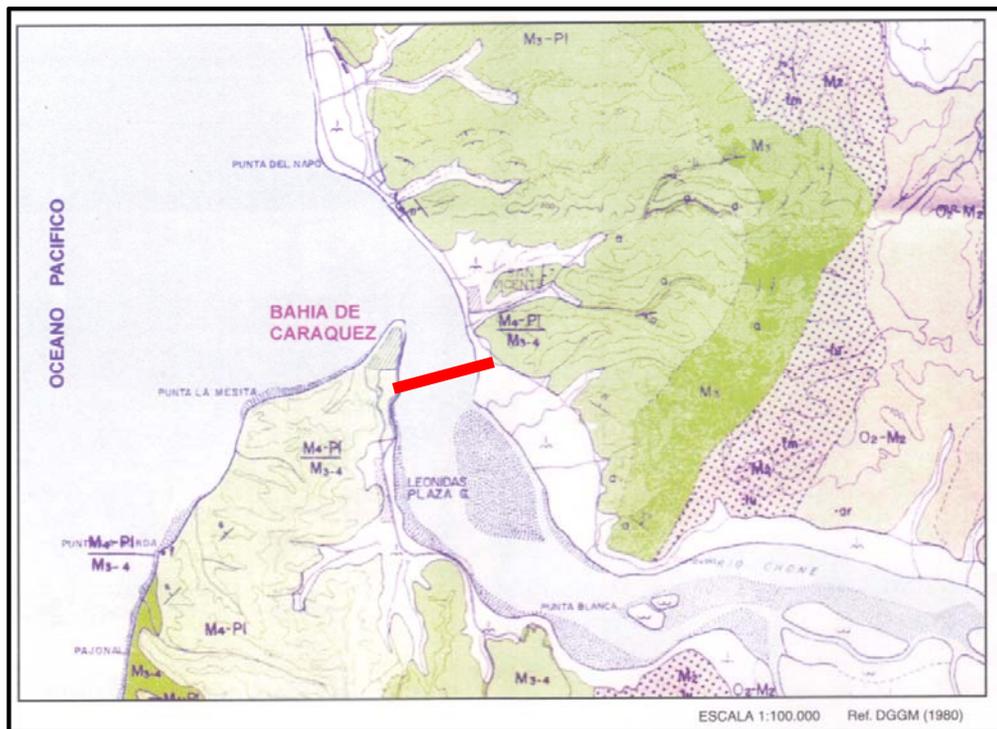


Figura 2.4.- Mapa geológico de Bahía de Caráquez y San Vicente. (CERESIS 1998)

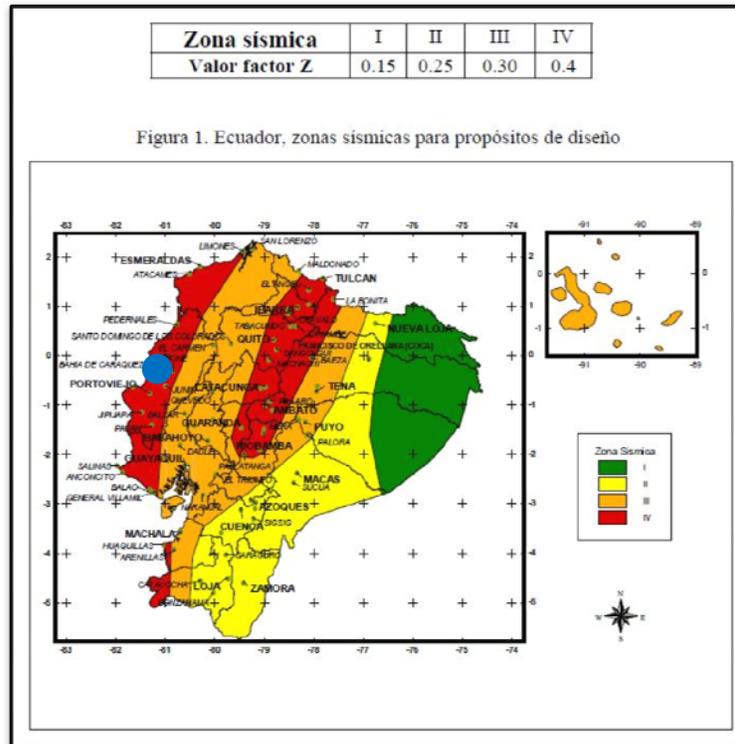


Figura 2.5.- Mapa de zonas sísmicas Código Ecuatoriano de la Construcción. Sitio del proyecto: 0.4g

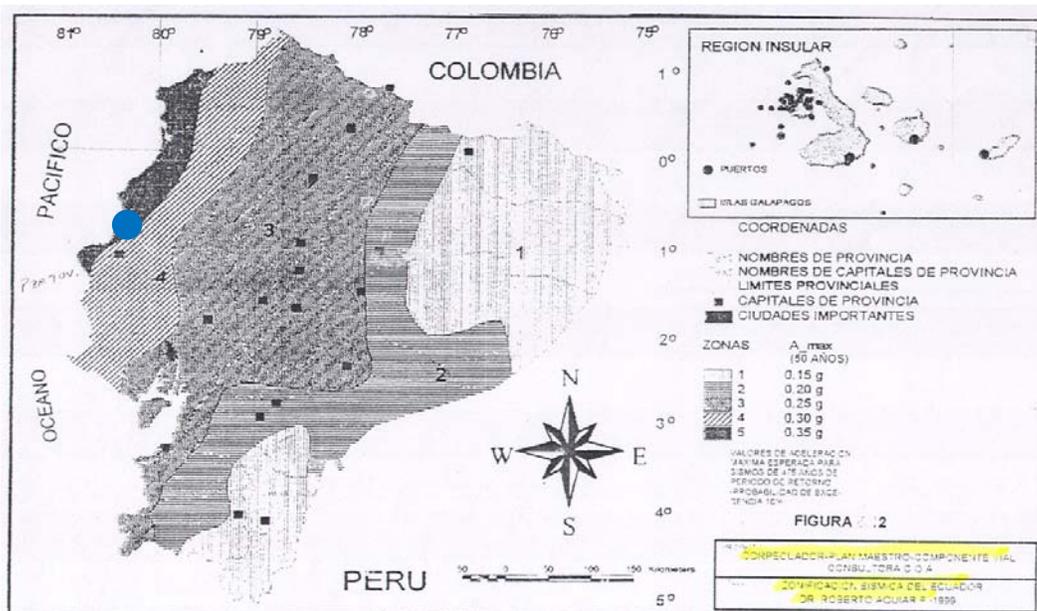


Figura 2.6.- Mapa de zonas sísmicas del Ecuador de Corpecuador. Sitio del proyecto: 035 g

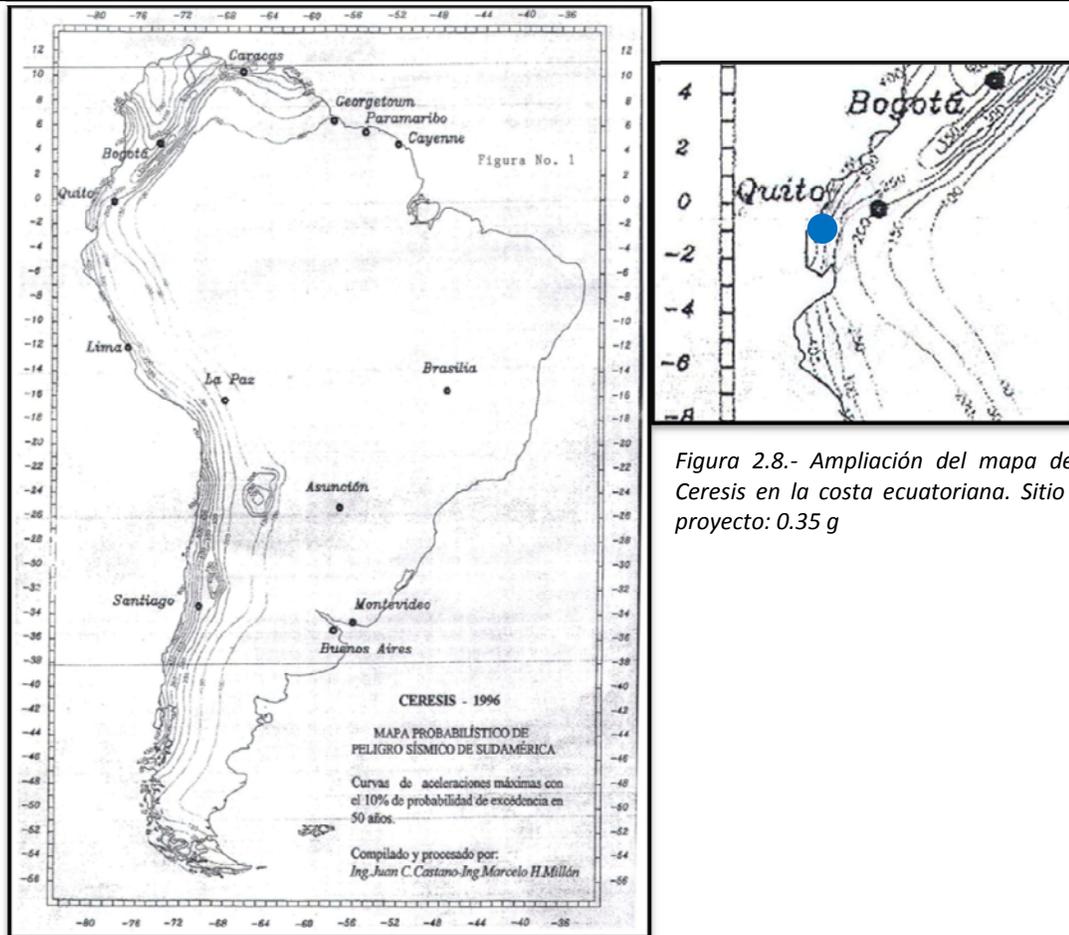


Figura 2.7.- Mapa de aceleraciones sísmicas de Suramérica por la Ceresis 1996.

Figura 2.8.- Ampliación del mapa de la Ceresis en la costa ecuatoriana. Sitio del proyecto: 0.35 g

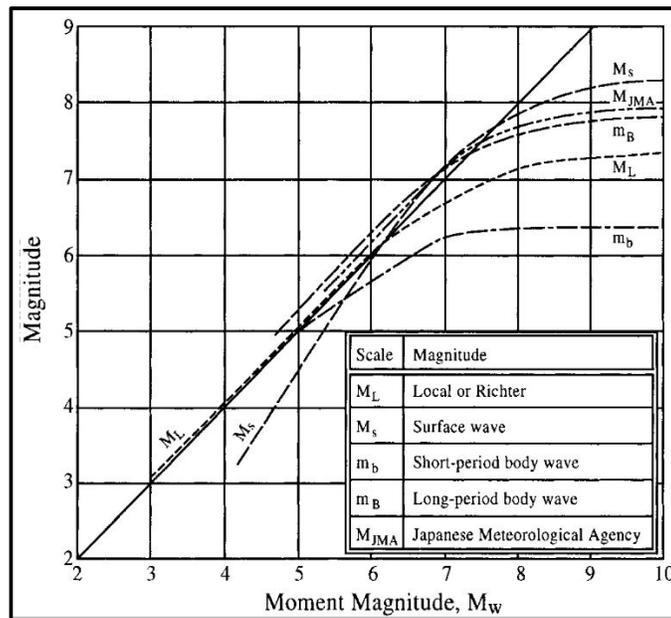


Figura 2.9.- Magnitud Momento del Sismo de Bahía en función de la Magnitud Local (Richter)

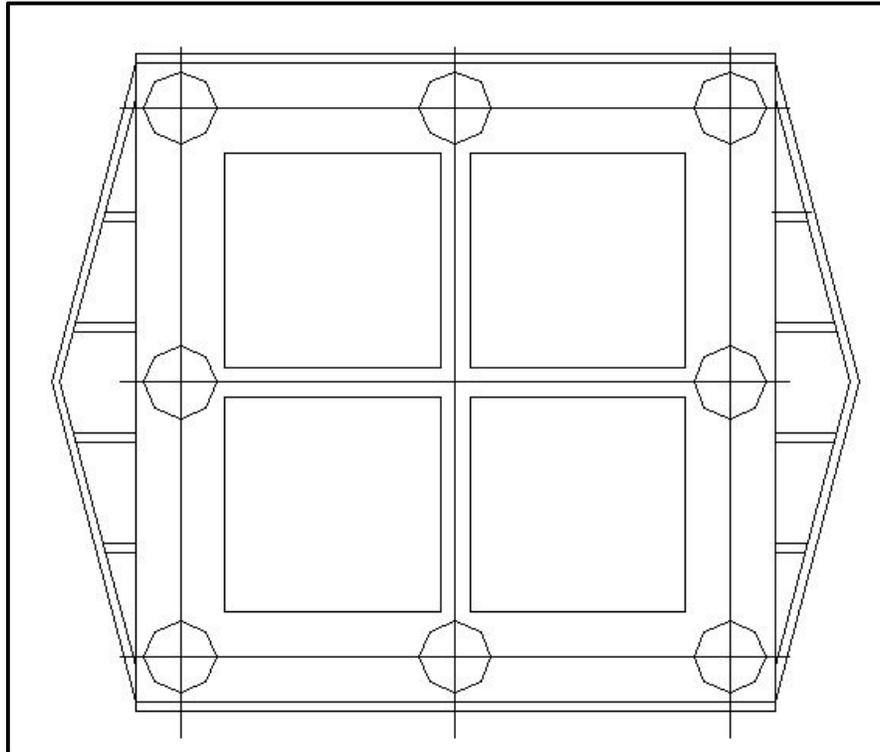


Figura 2.10.- Planta de la zapata de la pila típica

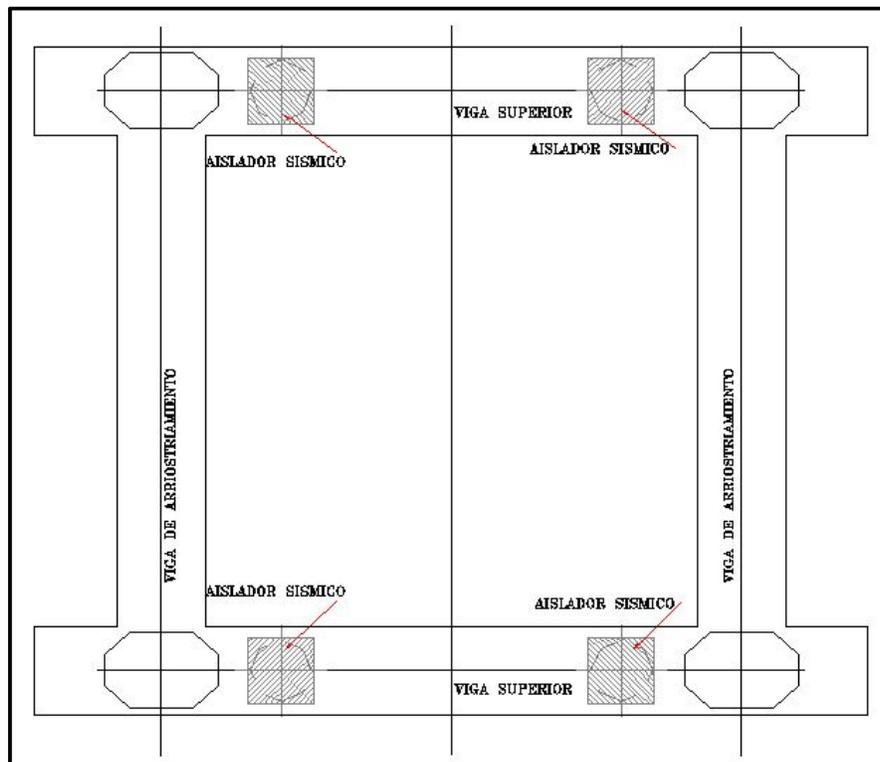


Figura 2.11.- Planta de las vigas cabezales y de las vigas de arriostramiento

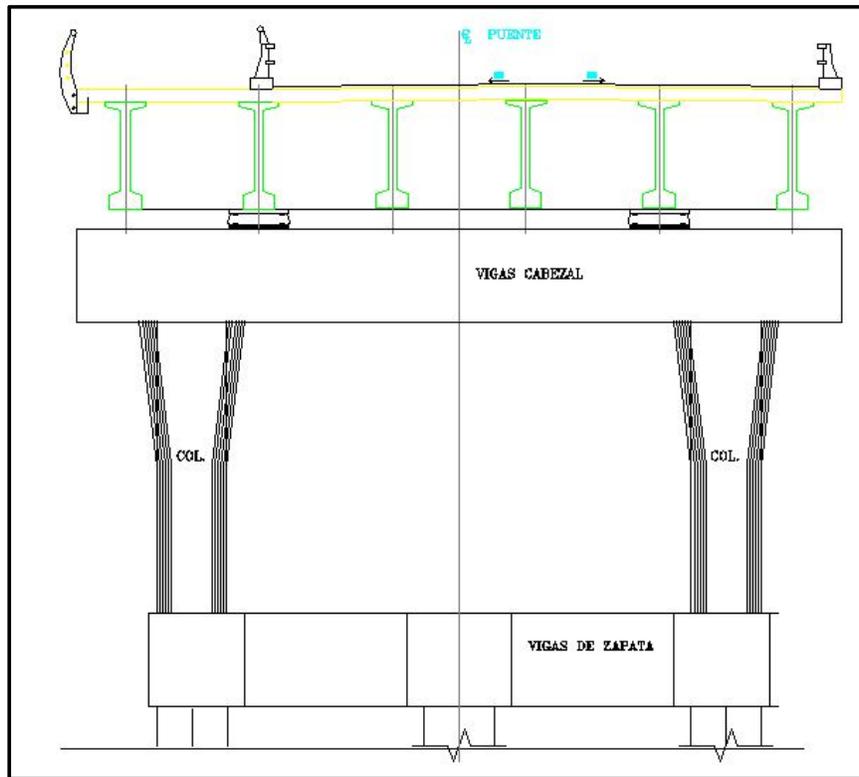


Figura 2.12.- Corte transversal de la pila del puente

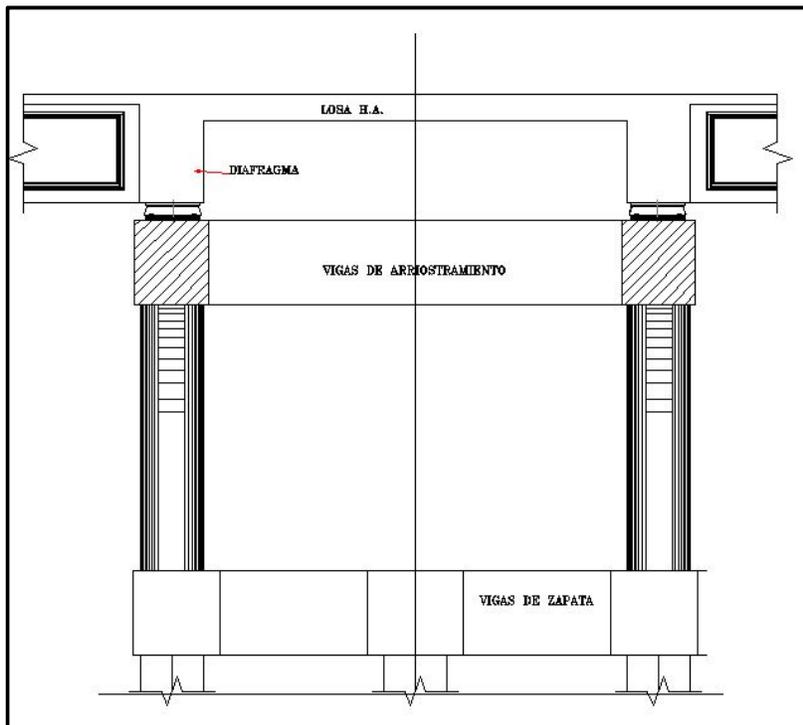


Figura 2.13.- Corte longitudinal de la pila del puente.



3. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

3.1. Resultados de Ensayos de Campo y Laboratorio

Los sondeos de las pilas 26 y 28 (Anexo 1) presentan los resultados de ensayos de campo (SPT) y de Laboratorio (Granulometría y Límites de Atterberg). Los mismos definen, de manera general, la siguiente secuencia estratigráfica:

PILA 26

PROFUNDIDAD (m)	COTA IGM (msnm)	SUCS
0 a 22	-2.5 a -24.5	SM
22 a 30	-24.5 a -32.5	MH
30 a 34	-32.5 a -36.5	ML
34 a 50	-36.5 a -52.5	SM
50 a 52	-52.5 a -54.5	MH
52 a 58	-54.5 a -60.5	SM

PILA 28

PROFUNDIDAD (m)	COTA IGM (msnm)	SUCS
0 a -48.5	-3 a -51.5	SM

Los estratos fueron diferenciados de tal manera que haya coherencia en cada estrato de los valores de humedad natural (ω), contenido de finos (FC), índice plástico (IP), límite líquido (LL) y resistencia a la penetración (N_{60} para cohesivos y $N_{1,60}$ para no cohesivos). La separación de los estratos se muestra en las siguientes tablas.

PILA 26

PROF. (m)	COTA IGM (msnm)	SUCS	ω (%)	FC (%)	IP (%)	LL (%)	$N_{1,60}$ N_{60}
0 a 4	-2.5 a -6.5	SM	30.8	19	0	0	19.6
4 a 5.5	-6.5 a -8	SM	26.2	24	0	0	50
5.5 a 22	-8 a -24.5	SM	31.5	26	0	0	10.3
22 a 30	-24.5 a -32.5	MH	44.4	75	28	70	10.5
30 a 34	-32.5 a -36.5	ML	39.8	58	15	45	15.4
34 a 38	-36.5 a -40.5	SM	32.4	39	0	0	19
38 a 43	-40.5 a -45.5	SM	27.1	26	0	0	29.8
43 a 50	-45.5 a -52.5	SM	25	18	0	0	20.9
50 a 52	-52.5 a -54.5	MH	48.8	62	28	63	28.5
52 a 58	-54.5 a -60.5	SM	26.6	29	0	0	22



PILA 28

PROF. (m)	COTA IGM (msnm)	SUCS	ω (%)	FC (%)	IP (%)	LL (%)	$N_{1,60}$ N_{60}
0 a 5	-3 a -8	SM	32.5	12	0	0	11.8
5 a 8	-8 a -11	SM	25.3	15	0	0	33.7
8 a 22	-11 a -25	SM	30.4	24.6	0	0	9
22 a 28	-25 a -31	SM	38.8	46	10	37	6
28 a 33	-31 a -36	SM	37	45	11	44	10
33 a 40	-36 a -43	SM	34.4	45	13	47	13
40 a 48.5	-43 a -51.5	SM	24.3	28	0	0	35

NOTA: Como no se realizó para todas las muestras los ensayos de Límites de Atterberg y Granulometría, se interpoló los valores de FC, IP y LL.

3.2. Selección y Cálculo de Parámetros Geotécnicos

La selección de parámetros de diseño se basó, en su mayoría, en relaciones empíricas. A continuación se muestra la manera en que se obtuvo cada uno de los parámetros que se usarán luego para el cálculo de capacidad de carga axial, evaluación de la licuación y resistencia post – licuación. Una vez descritas las correlaciones usadas para obtener los parámetros, se muestran para las pilas 26 y 28 la variación de los parámetros y propiedades más importantes con la profundidad.

- **Peso específico (γ), esfuerzos vertical total y efectivo (σ_v , σ'_v)**

El peso específico se lo calculó en base a la ecuación:

$$\gamma = \frac{(1 + \omega)\gamma_w}{\omega + 1/G_s}$$

donde ω es la humedad natural en decimal, γ_w es el peso específico del agua y G_s es la Gravedad Específica del suelo en cuestión. Para el presente trabajo se usó valores típicos de $G_s = 2.65$ para arenas y $G_s = 2.7$ para limos. Ésta fórmula sólo es válida para suelos saturados, como el caso en estudio.

El esfuerzo vertical total, a una profundidad z , fue calculado como:

$$\sigma_v = \gamma \times z$$

El esfuerzo efectivo se obtuvo mediante la resta del esfuerzo vertical total y la presión hidrostática a la profundidad z .

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = \gamma \times z - \gamma_w \times z = (\gamma - \gamma_w) \times z$$



- **Resistencia al corte no drenada (S_u) para arcillas y limos**

La resistencia al corte no drenada S_u fue obtenida mediante dos correlaciones empíricas. La propuesta por Terzaghi y Peck (1967) que se muestra en la figura 3.1 como función del número de golpes sin corregir por sobrecarga (N_{60}). También mediante la correlación de Stroud (1974) para arcillas rígidas que se muestra en la figura 3.2 como función de la resistencia a la penetración (N_{60}) y del índice plástico (IP).

La resistencia a la corte no drenada normalmente consolidada fue obtenida mediante la relación propuesta por Skempton en 1957 (Figura 3.3) en base a resultados de ensayos de veleta de campo.

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v'}}\right)_{N.C.} = 0.11 + 0.0037 IP$$

Teniendo los valores de $S_{U(N.C.)}$, S_u e IP se podrá obtener la razón de sobre consolidación mediante la ecuación:

$$OCR^m = \frac{\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v'}}\right)_{O.C.}}{\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v'}}\right)_{N.C.}}$$

donde m es un valor que puede variar de 0.75 a 0.85. Para el caso en estudio se selecciono un valor de m igual a 0.8.

- **Ángulo de fricción (ϕ) para arenas y limos de baja plasticidad**

El ángulo de fricción de las arenas y limos no plásticos fue obtenida mediante la correlación propuesta por Terzaghi, Peck & Mesri (1996) en función de la resistencia a la penetración corregida por sobrecarga ($N_{1,60}$). Ésta correlación, que se muestra en la Figura 3.4, está basada en varias propuestas de correlaciones (Peck et al 1953, De Mello 1071, Schmertmann 1975 y Stroud 1988).

- **Densidad Relativa (D_R)**

La Densidad Relativa es un parámetro muy importante de las arenas y suele correlacionarse con la resistencia a la penetración. Sin embargo se conoce que ésta depende, entre otros factores, del tamaño de las partículas, de la edad y de la razón de sobre consolidación. Varios autores han correlacionado la Densidad Relativa en función de la resistencia a la penetración de la siguiente manera:



$$D_R = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{C_d}}$$

donde C_d es un valor que varía para el tipo de depósito, grado de consolidación, etc. En la siguiente tabla se muestran valores de C_d , según el tipo de depósito y el investigador.

C_d	Tipo de depósito	Investigador
41	-	Meyerhof (1957)
55	Arenas finas NC	Skempton (1986)
65	Arenas gruesas NC	Skempton (1986)
35	Pruebas de Laboratorio	Skempton (1986)
40	Rellenos recientes	Skempton (1986)
55	Depósitos naturales	Skempton (1986)
51	Muestras de arenas limpias	Cubrinovski & Ishihara (1999)
26	Muestras de Arena Limosa	Cubrinovski & Ishihara (1999)
39	Todas las muestras	Cubrinovski & Ishihara (1999)
46	-	Idriss & Boulanger (2003)

Para el presenta trabajo se ha considerado un $C_d = 55$, de tal manera que la ecuación de la Densidad Relativa (D_R) queda de la siguiente manera:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{55}}$$

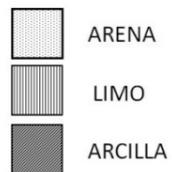
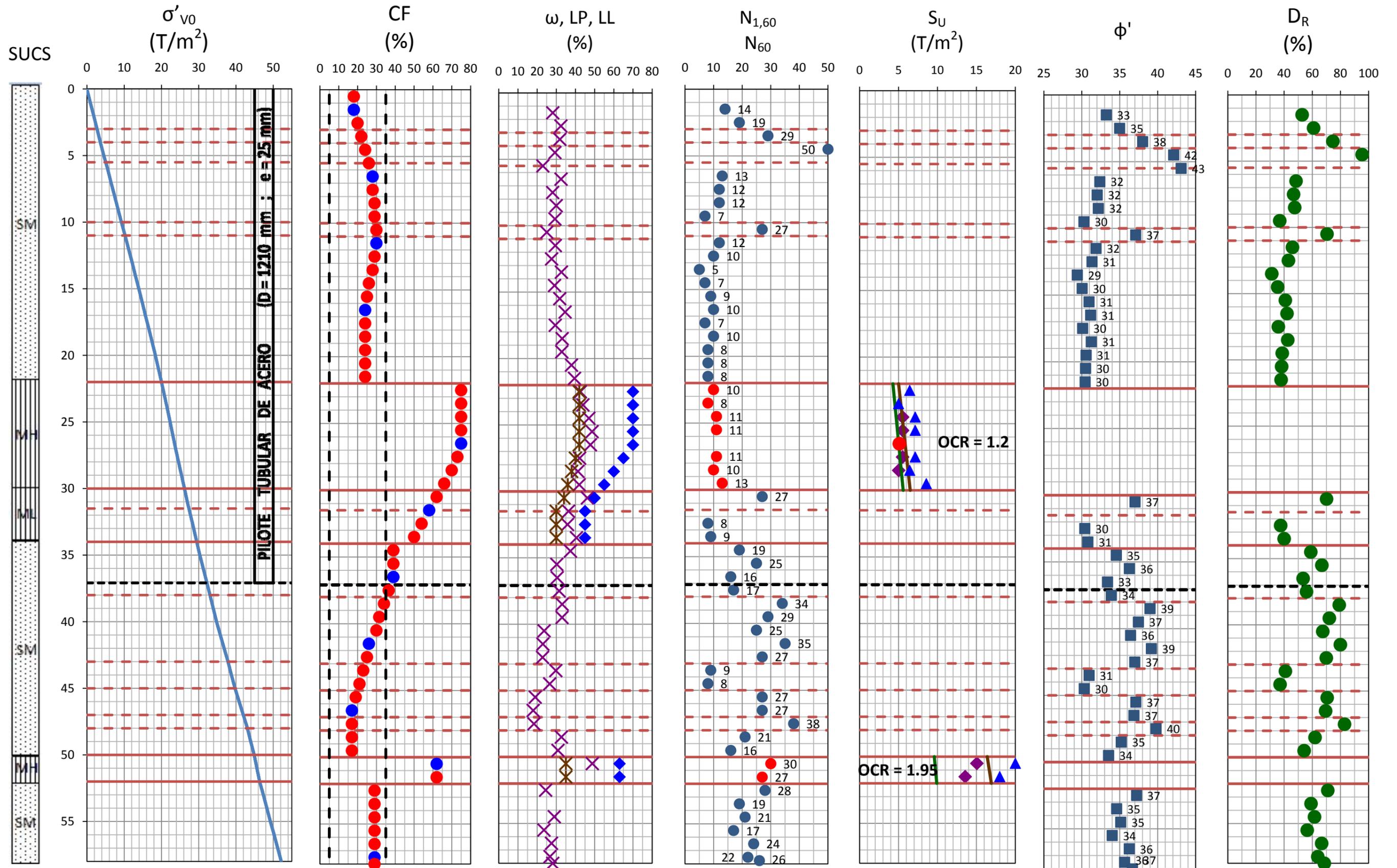
- **Velocidad de onda cortante**

Para la velocidad de onda cortante se usan dos correlaciones dependiendo si el suelo es o no cohesivo. Limos de baja plasticidad ($IP < 15$) son considerados “no cohesivos”. Las relaciones se muestran a continuación:

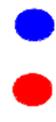
SUELOS NO COHESIVOS: $V_S = 106.7 N_{60}^{0.27}$ (m/seg) por Sykora & Stokoe (1983)

SUELOS COHESIVOS: $V_S = 99.1 N_{60}^{0.68}$ (m/seg) por Imai & Tonouchi (1982)

PILA 26



ESTUDIOS DE SUELO
INTERPOLADO O
ASUMIDO



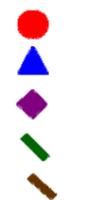
ω
LP
LL



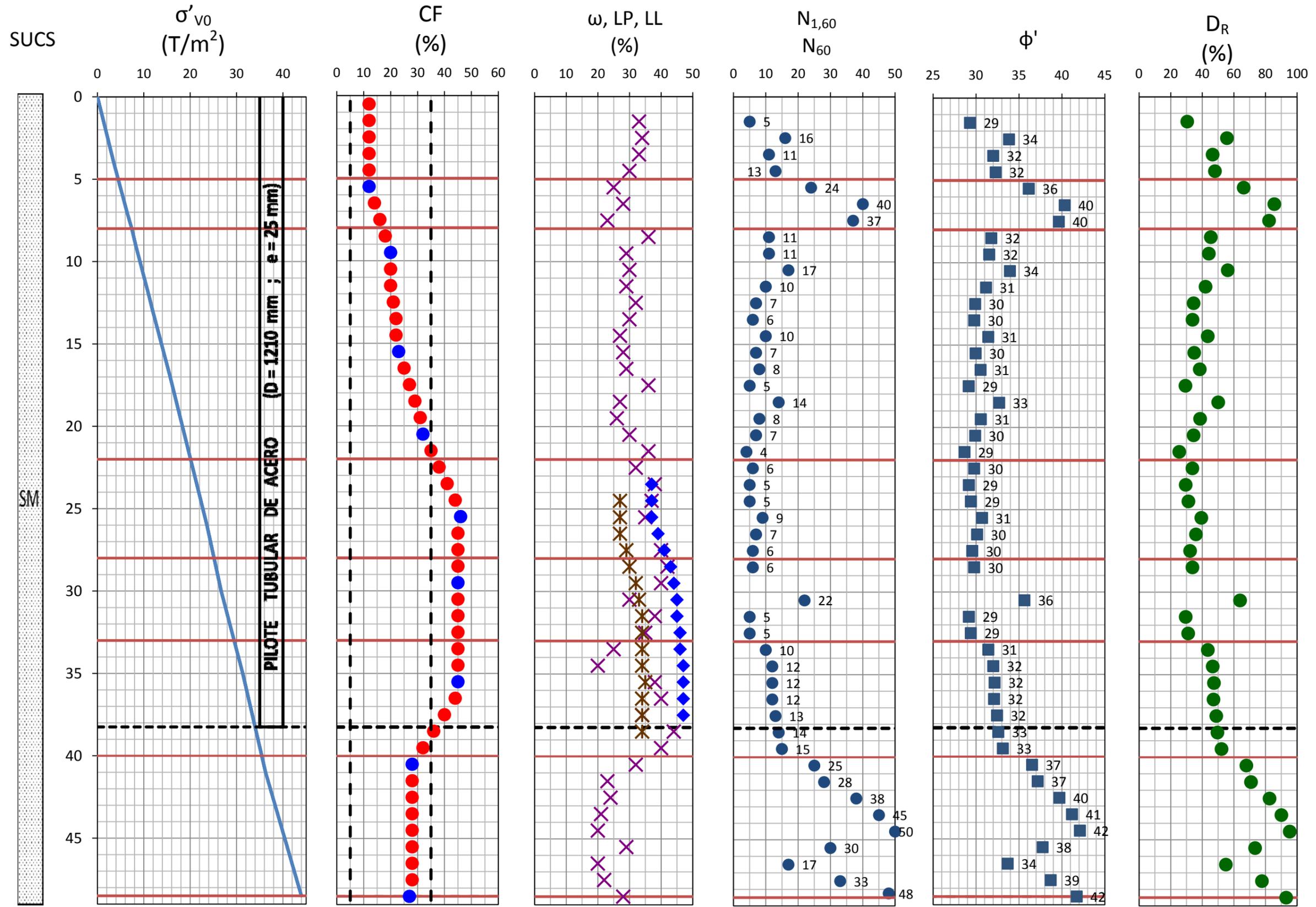
N_{1,60}
N₆₀



S_u de Triaxial UU
S_u = f(N₆₀)
S_u = f(N₆₀, IP)
S_{u (NC)} = f (IP)
S_u seleccionada



PILA 28





APPROXIMATE s_u VERSUS N RELATIONSHIP		
N Value (blows/ft or 305 mm)	Consistency	Approximate s_u/p_a
0 to 2	very soft	< 1/8
2 to 4	soft	1/8 to 1/4
4 to 8	medium	1/4 to 1/2
8 to 15	stiff	1/2 to 1
15 to 30	very stiff	1 to 2
> 30	hard	> 2

Source: Terzaghi and Peck (4), p. 347.

Figura 3.1.- Correlación entre la resistencia a la penetración (N_{60}) y la resistencia al corte no drenada (S_u) propuesta por Terzaghi y Peck (1969). Tomada de Kulhawy y Mayne (1990)

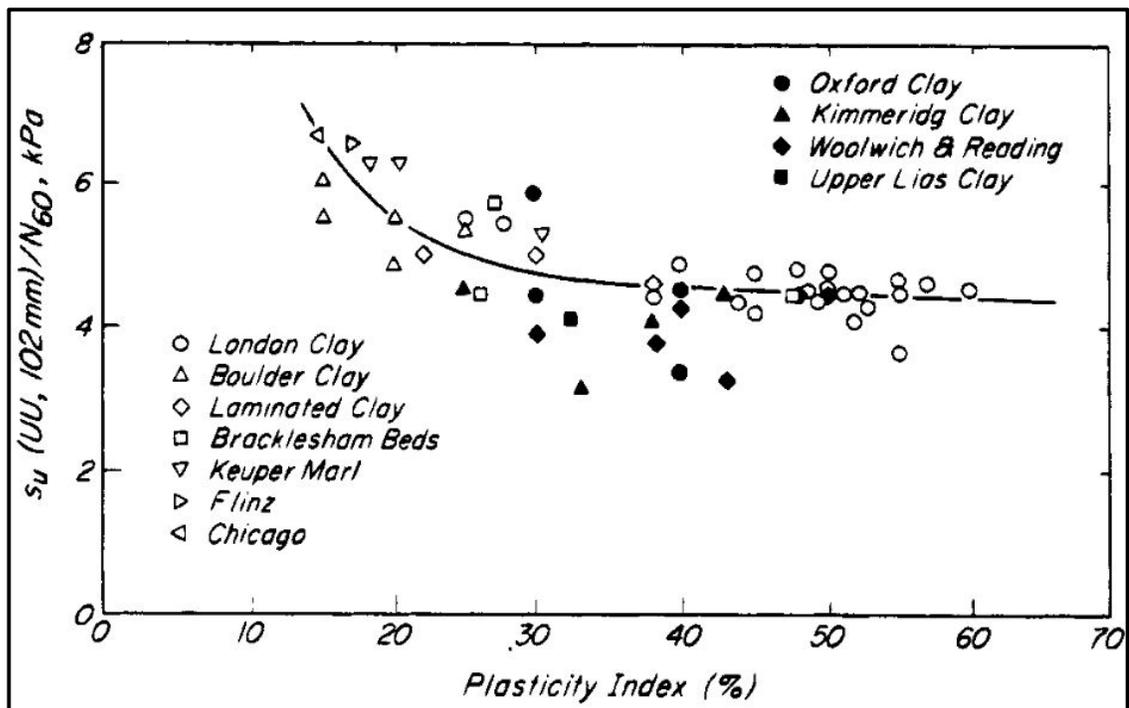


Figura 3.2.- Correlación entre la resistencia al corte no drenada (S_u), la resistencia a la penetración (N_{60}) y el índice plástico (IP) propuesta por Stroud (1974). Tomada de Terzaghi, Peck & Mesri (1996).

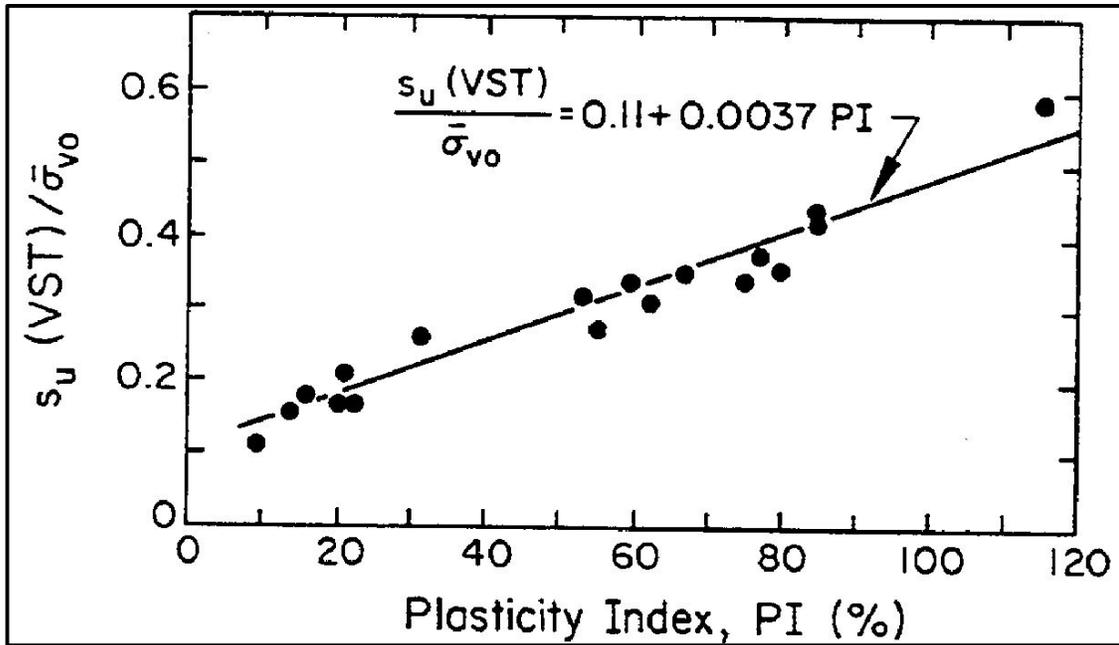


Figura 3.3.- Resistencia al corte no drenada para arcillas normalmente consolidadas en función del índice plástico (IP), según Skempton (1957). Tomada de Kulhawy & Mayne (1990).

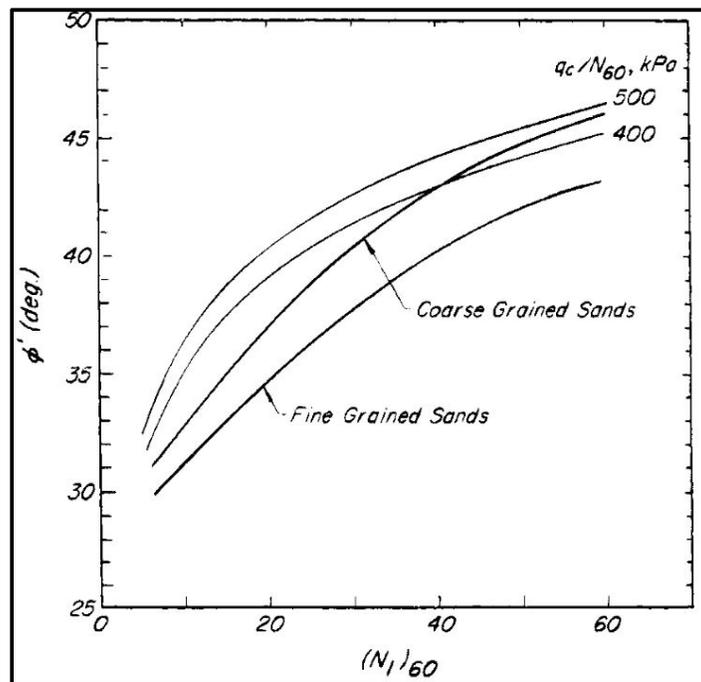


Figura 3.4.- Correlación del ángulo de fricción (ϕ') con la resistencia a la penetración ($N_{1,60}$) propuesta por Terzaghi, Peck & Mesri (1996). Tomada de Terzaghi, Peck & Mesri (1996).



4. CAPACIDAD DE CARGA AXIAL SIN LICUACIÓN

El presente capítulo presenta las distintas metodologías utilizadas para la determinación de la capacidad de carga axial de los pilotes sin considerar el efecto de la licuación sobre los mismos. Los conceptos aplicados se ilustran separadamente para la capacidad por fuste y por punta. Para la capacidad por fuste se considera de manera diferenciada su determinación de acuerdo al tipo de suelo (cohesivo o no cohesivo), mientras que la capacidad por punta sólo es analizada para suelos no cohesivos.

Para el cálculo de la capacidad es necesario conocer los niveles en los que se desplantaron los pilotes y la manera en que éstos fueron construidos. Los pilotes tubulares de acero fueron penetrados, primero, con un martillo vibratorio y, luego, hincados con un martillo de impacto. En los reportes de hinca (Anexo 2) se detalla para cada pilote la profundidad a la que se asentó la punta. Para la pila 26, la punta quedó entre las profundidades 37.02 a 37.09 m. y para el análisis del presente trabajo se consideró la profundidad 37.1 m. Mientras que para la pila 28, la punta se asentó a una profundidad entre 38.00 y 38.60 m., y se consideró para el análisis una profundidad de 38.3 m.

4.1. Capacidad por fuste

4.1.1. Arenas

Teoría

La resistencia al fuste en arenas está expresada por la multiplicación del esfuerzo efectivo horizontal (σ'_x) por la tangente del ángulo de rozamiento entre el pilote y el suelo (δ). En otras palabras, el fuste, es la fuerza de fricción que ejerce el suelo al pilote. La fórmula queda expresada de la siguiente manera:

$$q_f = \sigma'_x \tan(\delta).$$

En la práctica ingenieril, para calcular el fuste, se ha hecho costumbre la utilización de parámetros obtenidos a partir de pruebas estáticas en pilotes o en ensayos de laboratorio. Estos parámetros permiten calcular la resistencia al fuste conforme a la ecuación anterior.

- a) Relación δ/ϕ' : La relación del ángulo de rozamiento suelo – pilote (δ) y el ángulo de fricción del suelo (ϕ').



- b) Coeficiente de presión lateral del suelo una vez hincado el pilote (K_s): La relación entre el esfuerzo efectivo vertical (σ'_z) y el esfuerzo efectivo horizontal (σ'_x) $\rightarrow K_s = \sigma'_x / \sigma'_z$
- c) K_s/K_0 : La relación entre el coeficiente de presión lateral del suelo una vez hincado el pilote y el coeficiente de presión lateral del suelo en reposo (K_0)
- d) $\beta = K_s \tan(\delta)$: El factor β , que multiplica directamente al esfuerzo efectivo para obtener la resistencia al fuste, es obtenido por medio de retro cálculo de pruebas de cargas estáticas en pilotes.

A continuación se presentan los fundamentos de las distintas metodologías que se usaron para calcular el fuste.

- **Kulhawy (1983, 1991)**

Kulhawy presenta dos tablas, ilustradas en las Figuras 4.1.1 y 4.1.2; en la primera se muestran los valores de la relación entre el ángulo de rozamiento suelo – pilote y el ángulo de fricción del suelo (δ/ϕ') para distintos tipos de materiales y tipo de pilotes, y en la segunda presenta los valores de la relación del coeficiente de presión lateral una vez construido el pilote y el coeficiente de fricción lateral en reposo (K_s/K_0). La ecuación para calcular el fuste quedaría de la siguiente manera:

$$q_f = K_0 \times \frac{K_s}{K_0} \times \tan\left(\frac{\delta}{\phi'} \times \phi'\right) (\sigma'_{vo})$$

El valor del coeficiente de presión lateral del suelo en reposo se lo puede calcular de la ecuación:

$$K_0 = 1 - \text{seno}(\phi')$$

- **Método del Canadian Foundation Engineering Manual CFEM, 2006**

El Manual de Ingeniería de Cimentaciones Canadiense presenta tablas con los valores de β , sin embargo, en la literatura también menciona que la relación δ/ϕ' normalmente se encuentra entre 0.5 y 1, y que el valor de K_s es variable y es función de:

- a) Ángulo de fricción del suelo
- b) Método de instalación
- c) Compresibilidad
- d) Grado de sobreconsolidación
- e) Estado original de esfuerzos del suelo



La tabla del CFEM, que se ilustra en la Figura 4.1.3, muestra rango de valores de β que varían acorde a la compacidad del suelo en estudio.

En el CFEM se menciona:

“Ambos, q_f y σ'_v pueden continuar creciendo a medida que crezca la profundidad, pero a una tasa decreciente. Para propósitos prácticos de diseño, es recomendable adoptar valores límites para ambos q_f y σ'_v para pilotes largos en suelos no cohesivos.”

A pesar de lo que se menciona en el texto citado, no recomienda ningún valor limitante, por lo cual para este trabajo se utiliza un valor límite de 10 T/m^2 , que se lo adopta de las especificaciones japonesas para construcción de puentes, como se verá más adelante.

- **Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército (CIE) de E.E.U.U.**

Para propósitos de diseño el CIE recomienda que el fuste en arenas incremente linealmente a una profundidad crítica asumida (D_C) y luego permanece constante bajo esa profundidad. La profundidad crítica varía entre 10 a 20 diámetros de pilote o anchos de pilote (B), dependiendo de la densidad relativa de la arena.

$$D_C = 10B \quad \text{para arenas sueltas}$$

$$D_C = 15B \quad \text{para arenas medias densas}$$

$$D_C = 20B \quad \text{para arenas densas}$$

Los valores de K y δ que se recomiendan en éste método se muestran en las figuras 4.1.4 y 4.1.5. La figura 4.1.4 muestra los valores de δ recomendados en función del material del pilote, mientras que la figura 4.1.5 presenta una tabla que entrega valores de K en función del tipo de suelo y dependiendo del tipo de carga axial al que esté sometido el pilote, compresión o tensión.

- **Método de la Administración de Autopistas Federales (FHWA)**

La FHWA presenta un método desarrollado por Nordlund (1963, 1979) basado en observaciones de campo y en resultados de varias pruebas de carga en pilotes en suelos no cohesivos. Dichas pruebas fueron desarrolladas para varios tipos de pilotes. Según FHWA éste método tiene a predecir capacidades muy altas para pilotes tubulares abiertos de acero, pero en este trabajo se han seguido las recomendaciones de pilotes tipo “H”.

Nordlund presenta la siguiente ecuación para el cálculo del fuste por unidad de área:



$$q_f = K_\delta C_f \sigma'_v \frac{\text{seno}(\omega + \delta)}{\cos(\omega)}$$

Donde: K_δ es el coeficiente de presión lateral del suelo
 C_f es un factor de corrección cuando $\phi' \neq \delta$
 σ'_v es el esfuerzo efectivo
 ω es el ángulo de inclinación del pilote para pilotes cónicos
 δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el pilote

En pilotes de sección constante ($\omega = 0$), la ecuación queda de la siguiente manera:

$$q_f = K_\delta C_f \sigma'_v \text{seno}(\delta)$$

Los valores de K_δ se los obtiene de las figuras 4.1.6 a 4.1.9 en función del ángulo de inclinación del pilote (si es que el pilote es cónico) y del volumen por unidad de longitud de suelo desplazado por el pilote durante la instalación del mismo. Éstas figuras dan los valores de K_δ para una relación δ/ϕ' igual a 1. La manera de obtener el volumen por unidad de longitud desplazado por el pilote es mediante la figura 4.1.10 y es función de la relación real entre δ/ϕ' . Cabe destacar que normalmente, lo que se debe hacer es, durante la instalación o construcción, registrar el volumen desplazado y en función de esa medición y el tipo de pilote obtener la relación δ/ϕ' . Como ésta medición no fue hecha, se va a estimar una relación δ/ϕ' y obtener el volumen desplazado para tener un valor aproximado del K_δ . Para corregir el K_δ para relaciones de δ/ϕ' que no sean igual a 1, se usa la figura 4.1.11, donde se da el factor de corrección (C_f) en función del ángulo de fricción del suelo (ϕ') y la relación entre el ángulo de rozamiento suelo – pilote y el ángulo de fricción del suelo (δ/ϕ').

Para la condición $\omega = 0$ los valores de K_δ también se los presenta en una tabla para ángulos de fricción entre 25 y 40 grados y un volumen desplazado por pilote de 0.1 a 10 ft³/ft. Las tablas se presentan en las figuras 4.1.12 y 4.1.13.

- **Método del American Petroleum Institute (API)**

El Instituto de Petróleo Americano ha desarrollado varias investigaciones por las muchas construcciones costa afuera que se hacen en plataformas petroleras. En éste tipo de construcciones es muy usado el pilote tubular de acero, por lo cual la experiencia en éste sentido es amplia y el método puede tener resultados confiables.



API recomienda valores de $K = 0.8$ para pilotes tubulares de acero abiertos, tanto para tensión como compresión. Recomienda un valor de K igual a 1 para pilotes de desplazamiento. En la ausencia de datos confiables del ángulo de fricción suelo – pilote, API recomienda usar una tabla que se muestra en la figura 4.1.14 y que también muestra valores límites de la resistencia por fuste según la compacidad de la arena con la que se esté tratando.

- **Método de la Asociación de Autopistas de Japón**

La Asociación de Autopistas de Japón presenta en su documento “Especificaciones para Puentes de Autopistas” un método para calcular la capacidad por fuste y punta en pilotes tubulares de acero. Éste método es empírico y se basa en pruebas de carga realizadas en éste tipo de pilotes. El método consiste en correlacionar el valor de la resistencia a la penetración con la resistencia por fuste de acuerdo al tipo de suelo en estudio y el método constructivo. La figura 4.1.15 muestra las correlaciones.

Resultados de Pilas 26 y 28

Para el cálculo del fuste en las arenas de la pila 26 y 28 se ha considerado los parámetros seleccionados en el capítulo 3, pero escogiendo parámetros promedio para las capas de suelo con valores coherentes de resistencia y propiedades índice. Las tablas 4.1.1.a y 4.1.1.b ilustran los parámetros promedios escogidos y la separación de capas realizada para el cálculo por fuste en arenas, para ambas pilas.

Cabe indicar que los valores que se calcularán a continuación serán comparados por aquellos obtenidos por las pruebas dinámicas in-situ (PDA) para los estratos arenosos que se están considerando en el cálculo. Dichas pruebas fueron hechas en 2 pilotes (pilote 4 y pilote 6) de la Pila 26 y en 2 pilotes (6 y 7) de la pila 28. Los resultados se muestran en las tablas 4.1.2.a y 4.1.2.b.

- **Kulhawy (1983, 1991)**

De la Figura 4.1.1 se escoge una relación δ/ϕ' que varía entre 0.5 y 0.7 (para pilotes tubulares de acero o pilotes H) y de la figura 4.1.2 se escoge un rango de valores de K/K_0 entre 1.05 y 1.15, considerando que el pilote desplazará en cierto grado al suelo. Este rango está dentro del recomendado (0.7 – 1.2). Los resultados de la capacidad de carga en toneladas para los estratos arenosos indicados en las tablas 4.1 se muestran en la tabla 4.1.3.a 4.1.3.b.



De la tabla 4.1.3.a, para la pila 26, se puede observar que las combinaciones $K/K_0 = 1.05$, $\delta/\phi' = 0.65$ y $K/K_0 = 1.15$, $\delta/\phi' = 0.6$ dan resultados de capacidad de carga muy parecidos a los que da la prueba PDA en el pilote 4 (306 T). Dado que el pilote cumple con la definición de tubo de pared delgada ($A_r < 10\%$) se puede decir que desplazará en muy poco grado al suelo, por lo que la combinación de $K/K_0 = 1.05$ y $\delta/\phi' = 0.65$ parecería ser la más acertada.

Por otro lado, si para el pilote 6 se considera una relación K/K_0 de 1.05 se necesitaría una relación $\delta/\phi' = 0.83$ para alcanzar la capacidad que da la prueba PDA (403 T). Éste valor no está dentro del rango recomendado por Kulhawy pero si es el límite superior del rango recomendado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército (Figura 4.1.4).

Por otra parte la tabla 4.1.3.b, para la pila 28, presenta valores de capacidad muy parecidos a los del pilote 6 (450 Toneladas) para las combinaciones $K/K_0 = 1.05$, $\delta/\phi' \approx 0.63$ y $K/K_0 = 1.1$, $\delta/\phi' = 0.60$. Para el pilote 7 (430 T) las combinaciones $K/K_0 = 1.05$, $\delta/\phi' = 0.60$ y $K/K_0 = 1.15$, $\delta/\phi' = 0.55$ resultan bastante parecidas.

De manera general, para pilotes tubulares huecos de acero, usar $K/K_0 = 1.05$ y un valor de δ/ϕ' entre 0.6 y 0.65 da resultados bastantes parecidos a los reales, obtenidos de pruebas PDA.

- **Método del Canadian Foundation Engineering Manual CFEM (2006)**

De la tabla de la figura 4.1.3 se seleccionaron los valores de β con el siguiente criterio:

- Las densidades relativas menores que 40% se la consideraba sueltas
- Densidades relativas entre 40 y 70% se la consideraba media, y
- Entre 70 y 100% se consideraba densa

Los valores intermedios de Densidad Relativa se interpolaron. Para el caso de limos de baja plasticidad se aproximaban los valores de β dentro del rango dado para limos en función de la densidad relativa. Los resultados también se muestran en la tabla 4.1.4.a para la pila 26 y 4.1.4.b para la pila 28. Estas dan valores extremadamente altos de capacidad por fuste y no se considera éste método confiable para éste tipo de pilotes.

- **Método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército (CIE) de E.E.U.U.**

Para el método propuesto por el CIE, en la Pila 26, no aplica la profundidad crítica, pues ésta se la mide desde la parte inferior del estrato de suelo cohesivo (MH de



22 a 30 m) y como la profundidad crítica mínima es de $10B = 12.1$ m, la punta del pilote sigue teniendo el esfuerzo efectivo “real”. Las recomendaciones de éste método dan valores de δ/ϕ' desde 0.67 a 0.83 y valores de K_s desde 1 a 2 en arenas a compresión. Los valores de K_s parecen ser muy altos en comparación con los de Kulhawy que variaban aproximadamente de 0.41 a 0.57. Para el cálculo de la capacidad de carga axial por fuste en arenas por el método de CIE se usó valores de K_s desde 1 a 1.15 y valores de δ/ϕ' de 0.67 a 0.83. Los resultados se muestran en la tabla 4.1.5.a y los mismos son muy altos en comparación con los resultados de las pruebas de carga dinámicas PDA. Para obtener el resultado de fuste registrado por las pruebas en el pilote 6 (403 T) se necesitaría un valor de K_s de 0.615 si es que δ/ϕ' es 0.67 y 0.48 si δ/ϕ' es 0.83.

Para la Pila 28, la profundidad crítica se la calcula para arena media densa ($D_c = 15B = 18.15$ metros) A partir de ésta profundidad se considera el esfuerzo efectivo como constante con un valor de 16.7 T/m^2 . Los resultados de las capacidades de carga por fuste para la pila 28 se muestran en la tabla 4.1.5.b, mostrando los mismos valores mucho más altos comparados con los obtenidos por las pruebas dinámicas (450 y 430 T). Si es que se quisiera llegar al valor de 450 T (pilote 6) con una relación δ/ϕ' de 0.67 se necesitaría un valor de K_s de aproximadamente 0.63, mientras que haciendo el mismo cálculo para una relación δ/ϕ' de 0.83, K_s debería ser aproximadamente 0.5.

Para obtener la capacidad de 430 T, del pilote 7, se necesitaría valores de K_s iguales a 0.60 y 0.47 para relaciones δ/ϕ' de 0.67 y 0.83 respectivamente

En conclusión, éste método sobreestima los valores de K_s para el caso de pilotes tubulares de acero, y si se lo usa, se podrían usar valores de K_s de 0.45 a 0.65, o una relación de $K/K_0 \approx 1.05$, como el caso de Kulhawy.

- **Método de la Administración de Autopistas Federales (FHWA)**

Éste método tiene como variable clave para el cálculo de la capacidad el volumen de suelo desplazado por unidad de longitud. El resultado de los cálculos se lo muestra en las tablas 4.1.6.a y 4.1.6.b, y efectivamente se ve lo sensible que es el resultado a ésta variable. Los valores de δ/ϕ' para los que se probó éste método fue de 0.5 a 0.8, que son los que dieron un resultado aceptable en el método de Kulhawy, aunque para pilotes H la figura 4.1.9 muestra un rango de valores de δ/ϕ' de 0.75 a 1. Los valores de V que se analizaron van de 0.1 a $0.5 \text{ ft}^3/\text{ft}$, obtenidos de la figura 4.1.9 para pilotes H (poco desplazamiento).



De los tabla de resultados de ambas pilas, se puede ver que una relación δ/ϕ' de 0.65 puede dar una capacidad igual al de las pruebas PDA para volumen desplazado de 0.2 a 0.3 ft³/ft. En realidad se desconoce la cantidad de volumen desplazado que pueda generar un pilote tubular hueco, por lo tanto éste método parece ser poco confiable. Además el Manual de Referencia de la FHWA dice:

“El método de Nordlund tiende a sobrestimar la capacidad de pilotes con anchos mayores a 60 cm y para todos los anchos de pilotes tubulares de acero huecos”

- **Método del American Petroleum Institute (API)**

El método que propone el Instituto de Petróleo Americano propone para pilotes tubulares de acero usar un valor único de K_s igual a 0.8. Para el ángulo de fricción pilote-suelo (δ) da valores en función de su compacidad y el tipo de suelo. Así mismo, otorga valores límites de la capacidad por fuste (f_s). Las tablas 4.1.7.a y 4.1.7.b muestran los resultados del método API ($K_s=0.8$), dando una capacidad por fuste en arenas de 375 y 512 Toneladas para las pilas 26 y 28 respectivamente.

Para la pila 26, el valor calculado (375 T) se encuentra en la mitad de lo que se determino por medio de las pruebas PDA para los pilotes 4 y 6 (306 y 403 T, respectivamente). Si es que el valor propuesto por API de $K_s = 0.8$ se lo varía y se prueba el método para valores de K_s que varíen desde 0.5 a 0.9, los resultados se muestran en la tabla 4.1.8.a.

Para la pila 28, el resultados de 512 Toneladas sobreestima la capacidad por fuste. Si se hace variar el valor de K_s , se encuentra que para valores entre 0.64 y 0.68 se llega a las capacidades de carga de 430 y 450 T respectivamente (ver resultados en Tabla 4.1.8.b)

El cálculo por medio de éste método debe ser preciso en la separación de capas y de su clasificación como suelta, media densa, densa y muy densa, pues la variación de δ en función de la compacidad es notoria y puede afectar el resultado de la capacidad por fuste en arenas.

- **Método de la Asociación de Carreteras de Japón**

En la figura 4.1.15 se muestra que para pilotes hincados y suelos arenosos el fuste se lo calcula como el menor de los valores entre 0.2N y 10 T/m². Los resultados de éste método se muestran en las tablas 4.1.9.a y 4.1.9.b. En éste método no se indica si el valor que se debe usar de la resistencia a la penetración es el corregido



($N_{1,60}$) o el medido (N_{SP7}). En éste estudio se utilizó el valor de $N_{1,60}$ y el resultado obtenido da, para la pila 26, un valor de 340 Toneladas, que comparable a las 306 y 403 Toneladas parecería ser confiable. Para la pila 28, éste método da un valor de capacidad por fuste en arenas de 326 Toneladas, que comparado con los valores de las pruebas PDA (430 y 450 Toneladas) es conservador. La ventaja de éste método es que fue desarrollado sólo para pilotes tubulares de acero a través de retro cálculo de pruebas de carga.

4.1.2. Arcillas

Teoría

La resistencia por fuste en arcillas viene dada por la multiplicación de la resistencia al corte no drenada por un factor de adhesión α . El valor de α depende la resistencia al corte no drenada S_U y distintos autores han proporcionado ecuaciones o curvas que las relacionan.

$$q_f = \alpha \times S_U$$

- **Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM) 2006**

El Manual de Cimentaciones Canadiense presenta una curva de valores del factor de adhesión α e función de la resistencia al corte no drenada del suelo S_U . Éste método es válido para arcillas con $S_U \leq 10 \text{ T/m}^2$.

La ecuación que describe la forma de dicha curva es:

$$\alpha = 0.21 + \frac{2.6}{S_U} \leq 1 \quad \left(\frac{T}{m^2} \right)$$

- **Método American Petroleum Institute (API)**

API presenta valores de α que varían desde 1 a 0.5, siendo los mismos función de la resistencia al corte no drenada. La ecuación del factor de adhesión es la siguiente:

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} 1 & S_U \leq 2.5 \text{ T/m}^2 \\ 1.25 - 0.1 S_U & 2.5 \leq S_U \leq 7.5 \text{ T/m}^2 \\ 0.5 & S_U \geq 7.5 \text{ T/m}^2 \end{array} \right\}$$

- **Método de la Asociación de Carreteras de Japón**

La Asociación de Carreteras de Japón presenta en su documento "Especificaciones para puentes de carreteras" un método para calcular la capacidad por fuste y punta en pilotes tubulares de acero. Éste método es empírico y se basa en pruebas



de carga realizadas en éste tipo de pilotes. El método consiste en correlacionar el valor de la resistencia a la penetración con la resistencia por fuste de acuerdo al tipo de suelo en estudio y el método constructivo. La figura 4.1.15 muestra las correlaciones.

Resultados de pila 26

En el sondeo realizado en la pila 26, entre las profundidades 22 y 30 metros, se encontró un estrato de limo de alta compresibilidad (MH) con $IP \approx 28\%$ y una resistencia al corte no drenada promedio $S_u \approx 5.75 \text{ T/m}^2$, obtenida del valor de la resistencia a la penetración promedio $N_{60} = 10.5$, con correlaciones de Terzaghi & Peck (1967) y Stroud (1974), como se indicó en el capítulo 3. El fuste en ésta capa se ha calculado con los criterios mencionados anteriormente y se muestran en la tabla 4.1.10. La tabla muestra valores concordantes con los del CAPWAP para el método α , siendo éste obtenido por la fórmula del CFEM o de API. Para el método japonés el fuste en arcilla es exageradamente más grande que el determinado por pruebas PDA.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PARÁMETROS PROMEDIO SELECCIONADOS PILA 26								
PROFUNDIDAD		ΔH (m)	σ _v (T/m ²)		N _{1,60}	D _R (%)	φ'	K ₀
SUP.	INF.		SUP.	INF.				
0	3	3	0	2.71	16.5	55	33.7	0.45
3	4.5	1.5	2.71	3.60	29	73	37.6	0.39
4.5	5.5	1	3.60	5.05	50	95	42.1	0.33
5.5	10	4.5	5.05	9.25	11	45	31.7	0.48
10	11	1	9.25	10.24	27	70	37	0.40
11	22	11	10.24	20.01	8.5	39	30.7	0.49
22	30	8	20.01	26.19	MH (CALCULADO COMO FUSTE EN ARCILLAS)			
30	31.5	1.5	26.19	27.38	27	70	37	0.40
31.5	34	2.5	27.38	29.48	8.5	36	30.7	0.49
34	37.1	3.1	29.48	32.23	20	60	34.9	0.43

Tabla 4.1.1.a.- Valores promedios de parámetros necesarios para el cálculo del fuste en arenas PILA 26

PARÁMETROS PROMEDIO SELECCIONADOS PILA 28								
PROFUNDIDAD		ΔH (m)	σ _v (T/m ²)		N _{1,60}	D _R (%)	φ'	K ₀
SUP.	INF.		SUP.	INF.				
0	5	5	0	4.47	11.3	55	45	0.47
5	8	3	4.47	7.4	33.7	73	78	0.37
8	22	14	7.4	20.1	8.9	95	40	0.49
22	28	6	20.1	25.1	6.3	45	34	0.50
28	33	5	25.1	29.5	9.5	70	42	0.48
33	38.25	5.25	29.5	34.0	11.8	39	46	0.47

Tabla 4.1.1.b.- Valores promedios de parámetros necesarios para el cálculo del fuste en arenas PILA 28



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PILA 26					
PILOTE	FUSTE (T)			PUNTA (T)	TOTAL (T)
	ARENAS	ARCILLA	TOTAL		
PILOTE 4	306	114	420	190	620
PILOTE 6	403	117	520	220	740

Tabla 4.1.2.a.- Resultados de pruebas PDA in-situ pila 26

PILA 28					
PILOTE	FUSTE (T)			PUNTA (T)	TOTAL (T)
	ARENAS	ARCILLA	TOTAL		
PILOTE 6	450	-	450	160	610
PILOTE 7	430	-	530	140	670

Tabla 4.1.2.b.- Resultados de pruebas PDA in-situ pila 28

		K/K ₀				
		1,05	1,075	1,1	1,125	1,15
δ/φ'	0,5	230	235	240	246	251
	0,55	254	260	266	272	278
	0,6	279	286	292	299	305
	0,65	304	312	319	326	333
	0,7	330	338	346	354	362

Tabla 4.1.3.a- Resultados de capacidad de carga axial por fuste en arenas calculado por el método de Kulhawy para rangos de K/K₀ y δ/φ' para la PILA 26

		K/K ₀				
		1.05	1.075	1.1	1.125	1.15
δ/φ'	0.500	354	362	371	379	388
	0.550	391	401	410	419	429
	0.600	430	440	450	460	471
	0.650	468	480	491	502	513
	0.700	508	520	532	544	556

Tabla 4.1.3.b- Resultados de capacidad de carga axial por fuste en arenas calculado por el método de Kulhawy para rangos de K/K₀ y δ/φ' para la PILA 28



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROF.		ΔH (m)	σ _v (T/m ²)		D _R (%)	COMPACIDAD	SUCS	β	q _f (T/m ²)	Q _f (T)
SUP.	INF.		SUP.	INF.						
0	3	3	0	2.71	55	MEDIA	SM	0.81	1.10	12.52
3	4.5	1.5	2.71	3.60	73	DENSA	SM	0.93	2.93	11.15
4.5	5.5	1	3.60	5.05	95	DENSA	SM	1.15	4.97	28.34
5.5	10	4.5	5.05	9.25	45	MEDIA	SM	0.73	5.22	89.25
10	11	1	9.25	10.24	70	MEDIA DENSA	SM	0.90	8.77	33.34
11	22	11	10.24	20.01	39	SUELTA	SM	0.7	10.59	442.71
22	30	8	20.01	26.19						
30	31.5	1.5	26.19	27.38	70	MEDIA DENSA	ML	0.35	9.37	53.45
31.5	34	2.5	27.38	29.48	39	SUELTA	ML	0.45	12.79	121.58
34	37.1	3.1	29.48	32.23	60	MEDIA	SM	0.83	25.61	300.81

Tabla 4.1.4.a.- Cálculo de la capacidad por fuste de acuerdo al Método β del CFEM (Pila 26)

Total = 1093

PROF.		ΔH (m)	σ _v (T/m ²)		D _R (%)	COMPACIDAD	SUCS	β	q _f (T/m ²)	Q _f (T)
SUP.	INF.		SUP.	INF.						
0	5	5	0	4.5	45	MEDIA	SM	0.73	1.64	31.22
5	8	3	4.5	7.4	78	DENSA	SM	0.98	5.83	66.52
8	22	14	7.4	20.1	40	MEDIA	SM	0.70	9.64	512.96
22	28	6	20.1	25.1	34	SUELTA	SM	0.64	14.43	329.24
28	33	5	25.1	29.5	42	MEDIA	SM	0.71	19.4	368.68
33	38.3	5.3	29.5	34	46	MEDIA	SM	0.74	23.55	469.94

Tabla 4.1.4.b.- Cálculo de la capacidad por fuste de acuerdo al Método β del CFEM (Pila 28)

Total = 1779



US ARMY CORPS						
		δ/ϕ'				
		0.67	0.7	0.75	0.8	0.83
K_s	1	655	688	744	801	836
	1.05	688	722	781	841	878
	1.1	721	757	818	881	920
	1.15	754	791	855	921	961

Tabla 4.1.5.a.- Resultados de capacidades de carga por fuste en arenas por el método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EEUU para la Pila 26

US ARMY CORPS						
		δ/ϕ'				
		0.67	0.7	0.75	0.8	0.83
K_s	1	715	750	810	871	909
	1.05	751	788	851	915	954
	1.1	786	825	891	959	1000
	1.15	822	863	932	1002	1045

Tabla 4.1.5.b.- Resultados de capacidades de carga por fuste en arenas por el método del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EEUU para la Pila 28

FHWA					
		δ/ϕ'			
		0.5	0.6	0.7	0.8
V (ft³/ft)	0.1	48	64	81	99
	0.2	220	294	370	455
	0.3	290	387	487	600
	0.4	432	576	724	892
	0.5	270	359	453	558

Tabla 4.1.6.a.- Resultados de capacidades de carga en arenas por fuste calculado por el método del FHWA para distintos valores de la relación δ/ϕ' y V para pila 26



		FHWA			
		δ/ϕ'			
		0.5	0.6	0.7	0.8
V (ft ³ /ft)	0.1	59	79	98	120
	0.2	283	375	466	571
	0.3	373	493	613	751
	0.4	562	743	925	1133
	0.5	335	443	552	676

Tabla 4.1.6.b.- Resultados de capacidades de carga en arenas por fuste calculado por el método del FHWA para distintos valores de la relación δ/ϕ' y V para pila 28

PARAMETROS										METODO API					
PROF. (m)		ΔH (m)	σ'_v (T/m ²)			$N_{1,60}$	D_R (%)	COMPACIDAD	ϕ'	δ	β	$f_{s(min)}$ (T/m ²)	$f_{s(cal)}$ (T/m ²)	$f_{s(def)}$ (T/m ²)	Q_f (T)
SUP	INF		SUP	INF	PROM										
0	3	3	0.0	2.7	1.4	16.5	55	MEDIA	34	20	0.29	6.7	0.39	0.39	4
3	4	1	2.7	3.6	3.2	29	73	DENSA	38	25	0.37	8.31	1.18	1.18	4
4	5.5	1.5	3.6	5.0	4.3	50	95	DENSA	42	25	0.37	8.31	1.61	1.61	9
5.5	10	4.5	5.0	9.3	7.1	11	45	MEDIA	32	20	0.29	6.7	2.08	2.08	36
10	11	1	9.3	10.2	9.7	27	70	DENSA	37	25	0.37	8.31	3.64	3.64	14
11	22	11	10.2	20.0	15.1	8.5	39	SUELTA	31	15	0.21	4.78	3.24	3.24	136
22	30	8	20.0	26.2	23.1	ESTRATO MH. SE CALCULA COMO FUSTE EN ARCILLA									
30	31.5	1.5	26.2	27.4	26.8	27	70	DENSA	37	25	0.37	8.31	9.99	8.31	47
31.5	34	2.5	27.4	29.5	28.4	8.5	39	SUELTA	31	15	0.21	4.78	6.09	4.78	45
34	37.09	3.09	29.5	32.2	30.9	20	60	MEDIA	35	20	0.29	6.7	8.98	6.70	79
$Q_{f(TOT)} = 375$															

Tabla 4.1.7.a.- Resultado de Capacidad de Carga por fuste en arenas por el método API para $K_s = 0.8$ y δ en función de tipo de suelo y compacidad del mismo.

PARAMETROS										METODO API					
PROF. (m)		ΔH (m)	σ'_v (T/m ²)			$N_{1,60}$	D_R (%)	COMPACIDAD	ϕ'	δ	β	$f_{s(min)}$ (T/m ²)	$f_{s(cal)}$ (T/m ²)	$f_{s(def)}$ (T/m ²)	Q_f (T)
SUP	INF		SUP	INF	PROM										
0	5	5.0	0.0	4.5	2.2	11.25	45	MEDIA	32	20	0.29	6.7	0.65	0.65	12
5	8	3.0	4.5	7.4	5.9	33.7	78	DENSA	39	25	0.37	8.31	2.21	2.21	25
8	22	14.0	7.4	20.1	13.7	8.9	40	MEDIA	31	15	0.21	8.31	2.95	2.95	157
22	28	6.0	20.1	25.1	22.6	6.3	34	SUELTA	30	15	0.21	6.7	4.85	4.85	111
28	33.0	5.0	25.1	29.5	27.3	9.5	42	MEDIA	31	15	0.21	8.31	5.85	5.85	111
33	38.3	5.3	29.5	34.0	31.7	11.8	46	MEDIA	32	20	0.29	4.78	9.24	4.78	95
$Q_{f(TOT)} = 512$															

Tabla 4.1.7.b.- Resultado de Capacidad de Carga por fuste en arenas por el método API para $K_s = 0.8$ y δ en función de tipo de suelo y compacidad del mismo. Resultados de Pila 28.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

K_s	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Q_f (arenas)	265	317	349	375	400

Tabla 4.1.8.a.- Resultados de Capacidad de Carga por fuste en arenas por el método API variando el valor de K_S desde 0.5 a 0.9 para la Pila 26

K_s	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Q_f (arenas)	355	408	460	512	564

Tabla 4.1.8.b.- Resultados de Capacidad de Carga por fuste en arenas por el método API variando el valor de K_S desde 0.5 a 0.9 para la Pila 28

PARAMETROS							METODO ACJ			
PROF. (m)		ΔH (m)	σ' _v (T/m ²)			N _{1,60}	f _{s(cal)} (T/m ²)	f _{s(min)} (T/m ²)	f _{s(def)} (T/m ²)	Q _f (T)
SUP	INF		SUP	INF	PROM					
0	3	3	0.0	2.7	1.4	16.5	3.3	10.00	3.30	38
3	4	1	2.7	3.6	3.2	29	5.8	10.00	5.80	22
4	5.5	1.5	3.6	5.0	4.3	50	10	10.00	10.00	57
5.5	10	4.5	5.0	9.3	7.1	11	2.2	10.00	2.20	38
10	11	1	9.3	10.2	9.7	27	5.4	10.00	5.40	21
11	22	11	10.2	20.0	15.1	8.5	1.7	10.00	1.70	71
22	30	8	20.0	26.2	23.1	ESTRATO MH				
30	31.5	1.5	26.2	27.4	26.8	27	5.4	10.00	5.40	31
31.5	34	2.5	27.4	29.5	28.4	8.5	1.7	10.00	1.70	16
34	37.09	3.09	29.5	32.2	30.9	20	4	10.00	4.00	47
Q_{f(TOT)} = 339.88										

Tabla 4.1.9.a.- Resultados de capacidad de carga en arenas por el método de la Asociación de Carreteras de Japón. Resultados de Pila 26.

PARAMETROS							METODO ACJ			
PROF. (m)		ΔH (m)	σ' _v (T/m ²)			N _{1,60}	f _{s(cal)} (T/m ²)	f _{s(min)} (T/m ²)	f _{s(def)} (T/m ²)	Q _f (T)
SUP	INF		SUP	INF	PROM					
0	5	5.0	0.0	4.5	2.2	11.25	2.25	10.00	2.25	43
5	8	3.0	4.5	7.4	5.9	33.7	6.74	10.00	6.74	77
8	22	14.0	7.4	20.1	13.7	8.9	1.78	10.00	1.78	95
22	28	6.0	20.1	25.1	22.6	6.3	1.26	10.00	1.26	29
28	33.0	5.0	25.1	29.5	27.3	9.5	1.9	10.00	1.90	36
33	38.3	5.3	29.5	34.0	31.7	11.8	2.36	10.00	2.36	47
Q_{f(TOT)} = 326										

Tabla 4.1.9.b.- Resultados de capacidad de carga en arenas por el método de la Asociación de Carreteras de Japón. Resultados de Pila 28.



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

SUCS	PROF		PARÁMETROS				CFEM			API			ACJ					PRUEBAS PDA	
	SUP	INF	N ₆₀	S _U	ΔH	D	α	q _f	Q _f	α	q _f	Q _f	q _{f(Su)}	q _{f(N)}	q _{f(min)}	q _{f(SEL)}	Q _f	PIL. 4	PIL. 6
MH	22	30	10.5	5.75	8	1.21	0.66	3.81	116	0.675	3.88	118	57.5	10.5	15	10.5	319	114	117

Tabla 4.1.10.- Resultados de capacidad por fuste en estrato MH de 22 a 30 metros del sondeo de la pila 26.



Foundation Type	ϕ_r/ϕ'
Rough concrete	1.0
Smooth concrete (i.e., precast pile)	0.8–1.0
Rough steel (i.e., step-taper pile)	0.7–0.9
Smooth steel (i.e., pipe pile or H-pile)	0.5–0.7
Wood (i.e., timber pile)	0.8–0.9
Drilled shaft built using dry method or with temporary casing and good construction techniques	1.0
Drilled shaft built with slurry method (higher values correspond to more careful construction methods)	0.8–1.0

Figura 4.1.1.- Tabla con rango de valores de δ/ϕ' (ϕ_r/ϕ') según Kulhawy (1983, 1991). Tomada de Coduto (2001)

Foundation Type and Method of Construction	K/K_0
Pile—jetted	0.5–0.7
Pile—small displacement, driven	0.7–1.2
Pile—large displacement, driven	1.0–2.0
Drilled shaft—built using dry method with minimal sidewall disturbance and prompt concreting	0.9–1.0
Drilled shaft—slurry construction with good workmanship	0.9–1.0
Drilled shaft—slurry construction with poor workmanship	0.6–0.7
Drilled shaft—casing method below water table	0.7–0.9

Figura 4.1.2.- Tabla con rango de valores de KS/K_0 (K/K_0) según Kulhawy (1983, 1991) tomado de Coduto (2001)



Soil Type	Cast-in-Place Piles	Driven Piles
Silt	0.2 - 0.30	0.3 - 0.5
Loose sand	0.2 - 0.4	0.3 - 0.8
Medium sand	0.3 - 0.5	0.6 - 1.0
Dense sand	0.4 - 0.6	0.8 - 1.2
Gravel	0.4 - 0.7	0.8 - 1.5

Figura 4.1.3.- Rango de valores de δ en función de la compacidad del suelo y del tipo de suelo (Limo, Arenas y Gravas). Tomada de Canadian Foundation Engineering Manual (2006)

Pile Material	δ
Steel	0.67 ϕ to 0.83 ϕ
Concrete	0.90 ϕ to 1.0 ϕ
Timber	0.80 ϕ to 1.0 ϕ

Figura 4.1.4.- Valores sugeridos por el cuerpo de Ingenieros del Ejército de E.E.U.U para el ángulo de fricción suelo pilote según el tipo de Material. Tomada de Reese, Isenhowe & Wang (2006)

Soil Type	K_c	K_t
Sand	1.00 to 2.00	0.50 to 0.70
Silt	1.00	0.50 to 0.70
Clay	1.00	0.70 to 1.00

Note: The above values do not apply to piles that are prebored, jettied, or installed with a vibratory hammer. Selection of K values at the upper end of these ranges should be based on local experience. K , δ , and N_q values back-calculated from load tests may be used.

Figura 4.1.5.- Valores de K sugeridos por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de E.E.U.U. para pilotes en tensión y compresión en función del tipo de suelo donde este el pilote. Tomada de Reese, Isenhowe & Wang (2006)

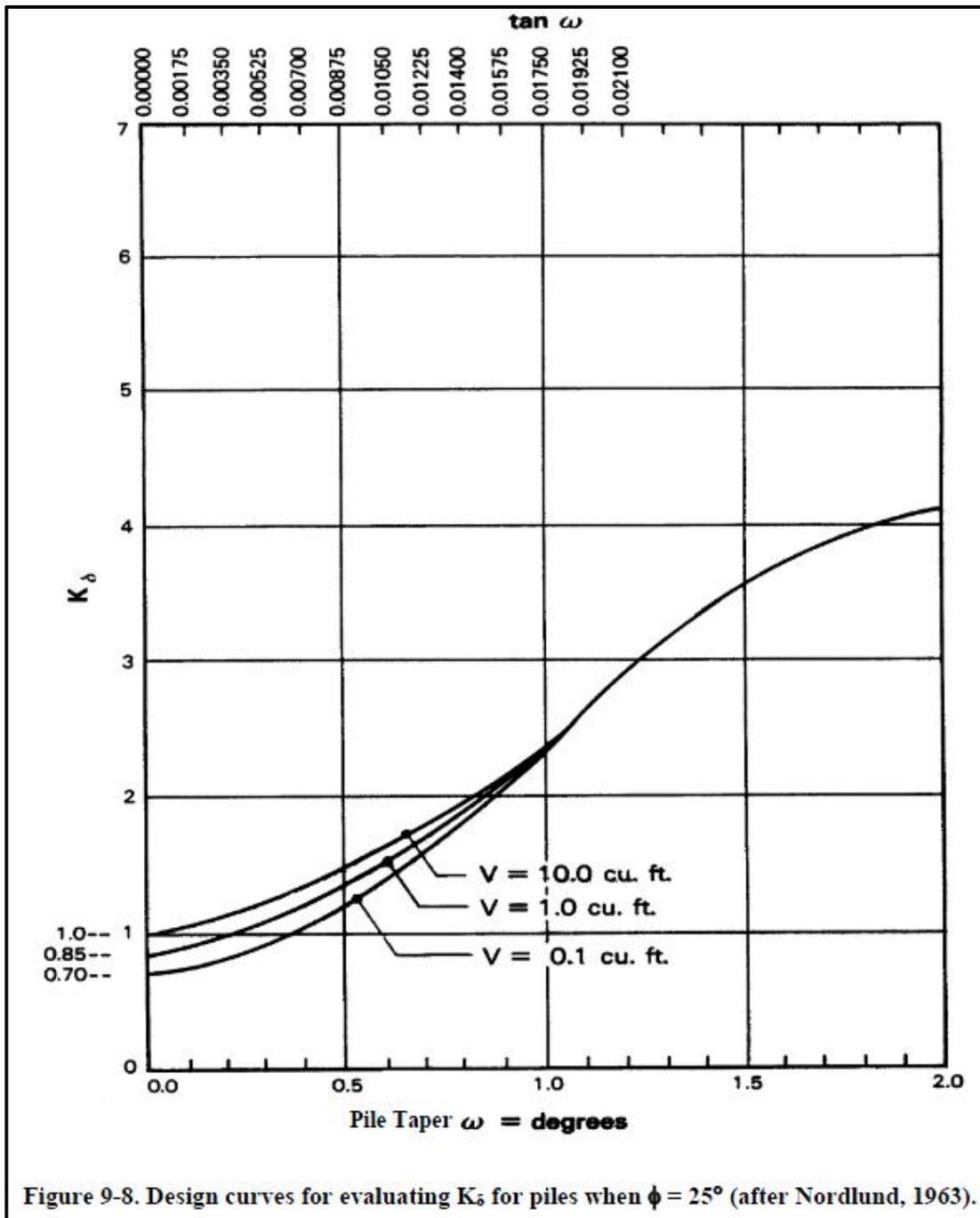


Figura 4.1.6.- Curvas de diseño para obtener K_δ en función del volumen desplazado por unidad de longitud y del ángulo de inclinación del pilote para un suelo con $\phi = 25$ grados. Tomada de Manual de Referencia de FHWA 2006.

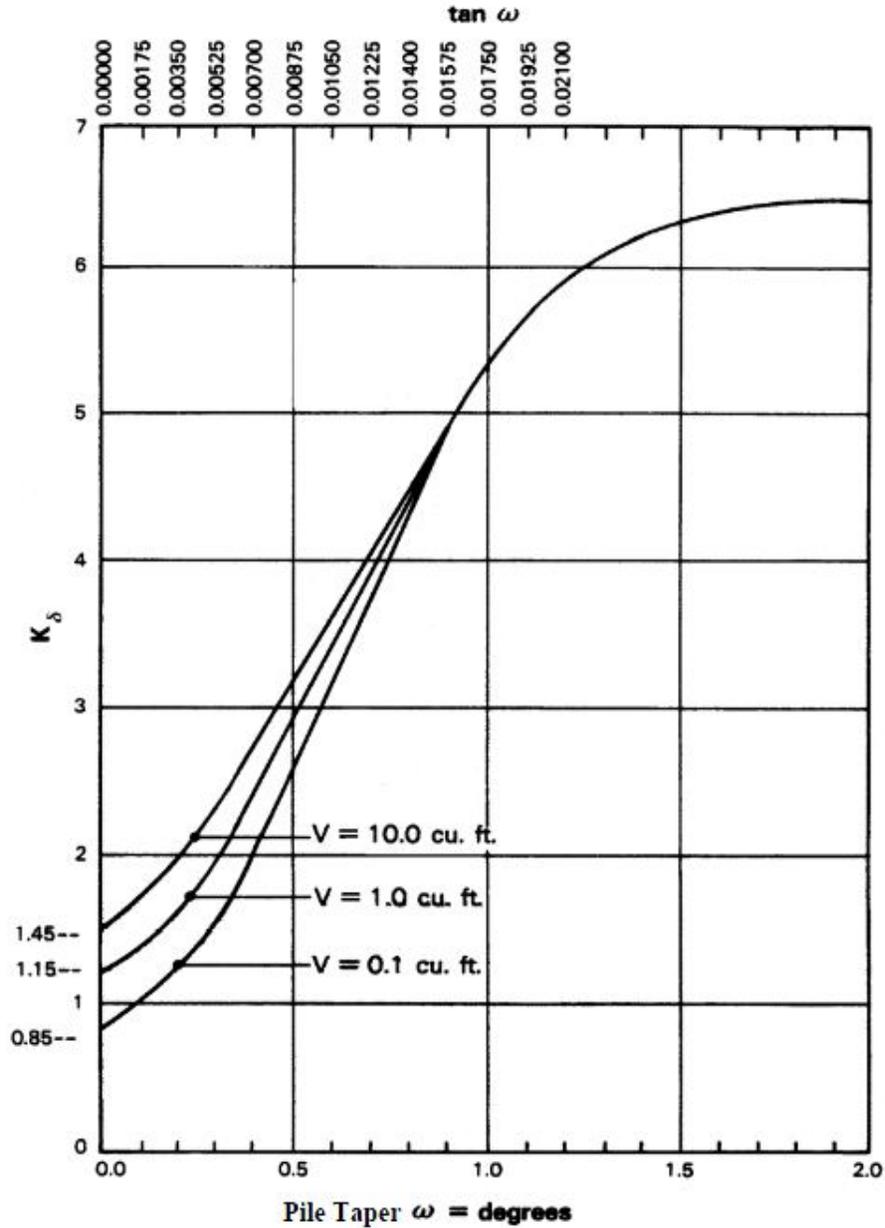


Figure 9-9. Design curves for evaluating K_{δ} for piles when $\phi = 30^{\circ}$ (after Nordlund, 1963).

Figura 4.1.7.- Curvas de diseño para obtener K_{δ} en función del volumen desplazado por unidad de longitud y del ángulo de inclinación del pilote para un suelo con $\phi = 30$ grados. Tomada de Manual de Referencia de FHWA 2006.

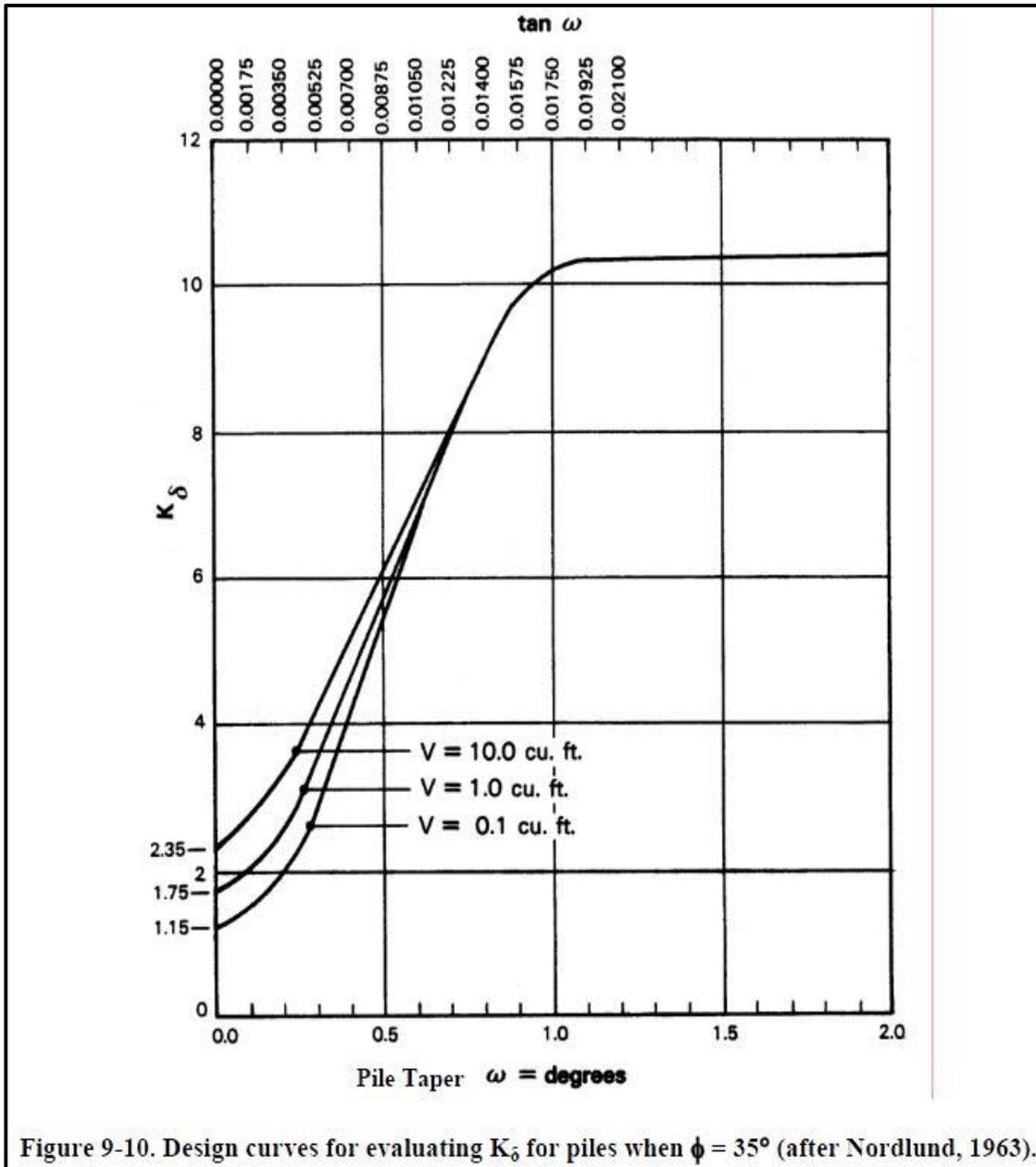


Figure 9-10. Design curves for evaluating K_{δ} for piles when $\phi = 35^{\circ}$ (after Nordlund, 1963).

Figura 4.1.8.- Curvas de diseño para obtener K_{δ} en función del volumen desplazado por unidad de longitud y del ángulo de inclinación del pilote para un suelo con $\phi = 35$ grados. Tomada de Manual de Referencia de FHWA 2006.

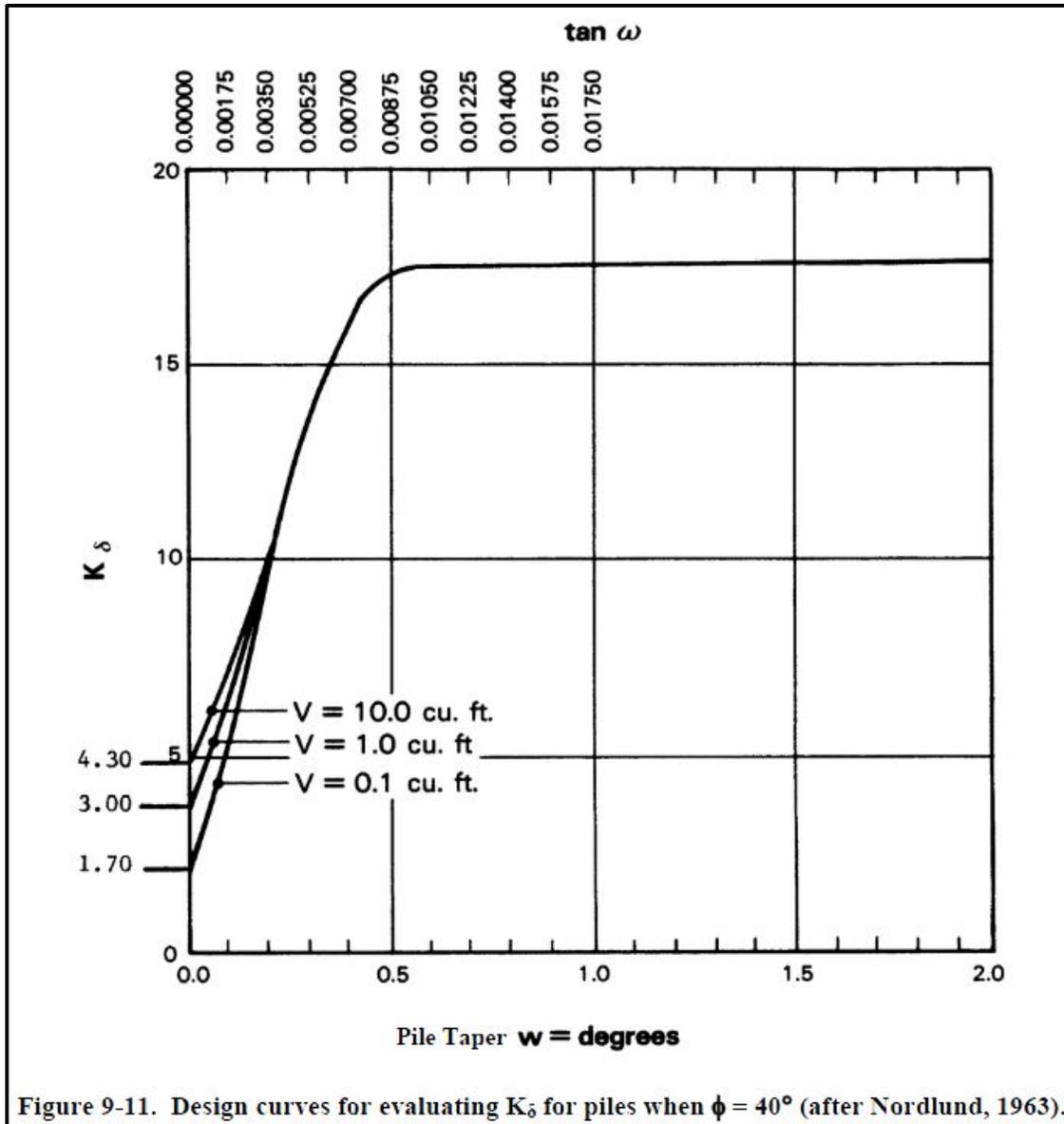


Figura 4.1.9.- Curvas de diseño para obtener K_{δ} en función del volumen desplazado por unidad de longitud y del ángulo de inclinación del pilote para un suelo con $\phi = 40$ grados. Tomada de Manual de Referencia de FHWA 2006.

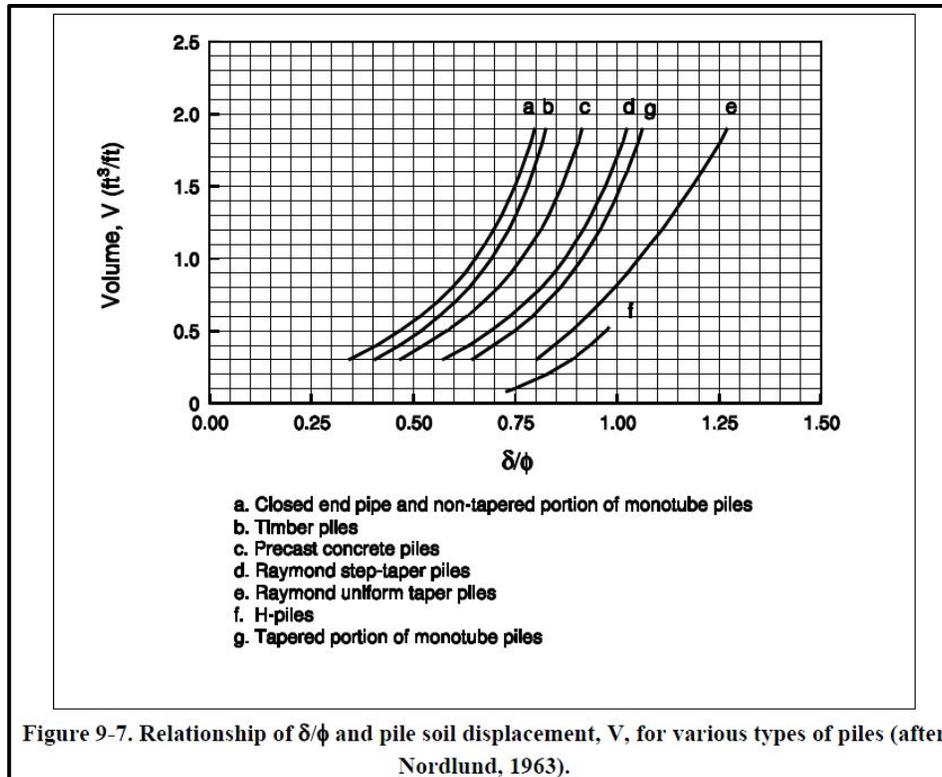


Figura 4.1.10.- Relación δ/ϕ' en función del volumen desplazado durante la instalación y en función del tipo de pilote. Tomada de Manual de Referencia de FHWA 2006.

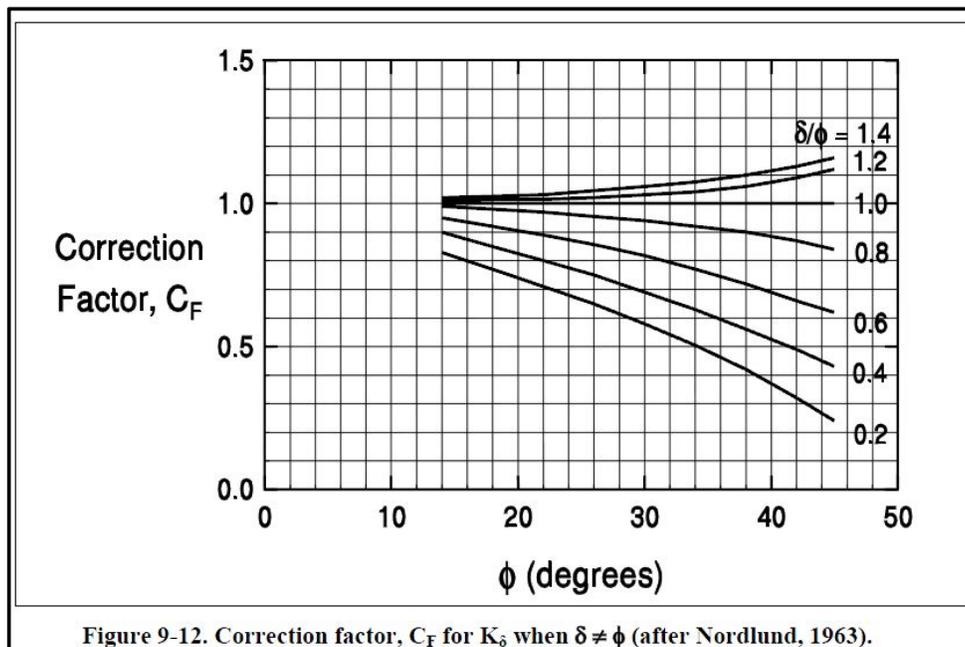


Figura 4.1.11.- Factor de corrección para relaciones $\delta/\phi' \neq 1$. Tomada de Manual de Referencia de FHWA 2006.



ϕ	Displaced Volume -V (ft ³ /ft)									
	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
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	3.0

Figura 4.1.12.- Valores de K_{δ} para ángulos de fricción (ϕ) entre 25 y 40 y volumen desplazado por unidad de longitud (V) entre 0.1 y 1 ft³/ft



ϕ	Displaced Volume -V (ft ³ /ft)									
	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
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

Figura 4.1.13.- Valores de K_{δ} para ángulos de fricción (ϕ) entre 25 y 40 y volumen desplazado por unidad de longitud (V) entre 1 y 10 ft³/ft



TABLE 10.1 Guideline for Side Friction in Siliceous Soil

Soil	δ , degrees	Limiting f , kips/ft ² (kPa)
Very loose to medium, sand to silt	15	1.0 (47.8)
Loose to dense, sand to silt	20	1.4 (67.0)
Medium to dense, sand to sand-silt	25	1.7 (83.1)
Dense to very dense, sand to sand-silt	30	2.0 (95.5)
Dense to very dense, gravel to sand	35	2.4 (1110.8)

Figura 4.1.14.- Valores de δ recomendados según el tipo de suelo no cohesivo. Valores de fuste límite según tipo de suelo. Tomada de Reese, Isenhower & Wang(2006)

Table 5. Empirical relations to estimate maximum outer shaft friction (in kPa). (T/m^2)

		Construction method		
		Driven	In-situ	Inner augered
Soil type	Sandy	$2N$ (0.2 N) (limit=100) (limit = 10)	$5N$ (limit=200)	N (limit=50)
	Clayey	$10c_u$ or 10 S_u $10N$ 1 N (limit=150) (limit = 15)	$10c_u$ or $10N$ (limit=150)	$5c_u$ or $5N$ (limit=100)

Figura 4.1.15.- Tabla presentada por la Asociación de Carreteras de Japon para el cálculo del fuste en diferentes tipo de suelos y para varios métodos constructivos en base a la resistencia a la penetración.



4.2. Capacidad por punta (sólo arenas)

La determinación de la capacidad de carga axial por punta de pilotes tubulares de acero depende exclusivamente del área de punta que éste actuando como tal, lo cual a su vez depende de la formación del “tapón” de suelo que se forme en la punta del pilote y que acompañe al pilote hasta el nivel de desplante. Respecto a la formación del “tapón” y la etapa en que éste se forma hay muchas incertidumbres aún y se requieren más investigaciones al respecto para llegar a un método de cálculo simplificado para la determinación de la capacidad por punta. Sin embargo, existen métodos analíticos exclusivos para éste tipo de pilotes que requieren de un registro durante la hincada del suelo que se va “taponando”, además de otro tipo de ensayos como el CPT. En el presente estudio se va a estimar el área que está actuando como punta tomando como base una figura presentada por Tomlinson en el 2008 y considerando verdaderos los resultados del CAPWAP. Por otro lado, se calculará la capacidad de carga del pilote en base al método de la Asociación de Autopistas de Japón, el cual es un método empírico desarrollado a partir de resultados de pruebas de carga.

Teoría

- **Hight et al.**

En el libro de Tomlinson (2008) se presenta un gráfico (Figura 4.2.1) que muestra la variación de la relación entre la capacidad por punta unitaria y la longitud enterrada del pilote respecto al diámetro del pilote. Éste gráfico fue obtenido de varias fuentes publicadas y no publicadas. Ésta gráfica sugiere un rango de valores para un diámetro en específico pero no se sugiere que área de punta considerar para estimar la capacidad final. En este estudio se usará la gráfica de la siguiente manera:

- Paso 1: Con el diámetro del pilote se escogen los valores límites y el promedio de la relación capacidad por punta unitaria y longitud de pilote enterrada.
- Paso 2: Esta relación se la multiplica por la longitud enterrada para obtener la capacidad por punta unitaria.
- Paso 3: Se considera como verdadera la capacidad por punta de las pruebas PDA, y se calcula el área necesaria para llegar a esa capacidad en base a la capacidad unitaria obtenida del paso anterior.
- Paso 4: Se divide el área obtenida para el área del pilote como si fuera lleno y se obtiene el porcentaje de área que ésta actuando.

- **Método de la Asociación de Autopistas de Japón**

Este método es empírico y correlaciona la relación entre la longitud enterrada del pilote en el estrato portante y el diámetro del pilote con la relación entre la capacidad por punta



unitaria y el número de golpes en la punta. Una vez obtenida ésta relación, se la multiplica por el número de golpes y se obtiene la capacidad por punta unitaria. Para obtener la capacidad final por punta, ésta debe ser multiplicada por el área del pilote como si éste fuera lleno. La figura que ilustra éste método es la 4.2.2.

Resultados Pilas 26 y 28

- **Hight et al.**

Los resultados de la pila 26 se muestran en la figura 4.2.3. De ésta tabla se puede ver que para la pila 26 en promedio el área que ésta actuando es del 26%, mientras que en la pila 28 el promedio es un 19%. Estos valores coinciden los calculados en el Trabajo de Grado de Adolfo Caicedo (2010) que estimo según distintos métodos la capacidad por punta variando el área de punta en un 25, 50 y 75% del área del pilote como si éste fuera lleno.

- **Método de la Asociación de Autopistas de Japón**

Este método empírico da resultados muy altos en comparación con los obtenidos en las pruebas PDA. En las figuras 4.2.4 y 4.2.5 se muestran los resultados para las pilas 26 y 28 respectivamente. En la pila 26, los resultados de las pruebas PDA fueron de 190 y 220 Toneladas para el pilote 4 y 6 respectivamente, y el cálculo dio un valor de 275 toneladas. En la pila 28, el caso es más crítico pues de los resultados de las pruebas PDA dan capacidades de 160 y 140 toneladas para los pilotes 6 y 7 respectivamente y el cálculo da un resultado de 388 Toneladas. Se debe considerar que se escogió como valor N el corregido por equipos, procedimientos y sobrecarga ($N_{1,60}$) que a esfuerzos efectivos grandes da valores menores a los que no se corrigen por sobrecarga. El método no señala que valor de resistencia a la penetración se debe escoger, sin embargo éste no da los valores confiables.

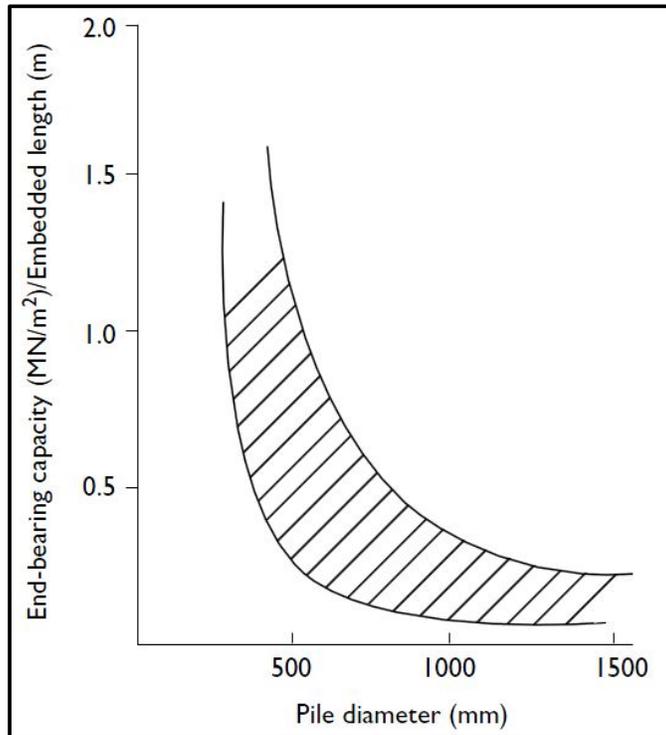


Figura 4.2.1.- Grafica que relaciona el diámetro del pilote con la relación capacidad por punta unitaria/longitud enterrada, según Hight et al. tomada de Tomlinson 2008

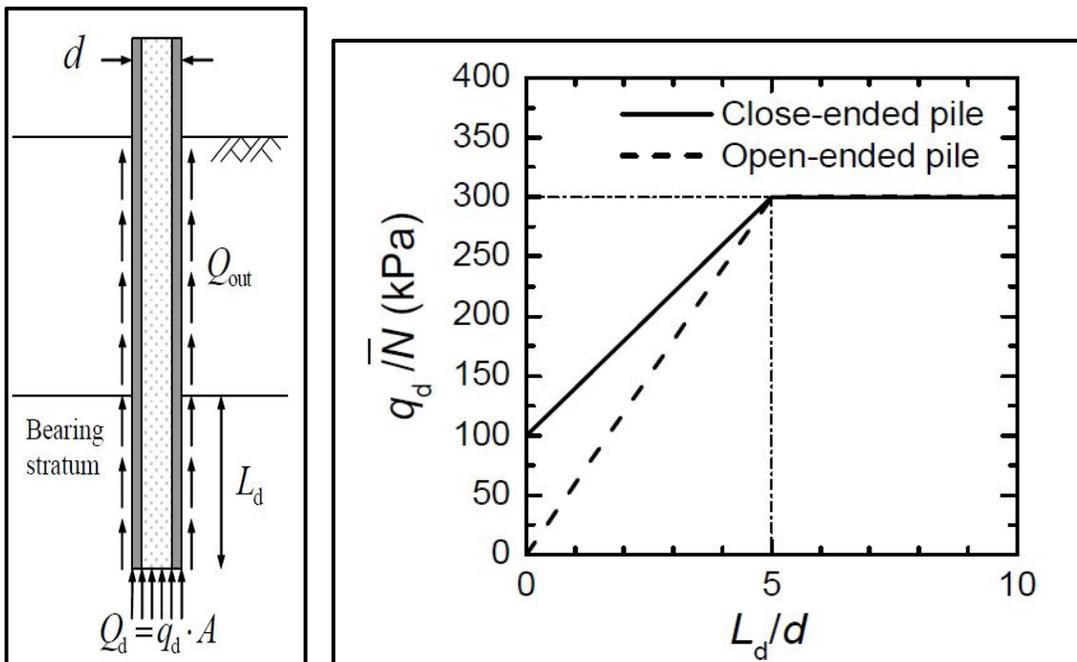


Figura 4.2.2.- Procedimiento para cálculo por el Método de la Asociación de Carreteras de Japón. Tomada de Matsumoto et al.



ESTIMACIÓN DEL ÁREA ACTUANDO EN FUNCIÓN DE CAPWAP Y FIGURA 4.2.1 (HIGHT ET AL.)												
Diámetro = 1.21 m	PILA 26						PILA 28					
	PILOTE 4			PILOTE 6			PILOTE 6			PILOTE 7		
q_{fu}/L (figura 4.2.1)	0.08	0.183	0.286	0.08	0.183	0.286	0.08	0.183	0.286	0.08	0.183	0.286
L (m)	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1	37.1	38.3	38.3	38.3	38.3	38.3	38.3
q_{fu} en MN/m ²	3.0	6.8	10.6	3.0	6.8	10.6	3.1	7.0	11.0	3.1	7.0	11.0
q_{fu} en T/m ²	296.8	678.9	1061.1	296.8	678.9	1061.1	306.4	700.9	1095.4	306.4	700.9	1095.4
Q_{fu} en T	190	190	190	220	220	220	160	160	160	140	140	140
A_p en m ²	0.64	0.28	0.18	0.74	0.32	0.21	0.52	0.23	0.15	0.46	0.20	0.13
$A_{p(tot)}$ en m ²	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
% A_p	56	24	16	64	28	18	45	20	13	40	17	11

Figura 4.2.3.- Resultados del área actuando en los pilotes donde se hicieron las pruebas PDA, acorde a la figura 4.2.1.

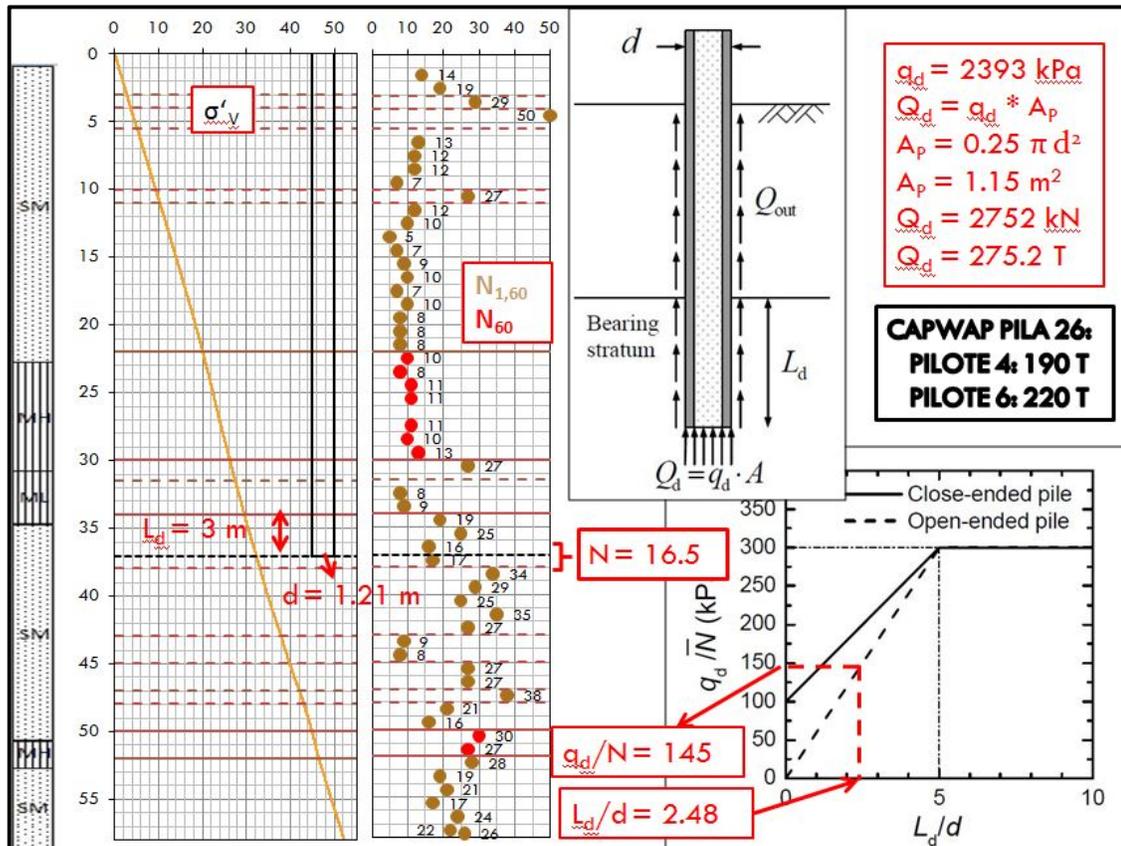


Figura 4.2.4.- Resultados del cálculo de capacidad por punta según el método japonés para la Pila 26.

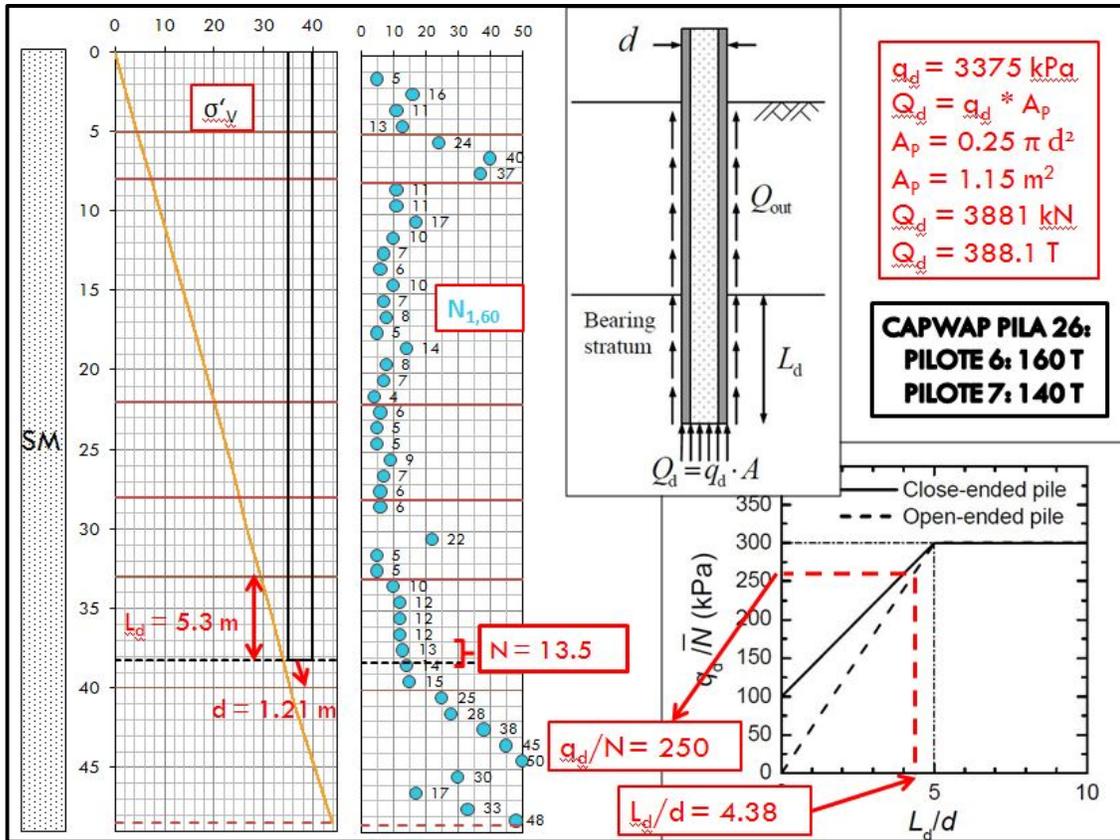


Figura 4.2.5.- Resultados del cálculo de capacidad por punta según el método japonés para la Pila 28.



5. LICUACIÓN: MARCO TEÓRICO

5.1. *Susceptibilidad del suelo a sufrir licuación*

El primer paso para un análisis de riesgo de licuación es determinar si el perfil del suelo del proyecto es proclive o no a sufrir el fenómeno de la licuación. La susceptibilidad depende de varios factores como el tamaño, gradación, forma y arreglo de las partículas así como del método de depositación, edad geológica e historia de esfuerzos del depósito.

Se discutirá la susceptibilidad de licuación en base a tres criterios; criterio de composición del suelo, criterio histórico y criterio geológico.

5.1.1. *Criterio de composición del suelo*

Debido a que la licuación requiere el desarrollo de un exceso de presión de poros, la susceptibilidad es influenciada por las características de composición del suelo. Las características de composición que son asociadas a un potencial alto de cambio de volumen tienden a ser vinculadas con una alta susceptibilidad de licuación.

Normalmente, el término licuación se lo asocia a la generación de presión de poros en suelos arenosos, ya que se solía pensar que los suelos finos no eran capaces de generar presión de poros y que las gravas eran muy permeables para sostener cualquier exceso de presión de poros el tiempo suficiente para que se produzca la licuación.

Es necesario decir que arenas limpias ($FC < 5\%$) son normalmente consideradas susceptibles a licuación. La discusión en torno a la susceptibilidad de licuación se genera por los limos o arcillas limosas y también por las gravas.

Entre las características importantes a analizar en el criterio de composición del suelo está la granulometría, la plasticidad, la humedad natural y los límites de Atterberg, así como otros índices relacionados a las propiedades ya mencionadas.

A continuación se presentan distintos criterios desarrollados por distintos autores en base a observaciones en el campo y en el laboratorio.

- ***Tsuchida (1970)***

Tsuchida propone dos curvas granulométricas que delimitan la zona de suelos “potencialmente licuables” y otras 2 curvas que delimitan el sector de “suelos más



licuables". Los límites de los "suelos potencialmente licuables" se encuentran entre $D_{50} = 0.002$ mm y $D_{50} = 2$ mm, mientras que los límites de los "suelos más licuables" están entre $D_{50} = 0.077$ mm y $D_{50} = 0.69$ mm. Las curvas presentadas por Tsuchida se presentan en la figura 5.1.1.

- **Criterio chino modificado (Wang 1979 y Seed & Idriss 1982)**

Basado en datos de sitios en China donde ocurrió o no ocurrió licuación, Wang (1979) establece que cualquier suelo arcilloso, que contenga menos de 15 a 20% de las partículas por peso menores a 0.005 mm y que tenga una humedad natural (ω_c) mayor o igual a 90% del límite líquido (LL), es susceptible a licuarse. Basado en estos datos, Seed e Idriss (1982) establecen que los suelos arcillosos podrían ser susceptibles a licuación sólo si se cumplen las siguientes tres condiciones:

- Hay menos de 15% de arcilla (Basado en la definición de arcilla según el criterio chino, en el cual el tamaño de la arcilla es de 0.005 mm)
- Límite Líquido debe ser menor a 35%
- La humedad natural debe ser al menos 90% del Límite Líquido.

En la figura 5.1.2. se muestra gráficamente el criterio chino modificado.

En 1991, Finn sugiere los siguientes cambios al criterio chino cuando se realicen ensayos basados en las normas ASTM, en lugar de los realizados en China para determinar las propiedades índice o la granulometría. Los suelos son susceptibles a licuarse, según Finn, si se cumplen las siguientes tres condiciones:

- $FC \leq 20\%$
- Límite Líquido debe ser menor a 33.5%
- La humedad natural debe ser al menos 87% del Límite Líquido.

- **Seed et al. (2003)**

En este artículo se presentan recomendaciones sobre "la susceptibilidad de licuación de suelos con contenido de finos significantes". Las recomendaciones presentadas por estos autores son validas para suelos que cumplan con cualquiera de las siguientes condiciones:

- $FC \geq 20\%$ si $IP > 12\%$
- $FC \geq 35\%$ si $IP < 12\%$



Seed et al. (2003) delimitan “zonas” dentro de la carta de plasticidad, para suelos susceptibles, no susceptibles y suelos en transición para los cuales se necesita realización de ensayos.

La zona A son suelos susceptibles a licuarse. La zona B, considerada zona de transición, son suelos que pueden o no ser licuables y por tanto se recomienda ser probados en laboratorio. Además, estos suelos generalmente son muestreados “inalteradamente”, así que no se puede realizar una evaluación en base a la prueba SPT u otras pruebas de campo. La zona C (suelos fuera de zona A y B) son generalmente no susceptibles a licuarse. Es importante destacar que los criterios expuestos no toman en consideración los efectos que pueda tener el sismo en suelos cohesivos con alta sensibilidad, proclives a sufrir una gran pérdida de resistencia al momento del corte o remoldeo, y que pueden caer tanto dentro de las zonas B como C. La delimitación de las mencionadas zonas en la carta de plasticidad se muestra en la figura 5.1.3.

- **Bray & Sancio (2006)**

Este criterio analiza la susceptibilidad de los suelos finos a sufrir el fenómeno de la licuación. Se basa en investigaciones sobre casos históricos en los terremotos de Northridge 1994, Kocaeli 1999 y Chi-Chi 1999, donde fueron identificados numerosos casos de fallas por licuación en suelos limosos y arcillosos con más de 15% de contenido de partículas de tamaño arcilla (tamaño arcilla < 0.005 mm según criterio chino). Estas fallas por licuación produjeron significantes daños en edificios y otras estructuras.

Los resultados de esta investigación indican que un suelo fino, joven, superficial es susceptible a la licuación bajo cargas cíclicas significantes si:

- $IP < 12\%$
- $w_c/LL > 0.85$

Adicionalmente, limos arcillosos y arcillas limosas son moderadamente susceptibles a licuarse bajo excitaciones intensas y para un número significativo de ciclos de carga si:

- $12 < IP < 18$
- $w_c/LL > 0.80$



Por otro lado, pueden existir suelos sensitivos con $IP > 18$ que tengan severas pérdidas de resistencia por esfuerzos cíclicos inducidos por un sismo.

Las recomendaciones se muestran gráficamente en la Figura 5.1.4.

Es importante destacar algunas precisiones que hacen los autores respecto a estas recomendaciones:

- La relación w_c/LL parece ser un parámetro determinante para analizar la susceptibilidad de la licuación. Para un suelo con mismo contenido de finos, a un esfuerzo de confinamiento igual, una relación w_c/LL menor representa un alto OCR y una más alta resistencia al corte no drenada. Es poco probable que suelos con $w_c/LL < 0.8$ sean susceptibles a licuación, y aquellos con relaciones w_c/LL altas (> 1) son principales candidatos a sufrir licuación, especialmente si el suelo es de baja plasticidad.
- El criterio del Índice Plástico es un buen indicador de la susceptibilidad de la licuación pero debe ser usado como un índice más que como un criterio absoluto. No se debe esperar un cambio brusco en la respuesta de suelos finos con IP que van de 11 a 13. Incluso, habrá suelos con $IP < 12$ que no sean susceptibles a licuación, ya que otros factores, como mineralogía, relación de vacíos, razón de sobreconsolidación, edad, entre otros, también contribuyen a la susceptibilidad de la licuación.

- **Idriss & Boulanger (2008)**

En la monografía presentada por Idriss & Boulanger (2008) y auspiciada por el Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica, los autores presentan un capítulo llamado “Transición de comportamiento *como arena* a comportamiento *como arcilla* de suelos finos”.

Los suelos finos con límites de Atterberg distintos y mostrando un rango muy amplio de comportamientos bajo cargas no drenadas monotonicas y cíclicas fueron resumidos por los autores. Cada uno de estos suelos fue clasificado según su comportamiento *como arena*, *como arcilla* o comportamiento intermedio. Los resultados se muestran en la figura 5.1.5. Según los autores el comportamiento como arcilla incluye a ciertos limos de baja compresibilidad (ML) con índices plásticos del orden de 9% y algunos suelos clasificados como CL-ML con $IP \approx 4\%$. El comportamiento intermedio contiene a suelos CL-ML y ML con $IP \approx 4\% - 5\%$.



Finalmente, sólo suelos clasificados como ML (bajo la línea A) con $IP \leq 3.5\%$ fueron reportados con comportamiento *como arena*.

La recomendación que los autores sugieren para usar en la práctica ingenieril es considerar un límite de índice plástico de 7 % como la frontera entre comportamiento de arenas a comportamiento de arcillas, como se muestra en la figura 5.1.6.

5.1.2. Criterio histórico

Una gran parte de la información que se conoce sobre el comportamiento de la licuación se debe a las investigaciones realizadas en el campo después de los terremotos. En base a estas investigaciones varios autores en distintos lugares han procedido a realizar mapas de susceptibilidad de licuación, porque fue demostrado que suelos que se licuan en un terremoto sufren también licuación en terremotos subsecuentes. Es por este motivo que se recomienda para cada proyecto conocer la historia sísmica de la región, sin embargo esto no siempre es posible. Por otro lado, las investigaciones realizadas en base a casos históricos han permitido relacionar la Distancia Epicentral y la Magnitud Momento del sismo para suelos que hayan licuado y los que no se han licuan, marcando una frontera, como se muestra en la figura 5.1.7., la misma que sólo es válida para sismos superficiales, esto es, una distancia focal menor o igual a 50 km.

5.1.3. Criterio geológico

Una parte esencial para determinar la susceptibilidad de los suelos a sufrir licuación es un estudio geológico local del sitio. Los depósitos de suelos que son susceptibles a licuarse están formados por un amplio rango de ambientes geológicos. La edad, el ambiente hidrológico y el ambiente de depositación contribuyen a la susceptibilidad de la licuación.

Los procesos geológicos que ordenan los granos de suelos de tal manera que la distribución de los tamaños de las partículas sea uniforme son generalmente de alta susceptibilidad. Consecuentemente, depósitos fluviales, coluviales y aluviales, cuando se encuentran saturados, son normalmente suelos licuables. También se ha observado licuación en playas, y depósitos estuarinos. Por otro lado, se ha comprobado que el efecto del cementación del suelo producto del envejecimiento del mismo hace a un suelo menos susceptible a sufrir licuación. En concordancia



con esto último, de manera general se puede decir que suelos correspondientes a la época del Holoceno son más susceptibles a aquellos del Pleistoceno, mientras que es raro que los suelos del Pre-Pleistoceno sean licuables.

Dado que la licuación sólo ocurre en suelos saturados, la profundidad del nivel freático influye en la susceptibilidad. Los suelos decrecen su susceptibilidad cuando crece la profundidad de la tabla de agua. En los sitios que hay variaciones del nivel freático, también existirá una variación de la susceptibilidad acorde a las condiciones que existan al momento del terremoto.

Los depósitos que merecen especial atención son los hechos por el hombre. Rellenos sueltos, sin compactar, son muy susceptibles a la licuación. La estabilidad de rellenos hidráulicos, donde las partículas del suelo son depositadas de manera suelta, debe ser revisada con los criterios de evaluación de licuación.

Los factores geológicos, mencionados anteriormente, están muy bien resumidos en una tabla presentada por Youd & Perkins (1978). Esta tabla (Figura 5.1.8) expone la susceptibilidad a licuarse de un suelo en base a criterios geológicos como el tipo de depósito y su edad geológica.

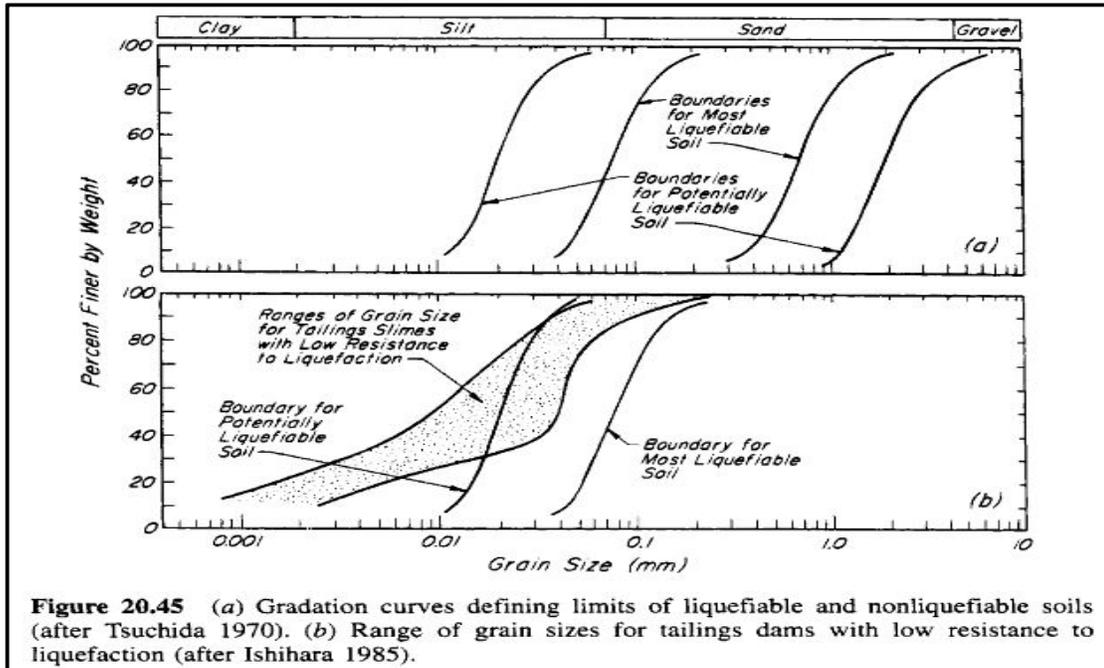


Figure 20.45 (a) Gradation curves defining limits of liquefiable and nonliquefiable soils (after Tsuchida 1970). (b) Range of grain sizes for tailings dams with low resistance to liquefaction (after Ishihara 1985).

Figura 5.1.1.- Curvas granulométricas propuestas por Tsuchida para "suelos potencialmente licuables" y "suelos más licuables". Tomada de Terzaghi, Peck y Mesri (1996).

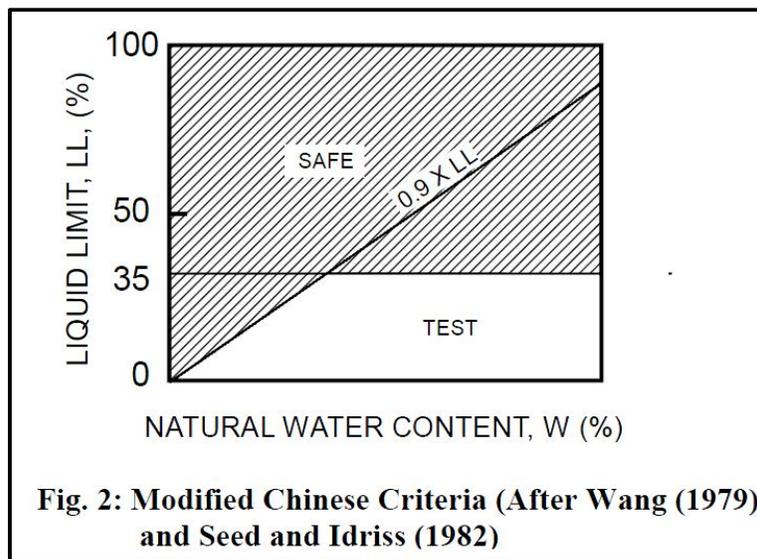


Fig. 2: Modified Chinese Criteria (After Wang (1979) and Seed and Idriss (1982))

Figura 5.1.2.- Criterio Chino Modificado para evaluar la susceptibilidad de licuación de suelos cohesivos. Tomada de Seed et al. (2003).

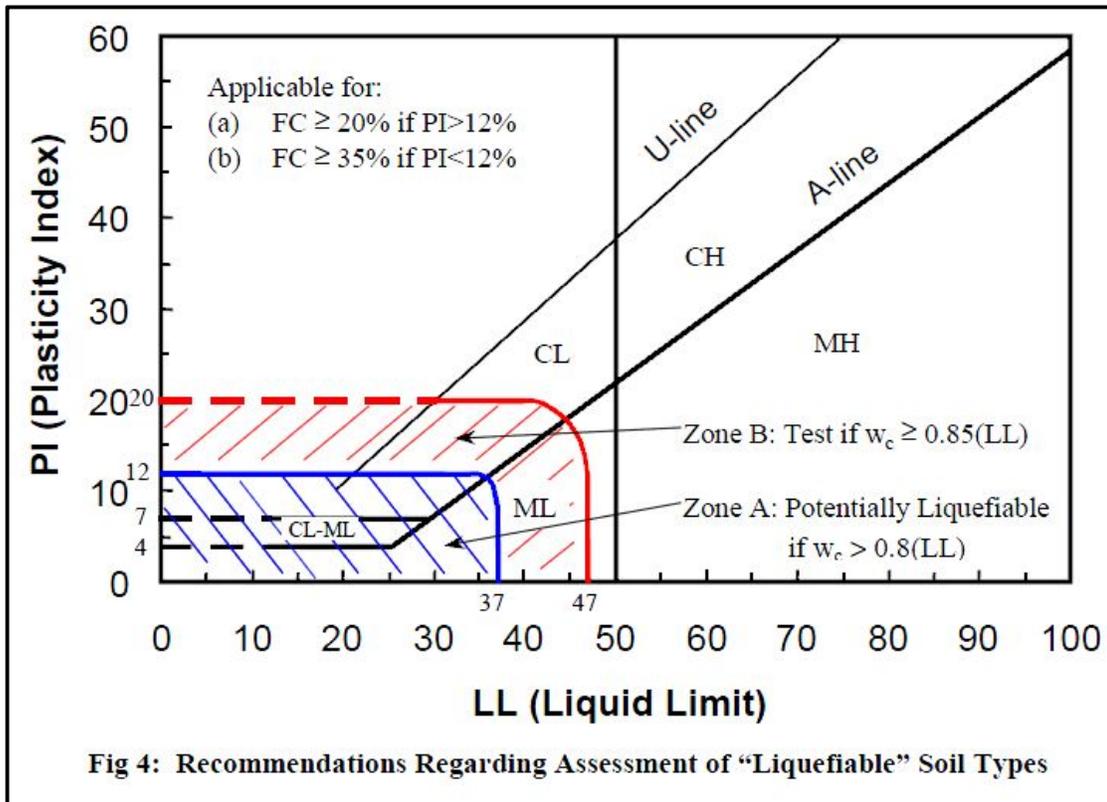


Figura 5.1.3.- Recomendaciones de Seed et al. (2003) respecto a la susceptibilidad de licuación de suelos con contenidos de finos significante. Tomada de Seed et al. (2003)

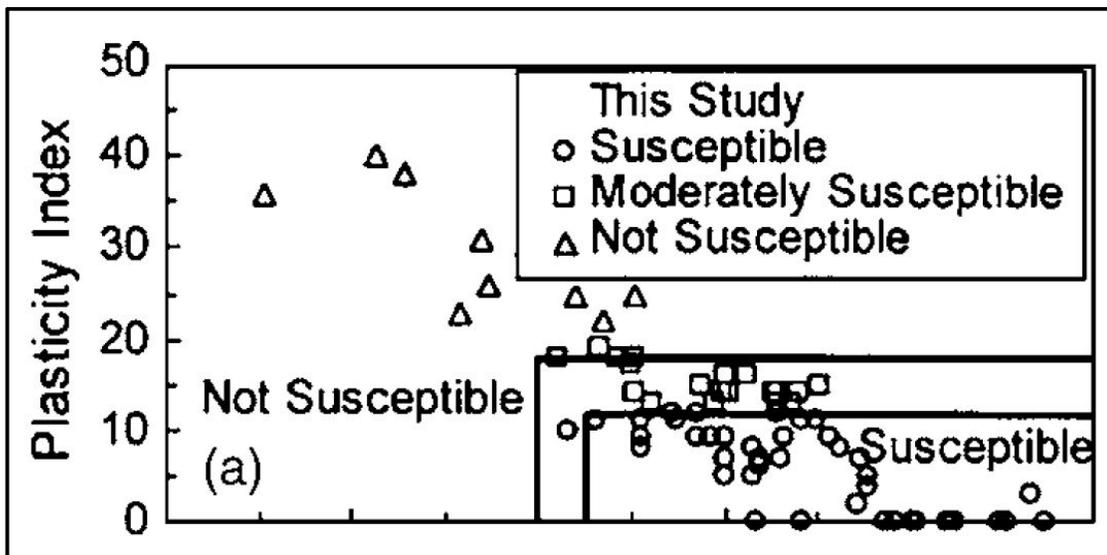


Figura 5.1.4.- Criterios de susceptibilidad presentados por Bray & Sancio (2006). Tomada de Bray & Sancio (2006)

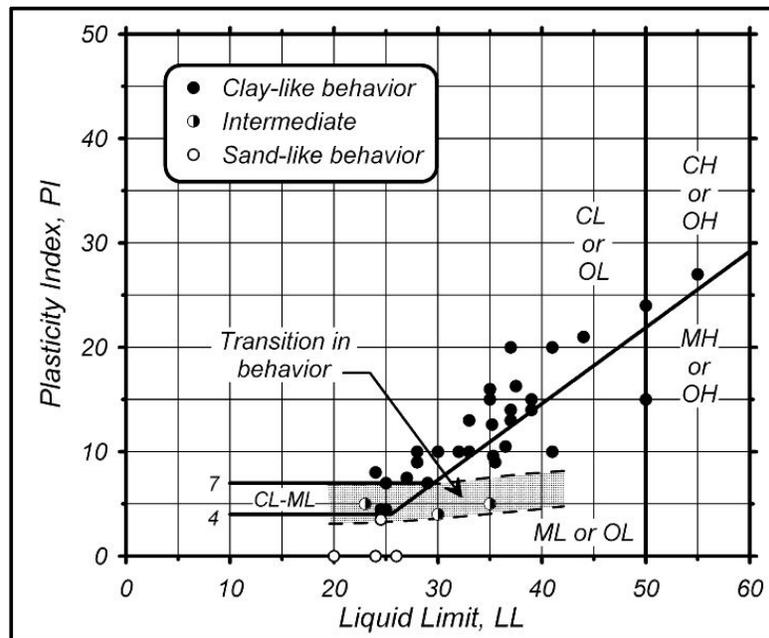


Figura 5.1.5.- Transición de comportamiento de cómo arenas a como arcillas y recomendación realizada por los autores. Tomada de Idriss & Boulanger (2008)

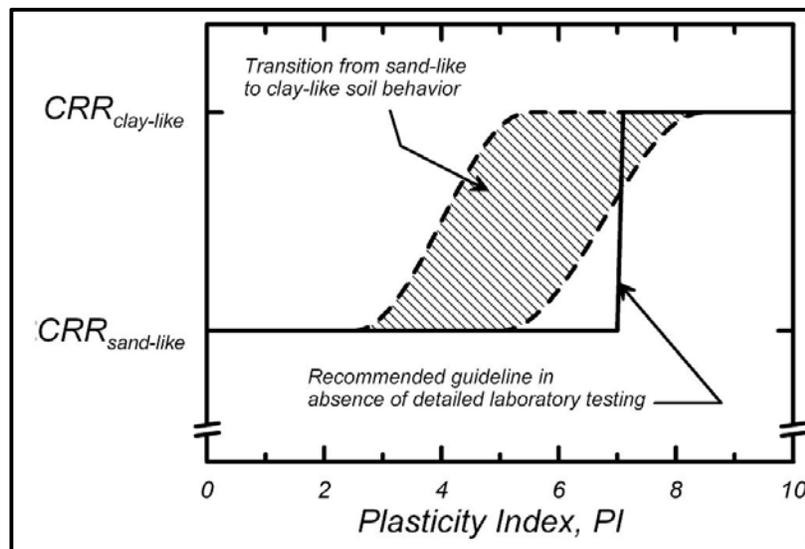


Figura 5.1.6.- Transición de comportamiento de cómo arenas a como arcillas y recomendación realizada por los autores. Tomada de Idriss & Boulanger (2008)

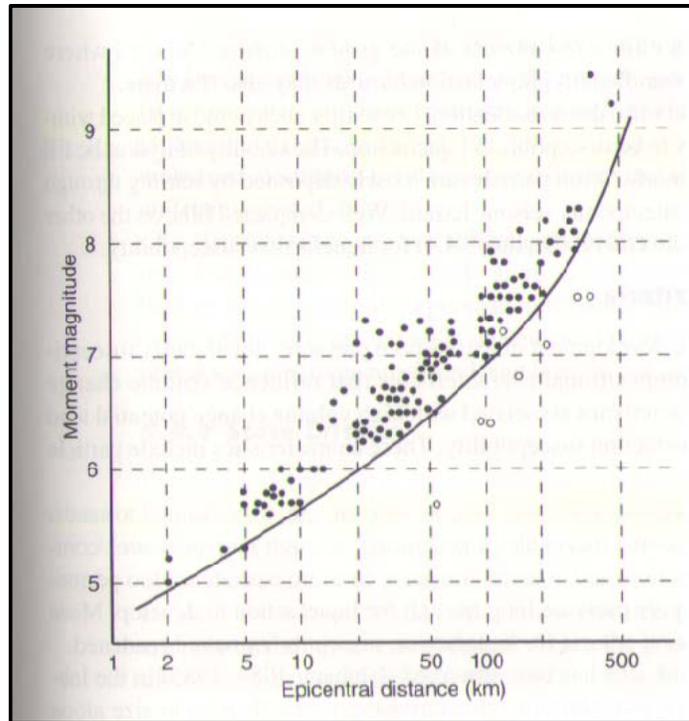


Figura 5.1.7.- Curva límite de suelos que se licuan en función de la Magnitud del Sismo M_w y la Distancia Epicentral. Tomada de Kramer (1996).

Type of deposit	Distribution of cohesionless sediments in deposit	Likelihood that cohesionless sediments, when saturated, would be susceptible to liquefaction			
		< 500 years	Holocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
Continental					
River channel	Locally variable	Very high	High	Low	Very low
Floodplain	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Alluvial fan and plains	Widespread	Moderate	Low	Low	Very low
Marine terraces and plains	Widespread	—	Low	Very low	Very low
Delta and fan delta	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Lacustrine and playa	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Colluvium	Variable	High	Moderate	Low	Very low
Talus	Widespread	Low	Low	Very low	Very low
Dunes	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Loess	Variable	High	High	High	Unknown
Glacial till	Variable	Low	Low	Very low	Very low
Tuff	Rare	Low	Low	Very low	Very low
Tephra	Widespread	High	High	?	?
Residual soils	Rare	Low	Low	Very low	Very low
Sebkha	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Coastal zone					
Delta	Widespread	Very high	High	Low	Very low
Estuarine	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Beach—high wave energy	Widespread	Moderate	Low	Very low	Very low
Beach—low wave energy	Widespread	High	Moderate	Low	Very low
Lagoonal	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Foreshore	Locally variable	High	Moderate	Low	Very low
Artificial fill					
Uncompacted fill	Variable	Very high	—	—	—
Compacted fill	Variable	Low	—	—	—

Figura 5.1.8.- Tabla presentada por Youd & Perkins (1978) sobre la susceptibilidad de los distintos tipos de depósitos en función de su edad geológica. Tomada de Idriss & Boulanger (2008).



5.2. *Análisis determinístico de la licuación*

La evaluación de la licuación se lo ha realizado por tres distintos métodos, teniendo todos como denominador común la base del “Método Simplificado” de Seed e Idriss (1971). No se pretende realizar una comparación de los métodos, pero si en función de los resultados que estos arrojen y con criterio ingenieril, decidir que suelo efectivamente sufrirá licuación y que decisiones de diseño se podrían tomar al respecto. Es importante destacar que a pesar que algunos de los métodos también presentan un trabajo probabilístico para determinar la licuación, en este trabajo se realizara sólo una evaluación determinística. Así mismo, sólo se evaluara la resistencia a los suelos a la licuación en base a la prueba SPT, que es la que se realizó en el sitio de proyecto, sin embargo los distintos autores presentan correlaciones para determinar la misma resistencia en función de la Prueba del Cono (CPT), Velocidad de onda Cortante (V_s) y el Penetrometro Becker, para gravas.

El primer método, realizado por Youd et al. (2001), es el resultado de 2 talleres realizados en 1996 y 1998 por el “Centro Nacional para la Investigación de Ingeniería Sísmica (NCEER, por sus siglas en inglés). Su principal aporte es actualizar el “Procedimiento Simplificado” considerando nuevos casos históricos de “licuación” o “no licuación” en campo.

El segundo método, propuesto por Seed et al (2003), es el trabajo del grupo de profesores de la Universidad de Berkeley, que incorpora más casos históricos y “limpia” los datos históricos detectados como poco confiables.

El tercer método, desarrollado por Idriss & Boulanger (2008), para Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica (EERI, por sus siglas en inglés), presenta nuevas correlaciones incorporando conceptos teóricos demostrados con pruebas de laboratorio.

5.2.1. *Determinación de la demanda: Esfuerzo cíclico cortante inducido por un sismo*

El esfuerzo cortante inducido a cualquier profundidad en un depósito de suelo durante un terremoto se debe principalmente a la propagación vertical de las ondas cortantes horizontales. Existen procedimientos analíticos para calcular estos esfuerzos si es que las características de los suelos que comprenden éste depósito y el movimiento (registro sísmico) son conocidas. Muy rara vez esta información está disponible para los sitios donde ocurrió o no licuación y en los que se basa los procedimientos que correlacionan la resistencia del suelo a licuación con las pruebas



de campo. Además las perforaciones realizadas para la mayoría de los proyectos, rara vez alcanzan las profundidades necesarias para determinar el perfil del suelo con suficiente detalle como para realizar un estudio de respuesta del sitio. Por estos motivos, el procedimiento simplificado para evaluación de la licuación (Seed e Idriss, 1971) para calcular los esfuerzos cortantes inducidos (CSR, Cyclic Stress Ratio) sigue siendo el más utilizado.

Si una columna de suelo sobre una profundidad “z” se comportará como un suelo rígido, el máximo esfuerzo cortante en la base de esa columna podría ser calculado como la multiplicación de la masa y su máxima aceleración horizontal:

$$(\tau_{max})_r = \frac{\gamma \times z}{g} a_{max} = \sigma_v \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$

donde a_{max} es la máxima aceleración en la superficie, γ es el promedio de los pesos unitarios sobre la profundidad “z” y σ_v es el esfuerzo vertical total a la profundidad “z”. En la realidad, dicha columna de suelo no actúa como un cuerpo rígido, sino que se comporta con un cuerpo deformable, y por lo tanto el máximo esfuerzo cortante va a diferir entre el valor para un cuerpo rígido y el de un cuerpo deformable, incluso si la aceleración se mantiene constante. El máximo esfuerzo cortante para un cuerpo deformable puede ser calculado a través de un análisis de respuesta dinámica del sitio y los resultados comparados a los de un cuerpo rígido sería:

$$(\tau_{max})_d = r_d (\tau_{max})_r$$

donde r_d es un coeficiente de reducción de esfuerzo cortante. La variación de $(\tau_{max})_r$, $(\tau_{max})_d$ y r_d respecto a la profundidad tiene la forma de la Figura 5.2.1, siendo r_d siempre 1 a la profundidad $z = 0$. La ecuación que describe el esfuerzo máximo en un cuerpo deformable se puede entonces escribir de la siguiente manera:

$$(\tau_{max})_d = r_d \sigma_v \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$

Como se dijo anteriormente, mediante un análisis de respuesta del sitio se puede obtener para un determinado registro sísmico y un depósito de suelo los esfuerzos cortantes que éste sismo induce al suelo. Un resultado de ese tipo produce registros tiempo vs esfuerzos cíclicos cortantes con las mismas características irregulares que las de un registro tiempo vs aceleración. Sin embargo, los datos de laboratorio de los cuales se obtienen datos de resistencia de licuación son realizados en pruebas triaxiales cíclicas que reproducen una amplitud uniforme de esfuerzos cortantes. Por tal razón, la comparación de los esfuerzos inducidos por el sismo con los de la



resistencia del suelo en laboratorio requiere una conversión de un registro tiempo vs esfuerzo cíclico cortante irregular a una serie de esfuerzos cíclicos uniformes. Seed et al. (1975) aplicaron un factor de 0.65 en base a un grupo de registros tiempo vs. esfuerzo cortante. De tal manera que la ecuación para calcular el esfuerzo inducido por un sismo queda de la siguiente manera:

$$\tau = 0.65 r_d \sigma_v \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$

Normalizando ambos lados de las ecuaciones respecto al esfuerzo efectivo σ'_v , y denominando a la relación τ/σ'_v , Razón de Esfuerzos Cíclicos (CSR), la ecuación queda de la siguiente manera:

$$CSR = \frac{\tau}{\sigma'_v} = 0.65 r_d \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$

A continuación se comentará sobre las diferentes maneras de calcular r_d según cada método mencionado anteriormente.

YOUD ET AL. (2001)

Las ecuaciones que presenta el taller de la NCEER (Youd et al.) son una modificación a las del procedimiento simplificado y son función únicamente de la profundidad "z". En el documento original las ecuaciones están sólo dadas para profundidades menores a 23 metros y las ecuaciones son las siguientes:

$$r_d = 1.0 - 0.00765 z \quad \text{para } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 z \quad \text{para } 9.15 \text{ m} \leq z \leq 23.0 \text{ m}$$

Sin embargo, en el mismo documento se comenta que el procedimiento NO ha sido verificado para la región más allá de 15 metros. De todas maneras otros investigadores han propuesto ecuaciones de r_d para profundidades mayores a 23 metros. Las ecuaciones son las siguientes:

$$r_d = 0.744 - 0.008 z \quad \text{para } 23.0 \text{ m} \leq z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 0.50 \quad \text{para } z \geq 30.0 \text{ m}$$

Estas cuatro ecuaciones fueron usadas para determinar el CSR en el caso del Puente sobre el Río Chone. La figura 5.2.2 muestra la variación de las ecuaciones de r_d con la profundidad.



SEED ET AL. (2003)

Las ecuaciones presentadas por Seed et al. (2003) son mucho más complejas y son el resultado de 2153 análisis de respuesta sísmica del sitio desarrollados para determinar la variación de r_d en función de varias condiciones de sitio y varias características de excitación del suelo. Con el resultado de estos análisis de respuesta sísmica del sitio se realizó un trabajo estadístico, viendo que variables influían en el valor de r_d . Las variables que mayormente influían en r_d y para las que se desarrollaron las ecuaciones son:

- a) Profundidad (z)
- b) Magnitud Momento del Sismo (M_w)
- c) Intensidad del movimiento (a_{max})
- d) Rigidez del sitio (Velocidad de Onda Cortante en 12 metros superiores, $V_{s,12m}$)

La ecuación de r_d se muestra en la Figura 5.2.3, obtenida del documento de Seed et al. Mientras que en la Figura 5.2.4 se muestran los resultados de los 2153 casos estudiados y los valores promedios ± 1 desviación estándar.

IDRISS & BOULANGER (2008)

Idriss y Boulanger señalan como varios autores usando resultados de análisis unidimensionales de respuesta dinámica del sitio desarrollan expresiones simplificadas de r_d , demostrando la dependencia de r_d con las características del movimiento del suelo (intensidad y contenido de frecuencias), la velocidad de onda cortante y las propiedades no lineales dinámicas del suelo. Sin embargo, Idriss en base a cientos de análisis de respuesta sísmica paramétricos concluye que para propósitos de evaluación de licuación, el parámetro r_d puede quedar adecuadamente expresado como función de la profundidad y la magnitud del sismo. Como resultado de ese trabajo se proponen las siguientes ecuaciones:

$$r_d = e^{[\alpha(z) + \beta(z) \times M_w]}$$
$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \times \text{seno} \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right)$$
$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \times \text{seno} \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right)$$

En donde z es la profundidad en metros, M_w es la Magnitud Momento y los argumentos en los términos del seno están en radianes. Es importante decir que los autores recalcan que las ecuaciones presentadas son matemáticamente aplicables



hasta una profundidad $z \leq 34$ metros, sin embargo la incertidumbre en los valores de r_d incrementan a medida que incrementa la profundidad, así que estas ecuaciones deberían ser aplicadas a profundidades menores a 20 metros aproximadamente. A profundidades mayores recomiendan realizar un estudio de respuesta sísmica del sitio, teniendo en consideración lo complejo que puede llegar a ser esto. En la Figura 5.2.5 se muestra la variación de r_d para sismos de 5.5, 6.5, 7.5 y 8.

5.2.2. Determinación de la resistencia: Esfuerzo cíclico cortante requerido para causar licuación

La determinación de la resistencia de un suelo a la licuación o su Razón de Resistencia Cíclica (CRR) puede obtenerse a través de pruebas de laboratorio, pero esto requiere el uso de técnicas de toma de muestras congeladas si es que se quiere obtener resultados confiables. Sin embargo, el costo de éstas técnicas no puede ser abarcado por el presupuesto de la gran mayoría de proyectos. Consecuentemente se han desarrollado varios procedimientos que relacionan el CRR en sitio con las pruebas de campo, en base de compilaciones de casos históricos en los que se haya evidenciado o no la licuación. Para cada sitio se calcula la Razón de Esfuerzos Cíclicos (CSR) inducidos por el sismo y para el mismo sitio se analizan los resultados de las pruebas de campo (SPT o CPT). Finalmente, se grafican los valores del índice de resistencia del suelo de las pruebas de campo contra el CSR y se diferencian aquellos puntos donde hubo y donde no hubo licuación y se traza una línea “frontera” que separa estos casos. En la Figura 5.2.6 se muestra el enfoque de este procedimiento.

Es importante destacar que en base al enfoque presentado, la licuación se la reporta como tal cuando hay evidencias en la superficie, interpretando que las arenas a algunas profundidades han desarrollado excesos de presiones de poros altas y deformaciones significantes. Los efectos que se observan normalmente son hervideros, fisuras del suelo y deformaciones del suelo (laterales o verticales), levantamiento de edificios enterrados y asentamientos o fallas de cimentaciones de estructuras. La interpretación que se da a las observaciones de campo es complicada por el hecho de que las observaciones en la superficie no son concluyentes en identificar las profundidades a la cual la licuación probablemente ocurrió o en identificar la ausencia de licuación con la profundidad. Puede haber arenas que se licuen en estratos localizados o intervalos de profundidades que no son extensos o superficiales como para detectar cualquier evidencia en la superficie.



Determinación de CRR en base a la prueba SPT

Las figuras 5.2.7 a 5.2.10 representan cada una un paso dentro del esquema general de lo que incluye la evaluación de licuación en base a pruebas SPT. El esquema general incluye los siguientes pasos:

1. *Corregir el Número de Golpes N_{SPT} a $N_{1,60}$ (Figura 5.2.7)*
2. *Corregir el Número de Golpes $N_{1,60}$ a $N_{1,60,CS}$ por contenido de finos (Figura 5.2.8)*
3. *Calcular o estimar la Razón de Resistencia Cíclica para un sismo $M_W = 7.5$ y Esfuerzo Efectivo $\sigma'_{V0} = 1 \text{ atm}$ ($CRR_{7.5; 1 \text{ atm}}$) en función del $N_{1,60,CS}$ (Figura 5.2.9)*
4. *Calcular la Razón de Resistencia Cíclica para el sismo esperado y el esfuerzo efectivo a la profundidad de la muestra analizada ($CRR_{M_W, ovo}$) (Figura 5.2.10)*

1. **Corregir el Número de Golpes N_{SPT} a $N_{1,60}$**

La corrección del número de golpes medido (N_{SPT}) al número de golpes $N_{1,60}$ son valores que se corrigen por sobrecarga, energía, equipos y procedimiento al momento de ejecutar el ensayo.

Un depósito de suelo, con densidad relativa constante, incrementará el número de golpes medido (N_{SPT}) con la profundidad. Este crecimiento se debe a que la presión de confinamiento incrementa con la profundidad y el suelo ofrece mayor resistencia a la penetración. Esto hace que la resistencia a la penetración para distintas profundidades no sean directamente comparables uno con otro al menos que sean medidos al mismo esfuerzo efectivo. Por esta razón el número de golpes medido se lo corrige para una presión de sobrecarga de $1 \text{ atm} = 1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ T/m}^2 = 100 \text{ kPa}$. El factor de corrección (C_N) ha cambiado a través de los años existiendo varias ecuaciones propuestas por distintos investigadores. Para cada metodología se presentará la ecuación que recomienda cada autor.

El resto de correcciones (C_R , C_S , C_B y C_E), resultan de trabajos investigativos, de cómo cada procedimiento o equipo afecta al número de golpes medido, y en base a eso se han determinado factores de corrección para tener una energía que corresponda al 60% de la energía del ensayo original (100 %), de tal manera que los resultados de cualquier prueba SPT sean comparables.

YOUD ET AL. (2001)

En el trabajo de la NCEER se presenta una tabla (Figura 5.2.11) que resume los factores de corrección para determinar el $N_{1,60}$.



El factor de corrección por sobrecarga (C_N) corresponde al propuesto por Liao & Whitman (1986), cuya ecuación es:

$$C_N = \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_v}} \leq 1.7$$

Donde p_a es la presión atmosférica ($p_a = 1 \text{ atm}$, 1 kg/cm^2 , 10 T/m^2 , 100 kPa) y σ'_v es el esfuerzo efectivo vertical a la profundidad de la muestra en estudio.

El valor de máximo de 1.7 se lo da porque a profundidades muy pequeñas el factor C_N tiende a ser muy elevado.

SEED ET AL. (2003)

El trabajo de Seed et al. (2003) recomienda valores para la corrección de N_{SPT} a $N_{1,60}$ muy parecidos a los de la NCEER (2001). La ecuación para el factor de corrección de sobrecarga es la misma de Liao & Whitman (1986) sólo que se propone un valor máximo de 1.6 para profundidades muy pequeñas. El resto de factores de muestran en las figuras 5.2.12 y 5.2.13.

IDRISS & BOULANGER (2008)

Idriss & Boulanger introducen ciertos cambios al factor de corrección por sobrecarga. A pesar que la estructura de la ecuación es la misma a la ecuación propuesta por Liao & Whitman (1986), el exponente de 0.5 cambia y ahora es variable, función de la Densidad Relativa (D_R). Es importante decir que esta variación de C_N con la D_R es de menor importancia cuando el esfuerzo efectivo se encuentra en el rango de 5 a 20 T/m^2 . La ecuación de C_N se puede escribir de la siguiente manera:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^m$$

donde m es función de la Densidad Relativa (D_R). En base a resultados de laboratorio, Boulanger (2003) presenta una ecuación para el exponente m :

$$m = 0.784 - 0.521 \times D_R$$

La Densidad Relativa, como se menciona en el capítulo 3.2 se estimó mediante la ecuación:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{55}}$$



De tal manera que la ecuación del factor de corrección por sobrecarga (C_N) queda de la siguiente manera:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^{0.784 - 0.521 \times \sqrt{N_{1,60}/55}} = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^{0.784 - 0.07025 \times \sqrt{N_{1,60}}}$$

Como el factor C_N sirve para corregir el número de golpes medido (N_{SPT}) a $N_{1,60}$ y éste mismo factor depende de $N_{1,60}$ es necesario un proceso iterativo hasta que los valores de $N_{1,60}$ sean convergentes.

Los otros valores de corrección propuestos por Idriss & Boulanger se los presenta en la Figura 5.2.14. Estos valores corresponden a las correcciones por largo de tubería (C_R), diámetro del agujero (D_B), muestreador estándar (C_S) y por energía (C_E).

2. Corregir el Número de Golpes $N_{1,60}$ a $N_{1,60,CS}$ por contenido de finos

La influencia del contenido de finos (FC) en la resistencia a la licuación se la conoce desde el Procedimiento Simplificado desarrollado por Seed & Idriss, donde se mostraba, en función del $N_{1,60}$, tres curvas; una para arenas limpias ($FC \leq 5\%$), otra para arenas con $FC \approx 15\%$ y una para $FC \geq 35\%$. Para un mismo valor de $N_{1,60}$ la razón de resistencia cíclica (CRR) era menor para la curva de arenas limpias y mayor conforme aumentaba el FC. En otras palabras, el CRR es función de la resistencia la penetración, representada por el $N_{1,60}$, y la cantidad de finos, representada por el FC.

Por conveniencia matemática se decide calcular el CRR en función del $N_{1,60,CS}$, y hacer que el valor de $N_{1,60,CS}$ sea función del contenido de finos FC. De esta manera se evita el uso de tres curvas y se usa sólo la curva de arenas limpias. La manera de obtener $N_{1,60,CS}$ es mediante una corrección al número de golpes por contenido de finos (C_{FINES} o $\Delta N_{1,60}$) de tal manera que conforme incremente el FC incremente el $N_{1,60,CS}$ y se obtenga el correspondiente CRR. La figura 5.2.15 muestra, de manera gráfica, la representación del valor de $N_{1,60,CS}$, en las curvas de $N_{1,60}$ vs. CRR.



YOUDE ET AL. (2001)

En el reporte de la NCEER se presentan ecuaciones para corregir el número de golpes ($N_{1,60}$) por contenido de finos desarrolladas por I.M. Idriss con la ayuda de R.B. Seed. La ecuación es la siguiente:

$$N_{1,60,CS} = \alpha + \beta \times N_{1,60}$$

donde α y β son coeficientes que se determinan de las siguientes relaciones:

$$\alpha = 0 \quad \text{para } FC \leq 5 \%$$

$$\alpha = e^{1.76 - \frac{190}{FC^2}} \quad \text{para } 5\% < FC < 35\%$$

$$\alpha = 5 \quad \text{para } FC \geq 35\%$$

$$\beta = 1 \quad \text{para } FC \leq 5\%$$

$$\beta = \left[0.99 + \left(\frac{FC^{1.5}}{1000} \right) \right] \quad \text{para } 5\% < FC < 35\%$$

$$\beta = 1.2 \quad \text{para } FC \geq 35\%$$

Estas ecuaciones, si se las desarrolla para diferentes valores de $N_{1,60}$ y contenido de finos FC de 15 y 35 se obtendrán las gráficas que presenta Youde et al. para obtener el CRR. Las figuras 5.2.16 y 5.2.17 muestran la variación de α y β con el contenido de finos FC.

SEED ET AL. (2003)

En el trabajo del grupo de la Universidad de Berkeley no se presenta la corrección por contenido de finos como un incremento sino como un multiplicador, denominado C_{FINES} . La ecuación para calcular C_{FINES} se presenta a continuación:

$$C_{FINES} = 1 \quad \text{para } FC < 5\%$$

$$C_{FINES} = (1 + 0.004 \times FC) + 0.05 \times \left(\frac{FC}{N_{1,60}} \right) \quad \text{para } 5\% \leq FC \leq 35\%$$

$$C_{FINES} = 1.14 + \frac{1.75}{N_{1,60}} \quad \text{para } FC > 35\%$$

El valor que aproximadamente se incrementa un suelo con $FC \geq 35\%$ es de aproximadamente 6.5 golpes en 30 cm.



IDRISS & BOULANGER (2008)

Los valores para corregir el número de golpes $N_{1,60}$ a $N_{1,60,CS}$ presentados por Idriss & Boulanger se presentan en la siguiente ecuación y se ilustra en la figura 5.2.18.

$$N_{1,60,CS} = N_{1,60} + \Delta N_{1,60}$$
$$\Delta N_{1,60} = e^{1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} + \left(\frac{15.7}{FC+0.01}\right)^2}$$

En ésta figura se ve claramente el incremento para suelos con contenido de finos $FC \geq 35\%$ alcanzan un incremento en el número de golpes de 5.5 aproximadamente.

A diferente de las otras dos correcciones por contenido de finos, ésta no considera la influencia de la resistencia a la penetración ($N_{1,60}$).

3. Calcular o estimar la Razón de Resistencia Cíclica para un sismo $M_w = 7.5$ y Esfuerzo Efectivo $\sigma'_{v0} = 1 \text{ atm}$ ($CRR_{7.5; 1 \text{ atm}}$) en función del $N_{1,60,CS}$

La determinación de la Razón de Resistencia Cíclica para un Sismo de Magnitud Momento $M_w = 7.5$ y un esfuerzo efectivo $\sigma'_v = 10 \text{ T/m}^2$ se la puede calcular por las ecuaciones que presentan los investigadores para arenas limpias (primero hay que corregir número de golpes por contenido de finos) o estimar a partir de las curvas presentadas por los investigadores, para lo cual existen dos alternativas; la primera, corregir el número de golpes por contenido de finos y usar la curva de arenas limpias y la segunda, con el número de golpes sin corrección por contenido de finos $N_{1,60}$ usar las curvas correspondientes a “arenas limpias”, “ $FC \approx 15\%$ ”, “ $FC \geq 35\%$ ” o valores intermedios, según sea el caso. Se presentarán las curvas y ecuaciones para cada método.

YOU D ET AL. (2001)

En el documento de Youd et al. se presenta la ecuación para determinar $CRR_{7.5}$ en función del número de golpes, que es la que se muestra a continuación:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - N_{1,60,CS}} + \frac{N_{1,60,CS}}{135} + \frac{50}{[10 N_{1,60,CS} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$



Esta ecuación es válida matemáticamente hasta valores de $N_{1,60} \leq 34$. Las curvas para arenas limpias (ecuación), $FC \approx 15\%$ y $FC \geq 35\%$ se muestran en la Figura 5.2.19.

SEED ET AL. (2003)

Seed et al (2003) presentan en su trabajo dos enfoques a la evaluación de la licuación; el determinístico y el probabilístico. El determinístico, por un lado, calcula el factor de seguridad, luego de calcular la resistencia y la demanda y dividirlos. Por otro lado, el enfoque probabilístico maneja dos alternativas; calcular la probabilidad de licuación en base a la resistencia a la penetración ($N_{1,60}$), contenido de finos (FC), razón de esfuerzos cíclicos (CSR), magnitud momento del sismo (M_w), relación entre esfuerzo efectivo vertical y presión atmosférica (σ'_v/p_a) y también se permite calcular la razón de resistencia cíclica (CRR) en función de los parámetros ya mencionados (menos CSR) y una probabilidad de licuación.

Los autores señalan que la curva de arenas limpias, del método determinístico, corresponde a la ecuación de CRR con una probabilidad de licuación $P_L = 15\%$. La ecuación se muestra a continuación (tomada de Cetin et al. 2004):

$$CRR(N_{1,60}, M_w, \sigma'_v, FC, P_L) = \exp \left[\frac{(N_{1,60} \cdot (1 + 0.004 \cdot FC) - 29.53 \cdot \ln(M_w) - 3.70 \cdot \ln(\frac{\sigma'_v}{p_a}) + 0.05 \cdot FC + 16.85 + 2.70 \cdot \Phi^{-1}(P_L))}{13.32} \right]$$

Cabe destacar que si se quiere usar esta ecuación NO se debe corregir por contenido de finos, pues ésta expresión lleva implícita esa corrección. También se debe mencionar que los autores, a pesar que sugieren usar esta ecuación, advierten que ésta ecuación no corresponde con la curva “determinística” a valores de $CRR > 0.4$. Por estos motivos, y por facilidad de cálculo, se determinó una ecuación que se ajuste lo mejor posible a las curvas para arenas limpias del método determinístico. Las ecuaciones se presentan a continuación.

$$CRR_{7.5;1 atm} = 0.0344 \times e^{0.0758 \times N_{1,60,CS}} \quad \text{para } N_{1,60,CS} \leq 32 \quad (A)$$

$$CRR_{7.5;1 atm} = 0.0062 \times e^{0.1298 \times N_{1,60,CS}} \quad \text{para } N_{1,60,CS} > 32 \quad (B)$$

Las curvas determinísticas de Seed et al. para la evaluación de la licuación se presentan en la figura 5.2.20 junto a las curvas de las ecuaciones (A) y (B), para efectos de apreciar su aproximación. Mientras que en la figura 5.2.21 se muestran las curvas probabilísticas y las correspondientes a las ecuaciones (A) y (B).



IDRISS & BOULANGER (2008)

Idriss & Boulanger presentan tanto ecuaciones como curvas para determinar el $CRR_{7.5; 1 atm}$. La ecuación que presentan para arenas limpias ($FC \leq 5\%$) es la siguiente:

$$CRR_{7.5;1atm} = exp \left[\frac{N_{1,60,cs}}{14.1} + \left(\frac{N_{1,60,cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{N_{1,60,cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{N_{1,60,cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right]$$

La curva de ésta ecuación así como la curvas para un contenido de finos mayor o igual a 35% se presentan en la curva 5.2.22. En esta figura también está la curva de Youd et al. (2001) para contenido de finos mayor o igual a 35%.

COMPARACIÓN

Idriss & Boulanger (2008) presentan una figura (figura 5.2.23) en la que se muestra las distintas curvas que relacionan $N_{1,60}$ con $CRR_{7.5; 1atm}$ para arenas limpias ($FC \leq 5\%$). En esta figura se puede apreciar que la curva de Seed et al. es más conservadora que las de Youd et al. y las de Idriss & Boulanger (2008). Las curvas de Youd et al. (NCEER) y la de Idriss & Boulanger (I&B) son muy parecidas. Para $N_{1,60}$ menores a 12 NCEER es más conservador, entre 12 y 24 Idriss & Boulanger es más conservador, entre 24 y 28.5 NCEER es más conservador y para mayores igual a 28.5 Idriss & Boulanger es más conservador.

Cabe destacar que éste análisis corresponde solo a la apreciación de las curvas $N_{1,60,CS}$ vs. CRR, pero no considera que la manera de llegar al valor de $N_{1,60,CS}$ puede ser distinta para los tres métodos comparados y, por ende, dar diferentes valores de CRR.

4. Calcular la Razón de Resistencia Cíclica para el sismo esperado y el esfuerzo efectivo a la profundidad de la muestra analizada ($CRR_{Mw, ovo}$)

Este cuarto paso corresponde al cálculo de la Razón de Resistencia Cíclica (CRR) para la magnitud del sismo esperado en el sitio y el esfuerzo efectivo a la profundidad estudiada. Para esto es necesario el cálculo de dos parámetros; el primero, el factor de escala de magnitud (MSF, según sus siglas en inglés) o factor de ponderación de duración (DWF, por sus siglas en inglés), y el segundo el factor K_{σ} .



Factor de escala de magnitud (MSF) o Factor de ponderación de duración (DWF)

Está comprobado que la Razón de Resistencia Cíclica (CRR) depende del número de ciclos que tenga un sismo. El número de ciclos (N) depende en gran medida de la magnitud del sismo. Cuando se desarrollaron los primeros procedimientos para la evaluación de la licuación, se basaron en observaciones de campo en sismos con magnitud $M_w \approx 7.5$. Como esta magnitud afectaba al número de ciclos de carga (N) y ésta último influía sobre el valor de CSR a la que existiría licuación, era necesario aumentar el CRR para sismos con magnitud $M_w < 7.5$ y disminuir para sismos con magnitud $M_w > 7.5$. Se correlaciono el número de ciclos generados por sismos anteriores de distintas magnitudes y con ese número de ciclos se escalo el CSR para las otras magnitudes. Por otro lado, hay investigadores que han realizado pruebas de laboratorio para determinar la influencia del número de ciclos y correlacionarla al valor de CRR.

YOU D ET AL. (2001)

Se presenta un resumen de los distintos factores de escala de magnitud (MSF) desarrollados por los distintos investigadores desde el primer Procedimiento Simplificado. Youd et al. sugieren para sismos menores a 7.5 un rango de valores comprendido por la curva desarrollada por Idriss 1995 (límite inferior) y la realizada por Andrus & Stokoe 1996 (límite superior) y para sismos mayores a 7.5 sugieren los factores propuestos por Idriss 1995 (Ver Figura 5.2.24)

La ecuación de MSF en función de M_w propuesta por Idriss (195) es:

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}}$$

Y la de Andrus & Stokoe (1996) es:

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5}\right)^{-2.56}$$

Como para sismos con magnitud $M_w < 7.5$ se sugiere el rango de valores, se saca un promedio de los límites inferior y superior y para $M_w > 7.5$ se usan los valores de Idriss 1995, quedando las ecuaciones de MSF recomendadas por Youd et al. de la siguiente manera:



$$MSF = \frac{10^{2.24} + 7.5^{2.56}}{2 \times M_W^{2.56}} \quad \text{si } M_W < 7.5$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_W^{2.56}} \quad \text{si } M_W > 7.5$$

SEED ET AL. (2003)

El trabajo realizado por Seed propone una ecuación que fue encontrada en base a la regresión que se hizo de muchos análisis de respuesta dinámica del sitio, y los valores caen por debajo de la recomendación realizada por Youd et al. (2001), cuando el sismo es menor a una Magnitud de 7.5, pero para magnitudes mayores a 7.5 se parecen mucho. Este grupo de investigadores también vio la influencia de la compacidad del suelo en este factor de escala de magnitud, al que ellos denominan Factor de Ponderación de Duración, encontrando que ésta tenía muy poca influencia en el factor. La ecuación que mejor se ajusta a la curva (Figura 5.2.25) presentada por Seed et al. (2003) está dada por la ecuación:

$$DWF = 17.84 \times M_W^{-1.43}$$

IDRISS & BOULANGER (2008)

Idriss & Boulanger presentan valores de MSF basados de ensayos de laboratorio así como de las observaciones realizadas en campo donde se haya evidenciado licuación. Ellos proponen una ecuación exponencial, cuya curva se muestra en la Figura 5.2.26, y su ecuación se escribe de la siguiente manera:

$$MSF = 6.9 e^{\left(\frac{-M_W}{4}\right)} - 0.058 \leq 1.8$$

Ajuste por esfuerzo efectivo $K\sigma$

El factor de ajuste por esfuerzo efectivo es en adición a la normalización que se hace de los valores de N medidos de la prueba SPT. Este factor fue introducido por Seed (1983) para ajustar el CRR a un valor común de esfuerzo efectivo debido a que el CRR de las arenas depende del esfuerzo efectivo. Como se ha mencionado en varias ocasiones, todas las correlaciones para evaluar la licuación fueron hechas en base a observaciones de campo en donde se encuentra evidencia de “licuación” o “no licuación” en la superficie. Por tanto, estas relaciones no consideran, con precisión, lo que pueda pasar pasado los 15 metros de profundidad. Cuando crece el esfuerzo efectivo ($\sigma'_v \geq 1 \text{ atm}$), éste incremento sirve para suprimir la dilatación y



para aumentar la contracción de los suelos. Esto quiere decir que a medida que incrementa la profundidad, y por consiguiente el esfuerzo efectivo, las relaciones de evaluación de licuación basadas en evidencias en la superficie, se vuelven progresivamente menos conservadoras. Por lo tanto era necesario considerar la no linealidad entre la Razón de Resistencia Ciclica (CRR) y el esfuerzo efectivo. Los distintos investigadores han basado sus propuestas para ajustar este fenómeno en base a las observaciones de campo, pruebas de laboratorio y a la aplicación de los conceptos del “estado crítico” de mecánica de suelos. Las distintas propuestas se las presenta a continuación.

YOUD ET AL. (2001)

Para la práctica ingenieril, Youd presenta una ecuación del valor de K_σ (Figura 5.2.27) que tiene la siguiente forma:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{(f-1)} \leq 1$$

donde: $f = 0.8$ para $D_R \leq 40\%$

$$f = 1 - 0.005 D_R \quad \text{para } 40\% < D_R < 80\%$$

$$f = 0.6 \quad \text{para } D_R \geq 80\%$$

Para valores de esfuerzo efectivo menores a 1 atm el factor K_σ es 1.

SEED ET AL. (2003)

En este estudio se propone que no se limite el valor de K_σ a 1 para valores de profundidad cercanos a la superficie, sino a 1.5. Adicionalmente separa sus recomendaciones en dos; para esfuerzos efectivos menores a 20 T/m² propone una nueva ecuación y para esfuerzos mayores a 20 T/m² mantiene las recomendaciones propuestas por Youd et al. (2001)

Las recomendaciones presentadas por Seed son las siguientes:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{f-1}$$

Donde: $f = 0.8$ para $N_{1,60,CS} \leq 5$

$$f = 0.828571 + 0.0057143 * N_{1,60,CS} \quad \text{para } 5 < N_{1,60,CS} < 40$$

$$f = 0.6 \quad \text{para } N_{1,60,CS} \geq 40$$



Cabe recalcar que los autores no presentan estas ecuaciones para f sino que dan los rangos de variación, según $N_{1,60,C\sigma}$. La curva se muestra en la Figura 5.2.28.

IDRISS & BOULANGER (2008)

Estos autores también presentan el valor de K_σ en función del esfuerzo efectivo y la Densidad Relativa. La relación propuesta presenta su curva en la Figura 5.2.29 y su ecuación se escribe a continuación:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma * \ln\left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right) \leq 1.1$$

donde:
$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 17.3D_R} \leq 0.3$$

Si se considera la Densidad Relativa (D_R) como función del número de golpes corregido $N_{1,60}$, la ecuación queda de la siguiente manera:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{55}} \quad \gamma \quad C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.333N_{1,60}} \leq 0.3$$

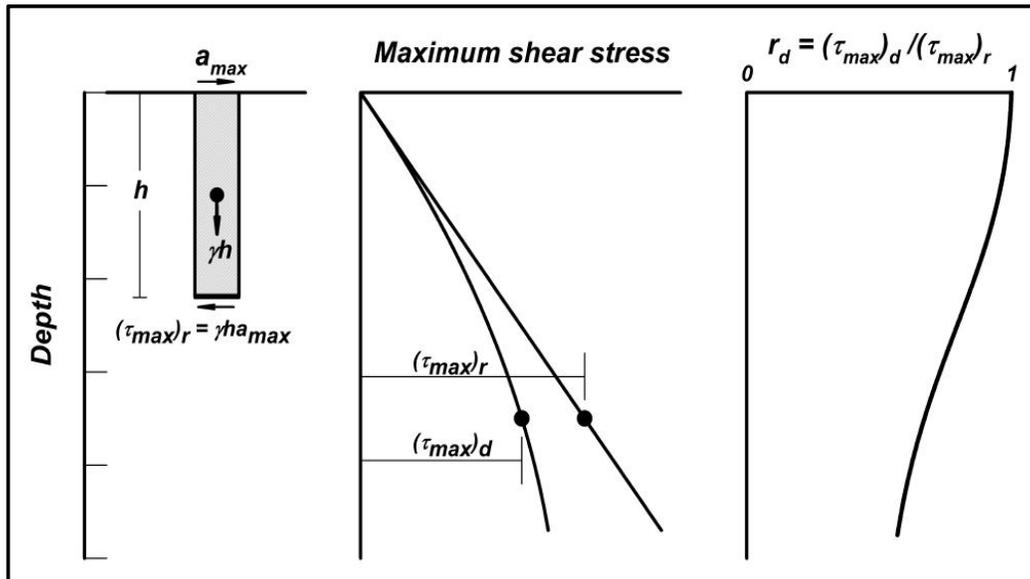


Figura 5.2.1.- Enfoque de determinación de τ_{max} y coeficiente de reducción de esfuerzo r_d . Tomada de Idriss & Boulanger (2008).

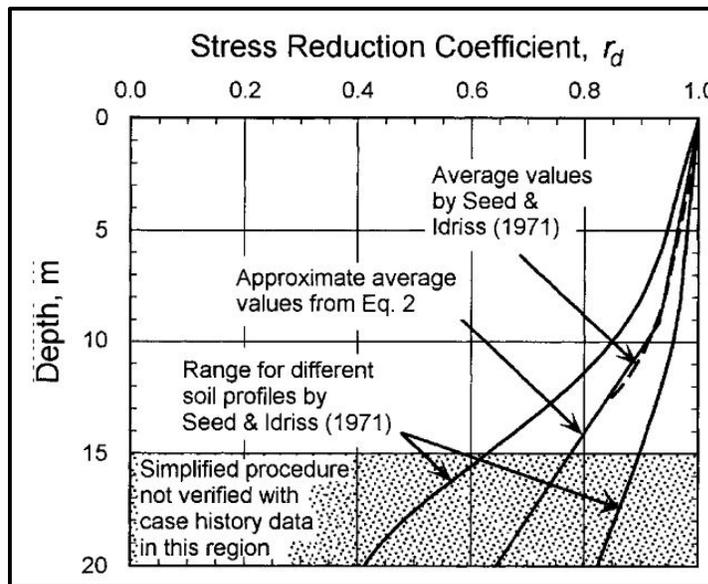


Figura 5.2.2.- r_d vs profundidad del taller de NCEER. Tomada de Youd et al. (2001).



d < 65 ft:

$$r_d(d, M_w, a_{max}, V_{s,40}') = \frac{\left[\frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.016 \cdot V_{s,40}'^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.104(-d + 0.0785 \cdot V_{s,40}'^* + 24.888)}} \right]}{\left[\frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.016 \cdot V_{s,40}'^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.104(-d + 0.0785 \cdot V_{s,40}'^* + 24.888)}} \right]} \pm \sigma_{\varepsilon_{r_d}} \quad (\text{Eq 2})$$

d ≥ 65 ft:

$$r_d(d, M_w, a_{max}, V_{s,40}') = \frac{\left[\frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.016 \cdot V_{s,40}'^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.104(-65 + 0.0785 \cdot V_{s,40}'^* + 24.888)}} \right]}{\left[\frac{-23.013 - 2.949 \cdot a_{max} + 0.999 \cdot M_w + 0.016 \cdot V_{s,40}'^*}{16.258 + 0.201 \cdot e^{0.104(-65 + 0.0785 \cdot V_{s,40}'^* + 24.888)}} \right]} - 0.0014 \cdot (d - 65) \pm \sigma_{\varepsilon_{r_d}}$$

where

$$\sigma_{\varepsilon_{r_d}}(d) = d^{0.850} \cdot 0.0072 \quad [\text{for } d < 40 \text{ ft}], \text{ and} \quad \sigma_{\varepsilon_{r_d}}(d) = 40^{0.850} \cdot 0.0072 \quad [\text{for } d \geq 40 \text{ ft}]$$

Figura 5.2.3.- Ecuación de r_d propuesta por Seed et al. (2003). Tomada de Seed et al. (2003).

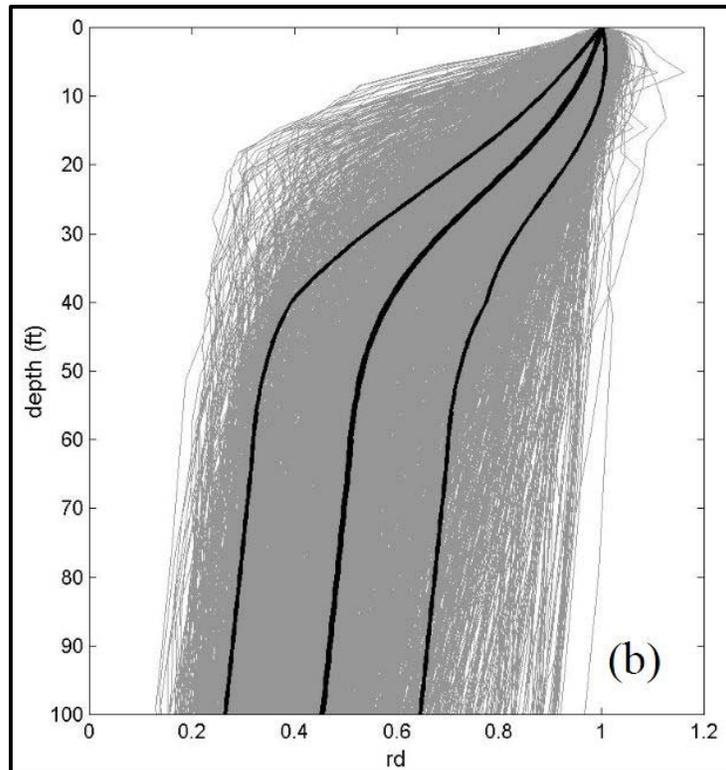


Figura 5.2.4.- Resultados de 2153 Análisis de Respuesta Sísmica del Sitio, su media y ± 1 Desv. Estándar. Tomada de Seed et al. (2003)

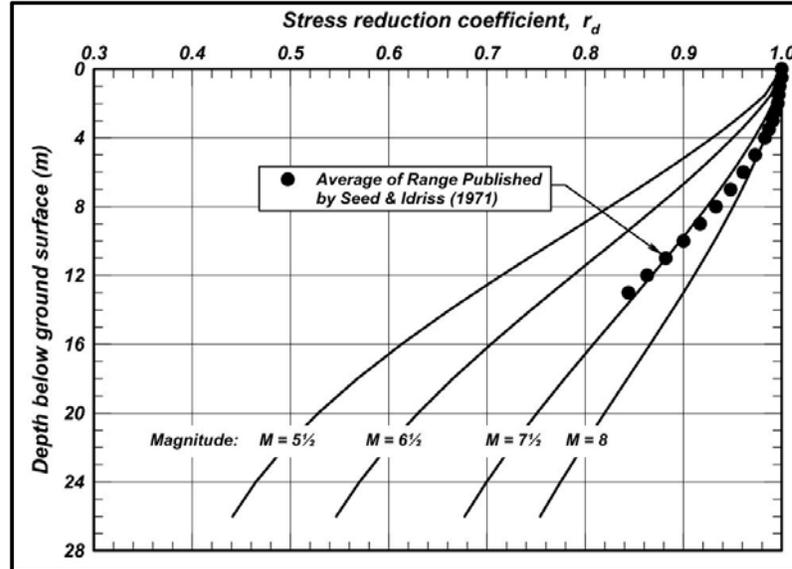


Figura 5.2.5.- Variación de r_d propuesto por Idriss & Boulanger para sismos con Magnitud $M_w = 5.5, 6.5, 7.5$ y 8 . Tomada de Idriss & Boulanger (2008).

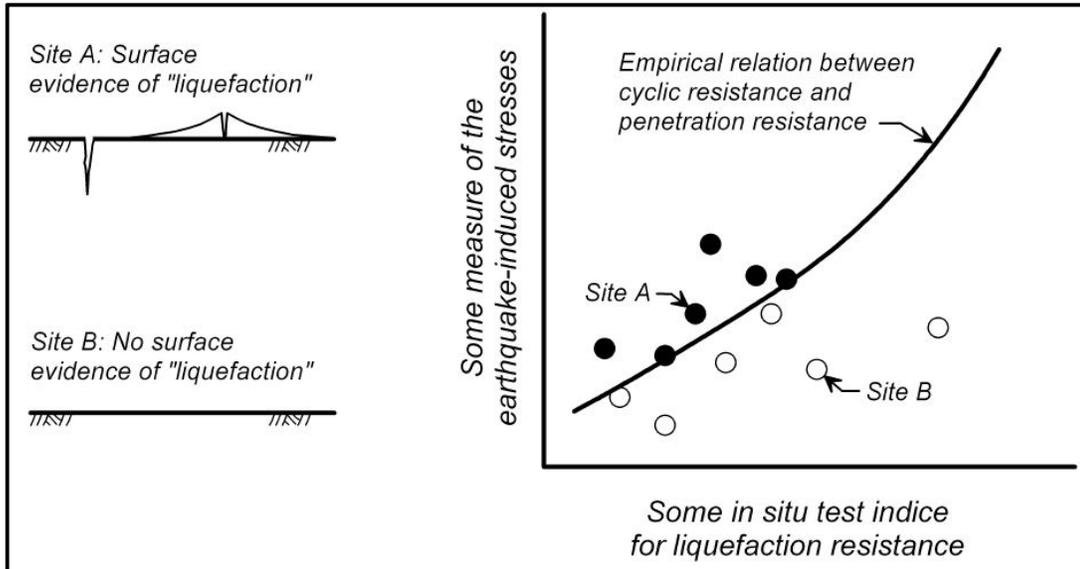
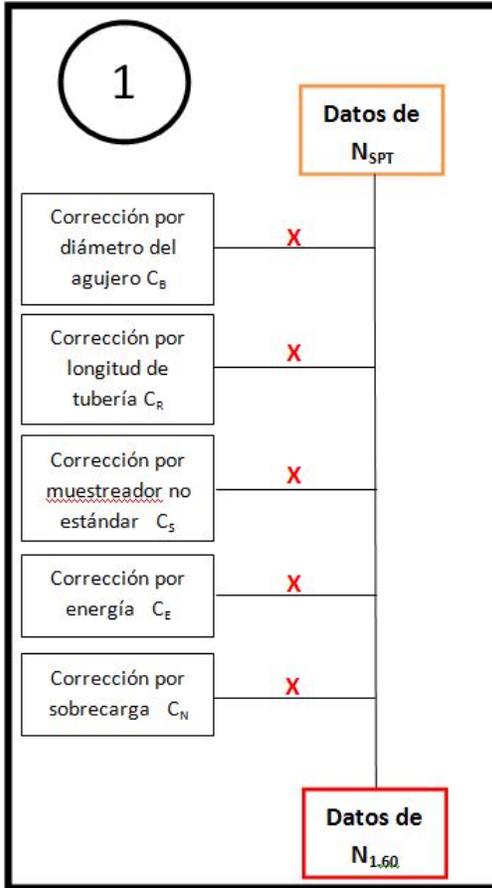
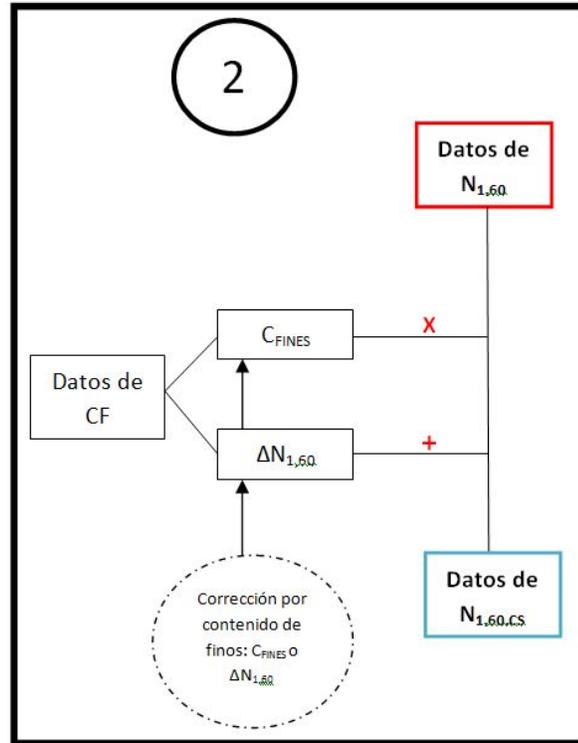


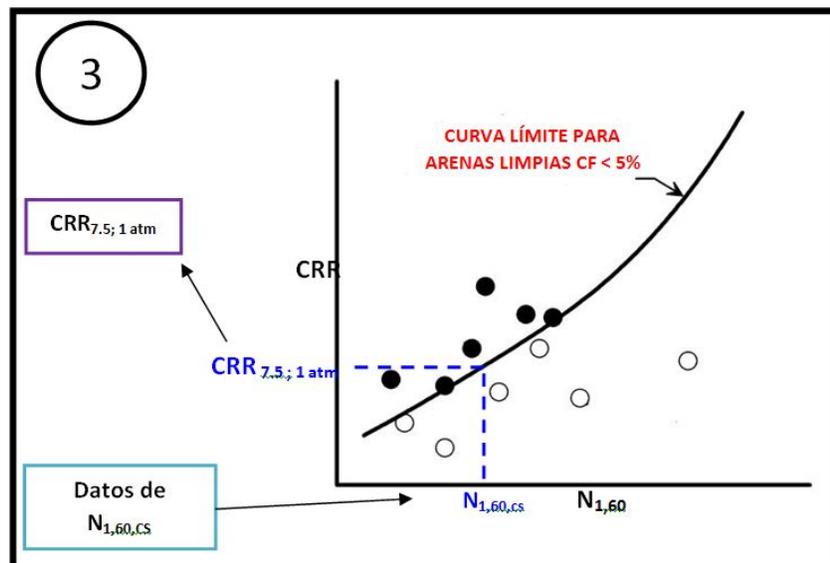
Figura 5.2.6.- Esquema del enfoque usado para desarrollar relaciones entre CRR y resultados de pruebas in-situ. Tomada de Idriss & Boulanger (2008)



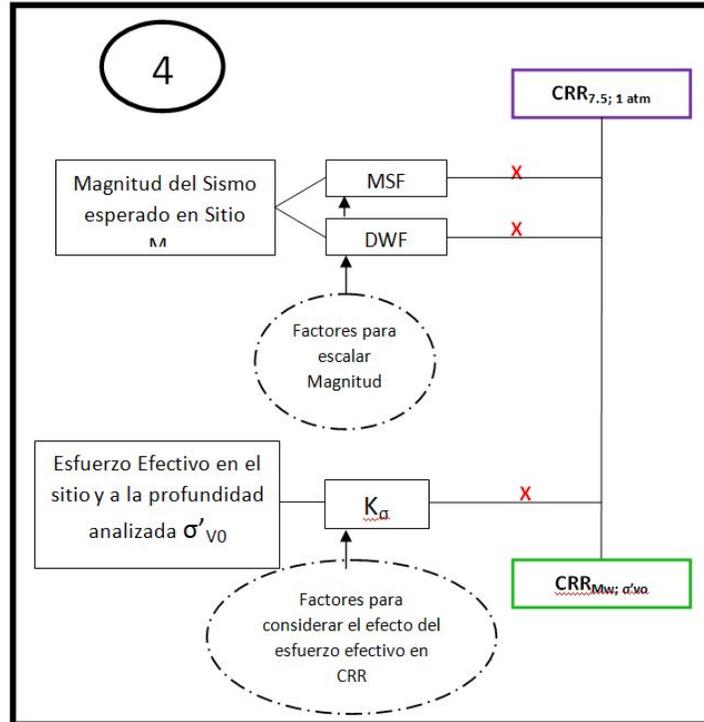
5.2.7.- Corrección de N_{SPT} a $N_{1,60}$



5.2.8.- Corrección por contenido de finos de $N_{1,60}$ a $N_{1,60,CS}$



5.2.9.- Estimación de la Razón de Resistencia Cíclica para un sismo $MW = 7.5$ y Esfuerzo Efectivo $\sigma'_{v0} = 1 atm$ ($CRR_{7,5; 1 atm}$) en función del $N_{1,60,CS}$



5.2.10.- Calcular la Razón de Resistencia Cíclica para el sismo esperado y el esfuerzo efectivo a la profundidad de la muestra analizada ($CRR_{Mw; \sigma'_{v0}}$)

TABLE 2. Corrections to SPT (Modified from Skempton 1986) as Listed by Robertson and Wride (1998)

Factor	Equipment variable	Term	Correction
Overburden pressure	—	C_N	$(P_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$
Overburden pressure	—	C_N	$C_N \leq 1.7$
Energy ratio	Donut hammer	C_E	0.5–1.0
Energy ratio	Safety hammer	C_E	0.7–1.2
Energy ratio	Automatic-trip Donut-type hammer	C_E	0.8–1.3
Borehole diameter	65–115 mm	C_B	1.0
Borehole diameter	150 mm	C_B	1.05
Borehole diameter	200 mm	C_B	1.15
Rod length	<3 m	C_R	0.75
Rod length	3–4 m	C_R	0.8
Rod length	4–6 m	C_R	0.85
Rod length	6–10 m	C_R	0.95
Rod length	10–30 m	C_R	1.0
Sampling method	Standard sampler	C_S	1.0
Sampling method	Sampler without liners	C_S	1.1–1.3

Figura 5.2.11.- Tabla presentada por Youd et al. (2001) para los distintos factores de corrección

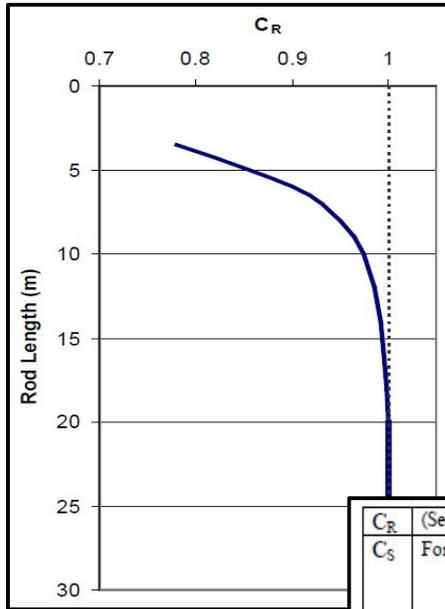


Figura 5.2.12.- Factor de corrección para tubería corta entre el martillo y el muestreador C_R .

C_R	(See Fig. 9 for Rod Length Correction Factors)															
C_S	For samplers with an indented space for interior liners, but with liners omitted during sampling. $C_S = 1 + \frac{N_{1,60}}{100} \quad (\text{Eq. T-1})$ <p>With limits as $1.10 \leq C_S \leq 1.30$</p>															
C_B	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Borehole diameter</th> <th style="text-align: center;">Correction (C_B)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">65 to 115 mm</td> <td style="text-align: center;">1.00</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">150 mm</td> <td style="text-align: center;">1.05</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">200 mm</td> <td style="text-align: center;">1.15</td> </tr> </tbody> </table>	Borehole diameter	Correction (C_B)	65 to 115 mm	1.00	150 mm	1.05	200 mm	1.15							
Borehole diameter	Correction (C_B)															
65 to 115 mm	1.00															
150 mm	1.05															
200 mm	1.15															
C_E	$C_E = \frac{ER}{60\%} \quad (\text{Eq. T-2})$ <p>where ER (efficiency ratio) is the fraction or percentage of the theoretical SPT impact hammer energy actually transmitted to the sampler, expressed as %</p> <ul style="list-style-type: none"> The best approach is to directly measure the impact energy transmitted with each blow. When available, direct energy measurements were employed. The next best approach is to use a hammer and mechanical hammer release system that has been previously calibrated based on direct energy measurements. Otherwise, ER must be estimated. For good field procedures, equipment and monitoring, the following guidelines are suggested: <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Equipment</th> <th style="text-align: center;">Approximate ER (see Note 3)</th> <th style="text-align: center;">C_E (see Note 3)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>-Safety Hammer¹</td> <td style="text-align: center;">0.4 to 0.75</td> <td style="text-align: center;">0.7 to 1.2</td> </tr> <tr> <td>-Donut Hammer¹</td> <td style="text-align: center;">0.3 to 0.6</td> <td style="text-align: center;">0.5 to 1.0</td> </tr> <tr> <td>-Donut Hammer²</td> <td style="text-align: center;">0.7 to 0.85</td> <td style="text-align: center;">1.1 to 1.4</td> </tr> <tr> <td>-Automatic-Trip Hammer (Donut or Safety Type)</td> <td style="text-align: center;">0.5 to 0.8</td> <td style="text-align: center;">0.8 to 1.4</td> </tr> </tbody> </table> <ul style="list-style-type: none"> For lesser quality fieldwork (e.g.: irregular hammer drop distance, excessive sliding friction of hammer on rods, wet or worn rope on cathead, etc.) further judgmental adjustments are needed. 	Equipment	Approximate ER (see Note 3)	C_E (see Note 3)	-Safety Hammer ¹	0.4 to 0.75	0.7 to 1.2	-Donut Hammer ¹	0.3 to 0.6	0.5 to 1.0	-Donut Hammer ²	0.7 to 0.85	1.1 to 1.4	-Automatic-Trip Hammer (Donut or Safety Type)	0.5 to 0.8	0.8 to 1.4
Equipment	Approximate ER (see Note 3)	C_E (see Note 3)														
-Safety Hammer ¹	0.4 to 0.75	0.7 to 1.2														
-Donut Hammer ¹	0.3 to 0.6	0.5 to 1.0														
-Donut Hammer ²	0.7 to 0.85	1.1 to 1.4														
-Automatic-Trip Hammer (Donut or Safety Type)	0.5 to 0.8	0.8 to 1.4														

Notes: (1) Based on rope and cathead system, two turns of rope around cathead, "normal" release (not the Japanese "throw"), and rope not wet or excessively worn.
(2) Rope and cathead with special Japanese "throw" release. (See also Note 4.)
(3) For the ranges shown, values roughly central to the mid-third of the range are more common than outlying values, but ER and C_E can be even more highly variable than the ranges shown if equipment and/or monitoring and procedures are not good.
(4) Common Japanese SPT practice requires additional corrections for borehole diameter and for frequency of SPT hammer blows. For "typical" Japanese practice with rope and cathead, donut hammer, and the Japanese "throw" release, the overall product of $C_B \times C_E$ is typically in the range of 1.0 to 1.3.

Figura 5.2.13.- Factores de corrección para muestreador estándar (C_S), diámetro de agujero (C_B) y para Energía (C_E)



Factor	Description										
Energy ratio	<p>Energy measurements are required to determine the delivered energy ratios or to calibrate the specific equipment being used. The correction factor is then computed as</p> $C_E = \frac{ER_m}{60}$ <p>where ER_m is the measured energy ratio as a percentage of the theoretical maximum.</p> <p>Empirical estimates of C_E (for rod lengths of 10 m or more) involve considerable uncertainty, as reflected by the following ranges:</p> <table style="margin-left: 40px;"> <tr> <td>Doughnut hammer</td> <td>$C_E = 0.5-1.0$</td> </tr> <tr> <td>Safety hammer</td> <td>$C_E = 0.7-1.2$</td> </tr> <tr> <td>Automatic triphammer</td> <td>$C_E = 0.8-1.3$</td> </tr> </table> <p>(Seed et al. 1984, Skempton 1986, NCEER 1997)</p>	Doughnut hammer	$C_E = 0.5-1.0$	Safety hammer	$C_E = 0.7-1.2$	Automatic triphammer	$C_E = 0.8-1.3$				
Doughnut hammer	$C_E = 0.5-1.0$										
Safety hammer	$C_E = 0.7-1.2$										
Automatic triphammer	$C_E = 0.8-1.3$										
Borehole diameter	<table style="margin-left: 40px;"> <tr> <td>Borehole diameter of 65–115 mm</td> <td>$C_B = 1.0$</td> </tr> <tr> <td>Borehole diameter of 150 mm</td> <td>$C_B = 1.05$</td> </tr> <tr> <td>Borehole diameter of 200 mm</td> <td>$C_B = 1.15$</td> </tr> </table> <p>(Skempton 1986)</p>	Borehole diameter of 65–115 mm	$C_B = 1.0$	Borehole diameter of 150 mm	$C_B = 1.05$	Borehole diameter of 200 mm	$C_B = 1.15$				
Borehole diameter of 65–115 mm	$C_B = 1.0$										
Borehole diameter of 150 mm	$C_B = 1.05$										
Borehole diameter of 200 mm	$C_B = 1.15$										
Rod length	<p>Where the ER_m is based on rod lengths of 10 m or more, the ER delivered with shorter rod lengths may be smaller. Recommended values from Youd et al. (2001) are as follows:</p> <table style="margin-left: 40px;"> <tr> <td>Rod length < 3 m</td> <td>$C_R = 0.75$</td> </tr> <tr> <td>Rod length 3–4 m</td> <td>$C_R = 0.80$</td> </tr> <tr> <td>Rod length 4–6 m</td> <td>$C_R = 0.85$</td> </tr> <tr> <td>Rod length 6–10 m</td> <td>$C_R = 0.95$</td> </tr> <tr> <td>Rod length 10–30 m</td> <td>$C_R = 1.00$</td> </tr> </table>	Rod length < 3 m	$C_R = 0.75$	Rod length 3–4 m	$C_R = 0.80$	Rod length 4–6 m	$C_R = 0.85$	Rod length 6–10 m	$C_R = 0.95$	Rod length 10–30 m	$C_R = 1.00$
Rod length < 3 m	$C_R = 0.75$										
Rod length 3–4 m	$C_R = 0.80$										
Rod length 4–6 m	$C_R = 0.85$										
Rod length 6–10 m	$C_R = 0.95$										
Rod length 10–30 m	$C_R = 1.00$										
Sampler	<p>Standard split spoon without room for liners (the inside diameter is a constant $1\frac{3}{8}$ in.), $C_S = 1.0$.</p> <p>Split-spoon sampler with room for liners but with the liners absent (this increases the inside diameter to $1\frac{1}{2}$ in. behind the driving shoe):</p> <table style="margin-left: 40px;"> <tr> <td>$C_S = 1.1$</td> <td>for $(N_1)_{60} \leq 10$</td> </tr> <tr> <td>$C_S = 1 + \frac{(N_1)_{60}}{100}$</td> <td>for $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$</td> </tr> <tr> <td>$C_S = 1.3$</td> <td>for $(N_1)_{60} \geq 30$</td> </tr> </table> <p>(from Seed et al. 1984, equation by Seed et al. 2001)</p>	$C_S = 1.1$	for $(N_1)_{60} \leq 10$	$C_S = 1 + \frac{(N_1)_{60}}{100}$	for $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$	$C_S = 1.3$	for $(N_1)_{60} \geq 30$				
$C_S = 1.1$	for $(N_1)_{60} \leq 10$										
$C_S = 1 + \frac{(N_1)_{60}}{100}$	for $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$										
$C_S = 1.3$	for $(N_1)_{60} \geq 30$										

Figura 5.2.14.- Tabla propuesta por Idriss & Boulanger 2008 para las correcciones para obtener N_{60}

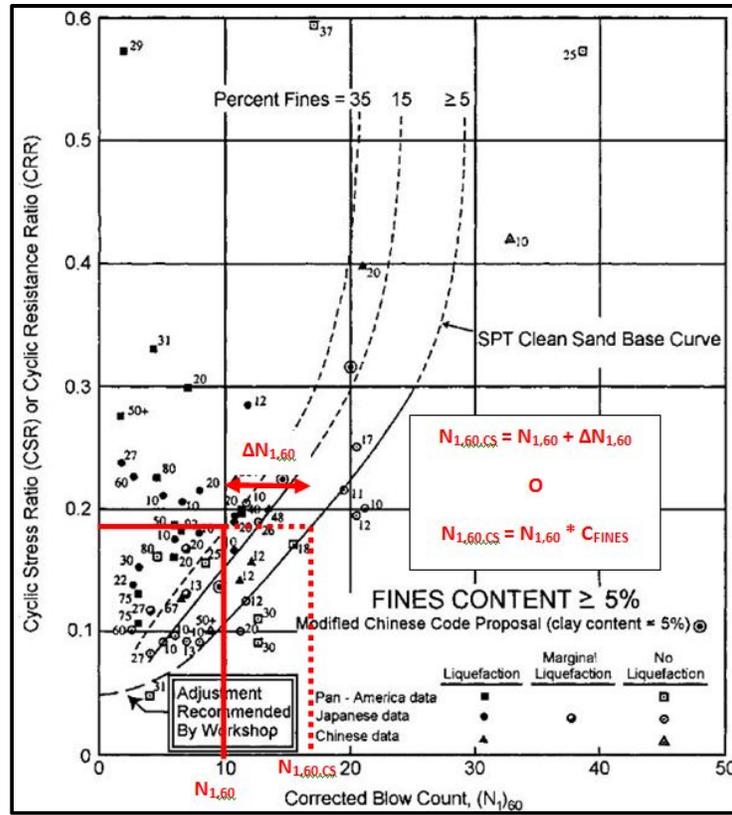


Figura 5.2.15.- Esquema de la representación del $N_{1,60,CS}$. El subíndice "CS" corresponde a "clean sand"

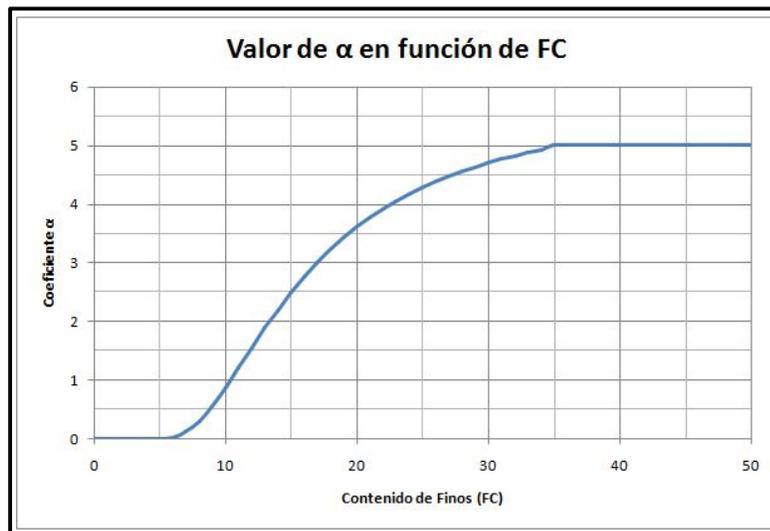


Figura 5.2.16.- Valores de α en función del Contenido de Finos FC

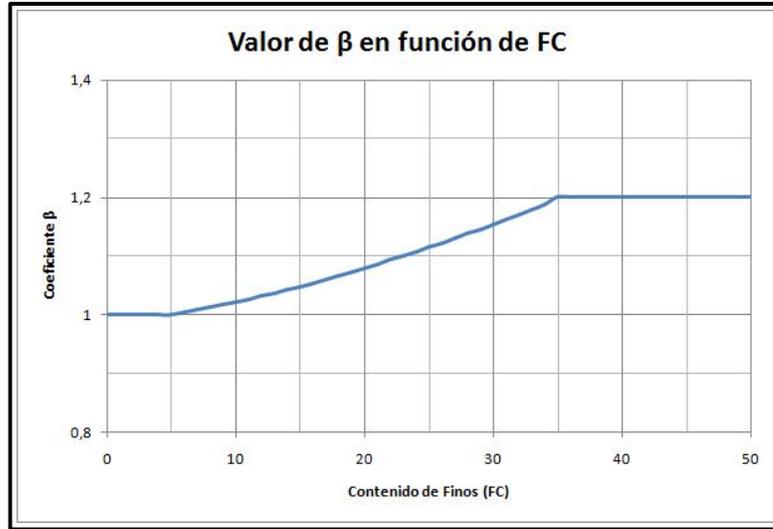


Figura 5.2.17.- Valores de β en función del Contenido de Finos FC

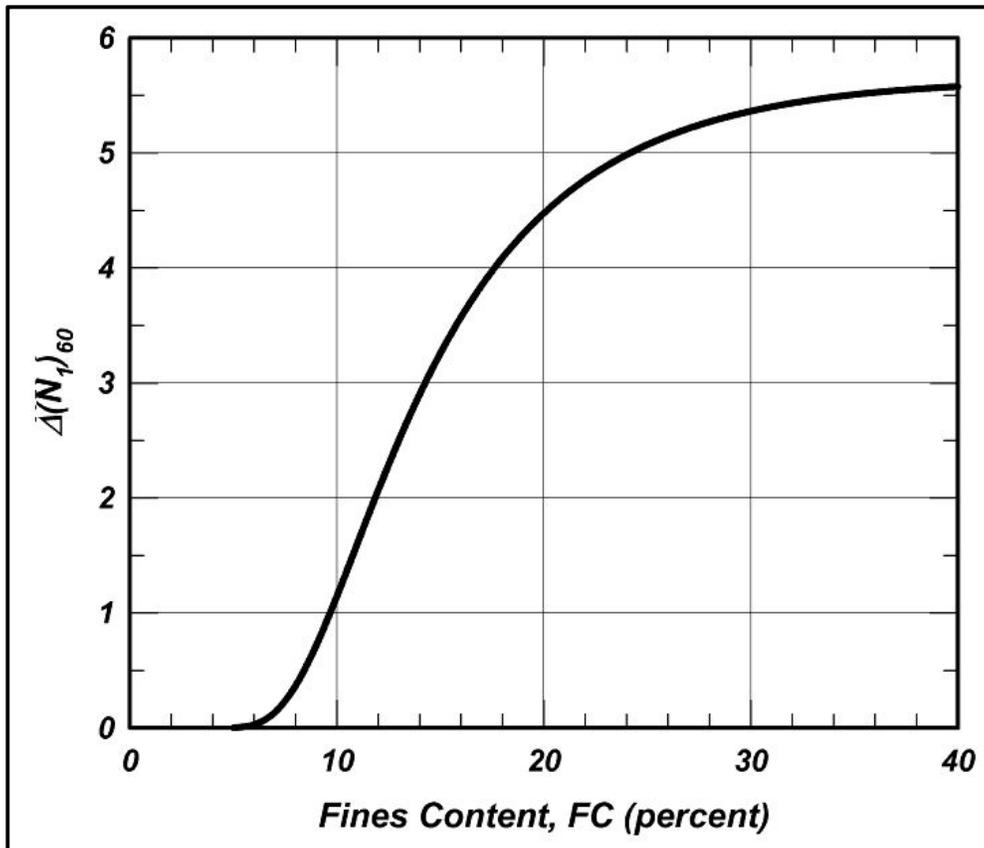


Figura 5.2.18.- Valores de $\Delta N_{1,60}$ en función del contenido de finos FC. Tomada de Idriss & Boulanger (2008).

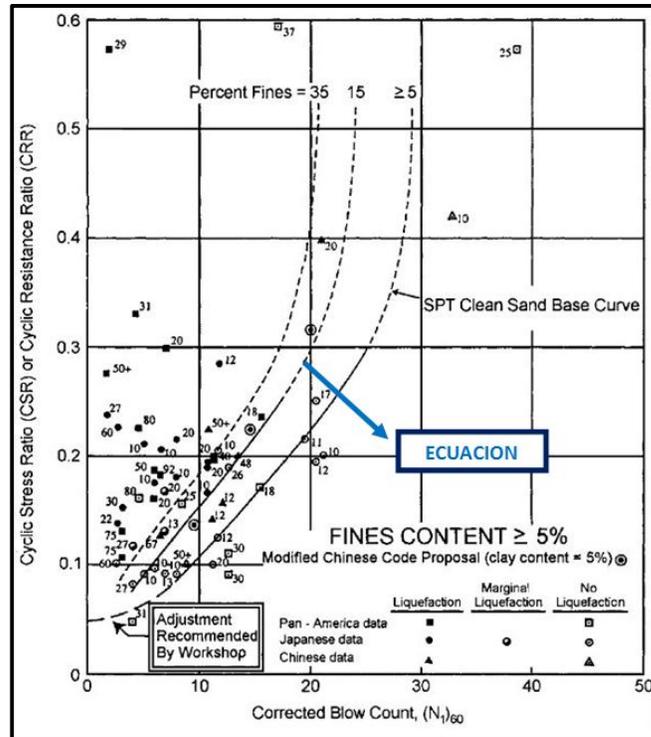


Figura 5.2.19.- Curvas presentadas por Youd et al. para determinar $CRR_{7.5}$. Tomada de Youd et al.

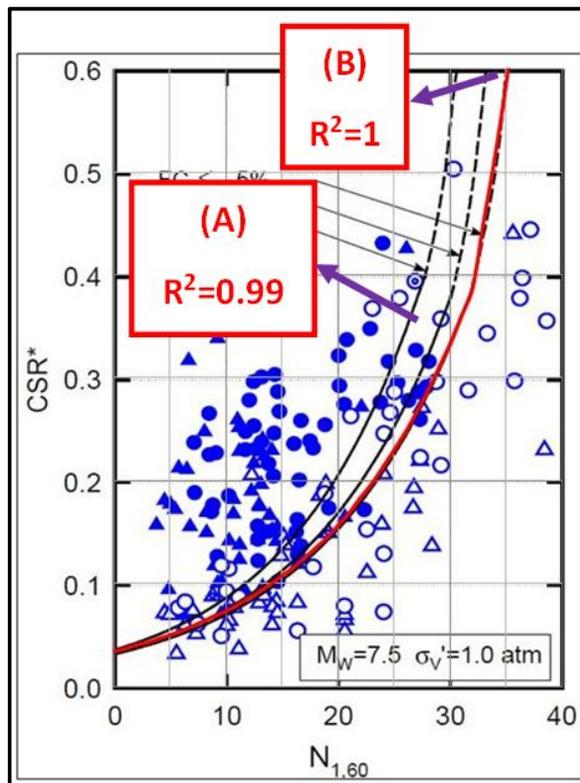


Figura 5.2.20.- Curvas recomendadas por Seed et al para la determinación del CRR en la evaluación determinística. Tomada de Seed et al. (2003)

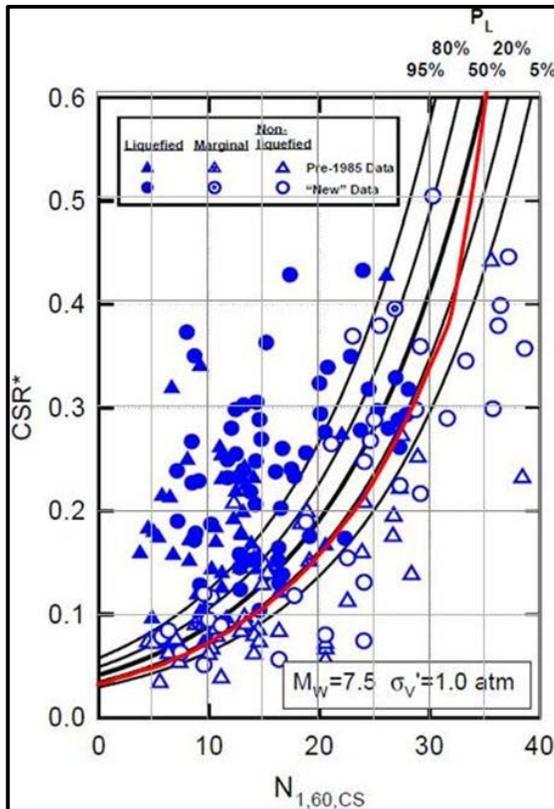


Figura 5.2.21.- Curvas probabilísticas junto a curvas de las ecuaciones (A) y (B).

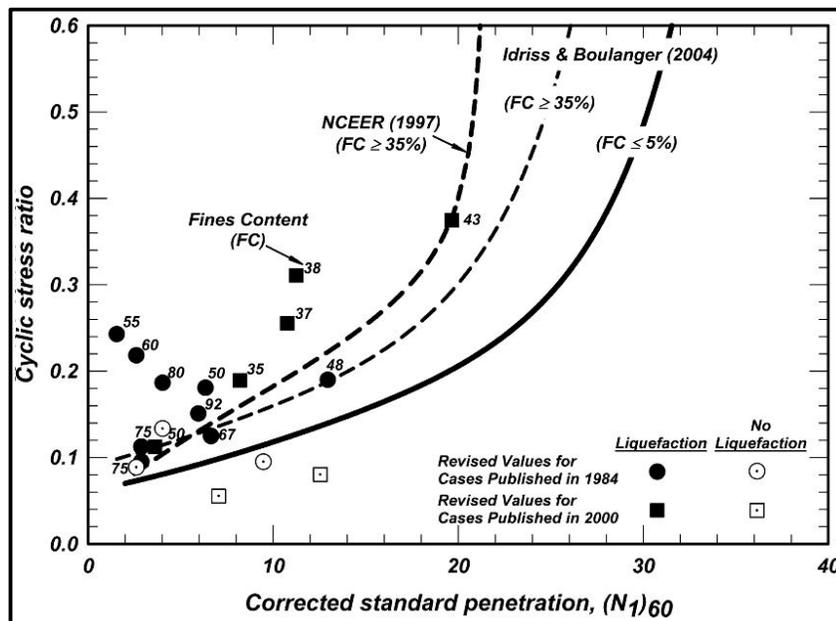
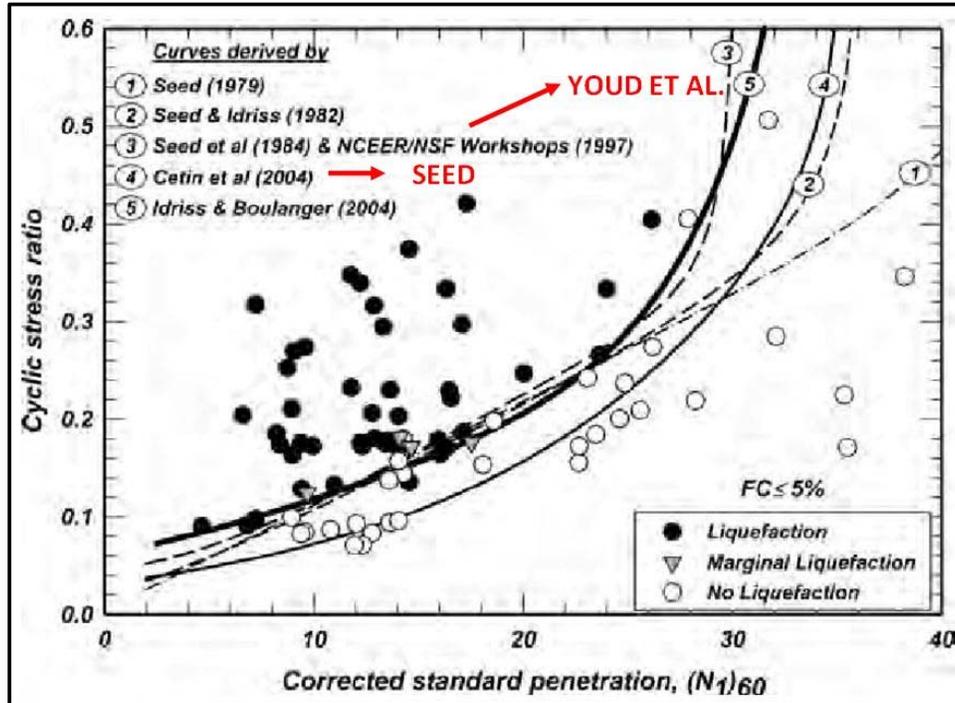


Figura 5.2.22.- Curvas de $CRR_{7.5, 1 atm}$ para $FC \leq 5\%$ y para $FC \geq 35\%$ según Idriss & Boulanger (2004). También se presenta la curva para $FC \geq 35\%$ del NCEER presentada por Youd et al. (2001). Tomada de Idriss & Boulanger (2008)



5.2.23.- Curvas que relacionan $N_{1,60}$ con $CRR_{7.5; 1atm}$ para arenas limpias.

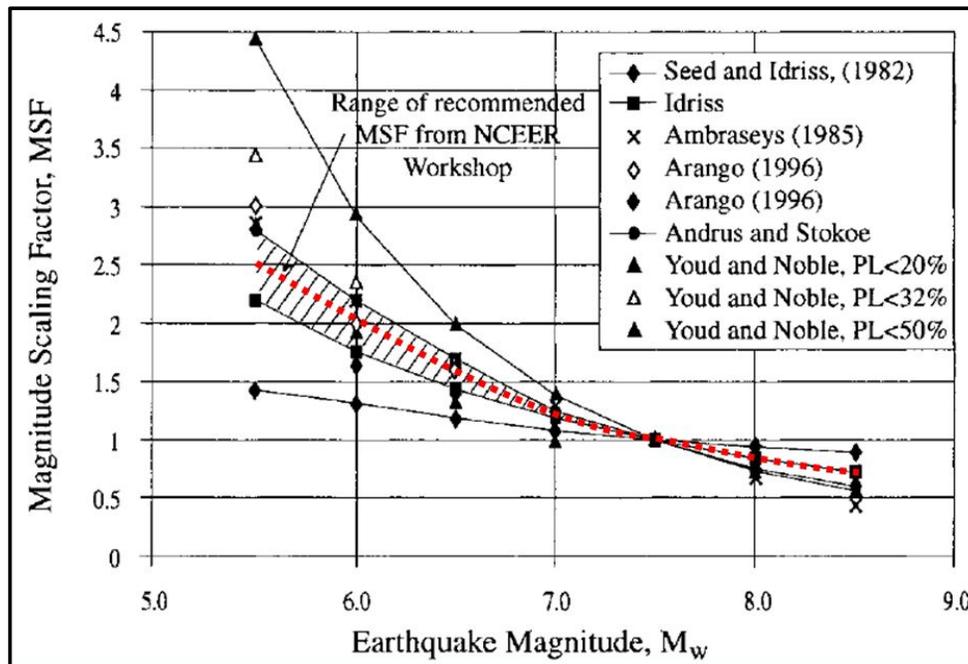


Figura 5.2.24.- Factores de Escala de Magnitud según distintos investigadores. Tomada de Youd et al. (2001).

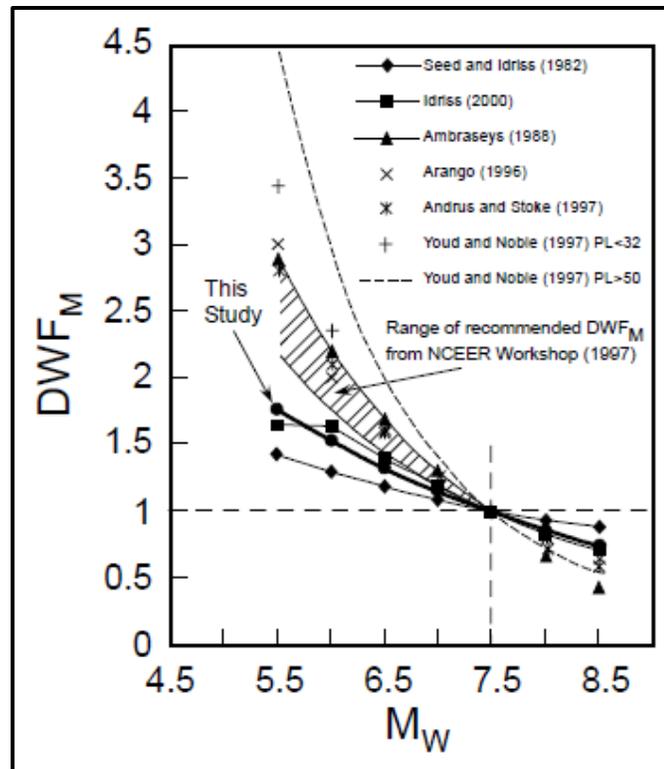


Figura 5.2.25.- Curva propuesta por Seed et al. 2003 para el Factor de Ponderación de Duración

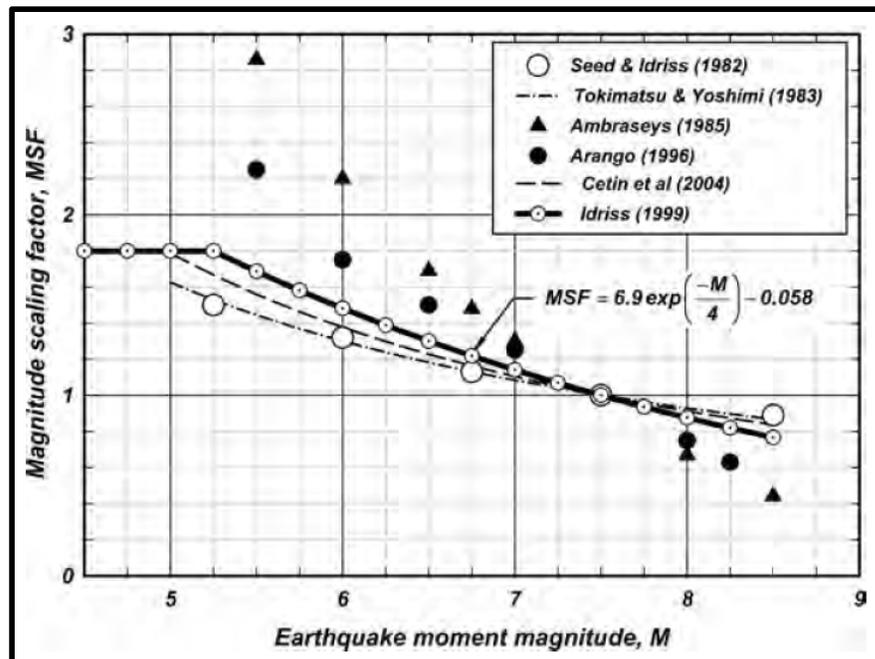


Figura 5.2.26.- Curvas propuestas por varios autores, entre ellos Seed et al. (Cetin) e Idriss & Boulanger. Incorporada la curva de Youd et al. (2001) Tomada de Idriss & Boulanger (2008)

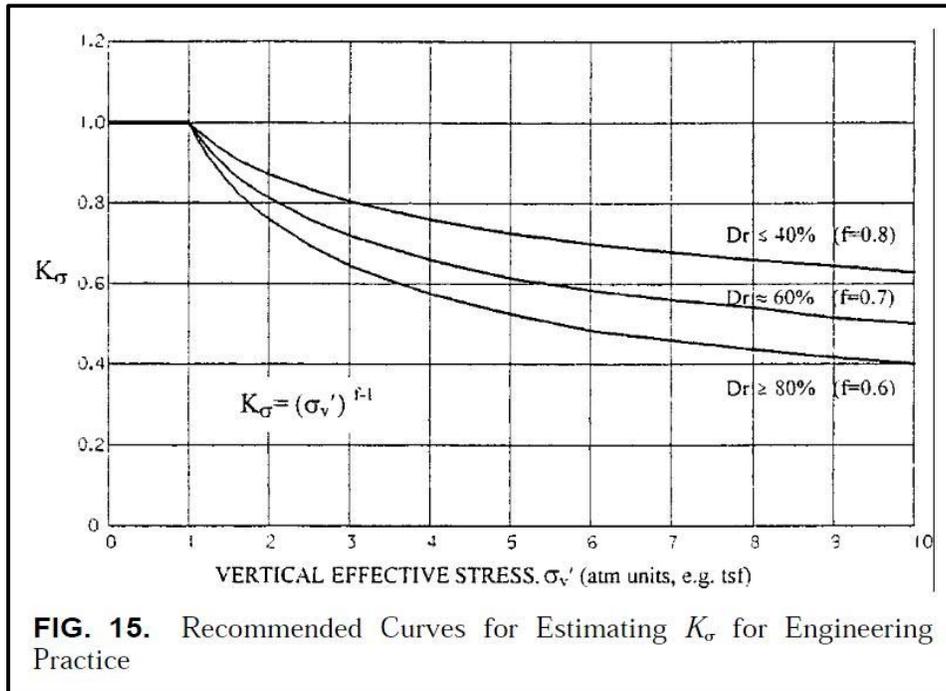


Figura 5.2.27.- Recomendación de valores de K_σ presentadas por Youd et al. (2001)

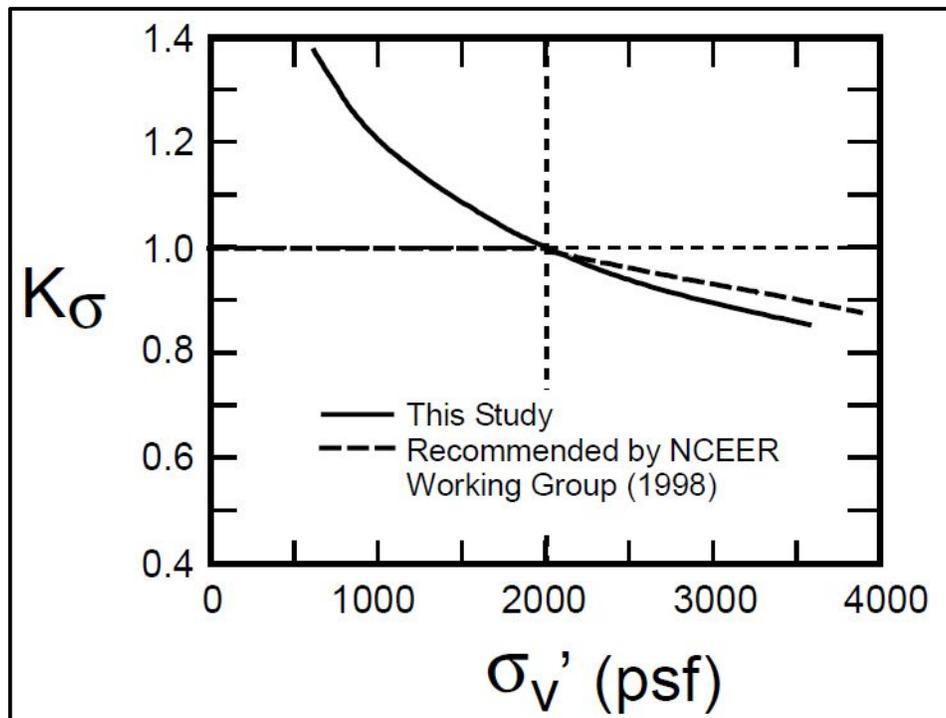


Figura 5.2.28.- Valores de K_σ recomendado por Seed et al. para $f=0.7$ y $D_R = 60\%$.

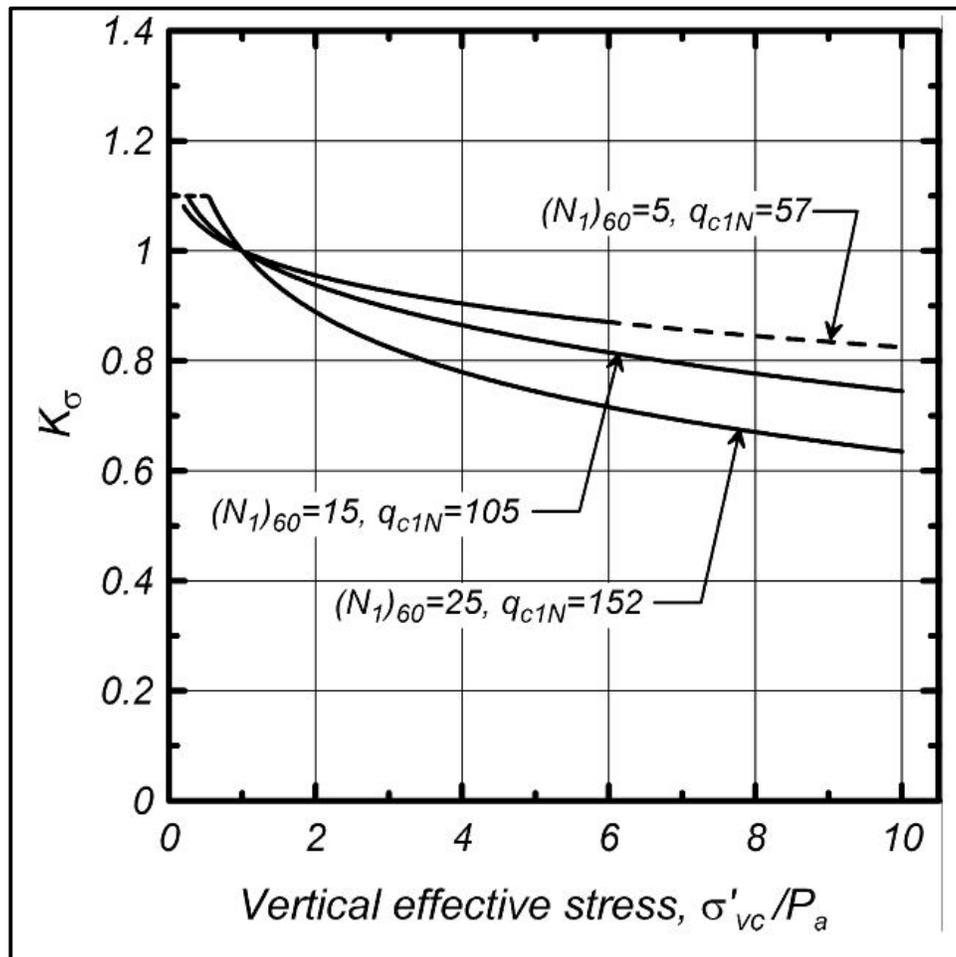


Figura 5.2.29.- Valores de K_σ recomendados por Idriss & Boulanger 2008.



5.3. Resistencia Post – Licuación

Una de las consecuencias más severas con respecto a las deformaciones del terreno ocurre cuando la resistencia al corte del suelo licuable no es suficiente para mantener la estabilidad bajo cargas gravitacional es una vez que el sismo haya cesado.

Una vez determinada la iniciación o “disparo” de la licuación, el siguiente paso en el estudio de la licuación es determinar la estabilidad global “post-licuación”. Esto implica la determinación de la resistencia al corte disponible y la comparación de ésta con los esfuerzos cortantes impuestos por cargas gravitacionales. Ambas, estabilidad global y capacidad de carga de estructuras, deben ser evaluadas. Si es que la estabilidad “post-licuación” no es asegurada, se producirán grandes deformaciones.

El elemento clave es la determinación de la resistencia post-licuación, que ha sido investigada por varios autores y para aproximarla existen dos enfoques:

- A través de pruebas de laboratorio
- A través de casos históricos en el campo de sismos anteriores, correlacionando con la resistencia a la penetración

Sin lugar a duda las investigaciones realizadas en laboratorio han ayudado a comprender el comportamiento de la resistencia post-licuación, pero estas no han representado elementos que se producen in-situ y cuyos efectos influyen de manera gravitante en el resultado. Por otro lado, los resultados de laboratorio han resultado en resistencias post-licuación mayores a las retro-calculadas de casos históricos. La terminología usada en los artículos técnicos referidos al presente tema son variados. En éste trabajo se usaran los términos “resistencia post – licuación” o “resistencia del suelo licuado” que se refieren a la resistencia movilizada a grandes deformaciones unitarias y se denotará con el símbolo $S_u(LIC)$. Ésta también se la suele conocer como resistencia no drenada residual ($S_{u,R}$), resistencia no drenada crítica ($S_{u(critica)}$). En ciertos casos se omite “no drenada” y el subíndice “u” porque por medio de ensayos de laboratorio se ha demostrado que durante la licuación si se presenta un parcial drenaje durante la carga cíclica en arenas sueltas saturadas. En la Figura 5.3.1 se muestra esquemáticamente la respuesta de un suelo arenoso saturado contractivo bajo carga cíclica. En ella el punto A’ pudo ser alcanzado por carga drenada o no drenada y el esfuerzo cortante estático (antes del sismo) que tiene el elemento es mayor que la resistencia del suelo licuado. El elemento luego es sujeto a al sino, y si es que la intensidad y duración del mismo son suficiente para causar excesos de presión de poros, el elemento se mueve del punto A’ al punto E. El punto E, es el punto de



cedencia o de flujo y representa el “disparo” de la licuación. A partir de éste punto ocurre el flujo de la licuación (flow liquefaction) con una gran pérdida de resistencia por deformación (strain softening). Ésta resistencia movilizada a grandes deformaciones es la que se usa para el cálculo de estabilidad post-licuación.

El presente subcapítulo presenta distintas metodologías para estimar la resistencia del suelo licuado $S_u(LIC)$, la cual se debe usar para los cálculos de estabilidad.

Seed & Harder 1990

En base a casos históricos en los que se hayan producido deslizamientos, se retro calculo $S_u(LIC)$ para la geometría deformada y buscando un factor de seguridad igual a la unidad. Es importante que esto sólo se podía hacer en casos donde se hayan realizados pruebas de penetración estándar en la capa licuada, pues finalmente se correlacionaría $S_u(LIC)$ con $N_{1,60,cs}$. Para obtener $N_{1,60,cs}$ por éste método es necesaria una corrección por finos distinta a la descrita para evaluar el “disparo” de la licuación. La Figuras 5.3.2 (tomada de Stark & Mesri 1992) muestran la corrección por finos para la presente correlación, siendo éstos los correspondientes a la columna (3) de la tabla presentada. La gráfica de la correlación se la muestra en la Figura 5.3.3.

Stark & Mesri 1992

Stark y Mesri en 1992 aumentan el trabajo de Seed y Harder al incrementar el número de casos históricos, sugerir que un drenaje parcial ocurre antes que algunos de los deslizamientos queden en reposo e incorporar la variación de $S_u(LIC)$ con el esfuerzo efectivo ($S_u(LIC)/\sigma'_{v0}$) en vez de un valor único de $S_u(LIC)$. En el desarrollo de ésta correlación se usaron las correcciones por finos desarrolladas por Seed (1985) para el “disparo” de la licuación (ver Figura 5.3.1, columna 2) y la de Seed (1987) para la “resistencia post-licuación”.

La diferencias de los resultados se las considera insignificantes, por lo que Stark & Mesri recomiendan, conservadoramente, usar la corrección por finos desarrollada por Seed en el 85 para el “disparo” de la licuación (Figura 5.3.2, columna 2). La gráfica de la correlación se muestra en las Figura 5.3.4 y se la describe mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{S_u(LIC)}{\sigma'_v} = 0.0055 N_{1,60,CS}$$



Olson & Stark 2002

Estos dos investigadores proponen una relación basada también en 33 casos históricos usando análisis de estabilidad y calculando el valor de la resistencia del suelo licuado. Al igual que el método de Stark y Mesri el valor de la resistencia del suelo licuado viene normalizado con el esfuerzo efectivo antes de fallar. Una gran diferencia entre éste y los métodos mencionados anteriormente es la no corrección por contenido de finos, que los autores justifican al no observar un desfase muy grande en la resistencia post-licuación con la variación del contenido de finos. Los autores anticipan que a pesar de que los suelos con alto contenido de finos deberían dar valores menores de resistencia a la penetración como resultado de ser más compresibles, estos suelos tienen más probabilidad de mantener una condición no drenada durante el flujo. La correlación se muestra en la Figura 5.3.5 y la ecuación de la media de las correlaciones propuestas es:

$$\frac{S_U(LIC)}{\sigma'_v} = 0.03 + 0.0075N_{1,60} \pm 0.03$$

Seed et al 2003

En el artículo no se presenta una nueva metodología para la determinación de la resistencia del suelo licuado pero hace una revisión de las propuestas hechas por Seed & Harder y Stark & Mesri. La recomendación que sugiere éste grupo de investigadores, es calcular $S_U(LIC)$ por ambos métodos y ponderar ambas correlaciones de la siguiente manera:

- Si $FC < 12\%$ Ponderación 5:1 a favor de la correlación de Seed & Harder.
- Si $FC > 30\%$ Ponderación 3:1 a favor de correlación de Seed & Harder.
- Cuando FC entre 12 y 30% se usará una interpolación entre los dos valores anteriores.

De acuerdo a lo expresado anteriormente la ecuación para calcular $S_U(LIC)$ por la recomendación de Seed et al sería:

$$S_U(LIC) = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{5S_U(LIC, S\&H90) + S_U(LIC, S\&M92)}{6} & FC < 5\% \\ INTERPOLACIÓN & 5 \leq FC \leq 30\% \\ \frac{3S_U(LIC, S\&H90) + S_U(LIC, S\&M92)}{4} & FC > 30\% \end{array} \right\}$$

Es importante mencionar que en ésta recomendación se sugiere usar la corrección por finos usada también para la evaluación del “disparo” de la licuación recomendada por



los mismos autores. Así mismo, se sugiere para valores de $N_{1,60,CS}$ mayores a 20 extrapolar la línea con una pendiente constante. Ésta recomendación se la hace porque se espera que las curvas de las correlaciones formen una concavidad hacia arriba y hacia la izquierda, entonces una extrapolación con pendiente constante da valores conservadores. Por otra parte, ésta y todas las otras correlaciones no deben ser usadas si la resistencia obtenida es mayor a la resistencia completamente drenada ($\sigma'_v \tan \phi$).

Idriss & Boulanger 2008

Estos dos investigadores proponen una nueva correlación basándose en los casos históricos reportados por Seed (1987), Sedd & Harder (1990) y Olson & Stark (2002). La nueva correlación se basa en la resistencia a la penetración corregida por contenido de finos en base a la corrección propuesta por Seed (1987), que se mostró en la Figura 5.3.2., columna (3). Estos autores separan las correlaciones en dos curvas, una para cuando el efecto de la redistribución de vacíos se espera que sea significativo y otra para cuando no suceda así. La condición en la cual se puede decir que la redistribución de vacíos sea insignificante puede ser, según los autores, el caso de sitios donde la estratigrafía no impida la disipación de excesos de presión de poros después del terremoto, de tal manera que ésta disipación de excesos de presiones de poros sería acompañada por la densificación de los suelos a todas las profundidades. La condición donde los efectos de la redistribución de vacíos sea significativo incluye casos con capas relativamente gruesas de suelos licuables que subyacen a capas de muy baja permeabilidad que impiden la disipación de excesos de presiones de poros después del terremoto. Las ecuaciones presentadas por los autores se presentan a continuación, mientras que la gráfica de las curvas se la muestra en la Figura 5.3.6.

$$S_U(LIC) = \exp\left(\frac{N_{1,60,CS}}{16} + \left(\frac{N_{1,60,CS} - 16}{21.2}\right)^2 - 3\right) \times \left(1 + \exp\left(\frac{N_{1,60,CS}}{2.4} - 6.6\right)\right) \leq \tan(\phi')$$

$$S_U(LIC) = \exp\left(\frac{N_{1,60,CS}}{16} + \left(\frac{N_{1,60,CS} - 16}{21.2}\right)^2 - 3\right) \leq \tan(\phi')$$

La primera ecuación presenta la condición donde la redistribución de vacíos es insignificante y la segunda lo contrario.

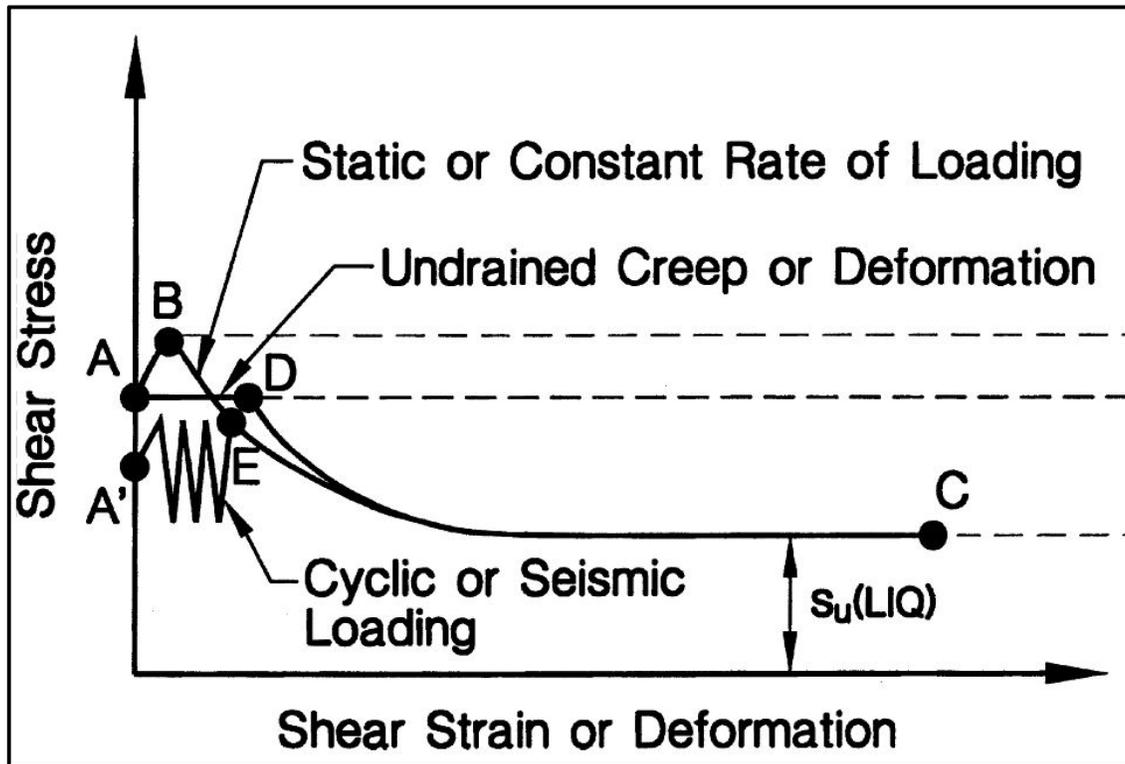


Figura 5.3.1.- Esquema de la respuesta no drenada de un suelo arenoso saturado contractivo. Tomada de Olson & Stark (2003).

Fines content (%) (1)	Yield strength, $\Delta(N_1)_{60}$ (2)	Critical strength, $\Delta(N_1)_{60}$ (3)
10	2.5	1
15	4	—
20	5	—
25	6	2
30	6.5	—
35	7	—
50	7	4
75	7	5

Figura 5.3.2.- Corrección por contenido de finos propuestas por Seed (1985 y 1987) para el "disparo" de la licuación y para la resistencia post-licuación. Tomada de Stark & Mesri (1992)

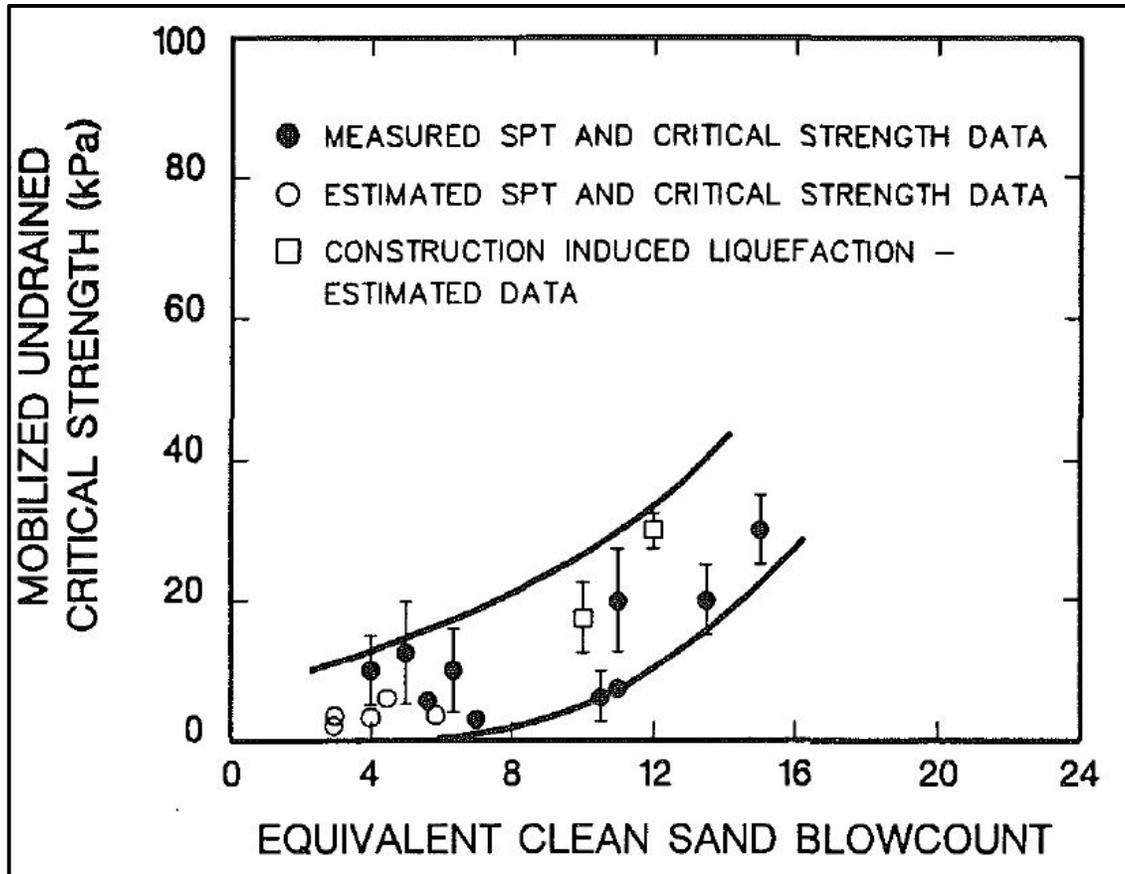


Figura 5.3.3.- Correlación propuesta por Seed & Harder 1990 entre $N_{1,60,CS}$ y $S_u(LIC)$. Tomada de Stark & Mesri (1992).

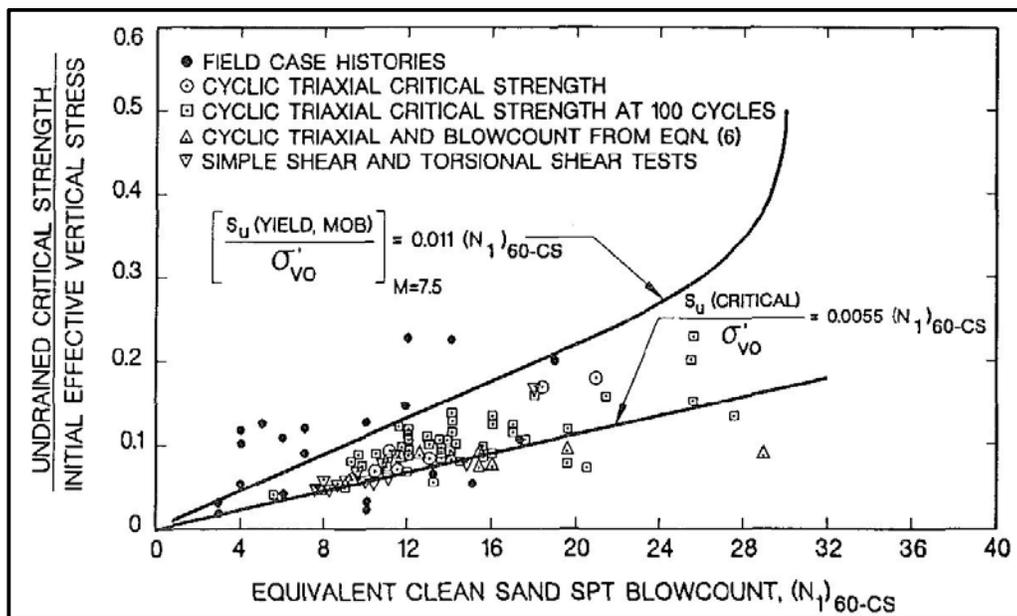


Figura 5.3.4.- Correlación propuesta por Stark & Mesri. Tomada de Stark & Mesri (1992)

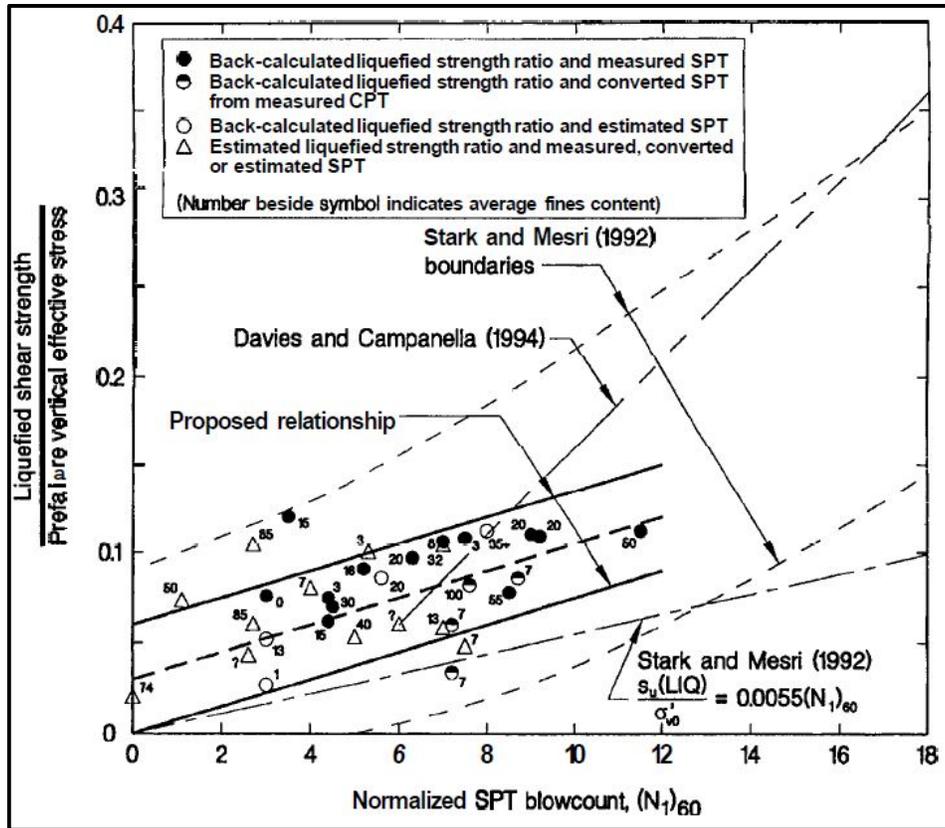


Figura 5.3.5.- Correlación propuesta por Olson & Stark 2002. Tomada de Olson & Stark (2002)

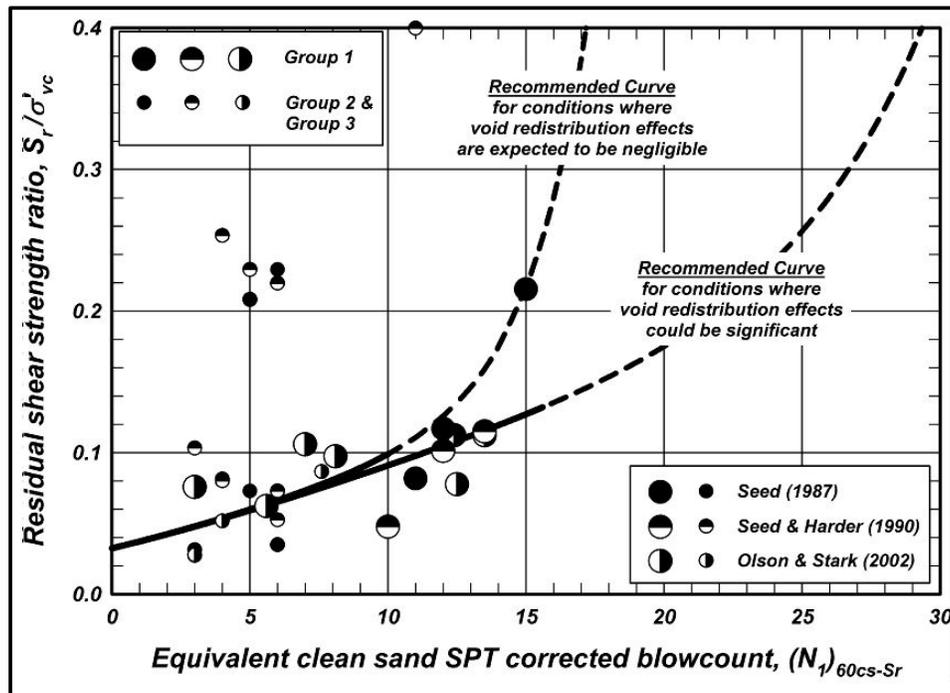


Figura 5.3.6.- Correlación propuesta por Idriss & Boulanger 2008. Tomada de Idriss & Boulanger 2008.



6. LICUACIÓN EN LAS PILAS 26 Y 28 DEL PUENTE

El presente capítulo contiene los resultados de la evaluación de la licuación realizados para los sondeos correspondientes a las pilas 26 y 28 del puente sobre el Río Chone. En éste análisis de incluyen los temas tratados de manera teórica en el capítulo 5.

6.1. SUSCEPTIBILIDAD

6.1.1. CRITERIO DE COMPOSICIÓN

- **Tsuchida 1970**

En la Figura 6.1.1 se muestran las curvas granulométricas de Tsuchida para suelos potencialmente licuables y suelos más licuables. En el mismo gráfico se adicionaron las curvas granulométricas de las pilas 26 y 28, estando ellas dentro del rango de curvas más licuables.

- **Criterio chino modificado (Wang 1979 y Seed 1982)**

Para aplicar el criterio chino uno debe conocer el porcentaje de suelo que es menor a 0.005 mm. Como éste tamaño es aún menor al correspondiente al tamiz # 200, se evaluaron los suelos cuyo contenido de finos (Pasante del tamiz #200) sea menor al 20%. De esos suelos, se evalúa aquellos cuyo límite líquido sea menor al 35% y cuya humedad natural sea al menos el 90% del límite líquido. Éstas tres condiciones sólo la cumplen en la pila 26 el estrato de 0 a 4 metros con $FC = 19\%$ y $LL=NP$, por lo tanto $\omega_c > 0.9LL$ y el estrato de 43 a 50 metros ($FC = 18\%$, $LL = NP$, $\omega_c > 0.9LL$). En la pila 28, los dos estratos superiores (SM de 0 a 8 metros) cumplen con éstas tres condiciones. En la Figura 6.1.2 se muestran las tablas presentadas en el capítulo 3 señalando los suelos que cumplen con las condiciones del criterio chino modificado. Así mismo los puntos son graficados sobre un plano cartesiano LL vs. ω_c , mostrados en la Figura 6.1.3. Según el criterio chino, el resto de suelos en los dos sondeos analizados no son susceptibles a licuación.

- **Seed et al. (2003)**

El criterio de Seed aplica para suelos con significativo contenido de finos ($FC > 20\%$). Según este criterio se evalúa la susceptibilidad para suelos que cumplan con cualquiera de las siguientes dos condiciones:

Condición 1: $FC \geq 20\%$, $IP > 12\%$

Condición 2: $FC \geq 35\%$, $IP < 12\%$



La tabla de la Figura 6.1.4 presenta para los distintos estratos de las pilas 26 y 28 el cumplimiento de éstas condiciones. Aquellos estratos que cumplen con algun de las dos condiciones se los grafica en la carta de plasticidad y se ve si el suelo se encuentra en la zona “A” (susceptible), zona “B” (probar si es susceptible) o zona “C” (no susceptible). La Figura 6.1.5 presenta los resultados junto a la relación entre la humedad natural y el límite líquido alado.

De esta figura se puede concluir lo siguiente:

- De la pila 26, los limos de alta plasticidad que se encuentran entre 22 y 30 metros y entre 50 y 52 metros (puntos 1 y 3 respectivamente) definitivamente no susceptibles a sufrir licuación, ya que caen dentro de la zona “C”.
- El punto 2 de la pila 26, correspondiente a limo de plasticidad ≈ 15 , se encuentra en la zona “B” (pero alejado de la zona “A”) con una relación entre humedad natural y límite líquido mayor a la necesaria para ser susceptible. Los autores sugieren que los suelos que caen dentro de la zona “B” sean probados en laboratorio. En éste trabajo, el punto 2 de la pila 26, es considerado como susceptible.
- Para los suelos del sondeo de la pila 28 existen 2 puntos donde se analizo la susceptibilidad a sufrir licuación; el primero a una profundidad entre 22 y 28 metros, cae en el límite de la zona “A” y “B” y su relación entre humedad natural y límite líquido es mayor a la unidad, por lo que se considera susceptible, mientras que el punto 2 corresponde al estrato de suelo entre 28 y 33 metros y cae dentro de la zona “B” pero su relación entre humedad natural y límite líquido cae apenas por debajo del límite para ser considerado susceptible. Por lo tanto éste suelo no se considera susceptible, según éste método.

- **Bray & Sancio (2006)**

Bray & Sancio proponen un criterio para analizar la susceptibilidad de los suelos finos en base al índice plástico y a la relación entre la humedad natural y el límite líquido. En la tabla de la Figura 6.1.4 se presentan para los distintos estratos de suelos éstos dos índices, mientras que en la figura 6.1.6 se los gráfico en plano cartesiano ω_c/LL e IP.

De la la figura se pueden sacar las siguientes conclusiones:



- Los puntos 1 y 3 del sondeo de la Pila 26 (MH entre 22 y 30 metros y entre 50 y 52 metros) no son susceptibles.
- El punto dos del sondeo de la pila 26 se encuentra en la zona de suelos moderadamente susceptibles bajo cargas intensas, por lo que para éste estrato si se evaluará la licuación.
- El punto 1 del sondeo de la pila 28 cae dentro de la zona de suelos susceptibles a sufrir licuación, con una relación entre humedad natural y límite líquido mayor a la unidad e índice plástico menor a 12.
- El punto 2 del sondeo de la pila 28 se encuentra en el límite de las zonas de suelos susceptibles a moderadamente susceptibles, por lo que éste método considera e éste suelo como susceptible.

- **Idriss & Boulanger (2008)**

Estos autores diferencian el comportamiento de “como arena” a “como arcilla” en base al índice plástico. La frontera que separa estos comportamientos es $IP = 7$. De la tabla 6.1.4 se observa que los puntos 1, 2 y 3 de la pila 26 como los puntos 1 y 2 de la pila 28 tienen índices plásticos mayores a 7 por lo cual todos estos deben ser tratados como arcillas y debe de analizarse por separado la reducción de resistencia por sensibilidad.

6.1.2. Criterio histórico

El criterio histórico para evaluar la susceptibilidad de la licuación se basa en el hecho que suelos que han sufrido el “disparo” de la licuación en un sismo, vuelven a ser licuados en un sismo siguiente. En el caso de estudio, el sismo de Bahía de Caraquez en el año 1998, los suelos de Bahía sufrieron licuación. En la figura 6.1.7 se muestra la playa de bahía de Caraquez con hervideros, productos de la licuación. Por otro lado se ha podido correlacionar los eventos que han sufrido o no licuación en base a la distancia epicentral y la magnitud del sismo. Para el caso del sismo de Bahía de 1998 se muestran las figuras 6.1.8 y 6.1.9 confirmando la susceptibilidad del suelo a sufrir licuación para un sismo parecido al de 1998.

6.1.3. Criterio geológico

Un suelo es más susceptible a sufrir licuación mientras más joven éste suelo sea. Esto se explica por la cementación que puede existir en las partículas de suelo. Por otro



lado hay depósitos de suelo que tienen a ser más proclives a la licuación, por su manera de depositación. La tabla de Youd & Perkins mostrada en la figura 5.1.8 muestra para zonas costeras, con depósitos tipo estuario o deltaicos, una alta susceptibilidad. Los depósitos del cauce del río son recientes y los subyacentes forman parte del holoceno.

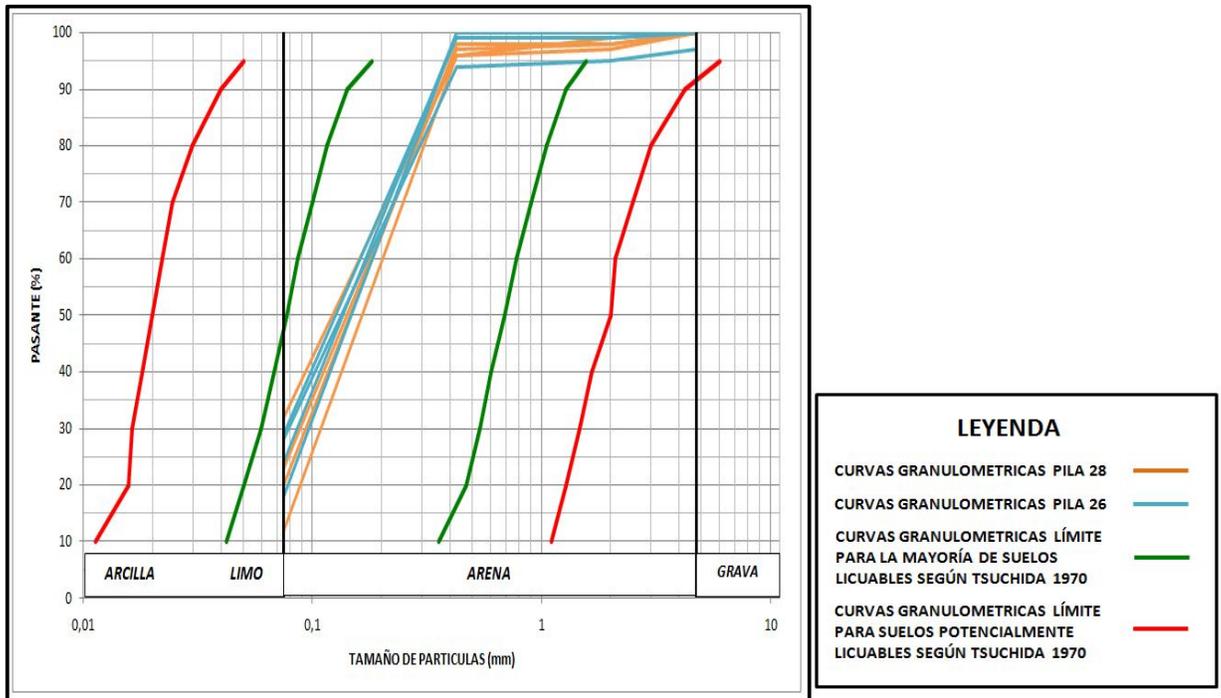


Figura 6.1.1.- Criterio de Tsuchida (1970) con curvas granulométricas de las pila 26 y 28.

PILA 26

PROF. (m)	COTA IGM (msnm)	SUCS	ω (%)	FC (%)	IP (%)	LL (%)	$N_{1,60}$ N_{60}
0 a 4	-2.5 a -6.5	SM	30.8	19	0	0	19.6
4 a 5.5	-6.5 a -8	SM	26.2	24	0	0	50
5.5 a 22	-8 a -24.5	SM	31.5	26	0	0	10.3
22 a 30	-24.5 a -32.5	MH	44.4	75	28	70	10.5
30 a 34	-32.5 a -36.5	ML	39.8	58	15	45	15.4
34 a 38	-36.5 a -40.5	SM	32.4	39	0	0	19
38 a 43	-40.5 a -45.5	SM	27.1	26	0	0	29.8
43 a 50	-45.5 a -52.5	SM	25	18	0	0	20.9
50 a 52	-52.5 a -54.5	MH	48.8	62	28	63	28.5
52 a 58	-54.5 a -60.5	SM	26.6	29	0	0	22

PILA 28

PROF. (m)	COTA IGM (msnm)	SUCS	ω (%)	FC (%)	IP (%)	LL (%)	$N_{1,60}$ N_{60}
0 a 5	-3 a -8	SM	32.5	12	0	0	11.8
5 a 8	-8 a -11	SM	25.3	15	0	0	33.7
8 a 22	-11 a -25	SM	30.4	24.6	0	0	9
22 a 28	-25 a -31	SM	38.8	46	10	37	6
28 a 33	-31 a -36	SM	37	45	11	44	10
33 a 40	-36 a -43	SM	34.4	45	13	47	13
40 a 48.5	-43 a -51.5	SM	24.3	28	0	0	35

Figura 6.1.2.- Criterio chino modificado $FC < 20\%$, $LL < 35\%$, $w \geq 0.9LL$

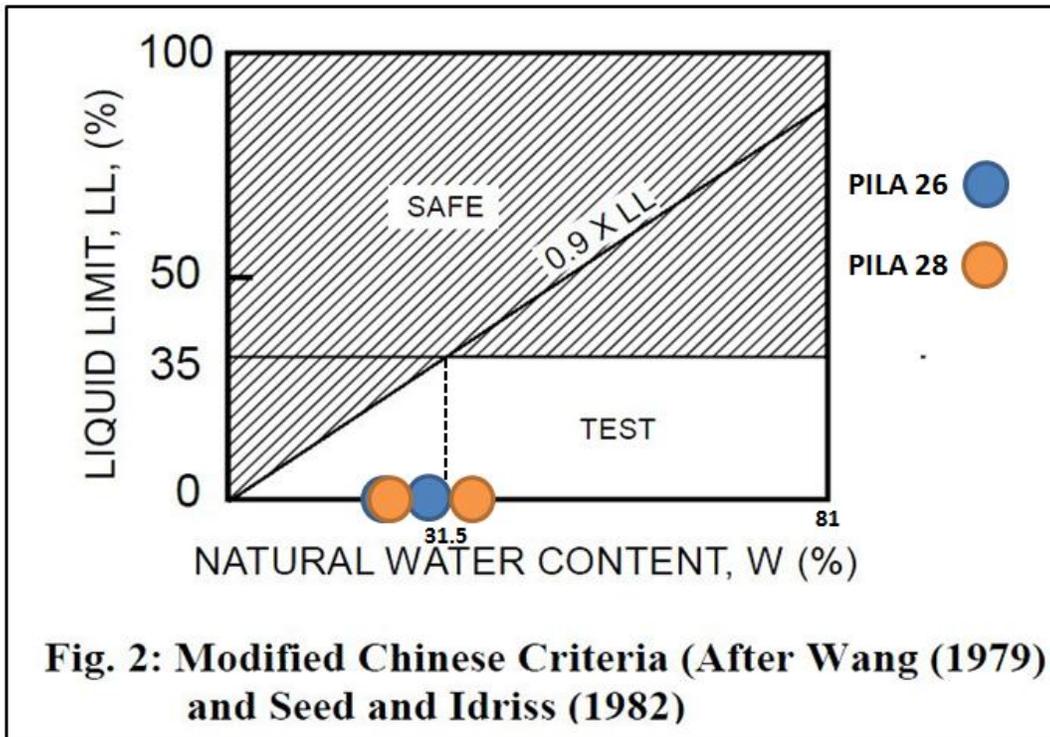


Figura 6.1.3.- Criterio chino modificado $FC < 20\%$, $LL < 35\%$, $w \geq 0.9LL$

PILA 26									
PROF. (m)	SUCS	ω (%)	FC (%)	IP (%)	LL (%)	Condicion 1	Condición 2	ω/LL	PUNTO
0 a 4	SM	30.8	19	0	0	NO	NO	-	-
4 a 5.5	SM	26.2	24	0	0	NO	NO	-	-
5.5 a 22	SM	31.5	26	0	0	NO	NO	-	-
22 a 30	MH	44.4	75	28	70	SI	NO	0.63	1
30 a 34	ML	39.8	58	15	45	SI	NO	0.88	2
34 a 38	SM	32.4	39	0	0	NO	SI	-	-
38 a 43	SM	27.1	26	0	0	NO	NO	-	-
43 a 50	SM	25	18	0	0	NO	NO	-	-
50 a 52	MH	48.8	62	28	63	SI	NO	0.77	3
52 a 58	SM	26.6	29	0	0	NO	NO	-	-
PILA 28									
PROF. (m)	SUCS	ω (%)	FC (%)	IP (%)	LL (%)	Condicion 1	Condición 2	ω/LL	PUNTO
0 a 5	SM	32.5	12	0	0	NO	NO	-	-
5 a 8	SM	25.3	15	0	0	NO	NO	-	-
8 a 22	SM	30.4	24.6	0	0	NO	NO	-	-
22 a 28	SM	38.8	46	10	37	NO	SI	1.05	1
28 a 33	SM	37	45	11	44	NO	SI	0.84	2
33 a 40	SM	34.4	45	13	47	SI	NO	-	-
40 a 48.5	SM	24.3	28	0	0	NO	NO	-	-

Figura 6.1.4.- Tabla con índices para analizar susceptibilidad según Seed, Bray e Idriss.

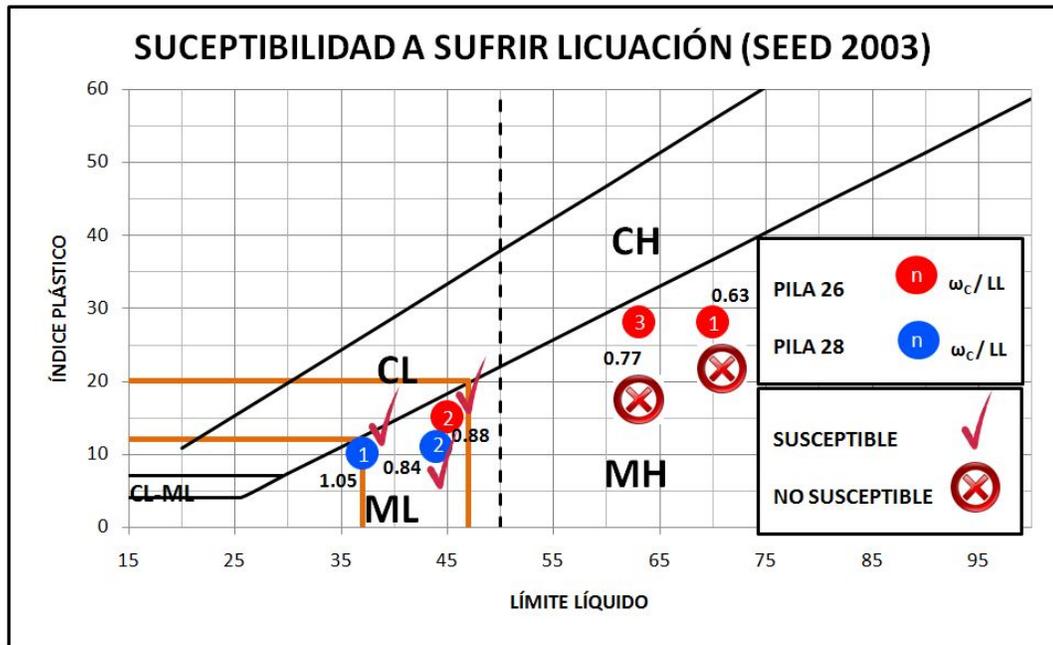


Figura 6.1.5.- Criterio de susceptibilidad propuesto por Seed et al (2003)

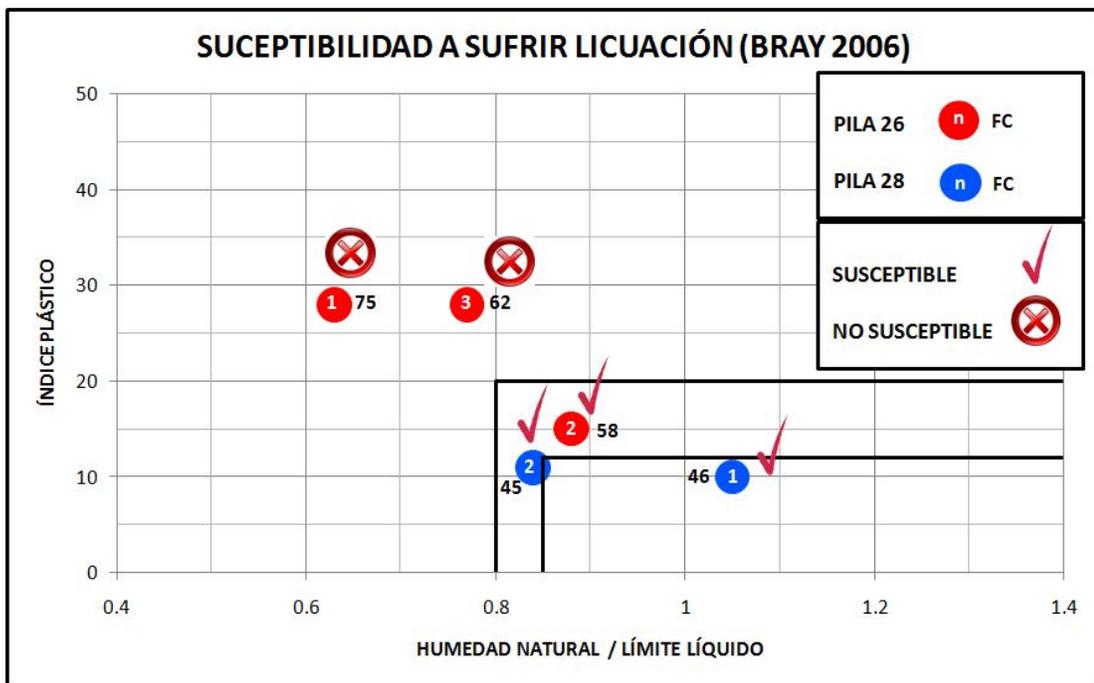


Figura 6.1.6. - Criterio de susceptibilidad propuesto por Bray & Sancio (2006)



Figura 6.1.7.- Evidencia de licuación en el sismo de Bahía de Caraquez de 1998.

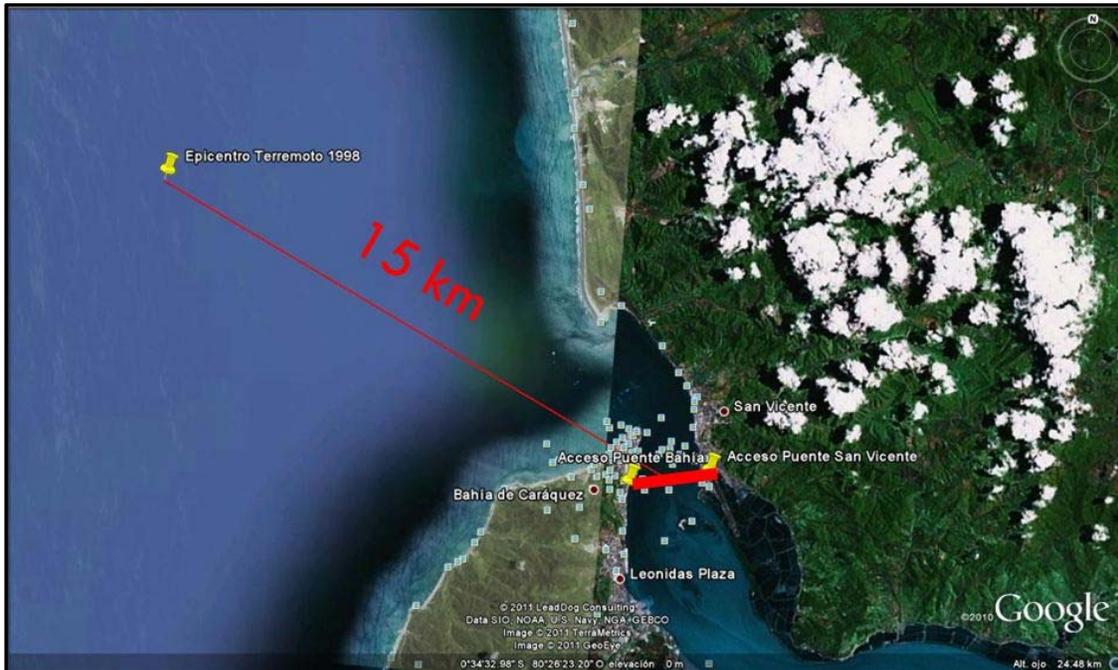


Figura 6.1.8.- Distancia epicentral del proyecto con el sismo de 1998.

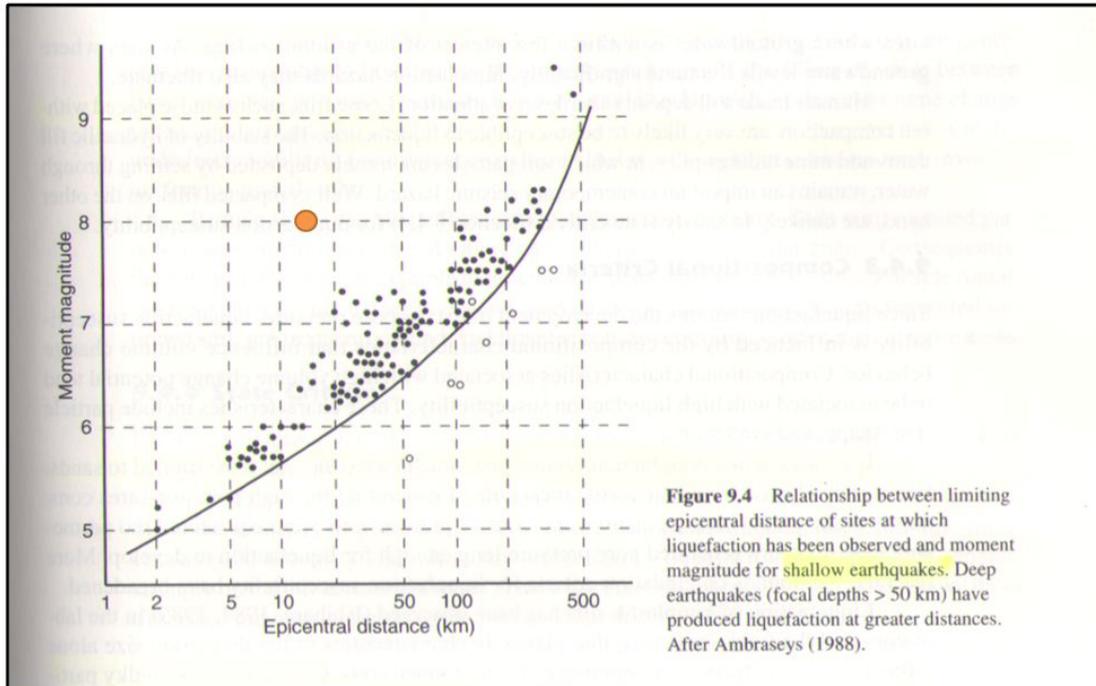


Figura 6.1.9.- Susceptibilidad a sufrir licuación para el sismo de Bahía de Caraquez de 1998, a una distancia epicentral de 15 km, desde epicentro hasta proyecto.



6.2. Análisis determinístico de la licuación en pilas 26 y 28

Para realizar la evaluación de la licuación se necesita evaluar la demanda de esfuerzos cortantes cíclicos inducidos por un sismo y la resistencia del suelo a dichos esfuerzos cíclicos. Para estimarlas se necesita conocer, para la demanda, la magnitud del sismo esperado (M_w), el nivel de aceleración en la superficie del suelo (a_{max}), la historia de esfuerzos del perfil estratigráfico (σ_v, σ'_{vo}), y el coeficiente de reducción de esfuerzos cortantes (r_d) que, dependiendo del método que se use, se estima en función de distintas propiedades, entre ellas: profundidad, magnitud del sismo, aceleración y rigidez del suelo. Para estimar la resistencia es necesario conocer los suelos que son susceptibles a licuación y de ellos tanto su resistencia a la penetración corregida por equipo, métodos y sobrecarga por el contenido de finos.

A continuación se muestran las consideraciones realizadas para los valores de la magnitud del sismo, aceleración máxima en la superficie y la velocidad de onda cortante en los 12 metros superiores. Luego, se comentan los resultados de la evaluación de la licuación en las pilas 26 y 28.

- **Magnitud momento del sismo (M_w)**

El sismo de Bahía de Caraquez tuvo, según varios reportes, una magnitud Richter de 7.2. Para los análisis de licuación se necesita la magnitud momento (M_w). Una equivalencia entre ambas se muestra en la Figura 2.9, donde se puede estimar una Magnitud Momento (M_w) de 8 para una Magnitud Local o Richter (M_L) de 7.2.

- **Aceleración máxima en la superficie (a_{max})**

Los registros sísmicos de ese terremoto sufrieron una saturación y la señal no pudo ser bien registrada, por lo que se estimó la aceleración en roca con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años en base a mapas probabilísticos (Ver Capítulo 2, Sección 2.4). Esta aceleración máxima en roca (A_{max}) fue considerada como 0.35 g. Para conocer la aceleración en la superficie se puede hacer un análisis para considerar el efecto de sitio, que consiste en darle al suelo en estudio una señal desde la roca y obtener como resultado la respuesta en la superficie que puede ser atenuada o amplificada respecto a la de la roca según el tipo de suelo. Por otra parte, existen métodos simplificados basados en varios estudios dependientes del sitio para estimar la aceleración en la superficie. En este caso se usará el método propuesto por Seed et al (1997). Aunque este artículo, así como también los códigos, exigen la realización de estudios específicos considerando el efecto de sitio para suelos proclives a sufrir



licuación, arcillas sensitivas, suelos altamente orgánicos, se ha preferido clasificar al suelo como si éste no fuera proclive a sufrir licuación y estimar la aceleración en la superficie, en ausencia de un registro sísmico válido. Cabe recalcar que se podría coger señales con .con condiciones sismo-genéticas iguales a las del proyecto y con características de sismo iguales a las del sismo esperado en el sitio del proyecto (Magnitud y distancia) de otros sitios y realizar el análisis, pero eso va más allá del alcance del presente trabajo.

En la Figura 6.2.1 se muestra la tabla para clasificar los suelos de Seed et al (1997) y en la Figura 6.2.2 la grafica que relaciona la aceleración máxima en roca con la aceleración máxima en la superficie. En las tablas de las Figuras 6.2.3.a y 6.2.3.b se muestran para los sondeos de las pilas 26 y 28 la clasificación del suelo. Ambos sondeos fueron clasificados como suelos tipo C3 (Mezcla de suelos no cohesivos con suelos cohesivos rígidos, no arcilla suave, altura de suelo mayor a 67 m, velocidad de onda cortante de suelos cohesivos mayor a 150 m/s). De la Figura 6.2.2., se puede observar que para suelos tipo C3 y una aceleración máxima en roca $A_{max} = 0.35$ g, la aceleración máxima en la superficie (a_{max}) es de 0.44 g, valor que será usado en la evaluación de la licuación. Es importante decir que limos de baja plasticidad ($IP < 15$) y arenas limosas o arcillosas con $FC > 30\%$ con baja plasticidad ($IP < 15$) fueron tratados conservadoramente como suelos cohesivos, según las recomendaciones de Seed et al. 1997 (Ver notas 4 y 5 de Figura 6.2.1).

- **Velocidad de onda de corte en los 12 metros superiores ($V_{s,12m}$)**

El método de Seed et al. (2003) considera, además de la profundidad, magnitud y aceleración, a la rigidez del suelo como un factor influyente en el coeficiente de reducción (r_d). Dicha rigidez del suelo se la representa por la velocidad de onda de corte en los 12 metros superiores. La velocidad de onda cortante no ha sido obtenida por ensayos sino por relaciones estadísticas (Capítulo 3). Para los 12 metros superiores, tanto para la pila 26 como 28, los suelos son no cohesivos. La relación empírica usada relaciona el número de golpes sin corregir (N_{60}) con la velocidad de onda de corte. Para cada ensayo SPT se tendrá un valor de V_s . El valor en los 12 metros superiores se calcula como:

$$V_{s,12m} = \frac{12}{d_i/V_{si}}$$

Donde: d_i es el espesor del sub estrato

V_{si} es la velocidad de onda cortante en ese sub estrato



Para la Pila 26 el valor de $V_{s,12m}$ es de 215 m/seg, mientras que para la pila 28 es de 196 m/seg.

- **Resultados**

Los resultados de la evaluación de la licuación se muestran en las páginas XX y YY. En ellas se muestran la graficas del esfuerzo efectivo, resistencia a la penetración corregida por equipos, procedimientos y sobrecarga ($N_{1,60}$), resistencia a la penetración corregida por contenido de finos ($N_{1,60,CS}$), coeficiente de reducción de esfuerzos cíclicos (r_d), tasa de esfuerzos cortantes cíclicos (CSR), tasa de resistencia cortante cíclica (CRR) y factor de seguridad contra la licuación (FS_L). Todas éstas se calcularon por los tres métodos de acuerdo a lo visto en el capítulo 5 y se la graficaron contra la profundidad.



Table 3: Proposed Site Classification System for Seismic Site Response

Site Class	Site Condition	General Description	Site Characteristics
(A ₀)	A ₀	Very hard rock	$V_s(\text{avg.}) > 5,000$ ft/s in top 50 ft.
A	A ₁	Competent rock with little or no soil and/or weathered rock veneer.	$2,500$ ft/s $\leq V_s(\text{rock}) \leq 5,000$ ft/s, and $H_{\text{soil+weathered rock}} \leq 40$ ft, with $V_s > 800$ ft/s (in all but the top few feet ²)
AB	AB ₁	Soft, fractured and/or weathered rock.	For both AB ₁ and AB ₂ : 40 ft $\leq H_{\text{soil+weathered rock}} \leq 150$ ft, and $V_s > 800$ ft/s (in all but the top few feet ²)
	AB ₂	Stiff, very shallow soil over rock and/or weathered rock.	
B	B ₁	Deep, primarily cohesionless ⁴ soils. ($H_{\text{soil}} \leq 300$ ft.)	No "soft clay" (see note 5), and $H_{\text{cohesive soil}} > 0.2 H_{\text{cohesionless soil}}$
	B ₂	Medium depth, stiff cohesive soils and/or mix of cohesionless with stiff cohesive soils; no "soft clay".	$H_{\text{all soils}} \leq 200$ ft, and V_s (cohesive soils) > 600 ft/s (see Note 5)
C	C ₁	Medium depth, stiff cohesive soils and/or mix of cohesionless with stiff cohesive soils; thin layer(s) of soft clay.	Same as B ₂ above, except 0 ft $< H_{\text{soft clay}} \leq 10$ ft. (see Note 5)
	C ₂	Very deep, primarily cohesionless soils.	Same as B ₁ above, except $H_{\text{soil}} \geq 300$ ft.
	C ₃	Deep, stiff cohesive soils and/or mix of cohesionless with stiff cohesive soils; no "soft clay".	$H_{\text{soil}} > 200$ ft., and V_s (cohesive soils) > 600 ft/s
	C ₄	Soft, cohesive soil at small to moderate levels of shaking.	10 ft $< H_{\text{soft clay}} \leq 90$ ft, and $A_{\text{max,rock}} \leq 0.25$ g
D	D ₁	Soft, cohesive soil at medium to strong levels of shaking.	10 ft $< H_{\text{soft clay}} \leq 90$ ft, and 0.25 g $< A_{\text{max,rock}} \leq 0.45$ g, or $(0.25$ g $< A_{\text{max,rock}} \leq 0.55$ g and $M > 7-1/4$)
(E) ⁶	E ₁	Very deep, soft cohesive soil.	$H_{\text{soft clay}} > 90$ ft (see Note 5)
	E ₂	Soft, cohesive soil and very strong shaking.	$H_{\text{soft clay}} > 10$ ft and either: $A_{\text{max,rock}} > 0.55$ g or $A_{\text{max,rock}} > 0.45$ g and $M > 7-1/4$
	E ₃	Very high plasticity clays.	$H_{\text{clay}} > 30$ ft with $PI > 75\%$ and $V_s < 800$ ft/s
(F) ⁷	F ₁	Highly organic and/or peaty soils.	$H > 10$ ft of peat and/or highly organic soils.
	F ₂	Sites likely to suffer ground failure due either to significant soil liquefaction or other potential modes of ground instability.	Liquefaction and/or other types of ground failure analysis required.

Notes:

1. H = total (vertical) depth of soils of the type or types referred to.
2. V_s = seismic shear wave velocity (ft/s) at small shear strains (shear strain $\sim 10^{-4}\%$).
3. If surface soils are cohesionless, V_s may be less than 800 ft/s in top 10 feet.
4. "Cohesionless soils" = soils with less than 30% "fines" by dry weight. "Cohesive soils" = soils with more than 30% "fines" by dry weight, and $15\% \leq PI$ (fines) $\leq 90\%$. Soils with more than 30% fines, and PI (fines) $< 15\%$ are considered "silty" soils herein, and these should be (conservatively) treated as "cohesive" soils for site classification purposes in this Table.
5. "Soft Clay" is defined as cohesive soil with: (a) Fines content $\geq 30\%$, (b) $PI(\text{fines}) \geq 20\%$, and (c) $V_s \leq 600$ ft/s.
6. Site-specific geotechnical investigations and dynamic site response analyses are strongly recommended for these conditions. Response characteristics within this Class (E) of sites tends to be more highly variable than for Classes A₀ through D, and the response projections herein should be applied conservatively in the absence of (strongly recommended) site-specific studies.
7. Site-specific geotechnical investigations and dynamic site response analyses are *required* for these conditions. Potentially significant ground failure must be mitigated, and/or it must be demonstrated that the proposed structure/facility can be engineered to satisfactorily withstand such ground failure.

Figura 6.2.1.- Tabla para clasificación de suelos para encontrar la aceleración máxima en la superficie en función de la aceleración máxima en la roca. Tomada de Seed et al 1997.

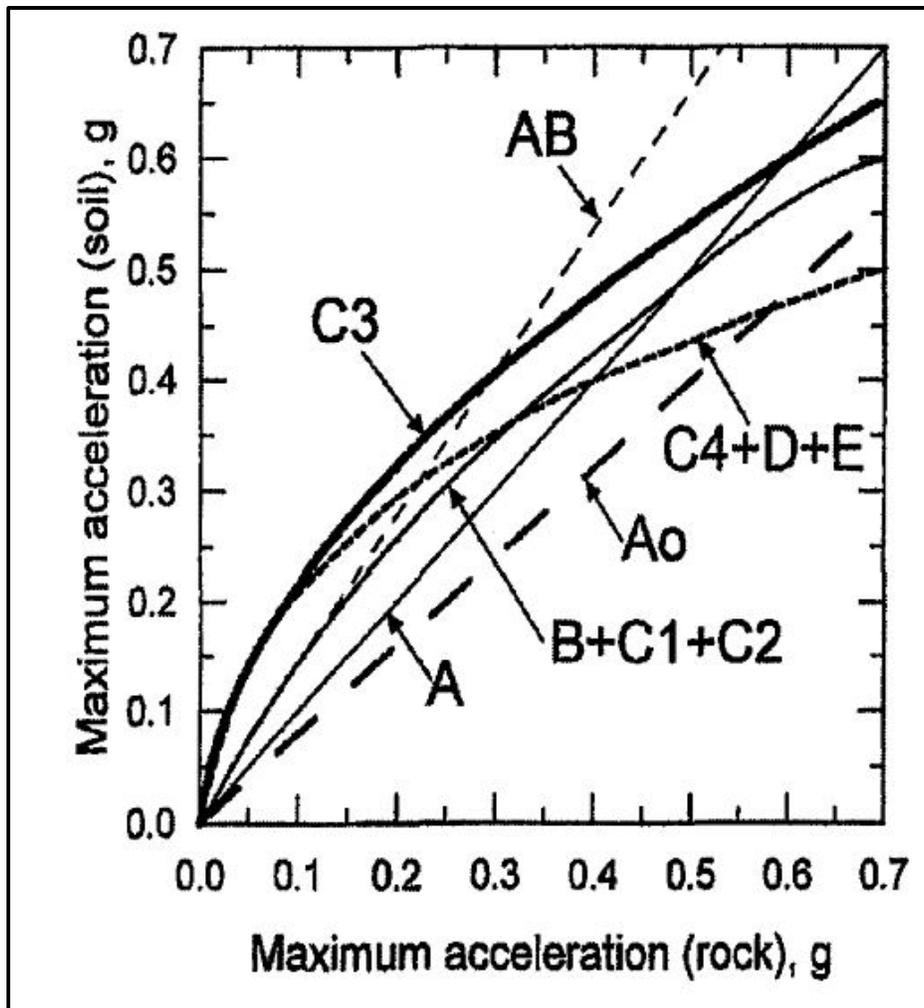


Figura 6.2.2.- Gráfica que relaciona la aceleración máxima en la superficie con la aceleración máxima en la roca. Tomada de Seed et al 1997.

PILA 26										
PROF. (m)	SUCS	FC (%)	IP (%)	Vs (m/s)	¿FC ≥ 30 ?	¿15 ≤ IP ≤ 90 ?	COHESIVO	¿IP > 20 ?	¿Vs ≤ 150 ?	ARCILLA SUAVE
0 a 4	SM	19	0		NO	NO	NO	-	-	NO
4 a 5.5	SM	24	0		NO	NO	NO	-	-	NO
5.5 a 22	SM	26	0		NO	NO	NO	-	-	NO
22 a 30	MH	75	28	205	SI	SI	SI	SI	NO	NO
30 a 34	ML	58	15	270	SI	SI	SI	NO	NO	NO
34 a 38	SM	39	0	297	SI	SI	SI	NO	NO	NO
38 a 43	SM	26	0		NO	NO	NO	-	-	NO
43 a 50	SM	18	0		NO	NO	NO	-	-	NO
50 a 52	MH	62	28	293	SI	SI	SI	SI	NO	NO
52 a 58	SM	29	0		NO	NO	NO	-	-	NO
H _{cohesivo} = 16 m		H _{no cohesivo} = 42 m		H _{cohesivo} / H _{no cohesivo} = 0.38			TIPO DE SUELO : C3			

Figura 6.2.3.a.- Tipo de suelo según la tabla de la figura 6.2.1 para el sondeo de la pila 26.

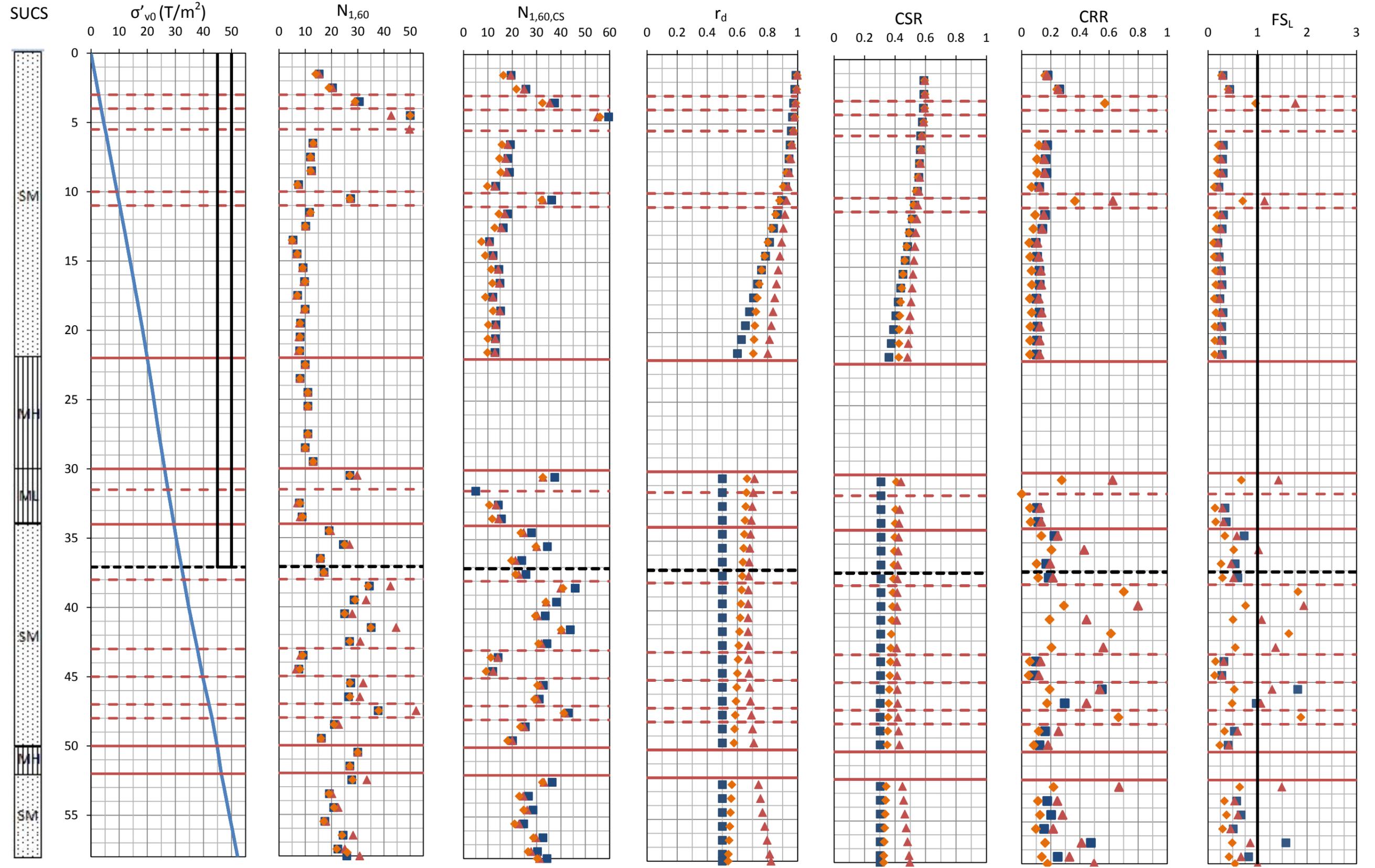


UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

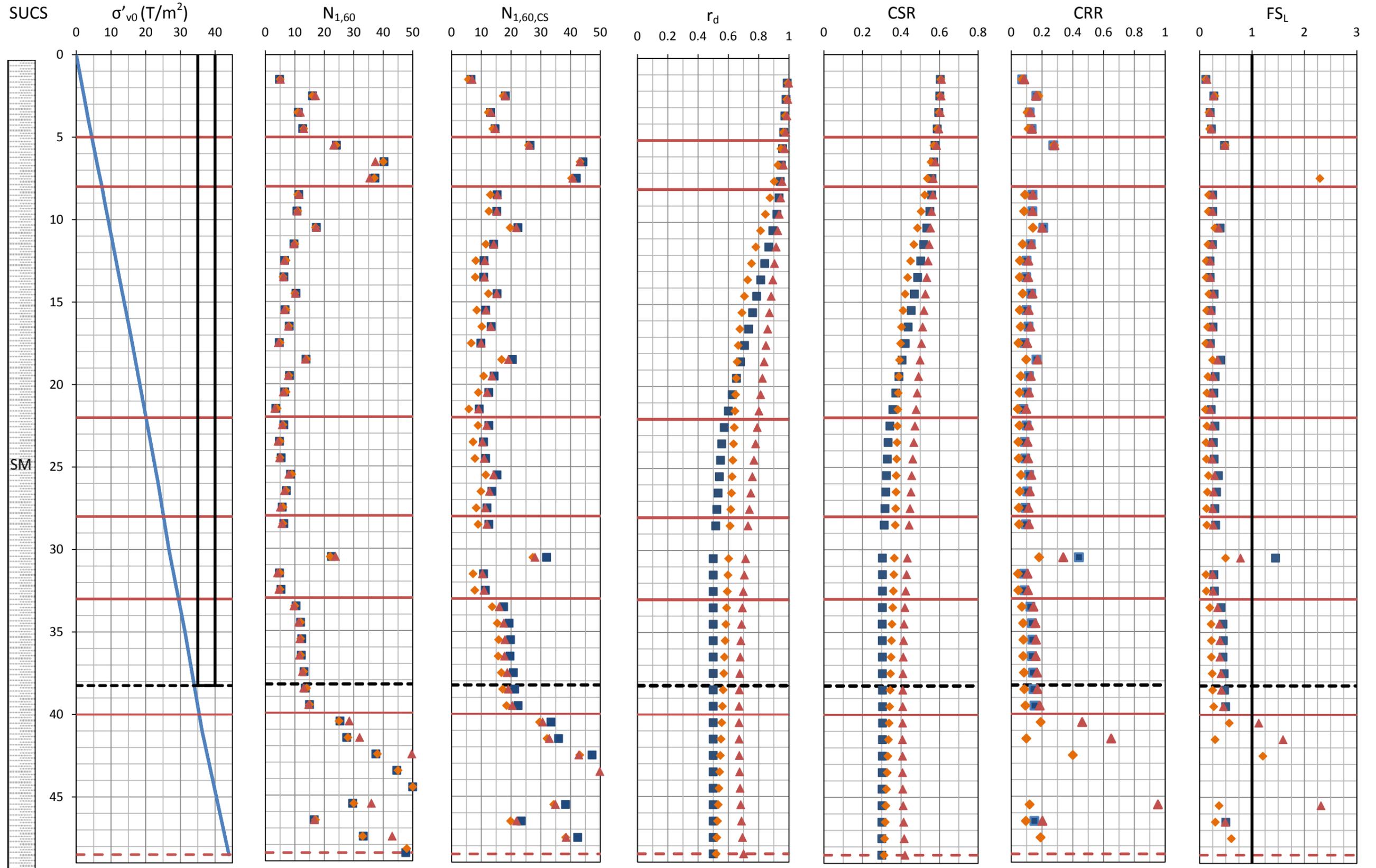
<i>PILA 28</i>											
PROF. (m)	SUCS	FC (%)	IP (%)	Vs (m/s)	¿FC ≥ 30 ?	¿ 15 ≤ IP ≤ 90 ?	COHESIVO	¿ IP > 20 ?	¿Vs ≤ 150 ?	ARCILLA SUAVE	
0 a 5	SM	12	0		NO	NO	NO	-	-	NO	
5 a 8	SM	15	0		NO	NO	NO	-	-	NO	
8 a 22	SM	24.6	0		NO	NO	NO	-	-	NO	
22 a 28	SM	46	10	194	SI	NO	SI	NO	NO	NO	
28 a 33	SM	45	11	236	SI	NO	SI	NO	NO	NO	
33 a 40	SM	45	13	265	SI	NO	SI	NO	NO	NO	
40 a 48.5	SM	28	0		NO	NO	NO	-	-	NO	
H _{cohesivo} = 18 m		H _{no cohesivo} = 30.5 m			H _{cohesivo} / H _{no cohesivo} = 0.59			TIPO DE SUELO : C3			

Figura 6.2.4.b.- Tipo de suelo según la tabla de la figura 6.2.1 para el sondeo de la pila 28.

PILA 26



PILA 28

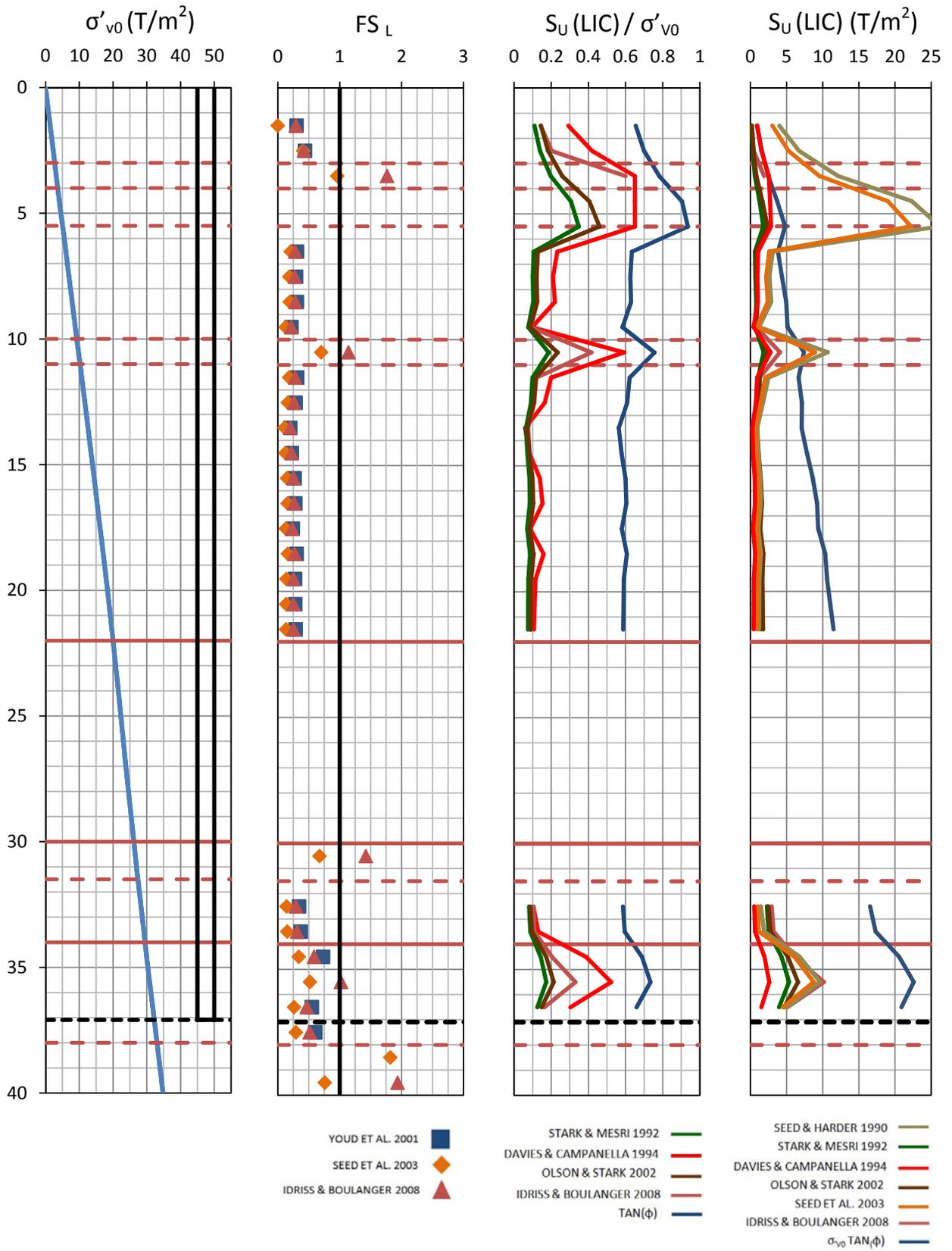




6.3. Resistencia Post – Licuación

La resistencia post – licuación fue determinada a través de los métodos descritos en el Capítulo 5 en la Sección 5.3. El resultado de los mismos son bastantes parecidos a excepción de los métodos propuestos por Seed & Harder en 1990 y Seed et al. en el 2003, cuyas propuestas correlacionan la resistencia a la penetración para arenas limpias con la resistencia del suelo licuado como un valor único numérico, en lugar de un valor normalizado con el esfuerzo efectivo, como el resto de las correlaciones. Estas correlaciones se diferencian básicamente en que a esfuerzos efectivos bajos, las de Seed & Harder y Seed et al. resultan en valores mucho mayores de resistencia. En el rango de esfuerzos efectivos de 5 a 20 T/m² los valores de resistencia del suelo licuado son bastantes parecidos. Los resultados de éstos análisis se los muestra en las páginas 117 y 118 para las pilas 26 y 28 respectivamente.

PILA 26





7. Capacidad de carga axial considerando licuación

En un sismo, el movimiento inercial de una estructura transmite esfuerzos a la cimentación que la soporta. Esa cimentación debe ser capaz de resistir los esfuerzos máximos producidos por ese movimiento inercial de la super-estructura. En el caso de pilotes, la capacidad geotécnica última de los mismos se la calcula en función del tipo y calidad del suelo y del tipo y geometría de los pilotes. Si es que no se consideraría la licuación, la capacidad última se la divide para la demanda de carga axial que genere el sismo y se obtendría un factor de seguridad, el cual podría estar cercano a la unidad, dado que el sismo es una carga que dura poco tiempo respecto a la vida del proyecto. Si el suelo es licuable su resistencia decrece y la carga en ciertos pilotes aumenta como producto de las cargas sísmicas. No es conocido si los dos efectos coinciden en un determinado instante y hay estudios que sugieren que la máxima carga inercial puede ocurrir antes o después de la licuación, pero es conservador considerar que la máxima carga ocurre al mismo tiempo que el suelo está licuado.

El presente trabajo considera la resistencia post-licuación del suelo para la determinación de la capacidad del pilote en la condición más crítica del sismo. Para la determinación de la capacidad se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Los primeros 6 metros del suelo no consideran fuste en el momento de sismo, porque al estar éste desplazado horizontalmente existe una abertura o brecha entre el suelo y pilote y consecuentemente, en esta zona, no se genera fuste.
- El fuste entre el pilote y las arenas licuables se calcula considerando la resistencia post – licuación de las mismas. Esta resistencia es “no drenada” por lo que la capacidad se la calcula como si fuera una arcilla. Se usó el método α , usando valores propuestos por API y CFEM (Ver Capítulo 4, Sección 4.1.2).
- Se consideró que las arcillas o limos (suelos cohesivos) van a ser totalmente remoldeados durante el sismo por lo cual se estimó la sensibilidad de la arcilla mediante una correlación con el Índice de Liquidez y el Esfuerzo Efectivo (Figura 7.1).

La capacidad que soporta el estrato arcilloso al pilote sin considerar el sismo, se lo divide para la sensibilidad para la obtener la capacidad del pilote remoldeada.

- Los suelos superficiales ($z < 20$ m), susceptibles pero no licuables, se les considera una razón de exceso de presión de poros ($r_u = \Delta u / \sigma'_{v0}$) de 20 %.



- Los suelos que resultaron moderadamente susceptibles y cuya evaluación dio factores de seguridad menores a la unidad (licuables), pero que están a una profundidad mayor a 30 metros se les considera la totalidad de la capacidad.
- Los suelos que son susceptibles, licuables a profundidades mayores a 30 metros, se les considera una razón de exceso de presión de poros de 20%.
- Se consideró que la capacidad por fuste que aportan los suelos sin considerar el sismo es la de las pruebas PDA.

De acuerdo a las consideraciones citadas se procedió a calcular la capacidad de los pilotes considerando la licuación, cuyos procedimientos y resultados se muestran a continuación para ambas pilas, la 26 y la 28.

PILA 26

1. Estrato SM de 6 a 22.5 metros:

Este estrato arenoso es susceptible y el análisis dio como resultado que si es licuable. Se escogió un valor promedio de la resistencia del suelo licuado y con ésta resistencia se calculó el fuste como si éste suelo fuera una arcilla.

$$\Delta H = 16.5 \text{ metros}$$

$$S_U (\text{LIC}) = 1.5 \text{ T/m}^2 \text{ (Valor promedio de todos los métodos)}$$

$$\alpha = 1 \text{ (Por ambos métodos CFEM y API)}$$

$$q_f = S_U * \alpha = 1.5 * 1 = 1.5 \text{ T/m}^2 \text{ (Fuste por unidad de área)}$$

$$Q_f (\text{LIC}) = q_f * \Delta H * D * \pi = 1.5 * 16.5 * 1.21 * \pi = \mathbf{94 \text{ T}} \text{ (Fuste total del estrato considerando licuación)}$$

$$Q_f = 150 \text{ T} \text{ (Fuste total del estrato sin considerar licuación)}$$

2. Estrato MH de 22.5 a 30 metros:

Para este estrato, considerado como arcilla, se calculo la sensibilidad del mismo en base a una correlación y se redujo la capacidad que aporta al pilote considerando que va a ser completamente remoldeado.

$$\sigma'_{v0} = 23 \text{ T/m}^2 \text{ (Esfuerzo efectivo promedio del estrato)}$$

$$IL = (\omega - LP) / IP = (44 - 42) / 28 = 0.071$$

$$S_t = 1.5 \text{ (Sensibilidad, tomada de la Figura 7.1)}$$

$$Q_f = 105 \text{ T} \text{ (Fuste total del estrato sin considerar licuación)}$$

$$Q_f (\text{LIC}) = Q_f / S_t = 105 / 1.5 = \mathbf{70 \text{ T}} \text{ (Fuste total del estrato considerando licuación)}$$



3. Estrato ML de 30 a 34 metros:

Este estrato resulto moderadamente susceptible y el análisis dio factores de seguridad menores a la unidad pero por su profundidad, se considero la totalidad de la capacidad.

De las pruebas PDA:

Pilote 4: $Q_f = 84 \text{ T}$

Pilote 6: $Q_f = 104 \text{ T}$

Promedio: $Q_f = 94 \text{ T}$

4. Estrato SM de 34 a 37.1 metros:

Este estrato es susceptible y licuable, por lo tanto se considero una razón de exceso de presión de poros de 20%.

$Q_f = 78 \text{ T}$ (Promedio de los resultados de pruebas PDA en pilotes 4 y 6)

$Q_f (\text{LIC}) = Q_f (1 - r_u) = 78(1 - 0.2) = 78(0.8) = 62 \text{ T}$ (Fuste total del estrato considerando licuación)

5. Punta en suelo SM a 37.1 metros:

Al igual que el estrato anterior, éste suelo estaba a profundidades mayores a 30 metros pero es licuable por lo que se considero un $r_u = 0.2$.

$Q_p = 205 \text{ T}$ (Promedio de los resultados de pruebas PDA en pilotes 4 y 6)

$Q_p (\text{LIC}) = Q_p (1 - r_u) = 205(1 - 0.2) = 205(0.8) = 164 \text{ T}$ (Capacidad por punta considerando licuación)

6. Total:

$Q_u (\text{LIC}) = 94 + 70 + 94 + 62 + 164 = 484 \text{ T}$ Capacidad total considerando licuación

$Q_u = 680 \text{ T}$ Capacidad total sin considerar licuación

Relación $Q_u (\text{LIC}) / Q_u = 71 \%$

$Q = 406 \text{ T}$ (Descarga en el sismo)

$FS = Q_u (\text{LIC}) / Q = 484 / 406 = 1.19$

PILA 28

1. Estrato SM de 6 a 8 metros:

Este estrato arenoso es susceptible y el análisis dio como resultado que no es licuable. Por lo tanto se redujo la capacidad considerando una relación de exceso de presión de poros del 20%.

$Q_f = 10 \text{ T}$ (Promedio de los resultados de pruebas PDA en pilotes 6 y 7)



$$Q_f(\text{LIC}) = Q_f(1 - r_u) = 10(1 - 0.2) = 10(0.8) = \mathbf{8 \text{ T}}$$
 (Fuste total del estrato considerando licuación)

2. Estrato SM de 8 a 28 metros:

Este estrato arenoso es susceptible y el análisis dio como resultado que si es licuable. Se escogió un valor promedio de la resistencia del suelo licuado y con ésta resistencia se calculó el fuste como si éste suelo fuera una arcilla.

$$\Delta H = 20 \text{ metros}$$

$$S_u(\text{LIC}) = 1.5 \text{ T/m}^2 \text{ (Valor promedio de todos los métodos)}$$

$$\alpha = 1 \text{ (Por ambos métodos CFEM y API)}$$

$$q_f = S_u * \alpha = 1.5 * 1 = 1.5 \text{ T/m}^2 \text{ (Fuste por unidad de área)}$$

$$Q_f(\text{LIC}) = q_f * \Delta H * D * \pi = 1.5 * 20 * 1.21 * \pi = \mathbf{114 \text{ T}}$$
 (Fuste total del estrato considerando licuación)

$$Q_f = 273 \text{ T}$$
 (Fuste total del estrato sin considerar licuación)

3. Estrato ML de 28 a 33 metros:

Este suelo esta a una profundidad considerable pero es licuable por lo que se considera un $r_u = 0.2$.

$$Q_f = 79 \text{ T}$$
 (Promedio de los resultados de pruebas PDA en pilotes 6 y 7)

$$Q_f(\text{LIC}) = Q_f(1 - r_u) = 79(1 - 0.2) = 79(0.8) = \mathbf{63 \text{ T}}$$
 (Capacidad por punta considerando licuación)

4. Estrato SM de 33 a 38.3 metros:

Se considera la totalidad de la capacidad.

$$Q_f = \mathbf{81 \text{ T}}$$
 (Promedio de los resultados de pruebas PDA en pilotes 6 y 7)

5. Punta en suelo SM a 38.3 metros:

Se considera la totalidad de la capacidad.

$$Q_p = \mathbf{150 \text{ T}}$$
 (Promedio de los resultados de pruebas PDA en pilotes 6 y 7)

6. Total:

$$Q_u(\text{LIC}) = 8 + 114 + 63 + 81 + 150 = 416 \text{ T}$$
 Capacidad total considerando licuación

$$Q_u = 590 \text{ T}$$
 Capacidad total sin considerar licuación

$$\text{Relación } Q_u(\text{LIC}) / Q_u = 71 \%$$

$$Q = 406 \text{ T}$$
 (Descarga en el sismo)

$$FS = Q_u(\text{LIC}) / Q = 484 / 406 = 1.03$$

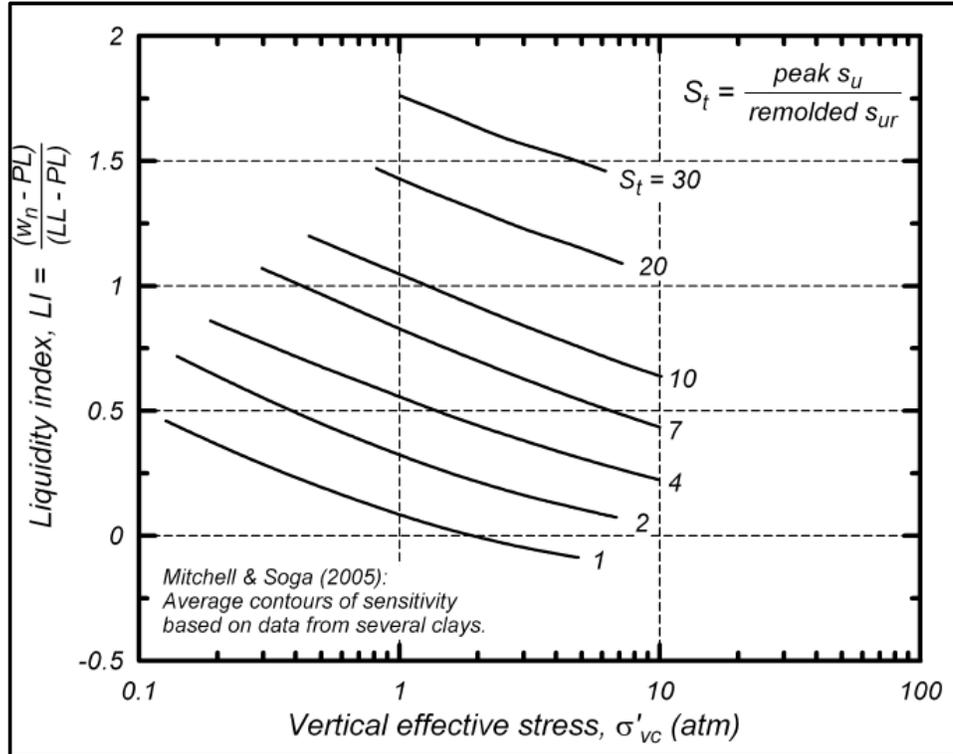


Figura 7.1.- Correlación entre la Sensitividad, Índice de Liquidez y Esfuerzo Efectivo. Tomada de Idriss & Boulanger 2008.



8. Conclusiones y Recomendaciones

Sobre la capacidad axial de los pilotes sin licuación:

- Los resultados indica que los métodos más convenientes y que más se aproximaron a los resultados de las pruebas PDA, para fuste en arenas, fueron los propuestos por Kulhawy y los de API.
- Ambos estiman la fuerza de fricción que genera el suelo en base al retro cálculo a partir de resultados de pruebas de carga del ángulo de fricción suelo-pilote y del coeficiente K_s .
- Los valores recomendados para pilotes tubulares huecos de acero, que concuerdan con los de la pruebas PDA, para arenas finas SM son:
 - $\delta/\phi' \approx 0.65$ a 0.7
 - $K_s \approx 0.4$ a 0.5
- El método α da valores bastantes cercanos a los de las pruebas PDA. Sin embargo éste sólo fue probado para el estrato MH de 22 a 30 metros en la Pila 26.
- La capacidad por punta de pilotes tubulares de acero requiere de muchas más investigaciones para determinarla.
- Existen métodos más exactos (ICP, Salgado, Métodos japoneses) pero que requieren el uso de parámetros nuevos y mediciones realizadas en campo así como el uso del cono en vez del SPT.
- Se sugiere, para proyectos importantes, la realización de pruebas del cono adyacentes a pruebas SPT, para determinar de manera más precisa la capacidad.
- En este caso que se disponían de resultados de CAPWAP, a partir de la prueba PDA, se podía tomar ese valor como verdadero, se encontró que el área de punta que actuaba era del orden de un 20 a 25% del área total del pilote lleno.

Sobre la susceptibilidad de los suelos a sufrir licuación:

- El criterio de las curvas granulométricas de Tsuchida presenta límites pero no debe ser tomado como un criterio absoluto para determinar la susceptibilidad
- El criterio chino limita los suelos licuables a un FC menor que 20% cuando en la realidad ya se han reportado casos en que suelos con $FC > 20\%$ se han licuado
- Los criterios de Seed et al 2003 y Bray & Sancio se basan en casos históricos recientes y ambos resaltan la importancia que tiene en la susceptibilidad de un suelo la cercanía entre la humedad natural y el límite líquido
- Por otra parte, Idriss & Boulanger presentan un criterio mucho más absoluto que difiere mucho de los propuestos tanto por Seed como por Bray, y que es menos conservador



- Se sugiere determinar la susceptibilidad de suelos a sufrir licuación según las recomendaciones de Bray & Sancio.

Sobre la evaluación de la licuación:

- El método más usado en la práctica ingenieril sigue siendo el de Youd et al 2001, porque los cambios propuestos por Seed (2003) e Idriss & Boulanger (2008) siguen en discusión y presentan valores muy distintos entre sí.
- Las diferencias parecen ser el resultado de un distinto trato de los casos históricos
- Se recomienda evaluar la licuación con los tres métodos y en base al perfil estratigráfico tomar decisiones de diseño de acuerdo al tipo de proyecto

Sobre la resistencia post-licuación:

- Los métodos de Seed & Harder (1990) y la recomendación de Seed et al (2003) dan valores muy altos de S_u a profundidades superficiales, porque usan correlaciones directas ente la resistencia a la penetración y la resistencia no drenada de arenas licuadas.
- Los otros métodos que normalizan la resistencia post-licuación con el esfuerzo efectivo dan valores cercanos entre sí.
- Idriss & Boulanger presentan una curva con concavidad hacia arriba y hacia la izquierda. Se espera que todas las curvas presenten esta concavidad, pero existen muy pocos casos históricos que determinen por donde exactamente debe pasar esta curva.
- Seed recomienda extrapolar la recta para usar valores más conservadores, recomendación que se acoge en el presente estudio

Sobre la capacidad axial de los pilotes considerando la licuación:

- La resistencia de las arenas licuables calculada con la resistencia post licuación y por el método α dio valores aproximadamente del 60 a 65% de la resistencia por fuste calculada por Kulhawy, API o Pruebas PDA.
- La resistencia total considerando la licuación es alrededor del 70% de la resistencia total son considerar la licuación.
- A las arenas susceptibles pero no licuables, superficiales, igual se les debe de considerar un exceso de presión de poros.
- No existen recomendaciones para determinar cuánto puede ser este exceso de presión de poros por lo que se adopto un valor de $r_v=0.2$.

Generales:

- El presente trabajo no considera la carga lateral que se produce en el sismo, ni la capacidad estructural del pilote ante estas sollicitaciones.



- El efecto de la licuación en la carga lateral de pilotes es un tema amplio y aun no muy investigado, pero puede resultar crítico en el diseño y debe ser evaluado cuidadosamente
- Existen métodos para tomarlo en consideración:
 - Curvas p-y para suelos licuables
 - Multiplicadores “p” para curvas p-y
 - Considerar arena licuable como arcilla suave



9. Bibliografía

Bray, J., & Sancio, R. (2006). *Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils*. ASCE.

Cetin, O., Seed, R., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder, L., Kayen, R., y otros. (2004). *Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential*. ASCE.

Idriss, I., & Boulanger, R. (2004). *Semi-Empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*. Davis, CA: UC Davis.

Idriss, I., & Boulanger, R. (2008). *Soil Liquefaction during Earthquakes*. Oakland, CA: Engineering Earthquakes Research Institute.

Kulhawy, F., & Mayne, P. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Palo Alto, CA: Electric Power Research Institute.

Liao, S., & Whitman, R. (1986). *Overburden correction factors for SPT in sand*. ASCE.

Olson, S., & Stark, T. (2002). *Liquefied strength ratio from liquefaction flow case histories*. Canadian Geotechnical Journal.

Paik, K., & Salgado, R. (2006). *Determination of Bearing Capacity of Open-Ended Piles in Sand*. ASCE.

Reese, L., Isenhower, W., & Wang, S.-T. (2006). *Analysis and design of shallow and deep foundations*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.

Seed, H. (1979). *Soil Liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes*. ASCE.

Seed, R. (2010). *Technical Review and Comments: 2008 EERI Monograph "SOIL LIQUEFACTION DURING EARTHQUAKES" (by I.M. Idriss & R. Boulanger)*. Berkeley, CA: UC Berkeley.

Seed, R., & Harder, L. (1990). *SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength*. Vancouver, British Columbia: Proceedings, Seed Memorial Symposium, J. M. Duncan, ed., BiTech Publishers.

Seed, R., Cetin, K., Moss, R., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., y otros. (2003). *Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A unified and consistent framework*. Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Center.

Seed, R., Cetin, K., Moss, R., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., y otros. (2001). *Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering and Seismic Site Response Evaluation*. University of Missouri, Rolla: Proc., 4th International Conference and Symposium on Recent Advances in Geotechnical Earthquakes Engineering and Soil Dynamics.

Stark, T., & Mesri, G. (1992). *Undrained Shear Strength of liquefied sands for stability analysis*. ASCE.

Terzaghi, K., Peck, R., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (3 ed.). New York: John Wiley & Sons, Inc.



Tomlinson, M., & Woodward, J. (2008). *Pile Design and Construction Practice* (5 ed.). Abingdon: Taylor & Francis.

Youd, T. (2001). *Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. ASCE.

ANEXO 1

SONDEOS PILAS 26 Y 28



GEOSUELOS
CÍA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 26
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 54,0 m
REVESTIMIENTO HW: 21,00 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 13 de julio 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				"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LIMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			SUCS	
		10	20	30	40					W (%)	L.L. (%)	I.P.	G	S	F		
0.00																	
1.00																	
-1.00	S	█				9	Arena limosa con presencia de conchilla, color verde, dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa entre suelta y densa.		28.2	-	NP	0	82	18		SM	
2.00																	
-2.00	S	█				12			32.4								
3.00																	
-3.00	S	█				18			31.9								
4.00																	SM
-4.00	S	█				32			29.3								
5.00																	
-5.00	S	█				41			23.0								
6.00																	
-6.00	S	█				10		32.5	-	NP	3	69	28		SM		
7.00																	
-7.00	S	█				10		28.1									
8.00																	
-8.00	S	█				11		30.0								SM	
9.00																	
-9.00	S	█				7		29.3									
10.00																	

LEYENDA:

DM = Dilatómetro

Sh = Shelby

█ = Perforación destructiva con tricono

S = SPT

▽ = Nivel Freático

▨ = Barril

█ = Revestimiento

GEOSUELOS Cía. Ltda.

ING. CESAR LANDAZURI SOTO
GERENTE



GEOSUELOS
CÍA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHÍA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 26
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 54,0 m
REVESTIMIENTO HW: 21,00 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 13 de julio de 2008

HOJA: 2 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				"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			SUCS																	
		10	20	30	40					W (%)	LL (%)	LP	G	S	F																		
-10.00	S					27		Arena limosa con presencia de conchilla, color verde, dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa suelta y media.								25.1																	
11.00																																	
-11.00	S					12																			29.5	-	NP	0	70	30	SM		
12.00																																	
-12.00	S					11																											
13.00																																	
-13.00	S					6																											
14.00																																	
-14.00	S					8																											
15.00																																	
-15.00	S					11																											
16.00																																	
-16.00	S					12																											
17.00																																	
-17.00	S					9																											
18.00																																	
-18.00	S					13																											
19.00																																	
-19.00	S					11																											
20.00																																	

LEYENDA:

- | | | |
|------------------|-------------|---------------------------------------|
| DM = Dilatómetro | Sh = Shelby | = Perforación destructiva con tricono |
| S = SPT | = Barril | = Nivel Freático |
| | | = Revestimiento |

GEOSUELOS Cía. Ltda

NO: CESAR LANDAZURI SOTI



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 26
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO HW: 21,00 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 13 de julio de 2008

HOJA: 3 DE 6

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río:

3.00 m

ROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT				"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	TRIAJAL UU			LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			SUCS	
		10	20	30	40					c (t/m ²)	φ (°)	γ (t/m ³)	W (%)	L.L. (%)	LP	G	S	F		
-20.00	S					11	Arena limosa con presencia de conchilla y capas de limo arcilloso, color verde, dilatancia lenta, tenacidad media, resistencia seca media. Compacidad relativa media.					37.9							SM	
-21.00	S					11							39.5							
-22.00	S					10							42.6							
-23.00	S					8							43.9							
-24.00	S					11							47.0							MH
-25.00	S					11	Limo elástico con presencia de lentes de arena y conchilla, color verde, dilatancia muy lenta, tenacidad alta, resistencia seca alta. Consistencia firme.					48.7								
-26.00	Sh					Sh			5.1	9.06	1.71	47.8	70	28	0	25	75		MH	
-27.00	S					11							42.2							
-28.00	S					10							41.3							MH
-29.00	S					13							42.0							

LEYENDA:

- DM = Dilatómetro
- Sh = Shelby
- S = SPT
- Barril
- Perforación destructiva con tricono
- Nivel Freático
- Revestimiento

GEOSUELOS Cia. Ltda

ING. CESAR LANDAZURI SOTO
GERENTE



GEOSUELOS
Cta. Ltda. CONSULTORES

**REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE**

SONDEO No.: PILA 26
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 54,0 m
REVESTIMIENTO HW: 21,00 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 13 de julio de 2008

HOJA: 4 DE 6

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho m.

3.00 m

COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT				"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	TRIAxIAL UU			LIMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			SUCS	
		10	20	30	40					c (t/m ²)	σ (°)	γ (t/m ³)	W (%)	L.L. (%)	I.P.	G	S	F		
-30.00	S	[Barra negra]				44	[Perfil de perforación]	Limo puro, color gris, no plástico. Consistencia dura.					46.2							
-31.00	Sh	[Barra negra]				Sh		Limo arenoso con presencia de materia orgánica y madera en descomposición, color verde, dilatancia lenta, tenacidad media, resistencia seca alta. Consistencia firme.	2.5	10.2	1.67	36.4	45	15	0	42	58	ML		
-32.00	S	[Barra negra]				13							35.9							
-33.00	S	[Barra negra]				15							40.5							
-34.00	S	[Barra negra]				33							37.4							
-35.00	S	[Barra negra]				43							30.3						SM	
-36.00	S	[Barra negra]				28							30.5	NP	2	59	39	SM		
-37.00	S	[Barra negra]				31		Arena limosa con presencia de limo arcilloso, conchilla y materia orgánica, color verde, dilatancia lenta, tenacidad ligera, resistencia seca ligera. Compacidad relativa media y muy densa.					31.5							
-38.00	S	[Barra negra]				63							33.1						SM	
-39.00	S	[Barra negra]				53							33.0							

EYENDA:

- [DM] = Dilatómetro
- [Sh] = Shelby
- [X] = Perforación destructiva con tricono
- [S] = SPT
- [▽] = Nivel Freático
- [■] = Barril
- [■] = Revestimiento

GEOSUELOS Cta. Ltda.

ING. CESAR LANDAZURI SOTO

GERENTE



GEOSUELOS
CÍA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUEBLO BAHIA - SAN VICENTE
BAHÍA DE CARÁQUEZ
CEE

SONDEO No.: PILA 26
UBICACION: BAHÍA DE CARÁQUEZ
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 54,0 m
REVESTIMIENTO HW: 21,00 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 08 de julio de 2008
FECHA FINAL: 13 de julio de 2008

HOJA: 5 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				"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			SUCS
		10	20	30	40					W (%)	LL (%)	LP	G	S	F	
-40.00	S					47	Arena limosa con presencia de conchilla y madera en descomposición, color verde, dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa media y muy densa.		23.7							
-41.00	S					67			23.0	-	NP	0	74	26	SM	
-42.00	S					52			22.9							
-43.00	S					18			29.8						SM	
-44.00	S					15			26.6							
-45.00	S					55			19.0							
-46.00	S					54			18.0	-	NP	0	83	17	SM	
-47.00	S					78		Arena limosa color verde con presencia de vetas de limo, dilatancia rápida, tenacidad ligera, resistencia seca ligera. Compacidad relativa densa y muy densa.	18.4							
-48.00	S					44				32.7					SM	
-49.00	S					34				30.9						
-50.00																

LEYENDA:

- | | | |
|---------------|------------------|---------------------------------------|
| = Dilatómetro | = Shelby | = Perforación destructiva con tricono |
| = SPT | = Nivel Freático | = Revestimiento |
| = Barril | | |

GEOSUELOS Cía. Ltda.

ING. CESAR LANDAZURI SOTO
GERENTE



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
SAN VICENTE
CEE

SONDEO No.: PILA 28
UBICACION: SAN VICENTE
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO HW: 47.0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 25 de abril de 2008
FECHA FINAL: 28 de Abril de 2008

HOJA: 1 DE 5

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 5.00 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT				"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			SUCS
		20	40	60	80					W (%)	L.L. (%)	I.P.	G	S	F	
0.00																
1.00																
-1.00	S					3			33							
2.00																
-2.00	S					10			34							
3.00																
-3.00	S					7			33							
4.00																
-4.00	S					8			30							
5.00																
-5.00	S					17			25	NP	NP	0	88	12		SM
6.00																
-6.00	S					31			28							
7.00																
-7.00	S					31			23							
8.00																
-8.00	S					10			36							
9.00																
-9.00	S					10			29	NP	NP	0	80	20		SM
10.00																

Arena fina arcillosa color verde, muy húmeda, dilatación rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa muy suelta a densa.

LEYENDA:

Sh = Shelby

= Perforación destructiva con auger

S = SPT

= Nivel Freático

= Barril

= Revestimiento



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
SAN VICENTE
CEE

SONDEO No.: PILA 28
UBICACION: SAN VICENTE
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO HW: 47.0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 25 de abril de 2008
FECHA FINAL: 28 de Abril de 2008

HOJA: 2 DE 5

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 5.00 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT				"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			SUCS
		20	40	60	80					W (%)	L.L. (%)	I.P.	G	S	F	
-10.00	S					17										
11.00																
-11.00	S					10										
12.00																
-12.00	S					7										
13.00																
-13.00	S					7										
14.00																
-14.00	S					12										
15.00																
-15.00	S					8										
16.00																
-16.00	S					10										
17.00																
-17.00	S					6										
18.00																
-18.00	S					18										
19.00																
-19.00	S					11										
20.00																

Arena fina arcillosa color verde, muy húmeda, dilatación rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa suelta a media.

NP NP 0 77 23 SM

LEYENDA:

Sh = Shelby

= Perforación destructiva con auger

S = SPT

= Nivel Freático

= Barril

= Revestimiento



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
SAN VICENTE
CEE

SONDEO No.: PILA 28
UBICACION: SAN VICENTE
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO NW: 47.0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 25 de abril de 2008
FECHA FINAL: 28 de Abril de 2008

HOJA: 3 DE 5

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 5.00 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT				"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	TRIAIXIAL UU			LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			SUICS	
		20	40	60	80					c (t/m ²)	Ø (°)	γ (t/m ³)	W (%)	L.L. (%)	I.P.	G	S	F		
-20.00	S					9	Arena fina arcillosa color verde, muy húmeda, dilatación rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa suelta a media.					30	NP	NP	0	68	32	SM		
21.00																				
-21.00	S					5						36								
22.00																				
-22.00	S					9						32								
23.00																				
-23.00	S					7						38								
24.00																				
-24.00	S					8						37								
25.00																				
-25.00	S					13						35	37	10	0	54	46	SM		
26.00																				
-26.00	S					11					51									
27.00																				
-27.00	S					9					40									
28.00																				
-28.00	S					10					42									
29.00																				
-29.00	Sh					Sh					5.74	7.43	1.79	40	44	11	0	55	45	SM
30.00																				

LEYENDA:



= Shelby



= Perforación destructiva con auger



= SPT



= Nivel Freático



= Barril



= Revestimiento



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
SAN VICENTE
CEE

SONDEO No.: PILA 28
UBICACION: SAN VICENTE
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO HW: 47.0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 25 de abril de 2008
FECHA FINAL: 28 de Abril de 2008

HOJA: 4 DE 5

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 5.00 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT				"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			SUCS
		20	40	60	80					W (%)	L.L. (%)	I.P.	G	S	F	
-30.00	S					37	<p>Arena fina arcillosa color verde, muy húmeda, dilatancia rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad relativa suelta a media</p>									
31.00																
-31.00	S					8										
32.00																
-32.00	S					9										
33.00																
-33.00	S					18										
34.00																
-34.00	S					21										
35.00																
-35.00	S					22										
36.00																
-36.00	S					22										
37.00																
-37.00	S					24										
38.00																
-38.00	S					25										
39.00																
-39.00	S					28										
40.00																

LEYENDA:

Sh = Shelby

= Perforación destructiva con auger

S = SPT

= Nivel Freático

= Barril

= Revestimiento



GEOSUELOS
CIA. LTDA. CONSULTORES

REGISTRO DE PERFORACIÓN
PUENTE BAHIA - SAN VICENTE
SAN VICENTE
CEE

SONDEO No.: PILA 28
UBICACION: SAN VICENTE
DIAMETRO: NW = 76.2 mm
REVESTIMIENTO HW: 47.0 m
COTA: msnm

FECHA INICIAL: 25 de abril de 2008
FECHA FINAL: 28 de Abril de 2008

HOJA: 5 DE 5

Perforación sobre plataforma en agua
Altura promedio de agua sobre el lecho del río: 5.00 m

PROF COTA (m)	TIPO PERFOR	"N" SPT				"N" SPT	PERFIL	DESCRIPCIÓN	N.F.	LÍMITES DE ATTERBERG			GRANULOMETRÍA			SUCS
		20	40	60	80					W (%)	L.L. (%)	I.P.	G	S	F	
-40.00	S					48				32	NP	NP	0	72	28	SM
41.00																
-41.00	S					53				23						
42.00																
-42.00	S					73				24						
43.00																
-43.00	S					88				21						
44.00																
-44.00	S					R		Arena fina arcillosa color verde, muy húmeda, dilatación rápida, tenacidad nula, resistencia seca nula. Compacidad muy densa.		20						
45.00																
-45.00	S					60				29						
46.00																
-46.00	S					34				20						
47.00																
-47.00	S					69				22						
48.00																
-48.00	S					R				28	NP	NP	0	73	27	SM
49.00								FIN DEL SONDEO								
-49.00																
50.00																

LEYENDA:

= Shelby

= Perforación destructiva con auger

= SPT

= Nivel Freático

= Barril

= Revestimiento

ANEXO 2

REPORTES DE HINCA

PILA 26: PILOTE 4 Y 6

PILA 28: PILOTE 6 Y 7

PROYECTO: CONSTRUCCION DEL PUENTE BAHIA, SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

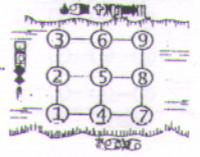
REGISTRO DE HINCA PILOTES

Consorcio Puentes, Muelles y Puertos, PMP
Ciport S.A. - Tecnac S.A.

SUPERVISORES

CONTRATISTA CPR
 FISCALIZACION CPR
 SUB-CONTRATISTA CFHP
 OPERADOR ESPINOZA

HOJA _____ DE _____
 PILA N° 26
 PILOTE N° 4
 LOCALIZACION _____



DIAMETRO EXT. _____ CARGA DE DISEÑO DE PILOTE _____
 ESPESOR _____ COTA DE DISEÑO DE PUNTA _____
 LONGITUD MINIMA _____

CONTROLES DE PROCEDIMIENTO

UBICACION DE PILOTE VERTICALIDAD INICIAL REVISION CON CINTA DE REFERENCIAS
 SECCION DE PILOTE VERTICALIDAD FINAL MATERIAL DE AMORTIGUACION LONGITUD PILOTE

GRUA

MARCA	MODELO	L. PLUMA	CAPACIDAD
AMERICAN	9270	140"	150T

MARTILLO DE IMPACTO

MARCA	MODELO	Wr	GPM	ENERGIA

CRITERIO DE RECHAZO _____ CAPACIDAD CALCULADA _____ FORMULA EMPLEADA _____

FECHA:		CLIMA:		FECHA: <u>28 Oct - 2009</u>		Codigo Ident. Pilote	
HINCA FASE 1		HINCA FASE 2		LONGITUD DEL PILOTE: _____ + _____ + _____ + _____ + _____ + _____ + _____ = _____ m		Long. embecida en el suelo	
MARTILLO VIBRATORIO		MARTILLO DE IMPACTO		COTA REFERENCIA OBRA FALSA: <u>3,215</u>		COTA FINAL (FONDO):	
MARTILLO ICE 812 /		MARTILLO ICE 1412B		MARTILLO ICE 1412B		MARTILLO ICE 1412B	
4000 in-lb Energia		10000 in-lb Energia		10000 in-lb Energia		10000 in-lb Energia	
HORA DE INICIO		HORA INICIO: <u>15:45</u>		HORA FIN: <u>15:55</u>		TIEMPO TRANSCURRIDO:	
HORA DE FIN		PROFUND. (m)		GOLPES N°		TIEMPO (min)	
INTERVALO		PROFUND. (m)		GOLPES N°		TIEMPO (min)	
COTA DE INICIO		PROFUND. (m)		GOLPES N°		TIEMPO (min)	
COTA DE FIN		PROFUND. (m)		GOLPES N°		TIEMPO (min)	
LONGITUD		PROFUND. (m)		GOLPES N°		TIEMPO (min)	
MARTILLO ICE 28-10-09		32		36		40	
0,10		4		4		4	
0,20		4		4		4	
0,30		4		4		4	
0,40		4		4		4	
0,50		4		4		4	
0,60		4		4		4	
0,70		4		4		4	
0,80		4		4		4	
0,90		4		4		4	
MARTILLO ICE 1412B		33		37		41	
0,10		4		3		4	
0,20		4		4		4	
0,30		4		4		4	
0,40		4		4		4	
0,50		4		4		4	
0,60		4		4		4	
0,70		4		4		4	
0,80		4		4		4	
0,90		4		4		4	
MARTILLO ICE 1412B		34		38		42	
0,10		4		3		4	
0,20		4		4		4	
0,30		4		4		4	
0,40		4		4		4	
0,50		4		4		4	
0,60		4		4		4	
0,70		4		4		4	
0,80		4		4		4	
0,90		4		4		4	
MARTILLO ICE 1412B		35		39		43	
0,10		4		4		4	
0,20		4		4		0.10	
0,30		4		4		0.20	
0,40		4		4		0.30	
0,50		4		4		0.40	
0,60		4		4		0.50	
0,70		4		4		0.60	
0,80		4		4		0.70	
0,90		4		4		0.80	

Observaciones: Reparación de soldadura Reparación de soldadura Reparación de soldadura Reparación de soldadura Reparación de soldadura

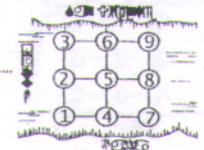
CONTRATISTA _____ SUB-CONTRATISTA _____ FISCALIZACION _____

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE BAHIA, SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

REGISTRO DE HINCA PILOTES

Consortio Puentes, Muelles y Puertos, PMP
Ciport S.A. - Tecnac S.A.

HOJA _____ DE _____



SUPERVISORES

CONTRATISTA CRR
FISCALIZACION CPR
SUB-CONTRATISTA CDTP
OPERADOR R. SPINOLA

PILA N° 26
PILOTE N° 6
LOCALIZACION _____

DIAMETRO EXT. _____ CARGA DE DISEÑO DE PILOTE _____ LONGITUD MINIMA _____
ESPESOR _____ COTA DE DISEÑO DE PUNTA _____

CONTROLES DE PROCEDIMIENTO

UBICACION DE PILOTE VERTICALIDAD INICIAL REVISION CON CINTA DE REFERENCIAS LONGITUD PILOTE
SECCION DE PILOTE VERTICALIDAD FINAL MATERIAL DE AMORTIGUACION

GRUA

MARCA	MODELO	L. PLUMA	CAPACIDAD
AMERICAN	9270	140"	150T

MARTILLO DE IMPACTO

MARCA	MODELO	Wr	GPM	ENERGIA

CRITERIO DE RECHAZO _____ CAPACIDAD CALCULADA _____ FORMULA EMPLEADA _____

FECHA:	CLIMA:	CLIMA:	Codigo Ident. Pilote: <u>061-010-010</u>											
HINCA FASE 1			HINCA FASE 2									Long. embebida en el suelo		
MARTILLO VIBRATORIO			MARTILLO DE IMPACTO											
MARTILLO ICE 812 /			LONGITUD DEL PILOTE: + + + + + = m											
4000 in-lb Energia			COTA REFERENCIA OBRA FALSA: <u>3.215</u>						COTA FINAL (FONDO):					
HORA DE INICIO			HORA INICIO: <u>16:21</u>			HORA FIN: <u>17:28</u>			TIEMPO TRANSCURRIDO:					
HORA DE FIN			PROFUND.	GOLPES	TIEMPO	PROFUND.	GOLPES	TIEMPO	PROFUND.	GOLPES	TIEMPO	PROFUND.	GOLPES	TIEMPO
INTERVALO			(m)	Nº	min	(m)	Nº	min	(m)	Nº	min	(m)	Nº	min
COTA DE INICIO			<u>28</u>			<u>32</u>	<u>4</u>		<u>36</u>	<u>4</u>		<u>40</u>	<u>9</u>	
COTA DE FIN			0,10	—		0,10	<u>3</u>		0,10	<u>3</u>		0,10	<u>9</u>	
LONGITUD			0,20	—		0,20	<u>2</u>		0,20	<u>2</u>		0,20	<u>5</u>	
MARTILLO ICE 1412B <u>28-10-09</u>			0,30	—		0,30	<u>4</u>		0,30	<u>4</u>		0,30	<u>7</u>	
10000 in-lb Energia			0,40	—		0,40	<u>3</u>		0,40	<u>2</u>		0,40	<u>8</u>	
HORA DE INICIO <u>05h30</u>			0,50	—		0,50	<u>4</u>		0,50	<u>5</u>		0,50	<u>7</u>	
HORA DE FIN <u>05h33</u>			0,60	<u>5</u>		0,60	<u>4</u>		0,60	<u>4</u>		0,60	<u>6</u>	
INTERVALO			0,70	<u>4</u>		0,70	<u>4</u>		0,70	<u>3</u>		0,70	<u>7</u>	
COTA DE INICIO <u>27.20</u>			0,80	<u>5</u>		0,80	<u>3</u>		0,80	<u>4</u>		0,80	<u>7</u>	
COTA DE FIN <u>28.50</u>			0,90	<u>4</u>		0,90	<u>4</u>		0,90	<u>3</u>		0,90	<u>8</u>	
LONGITUD			<u>29</u>	<u>4</u>		<u>33</u>	<u>4</u>		<u>37</u>	<u>4</u>		<u>41</u>	<u>7</u>	
MARTILLO ICE 1412B			0,10	<u>4</u>		0,10	<u>4</u>		0,10	<u>4</u>		0,10	<u>6</u>	
10000 in-lb Energia			0,20	<u>4</u>		0,20	<u>4</u>		0,20	<u>3</u>		0,20	<u>8</u>	
HORA DE INICIO			0,30	<u>4</u>		0,30	<u>3</u>		0,30	<u>4</u>		0,30	<u>7</u>	
HORA DE FIN			0,40	<u>4</u>		0,40	<u>4</u>		0,40	<u>3</u>		0,40	<u>6</u>	
INTERVALO			0,50	<u>3</u>		0,50	<u>3</u>		0,50	<u>4</u>		0,50	<u>8</u>	
COTA DE INICIO			0,60	<u>4</u>		0,60	<u>4</u>		0,60	<u>3</u>		0,60	<u>7</u>	
COTA DE FIN			0,70	<u>4</u>		0,70	<u>3</u>		0,70	<u>4</u>		0,70	<u>6</u>	
LONGITUD			0,80	<u>3</u>		0,80	<u>4</u>		0,80	<u>3</u>		0,80	<u>7</u>	
MARTILLO ICE 1412B			0,90	<u>4</u>		0,90	<u>3</u>		0,90	<u>4</u>		0,90	<u>8</u>	
10000 in-lb Energia			<u>30</u>	<u>3</u>		<u>34</u>	<u>4</u>		<u>38</u>	<u>5</u>		<u>42</u>	<u>8</u>	
HORA DE INICIO			0,10	<u>4</u>		0,10	<u>4</u>		0,10	<u>4</u>		0,10	<u>6</u>	
HORA DE FIN			0,20	<u>4</u>		0,20	<u>3</u>		0,20	<u>3</u>		0,20	<u>6</u>	
INTERVALO			0,30	<u>3</u>		0,30	<u>4</u>		0,30	<u>4</u>		0,30	<u>6</u>	
COTA DE INICIO			0,40	<u>4</u>		0,40	<u>3</u>		0,40	<u>4</u>		0,40	<u>6</u>	
COTA DE FIN			0,50	<u>4</u>		0,50	<u>4</u>		0,50	<u>4</u>		0,50	<u>6</u>	
LONGITUD			0,60	<u>3</u>		0,60	<u>3</u>		0,60	<u>3</u>		0,60	<u>6</u>	
Observaciones			0,70	<u>4</u>		0,70	<u>4</u>		0,70	<u>3</u>		0,70	<u>6</u>	
			0,80	<u>3</u>		0,80	<u>3</u>		0,80	<u>4</u>		0,80	<u>6</u>	
			0,90	<u>3</u>		0,90	<u>3</u>		0,90	<u>4</u>		0,90	<u>6</u>	
			0,90	<u>3</u>		0,90	<u>3</u>		0,90	<u>4</u>		0,90	<u>6</u>	
			<u>31</u>	<u>4</u>		<u>35</u>	<u>4</u>		<u>39</u>	<u>4</u>		<u>43</u>	<u>44</u>	<u>24</u>
			0,10	<u>4</u>		0,10	<u>4</u>		0,10	<u>4</u>		0,10	<u>0,10</u>	<u>0,10</u>
			0,20	<u>4</u>		0,20	<u>3</u>		0,20	<u>4</u>		0,20	<u>0,20</u>	<u>0,20</u>
			0,30	<u>4</u>		0,30	<u>3</u>		0,30	<u>3</u>		0,30	<u>0,30</u>	<u>0,30</u>
			0,40	<u>3</u>		0,40	<u>3</u>		0,40	<u>4</u>		0,40	<u>0,40</u>	<u>0,40</u>
			0,50	<u>4</u>		0,50	<u>4</u>		0,50	<u>5</u>		0,50	<u>0,50</u>	<u>0,50</u>
			0,60	<u>3</u>		0,60	<u>3</u>		0,60	<u>5</u>		0,60	<u>0,60</u>	<u>0,60</u>
			0,70	<u>4</u>		0,70	<u>4</u>		0,70	<u>5</u>		0,70	<u>0,70</u>	<u>0,70</u>
			0,80	<u>4</u>		0,80	<u>3</u>		0,80	<u>6</u>		0,80	<u>0,80</u>	<u>0,80</u>
			0,90	<u>4</u>		0,90	<u>4</u>		0,90	<u>5</u>		0,90	<u>0,90</u>	<u>0,90</u>

Simbología (Tiempo de Paralización) A. Para por soldadura B. Para por reparación de soldadura C. Rehinca D. Para por daños en maquinarias E. Misceláneos

CONTRATISTA

SUB-CONTRATISTA

FISCALIZACION

PROYECTO: CONSTRUCCION DEL PUENTE BAHIA, SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

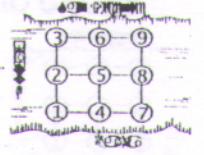
REGISTRO DEHINCA PILOTES

Consorcio Puentes, Muelles y Puertos, PMP

Ciprot S.A. - Tecnac S.A.

HOJA DE

PILA N° 28
 PILOTE N° 6
 LOCALIZACION



SUPERVISORES

CONTRATISTA CEE
 FISCALIZACION SPB
 SUB-CONTRATISTA SPB
 OPERADOR M. Lopez

DIAMETRO EXT. CARGA DE DISEÑO DE PILOTE
 ESPESOR COTA DE DISEÑO DE PUNTA LONGITUD MINIMA

CONTROLES DE PROCEDIMIENTO

UBICACION DE PILOTE VERTICALIDAD INICIAL REVISION CON CINTA DE REFERENCIAS
 SECCION DE PILOTE VERTICALIDAD FINAL MATERIAL DE AMORTIGUACION LONGITUD-PILOTE

GRUA

MARCA	MODELO	L. PLUMA	CAPACIDAD
AMERICAN	9270	140"	150T

MARTILLO DE IMPACTO

MARCA	MODELO	Wr	GPM	ENERGIA

CRITERIO DE RECHAZO CAPACIDAD CALCULADA FORMULA EMPLEADA

CLIMA: CLIMA:
 FECHA: HINCA FASE 1 FECHA: 07/NOV/09 HINCA FASE 2 Codigo Ident. Pilote

MARTILLO VIBRATORIO MARTILLO DE IMPACTO
 Long. embebida en el suelo

MARTILLO ICE 812 / LONGITUD DEL PILOTE: + + + + + = m

4000 in-lb Energia COTA REFERENCIA OBRA FALSA: 3.31 COTA FINAL (FONDO):

HORA DE INICIO HORA INICIO: 7:40 HORA FIN: 7:59 TIEMPO TRANSCURRIDO:

| HORA DE FIN | PROFUND. | GOLPES | TIEMPO |
|-------------|----------|--------|--------|----------|--------|--------|----------|--------|--------|----------|--------|--------|
| INTERVALO | (m) | Nº | min |

COTA DE INICIO	28	4		32	3		36	4				
----------------	----	---	--	----	---	--	----	---	--	--	--	--

COTA DE FIN	0,10	4		0,10	3		0,10	3		0,10		
-------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

LONGITUD	0,20	4		0,20	3		0,20	3		0,20		
----------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

MARTILLO ICE 1412B <u>5-NOV-09</u>	0,30	4		0,30	4		0,30	3		0,30		
------------------------------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

10000 in-lb Energia	0,40	3		0,40	3		0,40	4		0,40		
---------------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

HORA DE INICIO	0,50	4		0,50	3		0,50	4		0,50		
----------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

HORA DE FIN	0,60	4		0,60	4		0,60	3		0,60		
-------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

INTERVALO	0,70	4		0,70	3		0,70	4		0,70		
-----------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

COTA DE INICIO	0,80	3		0,80	3		0,80	3		0,80		
----------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

COTA DE FIN	0,90	4		0,90	3		0,90	4		0,90		
-------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

LONGITUD	29	3		33	3		37	3				
----------	----	---	--	----	---	--	----	---	--	--	--	--

MARTILLO ICE 1412B	0,10	4		0,10	4		0,10	3		0,10		
--------------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

10000 in-lb Energia	0,20	3		0,20	3		0,20	3		0,20		
---------------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

HORA DE INICIO	0,30	4		0,30	3		0,30	3		0,30		
----------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

HORA DE FIN	0,40	3		0,40	3		0,40	3		0,40		
-------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

INTERVALO	0,50	3		0,50	4		0,50	3		0,50		
-----------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

COTA DE INICIO	0,60	4		0,60	4		0,60	3		0,60		
----------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

COTA DE FIN	0,70	4		0,70	3		0,70	3		0,70		
-------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

LONGITUD	0,80	3		0,80	3		0,80	3		0,80		
----------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

MARTILLO ICE 1412B	0,90	3		0,90	3		0,90	4		0,90		
--------------------	------	---	--	------	---	--	------	---	--	------	--	--

10000 in-lb Energia	30	3		34	3		38					
---------------------	----	---	--	----	---	--	----	--	--	--	--	--

HORA DE INICIO	0,10	3		0,10	3		0,10			0,10		
----------------	------	---	--	------	---	--	------	--	--	------	--	--

HORA DE FIN	0,20	3		0,20	3		0,20			0,20		
-------------	------	---	--	------	---	--	------	--	--	------	--	--

INTERVALO	0,30	4		0,30	3		0,30			0,30		
-----------	------	---	--	------	---	--	------	--	--	------	--	--

COTA DE INICIO	0,40	4		0,40	4		0,40			0,40		
----------------	------	---	--	------	---	--	------	--	--	------	--	--

COTA DE FIN	0,50	3		0,50	4		0,50			0,50		
-------------	------	---	--	------	---	--	------	--	--	------	--	--

LONGITUD	0,60	3		0,60	3		0,60			0,60		
----------	------	---	--	------	---	--	------	--	--	------	--	--

	0,70	3		0,70	3		0,70			0,70		
--	------	---	--	------	---	--	------	--	--	------	--	--

	0,80	3		0,80	3		0,80			0,80		
--	------	---	--	------	---	--	------	--	--	------	--	--

	0,90	3		0,90	4		0,90			0,90		
--	------	---	--	------	---	--	------	--	--	------	--	--

Observaciones
 7/Nov/09.- Por pedido de Fiscalización se realizó prueba de resistencia procediendo a dar 10 golpes con martillo de impacto

C. Lopez

Simbología (Tiempo de Paralización) A. Para por soldadura B. Para por reparación de soldadura C. Rehinca D. Para por daños en maquinarias E. Misceláneos

CONTRATISTA

SUB-CONTRATISTA

FISCALIZACION

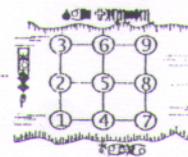
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE BAHIA, SOBRE EL ESTUARIO DEL RIO CHONE

REGISTRO DE HINCA PILOTES

Consorcio Puentes, Muelles y Puertos, PMP

Ciport S.A. - Tecnac S.A.

HOJA _____ DE _____



SUPERVISORES

CONTRATISTA CBR
 FISCALIZACION CPR
 SUB-CONTRATISTA CPHP
 OPERADOR MODESTO LOPEZ

PILA N° 28
 PILOTE N° 7
 LOCALIZACION _____

DIAMETRO EXT. _____ CARGA DE DISEÑO DE PILOTE _____ LONGITUD MINIMA _____
 ESPESOR _____ COTA DE DISEÑO DE PUNTA _____

CONTROLES DE PROCEDIMIENTO

UBICACION DE PILOTE VERTICALIDAD INICIAL REVISION CON CINTA DE REFERENCIAS
 SECCION DE PILOTE VERTICALIDAD FINAL MATERIAL DE AMORTIGUACION LONGITUD PILOTE

GRUA

MARCA	MODELO	L. PLUMA	CAPACIDAD
AMERICAN	9270	140"	150T

MARTILLO DE IMPACTO

MARCA	MODELO	Wr	GPM	ENERGIA

CRITERIO DE RECHAZO _____ CAPACIDAD CALCULADA _____ FORMULA EMPLEADA _____

CLIMA: _____ CLIMA: _____

FECHA:	FECHA: <u>7-NOV-2009</u>		Codigo Ident. Pilote: _____	
HINGA FASE 1	HINGA FASE 2		Long. embebida en el suelo	
MARTILLO VIBRATORIO	MARTILLO DE IMPACTO			
MARTILLO ICE 812 /	LONGITUD DEL PILOTE: + + + + + = m			
4000 in-lb Energia	COTA REFERENCIA OBRA FALSA:		COTA FINAL (FONDO):	
HORA DE INICIO	HORA INICIO:		HORA FIN:	
HORA DE FIN	PROFUND.	GOLPES	TIEMPO	PROFUND.
INTERVALO	(m)	Nº	min	(m)
COTA DE INICIO	(m)	Nº	min	(m)
COTA DE FIN	(m)	Nº	min	(m)
LONGITUD	(m)	Nº	min	(m)
MARTILLO ICE 1412B	(m)	Nº	min	(m)
10000 in-lb Energia	(m)	Nº	min	(m)
HORA DE INICIO	(m)	Nº	min	(m)
HORA DE FIN	(m)	Nº	min	(m)
INTERVALO	(m)	Nº	min	(m)
COTA DE INICIO	(m)	Nº	min	(m)
COTA DE FIN	(m)	Nº	min	(m)
LONGITUD	(m)	Nº	min	(m)
MARTILLO ICE 1412B	(m)	Nº	min	(m)
10000 in-lb Energia	(m)	Nº	min	(m)
HORA DE INICIO	(m)	Nº	min	(m)
HORA DE FIN	(m)	Nº	min	(m)
INTERVALO	(m)	Nº	min	(m)
COTA DE INICIO	(m)	Nº	min	(m)
COTA DE FIN	(m)	Nº	min	(m)
LONGITUD	(m)	Nº	min	(m)
MARTILLO ICE 1412B	(m)	Nº	min	(m)
10000 in-lb Energia	(m)	Nº	min	(m)
HORA DE INICIO	(m)	Nº	min	(m)
HORA DE FIN	(m)	Nº	min	(m)
INTERVALO	(m)	Nº	min	(m)
COTA DE INICIO	(m)	Nº	min	(m)
COTA DE FIN	(m)	Nº	min	(m)
LONGITUD	(m)	Nº	min	(m)
Observaciones	(m)	Nº	min	(m)
<u>No Paso Puentes de</u>	<u>31</u>	<u>4</u>	<u>4</u>	<u>35</u>
<u>Sa Duros</u>	0,10	4	4	0,10
	0,20	4	4	0,20
	0,30	4	4	0,30
	0,40	4	4	0,40
	0,50	4	5	0,50
	0,60	5	4	0,60
	0,70	5	5	0,70
	0,80	5	4	0,80
	0,90	4	4	0,90

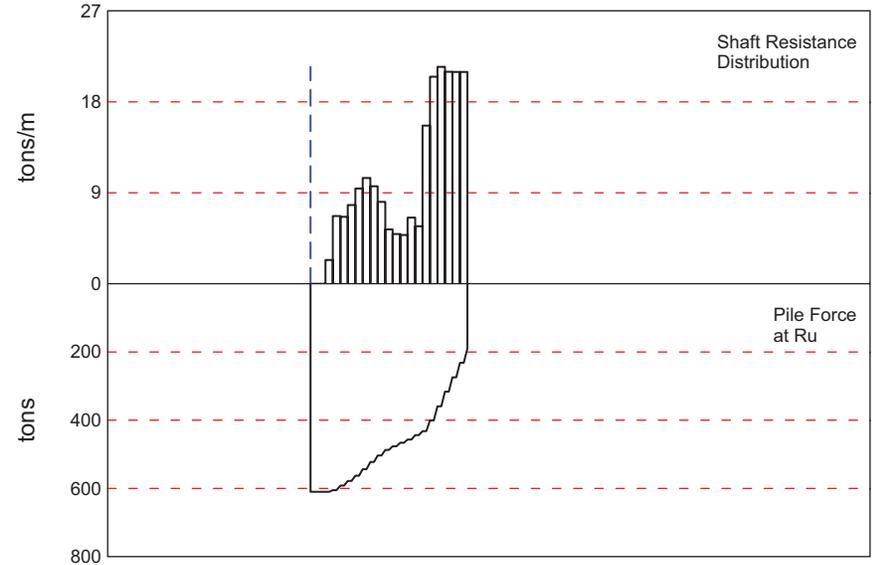
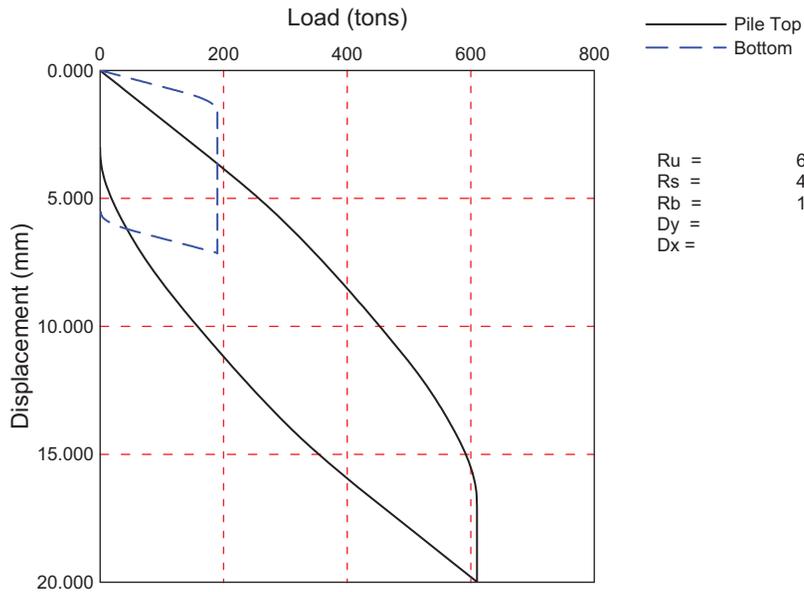
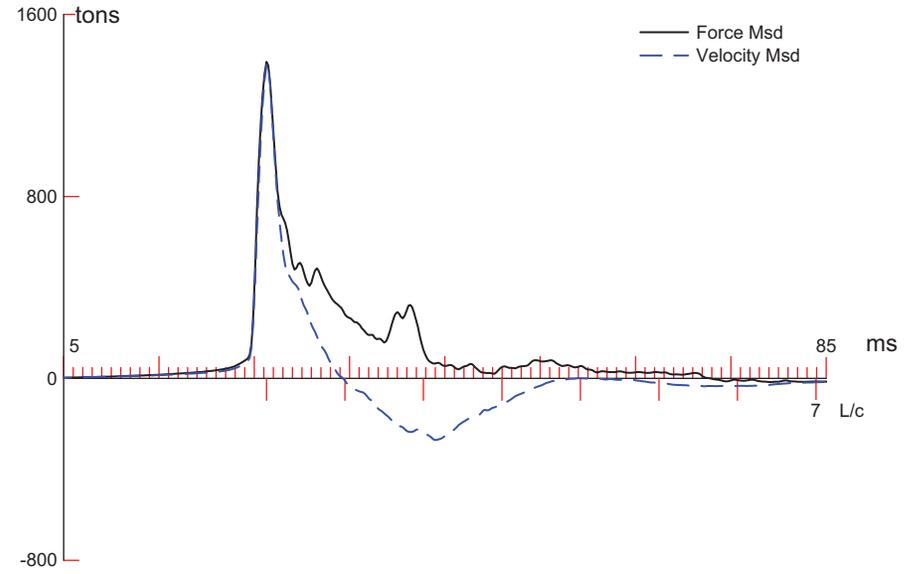
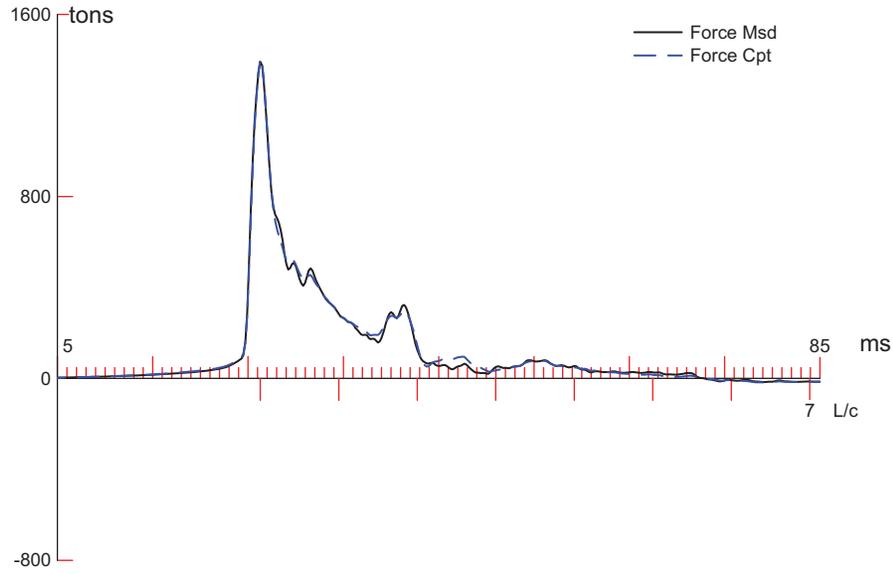
Simbología (Tiempo de Paralización) A. Para por soldadura B. Para por reparación de soldadura C. Rehina D. Para por daños en maquinarias E. Misceláneos

ANEXO 3

PRUEBAS PDA

PILA 26: PILOTE 4 Y 6

PILA 28: PILOTE 6 Y 7



BAHIA, Pile: PILA 26 P4
 ICE 2055 DIESEL; Blow: 10
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 20:07:
 CAPWAP (R) 2006-2
 OP: CA

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 610.0; along Shaft 420.0; at Toe 190.0 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages	Depth Below Grade	Ru	Force in Pile	Sum of Ru	Unit Resist. (Depth)	Unit Resist. (Area)	Smith Damping Factor	Quake
	m	m	tons	tons	tons	tons/m	tons/m ²	s/m	mm
1	2.0	2.0	0.0	610.0	0.0	0.00	0.00	0.000	3.245
2	4.0	4.0	0.0	610.0	0.0	0.00	0.00	0.000	3.245
3	6.0	6.0	4.8	605.3	4.8	2.36	0.62	0.656	3.245
4	8.0	8.0	13.5	591.8	18.2	6.71	1.76	0.656	3.245
5	10.0	10.0	13.3	578.5	31.6	6.64	1.75	0.656	3.245
6	12.1	12.1	15.7	562.8	47.2	7.80	2.05	0.656	3.245
7	14.1	14.1	18.9	543.8	66.2	9.43	2.48	0.656	3.245
8	16.1	16.1	21.0	522.8	87.2	10.47	2.75	0.656	3.245
9	18.1	18.1	19.4	503.4	106.6	9.65	2.54	0.656	3.245
10	20.1	20.1	16.3	487.1	122.9	8.11	2.13	0.656	3.245
11	22.1	22.1	10.8	476.3	133.7	5.37	1.41	0.656	3.245
12	24.1	24.1	9.9	466.4	143.6	4.92	1.29	0.656	3.245
13	26.1	26.1	9.7	456.7	153.3	4.84	1.27	0.656	3.245
14	28.1	28.1	13.2	443.6	166.5	6.55	1.72	0.656	3.245
15	30.1	30.1	11.4	432.1	177.9	5.69	1.50	0.656	3.245
16	32.2	32.2	31.4	400.7	209.4	15.65	4.12	0.656	3.245
17	34.2	34.2	41.2	359.5	250.5	20.49	5.39	0.656	3.245
18	36.2	36.2	43.1	316.4	293.7	21.46	5.65	0.656	3.245
19	38.2	38.2	42.1	274.2	335.8	20.98	5.52	0.656	3.245
20	40.2	40.2	42.1	232.1	377.9	20.96	5.51	0.656	3.245
21	42.2	42.2	42.1	190.0	420.0	20.96	5.51	0.656	3.179
Avg. Shaft			20.0			9.95	2.62	0.656	3.238
Toe				190.0			165.23	1.230	1.207

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Case Damping Factor	0.895	0.759
Unloading Quake	(% of Loading quake)	99
Reloading Level	(% of Ru)	100
Unloading Level	(% of Ru)	0
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)		0.203
Soil Plug Weight (tons)		0.27
Soil Support Dashpot		0.000
Soil Support Weight (tons)		3.000
		0.00
		3.89

CAPWAP match quality = 1.41 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: final set = 3.000 mm; blow count = 333 b/m
 Computed: final set = 3.446 mm; blow count = 290 b/m

BAHTA, Pile: PILA 26 P4
 ICE 2055 DIESEL; Blow: 10
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 20:07:
 CAPWAP (R) 2006-2
 OP: CA

max. Top Comp. Stress = 1.876 tons/cm² (T= 26.7 ms, max= 1.021 x Top)
 max. Comp. Stress = 1.916 tons/cm² (Z= 8.0 m, T= 28.0 ms)
 max. Tens. Stress = -0.074 tons/cm² (Z= 41.2 m, T= 52.2 ms)
 max. Energy (EMX) = 13.08 tonne-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=15.86 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages	max. Force	min. Force	max. Comp. Stress	max. Tens. Stress	max. Transfd. Energy	max. Veloc.	max. Displ.
	m	tons	tons	tons/cm ²	tons/cm ²	tonne-m	m/s	mm
1	1.0	1403.0	-19.1	1.876	-0.026	13.08	4.4	15.677
2	2.0	1403.8	-19.5	1.877	-0.026	13.05	4.4	15.484
4	4.0	1410.1	-20.3	1.886	-0.027	12.99	4.4	15.101
6	6.0	1427.6	-20.1	1.909	-0.027	12.93	4.3	14.714
8	8.0	1432.9	-20.7	1.916	-0.028	12.69	4.3	14.322
10	10.0	1407.2	-20.5	1.882	-0.027	12.17	4.2	13.929
12	12.1	1388.2	-20.5	1.857	-0.027	11.66	4.1	13.522
14	14.1	1364.9	-20.5	1.825	-0.027	11.09	4.0	13.093
16	16.1	1329.4	-20.5	1.778	-0.027	10.44	3.8	12.639
18	18.1	1283.2	-20.0	1.716	-0.027	9.75	3.8	12.156
20	20.1	1237.3	-20.1	1.655	-0.027	9.12	3.7	11.650
22	22.1	1199.1	-20.5	1.604	-0.027	8.59	3.6	11.122
24	24.1	1179.8	-21.0	1.578	-0.028	8.20	3.6	10.569
26	26.1	1166.4	-23.1	1.560	-0.031	7.85	3.5	10.019
28	28.1	1156.9	-20.4	1.547	-0.027	7.58	3.4	9.672
30	30.1	1151.5	-29.4	1.540	-0.039	7.25	3.3	9.291
32	32.2	1168.8	-33.4	1.563	-0.045	6.96	3.1	8.880
34	34.2	1131.0	-34.3	1.513	-0.046	6.35	3.0	8.484
36	36.2	1066.3	-36.4	1.426	-0.049	5.64	2.8	8.116
38	38.2	1006.9	-42.6	1.347	-0.057	4.97	2.6	7.799
40	40.2	914.9	-46.6	1.224	-0.062	4.39	2.5	7.542
42	42.2	791.0	-54.2	1.058	-0.073	3.41	2.6	7.375
Absolute	8.0			1.916			(T =	28.0 ms)
	41.2				-0.074		(T =	52.2 ms)

BAHIA, Pile: PILA 26 P4
 ICE 205S DIESEL; Blow: 10
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 20:07:
 CAPWAP (R) 2006-2
 OP: CA

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1575.6	1453.7	1331.8	1209.9	1088.0	966.1	844.3	722.4	600.5	478.6
RX	1575.6	1453.7	1331.8	1209.9	1088.0	966.1	844.3	722.4	600.5	478.6
RU	1718.8	1611.2	1503.7	1396.1	1288.5	1181.0	1073.4	965.9	858.3	750.7
RAU =	112.4 (tons);		RA2 =		454.9 (tons)					

Current CAPWAP Ru = 610.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.79; J(RX) = 0.79

VMX m/s	TVP ms	VT1*Z tons	FT1 tons	FMX tons	DMX mm	DFN mm	SET mm	EMX tone-m	QUS tons
4.53	26.48	1393.3	1401.1	1401.1	15.863	2.990	3.000	13.1	1392.0

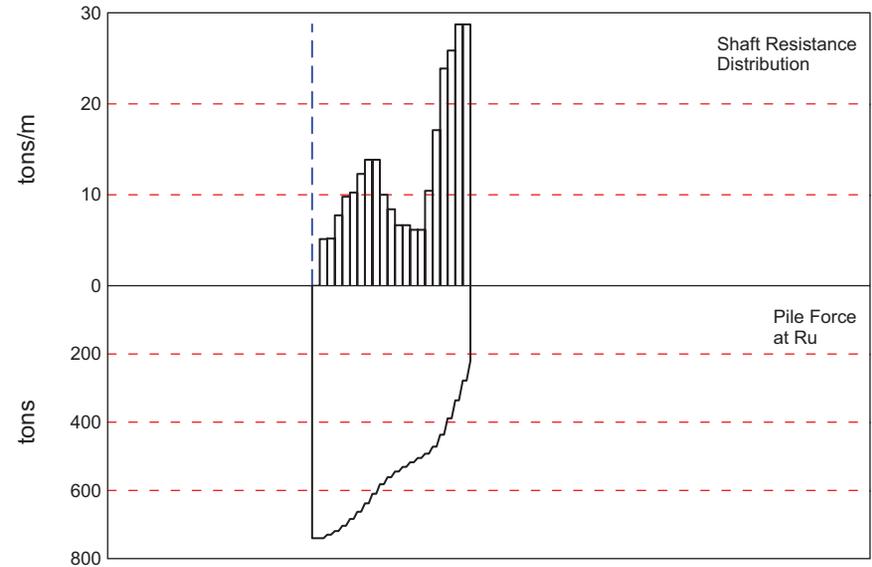
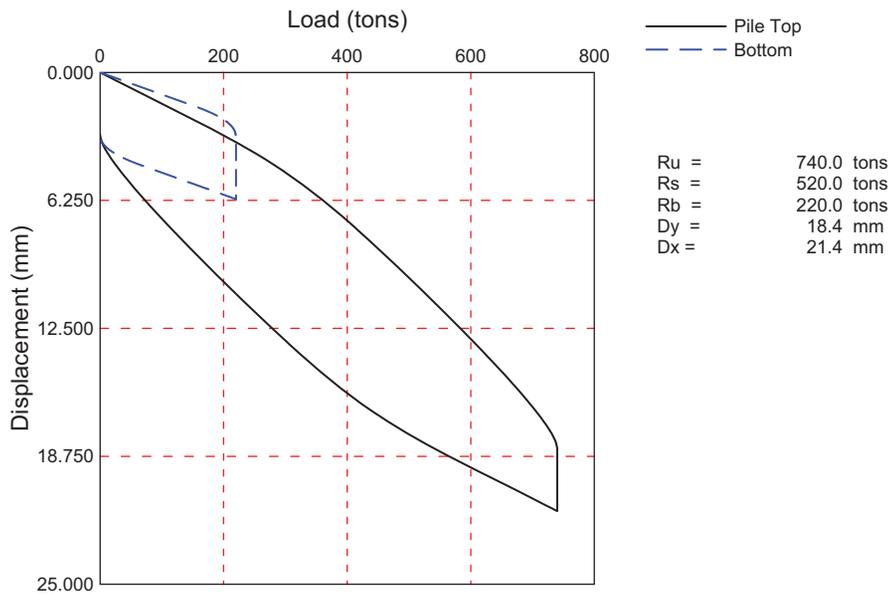
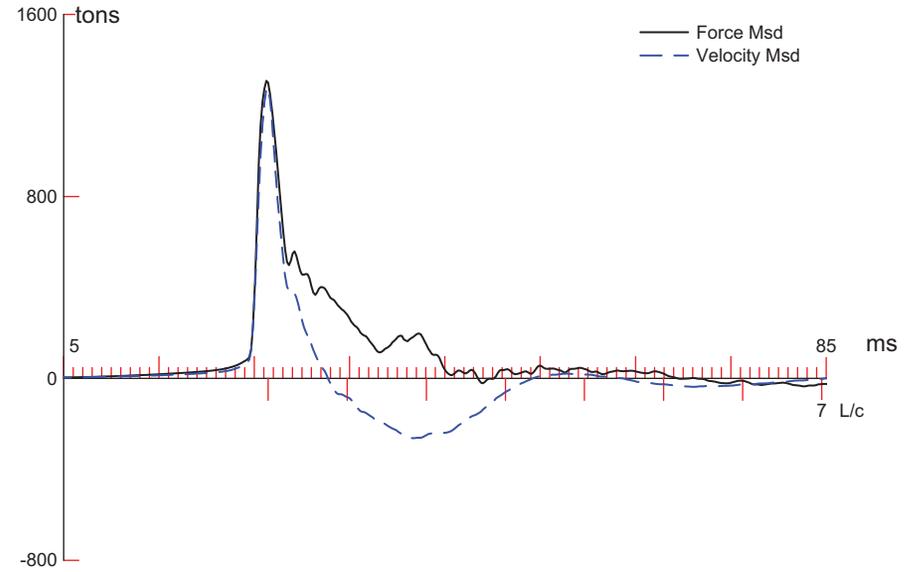
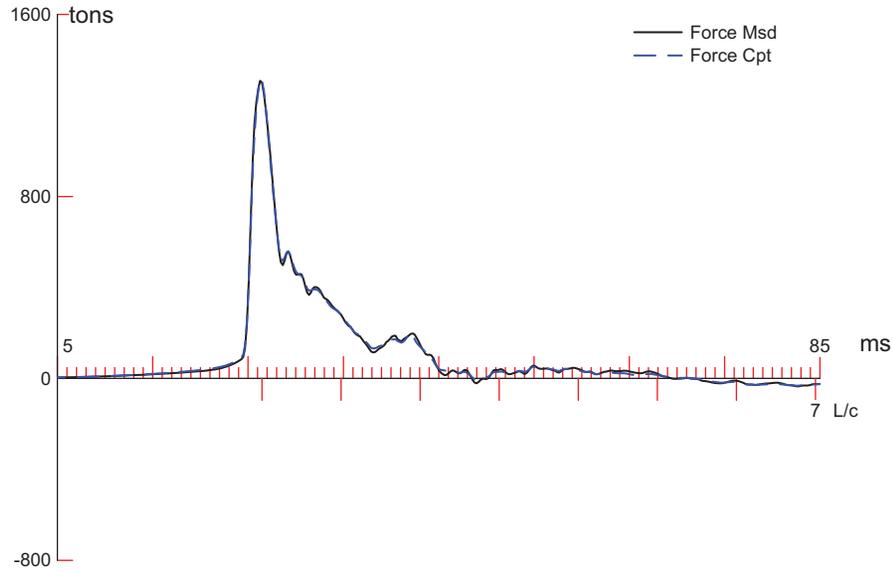
PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
42.20	747.70	2109.2	7.881	3.801

Toe Area 1.150 m²

Top Segment Length 1.00 m, Top Impedance 307.84 tons/m/s

Pile Damping 1.0 %, Time Incr 0.196 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 16.5 ms



BAHIA, Pile: PILA 26 P6
 ICE 2055 DIESEL; Blow: 8
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 19:46:
 CAPWAP (R) 2006-2
 OP: CA

CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 740.0; along Shaft 520.0; at Toe 220.0 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m
1	2.0	2.0	0.0	740.0	0.0	0.00	0.00	0.000
2	4.0	4.0	10.4	729.6	10.4	5.14	1.35	0.690
3	6.1	6.1	10.5	719.1	20.9	5.19	1.37	0.690
4	8.1	8.1	15.7	703.4	36.6	7.74	2.04	0.690
5	10.1	10.1	19.8	683.6	56.4	9.79	2.58	0.690
6	12.1	12.1	20.8	662.8	77.2	10.26	2.70	0.690
7	14.2	14.2	24.9	637.9	102.1	12.31	3.24	0.690
8	16.2	16.2	28.0	609.9	130.1	13.85	3.64	0.690
9	18.2	18.2	28.0	581.9	158.1	13.85	3.64	0.690
10	20.2	20.2	20.3	561.6	178.4	10.02	2.63	0.690
11	22.3	22.3	17.0	544.6	195.4	8.41	2.21	0.690
12	24.3	24.3	13.5	531.1	208.9	6.67	1.75	0.690
13	26.3	26.3	13.5	517.6	222.4	6.67	1.75	0.690
14	28.3	28.3	12.5	505.1	234.9	6.16	1.62	0.690
15	30.4	30.4	12.5	492.6	247.4	6.16	1.62	0.690
16	32.4	32.4	21.1	471.5	268.5	10.45	2.75	0.690
17	34.4	34.4	34.6	436.9	303.1	17.11	4.50	0.690
18	36.4	36.4	48.3	388.5	351.5	23.88	6.28	0.690
19	38.5	38.5	52.3	336.2	403.8	25.84	6.80	0.690
20	40.5	40.5	58.1	278.1	461.9	28.72	7.55	0.690
21	42.5	42.5	58.1	220.0	520.0	28.72	7.55	0.690
Avg. Shaft			24.8			12.24	3.22	0.690
Toe				220.0			191.32	1.313

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Quake	(mm)	
Case Damping Factor	2.447	2.373
Unloading Quake	1.166	0.938
Reloading Level	82	100
Unloading Level	100	100
Soil Plug Weight	(% of Ru)	17
Soil Support Dashpot	(tons)	0.54
Soil Support Weight	(tons)	0.787
		0.000
		3.92
		0.00

CAPWAP match quality = 0.94 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: final set = 3.000 mm; blow count = 333 b/m
 Computed: final set = 2.388 mm; blow count = 419 b/m

BAHTA, Pile: PILA 26 P6
 ICE 2055 DIESEL; Blow: 8
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 19:46:
 CAPWAP (R) 2006-2
 OP: CA

max. Top Comp. Stress = 1.760 tons/cm² (T= 26.9 ms, max= 1.022 x Top)
 max. Comp. Stress = 1.800 tons/cm² (Z= 4.0 m, T= 27.5 ms)
 max. Tens. Stress = -0.054 tons/cm² (Z= 10.1 m, T= 51.0 ms)
 max. Energy (EMX) = 11.71 tonne-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=14.01 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages	max. Force	min. Force	max. Comp. Stress	max. Tens. Stress	max. Transfd. Energy	max. Veloc.	max. Displ.
1	1.0	1316.2	-32.3	1.760	-0.043	11.71	4.1	13.663
2	2.0	1325.4	-32.7	1.773	-0.044	11.66	4.1	13.423
4	4.0	1345.5	-33.9	1.800	-0.045	11.57	4.0	12.943
6	6.1	1333.0	-35.2	1.783	-0.047	11.15	3.9	12.485
8	8.1	1326.3	-39.7	1.774	-0.053	10.75	3.8	12.047
10	10.1	1304.8	-40.1	1.745	-0.054	10.23	3.7	11.632
12	12.1	1274.1	-38.2	1.704	-0.051	9.64	3.6	11.240
14	14.2	1245.2	-36.6	1.665	-0.049	9.06	3.5	10.859
16	16.2	1204.1	-30.8	1.610	-0.041	8.41	3.3	10.478
18	18.2	1148.3	-26.7	1.536	-0.036	7.73	3.2	10.088
20	20.2	1087.8	-22.2	1.455	-0.030	7.08	3.1	9.696
22	22.3	1047.2	-21.4	1.401	-0.029	6.61	3.0	9.300
24	24.3	1015.3	-19.0	1.358	-0.025	6.21	3.0	8.867
26	26.3	993.7	-21.4	1.329	-0.029	5.87	2.9	8.391
28	28.3	973.2	-21.8	1.302	-0.029	5.53	2.9	7.879
30	30.4	963.5	-21.5	1.289	-0.029	5.21	2.8	7.320
32	32.4	967.6	-23.9	1.294	-0.032	4.87	2.6	6.702
34	34.4	962.0	-20.3	1.287	-0.027	4.48	2.5	6.142
36	36.4	929.6	-16.1	1.243	-0.022	3.99	2.3	5.629
38	38.5	900.2	-9.2	1.204	-0.012	3.47	2.1	5.198
40	40.5	848.4	-3.5	1.135	-0.005	2.99	1.8	4.787
42	42.5	755.8	0.0	1.011	0.000	2.26	1.8	4.457
Absolute	4.0			1.800			(T =	27.5 ms)
	10.1				-0.054		(T =	51.0 ms)

BAHIA, Pile: PILA 26 P6
 ICE 205S DIESEL; Blow: 8
 GRL Engineers, Inc.

Test: 07-Dec-2009 19:46:
 CAPWAP (R) 2006-2
 OP: CA

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1501.4	1391.8	1282.1	1172.4	1062.7	953.1	843.4	733.7	624.1	514.4
RX	1501.4	1391.8	1282.1	1172.4	1062.7	953.1	843.4	733.7	624.1	514.4
RU	1655.2	1561.0	1466.7	1372.4	1278.1	1183.8	1089.5	995.3	901.0	806.7
RAU =	45.8 (tons);		RA2 =		446.3 (tons)					

Current CAPWAP Ru = 740.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.69; J(RX) = 0.69

VMX m/s	TVP ms	VT1*Z tons	FT1 tons	FMX tons	DMX mm	DFN mm	SET mm	EMX tone-m	QUS tons
4.17	26.67	1284.0	1314.1	1315.7	14.013	3.004	3.000	11.8	1386.7

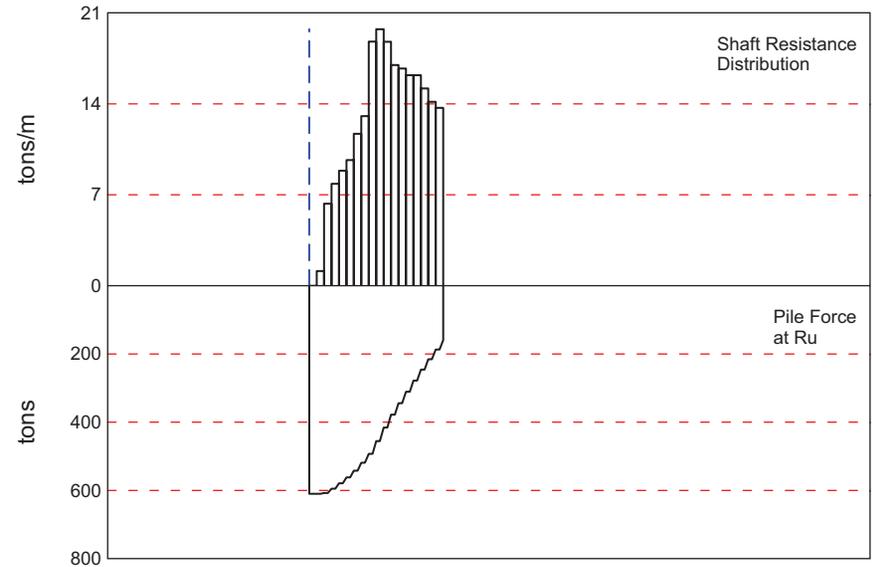
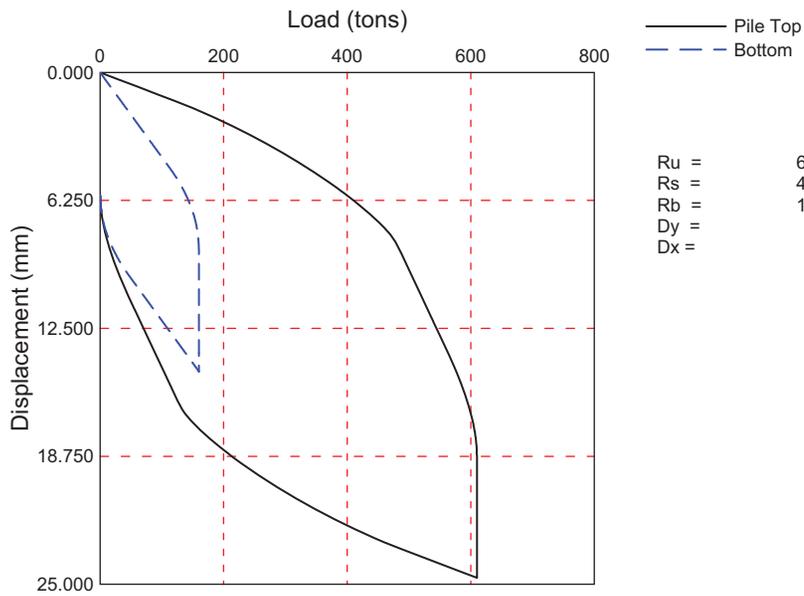
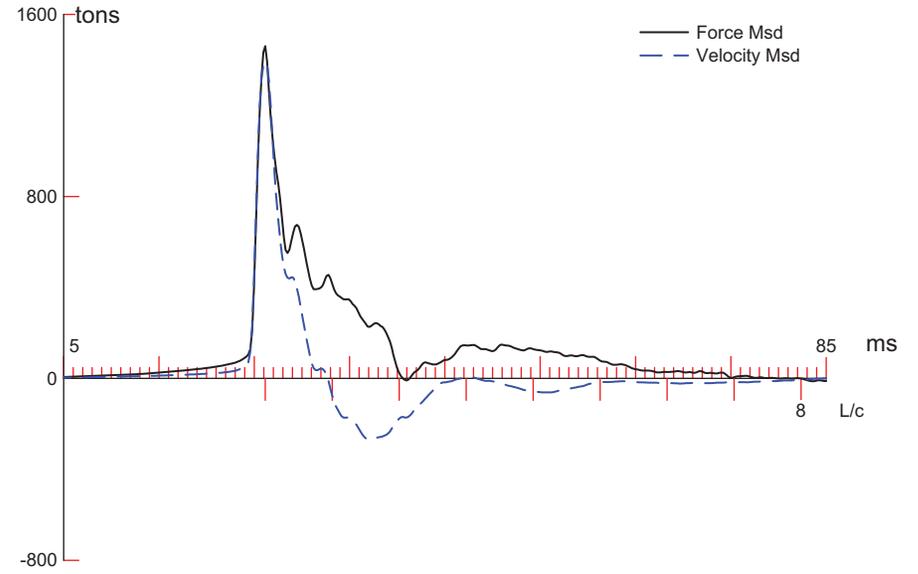
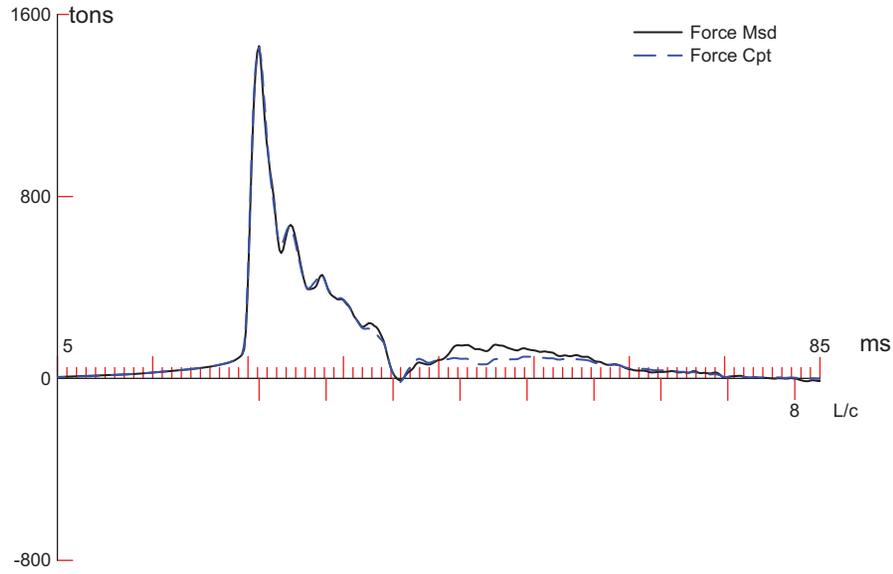
PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
42.50	747.70	2109.2	7.881	3.801

Toe Area 1.150 m²

Top Segment Length 1.01 m, Top Impedance 307.84 tons/m/s

Pile Damping 1.0 %, Time Incr 0.198 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 16.6 ms



CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 610.0; along Shaft 450.0; at Toe 160.0 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force in Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m
1	2.0	2.0	0.0	610.0	0.0	0.00	0.00	0.000
2	4.0	4.0	2.3	607.7	2.3	1.14	0.30	0.938
3	6.0	6.0	12.6	595.1	14.9	6.32	1.66	0.938
4	8.0	8.0	15.7	579.4	30.6	7.85	2.07	0.938
5	10.0	10.0	17.7	561.7	48.3	8.85	2.33	0.938
6	12.0	12.0	19.3	542.4	67.7	9.66	2.54	0.938
7	14.0	14.0	23.4	519.0	91.0	11.70	3.08	0.938
8	16.0	16.0	26.1	492.8	117.2	13.05	3.43	0.938
9	18.0	18.0	37.6	455.3	154.7	18.78	4.94	0.938
10	20.0	20.0	39.5	415.8	194.2	19.74	5.19	0.938
11	22.0	22.0	37.5	378.2	231.8	18.77	4.94	0.938
12	24.0	24.0	34.0	344.3	265.7	16.99	4.47	0.938
13	26.0	26.0	33.4	310.9	299.1	16.71	4.40	0.938
14	28.0	28.0	32.4	278.5	331.5	16.20	4.26	0.938
15	30.0	30.0	32.4	246.1	363.9	16.20	4.26	0.938
16	32.0	32.0	30.4	215.7	394.3	15.19	3.99	0.938
17	34.0	34.0	28.3	187.4	422.6	14.16	3.73	0.938
18	36.0	36.0	27.4	160.0	450.0	13.69	3.60	0.938
Avg. Shaft			25.0			12.50	3.29	0.938
Toe				160.0			139.14	1.113

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Quake		
Case Damping Factor	(mm) 1.089	6.620
Unloading Quake	(% of Loading quake) 1.371	0.578
Reloading Level	(% of Ru) 79	30
Unloading Level	(% of Ru) 100	100
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)	73	0.042
Soil Plug Weight (tons)		0.47
Soil Support Dashpot	0.876	0.000
Soil Support Weight (tons)	3.88	0.00

CAPWAP match quality = 2.10 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: final set = 6.000 mm; blow count = 167 b/m
 Computed: final set = 6.447 mm; blow count = 155 b/m

BAHTA, Pile: PILA 28 P6
 ICE 2055 DIESEL; Blow: 9
 GRL Engineers, Inc.

Test: 08-Dec-2009 03:16:
 CAPWAP (R) 2006-2
 OP: CA

max. Top Comp. Stress = 1.951 tons/cm² (T= 26.5 ms, max= 1.034 x Top)
 max. Comp. Stress = 2.017 tons/cm² (Z= 6.0 m, T= 27.5 ms)
 max. Tens. Stress = -0.022 tons/cm² (Z= 8.0 m, T= 42.9 ms)
 max. Energy (EMX) = 13.36 tonne-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=14.79 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages	max. Force	min. Force	max. Comp. Stress	max. Tens. Stress	max. Transfd. Energy	max. Veloc.	max. Displ.
	m	tons	tons	tons/cm ²	tons/cm ²	tonne-m	m/s	mm
1	1.0	1458.6	-10.1	1.951	-0.013	13.36	4.5	14.207
2	2.0	1462.8	-2.7	1.956	-0.004	13.30	4.5	13.926
4	4.0	1485.7	-3.2	1.987	-0.004	13.17	4.4	13.361
6	6.0	1507.9	-9.8	2.017	-0.013	12.92	4.3	12.752
8	8.0	1483.2	-16.5	1.984	-0.022	12.23	4.2	12.110
10	10.0	1448.2	-8.1	1.937	-0.011	11.45	4.1	11.460
12	12.0	1411.0	-1.4	1.887	-0.002	10.66	3.9	10.819
14	14.0	1374.1	-6.3	1.838	-0.008	9.87	3.7	10.195
16	16.0	1334.1	-0.0	1.784	-0.000	9.04	3.5	9.590
18	18.0	1293.8	-0.0	1.730	-0.000	8.22	3.3	9.008
20	20.0	1213.0	-0.0	1.622	-0.000	7.31	3.1	8.721
22	22.0	1125.6	-0.0	1.505	-0.000	6.46	2.9	8.427
24	24.0	1046.9	-0.0	1.400	-0.000	5.71	2.7	8.120
26	26.0	982.8	-0.0	1.314	-0.000	5.07	2.6	7.800
28	28.0	922.2	-0.0	1.233	-0.000	4.49	2.4	7.524
30	30.0	865.0	-0.0	1.157	-0.000	3.97	2.3	7.274
31	31.0	791.6	-0.0	1.059	-0.000	3.49	2.2	7.148
32	32.0	813.7	-0.0	1.088	-0.000	3.47	2.2	7.015
33	33.0	751.2	-0.0	1.005	-0.000	3.04	2.1	6.906
34	34.0	737.9	-0.0	0.987	-0.000	3.04	2.2	6.810
35	35.0	598.9	-0.0	0.801	-0.000	2.64	2.3	6.722
36	36.0	569.2	-0.0	0.761	-0.000	2.26	2.4	6.621
Absolute	6.0			2.017			(T =	27.5 ms)
	8.0				-0.022		(T =	42.9 ms)

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1525.1	1391.5	1257.9	1124.3	990.7	857.1	723.5	589.8	456.2	322.6
RX	1525.1	1391.5	1257.9	1124.3	990.7	857.1	723.5	589.8	456.2	322.6
RU	1738.5	1626.2	1513.9	1401.6	1289.4	1177.1	1064.8	952.5	840.3	728.0
RAU =	133.6 (tons);		RA2 =		407.5 (tons)					

Current CAPWAP Ru = 610.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.68; J(RX) = 0.68

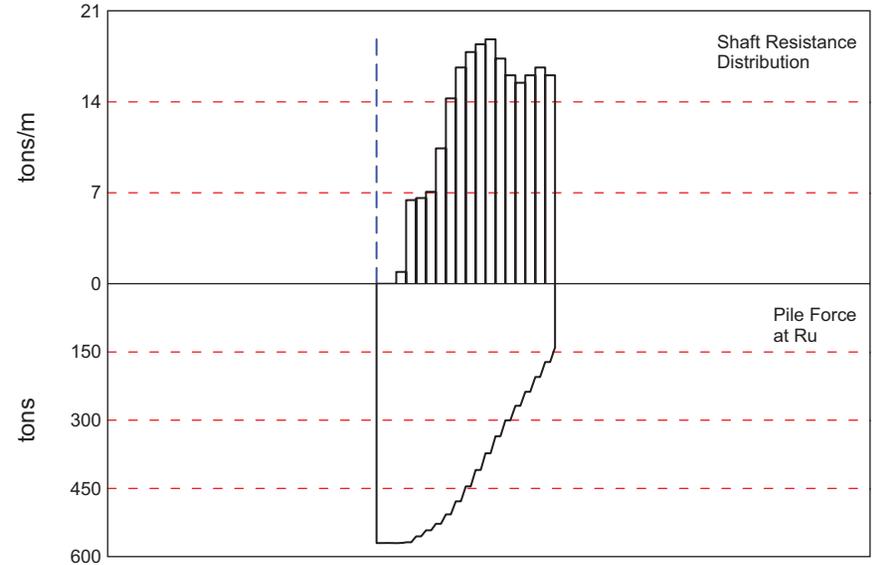
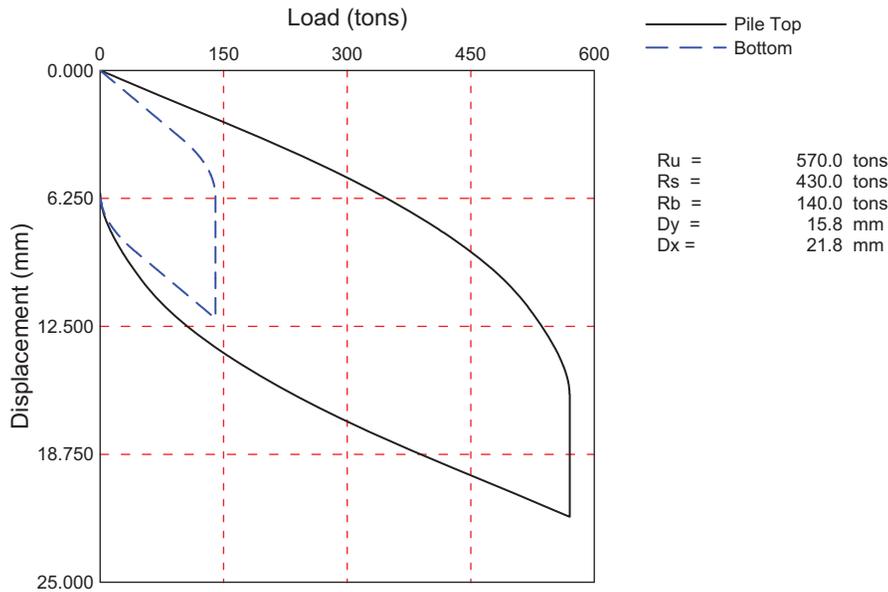
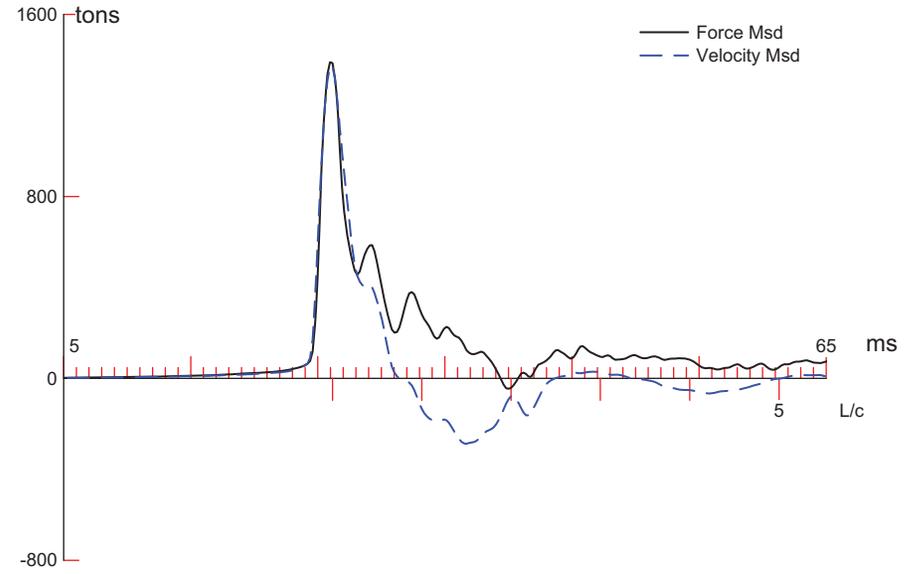
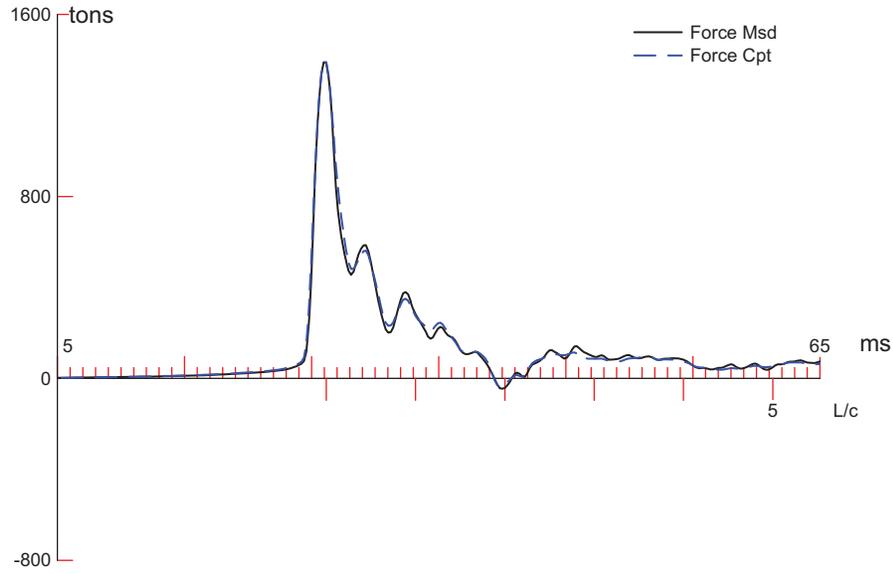
VMX	TVP	VT1*Z	FT1	FMX	DMX	DFN	SET	EMX	QUS
m/s	ms	tons	tons	tons	mm	mm	mm	mm	tons
4.53	26.35	1393.6	1467.6	1474.2	14.792	6.002	6.000	13.5	1299.0

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth	Area	E-Modulus	Spec. Weight	Perim.
m	cm ²	tons/cm ²	tons/m ³	m
0.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
36.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
Toe Area	1.150		m ²	

Segment Number	Dist. B.G.	Impedance	Imped. Change %	Slack	Tension Eff.	Compression Slack	Perim. Eff.	Perim.	Soil Plug
	m	tons/m/s	%	mm		mm		m	tons
1	1.00	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.00
2	2.00	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.00
36	36.00	307.84	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	3.801	0.00

Pile Damping 1.0 %, Time Incr 0.195 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 14.1 ms



CAPWAP SUMMARY RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 570.0; along Shaft 430.0; at Toe 140.0 tons

Soil Sgmt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru tons	Force In Pile tons	Sum of Ru tons	Unit Resist. (Depth) tons/m	Unit Resist. (Area) tons/m ²	Smith Damping Factor s/m
1	2.0	2.0	0.0	570.0	0.0	0.00	0.00	0.000
2	4.0	4.0	0.0	570.0	0.0	0.00	0.00	0.000
3	6.0	6.0	1.8	568.2	1.8	0.92	0.24	0.854
4	8.0	8.0	12.9	555.3	14.7	6.43	1.69	0.854
5	10.0	10.0	13.2	542.1	27.9	6.60	1.74	0.854
6	12.0	12.0	14.2	527.9	42.1	7.08	1.86	0.854
7	14.0	14.0	20.9	507.1	62.9	14.26	3.75	0.854
8	16.0	16.0	28.5	478.6	91.4	16.64	4.38	0.854
9	18.0	18.0	33.3	445.3	124.7	17.82	4.69	0.854
10	20.0	20.0	35.6	409.6	160.4	17.82	4.85	0.854
11	22.0	22.0	36.9	372.8	197.2	18.43	4.85	0.854
12	24.0	24.0	37.6	335.1	234.9	18.81	4.95	0.854
13	26.0	26.0	34.6	300.5	269.5	17.33	4.56	0.854
14	28.0	28.0	32.1	268.4	301.6	16.05	4.22	0.854
15	30.0	30.0	30.9	237.5	332.5	15.47	4.07	0.854
16	32.0	32.0	32.1	205.4	364.6	16.05	4.22	0.854
17	34.0	34.0	33.3	172.1	397.9	16.65	4.38	0.854
18	36.0	36.0	32.1	140.0	430.0	16.05	4.22	0.854
Avg. Shaft			23.9			11.94	3.14	0.854
Toe				140.0			121.75	1.010

Soil Model Parameters/Extensions

	Shaft	Toe
Quake		
Case Damping Factor	(mm) 2.560	4.709
Unloading Quake	(% of Loading quake) 1.193	0.459
Reloading Level	(% of Ru) 39	90
Unloading Level	(% of Ru) 100	100
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)	12	0.520
Soil Support Dshpot	0.452	0.000
Soil Support Weight (tons)	3.88	0.00

CAPWAP match quality = 1.39 (Wave Up Match) ; RSA = 0
 Observed: final set = 6.000 mm; blow count = 167 b/m
 Computed: final set = 5.166 mm; blow count = 194 b/m

BAHIA, Pile: PILA 28 P7
 ICE 2055 DIESEL; Blow: 7
 GRL Engineers, Inc.

Test: 08-Dec-2009 04:10:
 CAPWAP (R) 2006-2
 OP: CA

max. Top Comp. Stress = 1.861 tons/cm² (T= 26.5 ms, max= 1.035 x Top)
 max. Comp. Stress = 1.926 tons/cm² (Z= 8.0 m, T= 27.9 ms)
 max. Tens. Stress = -0.070 tons/cm² (Z= 7.0 m, T= 38.8 ms)
 max. Energy (EMX) = 11.75 tonne-m; max. Measured Top Displ. (DMX)=14.21 mm

EXTREMA TABLE

Pile Sgmt No.	Dist. Below Gages	max. Force	min. Force	max. Comp. Stress	max. Tens. Stress	max. Transfd. Energy	max. Veloc.	max. Displ.	Absolute	
									tons	tons/cm ²
1	1.0	1391.7	-48.2	1.861	-0.064	11.75	4.4	13.396	8.0	27.9 ms
2	2.0	1392.7	-49.5	1.863	-0.066	11.73	4.4	13.224	7.0	38.8 ms
4	4.0	1398.5	-40.5	1.870	-0.054	11.66	4.4	12.828		
6	6.0	1419.8	-44.4	1.899	-0.059	11.57	4.4	12.360		
8	8.0	1440.2	-52.1	1.926	-0.070	11.39	4.3	11.846		
10	10.0	1412.8	-35.3	1.890	-0.047	10.82	4.2	11.308		
12	12.0	1393.3	-49.4	1.863	-0.066	10.26	4.0	10.753		
14	14.0	1382.7	-44.1	1.849	-0.059	9.71	3.9	10.195		
16	16.0	1354.7	-36.6	1.812	-0.049	9.02	3.7	9.654		
18	18.0	1303.6	-35.2	1.744	-0.047	8.21	3.5	9.165		
20	20.0	1239.9	-29.8	1.658	-0.040	7.45	3.3	8.978		
22	22.0	1172.0	-13.0	1.567	-0.017	6.71	3.1	8.726		
24	24.0	1101.0	-9.9	1.473	-0.013	6.01	2.9	8.447		
26	26.0	1026.8	0.0	1.373	0.000	5.35	2.8	8.191		
28	28.0	962.0	0.0	1.287	0.000	4.77	2.6	7.986		
30	30.0	906.3	0.0	1.212	0.000	4.26	2.5	7.758		
31	31.0	836.6	0.0	1.119	0.000	3.79	2.4	7.646		
32	32.0	846.8	0.0	1.133	0.000	3.78	2.4	7.551		
33	33.0	745.7	0.0	0.997	0.000	3.31	2.5	7.477		
34	34.0	689.9	0.0	0.923	0.000	3.31	2.7	7.397		
35	35.0	544.3	0.0	0.728	0.000	2.81	2.8	7.317		
36	36.0	559.7	0.0	0.749	0.000	2.39	2.8	7.221		
				1.926	-0.070					

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RP	1411.0	1273.3	1135.6	997.9	860.2	722.5	584.9	447.2	309.5	171.8
RX	1411.0	1273.3	1135.6	997.9	860.2	722.5	584.9	447.2	325.6	249.8
RU	1598.7	1479.7	1360.8	1241.9	1123.0	1004.0	885.1	766.2	647.3	528.3
RAU =	77.6 (tons);		RA2 =		215.3 (tons)					

Current CAPWAP Ru = 570.0 (tons); Corresponding J(RP) = 0.61; J(RX) = 0.61

VMX m/s	TVP ms	VT1*Z tons	FT1 tons	FMX tons	DMX mm	DFN mm	SET mm	EMX tone-m	QUS tons
4.51	26.35	1386.8	1401.0	1401.0	14.212	6.004	6.000	11.8	1169.3

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm ²	E-Modulus tons/cm ²	Spec. Weight tons/m ³	Perim. m
0.00	747.70	2109.2	7.881	3.801
36.00	747.70	2109.2	7.881	3.801

Toe Area 1.150 m²

Top Segment Length 1.00 m, Top Impedance 307.84 tons/m/s

Pile Damping 1.0 %, Time Incr 0.195 ms, Wave Speed 5123.0 m/s, 2L/c 14.1 ms