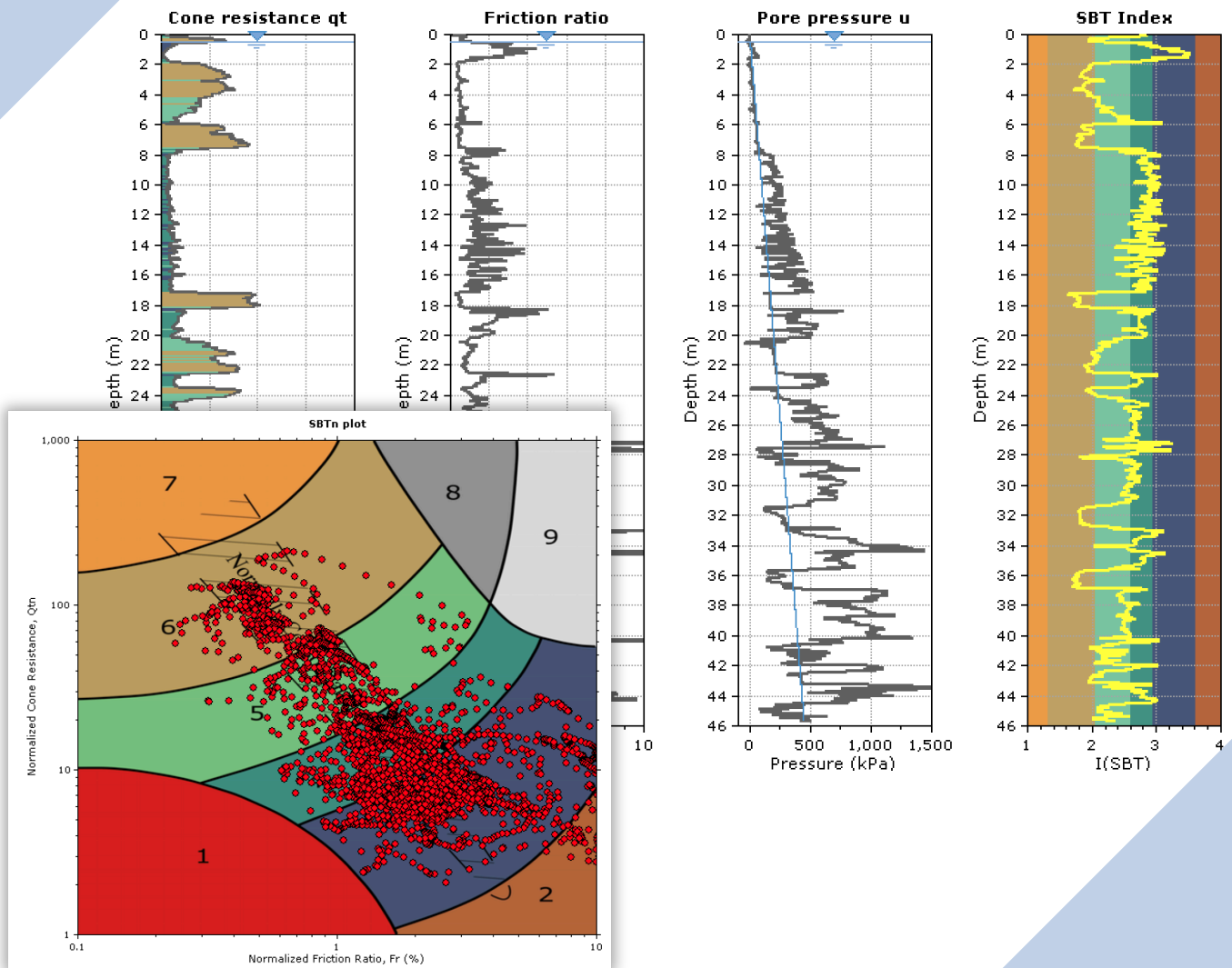


# Guía para el ensayo de penetración de cono

P.K. Robertson y K. Cabal



PK Robertson Inc.

Email: [probertson2005@me.com](mailto:probertson2005@me.com) & [kelly.cabal@conetec.com](mailto:kelly.cabal@conetec.com)

The publisher and the author make no warranties or representations of any kind concerning the accuracy or suitability of the information contained in this guide for any purpose and cannot accept any legal responsibility for any errors or omissions that may have been made.

*Copyright © 2025 PK Robertson Inc. All rights reserved.*

# GUÍA PARA EL ENSAYO DE PENETRACIÓN DE CONO

P.K. Robertson & K. Cabal  
2025 - Versión en Español

## ÍNDICE

Glosario.....	i
Introducción .....	1
Caracterización del sitio basada en riesgos.....	2
Papel del CPT.....	3
Ensayo de Penetración de Cono (CPT).....	6
<i>Introducción</i> .....	6
<i>Historia</i> .....	7
<i>Equipos de prueba y procedimientos</i> .....	10
<i>Sensores/Módulos adicionales</i> .....	11
<i>Sistemas de entrega</i> .....	12
<i>Profundidad de penetración</i> .....	18
<i>Procedimientos de ensayo</i> .....	18
<i>Diseño del cono</i> .....	22
<i>Interpretación del CPT</i> .....	25
Condiciones del agua subterránea y perfil piezométrico	26
Perfilado y clasificación del suelo	27
Gráficas SBT no normalizadas	27
Perfiles equivalentes de SPT N 60	36
Peso unitario del suelo ( $\gamma$ )	39
Resistencia a la corte no drenada ( $su$ )	41
Sensibilidad del suelo ( $St$ )	42
Relación de resistencia a la corte no drenada ( $su/\sigma'_{vo}$ )	43
Relación de sobre consolidación (OCR) y esfuerzo de cedencia ( $\sigma'_y$ )	44
Consistencia entre los valores de $k$ (para OCR) y $N_{kt}$ (para $su$ )	46
Relación de esfuerzos in situ ( $K_0$ )	47
Densidad relativa ( $Dr$ )	48
Parámetro de estado ( $\psi$ )	51
Ángulo de fricción pico ( $\phi'$ )	53
Rigidez y módulo	55
Módulo a partir de la velocidad de onda de corte	56
Estimación de la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) a partir del CPT	57
Identificación de suelos con microestructura	58
Conductividad hidráulica ( $k$ )	60
Características de consolidación	63
Módulo de constricción	67

<i>Aplicaciones de los resultados del CPT</i> .....	68
Diseño de cimentaciones superficiales	69
Cimentación superficial - Capacidad portante	70
Métodos indirectos basados en parámetros del suelo	72
Enfoque directo para estimar la capacidad portante (ensayos in situ)	73
Diseño de cimentaciones superficiales – Asentamiento	75
Velocidad de onda de corte sísmica	79
Diseño de cimentaciones profundas	89
Control de compactación para la mejora del terreno	101
Diseño de drenes verticales (mechas) o de arena	104
<i>Licuefacción</i> .....	106
Definiciones de licuefacción	106
Licuefacción cíclica (sitios de terreno nivelado o suavemente inclinado)	110
Licuefacción por flujo (estática) (sitios de pendiente pronunciada)	135
Software.....	148
Referencias principales.....	151

## Glosario

Este glosario contiene los términos más utilizados relacionados con el CPT y se presentan en orden alfabético.

**CPT:** Ensayo de penetración con cono.

**CPTu:** Ensayo de penetración con cono con medición de presión de poros – ensayo piezocono.

**Cono:** La parte del penetrómetro de cono en la que se mide la resistencia del cono.

**Penetrómetro de cono:** El conjunto que contiene el cono, la manga de fricción y cualquier otro sensor, así como las conexiones a las varillas de empuje.

**Resistencia del cono,  $q_c$ :** La fuerza que actúa sobre el cono,  $Q_c$ , dividida por el área proyectada del cono,  $A_c$ .

**$q_c = Q_c/A_c$ :** Resistencia del cono corregida,  $q_t$

**$q_t = q_c + u_2 (1 - a)$ :** La resistencia del cono  $q_c$  corregida por los efectos del agua intersticial.

**Sistema de adquisición de datos:** El sistema utilizado para registrar las mediciones realizadas por el cono.

**Prueba de disipación:** Una prueba en la que se monitorea la disipación de la presión de poros durante una pausa en la penetración.

**Elemento filtrante:** El elemento poroso insertado en el penetrómetro de cono para permitir la transmisión de la presión del agua de poros al sensor de presión de poros, manteniendo o al mismo tiempo las dimensiones correctas del penetrómetro de cono.

**Relación de fricción,  $R_f$ :** La relación, expresada como porcentaje, entre la resistencia por fricción de la camisa,  $f_s$ , y la resistencia del cono,  $q_t$ , ambas medidas a la misma profundidad.  **$R_f = (f_s/q_t) \times 100\%$**

**Reductor de fricción:** Una ampliación local en las varillas de empuje situada a corta distancia por encima del penetrómetro de cono, para reducir la fricción en las varillas de empuje.

**Manga de fricción:** La sección del penetrómetro de cono sobre la cual se mide la resistencia por fricción.

**Resistencia normalizada de punta de cono,  $Q_t$ :** La resistencia del cono expresada en una forma adimensional y teniendo en cuenta las tensiones verticales in situ.

$$Q_t = (q_t - \sigma_{vo})/\sigma'_{vo}$$

**Resistencia del cono normalizada,  $Q_{tn}$ :** La resistencia del cono expresada en una forma adimensional teniendo en cuenta las tensiones verticales in situ y donde el exponente de tensión ( $n$ ) varía según el tipo de suelo y el nivel de tensión. Cuando  $n = 1$ ,  $Q_{tn} = Q_t$ .

$$Q_{tn} = \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{P_{a2}} \right) \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Resistencia neta del cono,  $q_n$ : La resistencia del cono corregida menos la tensión vertical total.  $q_n = q_t - \sigma_{vo}$

**Presión de poros en exceso** (o presión de poros neta),  $\Delta u$ : La presión de poros medida menos la presión de poros de equilibrio in situ.  $\Delta u = u_2 - u_0$

**Presión de poros**: La presión de poros generada durante la penetración del cono y medida por un sensor de presión de poros:

$u_1$  cuando se mide en la cara del cono

$u_2$  cuando se mide justo detrás del cono.

**Relación de presión de poros,  $B_q$** : La presión de poros neta normalizada con respecto a la resistencia neta del cono.  $B_q = \Delta u / q$

**Barras de empuje**: Tubos de paredes gruesas utilizados para avanzar el penetrómetro de cono

**Resistencia por fricción en la manga,  $f_s$** : La fuerza de fricción que actúa sobre la manga de fricción,  $F_s$ , dividida por su superficie,  $A_s$ .  $f_s = F_s / A_s$

## Introducción

El propósito de esta guía es proporcionar un recurso conciso para la aplicación del CPT en la práctica de la ingeniería geotécnica. Esta guía es un suplemento y actualización del libro 'CPT in Geotechnical Practice' de Lunne, Robertson y Powell (1997). Esta guía es aplicable principalmente a los datos obtenidos utilizando un cono electrónico estándar con un ángulo de vértice de 60 grados y un diámetro de 35,7 mm o 43,7 mm (10 o 15 cm<sup>2</sup> de área de sección transversal).

Se proporcionan recomendaciones sobre las aplicaciones de los datos de CPT para la elaboración de perfiles del suelo identificación de materiales y evaluación de parámetros geotécnicos y diseño. El libro complementario (Lunne et al.,1997) proporciona más detalles sobre la historia del CPT, el equipo, la especificación y el rendimiento. El libro complementario también ofrece un amplio contexto sobre las técnicas de interpretación. Esta guía proporciona solo las recomendaciones básicas para la aplicación del CPT en el diseño geotécnico.

Se incluye una lista de las principales referencias al final de esta guía. Una lista de referencias más completa se puede encontrar en el libro complementario sobre CPT y en los artículos técnicos publicados recientemente. Otros artículos técnicos sobre el CPT pueden descargarse de [www.cpt-robertson.com](http://www.cpt-robertson.com) y <https://usucger.org/books/>.

Se proporcionan detalles adicionales sobre la interpretación del CPT en una serie de seminarios web gratuitos que pueden verse en:

[https://www.youtube.com/channel/UC3s4FaWcu5QC74DI\\_KzMk5Q](https://www.youtube.com/channel/UC3s4FaWcu5QC74DI_KzMk5Q)

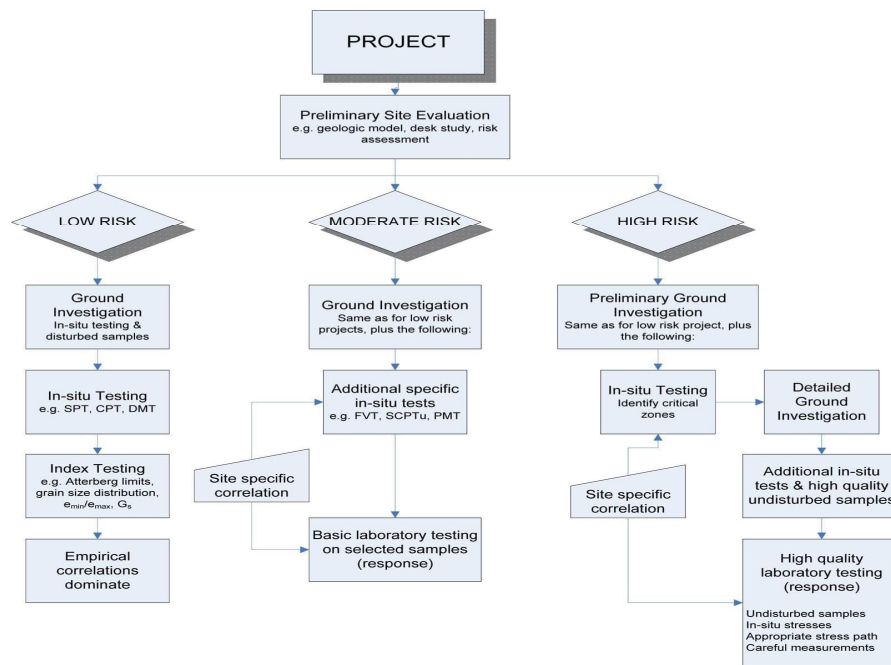
Las interpretaciones descritas en esta Guía han sido incorporadas en un software basado en CPT fácil de usar (CPeT-IT y CLiq) que puede descargarse desde <https://geologismiki.gr/products/>.

## Caracterización del sitio basada en el riesgo

El riesgo y la incertidumbre son características del terreno y nunca se eliminan por completo. El nivel adecuado de sofisticación para la caracterización y el análisis del sitio debe basarse en los siguientes criterios:

- Precedentes y experiencia local
- Objetivos de diseño
- Nivel de riesgo geotécnico
- Potenciales ahorros de costos

La evaluación del riesgo geotécnico depende de los peligros, la probabilidad de ocurrencia y las consecuencias. El riesgo se define como el producto de la probabilidad y las consecuencias y, en términos básicos, los proyectos pueden clasificarse como de bajo, moderado o alto riesgo, según los criterios mencionados. La Tabla 1 muestra un diagrama de flujo generalizado para ilustrar el enfoque probable de la investigación geotécnica del terreno asociado al riesgo. El nivel de sofisticación en una investigación de sitio también es función de los objetivos de diseño del proyecto y del potencial de ahorro de costos.



**Tabla 1** Diagrama de flujo basado en riesgos para la caracterización del sitio

## Rol del CPT

Los objetivos de cualquier investigación del subsuelo son determinar lo siguiente:

- Naturaleza y secuencia de los estratos del subsuelo (régimen geológico)
- Condiciones del agua subterránea (régimen hidrológico)
- Propiedades físicas y mecánicas de los estratos del subsuelo.

Para investigaciones geoambiental de sitios donde puedan existir contaminantes, los objetivos anteriores tienen el requisito adicional de determinar:

- Distribución y composición de los contaminantes.

Los requisitos anteriores dependen del proyecto propuesto y de los riesgos asociados. Un programa de investigación ideal debe incluir una combinación de pruebas de campo y de laboratorio dependiendo del nivel de riesgo del proyecto. Las pruebas geofísicas suelen ser un complemento ideal al CPT (por ejemplo, sísmica de superficie utilizando MASW).

Tabla 2 Presenta una lista parcial de las principales pruebas in situ y su aplicabilidad percibida para su uso en diferentes condiciones del terreno.

Group	In-situ Test	Geotechnical Parameter												Ground Type					
		Soil type	Profile	$u_0$	OCR	$D_{r-\psi}$	$\phi^1$	$s_u$	$G_e-E$	$\sigma-\epsilon$	M-C <sub>c</sub>	k	$c_v$	hard rock	soft rock	gravel	sand	silt/clay	peat-organic
Penetrometer/ Direct Push	Dy. Probing (DP)	C	B	-	C	C	C	C	C	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B
	SPT	B	B	-	C	B	C	C	C	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B
	CPT	B	A	-	B	B	B	B	B	C	C	C	-	-	B	B	A	A	A
	CPTu	A	A	A	B	A	B	A	B	C	B	A	A	-	B	B	A	A	A
	SCPTu	A	A	A	A	A	B	A	A	B	B	A	A	-	B	B	A	A	A
	DMT	B	B	B	B	C	B	B	B	C	B	C	B	-	C	C	A	A	A
	SDMT	B	B	B	A	B	B	B	A	B	B	C	B	-	C	C	A	A	A
	Full-flow (T/ball)	C	B	B	B	C	C	C	A	C	C	C	C	-	-	-	C	B	A
Field vane (FVT)	B	C	-	B	-	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	A	B	
Pressuremeter	Pre-bored	B	B	-	C	C	C	B	B	C	C	-	C	A	A	B	B	B	
	Self-bored	B	B	A <sup>1</sup>	B	B	B	B	A	A	B	B	A <sup>1</sup>	-	C	-	B	A	B
	Full-displacement	B	B	B	C	C	C	B	A	A	B	B	A	-	C	-	B	A	A
Other	Screw/plate load	C	-	-	B	C	C	B	B	B	B	C	C	C	A	B	B	B	B
	Borehole shear	C	-	-	-	-	B	C	-	-	-	-	-	C	B	C	C	C	-
	Permeameter	C	-	A	-	-	-	-	-	-	-	A	B	A	A	A	A	A	B
	Borehole seismic	C	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	B
	Surface seismic	-	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	A	A
	Hydraulic fracture	-	-	B	-	-	-	-	-	-	-	-	C	C	B	B	-	-	B

Applicability: A = high, B = moderate, C = low, - = none

Geotechnical parameters:  $u_0$  = in-situ static pore pressure, OCR = over-consolidation ratio,  $D_{r-\psi}$  = relative density and/or state parameter,  $\phi^1$  = peak friction angle,  $s_u$  = undrained shear strength (peak and/or remolded),  $G_e-E$  = small strain shear and/or Young's modulus,  $\sigma-\epsilon$  = stress-strain relationship, M-C<sub>c</sub> = constrained modulus and/or compression index, k = permeability,  $c_v$  = coefficient of consolidation

$\phi^1$  will depend on soil type; <sup>1</sup> only when pore pressure sensor fitted.

**Tabla 2.** La aplicabilidad y utilidad de las pruebas in situ  
(Lunne, Robertson & Powell, 1997, actualizado por Robertson, 2012)

El ensayo de penetración de cono (CPT) y sus versiones mejoradas, como el piezocono (CPTu) y el sísmico (SCPT), tienen amplias aplicaciones en una gran variedad de suelos. Aunque el CPT estuvo inicialmente limitado principalmente a suelos blandos, con los equipos de empuje modernos y conos más robustos, el CPT puede realizarse en suelos duros a muy duros, y en algunos casos en roca blanda.

*Ventajas del CPT:*

- Perfilado rápido y continuo
  - Datos repetibles y fiables (independientes del operador)
- Económico y productivo
  - Fuerte base teórica para la interpretación
  - Número significativo de casos históricos

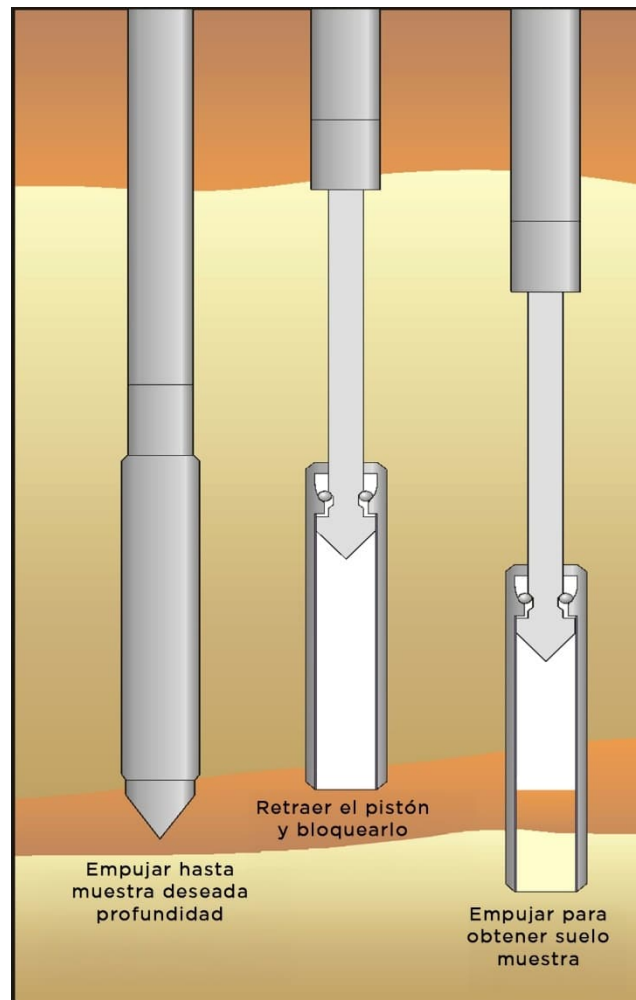
*Desventaja del CPT:*

- Inversión de capital relativamente alta
- Requiere operadores con cierto nivel de habilidad/capacitación
- No se obtiene muestra de suelo durante un CPT
- La penetración puede estar restringida en algunas capas de grava y/o cementadas.

Aunque no es posible obtener una muestra de suelo durante un CPT, es posible obtener muestras de suelo utilizando equipos de empuje directo CPT. La naturaleza continua de los resultados del CPT proporciona un perfil estratigráfico detallado que sirve de guía para la toma selectiva de muestras apropiadas para el proyecto. El enfoque recomendado es realizar primero varios sondeos CPT para definir el perfil estratigráfico y proporcionar estimaciones iniciales de los parámetros geotécnicos, y luego proceder con la toma selectiva de muestras. El tipo y la cantidad de muestreo dependerán de los requisitos del proyecto y de los riesgos geotécnicos, así como del perfil estratigráfico. Normalmente, el muestreo se enfocará en las zonas críticas para el proyecto, según lo definido por el CPT, y se llevará a cabo adyacente e inmediatamente después de un CPT. Las pruebas y la interpretación siempre deben realizarse dentro de un marco geológico.

Existe una variedad de muestreadores de profundidad discreta de empuje disponibles. La mayoría se basa en diseños como los muestreadores originales Gouda o MOSTAP de los Países Bajos. Los muestreadores se empujan hasta la profundidad requerida en posición cerrada. Los muestreadores tipo Gouda tienen una punta cónica interna que se retrae hasta la posición bloqueada, dejando un muestreador hueco con tubos de muestra de pequeño diámetro (típicamente 25 mm/1 pulgada) de acero inoxidable o latón. El muestreador hueco se empuja entonces para recolectar una muestra. El muestreador lleno y las varillas de empuje se recuperan luego hasta la superficie del terreno. Los muestreadores tipo MOSTAP contienen un alambre para fijar la posición de la punta cónica interna antes de empujar

para obtener una muestra. También se han realizado modificaciones para incluir un sistema cableado, de modo que las muestras de suelo puedan recuperarse a múltiples profundidades en lugar de recuperar y volver a desplegar el muestreador y las varillas en cada intervalo. Los sistemas as cableado tienden a funcionar mejor en suelos blandos. La Figura 1 muestra un esquema de un típico (tipo Gouda) basado en CPT. La velocidad de muestreo depende de la velocidad máxima del equipo de empuje, pero no está limitada al estándar de 2 cm/s utilizado para el CPT. Algunos camiones CPT especializados pueden tomar muestras a una velocidad de hasta 40 cm/s. Por lo tanto, el muestreo de suelo por empuje puede ser rápido y eficiente. En suelos muy blandos, se han desarrollado muestreadores de pistón de empuje especiales de 800 mm de longitud para obtener muestras de suelo esencialmente inalteradas de 63 mm de diámetro.



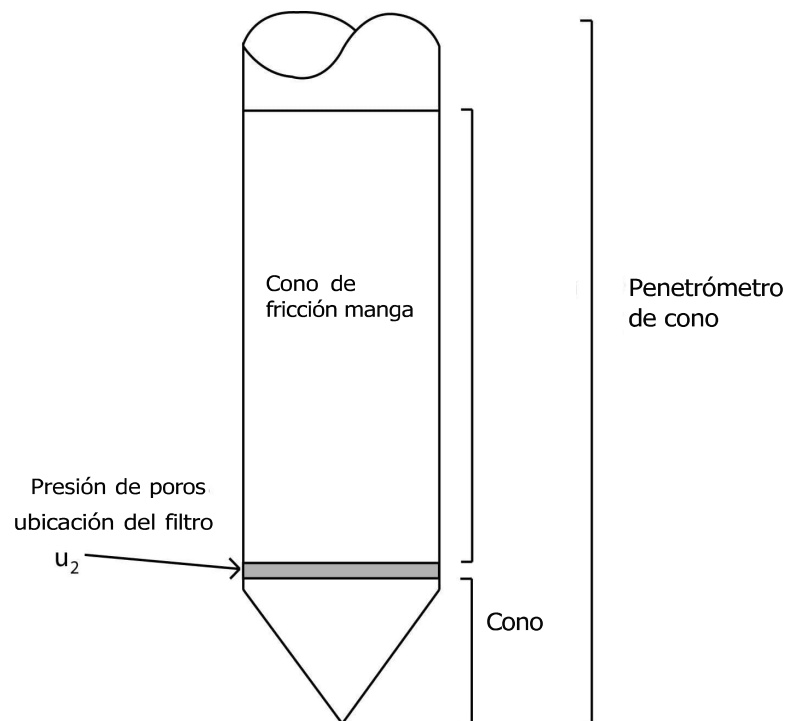
**Figura 1.** Esquema de un muestreador de suelo simple de empuje directo (basado en CPT), [www.conetec.com](http://www.conetec.com)

## Ensayo de penetración con cono (CPT)

### Introducción

En el Ensayo de penetración con cono (CPT), un cono en el extremo de una serie de varillas se introduce en el suelo a una velocidad constante y se realizan mediciones casi continuas de la resistencia a la penetración del cono y de una manga superficial. La Figura 2 ilustra la terminología principal relacionada con los penetrómetros de cono.

La fuerza total que actúa sobre el cono,  $Q_c$ , dividida por el área proyectada del cono,  $A_c$ , produce la resistencia del cono,  $q_c$ . La fuerza total que actúa sobre la manga de fricción,  $F_s$ , dividida por el área superficial de la manga de fricción,  $A_s$ , produce la resistencia de la manga,  $f_s$ . En un piezocono, también se mide la presión de poros, típicamente detrás del cono en la ubicación  $u_2$ , como se muestra en la Figura 2. Si las presiones de poros se miden en la cara del cono, corresponde a la ubicación  $u_1$ . Algunos conos pueden medir simultáneamente las presiones de poros  $u_1$  y  $u_2$ .

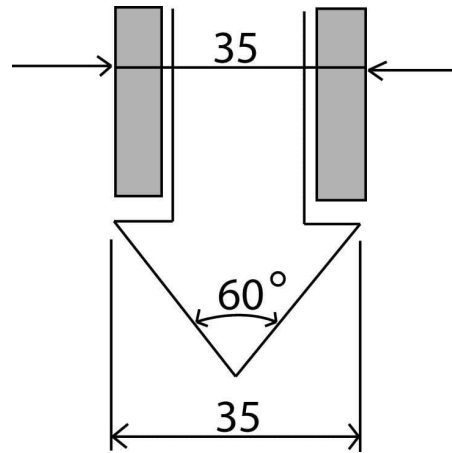


**Figura 2.** Terminología para penetrómetros de cono

## Historia

1932

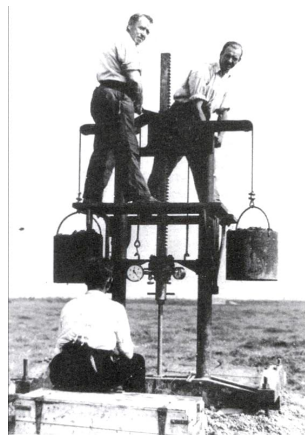
Las primeras pruebas de penetración con cono se realizaron utilizando una tubería de gas de 35 mm de diámetro exterior con una varilla interior de acero de 15mm. Se acopló una punta de cono con un área proyectada de 10 cm<sup>2</sup> y un ángulo de vértice de 60° a las varillas interiores de acero, como se muestra en la Figura 3.



**Figura 3.** Primer cono mecánico holandés (según Sanglerat, 1972)

1935

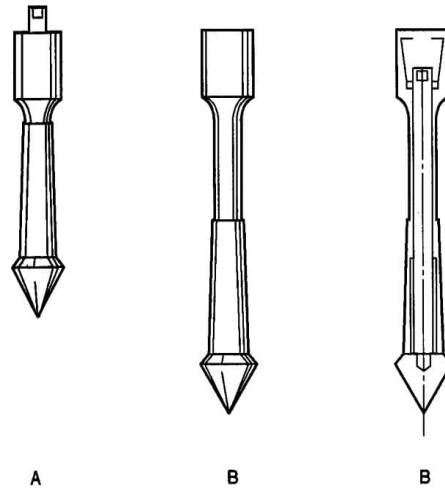
Laboratorio de Mecánica de Suelos de Delft El laboratorio diseñó la primera máquina manual de empuje para penetración con cono de 100 kN, véase la Figura 4.



**Figura 4.** Primer cono mecánico holandés (según Delft Geotechnics)

**1948**

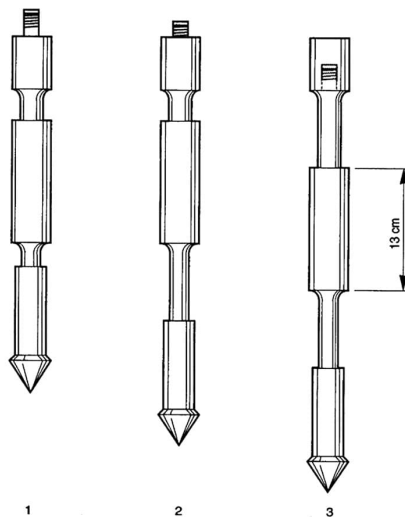
El cono mecánico holandés original fue mejorado añadiendo una parte cónica justo por encima del cono. El propósito de esta geometría era evitar que el suelo entrara en el espacio entre la camisa y las varillas interiores. El espacio entre la camisa y las varillas interiores. Los conos mecánicos holandeses básicos, mostrados en la Figura 5, todavía se utilizan en algunas partes del mundo.



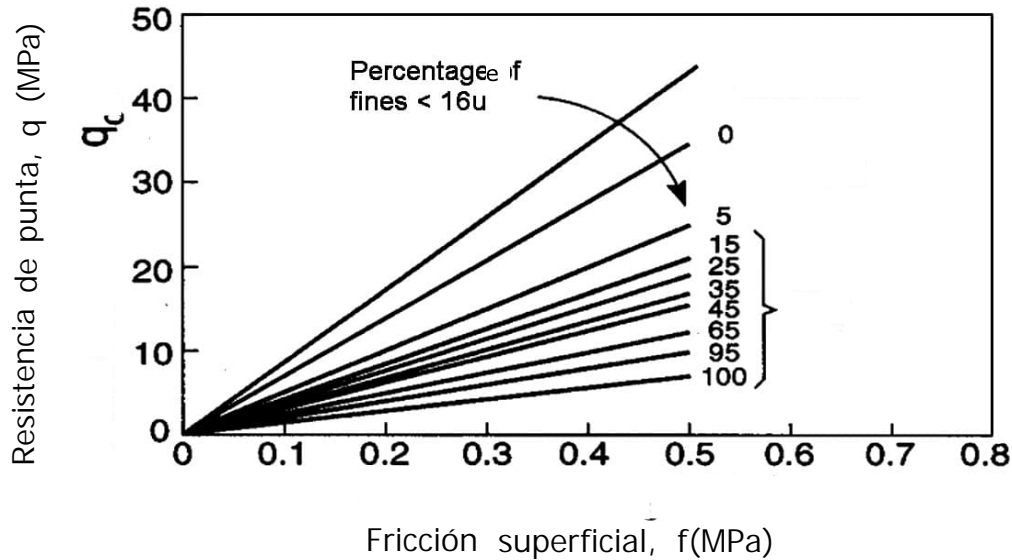
**Figura 5.** Penetrómetro de cono mecánico holandés con manto cónico

**1953**

Se añadió una camisa de fricción ("chaqueta de adhesión") detrás del cono para incluir la medición de la resistencia local de la camisa (Begemann,1953), véase la Figura 6. Las mediciones se realizaban cada 20 cm y, por primera vez, se utilizó la relación de fricción para clasificar el tipo de suelo (véase la Figura 7).



**Figura 6.** Cono tipo Begemann con manga de fricción



**Figura 7.** Primera clasificación del suelo basada en CPT para el cono mecánico de Begemann

### 1965

Fugro desarrolló un cono eléctrico, cuya forma y dimensiones sirvieron de base para los conos modernos y para la Norma Internacional y el procedimiento ASTM. Las principales mejoras en relación con los penetrómetros de cono mecánicos fueron:

- Eliminación de lecturas incorrectas debidas a la fricción entre las varillas internas y externas y al peso de las varillas internas.
- Ensayo continuo con una velocidad de penetración continua, sin necesidad de movimientos alternos de diferentes partes del penetrómetro y sin movimientos indeseados del suelo que influyan en la resistencia del cono.
- Medición eléctrica más sencilla y fiable de la resistencia del cono y de la fricción en la camisa.

### 1974

Se introdujeron penetrómetros de cono que también podían medir la presión de poros (piezoconos). Los primeros diseños presentaban diversas formas y ubicaciones del filtro de presión de poros. Poco a poco, la práctica se ha ido estandarizando, de modo que la posición recomendada del elemento filtrante es justo detrás del cono, en la ubicación  $u_2$ . Con la medición de la presión de agua en los poros, se hizo evidente que era necesario corregir la resistencia del cono por los efectos de la presión de agua en los poros ( $q_t$ ), especialmente en arcillas blandas.

### *Equipos de ensayo y procedimientos*

Existen varios elementos en un ensayo CPT, que van desde la sonda y los elementos de medición hasta los sistemas de entrega y despliegue.

#### **Penetrómetros de cono**

Los penetrómetros de cono están disponibles en una variedad de tamaños, siendo las sondas de 10 cm<sup>2</sup> y 15 cm<sup>2</sup> las más comunes y las especificadas en la mayoría de las normas. La Figura 8 muestra una gama de conos, desde un mini cono de 2 cm<sup>2</sup> hasta un cono grande de 40 cm<sup>2</sup>. Los mini conos se utilizan para investigaciones superficiales, mientras que los conos grandes pueden emplearse en suelos gravosos.



**Figura 8.** Gama de sondas CPT (de izquierda a derecha: 2 cm<sup>2</sup>, 10 cm<sup>2</sup>, 15 cm<sup>2</sup>, 40 cm<sup>2</sup>)

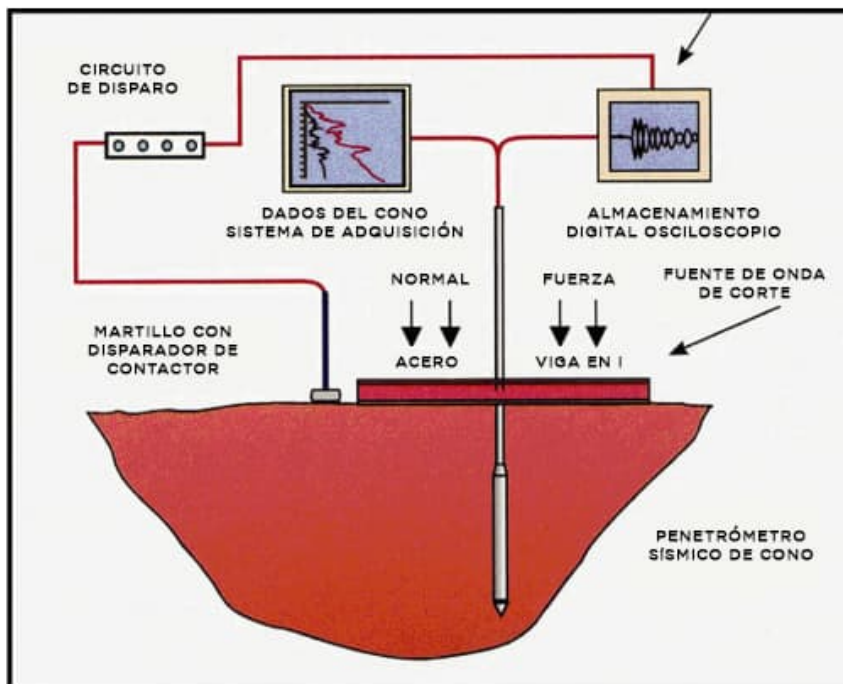
### *Sensores/Módulos adicionales*

Desde la introducción del cono eléctrico a principios de la década de 1960, se han añadido muchos sensores adicionales al cono, tales como:

- Temperatura
- Geófonos/acelerómetros (velocidades de ondas sísmicas,  $V_s$  y  $V_p$ )
- Presiómetro (presiómetro de cono)
- Cámara (luz visible)
- Radioisótopo (gamma/neutrón)
- Resistividad/conductividad eléctrica
- Dieléctrico
- pH
- Intercambio de oxígeno (redox)
- Fluorescencia inducida por láser/ultravioleta (LIF/UVOST)
- Sonda de interfaz de membrana (MIP)

Los últimos elementos son principalmente para aplicaciones geoambiental.

Uno de los sensores adicionales más comunes es un geófono o acelerómetro para permitir la medición de las velocidades de las ondas sísmicas. Un esquema del procedimiento de ensayo sísmico CPT (SCPT) se muestra en la Figura 9.



**Figura 9.** Esquema del procedimiento de ensayo sísmico CPT (SCPT)

### *Sistemas de ejecución*

El equipo CPT puede llegar a una ubicación utilizando una amplia variedad de sistemas de ejecución.

#### **En tierra**

Los sistemas de ejecución para aplicaciones terrestres (en tierra) generalmente consisten en unidades especial mente construidas que son montadas sobre ruedas o sobre orugas, así como una amplia gama de sistemas anclados. Las Figuras 10 a 13 muestran una variedad de sistemas de entrega en tierra.



**Figura 10.** Unidad CPT montada en camión de 250kN



**Figura 11.** Unidad CPT montada sobre orugas de 200kN



**Figura 12.** Unidad de perforación pequeña con anclaje



**Figura 13.** Sistema portátil de percusión para CPT en interiores o en lugares de acceso limitado



**Figura 14.** Sistema CPT robótico para zonas de alto riesgo ([www.conetec.com](http://www.conetec.com)).

## Sobre el agua

Existen diversos sistemas de despliegue para investigaciones sobre el agua, dependiendo de la profundidad. Las barcasas flotantes o de patas hidráulicas son comunes en aguas poco profundas (profundidad menor a 30 m), véanse las Figuras 15 y 16.

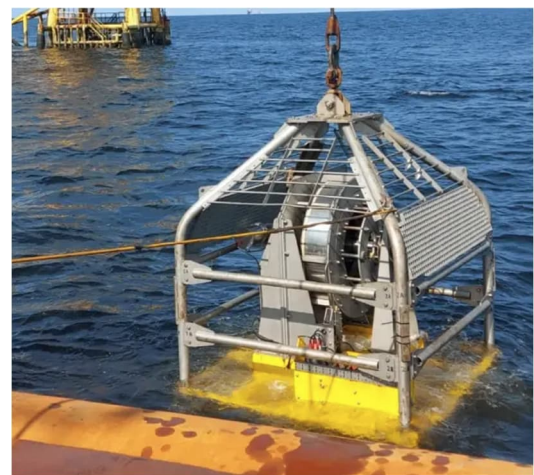
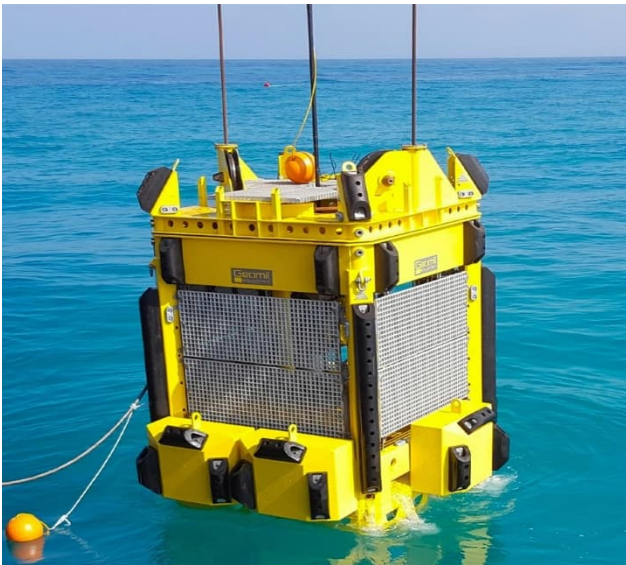


**Figura 15.** Embarcación de patas hidráulicas de tamaño medio



**Figura 16.** Barcaza

En aguas profundas en alta mar (>100 m) es común colocar los sistemas de entrega CPT en el lecho marino utilizando sistemas submarinos especialmente diseñados, como se muestra en la Figura 17. Los sistemas de lecho marino pueden empujar conos de tamaño completo (conos de 10 y 15 cm<sup>2</sup>) y sistemas más pequeños para mini conos (conos de 2 y 5 cm<sup>2</sup>) utilizando sistemas de empuje continuo. Las varillas pueden conectarse antes de descender al lecho marino y sostenerse mediante un sistema de tensión o torre de soporte, o bien un sistema de tubería enrollada puede enderezarse y empujarse en el suelo a medida que el cono avanza en el subsuelo.



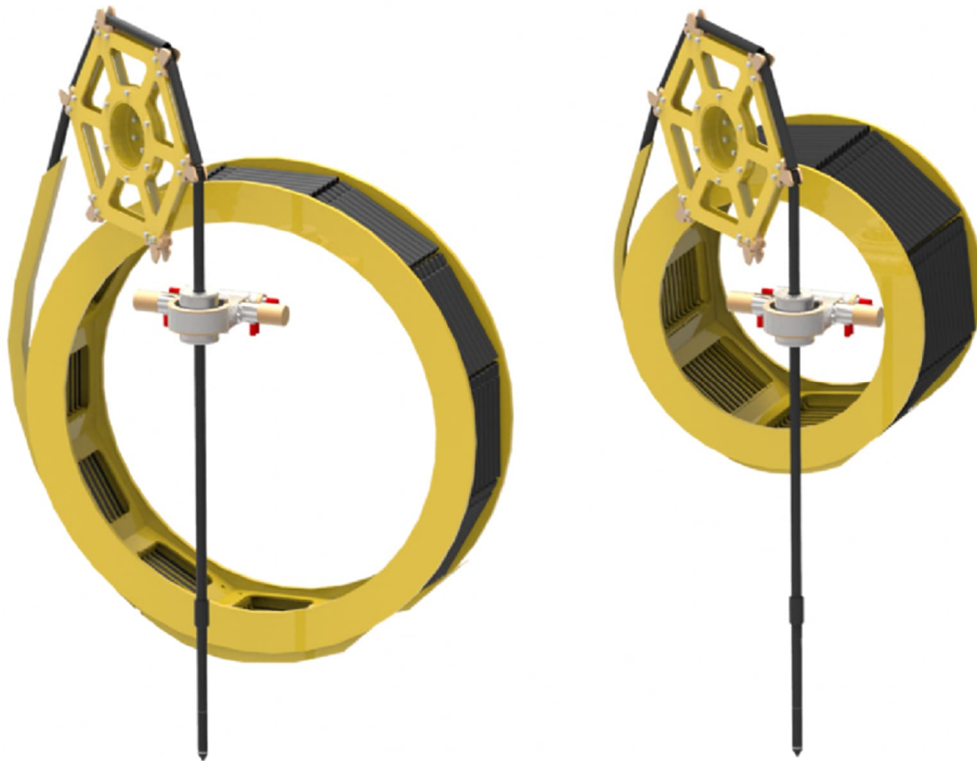
**Figura 17.** Sistemas CPT para el fondo marino empujando conos de tamaño completo en aguas profundas (que varían desde 1500-4,000 msw) En el sentido de las agujas del reloj desde la izquierda: Geomil Manta, sistema ROSON de a. p. van den berg, sistema Neptune 5000.

También es posible empujar el CPT desde el fondo de un sondeo utilizando equipos de fondo de pozo. La ventaja del CPT de fondo de pozo en un sondeo perforado es que se puede lograr una penetración mucho más profunda y se pueden atravesar capas duras. Los métodos de fondo de pozo pueden aplicarse tanto en tierra como en alta mar. Recientemente, se han desarrollado plataformas de perforación submarinas controladas remotamente que pueden perforar, muestrear y empujar el CPT en hasta 4,000m de agua (por ejemplo, Lunne, 2010).

### *Sistemas de despliegue*

El despliegue del penetrómetro de cono en el terreno normalmente se realiza utilizando un sistema hidráulico de empuje. Para los sistemas terrestres, es común que las varillas de empuje tengan 1m de longitud y sean conectadas por un operador después de cada empuje. Tradicionalmente, esto ha significado que hay una breve pausa después de cada empuje de 1m para añadir otra varilla. Recientemente, existen varios sistemas diseñados para proporcionar empuje continuo. Un sistema es el sistema de conexión de varillas ‘*SingleTwist*’ (marca registrada), que permite almacenar una cuerda enrollada de varillas cortas y ensamblarlas rápidamente mediante robótica. Las varillas requieren solo 1/6 de vuelta para quedar conectadas rígidamente para el despliegue. Un sistema alternativo es un sistema de tubería flexible, donde las varillas se enrollan y se enderezan al pasar por el sistema de empuje continuo.

Los sistemas robóticos de entrega y despliegue también permiten el funcionamiento de sistemas no tripulados operados a distancia.



**Figura 18.** Sistema CPT a.p. van den Berg ‘SingleTwist’

### ***Profundidad de penetración***

Los ensayos CPT pueden realizarse a profundidades superiores a 100m en suelos blandos y con equipos de empuje de gran capacidad. Para mejorar la profundidad de penetración, se debe reducir la fricción a lo largo de las varillas de empuje. Esto puede lograrse utilizando un acoplamiento expandido (es decir, un reductor de fricción) a una corta distancia, típicamente 0,5m, detrás del cono. La penetración se verá limitada si se encuentran suelos muy duros, capas de grava o roca. Es común en Norteamérica utilizar conos de 15cm<sup>2</sup> para aumentar la profundidad de penetración, ya que los conos de 15cm<sup>2</sup> son más robustos y tienen un diámetro ligeramente mayor que las varillas estándar de 10cm<sup>2</sup>, por lo que no es necesario un reductor de fricción adicional. Las varillas de empuje también pueden lubricarse con lodo de perforación para eliminar la fricción de las varillas en sondeos profundos. La profundidad de penetración también puede incrementarse utilizando técnicas de fondo de pozo con una plataforma de perforación, incluyendo sistemas CPT de línea de cable.

Los sistemas CPT también se han incorporado a plataformas de perforación sónica para que se pueda realizar CPT estándar utilizando la plataforma de perforación. Si se encuentran capas duras, se pueden activar las vibraciones de la cabeza de perforación sónica para facilitar la penetración a través de la capa dura. Tras atravesar la capa dura, se puede reanudar el CPT estándar (sin vibraciones). Para el CPT utilizando plataformas sónicas, los conos básicos son más robustos para soportar la alta aceleración de las vibraciones de alta frecuencia.

### ***Procedimientos de ensayo***

#### ***Pre-perforación***

Para la penetración a través de rellenos de grano grueso o suelos duros, puede ser necesario pre-perforar para evitar dañar el cono. En ciertos casos, la pre-perforación puede sustituirse por el pre-golpeo de un orificio a través del material problemático superior con una sonda de acero macizo ("*dummy*") de un diámetro ligeramente mayor que el del cono. También es común utilizar un barreno manual en los primeros 1,5m en áreas urbanas para evitar instalaciones subterráneas.

#### ***Verticalidad***

La máquina de empuje debe instalarse de manera que se obtenga una dirección de empuje lo más cercana posible a la vertical. La desviación de la dirección inicial de empuje respecto a la vertical no debe exceder los 2 grados y se debe comprobar la rectitud de las varillas de empuje. Los conos modernos incorporan sensores de inclinación simples para permitir medir la no verticalidad del sondeo. Esto es útil para evitar daños en el equipo y la rotura de las varillas de empuje. Para profundidades menores a 15m, una desviación significativa de la vertical es poco común, siempre que la dirección inicial de

empuje sea vertical. También se han realizado CPT no verticales para proyectos especiales (por ejemplo, dentro de túneles).

### ***Mediciones de referencia***

Los conos modernos tienen el potencial de ofrecer un alto grado de precisión y repetibilidad ( $\sim 0,1\%$  de la escala completa de salida, FSO). Las pruebas han demostrado que la salida de los sensores a carga cero puede ser sensible a los cambios de temperatura, aunque la mayoría del cono ahora incluyen cierta compensación de temperatura. Es práctica común registrar las lecturas a carga cero de todos los sensores para rastrear estos cambios. Las lecturas a carga cero deben ser monitoreadas y registradas (en unidades de ingeniería) al inicio y al final de cada CPT, y es un requisito en la mayoría de las normas.

### ***Velocidad de penetración***

La velocidad estándar de penetración es de 2cm/s. Por lo tanto, un sondeo de 20 m puede completarse (de principio a fin) en aproximadamente 30 minutos. En suelo de grano grueso, como la arena, la penetración estándar del cono es esencialmente totalmente drenada y en suelos de grano fino, como la arcilla, la penetración es esencialmente totalmente no drenada. Por lo tanto, las mediciones generalmente no son sensibles a ligeras variaciones en la velocidad de penetración. Sin embargo, en algunos suelos, como el limo, la penetración estándar puede ocurrir bajo condiciones parcialmente drenadas.

### ***Intervalo de lecturas***

Los conos eléctricos producen datos analógicos continuos. Sin embargo, la mayoría de los sistemas convierten los datos a formato digital en intervalos seleccionados. La mayoría de las normas requieren que el intervalo no sea mayor a 200mm. En general, la mayoría de los sistemas recopilan datos en intervalos de entre 10 y 50 mm, siendo 20mm el más común.

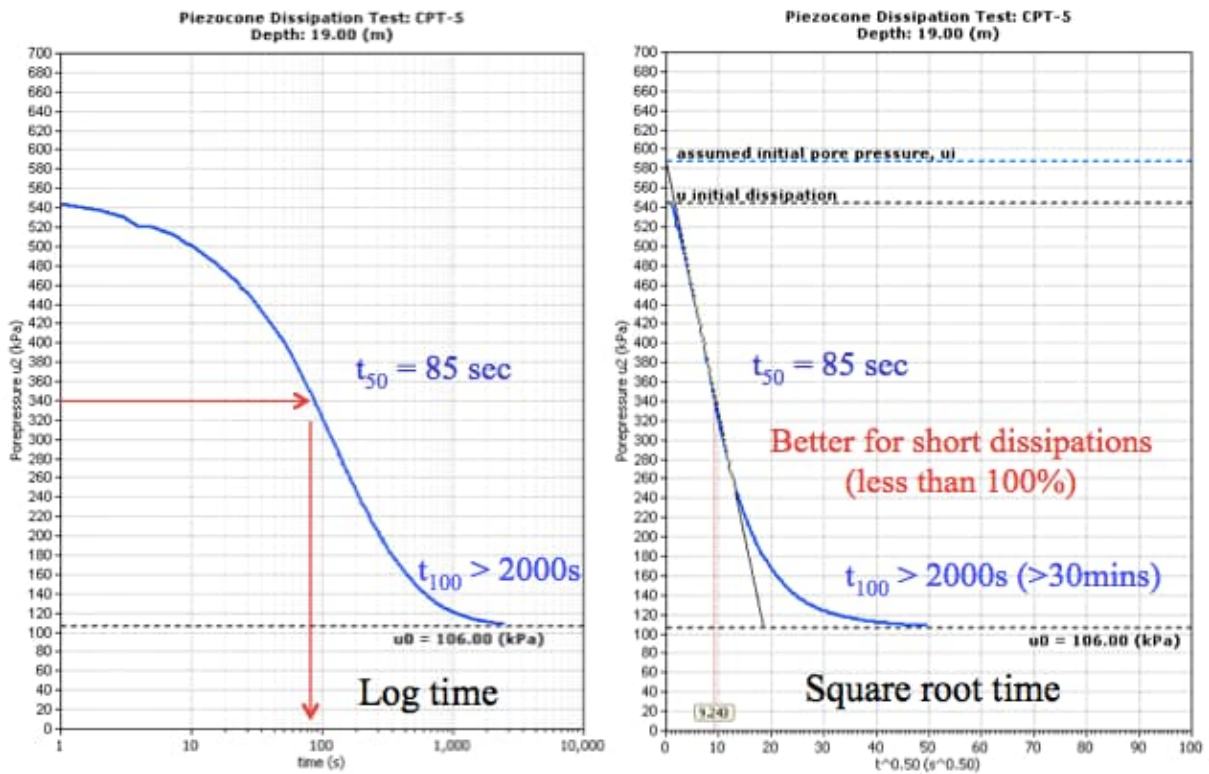
### ***Pruebas de disipación***

Durante una pausa en la penetración, cualquier exceso de presión de poros generado al rededor del cono comenzará a disiparse. La velocidad de disipación depende del coeficiente de consolidación, que a su vez depende de la compresibilidad y permeabilidad del suelo. La velocidad de disipación también depende del diámetro de la sonda. Una prueba de disipación puede realizarse a cualquier profundidad requerida deteniendo la penetración y midiendo el cambio de presión de poros con el tiempo. Es común registrar el tiempo necesario para alcanzar el 50% de disipación ( $t_{50}$ ), como se ilustra en la Figura 19.

Si se requiere la presión de poros en equilibrio ( $u_0$ ), la prueba de disipación debe continuar hasta que no se observe más disipación, como se muestra en la Figura 19. Esto puede ocurrir rápidamente en arenas, pero puede tomar muchas horas en arcillas plásticas. La velocidad de disipación también aumenta a medida que disminuye el tamaño de la sonda.

En arcillas blandas y contractivas, es común registrar grandes presiones de poros positivas

durante la penetración, que disminuyen con el tiempo hasta alcanzar la presión de equilibrio ( $u_0$ ). En arcillas muy rígidas y arenas limosas densas, las presiones de poros durante la penetración pueden ser negativas respecto a  $u_0$  debido a la naturaleza dilatante del suelo, y las presiones de poros aumentarán hacia el equilibrio durante una prueba de disipación. A poca profundidad, es posible medir presiones de poros durante la penetración que estén por debajo de cero, donde las presiones de poros inducidas por el corte debido a la dilatación superan a  $u_0$  y se registran presiones de poros negativas de hasta un máximo de -1 atmósfera (~-100kPa). Las presiones de poros durante la penetración que se acercan a -1 atmósfera pueden provocar la cavitación del fluido del sensor (es decir, pequeño as burbujas de aire) en CPT en tierra, lo que causa que el sensor se vuelva no saturado. Durante la prueba de disipación, cualquier pequeña burbuja de aire causada por la cavitación puede volver a disolverse para recuperar la saturación total del sensor.



**Figura 19.** Ejemplo de prueba de disipación para determinar  $t_{50}$  y  $u_0$

### Calibración y mantenimiento

Las calibraciones deben realizarse a intervalos basados en la estabilidad de las lecturas de carga cero. Normalmente, si las lecturas de carga cero permanecen estables, las celdas de carga no requieren una calibración de verificación. Para proyectos importantes, las calibraciones de verificación pueden realizarse antes y después del trabajo de campo, con comprobaciones funcionales durante la ejecución del trabajo. Las comprobaciones funcionales deben incluir el registro y la evaluación de las mediciones de carga cero

(lecturas de referencia).

Con un diseño, calibración y mantenimiento cuidadosos, las celdas de carga con galgas extensiométricas y los transductores de presión pueden alcanzar una precisión y repetibilidad superiores al +/- 0,1% de la salida a escala completa (FSO).

La Tabla 3 muestra un resumen de las comprobaciones y recalibraciones para el CPT.

<i>Mantenimiento</i>	<i>Inicio de Proyecto</i>	<i>Inicio de Prueba</i>	<i>Fin de Prueba</i>	<i>Fin del Día</i>	<i>Una vez al mes</i>	<i>Cada 3 meses*</i>
<i>Desgaste</i>	<i>x</i>	<i>x</i>			<i>x</i>	
<i>Juntas tóricas</i>	<i>x</i>			<i>x</i>		
<i>Varillas de empuje</i>		<i>x</i>			<i>x</i>	
<i>Poros Filtro de presión</i>	<i>x</i>	<i>x</i>				
<i>Calibración</i>						<i>x*</i>
<i>Ordenador</i>					<i>x</i>	
<i>Cono</i>					<i>x</i>	
<i>Carga cero</i>		<i>x</i>	<i>x</i>			
<i>Cables</i>	<i>x</i>				<i>x</i>	

**Tabla 3** Resumen de verificaciones y recalibraciones para el CPT

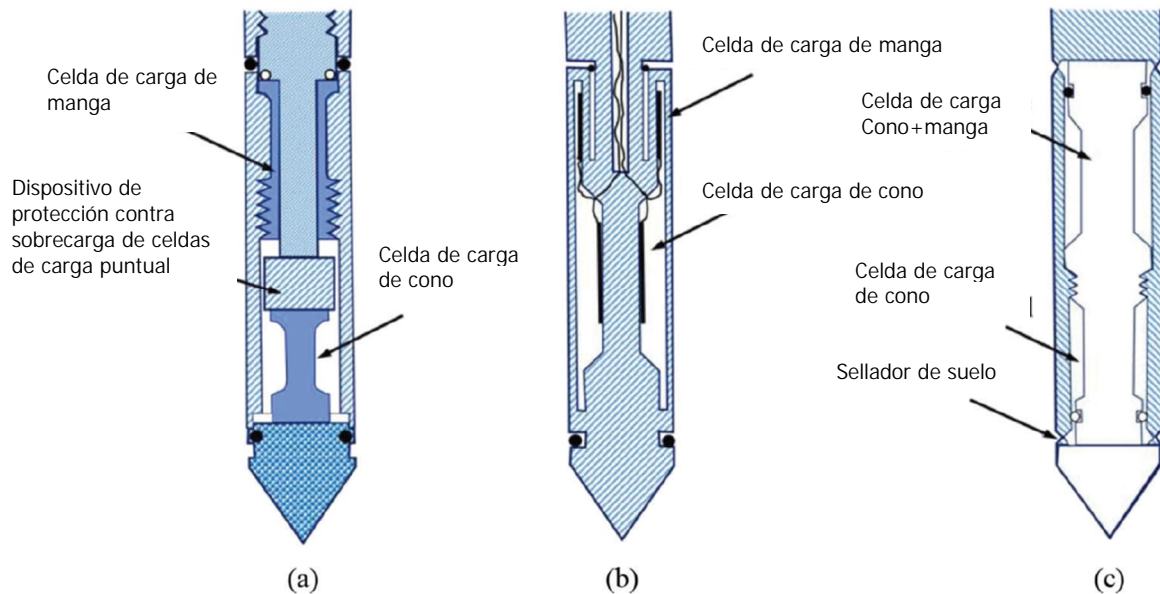
\*Nota: las recalibraciones normalmente se realizan solo cuando las lecturas de carga cero se desvían fuera del rango recomendado por el fabricante

### ***Diseño del cono***

Los penetrómetros utilizan celdas de carga con galgas extensométricas para medir la resistencia a la penetración. Los diseños básicos de conos emplean celdas de carga separadas o celdas de carga por sustracción para medir la resistencia de punta ( $q_c$ ) y la resistencia de fricción de la camisa ( $f_s$ ). En los conos de sustracción, la fricción de la camisa se obtiene

“restando” la carga de punta de la carga total de punta + fricción.

La Figura 20 ilustra el principio general detrás de los diseños de celdas de carga, ya sea utilizando celdas de carga separadas o celdas de carga por sustracción.



**Figura 20.** Diseños para penetrómetros de cono (a) celdas de carga de punta y camisa en compresión, (b) celda de carga de punta en compresión y celda de carga de camisa en tensión, (c) diseño de celda de carga tipo sustracción (modificado de Lunne et al.,1997)

En la década de 1980, los conos de sustracción se hicieron populares debido a la mejora general la robustez del penetrómetro. Sin embargo, en suelos blandos, los diseños de conos de sustracción sufren de una falta de precisión en la determinación de la resistencia de la camisa, debido principalmente a la estabilidad variable de la carga cero de las dos celdas de carga. En los diseños de conos de sustracción, diferentes errores de carga cero para cada celda de carga pueden producir errores acumulativos en los valores de resistencia de la camisa obtenidos. Para mediciones precisas de la resistencia de la camisa en sedimentos blandos, se recomienda que los conos tengan celdas de carga (de compresión) separadas.

Con un buen diseño (celdas de carga separadas, manguito de fricción con área de extremo igual) y control de calidad (mediciones de carga cero, tolerancias y rugosidad superficial), es posible obtener mediciones de resistencia de punta y de manguito muy repetibles. Sin embargo, las mediciones de  $f_s$ , en general, serán menos precisas que la resistencia de punta,  $q_c$ , especialmente en suelos blandos y sensibles de grano fino, donde los valores de resistencia del manguito pueden ser menores que la precisión de algunos conos (por

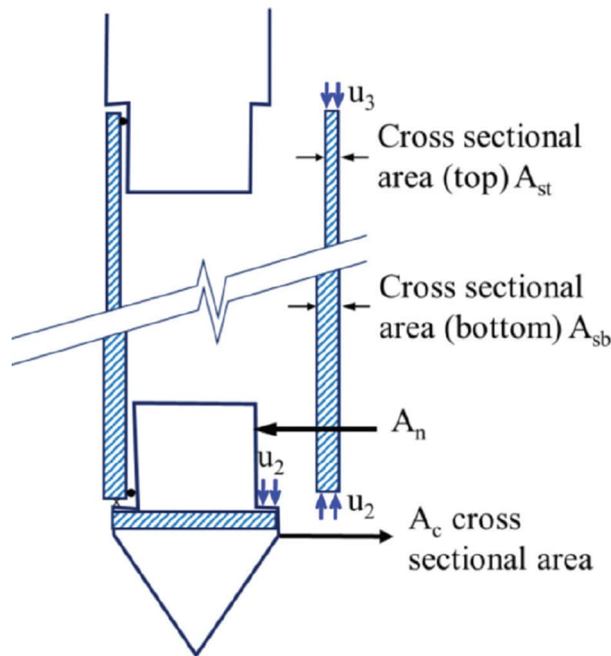
ejemplo,  $f_s < 5\text{kPa}$ ). En suelos blandos, se pueden utilizar conos con menor capacidad (es decir, menor FSO) para mejorar la precisión.

**Efectos de la presión de poros (agua)**

Debido a la geometría interna del cono, la presión del agua ambiente actúa sobre el hombro detrás del cono y en los extremos de la camisa de fricción. Este efecto a menudo se denomina efecto de área desigual en los extremos (Campanella et al., 1982). Figura 21 ilustra las características clave de la presión de agua que actúa detrás del cono y sobre el extremo del manguito de fricción. En arcillas y limos blandos, así como en trabajos sobre el agua, el  $q_c$  medido debe corregirse por las presiones de poro que actúan sobre la geometría del cono, obteniéndose así la resistencia de cono corregida,  $q_t$ :

$$q_t = q_c + u_2 (1 - a)$$

Donde ‘a’ es la relación de área neta determinada a partir de la calibración en laboratorio, con un valor típico entre 0,70 y 0,85. En suelos arenosos,  $q_c = q_t$  debido a los valores más altos de  $q_c$  y los valores más bajos de  $u_2$ .



**Figura 21.** Efectos de áreas desiguales en el extremo sobre la punta del cono y la manga de fricción

Se debe aplicar una corrección similar a la resistencia de la manga.

$$f_t = f_s - (u_2 A_{sb} - u_3 A_{st}) / A_s$$

donde:  $f_s$  = resistencia de la manga medida  
 $u_2$  = presión de agua en la base de la manga  
 $u_3$  = presión de agua en la parte superior de la manga  
 $A_s$  = área superficial de la manga  
 $A_{sb}$  = área de la sección transversal de la manga en la base  
 $A_{st}$  = área de sección transversal de la manga en la parte superior

Sin embargo, la mayoría de las normas requieren que los conos tengan una manga de fricción con igual área en los extremos (es decir,  $A_{st} = A_{sb}$ ), lo que reduce la necesidad de dicha corrección. Para conos de  $15\text{cm}^2$ , donde  $A_s$  es grande en comparación con  $A_{sb}$  y  $A_{st}$ , (y  $A_{st} = A_{sb}$ ) la corrección generalmente es muy pequeña. Todos los conos deben tener mangas de fricción con igual área en los extremos para minimizar el efecto de la presión del agua en las mediciones de resistencia de la manga. También se requiere un monitoreo cuidadoso de las lecturas de carga cero.

Para CPTs más profundas sobre el agua, es común registrar las lecturas de carga cero en la línea de lodo (superficie del suelo), ya que la tensión efectiva en la línea de lodo siempre es cero. Para algunos trabajos superficiales sobre el agua, las lecturas de carga cero a veces se toman en la superficie del agua. En este caso, el cono registrará lecturas a través del agua, lo que puede ser útil para identificar cuándo se encuentra el suelo. En algunos casos, puede haber una transición de lodo pesado a un límite de suelo. Al interpretar datos de CPT sobre el agua, es importante saber dónde se realizaron las lecturas de carga cero para garantizar que la tensión efectiva calculada sea cero en la línea de lodo.

En la industria en el exterior, donde el CPT puede realizarse en aguas muy profundas ( $>1,000$  m), los conos a veces se compensan (se llenan de aceite) para que la presión dentro del cono sea igual a la presión hidrostática del agua fuera del cono. Para conos compensados, la corrección por la geometría del cono para obtener  $q_t$  es ligeramente diferente a la mostrada anteriormente, ya que el cono puede registrar automáticamente  $q_c$  cero en la línea de lodo.

**Interpretación del CPT**

Se han desarrollado numerosas correlaciones semi-empíricas para estimar parámetros geotécnicos a partir del CPT para una amplia gama de suelos. La mayoría de las correlaciones tienen algún marco teórico, pero siguen siendo semi-empíricas debido al comportamiento complejo de la mayoría de los suelos naturales. Estas correlaciones varían en su fiabilidad y aplicabilidad. Debido a que el CPT cuenta con sensores adicionales (por ejemplo, presión de poros, CPTu y sísmico, SCPT), la aplicabilidad para estimar parámetros del suelo varía. Dado que el CPT con medición de presión de poros (CPTu) está comúnmente disponible, la Tabla 4 muestra una estimación de la aplicabilidad percibida del CPTu para estimar parámetros del suelo. Si se añade el sísmico ( $V_s$ ), la capacidad para estimar la rigidez del suelo ( $E$ ,  $G$  y  $G_0$ ) mejora aún más.

Tipo de suelo	$D_r$	$\Psi$	$K_o$	OCR	$S_t$	$s_u$	$\phi'$	$E, G^*$	M	$G_0^*$	k	$c_h$
Grano grueso (como arena)	2-3	2-3	5	5			2-3	2-3	2-3	2-3	3-4	3-4
Grano fino (como arcilla)			2	1	2	1-2	4	2-4	2-3	2-4	2-3	2-3

Tabla 4 Aplicabilidad percibida del CPTu para la obtención de parámetros del suelo

1=alta, 2=de alta a moderada, 3=moderada, 4=de moderada a baja, 5=baja fiabilidad, en blanco=sin aplicabilidad, \* mejorado con SCPT

La mayoría de las correlaciones semi-empíricas se aplican principalmente a suelos jóvenes, no cementados y predominantemente compuestos de sílice, que presentan poca o ninguna microestructura. Una de las principales ventajas de utilizar el SCPTu es que puede realizar de 6 a 7 mediciones en un solo sondeo ( $q_t$ ,  $f_s$ ,  $u_2$ ,  $V_s$  ( $V_p$ ),  $t_{50}$ ,  $u_0$ ). Estas mediciones múltiples proporcionan una mejor comprensión del comportamiento del suelo y de las condiciones del agua subterránea. No existe otra prueba in situ que pueda ofrecer este nivel de información de manera casi continua y rentable.

### ***Condiciones del agua subterránea y perfil piezométrico***

El comportamiento del suelo está controlado por los esfuerzos efectivos in situ y el conocimiento de las condiciones del agua subterránea es importante para determinar los esfuerzos efectivos in situ correctos. El CPTu proporciona información detallada sobre el comportamiento del suelo, incluyendo el perfil de presión de poros (piezométrico). Si se realizan pruebas de disipación, las mediciones de presión de poros en equilibrio ( $u_0$ ) ofrecen la oportunidad de definir el perfil piezométrico en el momento del CPT.

A menudo se asume que las condiciones del agua subterránea son hidrostáticas. Sin embargo, esto no siempre es así, especialmente en terrenos inclinados o cerca de un terraplén, donde el flujo descendente (lateral) es común, así como cerca de lagos y ríos, donde el flujo ascendente es frecuente. En condiciones de flujo descendente, el perfil piezométrico será menor que el hidrostático y en condiciones de flujo ascendente, el perfil piezométrico será mayor que el hidrostático y puede dar lugar a condiciones artesianas. Cuando las condiciones piezométricas no son hidrostáticas, es importante realizar múltiples pruebas de disipación para definir mejor el perfil piezométrico. Dado que la disipación hasta el equilibrio ( $u_0$ ) puede llevar mucho tiempo en algunas capas de arcilla de grano fino, se prefiere, si es posible, realizar pruebas de disipación en capas de arena y limo de grano grueso, donde  $u_0$  puede obtenerse rápidamente. Sin embargo, las pruebas de disipación frecuentes también pueden influir en las presiones de poros de penetración (dinámicas), lo que puede afectar la interpretación. En capas de arcilla de baja permeabilidad, las presiones de poros de penetración del CPT ( $u_2$ ) pueden responder rápidamente y la penetración será no drenada desde el inicio de la penetración. Sin embargo, en capas de limo más permeables, puede requerirse cierta profundidad de penetración (por ejemplo, hasta 1 m) para alcanzar condiciones completamente no drenadas y las pruebas de disipación frecuentes pueden reducir la capacidad de alcanzar estas condiciones no drenadas durante la penetración del cono. Idealmente, bajo estas condiciones, se prefiere realizar un CPTu estándar sin pruebas de disipación (y con adiciones rápidas de varillas si se utilizan varillas de empuje incremental de 1 m), seguido de un CPTu adyacente donde se realicen pruebas de disipación frecuentes para determinar el perfil piezométrico correcto. Si el 2nd y el sondeo incluye mediciones sísmicas (SCPT), entonces se requieren paradas/pausas frecuentes para realizar las mediciones sísmicas y puede ser útil también registrar los datos de disipación durante estas paradas/pausas. Es más común realizar un solo CPTu con un número reducido (por ejemplo, 3 o 4) Pruebas de disipación, como un compromiso entre lograr condiciones no drenadas cuando sea apropiado y determinar el perfil piezométrico aproximado.

Pueden existir condiciones, como en los relaves mineros, donde hay una deposición continua de relaves y agua en la superficie, combinada con un fuerte flujo descendente. Es posible que cualquier relave fino, con altos valores de entrada de aire, esté saturado, pero las pruebas de disipación indican presiones de equilibrio bajas o nulas (es decir,  $u_0 \sim 0$ ) debido al fuerte flujo descendente. En este caso, es incorrecto asumir que los relaves están

no saturados y sin agua subterránea. Es más correcto asumir que la superficie freática se encuentra en la superficie del terreno (coherente con el agua superficial observada por la deposición continua de relaves), pero con un fuerte flujo descendente tal que  $u_0 \sim 0$ . Del mismo modo, es posible que los relaves interestratificados (capas alternas de arena y limo) puedan indicar que los relaves de arena están esencialmente no saturados (debido a un bajo valor de entrada de aire), con presiones de poro de penetración CPT ligeramente negativas ( $u_2 < 0$ ), pero los relaves de limo más finos están saturados o casi saturados, con presiones de poro de penetración CPT positivas y elevadas ( $u_2 > 0$ ). Se puede esperar que los suelos de grano fino casi saturados se comporten de manera similar a los suelos saturados en corte no drenado. Los suelos de grano fino tienen altos valores de entrada de aire y pueden permanecer esencialmente saturados (saturación  $> 85\%$ ) incluso bajo condiciones en las que  $u_0$  está cerca de cero.

### ***Perfilado y clasificación del suelo***

Una de las principales aplicaciones del CPT es para el perfilado y la clasificación de suelos. Típicamente, la resistencia del cono ( $q_t$ ) es alta en arenas y baja en arcillas, y la relación de fricción ( $R_f = f_s/q_t$ ) es baja en arenas y alta en arcillas (ver Figura 7). Los sistemas tradicionales de clasificación de suelos (por ejemplo, USCS) se basan en características físicas determinadas en laboratorio, como la distribución del tamaño de grano y la plasticidad, que se miden en muestras remodeladas. Las mediciones CPT responden al comportamiento mecánico in situ del suelo, como la resistencia, rigidez y compresibilidad. Las mediciones CPT proporcionan un índice repetible del comportamiento global del suelo in situ en el área inmediata de la sonda. Por lo tanto, la predicción del tipo de suelo basada en la medida es CPT se denomina Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT, por sus siglas en inglés).

### ***Gráficas SBT no normalizadas***

El gráfico de tipo de comportamiento del suelo (SBT) más utilizado para CPT fue sugerido por Robertson et al. (1986), y la versión actualizada y adimensional (Robertson, 2010) se muestra en la Figura 22. Este gráfico utiliza los parámetros básicos del CPT de resistencia del cono,  $q_t$  y la relación de fricción,  $R_f = (f_s/q_t)100\%$ . El gráfico es de carácter global y puede proporcionar predicciones razonables de SBT para sondeos CPT de hasta aproximadamente 20m de profundidad. Se debe esperar cierta superposición en algunas zonas y las zonas pueden modificarse en cierta medida según la experiencia local. El gráfico SBT no normalizado (Fig. 22) se utiliza a menudo en tiempo real durante el CPT para identificar los tipos básicos de suelo, ya que utiliza los valores medidos de  $q_c$  y  $f_s$ .

### ***Gráficas SBT n Normalizadas***

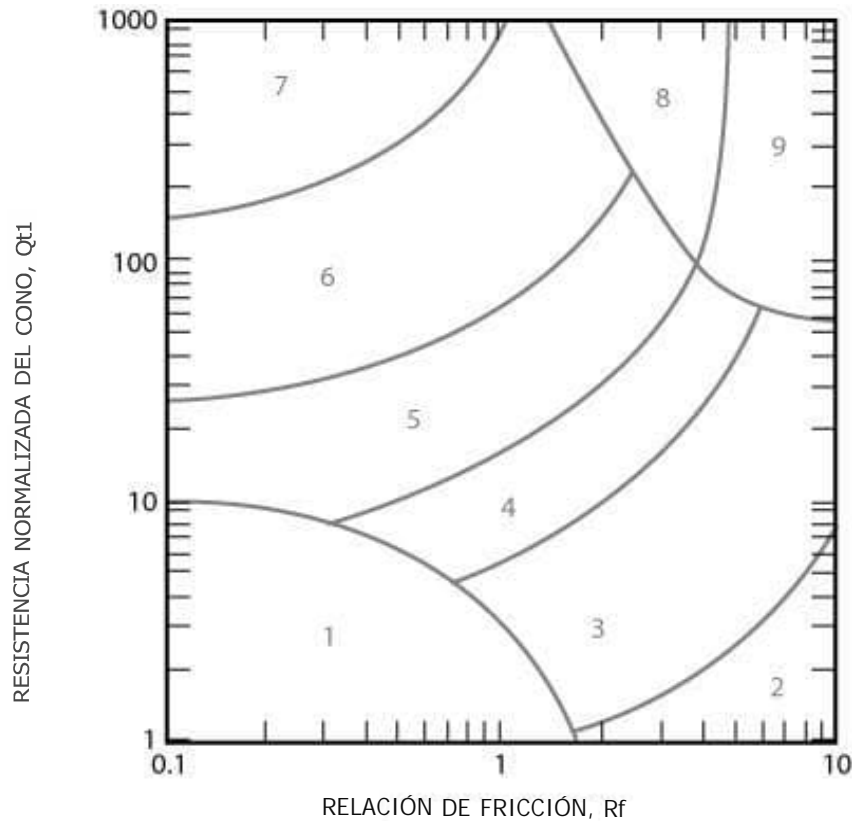
Dado que tanto la resistencia a la penetración ( $q_c$ ) como la resistencia de la camisa ( $f_s$ ) aumentan con la profundidad debido al incremento del esfuerzo efectivo de sobrecarga, los datos CPT requieren normalización respecto al esfuerzo de sobrecarga para eliminar la influencia de la profundidad.

Un gráfico popular de comportamiento del suelo para CPT basado en datos CPT normalizados es el propuesto inicialmente por Robertson (1990) y mostrado en la Figura 23. Se utilizó la normalización lineal sugerida por Wroth (1984):

$$Q_t \text{ or } Q_{t1} = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$$

$$F_r = 100 (f_s / (q_t - \sigma_{vo})) \%$$

Como referencia, en el gráfico SBT se incluyen líneas de resistencia por fricción normalizada ( $f_s/\sigma'_{vo}$ ). La línea para  $f_s/\sigma'_{vo}=0.01$  representa el límite inferior aproximado de precisión para la mayoría de los conos y la línea para  $f_s/\sigma'_{vo}=10$  representa el límite superior aproximado de capacidad para la mayoría de los conos. La mayoría de los datos de CPT en suelos normalmente a ligeramente sobre consolidados, con poca o ninguna microestructura, se sitúan en la región central entre  $0.1 < f_s/\sigma'_{vo} < 1.0$ . El gráfico también es de carácter global y proporciona solo una guía para el tipo de comportamiento del suelo (SBT). Se debe esperar cierta superposición en algunas zonas y estas pueden modificarse en función de la experiencia local.

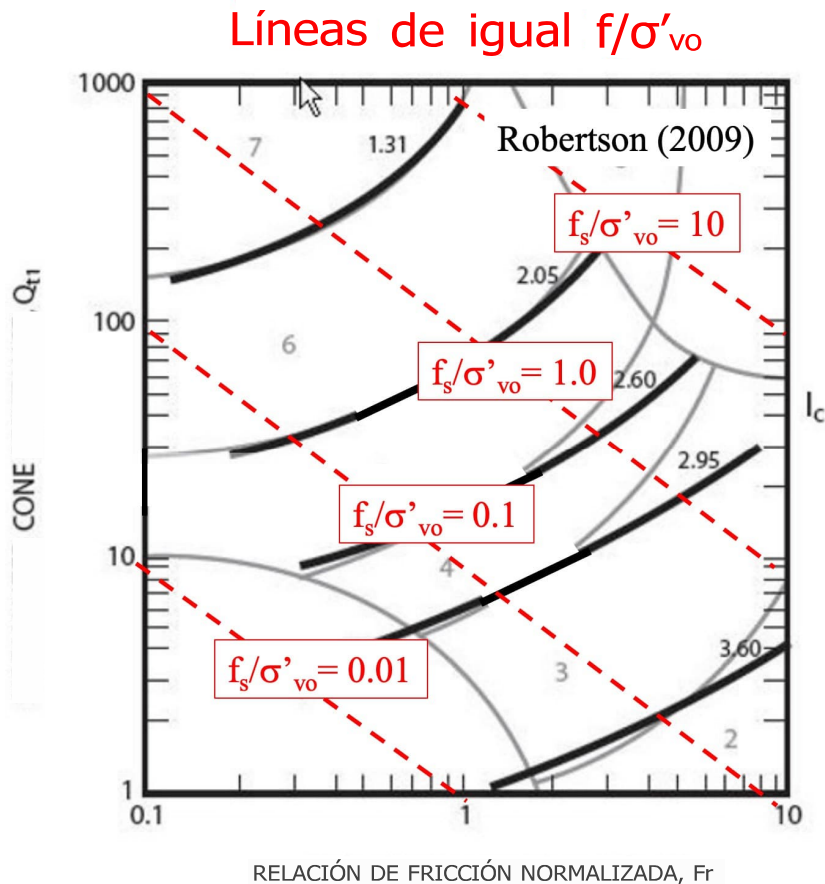


Zona	Tipo de comportamiento del suelo
1	Suelos orgánicos sensibles, de grano fino
2	Arcillas orgánicas - arcilla
3	Arcilla – arcilla limosa a arcilla
4	Mezclas de limo – limo arcilloso a arcilla limosa
5	Mezclas de arena – arena limosa a limo arenoso
6	Arenas – arena limpia a arena limosa
7	Arena gravosa a arena densa
8	Arena muy rígida a arena arcillosa*
9	Materiales finos muy rígidos*

\* Fuertemente sobre consolidados o cementados

$P_a$  = presión atmosférica = 100 kPa

**Figura 22.** Gráfico de Tipos de Comportamiento del Suelo (SBT) CPT no normalizado (Robertson et al., 1986, actualizado por Robertson, 2010).



<i>Zona</i>	<i>Tipo de comportamiento del suelo</i>	<i>I<sub>c</sub></i>
1	<i>Sensible, de grano fino</i>	N/A
2	<i>Suelos orgánicos – arcilla</i>	> 3.6
3	<i>Arcillas – arcilla limosa a arcilla</i>	2.95 – 3.6
4	<i>Mezclas de limo – limo arcilloso a arcilla limosa</i>	2,60 – 2,95
5	<i>Mezclas de arena – arena limosa a limo arenoso</i>	2,05 – 2,6
6	<i>Arenas – arena limpia a arena limosa</i>	1,31 – 2,05
7	<i>Arena gravosa a arena densa</i>	< 1,31
8	<i>Arena muy rígida a arena arcillosa*</i>	N/A
9	<i>Muy rígido, de grano fino*</i>	N/A

*\* Fuertemente sobre consolidado o cementado*

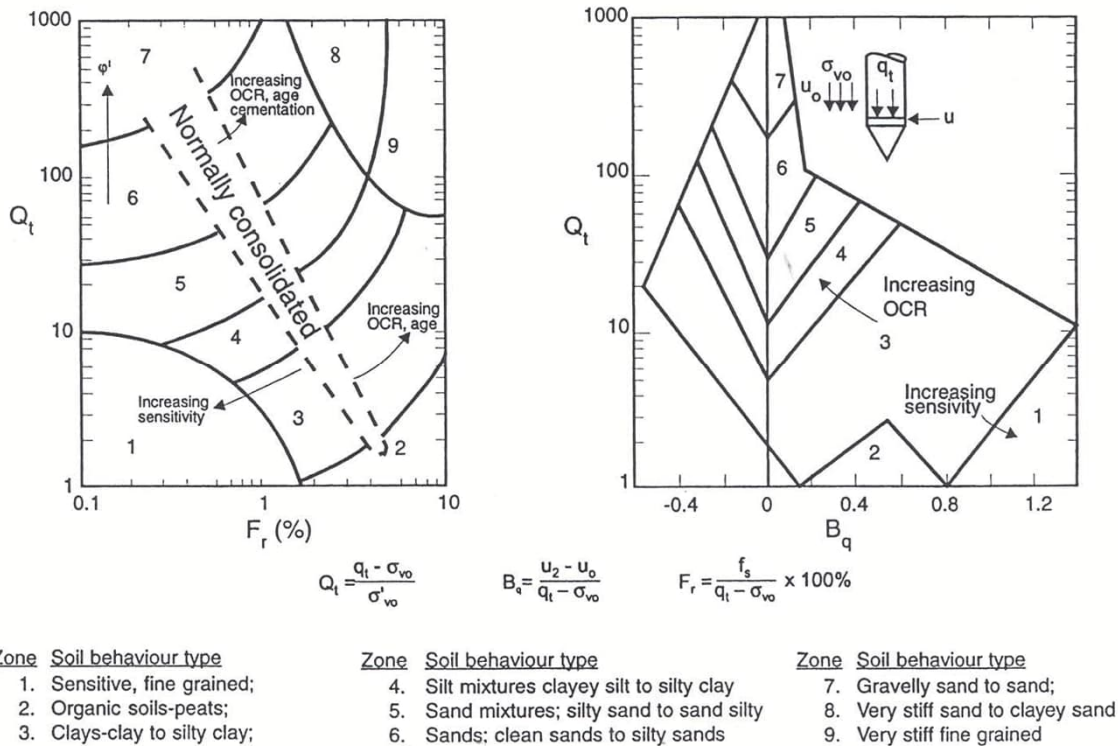
**Figura 23.** Gráfico normalizado de Tipos de Comportamiento del Suelo por CPT (SBT<sub>n</sub>), Q<sub>t</sub> - F<sub>r</sub> que incluye contornos del Índice SBT<sub>n</sub>, I<sub>c</sub> (Modificado de Robertson, 1990 y Robertson, 2009).

Los diagramas SBT normalizados completos sugeridos por Robertson (1990) también incluyeron un diagrama adicional basado en el parámetro de presión de poros normalizado, B<sub>q</sub>, como se muestra en la Figura 24, donde:

$$B_q = \Delta u / q_n$$

y el exceso de presión de poros,  $\Delta u = u_2 - u_0$   
resistencia neta de punta,  $q_n = q_t - \sigma_{vo}$

El gráfico Q<sub>t</sub> – B<sub>q</sub> puede ayudar en la identificación de suelos blandos y saturados de grano fino donde las presiones de poro excesivas durante la penetración CPT pueden ser elevadas. En general, el gráfico Q<sub>t</sub> - B<sub>q</sub> no siempre se utiliza para CPT en tierra debido a la falta de repetibilidad de los resultados de presión de poro (por ejemplo, mala saturación o pérdida de saturación del elemento filtrante, etc.).



**Figura 24.** Gráficas normalizadas de Tipo de Comportamiento del Suelo CPT (SBT<sub>n</sub>)  $Q_t - F_r$  y  $Q_t - B_q$  (según Robertson, 1990)

Si no existe experiencia previa con CPT en un entorno geológico, es recomendable obtener muestras de ubicaciones apropiadas para verificar el tipo de suelo. Sin embargo, tenga en cuenta que los sistemas de clasificación tradicionales basados en muestras no son iguales que los SBT basados en CPT y pueden presentarse diferencias. Si se dispone de experiencia significativa con CPT en un entorno geológico y las gráficas han sido evaluadas en base a esta experiencia, puede que no sea necesario realizar muestreos frecuentes.

El tipo de comportamiento del suelo puede mejorarse si también se recopilan mediciones de presión de poros, como se muestra en la Figura 24. En arcillas y limos blandos, las presiones de poros de penetración pueden ser muy elevadas, mientras que en arcillas rígidas fuertemente sobre consolidadas o limos densos y arenas limosas, las presiones de poros de penetración ( $u_2$ ) pueden ser pequeñas e incluso negativas en relación con las presiones de poros en equilibrio ( $u_0$ ). La velocidad de disipación de la presión de poros durante una pausa en la penetración también puede ayudar a identificar el tipo de suelo. En suelos de arena y limo, cualquier exceso de presión de poros CPT se disipará muy rápidamente ( $t_{50} < 60s$ ), mientras que en arcilla la velocidad de disipación puede ser muy lenta ( $t_{50} > 600s$ ).

Para simplificar la aplicación de la gráfica SBT n basada en CPT que se muestra en la Figura 23, los parámetros normalizados del cono  $Q_t$  y  $F_r$  pueden combinarse en un índice de Tipo de Comportamiento del Suelo,  $I_c$ , donde  $I_c$  es el radio de los círculos esencialmente concéntricos que representan los límites entre cada zona SBTn.  $I_c$  puede definirse de la siguiente manera:

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5}$$

donde:

$$\begin{aligned} Q_t &= \text{resistencia a la penetración del cono normalizada (adimensional)} \\ &= (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \end{aligned}$$

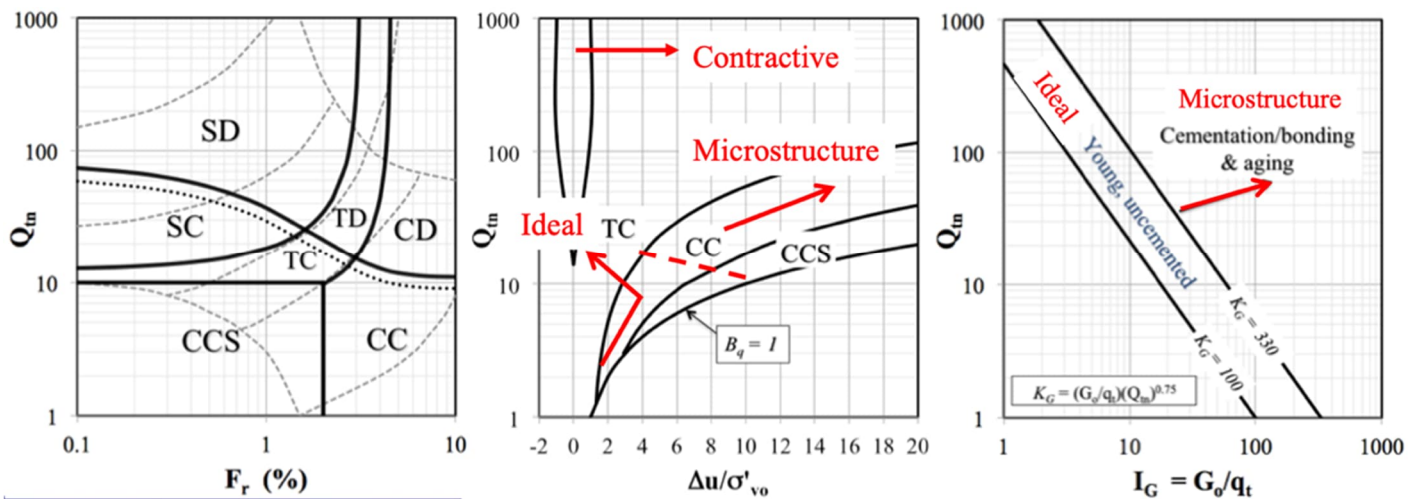
$$\begin{aligned} F_r &= \text{relación de fricción normalizada, en \%} \\ &= (f_s / (q_t - \sigma_{vo})) \times 100\% \end{aligned}$$

El término  $Q_t$  representa la normalización simple con un exponente de esfuerzo (n) de 1.0, que se aplica bien a suelos de tipo arcilloso. Robertson (2009) sugirió que las gráficas SBTn normalizadas mostradas en las Figuras 23 y 24 deben utilizarse con la resistencia del cono normalizada ( $Q_{tn}$ ) calculada usando un exponente de esfuerzo (n) que varía según el tipo de suelo a través de  $I_c$  (es decir,  $Q_{tn}$ , ver la Figura 48 para más detalles).

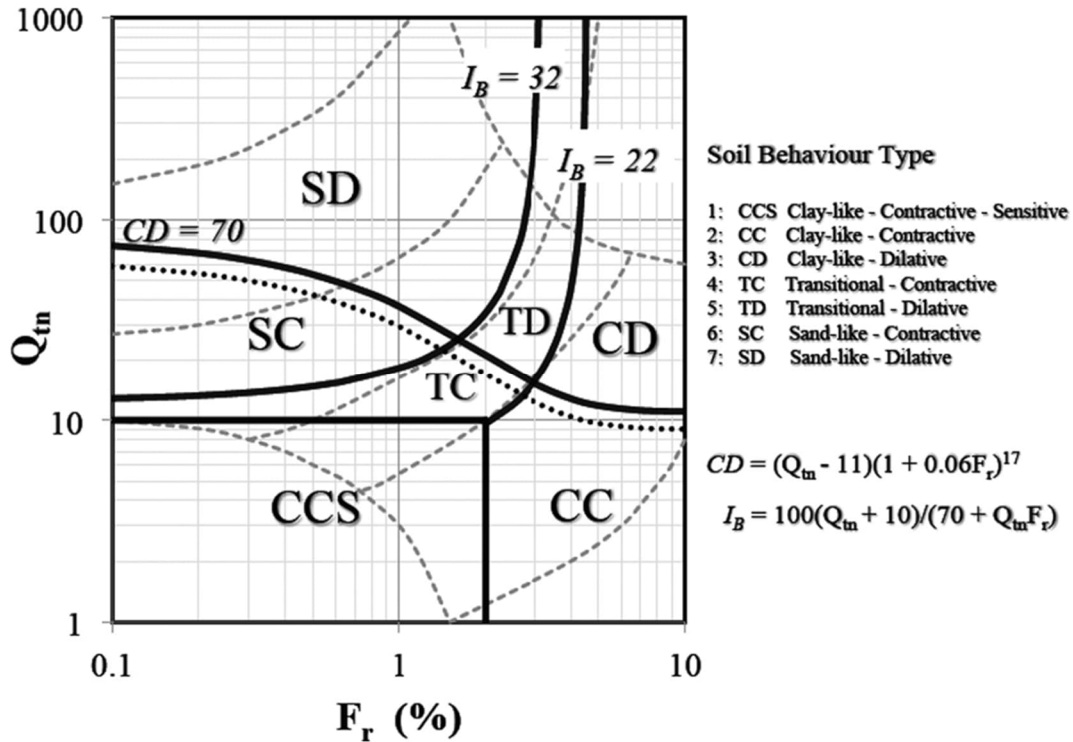
Los límites aproximados de los tipos de comportamiento del suelo se dan entonces en términos del índice SBTn,  $I_c$ , como se muestra en la Figura 23. El índice de tipo de comportamiento del suelo no se aplica a las zonas 1, 8 y 9. Los perfiles de  $I_c$  proporcionan una guía sencilla para la variación continua del tipo de comportamiento del suelo en cada perfil de suelo según los resultados de CPT. Estudios independientes han demostrado que el gráfico SBT n normalizado mostrado en la Figura 23 típicamente tiene una fiabilidad mayor que 80% de fiabilidad en comparación con las muestras. Las diferencias suelen deberse a la presencia de microestructura del suelo (como envejecimiento y cementación). Schneider et al. (2008) propusieron una carta de tipos de suelo basada en CPT utilizando la resistencia del cono normalizada ( $Q_t$ ) y la sobrepresión de poros normalizada ( $U_2 = \Delta u_2 / \sigma'_{vo}$ ). La aplicación de la carta de Schneider et al. puede ser problemática para algunos proyectos en tierra donde los resultados de presión de poros CPTu pueden no ser siempre fiables, debido a la pérdida de saturación. Sin embargo, para proyectos en alta mar, donde la saturación del sensor CPTu es más fiable, y para proyectos en tierra en suelos blandos de grano fino con alto nivel freático, la carta puede ser muy útil. La carta de Schneider et al. se centra principalmente en suelos finos contractivos donde se registran sobrepresiones de poros positivas y  $Q_t$  suele ser pequeño.

Robertson (2016) actualizó las cartas SBT n para proporcionar descripciones más basadas en el comportamiento, así como un método para estimar si los suelos tienen una microestructura significativa. Las cartas resultantes se muestran en la Figura 25. La

carta  $Q_{tn} - F_r$  (mostrada con más detalle en la Fig. 25b) incluye una línea que separa los suelos que son dilatativo o contractivo a grandes deformaciones. Este límite se aplica a suelos con poca o ninguna microestructura (por ejemplo, poco o ningún envejecimiento y/o cementación). La carta de presión de poros ( $\Delta u_2/\sigma'_{vo}$ ) se modifica ligeramente respecto a Schneider et al. (2008) e incluye también una región para identificar si los suelos tienen microestructura significativa. Una carta adicional que utiliza  $I_G = G_o/q_n$  requiere mediciones de velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) para obtener el módulo pequeño módulo de corte por deformación  $G_o$  que puede utilizarse para identificar suelos con microestructura significativa. Los detalles completos se encuentran en Robertson (2016).



**Figura 25 (a).** Gráficas actualizadas normalizadas del Tipo de Comportamiento del Suelo por CPT ( $SBT_n$ ) (Adaptado de Robertson, 2016)



**Figura 25 (b).** Gráfica actualizada normalizada del Tipo de Comportamiento del Suelo por CPT ( $SBT_n$ )  $Q_{tn}$ - $F_r$  (Adaptado de Robertson, 2016)

El límite entre el comportamiento contractivo y dilativo a grandes deformaciones en la gráfica  $Q_{tn}$  -  $F_r$  de la Figura 25b, para suelos con poca o ninguna microestructura, se define por:

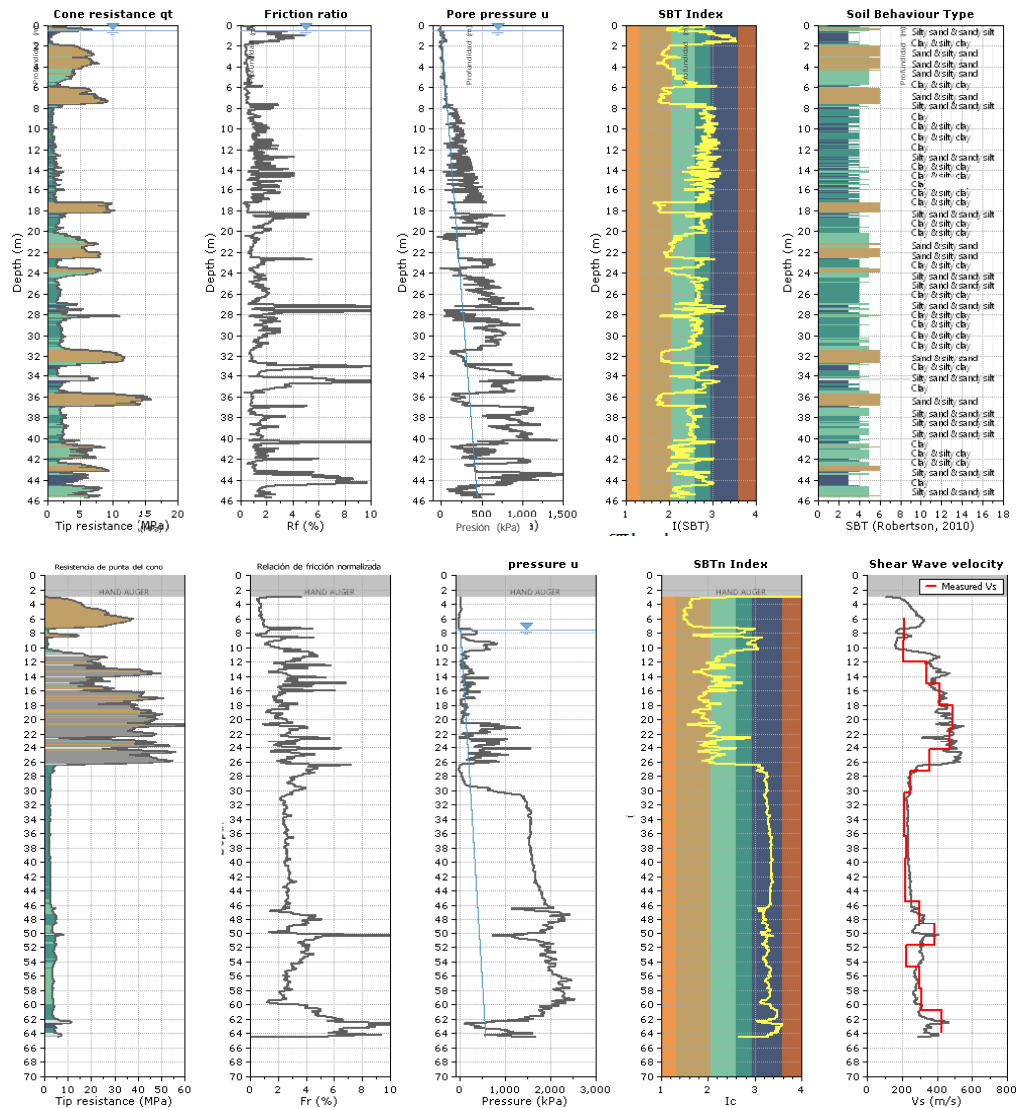
$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11) (1 + 0.06F_r)^{17}$$

Robertson (2016) también sugirió un Índice Modificado de Tipo de Comportamiento del Suelo,  $I_B$ :

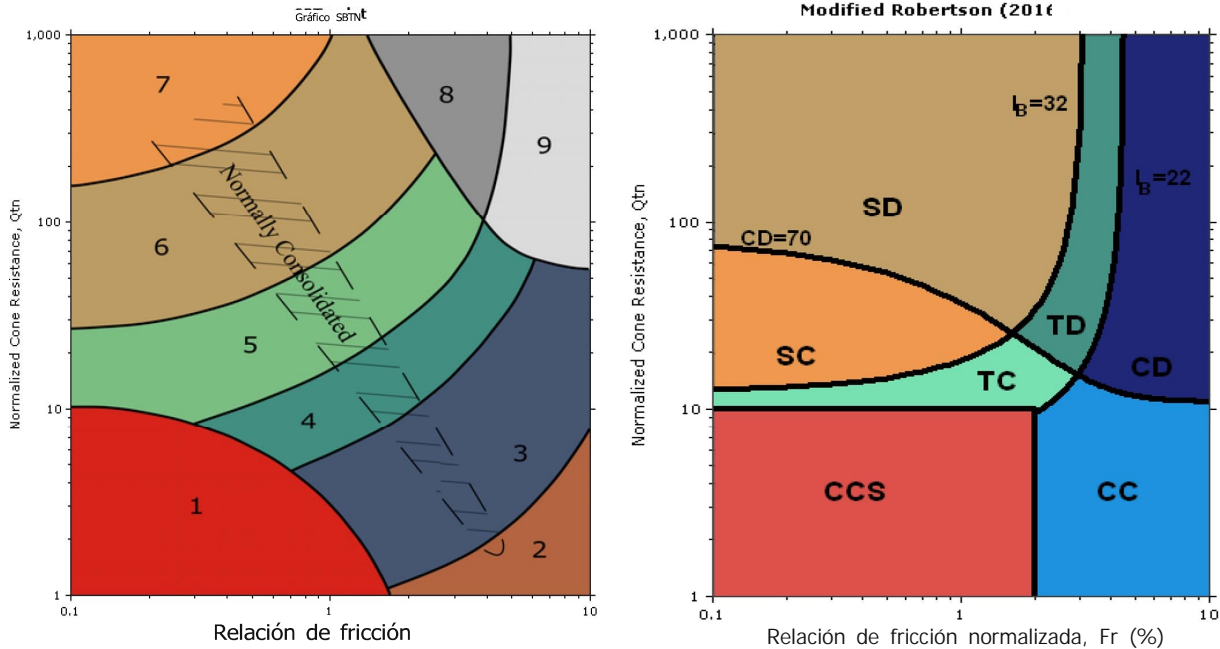
$$I_B = 100(Q_{tn} + 10) / (70 + Q_{tn}F_r)$$

El  $SBT$  modificado  $I_B$  captura los límites del  $SBT$  mejor que el original circular  $I_c$ . A lo largo de esta Guía se hará uso del tipo de comportamiento del suelo normalizado el gráfico ( $SBT$ ) utilizando parámetros CPT normalizados (por ejemplo, Figura 25b). Por lo tanto, la precisión tanto en  $q_t$  como en  $f_s$  es importante, especialmente en suelos blandos de grano fino. La precisión en las mediciones de  $f_s$  requiere que el CPT se realice de acuerdo con la norma (por ejemplo, ASTM D5778) con especial atención al diseño del cono (celdas de carga separadas y mangas de fricción de área de extremo igual), tolerancias y lecturas de carga cero.

En los últimos años, los gráficos SBT han sido codificados por colores para facilitar la presentación visual del SBT en un perfil CPT. Un ejemplo de perfil CPTu se muestra en la Figura 26. La línea roja en el gráfico de velocidad de onda de corte (Fig. 26b) son los valores medidos de  $V_s$  y la línea negra muestra los valores estimados para un suelo con poca o ninguna microestructura (Robertson, 2009)



**Figura 26(a) y (b).** Ejemplos de gráficos de colores de (a) CPTu (Laguna de Venecia) y (b) SCPTu (San Francisco)



**Figura 26 (c)** Gráficas de colores SBTn

La Figura 26c muestra los gráficos de colores SBT. Al utilizar el gráfico SBT no normalizado, se emplean los colores asociados y, al utilizar el gráfico SBTn normalizado, se aplican los colores alternativos. Esto proporciona una presentación visual del SBT estimado del tipo en el perfil CPT, ya sea con el color añadido bajo la gráfica de resistencia de punta del cono o en la gráfica de  $I_c$  o  $I_B$ .

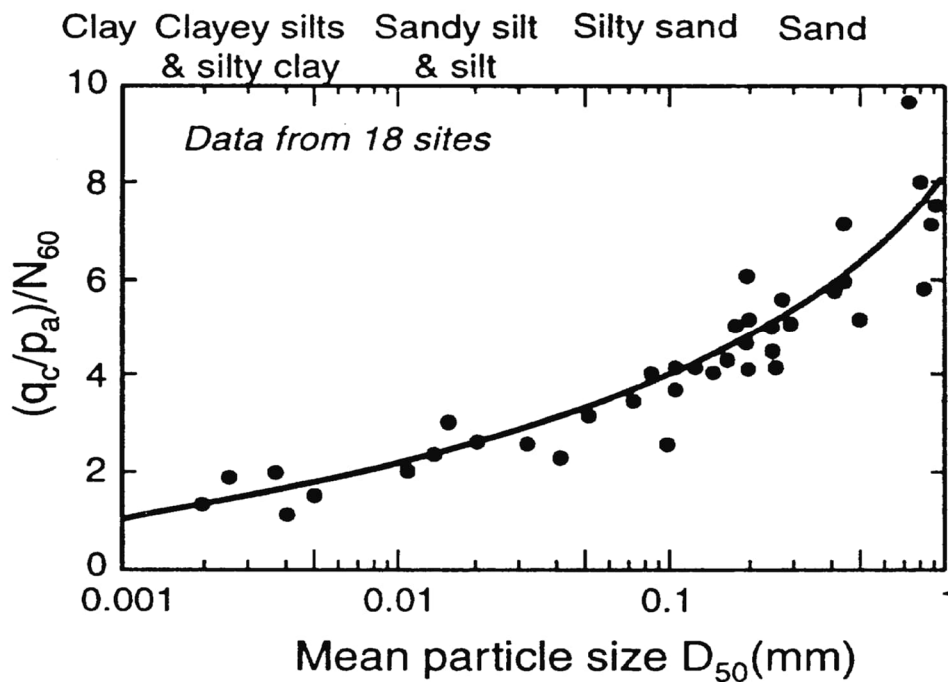
### **Perfiles equivalentes de SPT N 60**

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) fue una de las pruebas in situ más comunes en muchas partes del mundo, especialmente en América del Norte y del Sur. A pesar de los continuos esfuerzos por estandarizar el procedimiento y el equipo del SPT, todavía existen problemas relacionados con su repetibilidad y fiabilidad. Sin embargo, algunos ingenieros geotécnicos han desarrollado una considerable experiencia con métodos de diseño basados en correlaciones locales del SPT. Cuando estos ingenieros se introducen por primera vez al CPT, inicialmente prefieren ver los resultados del CPT en forma de valores equivalentes de N del SPT. Por lo tanto, existe la necesidad de correlaciones confiables entre CPT y SPT para que los datos del CPT puedan utilizarse en los enfoques de diseño existentes basados en el SPT.

Existen muchos factores que afectan los resultados del SPT, como la preparación y el tamaño del sondeo, los detalles del muestreador, la longitud de las varillas y la eficiencia energética del sistema martillo-yunque-operador. Uno de los factores más significativos es la eficiencia energética del sistema SPT. Normalmente, esto se expresa en términos de la relación de energía de la varilla (ERr). Una relación de energía de aproximadamente el 60% ha sido

generalmente aceptada como el valor de referencia que representa el promedio histórico aproximado de la energía del SPT.

A lo largo de los años se han presentado varios estudios para relacionar el valor N del SPT con la resistencia a la penetración del cono del CPT,  $q_c$ . Robertson et al. (1983) revisaron estas correlaciones y presentaron la relación mostrada en la Figura 27, que relaciona la razón  $(q_c/p_a)/N_{60}$  con el tamaño medio de grano,  $D_{50}$  (variando entre 0,001mm y 1mm). Los valores de  $q_c$  se hacen adimensionales al dividirlos por la presión atmosférica ( $p_a$ ) en las mismas unidades que  $q_c$ . Se observa que la razón aumenta con el incremento del tamaño de grano. Los valores de N utilizados corresponden a una relación de energía promedio de aproximadamente el 60%. Por lo tanto, la razón se aplica a N 60, como se muestra en la Figura 27. Otros estudios han vinculado la razón entre el CPT y el SPT con el contenido de finos en suelos arenosos.



**Figura 27.** Correlaciones CPT-SPT con el tamaño medio de grano (Robertson et al., 1983)

Las correlaciones anteriores requieren la información sobre el tamaño de grano del suelo para determinar el tamaño medio de grano (o el contenido de finos). Las características de los granos pueden estimarse directamente a partir de los resultados del CPT utilizando los diagramas de tipo de comportamiento del suelo (SBT). Los diagramas de SBT del CPT muestran una clara tendencia de aumento de la relación de fricción con el incremento del contenido de finos y la disminución del tamaño de grano. Robertson et al. (1986) sugirieron

relaciones  $(q_c/p_a)/N_{60}$  para cada zona de tipo de comportamiento del suelo utilizando el diagrama CPT no normalizado y la relación sugerida de  $(q_c/p_a)/N_{60}$  para cada tipo de comportamiento del suelo se presenta en la Tabla 5.

Estos valores proporcionan una estimación razonable de los valores SPT  $N_{60}$  a partir de los datos de CPT. Por simplicidad, las correlaciones anteriores se dan en términos de  $q_c$ . Para suelos blandos de grano fino, las correlaciones deben aplicarse a la resistencia total del cono,  $q_t$ . Cabe señalar que en suelos arenosos  $q_c = q_t$ .

Una desventaja de este enfoque simplificado es la naturaleza algo discontinua de la conversión. A menudo, un suelo tendrá datos de CPT que cubren diferentes zonas SBT y, por lo tanto, producen cambios discontinuos en los valores SPT  $N_{60}$  previstos.

<i>Zona</i>	<i>Tipo de Comportamiento del Suelo (SBT)</i>	$\frac{(q_c/p_a)}{N_{60}}$
1	<i>Finos sensibles</i>	2.0
2	<i>Suelos orgánicos – arcilla</i>	1.0
3	<i>Arcillas: de arcilla a arcilla limosa</i>	1.5
4	<i>Mezclas de limo: limo arcilloso y arcilla limosa</i>	2.0
5	<i>Mezclas de arena: arena limosa a limo arenoso</i>	3.0
6	<i>Arenas: arenas limpias a arenas limosas</i>	5.0
7	<i>Arena densa a arena gravosa</i>	6.0
8	<i>Arena muy rígida a arena arcillosa*</i>	5.0
9	<i>Muy firme de grano fino*</i>	1.0

**Tabla 5** Relaciones sugeridas de  $(q_c/p_a)/N_{60}$

Jefferies y Davies (1993) sugirieron la aplicación del índice de tipo de comportamiento del suelo,  $I_c$ , para vincularlo con la correlación CPT-SPT. El índice de tipo de comportamiento del suelo,  $I_c$ , puede combinarse con las relaciones CPT-SPT para proporcionar la siguiente relación simple y continua:

$$\frac{(q_t/p_a)}{N_{60}} = 8.5 \left( 1 - \frac{I_c}{4.6} \right)$$

Robertson (2012) propuso una actualización de la relación anterior que proporciona mejores estimaciones de  $N_{60}$  para arcillas insensibles:

$$\frac{(q_t/p_a)}{N_{60}} = 10^{(1.1268 - 0.2817I_c)}$$

Jefferies y Davies (1993) sugirieron que el enfoque anterior puede proporcionar mejores estimaciones de los valores SPT  $N_{60}$  que el propio ensayo SPT debido a la mala a repetibilidad del SPT. En suelos de grano fino con alta sensibilidad, la relación anterior puede sobrestimar el  $N_{60}$  equivalente.

En suelos muy sueltos con  $(N_1)_{60} < 10$ , el peso de las varillas y el martillo puede dominar la resistencia a la penetración del SPT y producir valores  $N$  muy bajos, lo que puede resultar en relaciones  $(q_t/p_a)/N_{60}$  altas debido a los bajos valores  $N$  del SPT medidos.

### ***Peso unitario del suelo ( $\gamma$ )***

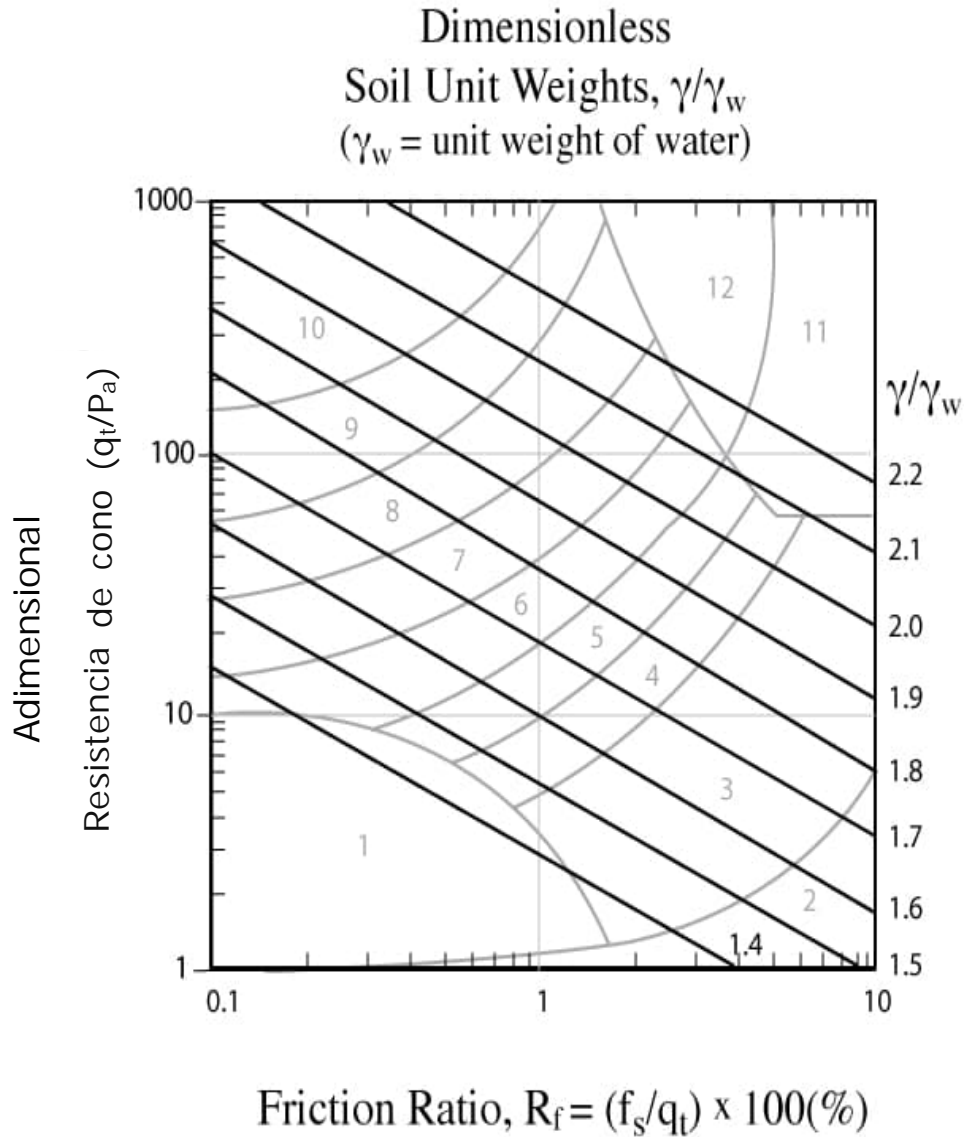
Los pesos unitarios totales del suelo ( $\gamma$ ) se obtienen mejor recolectando muestras relativamente inalteradas (por ejemplo, tubos Shelby de pared delgada; muestras de pistón) y pesando un volumen conocido de suelo. Cuando esto no es factible, el peso unitario total puede estimarse a partir de los resultados del CPT, como en la Figura 28 y la siguiente relación (Robertson y Cabal, 2010):

$$\gamma/\gamma_w = [0.27 [\log R_f] + 0.36 [\log(q_t/p_a)] + 1.236] [G_s/2.65]$$

donde.

- $R_f$  = relación de fricción =  $(f_s/q_t)100$  %
- $\gamma_w$  = peso unitario del agua en las mismas unidades que  $\gamma$
- $p_a$  = presión atmosférica en las mismas unidades que  $q_t$
- $G_s$  = gravedad específica del suelo

La correlación anterior intenta ajustar la correlación para suelos con valores de  $G_s$  que son diferentes al valor típico de aproximadamente 2.65 para la mayoría de los suelos a base de sílice.



**Figura 28.** Peso unitario adimensional del suelo,  $\gamma/\gamma_w$  basado en CPT  
( $G_s \sim 2.65$ )

Métodos alternativos para estimar los pesos unitarios del suelo a partir de datos CPT han sido sugeridos (por ejemplo, Mayne et al., 2010; Lengkeek et al., 2018), así como métodos basados en aprendizaje automático. El método de Lengkeek et al. (2018) se basó principalmente en suelos orgánicos blandos en los Países Bajos.

**Resistencia al corte no drenado ( $s_u$ )**

No existe un único valor de resistencia a la corte no drenada,  $s_u$ , ya que la respuesta no drenada del suelo depende de la dirección de la carga, la anisotropía del suelo, la velocidad de deformación y la historia de esfuerzos. Típicamente, la resistencia no drenada en compresión triaxial es mayor que en corte simple, que a su vez es mayor que en extensión triaxial ( $s_{uTC} > s_{uSS} > s_{uTE}$ ), donde la diferencia es mayor en suelos de baja plasticidad. Por lo tanto, el valor de  $s_u$  a utilizar en el análisis depende del problema de diseño. En general, la dirección de carga en corte simple suele representar la resistencia no drenada promedio ( $s_{uSS} \sim s_{u(ave)}$ ). Por lo tanto, siempre existe cierta incertidumbre al estimar y aplicar la resistencia al corte no drenado.

Dado que la anisotropía y la velocidad de deformación inevitablemente influirán en los resultados de todas las pruebas in situ, su interpretación requerirá necesariamente cierto contenido empírico para tener en cuenta estos factores, así como los posibles efectos de la alteración de la muestra.

Las soluciones teóricas han proporcionado una valiosa comprensión sobre la forma de la relación entre la resistencia del cono y  $s_u$ . La mayoría de las teorías resultan en una relación entre la resistencia del cono corregida,  $q_t$ , y  $s_u$  de la forma:

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}}$$

Típicamente,  $N_{kt}$  varía de 10 a 18, con 14 como promedio para  $s_{u(ave)}$ .  $N_{kt}$  tiende a aumentar con el incremento de la plasticidad y a disminuir con el aumento de la sensibilidad del suelo. Dado que  $N_{kt}$  está fuertemente influenciado por la sensibilidad, Robertson (2012) sugirió el siguiente método para estimar  $N_{kt}$  a partir del índice de fricción,  $F_r$ , utilizando:

$$N_{kt} = 10.5 + 7 \log (F_r)$$

Lunne et al. (1997) y Mayne y Peuchen (2022) demostraron que  $N_{kt}$  disminuye a medida que  $B_q$  aumenta. En suelos finos de gran sensibilidad, donde  $B_q \sim 1.0$ ,  $N_{kt}$  puede ser menor que 10. Mayne y Peuchen (2022) sugieren la siguiente relación basada en datos de 70 depósitos de arcilla:

$$N_{kt} = 10.5 - 4.6 \ln (B_q + 0.1)$$

Este enfoque requiere datos confiables de presión de poros para determinar  $B_q$ . Para depósitos donde se dispone de poca experiencia, estime  $s_u$  utilizando la resistencia del

cono corregida ( $q_t$ ) y valores preliminares del factor del cono ( $N_{kt}$ ) de 14 a 16. Para una estimación más conservadora, seleccione un valor cercano al límite superior.

En arcillas muy blandas, donde puede haber cierta incertidumbre respecto a la precisión de  $q_t$ , las estimaciones de  $s_u$  pueden realizarse a partir del exceso de presión de poros ( $\Delta u$ ) medida detrás del cono ( $u_2$ ) utilizando lo siguiente:

$$s_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}}$$

Donde  $N_{\Delta u}$  varía de 2 a 10. Para una estimación más conservadora, seleccione un valor cercano al límite superior. Tenga en cuenta que  $N_{\Delta u}$  está vinculado a  $N_{kt}$  a través de  $B_q$ , donde:

$$N_{\Delta u} = B_q N_{kt}$$

$$N_{\Delta u} = B_q [10.5 - 4.6 \ln (B_q + 0.1)]$$

Si se dispone de experiencia previa en el mismo depósito, los valores sugeridos anteriormente deben ajustarse para reflejar dicha experiencia.

Para proyectos de mayor envergadura y riesgo moderado a alto, donde puedan estar disponibles datos de campo y laboratorio de alta calidad, deben desarrollarse correlaciones específicas del sitio basadas en valores apropiados y confiables de  $s_u$ .

### ***Sensibilidad del suelo ( $S_t$ )***

La sensibilidad ( $S_t$ ) de la arcilla se define como la relación entre la resistencia máxima a la corte no drenada en estado intacto y la resistencia al corte no drenado completamente remodelado.

Según la experiencia, la resistencia a la corte no drenada remodelada,  $s_{u(Rem)}$ , puede asumirse igual a la resistencia de la manga,  $f_s$  (durante la penetración CPT no drenada), ya que ambas ocurren a grandes deformaciones bajo condiciones no drenadas. Por lo tanto, la sensibilidad de una arcilla puede estimarse calculando el valor máximo de  $s_u$  a partir de correlaciones específicas del sitio o generales con  $q_t$  o  $\Delta u$  y  $s_{u(Rem)}$  a partir de  $f_s$ , y puede aproximarse utilizando lo siguiente ( $N_{kt} = 14$ ):

$$S_t = \frac{s_u}{s_{u(Rem)}} = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} (1 / f_s) \sim 7 / F_r$$

Para arcillas relativamente sensibles ( $S_t > 10$ ), el valor de  $f_s$  puede ser muy bajo, lo que conlleva dificultades inherentes en la precisión. Por lo tanto, la estimación de la sensibilidad (y la resistencia remodelada) del CPT debe utilizarse como una guía.

**Relación de resistencia a la corte no drenada ( $s_u/\sigma'_{vo}$ )**

A menudo resulta útil estimar la relación máxima de resistencia a la corte no drenada a partir del CPT, ya que esto suele estar directamente relacionado con la relación de sobre consolidación (OCR). La Mecánica de Suelos en Estado Crítico presenta una relación entre la relación máxima de resistencia a la corte no drenada para arcilla s normalmente consolidadas (NC) bajo diferentes direcciones de carga y el ángulo de fricción efectivo,  $\phi'$ . Por lo tanto, se puede obtener una mejor estimación de la relación de resistencia a la corte no drenada con el conocimiento del ángulo de fricción [por ejemplo, ( $s_u/\sigma'_{vo}$ ) NC aumenta con el incremento de  $\phi'$ ]. Para arcilla s normalmente consolidadas (con poca o ninguna microestructura):

$$(s_u/\sigma'_{vo})_{NC} \sim 0.22 \quad \text{por DSS } (\phi' \sim 26^\circ)$$

Del CPT:

$$(s_u/\sigma'_{vo}) = \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) (1/N_{kt}) = Q_t / N_{kt}$$

Por  $N_{kt} \sim 14$

$$(s_u/\sigma'_{vo}) \sim Q_t/14$$

Por lo tanto, para una arcilla normalmente consolidada donde  $(s_u/\sigma'_{vo})_{NC} \sim 0.22$ , los valores esperados de  $Q_t$  son:

$$Q_t = 3 \text{ a } 4 \text{ para arcilla NC insensible (sin microestructura)}$$

Basado en la suposición de que la resistencia del mangoito,  $f_s$ , es una medida directa de la resistencia a la corte remodelada,  $s_{u(Rem)} = f_s$ . Por lo tanto, la relación de resistencia no drenada remodelada ( $s_{u(Rem)}/\sigma'_{vo}$ ) es:

$$s_{u(Rem)}/\sigma'_{vo} = f_s / \sigma'_{vo} = (F \cdot Q_t) / 100$$

Por lo tanto, es posible representar ( $s_{u(Re m)}/\sigma'_{v o} = f_s/\sigma'_{v o}$ ) como contornos lineales en el

gráfico  $SBT_n$  normalizado (Robertson, 2009 – ver Figura 23) cuando  $I_c > \sim 2.6$ .

**Relación de sobre consolidación (OCR) y esfuerzo de cedencia ( $\sigma'_y$ )**

La relación de sobre consolidación (OCR) se define a menudo como la relación entre el máximo esfuerzo efectivo de consolidación pasado y el esfuerzo efectivo actual de sobrecarga:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$$

Para suelos mecánicamente sobre consolidados donde el único cambio ha sido la eliminación del esfuerzo de sobrecarga, esta definición es apropiada. Sin embargo, para suelos con cierta microestructura (por ejemplo, suelos cementados y/o envejecidos), el OCR puede representar la relación entre el esfuerzo de cedencia ( $\sigma'_y$ ) y el esfuerzo efectivo actual de sobrecarga ( $\sigma'_{vo}$ ), y se denomina Relación de Esfuerzo de Cedencia (YSR). El YSR también dependerá de la dirección y el tipo de carga. Para arcillas sobre consolidadas:

$$(s_u/\sigma'_{vo})_{OC} = (s_u/\sigma'_{vo})_{NC} (OCR)^{0.8}$$

En base a esto, Robertson (2009) sugirió:

$$OCR = 0.25 (Q_t)^{1.25}$$

Esto se compara muy de cerca con la forma sugerida por Karlsrud et al (2005) basada en muestras de bloque de alta calidad de Noruega (cuando la sensibilidad del suelo,  $S_t < 15$ ) y con la resultante del CSSM:

$$OCR = 0.25 (Q_t)^{1.2}$$

Kulhawy y Mayne (1990) sugirieron un método más sencillo:

$$OCR = k \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) = k Q_t \quad \text{or} \quad \sigma'_p = k (q_t - \sigma_{vo})$$

Se puede asumir un valor promedio de  $k = 0.33$ , con un rango esperado de 0.2 a 0.5. Se recomiendan valores más altos de  $k$  en arcillas envejecidas y fuertemente sobre consolidadas. Si hay experiencia previa disponible en el mismo depósito, el valor de  $k$  debe ajustarse para reflejar esta experiencia y proporcionar un perfil de OCR más confiable. El enfoque más sencillo de Kulhawy y Mayne es válido para  $Q_t < 20$ .

Para proyectos de mayor envergadura y de riesgo moderado a alto, donde puedan disponerse de datos adicionales de campo y laboratorio de alta calidad, se deben

desarrollar correlaciones específicas del sitio basadas en valores consistentes y relevantes de OCR (o YSR).

Agaiby y Mayne (2019) sugirieron una extensión de este enfoque que puede aplicarse a todos los suelos en base a lo siguiente:

$$\sigma'_p = 0.33(q_t - \sigma_{vo})^{m'} (p_a/100)^{1-m'}$$

donde  $m'$  es una función de SBT  $I_c$  ( $m' \sim 0.72$  en arena de sílice joven y no cementada y  $m' \sim 1.0$  en arcilla intacta).

YSR puede ser un método útil para definir el estado in situ de una arcilla, al igual que el parámetro de estado ( $\psi$ ) lo es para la arena. Para un suelo de tipo arcilloso, el límite entre el comportamiento contractivo y dilatativo a gran deformación es aproximadamente  $YSR = 5$ , así como  $\psi = -0.05$  es el límite para suelos de tipo arenoso.

Una modificación al enfoque de Agaiby y Mayne puede proporcionar un método simplificado para vincular YSR y  $\psi$ , utilizando lo siguiente:

$$YSR = 0.33 (Q_{tn})^{m'}$$

Donde  $Q_{tn}$  fue definido por Robertson (2009) y  $m'$  se modifica para convertirse en:

$$m' = 1 - [0.28 / (1 + (I_c / 2.6)^{15})]$$

*Cuando  $I_c > 2.8$ ,  $m' = 1.0$ .*

El método simplificado anterior puede producir valores similares del estado in situ (YSR) tanto para suelos de tipo arcilloso como arenoso, siempre que haya poca o ninguna microestructura.

**Consistencia entre los valores de  $k$  (para OCR) y  $N_{kt}$  (para  $s_u$ )**

Been et al. (2010) sugirieron correctamente que debería haber cierta coherencia entre los factores utilizados para estimar OCR (es decir,  $k$ ) y  $s_u$  (es decir,  $N_{kt}$ ).

Basándose en el concepto SHANSEP, Been et al. (2010) sugirieron lo siguiente:

$$(Q_t)^{1-m} = S N_{kt} (k)^m$$

Donde:

$$OCR = k (Q_t) \quad \text{when } Q_t < 20$$

$$s_u/\sigma'_{vo} = Q_t/N_{kt} = S (OCR)^m$$

$$S = (s_u/\sigma'_{vo})_{OCR=1}$$

Para la mayoría de las arcillas sedimentarias, limos y suelos orgánicos de grano fino,  $S \sim 0.25$  para dirección promedio de carga y  $\phi' \sim 26$ , y  $m \sim 0.8$ . Por lo tanto, la constante para estimar el OCR puede ser estimada automáticamente en base a los resultados de CPT utilizando:

$$k = [(Q_t)^{0.2} / (0.25 (10.5 + 7 \log F_r))]^{1.25}$$

Entonces,

$$OCR = (2.625 + 1.75 \log F_r)^{-1.25} (Q_t)^{1.25}$$

Esto representa un método para estimar automáticamente el estado in situ (OCR) en suelos de grano fino basado en los resultados medidos de CPT, de manera consistente.

Esto se compara muy de cerca con la forma sugerida por Karlsrud et al (2005) basada en muestras de bloque de alta calidad de Noruega (cuando la sensibilidad del suelo,  $S_t < 15$ ) y con la resultante del CSSM:

$$OCR = 0.25 (Q_t)^{1.2}$$

Cuando  $F_r \sim 2\%$  los dos enfoques dan esencialmente el mismo resultado.

**Relación de esfuerzos in situ ( $K_o$ )**

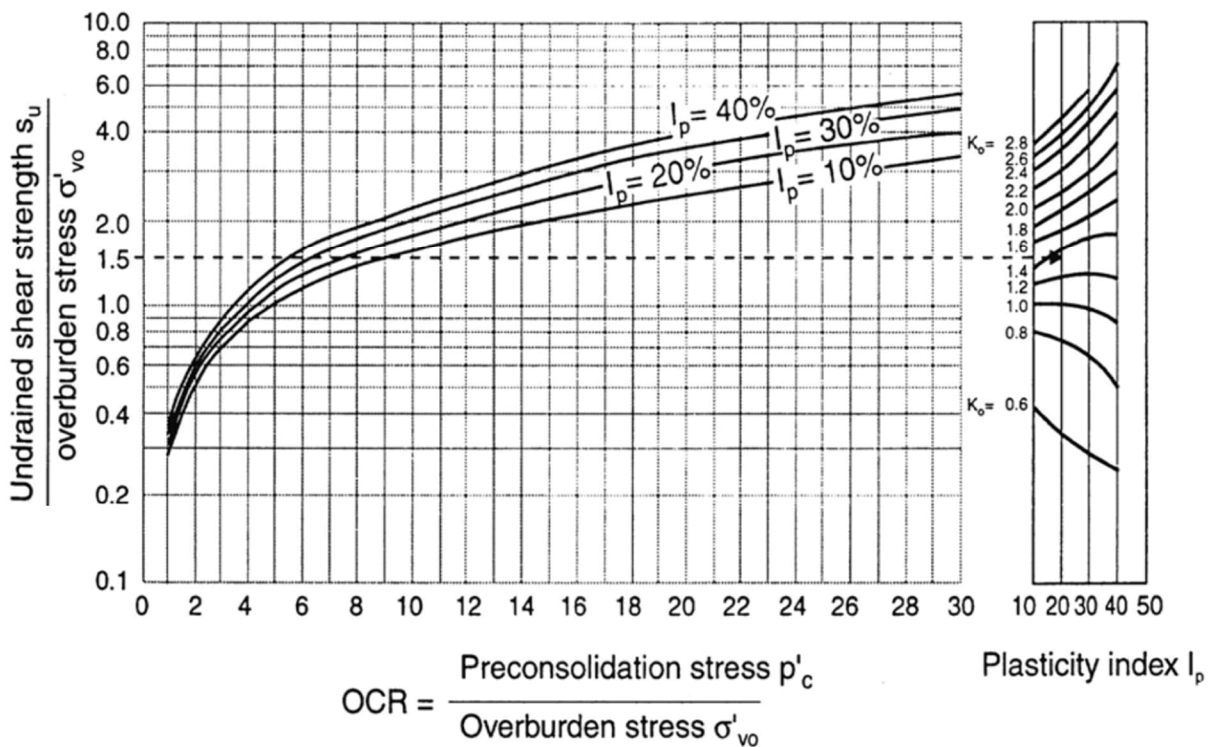
No existe un método fiable para determinar  $K_o$  a partir del CPT. Sin embargo, se puede hacer una estimación en suelos de grano fino basada en una estimación del OCR, como se muestra en la Figura 29. Kulhawy y Mayne (1990) sugirieron un enfoque más sencillo, utilizando:

$$K_o = (1 - \sin\phi') (OCR)^{\sin\phi'}$$

Esto puede aproximarse (para suelos de grano fino con baja plasticidad) a:

$$K_o \sim 0.5 (OCR)^{0.5}$$

Estos enfoques están limitados a suelos de grano fino mecánicamente sobre consolidados (es decir, suelos con poca o ninguna microestructura). Existe una dispersión considerable en la base de datos utilizada para estas correlaciones, por lo que deben considerarse solo como una guía.



**Figura 29.** OCR y  $K_o$  a partir de  $s_u/\sigma'_{vo}$  y el Índice de Plasticidad,  $I_p$  (basado en Andresen et al., 1979)

### ***Densidad Relativa ( $D_r$ )***

Para suelos de grano grueso, la densidad, o más comúnmente, la densidad relativa o índice de densidad, se utiliza a menudo como un parámetro intermedio del suelo. La densidad relativa,  $D_r$ , o índice de densidad,  $I_D$ , se define como:

$$I_D = D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Donde:

$e(\max)$  y  $e(\min)$  son las relaciones de vacíos máxima y mínima, y 'e' es la relación de vacíos in situ.

Los problemas asociados con la determinación de  $e(\max)$  y  $e(\min)$  son bien conocidos. Además, investigaciones han demostrado que el comportamiento esfuerzo-deformación y la resistencia de los suelos de grano grueso es demasiado complejo para ser representado únicamente por la densidad relativa del suelo. Sin embargo, durante muchos años, la densidad relativa ha sido utilizada por ingenieros como un parámetro para describir el estado in situ de los depósitos de arena.

Investigaciones utilizando grandes cámaras de calibración han proporcionado numerosas correlaciones entre la resistencia a la penetración CPT y la densidad relativa para arenas limpias, predominantemente de cuarzo (a base de sílice). Los estudios con cámaras de calibración han demostrado que la resistencia CPT está controlada por la densidad de la arena, las tensiones efectivas verticales y horizontales in situ, y la compresibilidad de la arena. La compresibilidad de la arena está controlada por características del grano, como tamaño, forma y mineralogía. Las arenas angulares tienden a ser más compresibles que las arenas redondeadas, al igual que las arenas con alto contenido de mica y/o carbonato en comparación con arenas limpias de cuarzo (sílice). Las arenas más compresibles presentan una menor resistencia a la penetración para una densidad relativa dada que las arenas menos compresibles.

Kulhawy y Mayne (1990) sugirieron una relación simple para estimar la densidad r elativa:

$$D_r^2 = \frac{Q_{cn}}{305 Q_C Q_{OCR} Q_A}$$

Donde:

$Q_{cn}$  (o  $Q_{tn}$ ) es la resistencia normalizada de la punta, como se definió anteriormente

$Q_C$  = El factor de compresibilidad varía desde 0.90 (baja compresibilidad)

hasta 1.10 (alta compresibilidad)

$$Q_{OCR} = \text{Factor de sobre consolidación} = OCR^{0.18}$$

$$Q_A = \text{Factor de envejecimiento} = 1.2 + 0.05 \log(t/100)$$

Una constante de 350 es razonable para arenas de cuarzo medianas, limpias, no cementadas y no envejecidas que tienen aproximadamente 1,000 años (ver Fig. 30). La constante es cercana a 300 para arenas más finas y jóvenes y puede acercarse a 400 para algunas arenas gruesas o más antiguas. La constante aumenta con la edad y aumenta significativamente cuando la edad excede 10,000 años. La relación puede simplificarse entonces para la mayoría de las arenas limpias jóvenes y no cementadas (donde  $I_c < 1.6$ ) a:

$$D_r^2 = Q_{tn} / 350$$

El enfoque puede extenderse a arenas limosas ( $I_c < 2.6$ ), donde el proceso de penetración CPT es drenado, utilizando el equivalente normalizado de arena limpia,  $Q_{tn,cs}$  (ver Figura 48 para detalles).

$$D_r^2 = Q_{tn,cs} / 350$$

Bray y Olaya (2022) sugirieron una versión simplificada actualizada basada en arena limosas no plásticas:

$$D_r^2 = (Q_{tn,cs} I^{3.5}) / 1500$$

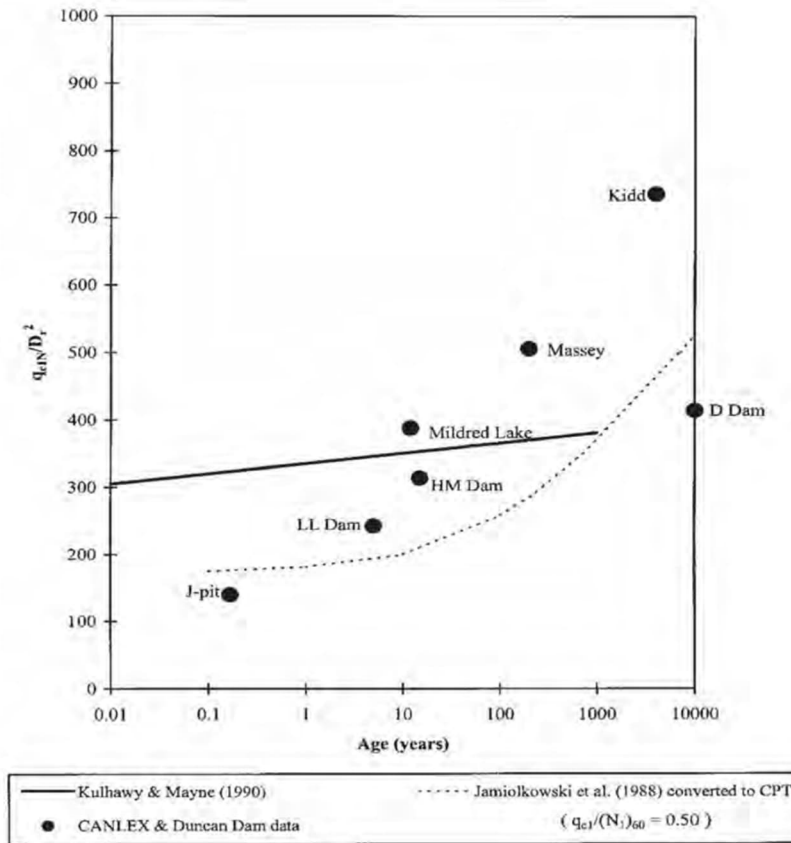
Las correlaciones anteriores se aplican solo a suelos que tienen poca o ninguna microestructura.

La Figura 30 muestra datos del proyecto de investigación CANLEX (Fear et al., 2000) que ilustra la variación de la correlación con la edad. Los puntos de datos provienen de sitios donde se obtuvieron muestras congeladas no perturbadas de alta calidad para determinar  $D_r$ .

Dado que la resistencia del cono también está influenciada por el esfuerzo efectivo horizontal, investigaciones han demostrado que sería mejor normalizar  $q_t$  usando esfuerzo efectivo medio ( $p'$ ). Sin embargo, esto requiere el conocimiento del esfuerzo efectivo horizontal o  $K_o$ , que rara vez se conocen con precisión. Por lo tanto, se ha vuelto práctica común normalizar la resistencia del cono usando el esfuerzo efectivo vertical, ya que este puede estimarse con una precisión razonable. Para la mayoría de los suelos tipo arena jóvenes con poca historia de esfuerzos y poca o ninguna microestructura, el método simple.

La normalización usando  $\sigma'_{vo}$  puede ser igualmente efectiva. Para suelos más antiguos y suelos con algo de historial de esfuerzos (es decir,  $OCR > 1$ ), cualquier error potencial en la normalización se compensa en su mayoría mediante correlaciones semi-empíricas basadas en historiales de casos bien documentados, donde el  $K_o$  in situ está incorporado dentro de

la correlación.



**Figura 30.** Efectos de la edad del suelo sobre la resistencia a la penetración CPT en arenas (nota:  $q_{t1N} = Q_{tn}$ ) (Según Fear et al. 2000)

**Parámetro de Estado ( $\psi$ )**

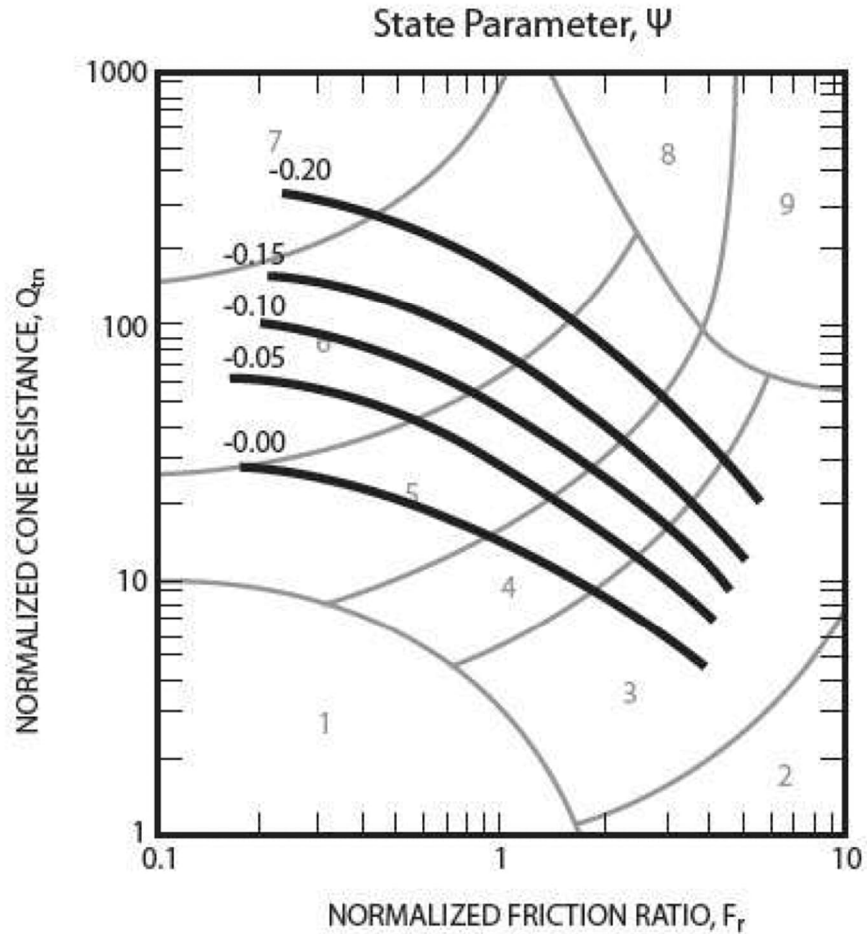
El parámetro de estado ( $\psi$ ) se define como la diferencia entre la relación de vacíos actual,  $e$  y la relación de vacíos en el estado crítico  $e_{cs}$ , bajo la misma tensión efectiva media para suelos de grano grueso (arenosos). Dado que la Línea de Estado Crítico es muy plana, en términos de  $e - \log p'$ , a bajas y moderadas tensiones efectivas ( $p' < 3 \text{ atm.}$ ), hay poca diferencia entre definir el estado in situ usando ya sea  $D_f$  o  $\psi$ . Utilizando conceptos de estado crítico, Jefferies y Been (2006) proporcionaron una descripción detallada de la evaluación del estado del suelo utilizando el CPT. Describen en detalle que el problema de evaluar el estado a partir de la respuesta del CPT es complejo y depende de varios parámetros del suelo. Los principales parámetros son esencialmente la rigidez al corte, la resistencia al corte, la compresibilidad y el endurecimiento plástico. Jefferies y Been (2006) proporcionaron una descripción de cómo se puede evaluar el estado utilizando una combinación de pruebas de laboratorio y pruebas in situ. Enfatizan la importancia de determinar la tensión efectiva horizontal in situ y el módulo de corte mediante pruebas in

situ, y de determinar la resistencia al corte, la compresibilidad y los parámetros de endurecimiento plástico a partir de pruebas de laboratorio en muestras reconstituidas. También muestran cómo el problema puede ser asistido mediante modelado numérico. Para proyectos de alto riesgo, puede ser apropiada una interpretación detallada de los resultados del CPT utilizando resultados de laboratorio y modelado numérico (por ejemplo, Shuttle y Cuning, 2007), aunque la variabilidad del suelo puede complicar el procedimiento de interpretación. Algunas preocupaciones no resueltas con el enfoque de Jefferies y Been (2006) se relacionan con la normalización de tensiones usando  $n = 1.0$  para todos los suelos, y la influencia de la estructura del suelo en arenas con alto contenido de finos.

Para proyectos de bajo riesgo y en la evaluación inicial para proyectos de alto riesgo, existe la necesidad de una estimación simple del estado del suelo in situ. Plewes et al. (1992) proporcionaron un medio para estimar el estado del suelo utilizando el gráfico normalizado de tipo de comportamiento del suelo (SBT<sub>n</sub>) sugerido por Jefferies y Davies (1991). Jefferies y Been (2006) actualizaron este enfoque utilizando su gráfico normalizado SBT<sub>n</sub> basado en el parámetro  $Q_t(1-B_q)+1$ . Robertson (2009) expresó preocupaciones sobre la exactitud y precisión del parámetro normalizado de Jefferies y Been (2006) en suelos blandos, donde  $B_q$  está cerca de 1.0. En arenas, donde  $B \sim 0$ , la normalización sugerida por Jefferies y Been (2006) es esencialmente la misma que la utilizada por Robertson (1990).

Basándose en los datos presentados por Jefferies y Been (2006) y Shuttle y Cuning (2007), así como en las mediciones del proyecto CANLEX (Wride et al., 2000) para arenas predominantemente jóvenes no cementadas (es decir, con poca o ninguna microestructura), combinado con la relación entre OCR y el parámetro de estado en suelos finos, Robertson (2009) desarrolló contornos del parámetro de estado ( $\psi$ ) en el SBT<sub>n</sub> actualizado.

$Q_{t_n}$  – Gráfico F para suelos no cementados de edad Holoceno. Los contornos de  $\psi$ , mostrados en la Figura 31, son aproximados ya que el estado de esfuerzo in situ y el endurecimiento plástico también influirán en la estimación del estado del suelo in situ en la región de granos gruesos del gráfico (es decir, cuando  $I_c < 2.60$ ) y la sensibilidad del suelo para suelos de grano fino. Jefferies y Been (2006) sugirieron que los suelos con un parámetro de estado menor que -0.05 (es decir,  $\psi < -0.05$ ) son dilatativo a grandes deformaciones.



**Figura 31.** Contornos del parámetro de estado estimado,  $\psi$  (líneas gruesas), en el gráfico normalizado  $SBT_n Q_{tn} - F_r$  para suelos no cementados de edad Holoceno (Después de Robertson, 2009)

Robertson (2010) sugirió una relación simplificada y aproximada entre  $\psi$  y la resistencia normalizada equivalente de cono para arena limpia,  $Q_{mcs}$  como sigue:

$$\psi = 0.56 - 0.33 \log Q_{m,cs}$$

La resistencia normalizada equivalente de cono para arena limpia,  $Q_{mcs}$  se desarrolló a partir del estudio de casos históricos de licuefacción y los detalles se proporcionan en una sección posterior sobre “Licuefacción” (ver Figura 48).

### Ángulo de fricción pico ( $\phi'$ )

La resistencia al corte de suelos no cementados y de grano grueso se expresa usualmente en términos de un ángulo de fricción secante pico,  $\phi'$ .

Se han logrado avances significativos en el desarrollo de teorías para modelar el proceso de penetración del cono en arenas (por ejemplo, Yu y Mitchell, 1998). Los modelos de expansión de cavidad son populares ya que son relativamente simples y pueden incorporar muchas de las características importantes de la respuesta del suelo. Sin embargo, las correlaciones empíricas basadas en resultados de pruebas en cámaras de calibración y resultados de campo siguen siendo las más utilizadas.

Robertson y Campanella (1983) sugirieron una correlación para estimar el ángulo de fricción pico ( $\phi'$ ) para arenas no cementadas, no envejecidas, moderadamente compresibles, predominantemente de cuarzo, basada en resultados de pruebas en cámaras de calibración. Para arenas de mayor compresibilidad (es decir, arenas carbonatadas o arenas con alto contenido de mica), el método tenderá a predecir valores de ángulo de fricción demasiado bajos.

$$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[ \log \left( \frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0.29 \right]$$

Kulhawy y Mayne (1990) sugirieron una relación alternativa para arenas limpias, redondeadas, no cementadas de cuarzo, y evaluaron la relación utilizando datos de campo de alta calidad.

$$\phi' = 17.6 + 11 \log (Q_{tn})$$

Jefferies y Been (2006) mostraron una fuerte relación entre el parámetro de estado ( $\psi$ ) y el ángulo de fricción pico ( $\phi'$ ) para una amplia variedad de arenas. Usando esta relación, es posible vincular  $Q_{mcs}$  con  $\phi'$ , utilizando:

$$\phi' = \phi'_{cv} - 48 \psi$$

Dónde  $\phi'_{cv}$  = ángulo de fricción de volumen constante (o estado crítico) que depende de la mineralogía (Bolton, 1986), típicamente alrededor de 33 grados para arenas de cuarzo sub-redondeadas, pero puede ser tan alto como 40 grados para arenas feldspáticas y carbonatadas.

Por lo tanto, la relación entre la resistencia del cono equivalente normalizada para arena limpia,

$Q_{m,cs}$  y  $\phi'$  se convierte en:

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15.84 [\log Q_{m,cs}] - 26.88$$

La relación anterior produce estimaciones del ángulo de fricción máximo para arenas limpias de cuarzo que son similares a las de Kulhawy y Mayne (1990). Sin embargo, la relación anterior basada en el parámetro de estado tiene la ventaja de incluir la importancia de las características del grano y la mineralogía que se reflejan tanto en  $\phi'_{cv}$ , como en el tipo de suelo a través de  $Q_{mc,s}$ . Además, la relación anterior tiende a predecir valores de  $\phi'$  más cercanos a los valores medidos en arenas calcáreas donde la resistencia en la punta del CPT podría ser baja para valores altos de  $\phi'$ , debido a un valor alto de  $\phi'_{cv}$ .

Para suelos de grano fino, el mejor método para definir el ángulo de fricción pico efectivo es a partir de muestras no perturbadas de alta calidad en laboratorio. Un valor asumido de  $\phi' = 26^\circ$  para arcillas y  $30^\circ$  para limos suele ser suficiente para muchos proyectos de bajo riesgo. Alternativamente, una solución de plasticidad límite de esfuerzo efectivo para penetración de cono no drenada desarrollada en el Instituto Noruego de Tecnología (NTH: Senneset et al., 1989) permite la evaluación

aproximada de los parámetros de esfuerzo efectivo ( $c'$  y  $\phi'$ ) a partir de mediciones de piezocono ( $u_2$ ). En un enfoque simplificado para arcillas y limos normalmente a ligeramente sobre consolidados ( $c'=0$ ), la solución NTH puede ser aproximada para los siguientes rangos de parámetros:  $20^\circ \leq \phi' \leq 40^\circ$  y  $0.1 \leq B_q \leq 1.0$  (Mayne 2006):

$$\phi' \text{ (deg)} = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} [0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_i]$$

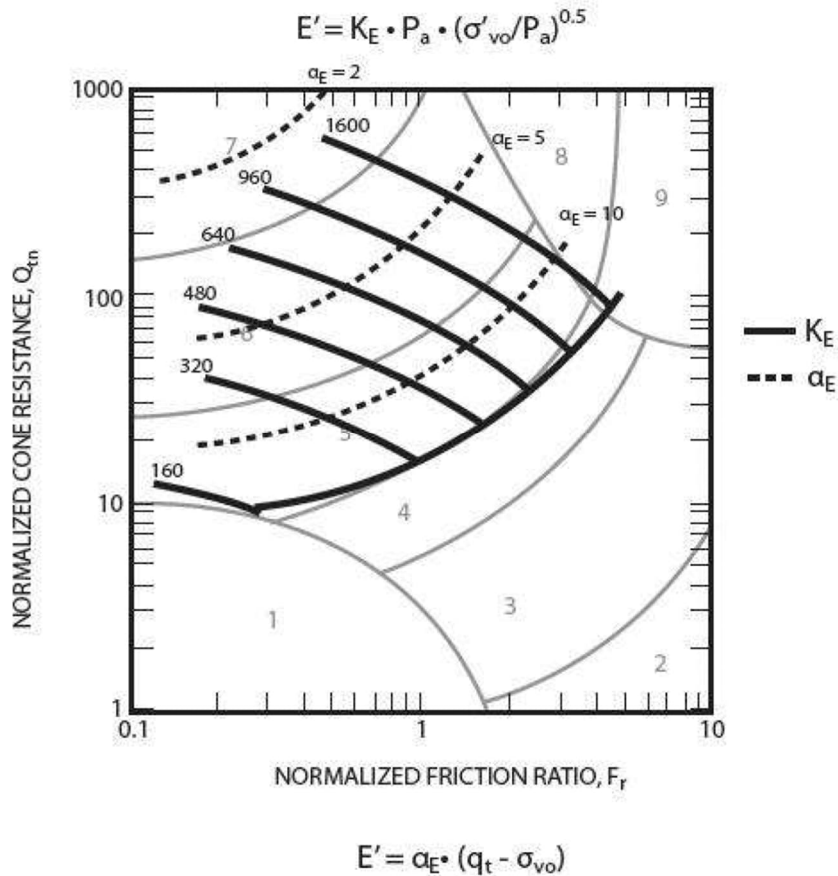
Para suelos fuertemente sobre consolidados, geomateriales fisurados y arcillas altamente cementadas o estructuradas, lo anterior no proporcionará resultados fiables y  $\phi'$  debe determinarse mediante ensayos de laboratorio en muestras no perturbadas de alta calidad. El enfoque anterior solo es válido cuando se registran presiones de poro positivas ( $u_2$ ) (es decir,  $B_q > 0.1$ ).

### ***Rigidez y Módulo***

Los datos de CPT pueden usarse para estimar el módulo en suelos para su uso posterior en métodos de predicción de asentamientos elásticos o semi-empíricos. Sin embargo, las correlaciones entre  $q_c$  y los módulos de Young (E) son sensibles al historial de esfuerzos y deformaciones, envejecimiento, mineralogía del suelo y microestructura.

Una guía útil para estimar los módulos de Young para arenas jóvenes, no cementadas y predominantemente silíceas se muestra en la Figura 32. El módulo se ha definido como el que

se moviliza aproximadamente a una deformación del 0,1%. Para condiciones de carga más intensas (es decir, mayor deformación) el módulo disminuiría (ver sección “Aplicaciones”).



**Figura 32.** Evaluación del módulo de Young drenado (a ~ 0,1% de deformación) a partir de CPT para arenas jóvenes, no cementadas y silíceas,  $E = \alpha_E(q_t - \sigma_{vo})$  donde:  $\alpha_E = 0,015 [10^{(0,55Ic+1,68)}]$

**Módulo a partir de la velocidad de onda de corte**

Una ventaja importante del CPT sísmico (SCPT) es la medición adicional de la velocidad de onda de corte,  $V_s$ . La velocidad de onda de corte se mide mediante una técnica por el agujero durante pausas en el CPT, lo que resulta en un perfil continuo de  $V_s$ . La teoría elástica establece que el módulo de corte a pequeña deformación,  $G_o$  puede determinarse a partir de:

$$G_o = \rho V_s^2$$

Donde:  $\rho$  es la densidad de masa del suelo ( $\rho = \gamma/g$ ) y  $G_o$  es el módulo de corte a pequeña deformación (deformación de corte,  $\gamma < 10^{-4} \%$ ). Por lo tanto, la adición de la velocidad de onda de corte durante el CPT proporciona una medida directa de la rigidez del suelo a pequeña

deformación.

El módulo de corte a pequeña deformación representa la rigidez elástica del suelo a deformaciones de corte ( $\gamma$ ) inferiores al  $10^{-4}$  por ciento. La teoría elástica también establece que el módulo de Young a pequeña deformación,  $E_0$  está vinculado a  $G_0$ , como sigue:

$$E_0 = 2(1 + \nu) G_0$$

Donde:  $\nu$  es el coeficiente de Poisson, que varía entre 0,1 y 0,3 para la mayoría de los suelos.

La aplicación a problemas de ingeniería requiere que el módulo a pequeña deformación se reduzca/ablande al nivel de deformación apropiado. Para la mayoría de las estructuras bien diseñadas, donde la deformación media de corte es relativamente pequeña, el grado de ablandamiento suele ser cercano a un factor de aproximadamente 2,5. Por lo tanto, para muchas aplicaciones el módulo equivalente de Young ( $E'$ ) puede estimarse a partir de:

$$E' \sim \rho V_s^2$$

Se proporcionan más detalles sobre el uso adecuado del módulo del suelo para el diseño en la sección sobre *Aplicaciones de los Resultados del CPT*.

$V_s$  también se puede usar directamente para la evaluación del potencial de licuefacción. Por lo tanto, el SCPT puede proporcionar dos métodos independientes para evaluar el potencial de licuefacción en suelos con poca o ninguna microestructura.

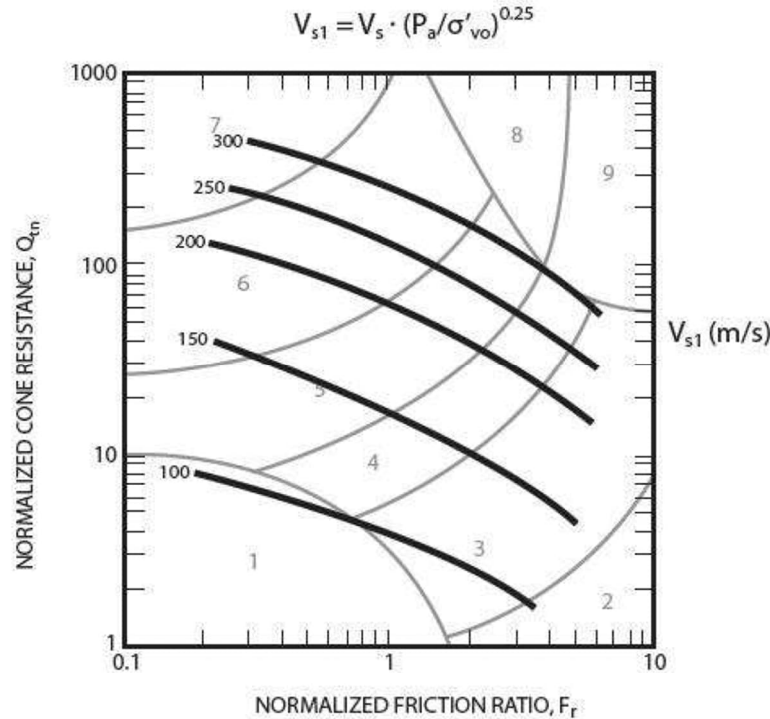
### ***Estimación de la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) a partir del CPT***

La velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) puede correlacionarse con la resistencia del cono CPT en función del tipo de suelo y SBT  $I_c$ . Sin embargo, la velocidad de onda de corte es sensible a la edad y cementación, donde depósitos más antiguos del mismo suelo tienen mayor  $V_s$  (es decir, mayor rigidez) que depósitos más jóvenes, y de igual forma para suelos cementados. Basado en extensos datos SCPT (Robertson, 2009), la Figura 33 muestra una relación entre datos normalizados del CPT ( $Q_{tn}$  y  $F_r$ ) y la velocidad de onda de corte normalizada,  $V_{s1}$ , para suelos no cementados de edades Holoceno y Pleistoceno, donde:

$$V_{s1} = V_s (p_a / \sigma'_{vo})^{0.25}$$

$V_{s1}$  está en las mismas unidades que  $V_s$  (por ejemplo, m/s). Los suelos jóvenes de edad

Holoceno tienden a ubicarse hacia el centro y la parte inferior izquierda del gráfico SBT n mientras que los suelos más antiguos de edad Pleistoceno tienden a ubicarse hacia la parte superior derecha del gráfico.



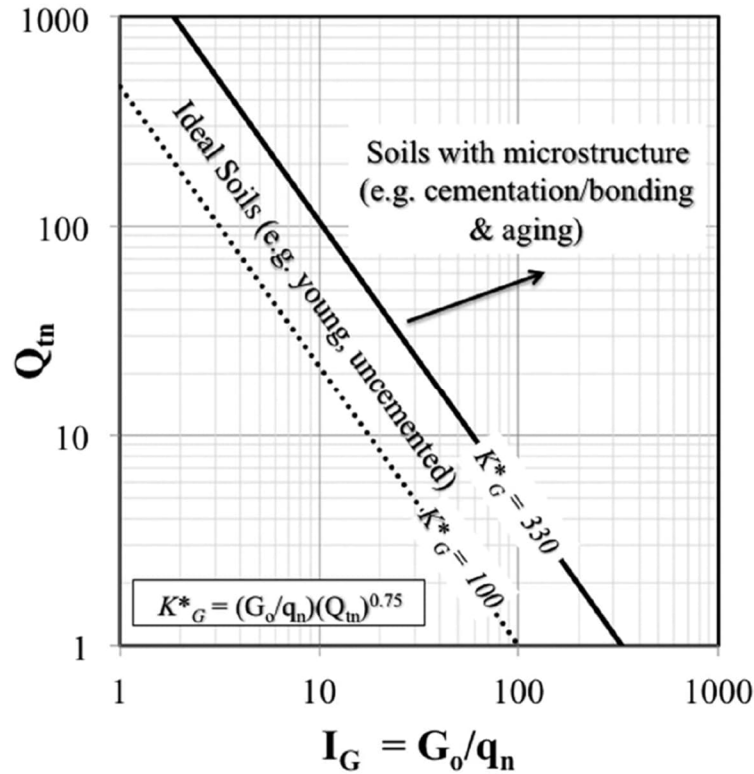
**Figura 33.** Evaluación de la velocidad de onda de corte normalizada,  $v_{s1}$ , a partir del CPT para suelos no cementados de edades Holoceno y Pleistoceno

$$V_s = [\alpha_{vs} (q_t - \sigma_v) / p_a]^{0.5} \text{ (m/s); donde } \alpha_{vs} = 10^{(0.55 I_c + 1.68)}$$

### **Identificación de suelos con microestructura**

Casi todas las correlaciones empíricas disponibles para interpretar pruebas in situ asumen que el suelo es ‘ideal’ con poca o ninguna microestructura, es decir, como los suelos en los que se basó la correlación. Las formas más comunes de microestructura se deben al envejecimiento y ligadura (por ejemplo, cementación), pero también pueden ser causadas por mineralogía inusual, historia de esfuerzos y endurecimiento por succión en suelos no saturados con minerales arcillosos. La mayoría de las correlaciones existentes se aplican a suelos basados en sílice que son jóvenes y no cementados (es decir, sin ligadura). La aplicación de correlaciones empíricas existentes en suelos que son más antiguos y/o ligados puede producir interpretaciones incorrectas. Por lo tanto, es importante poder identificar suelos con características ‘inusual’ (es decir, suelos con microestructura significativa). La resistencia del cono ( $q_t$ ) es una medida de la resistencia del suelo a grandes deformaciones, y la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) es una medida de la rigidez del

suelo a pequeñas deformaciones ( $G_o$ ). Robertson (2016) mostró que combinar la velocidad de onda de corte medida ( $V_s$ ) con los datos de CPT puede usarse para identificar suelos que tienen una microestructura significativa, como se muestra en la Figura 34.



**Figura 34.** Gráfico para estimar si los suelos tienen microestructura significativa (Después de Robertson 2016)

Nota:  $q_n = (q_t - \sigma_{vo})$

El parámetro  $K^*_G$  (es decir,  $G_o/q_n$  cuando  $Q_{tn} = 1.0$ ) puede definirse como un índice de rigidez normalizado:

$$K^*_G = [G_o/q_t] Q_{tn}^{0.75}$$

$K^*_G$  puede usarse para estimar la magnitud de la microestructura. La experiencia sugiere que cuando  $K^*_G < 330$ , las correlaciones empíricas basadas en suelos con poca o ninguna microestructura tienden a proporcionar estimaciones razonables del comportamiento del suelo. Sin embargo, cuando  $K^*_G > 330$  algunas correlaciones pueden requerir modificaciones para tener en cuenta la microestructura.

La microestructura abarca un amplio espectro desde ninguna (por ejemplo, suelos recién depositados como relaves mineros, donde  $K^*_G$  podría estar cerca de 100) hasta extensa (suelos fuertemente cementados como roca blanda, donde  $K^*_G$  podría alcanzar hasta 5,000). El valor

promedio para suelos no cementados de edad Holoceno, que representan la mayoría de los casos históricos de licuefacción, es aproximadamente 200.

$K^*_G$  también puede usarse para estimar la cantidad de unión, representada por una intersección de cohesión,  $c'$ .

La aplicación de la Figura 34 y  $K^*_G$  es un método más confiable para estimar la posibilidad de microestructura que comparar el  $V_s$  estimado (usando la Figura 33) con el  $V_s$  medido, ya que la base de datos utilizada para desarrollar la Figura 33 contenía depósitos antiguos de edad Pleistoceno que probablemente tenían alguna microestructura.

El gráfico mostrado en la Figura 34 también puede usarse para estimar  $G_o$ , y por lo tanto  $V_s$ , para una gama de suelos con diferente microestructura (o edad).

Para suelos de edad Holoceno sin microestructura, donde el promedio  $K^*_G = 200$ , entonces:

$$(V_s)^2 = 200 q_n (g / \gamma) / (Q_{tn})^{0.75}$$

Donde  $q_n$ ,  $\gamma$  y  $g$  están en unidades consistentes (por ejemplo,  $q_n$  en  $kN/m^2$ ,  $\gamma$  en  $kN/m^3$  y  $g$  en  $m^2$  dar  $V_s$  en  $m/s$ ).

**Conductividad hidráulica ( $k$ )**

Se puede hacer una estimación aproximada de la conductividad hidráulica del suelo o coeficiente de permeabilidad,  $k$ , a partir de una estimación del tipo de comportamiento del suelo usando los gráficos SBT del CPT. La Tabla 6 proporciona estimaciones basadas en los gráficos SBT del CPT mostrados en las Figuras 23. Estas estimaciones son aproximadas en el mejor de los casos, pero pueden servir como guía para variaciones posibles de permeabilidad.

Zona SBT	SBT	Rango de $k$ (m/s)	SBTn $I_c$
1	Fino sensible	$3 \times 10^{-10}$ a $3 \times 10^{-8}$	NA
2	Suelos orgánicos - arcilla	$1 \times 10^{-10}$ a $1 \times 10^{-8}$	$I_c > 3.60$
3	Arcilla	$1 \times 10^{-10}$ a $1 \times 10^{-9}$	$2.95 < I_c < 3.60$
4	Mezcla de limo	$3 \times 10^{-9}$ a $1 \times 10^{-7}$	$2.60 < I_c < 2.95$
5	Mezcla de arena	$1 \times 10^{-7}$ a $1 \times 10^{-5}$	$2.05 < I_c < 2.60$
6	Arena	$1 \times 10^{-5}$ a $1 \times 10^{-3}$	$1.31 < I_c < 2.05$
7	Arena densa a arena grava	$1 \times 10^{-3}$ a 1	$I_c < 1.31$
8	*Suelo muy denso/ rígido	$1 \times 10^{-8}$ a $1 \times 10^{-3}$	NA
9	*Suelo de grano fino muy rígido	$1 \times 10^{-9}$ a $1 \times 10^{-7}$	NA

\* Sobre consolidado y/o cementado

**Tabla 6** Permeabilidad estimada del suelo ( $k$ ) basada en el gráfico CPT SBT de Robertson (2010) mostrado en las Figuras 23

Robertson (2010) sugirió que la relación promedio entre la permeabilidad del suelo ( $k$ ) y  $SBT_n I_c$ , mostrada en la Tabla 6, puede representarse por:

Cuando  $1.0 < I_c \leq 3.27$   $k = 10^{(0.952 - 3.04 I_c)}$  m/s

Cuando  $3.27 < I_c < 4.0$   $k = 10^{(-4.52 - 1.37 I_c)}$  m/s

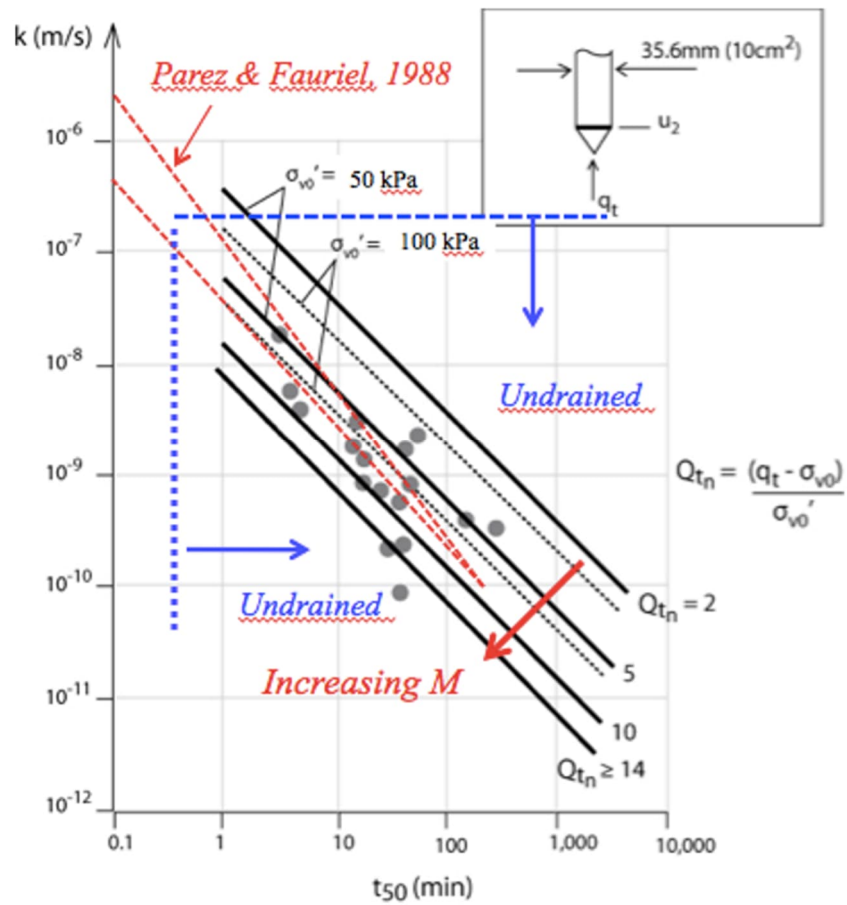
Las relaciones anteriores pueden usarse para proporcionar una estimación aproximada de la permeabilidad del suelo ( $k$ ) y para mostrar la probable variación de la permeabilidad del suelo con la profundidad desde un sondeo CPT. Dado que los parámetros normalizados del CPT ( $Q_{tn}$  y  $F_r$ ) responden al comportamiento mecánico del suelo y dependen de muchas variables del suelo, la relación sugerida entre  $k$  y  $I_c$  es aproximada y solo debe usarse como guía.

Robertson et al. (1992) presentaron un resumen de los datos disponibles para estimar el coeficiente horizontal de permeabilidad ( $k_h$ ) a partir de pruebas de disipación usando  $t_5$ . Dado que la relación también es función de la rigidez del suelo, Robertson (2010) actualizó la relación como se muestra en la Figura 35.

Jamiolkowski et al. (1985) sugirieron un rango de valores posibles de  $k_h/k_v$  para arcillas blandas como se muestra en la Tabla 7.

Naturaleza de la arcilla	$k_h / k_v$
Sin macroestructura, o con macroestructura solo ligeramente desarrollada, depósitos esencialmente homogéneos	1 a 1,5
Desde macroestructura bastante bien desarrollada hasta bien desarrollada, p. arcillas sedimentarias con lentes discontinuas y capas de material más permeable	2 a 4
Arcillas varvadas y otros depósitos que contienen capas permeables incrustadas y más o menos continuas	3 a 10

**Tabla 7** Rango de valores posibles en campo de  $k_h/k_v$  para arcillas blandas (Modificado de Jamiolkowski et al., 1985)



**Figura 35.** Relación entre CPTu  $t_{50}$  (en minutos), basada en la ubicación del sensor de presión de poro  $u_2$  y el cono de 10 cm<sup>2</sup>, y la permeabilidad del suelo ( $k_h$ ) en función de la resistencia normalizada del cono,  $Q_{tn}$  (después de Robertson 2010)

### *Características de la consolidación*

Las características de flujo y consolidación de un suelo normalmente se expresan en términos del coeficiente de consolidación,  $c$ , y la conductividad hidráulica,  $k$ . Están interrelacionados mediante la fórmula:

$$c = \frac{k M}{\gamma_w}$$

Donde:  $M$  es el módulo confinado unidimensional (1-D) relevante para el problema (es decir, descarga, recarga, carga virgen).

Los parámetros  $c$  y  $k$  varían en varios órdenes de magnitud y son algunos de los parámetros más difíciles de medir en ingeniería geotécnica. A menudo se considera que una precisión dentro de un orden de magnitud es aceptable. Debido a la anisotropía del suelo, ambos  $c$  como  $k$  tienen valores diferentes en la dirección horizontal ( $c_h$ ,  $k_h$ ) y vertical ( $c_v$ ,  $k_v$ ). Los valores de diseño relevantes dependen de la dirección del drenaje y la carga.

Se proporcionan detalles sobre cómo estimar  $k$  a partir de los gráficos de tipo de comportamiento del suelo CPT en la sección anterior.

El coeficiente de consolidación puede estimarse midiendo la disipación o la tasa de cambio de la presión de poro con el tiempo después de detener la penetración CPT, como se ilustra en la Figura 19. Se han desarrollado muchas soluciones teóricas para derivar el coeficiente de consolidación a partir de los datos de disipación de presión de poro CPT.

El coeficiente de consolidación puede interpretarse al 50% de disipación, utilizando la siguiente fórmula básica:

$$c = \left( \frac{T_{50}}{t_{50}} \right) r_o^2 (I_r)^{0.5}$$

Donde:

$T_{50}$  = factor de tiempo teórico

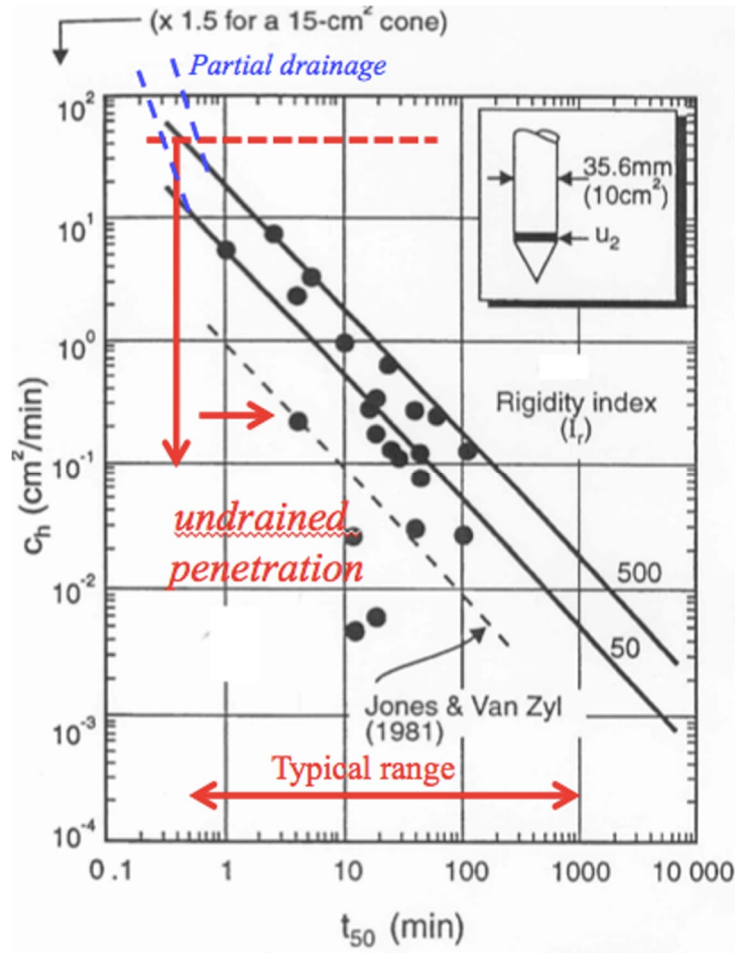
$t_{50}$  = tiempo medido para la disipación del 50%

$r_o$  = radio del penetrómetro

$I_r$  = índice de rigidez del suelo =  $G/s_u$

Está claro por esta fórmula que el tiempo de disipación es inversamente proporcional al

radio de la sonda. Por lo tanto, en suelos de permeabilidad muy baja, el tiempo de disipación puede reducirse utilizando sondas de diámetro más pequeño. Robertson et al. (1992) revisó datos de disipación de todo el mundo y comparó los resultados con la solución teórica principal de Teh y Houlby (1991), como se muestra en la Figura 36.



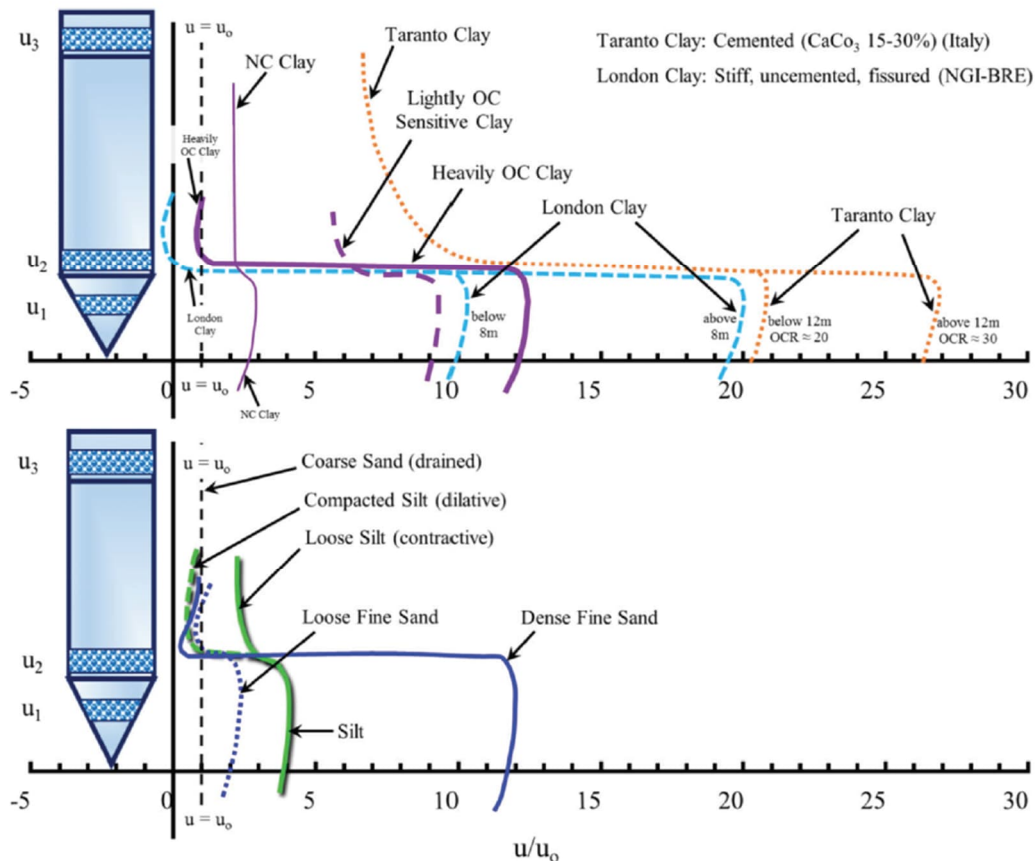
**Figura 36.** Valores promedio de laboratorio de  $c_h$  y resultados CPTU (según Robertson et al., 1992, teoría de Teh y Houlby mostrada como líneas continuas para  $I_r = 50$  y  $500$ ).

La revisión mostró que la solución teórica proporcionó estimaciones razonables de  $c_h$ . La solución y los datos mostrados en la Figura 36 se aplican a un sensor de presión de poro ubicado justo detrás de la punta del cono (es decir,  $u_2$ )

La solución de Teh y Houlby (con  $t_{50}$  en minutos) puede aproximarse a (para  $I_r \sim 200$ ):

$$c_h = (1.67 \times 10^{-6}) 10^{(1 - \log t_{50})} \quad \text{m}^2/\text{s}$$

Las presiones de poro alrededor de un cono en avance son complejas y dependen de la historia de esfuerzos del suelo, sensibilidad, anisotropía, dilatancia y estructura, como se ilustra en la Figura 37.



**Figura 37.** Variación ejemplar de las presiones de poro alrededor de un cono en avance (Después de Robertson et al., 1986)

Figura 37 muestra que en suelos de grano fino (donde el proceso de penetración es no drenado) que son dilativo a grandes deformaciones (por ejemplo, arcilla sobre consolidada con  $OCR > 5$ ), las presiones de poro en la ubicación  $u_2$  pueden ser negativas respecto a la presión de equilibrio ( $u_0$ ). En profundidades poco profundas en tierra, esto puede resultar en presiones de poro negativas de hasta un máximo de aproximadamente -100 kPa (-15 psi), después de lo cual el elemento de presión de poro se volverá insaturado debido a burbujas de aire causadas por cavitación. La gran diferencia entre las presiones de poro en la cara del cono ( $u_1$ ) y detrás del cono ( $u_2$ ) puede resultar en un aumento inicial en las presiones de poro  $u_2$  durante una prueba de disipación debido a la redistribución local de las presiones de poro alrededor del cono antes de que domine la disipación radial.

Se requiere precaución para asegurar que la disipación continúe hasta el equilibrio correcto ( $u_0$ ) y no se detenga prematuramente después del aumento inicial. En estos casos, el sensor de presión de poro puede moverse a la cara del cono ( $u_1$ ) o se puede estimar el tiempo  $t_{50}$  utilizando la presión de poro máxima como valor inicial.

Basado en la experiencia disponible, el método de disipación CPT debería proporcionar estimaciones de  $c_h$  con una precisión de +/- medio orden de magnitud. Sin embargo, la técnica es repetible y proporciona una medida precisa de los cambios en las características de consolidación dentro de un perfil de suelo dado. Las tasas de disipación también pueden ser influenciadas por capas de suelo adyacentes con diferente permeabilidad.

Se puede obtener una estimación aproximada del coeficiente de consolidación en la dirección vertical utilizando las proporciones de permeabilidad en la dirección horizontal y vertical indicadas en la sección sobre conductividad hidráulica, ya que:

La Tabla 7 puede usarse para proporcionar una estimación de la proporción de conductividades hidráulicas.

$$c_v = c_h \left( \frac{k_v}{k_h} \right)$$

Para disipaciones relativamente cortas, los resultados de disipación pueden graficarse en una escala de tiempo raíz cuadrada. La pendiente de la línea recta inicial  $m$ , donde:

$$c_h = (m/M_T)^2 r^2 (I_r)^{0.5}$$

$M_T = 1.15$  para la posición  $u_2$  y cono de  $10\text{cm}^2$  (es decir,  $r = 1.78 \text{ cm}$ ).

### ***Módulo confinado***

Los asentamientos por consolidación pueden estimarse usando el Módulo confinado unidimensional,  $M$ , donde:

$$M = 1/m_v = \delta\sigma_v / \delta\varepsilon = 2.3 (1+e_0) \sigma'_{vo} / C_c$$

Donde  $m_v$  es el coeficiente equivalente de compresibilidad edométrico.

El módulo confinado puede estimarse a partir de los resultados del CPT utilizando la siguiente relación empírica:

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{vo})$$

Sangrelet (1970) sugirió que  $\alpha_M$  varía con la plasticidad del suelo y el contenido natural de agua para una amplia gama de suelos finos y suelos orgánicos, aunque los datos se basaron en  $q_c$ . Meigh (1987) sugirió que  $\alpha_M$  se encuentra en el rango de 2 a 8, mientras que Mayne (2001) propuso un valor general de 5. Robertson (2009) sugirió que  $\alpha_M$  varía con  $Q_t$ , de tal manera que:

Cuando  $I_c > 2.2$  (suelos de grano fino) usar:

$$\alpha_M = Q_t \quad \text{cuando } Q_t < 8$$

$$\alpha_M = 8 \quad \text{cuando } Q_t > 8$$

Cuando  $I_c < 2.2$  (suelos de grano grueso) usar:

$$\alpha_M = 0.0188 [10^{(0.55I_c + 1.68)}] < 8$$

Robertson (2009) estableció el límite para  $\alpha_m = 14$ , pero la experiencia ha demostrado que se obtienen mejores resultados cuando se reduce a 8. Robertson (2009) también sugirió un factor  $\alpha_m = 0.03$ , pero la experiencia muestra que un factor de 0.0188 proporciona una estimación ligeramente más conservadora de  $M$  cuando  $I_c < 2.2$  y es consistente con la observación de Mayne (2001) de que  $M \sim G_o$  en arenas. Las estimaciones del módulo drenado 1-D confinado a partir de la penetración cónica no drenada siempre serán aproximadas. Las estimaciones pueden mejorarse con información adicional sobre el suelo, como la plasticidad índice, contenido natural de agua y velocidad de onda de corte. Además,  $\alpha_M$  puede ser menor en suelos orgánicos y suelos con alto contenido de agua.

## ***Aplicaciones de los Resultados del CPT***

Las secciones anteriores han descrito cómo los resultados del CPT pueden usarse para estimar parámetros geotécnicos que pueden emplearse como entrada en análisis. Un enfoque alternativo es aplicar directamente los resultados de las pruebas in situ a un problema de ingeniería. Un ejemplo típico de este enfoque es la evaluación de la capacidad de pilotes directamente a partir de los resultados del CPT sin necesidad de parámetros del suelo.

Como guía, la Tabla 8 muestra un resumen de la aplicabilidad del CPT para aplicaciones directas de diseño. Las calificaciones mostradas en la tabla se han asignado basándose en la experiencia actual y representan una evaluación cualitativa del nivel de confianza asignado a cada problema de diseño y tipo general de suelo. Los detalles de las condiciones del terreno y los requisitos del proyecto pueden influir en estas calificaciones.

En las siguientes secciones se describen varias aplicaciones directas de los resultados de CPT/CPTu. Estas secciones no pretenden proporcionar detalles completos del diseño geotécnico, ya que esto está fuera del alcance de esta guía. Sin embargo, sí ofrecen algunas pautas sobre cómo se puede aplicar el CPT en muchas aplicaciones de ingeniería geotécnica. Una buena referencia para el diseño de cimentaciones es el Manual Canadiense de Ingeniería de Cimentaciones (CFEM, 2006, <https://www.karma-link.ca/shop>). El [Dr. Bengt Fellenius](https://www.fellenius.net/papers.html) también tiene un buen libro sobre los Fundamentos del Diseño de Cimentaciones que se puede descargar en <https://www.fellenius.net/papers.html>.

<b>Tipo de suelo</b>	<b>Diseño de pilotes</b>	<b>Capacidad de carga</b>	<b>Asentamiento*</b>	<b>Control de compactación</b>	<b>Licuefacción</b>
Arena	1 – 2	1 – 2	2 – 3	1 – 2	1 – 2
Arcilla	1 – 2	1 – 2	2 – 3	3 – 4	1 – 2
Suelos intermedios	1 – 2	2 – 3	2 – 4	2 – 3	1 – 2

Calificación de fiabilidad: 1=Alta; 2=Alta a moderada; 3=Moderada; 4=Moderada a baja; 5=Baja  
 \* mejora con datos SCPT

**Tabla 8** Aplicabilidad percibida del CPT/CPTU para varios problemas directos de diseño

## ***Diseño de cimentaciones superficiales***

### **Principios generales de diseño**

*Secuencia típica de diseño:*

1. Seleccionar la profundidad mínima para proteger contra:
  - agentes externos: p. ej., heladas, erosión, árboles
  - suelo deficiente: p. ej., relleno, suelos orgánicos, etc.
2. Definir el área mínima necesaria para proteger contra el fallo del suelo:
  - realizar análisis de capacidad portante
3. Calcular el asentamiento y verificar si es aceptable
4. Modificar la cimentación seleccionada si es necesario.

### **Problemas típicos de cimentaciones superficiales**

El estudio de 1200 casos de problemas de cimentaciones en Europa mostró que los problemas podían atribuirse a las siguientes causas:

- 25% de zapatas sobre relleno reciente (principalmente juicio de ingeniería deficiente)
- 20% asentamiento diferencial (el 50% podría haberse evitado con un buen diseño)
- 20% efecto del agua subterránea
- 10% fallo en capa débil
- 10 % trabajos cercanos (excavaciones, túneles, etc.)
- 15 % causas diversas (terremoto, voladuras, etc.)

En el diseño, el **asentamiento** generalmente el **problema** crítico. La capacidad portante generalmente no es de importancia principal.

### ***Construcción***

Los detalles de construcción pueden alterar significativamente las condiciones asumidas en el diseño.

Se proporcionan ejemplos en la siguiente lista:

- Durante la excavación
  - Levantamiento del fondo

- desintegración, hinchazón y ablandamiento de arcillas o rocas expansivas
- sifonamiento en arenas y limos
- reconformación de limos y arcillas sensibles
- perturbación de suelos granulares
- Actividad de construcción adyacente
  - descenso del nivel freático
  - excavación
  - hincado de pilotes
  - voladuras
- Otros efectos durante o después de la construcción
  - reversión del levantamiento del fondo
  - desgaste, erosión e inundación
  - acción de las heladas

### ***Fundación superficial - Capacidad portante***

#### **Principios generales**

Relaciones carga-asentamiento para zapatas típicas (Vesic, 1972):

1. Respuesta elástica aproximada
2. Desarrollo progresivo de la falla por corte local
3. Falla general por corte

En suelos densos de grano grueso, la falla típicamente ocurre a lo largo de una superficie de falla bien definida. En suelos sueltos de grano grueso, domina la compresión volumétrica y son comunes las fallas por punzonamiento. Un aumento en la profundidad de la sobrecarga puede hacer que una arena densa (dilativo) se comporte más como una arena suelta (contractivo). En suelos cohesivos finos (homogéneos), la falla ocurre a lo largo de una superficie aproximadamente circular.

Los parámetros significativos son:

- naturaleza de los suelos
- densidad y resistencia de los suelos
- ancho y forma de la cimentación
- profundidad de la cimentación
- posición de la carga.

Un suelo dado no tiene una capacidad portante única; la capacidad portante es una función de la forma, profundidad y ancho de la cimentación, así como de la excentricidad de la carga.

### Teoría general de la capacidad portante

Desarrollada inicialmente por Terzaghi (1936); ahora existen más de 30 teorías con la misma forma general, como sigue:

Capacidad portante última, ( $q_f$ ):

$$q_f = 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma + c N_c s_c i_c + \gamma D N_q s_q i_q$$

Donde:

$N_\gamma N_c N_q$  = coeficientes de capacidad portante (función de  $\phi$ )

$s_\gamma s_c s_q$  = factores de forma (función de  $B/L$ )

$i_\gamma i_c i_q$  = factores de inclinación de carga

$B$  = ancho de la zapata

$D$  = profundidad de la zapata

$L$  = longitud de la zapata

Soluciones completas y rigurosas son imposibles ya que los campos de esfuerzo son desconocidos. Todas las teorías difieren en las suposiciones simplificadoras hechas para escribir las ecuaciones de equilibrio. No existe una solución única correcta para todos los casos.

### Factores de Forma

Se aplican factores de forma para tener en cuenta los efectos tridimensionales. Basados en ideas teóricas limitadas y algunas pruebas de modelos, los factores recomendados son los siguientes:

$$s_c = s_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$$
$$s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$$

### Factores de Inclinación de Carga

Cuando la carga está inclinada ( $\delta$ ), la forma de una superficie de falla cambia y reduce el área de falla, y por lo tanto, una resistencia reducida. En el límite de inclinación,  $\delta = \phi$ ,  $q_f = 0$ , ya que puede ocurrir deslizamiento a lo largo de la interfaz zapata-suelo.

En general:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90^\circ}\right)^2$$
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$$

Para una carga excéntrica, Terzaghi propuso un concepto simplificado de un ancho equivalente de la zapata,  $B'$ .

$$B' = B - 2e$$

donde 'e' es la excentricidad. Para cargas combinadas inclinadas y excéntricas, use  $B'$  y los valores relevantes de los factores de forma. Para zapatas cerca de una pendiente, utilice factores modificados de capacidad portante (por ejemplo, Bowles, 1982). Estos serán pequeños para arcilla, pero grandes para suelos granulares.

### **Efecto del agua subterránea**

La capacidad portante se basa en el análisis de esfuerzos efectivos, por lo que la posición de la tabla freática afecta el valor del peso unitario del suelo.

- Si la profundidad hasta la tabla de agua,  $d_w = 0$ , use  $\gamma'$  en ambos términos
- Si  $d_w = D$  (profundidad de la zapata), use  $\gamma'$  en el término de ancho y  $\gamma$  en el término de profundidad.

En general, instale drenaje para mantener  $d_w > D$ .

### ***Métodos indirectos basados en parámetros del suelo***

#### **Suelos granulares y de grano grueso**

La capacidad portante generalmente no se calcula, ya que el control lo ejercen los asentamientos, excepto para zapatas muy estrechas.

#### **Suelos cohesivos y de grano fino**

Generalmente controla la estabilidad a corto plazo, por lo tanto, se aplica la resistencia al corte sin drenaje,  $s_u$ .

$$q_f = N_c s_u + \gamma D$$

donde:

$N_c$  = función del ancho y la forma de la zapata; para zapatas corridas en la superficie del terreno,  $N_c = (\pi + 2)$ .

$s_u$  = aplicar la corrección de Bjerrum, basada en la experiencia previa, a la resistencia al corte medida con la veleta de campo o a partir del CPT.

Capacidad portante admisible:

$$q_{all} = (q_f - \gamma D) / FS$$

$$q_{all} = \frac{N_c s_u}{FS}$$

Donde: FS es el Factor de Seguridad, típicamente  $> 3.0$ .

Utilice un FS alto para tener en cuenta las limitaciones de la teoría, la subestimación de cargas, la sobreestimación de la resistencia del suelo, evitar el rendimiento local en el suelo y mantener los asentamientos pequeños.

### ***Enfoque directo para estimar la capacidad portante (ensayos in situ)***

Basado en ensayos in situ, teoría, ensayos de modelos y desempeño previo de cimentaciones.

#### **SPT**

- Métodos directos empíricos
- Limitado a suelos granulares, sin embargo, a veces se aplica a arcillas muy rígidas
- A menudo vinculado a un asentamiento permisible de 25 mm (Terzaghi y Peck)
- SPT de poca fiabilidad, por lo tanto, los métodos empíricos tienden a ser muy conservadores

#### **CPT**

Métodos directos empíricos:

Suelos granulares y de grano grueso:

$$q_f = K_\phi q_{c(av)}$$

Donde:

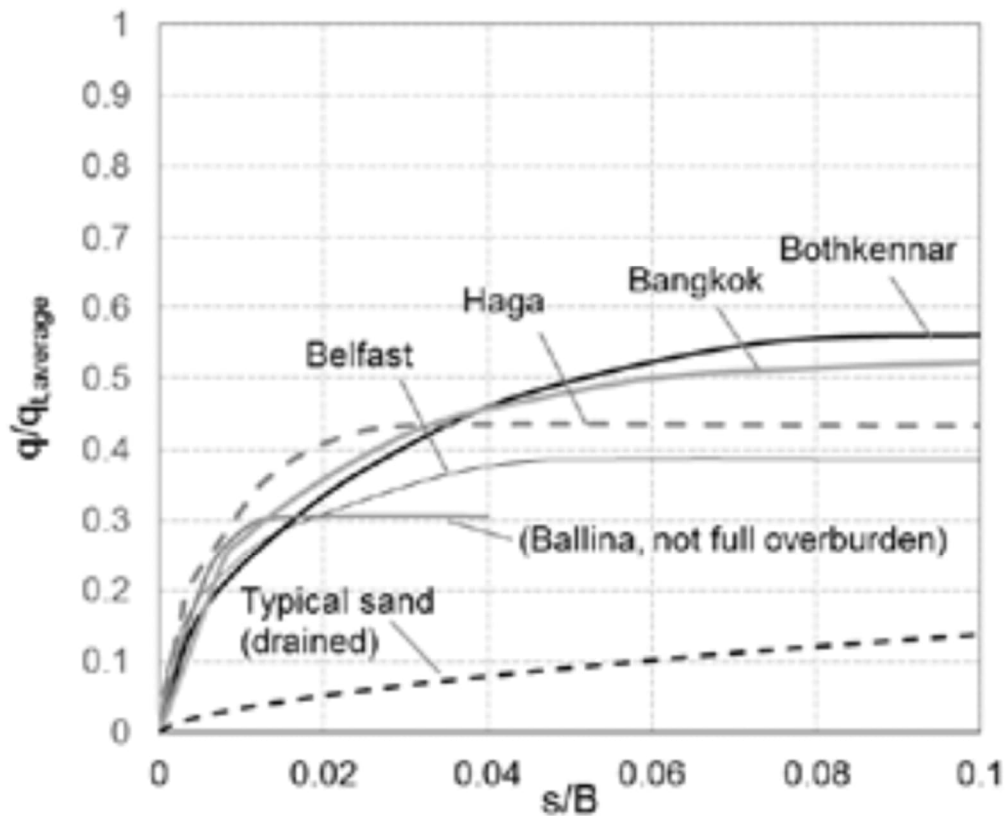
$q_{c(av)}$  = resistencia promedio a la penetración CPT por debajo de la profundidad de la cimentación,  $z = B$

Eslaamizaad y Robertson (1996) sugirieron  $K_{\phi} = 0.16$  a  $0.30$  dependiendo de  $B/D$  y la forma. En general, se asume  $K_{\phi} = 0.16$  para una relación de asentamiento  $s/B = 0.1$ . Lehane (2019) también sugirió  $K_{\phi} = 0.16$  para evaluar la capacidad de la cimentación en  $s/B = 0.1$  (ver Figura 38). En general, el asentamiento controlará el diseño.

Suelos cohesivos y de grano fino:

$$q_f = K_{su} q_c (av) + \gamma D$$

$K_{su} = 0,30$  a  $0,60$  dependiendo de la relación  $B/D$  de la zapata y la forma, así como del OCR del suelo y la sensibilidad para  $s/B = 0,1$  (Figura 38). En general, se asume  $K_{su} = 0,30$  en arcilla para una estimación conservadora.



**Figura 38.** Datos de campo para el esfuerzo de carga movilizado frente a la relación de asentamiento ( $s/B$ ) para cimientos sobre arcilla (Lehane (2017))

*Diseño de cimentaciones superficiales – Asentamiento*

**Principios generales de diseño**

Requiere:

- magnitud del asentamiento
- tasa de asentamiento
- compatibilidad con el comportamiento aceptable del edificio

Para cimentaciones bien diseñadas, la magnitud de las deformaciones en el terreno es generalmente muy pequeña ( $\varepsilon < 10^{-1}\%$ ). Por lo tanto, la respuesta del terreno es aproximadamente elástica (elástica no lineal).

### **Suelos granulares gruesos**

Los suelos gruesos tienen alta permeabilidad, por lo tanto, asentamientos inmediatos. Sin embargo, los asentamientos a largo plazo pueden ocurrir debido a la inmersión, cambios en el nivel del agua, voladuras, vibraciones de maquinaria o cargas sísmicas.

### **Suelos cohesivos de grano fino**

Los suelos de grano fino tienen una permeabilidad muy baja, por lo que es necesario considerar la magnitud y la duración del asentamiento.

En arcillas blandas, normalmente a ligeramente sobre consolidadas, del 80 % al 90 % del asentamiento se debe a la consolidación primaria. El asentamiento secundario también puede ser grande. En arcillas rígidas, sobre consolidadas ( $OCR > 4$ ), aproximadamente el 50 % del asentamiento puede deberse al asentamiento por distorsión inmediata y el asentamiento secundario generalmente es pequeño.

### **Métodos para suelos granulares de grano grueso**

Debido a la dificultad para obtener muestras, la mayoría de los métodos se basan en pruebas in situ, ya sea directas o mediante la estimación del módulo elástico equivalente ( $E'$ ).

Para la mayoría de las pruebas, la relación entre el resultado de la prueba y el módulo es empírica, ya que depende de muchas variables, por ejemplo, mineralogía, historia de esfuerzos, estado de esfuerzos, edad, cementación, etc.

### **CPT**

Meyerhof (1974) sugirió que el asentamiento total,  $s$ , podría calcularse usando la siguiente fórmula:

$$s = \frac{\Delta p B}{2q_{c(av)}}$$

donde:

$\Delta p$  = presión neta sobre la zapata

$B$  = ancho de la zapata

$q_{c(av)}$  = resistencia promedio a la penetración CPT por debajo de la profundidad de la zapata,

$z = B$

Schmertmann (1970) recomendó usar la siguiente ecuación:

$$s = C_1 C_2 \Delta p \sum \left( \frac{I_z}{C_3 E'} \right) \Delta z$$

Donde:

$C_1$  = corrección por profundidad de la zapata

$$= 1 - 0.5(\sigma'_1/\Delta p)$$

$C_2$  = corrección por fluencia y carga cíclica

$$= 1 + 0.2 \log (10 t_{yr})$$

$C_3$  = corrección por forma de la zapata

$$= 1.0 \text{ para zapatas circulares}$$

$$= 1.2 \text{ para zapatas cuadradas}$$

$$= 1.75 \text{ para zapatas corridas}$$

$\sigma'_1$  = presión efectiva de sobrecarga a la profundidad de la zapata (ver Figura 38)

$\Delta p$  = presión neta sobre la zapata

$t_{yr}$  = tiempo en años desde la aplicación de la carga

$I_z$  = factor de influencia de deformación (ver Figura 39)

$\Delta z$  = espesor de la subcapa

$E'$  = módulo de Young equivalente =  $\alpha_E q_c$

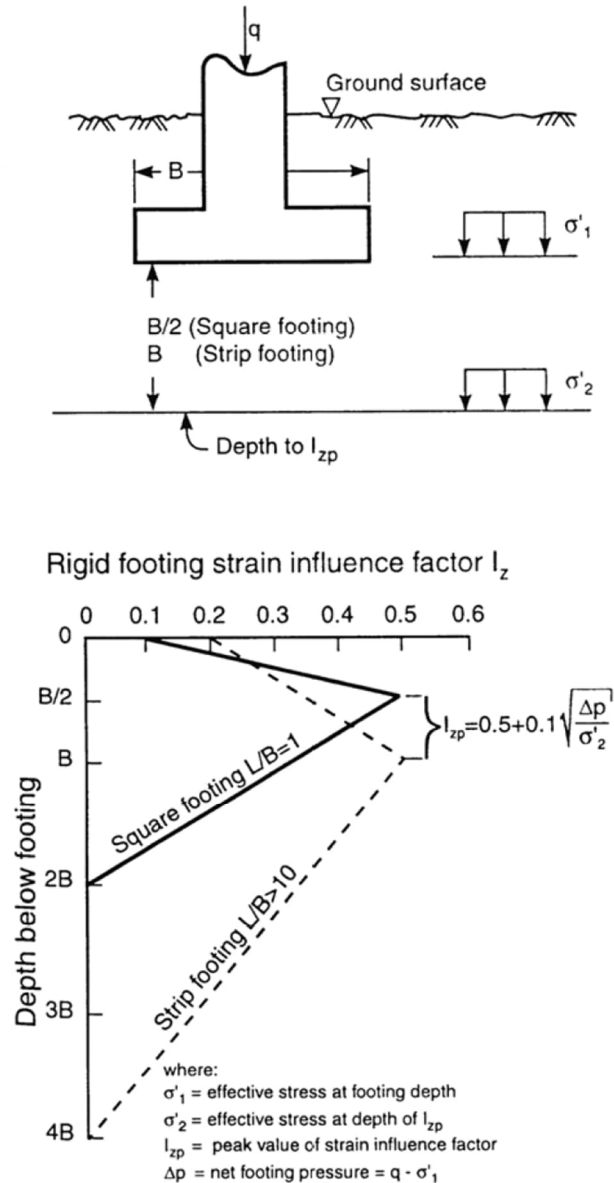
$\alpha_E$  = función del grado de carga, densidad del suelo, historial de esfuerzos, cementación, edad, forma del grano y mineralogía (por ejemplo, Figura 40)

= 2 a 4 para arenas muy jóvenes, normalmente consolidadas;

= 4 a 10 para arenas envejecidas (> 1.000 años), normalmente consolidadas;

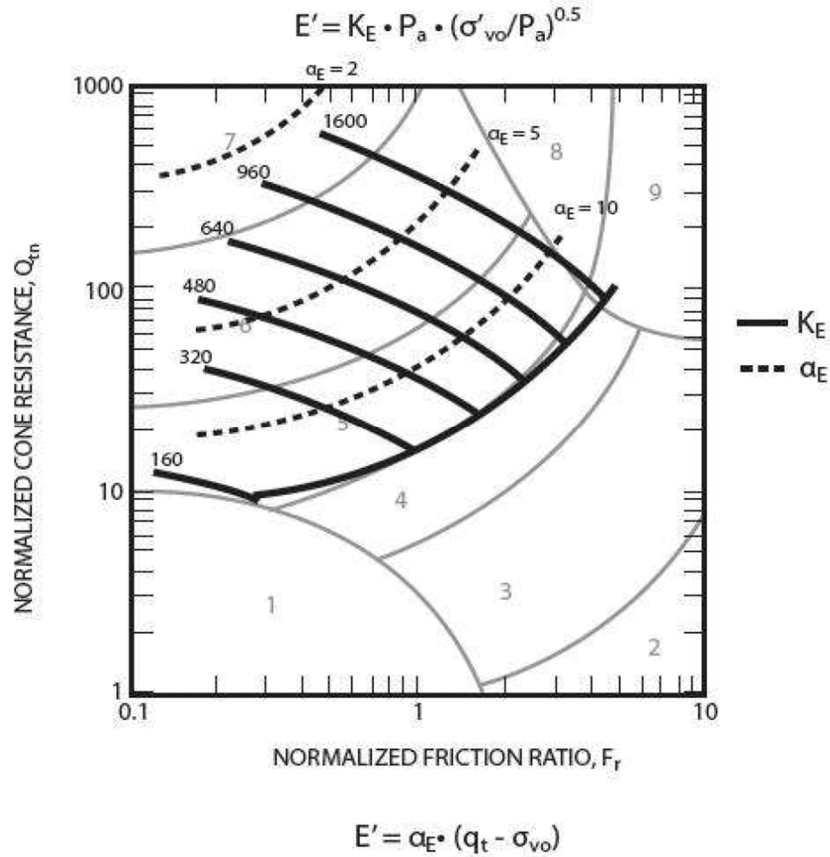
= 6 a 20 para arenas sobre consolidadas

$q_c$  = resistencia promedio CPT para la subcapa



**Figura 39.** Método del factor de influencia de deformación para zapatas sobre arena (Schmertmann, 1970)

En este método, la arena se divide en varias capas,  $n$ , de espesor,  $\Delta z$ , hasta una profundidad por debajo de la base de la zapata igual a  $2B$  para una zapata cuadrada y  $4B$  para una zapata corrida (longitud de la zapata,  $L > 10B$ ). Se asigna un valor de  $q_c$  a cada capa. Nota que en suelos arenosos  $q_c = q_t$ . El método de Schmertmann (1970) solo se aplica a arenas limpias y es difícil de aplicar en depósitos interestratificados.



**Figura 40.** Evaluación del módulo de Young drenado a partir del CPT para suelos arenosos no cementados,  $E = \alpha_E (q_t - \sigma_{vo})$   
 $\alpha_E = 0.015 [10^{(0.55I_c + 1.68)}]$

Basándose en una revisión de 30 ensayos de zapatas a escala real en 12 arenas diferentes, Mayne e Illingsworth (2010) sugirieron la siguiente relación simple (ver Figura 38):

$$\frac{q_{\text{applied}}}{q_c} = \frac{3}{5} \cdot \sqrt{\frac{s}{B}}$$

Donde:

$q_{\text{(aplicado)}}$  = esfuerzo aplicado en la zapata

$q_c$  = resistencia promedio del cono dentro de 1.5B por debajo de la zapata

El método de Mayne e Illingsworth (2010) es sencillo de aplicar y proporciona una estimación razonable de los asentamientos de zapatas sobre arena, siempre que la arena tenga poca o ninguna microestructura.

**Velocidad sísmica de onda de corte**

Para suelos que tienen microestructura, el asentamiento de las zapatas puede estimarse basándose en la velocidad medida de la onda de corte ( $V_s$ ), ya que esta es una medida directa de la rigidez del suelo. Eslaamizaad y Robertson (1996) sugirieron usar  $V_s$  para determinar directamente la rigidez a pequeñas deformaciones ( $G_o$ ) y aplicarla a los cálculos de asentamiento, como sigue:

$$G_o = \frac{\gamma}{g} (V_s)^2$$

El módulo equivalente de Young ( $E'$ ) puede estimarse de la siguiente manera:

$$E' = 2(1 + \nu) \Psi G_o \approx 2.6 \Psi G_o$$

Donde:

$\Psi$  = una función del grado de carga y la historia de esfuerzos (ver Figura 41).

Fahey, (1998) sugirió que la variación de  $\psi$  podría definirse por:

$$\psi = G/G_o = 1 - f(q/q_{ult})^g$$

Mayne (2005) sugirió que los valores de  $f = 1$  y  $g = 0.3$  son apropiados para suelos no cementados que no están altamente estructurados, y estos valores concuerdan bien con la relación NC mostrada en la Figura 41. Por lo tanto,

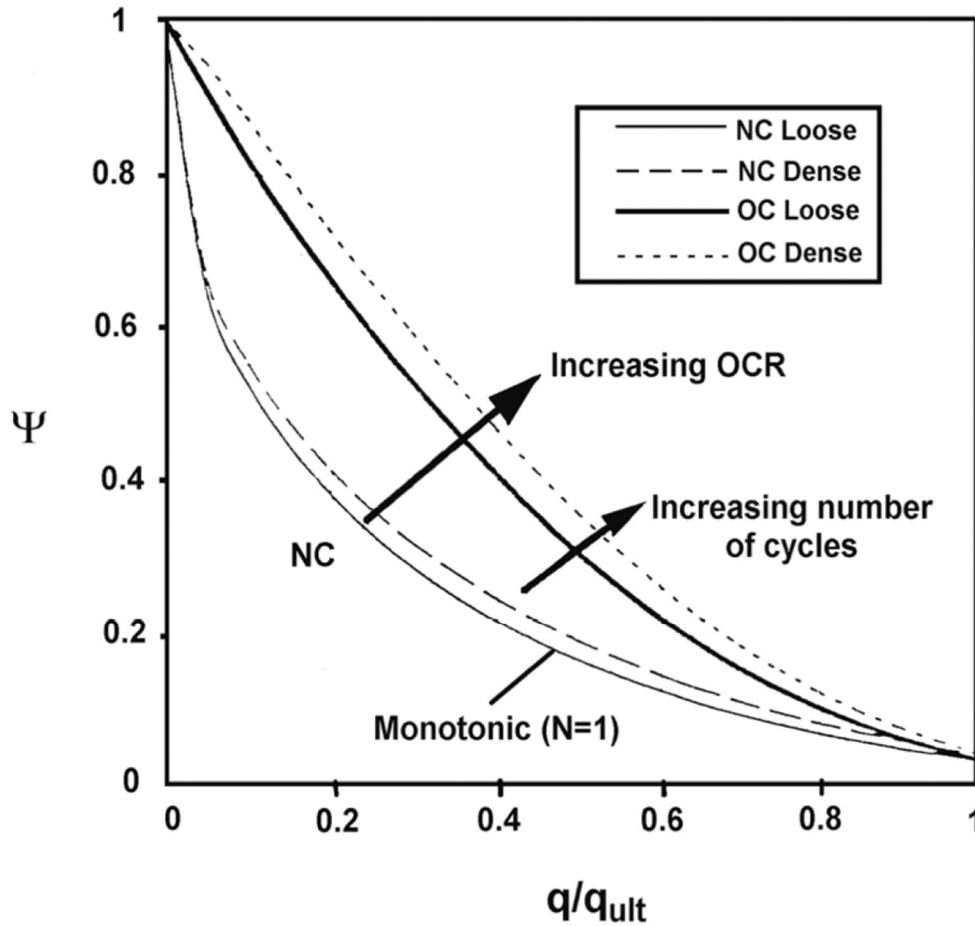
$$E' = 0.047 [1 - (q/q_{ult})^{0.3}] [10^{(0.55I_c + 1.68)}] (q_t - \sigma_{vo})$$

Dado que el asentamiento es una función del grado de carga ( $q/q_{ult}$ ), es posible calcular la curva de asentamiento de la carga, utilizando un rango de valores de  $E'$  como función de ( $q/q_{ult}$ ):

$$s = \left( \frac{\Delta p B}{E'} \right) i_c$$

Dónde:  $i_c$  = coeficiente de influencia

En general, para la mayoría de las cimentaciones superficiales bien diseñadas,  $q/q_{ult} = 0.3$  (es decir,  $FS > 3$ ), entonces  $\Psi \sim 0.3$ , por lo tanto,  $E' \approx G_o$ .



**Figure 41.** Factor  $\Psi$  versus  $q/q_{ult}$  para arenas con diversas densidades e historiales de tensiones

Factor  $\Psi$  versus  $q/q_{ult}$  para arenas con diversas densidades e historiales de esfuerzo

La velocidad de onda de corte tiene la ventaja de proporcionar una medida directa de la rigidez del suelo sin una correlación empírica. Lo único empírico requerido es ajustar el módulo de pequeña deformación por los efectos del nivel de esfuerzo y nivel de deformación bajo la cimentación. El enfoque de la velocidad de onda de corte también puede aplicarse para estimar asentamientos en arcillas muy rígidas donde los asentamientos por consolidación son muy pequeños.

### Métodos para suelos cohesivos de grano fino

El parámetro clave es la presión de pre-consolidación,  $\sigma'_p$ , o esfuerzo de fluencia ( $\sigma'_y$ ). Esto puede medirse en laboratorio en muestras de alta calidad. Sin embargo, OCR  $\sigma'_y$  pueden estimar a partir del CPT. Es útil vincular los resultados de pruebas de laboratorio de alta calidad con perfiles continuos del CPT.

En general, para mantener los asentamientos pequeños, el esfuerzo aplicado debe ser  $< \sigma'_y$ .

En terrenos blandos esto puede requerir algún tipo de mejora del terreno.

Los componentes del asentamiento son:

$s_i$  = asentamiento inmediato (por distorsión)

$s_c$  = asentamiento por consolidación

$s_s$  = asentamiento secundario dependiente del tiempo (fluencia)

### **Asentamientos inmediatos**

Basado en la teoría elástica, Janbu (1963) propuso:

$$s_i = \left( \frac{\Delta p B}{E_u} \right) \mu_o \mu_1$$

Donde:

B = ancho de la zapata

$\Delta p$  = presión neta

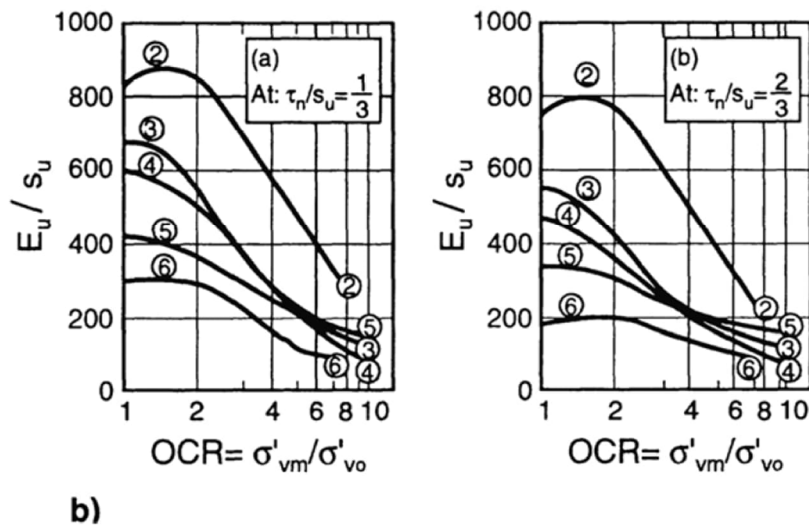
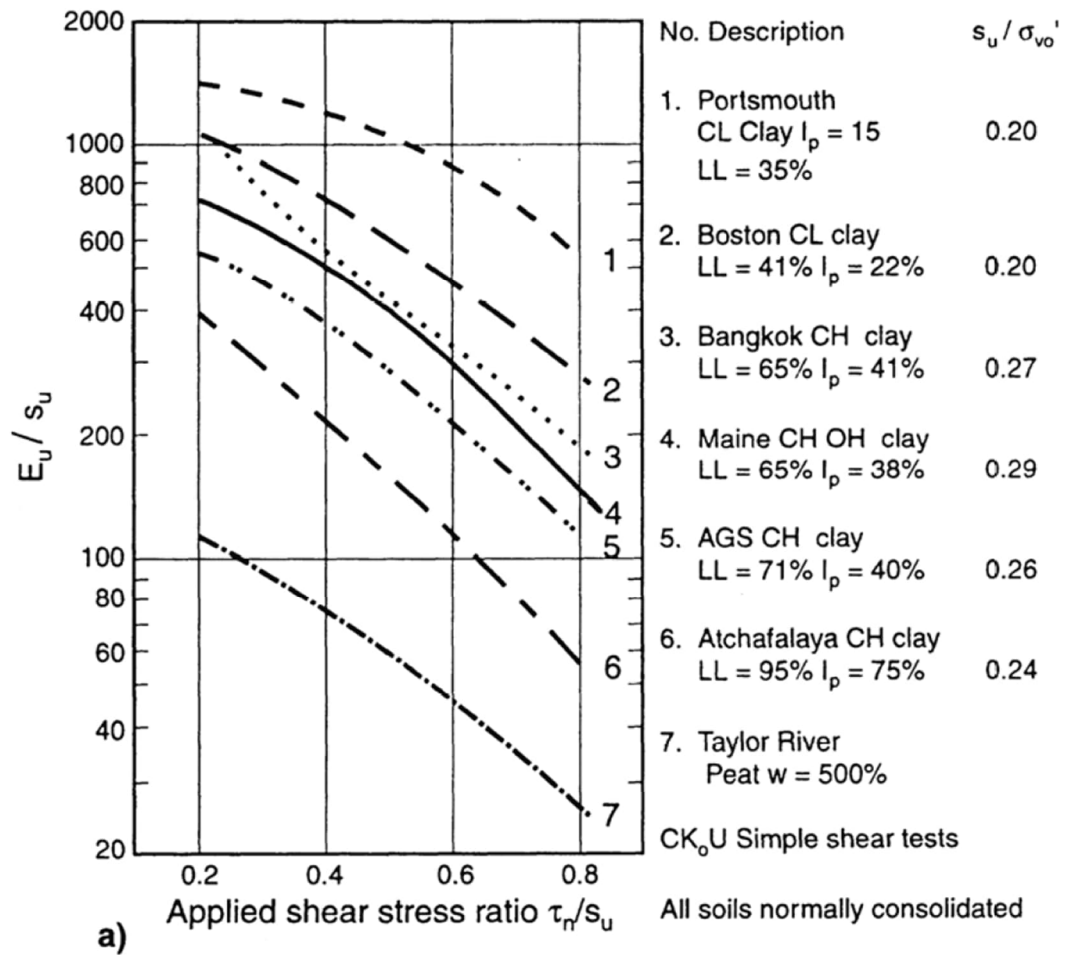
$E_u$  = módulo del suelo (no drenado)

$\mu_o, \mu_1$  = factores de influencia para la profundidad de la zapata y el espesor de la capa compresible

El módulo no drenado puede estimarse a partir de la resistencia a la corte no drenada ( $s_u$ ) obtenida mediante el ensayo de veleta de campo y/o CPT, pero requiere conocimiento de la plasticidad del suelo.

$$E_u = n \cdot s_u$$

donde: n varía de 40 a 1000, dependiendo del grado de carga y la plasticidad del suelo (ver Figura 42)



**Figura 42.** Selección de la relación de rigidez del suelo para arcillas (según Ladd et al., 1977)

**Asentamientos por consolidación**

La teoría unidimensional (1-D) de consolidación de Terzaghi suele aplicarse, ya que los efectos bidimensionales (2-D) y tridimensionales (3-D) suelen ser pequeños. El asentamiento para una amplia gama de cimentaciones y suelos puede calcularse utilizando el módulo confinado unidimensional,  $M$ , mediante:

$$\varepsilon_{vol} = (\Delta\sigma'_v / M)$$

Por lo tanto,

$$s = (\Delta\sigma'_v / M ) H$$

El módulo confinado unidimensional ( $M$ ) puede estimarse a partir del CPT utilizando:

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{vo})$$

Cuando  $I_c > 2.2$  (suelos de grano fino) usar:

$$\alpha_M = Q_t \quad \text{cuando } Q_t < 8$$

$$\alpha_M = 8 \quad \text{cuando } Q_t > 8$$

Cuando  $I_c < 2.2$  (suelos de grano grueso) usar:

$$\alpha_M = 0.0188 [10^{(0.55I_c + 1.68)}] < 8$$

El enfoque anterior puede aplicarse a todos los suelos, ya que  $M$  puede estimarse para una amplia variedad de suelos. Este método es más sencillo que el enfoque de Schmertmann (1970), que está limitado a arenas. Al usar los resultados del CPT, el asentamiento puede calcularse para cada incremento de profundidad y el asentamiento total será la suma a lo largo de toda la profundidad. El enfoque anterior, basado en el módulo confinado unidimensional,  $M$ , suele ser adecuado para muchos proyectos. Se debe tener precaución al aplicar el enfoque anterior a suelos ligeramente sobre consolidados si la carga excederá significativamente  $\sigma'_p$ .

La velocidad de asentamiento es importante, por lo tanto, se requiere el coeficiente de consolidación,  $c_v$ . La experiencia muestra que  $c_v$  puede ser muy variable debido a la no linealidad de la relación de tensión de estrés, así como al cambio en la permeabilidad a medida que los suelos se comprimen. Los valores de  $c_v$  pueden estimarse mejor de las siguientes maneras:

1. Por separado, a partir del módulo confinado unidimensional,  $M$  (o  $m_v$ , ya que  $M=1/m_v$ ) obtenido de ensayos edométricos en muestras de alta calidad y la permeabilidad,  $k$ , de ensayos in situ, utilizando:

$$c_v = \frac{k M}{\gamma_w}$$

2. Directamente a partir de pruebas de disipación CPTu.

Los valores de  $c_v$  varían en órdenes de magnitud, por lo tanto, la precisión del cálculo es generalmente muy baja. Las condiciones de drenaje juegan un papel importante, pero son difíciles de identificar. El CPTu puede proporcionar una excelente imagen de las condiciones de drenaje. Evite un diseño que *dependa* de la relación tiempo-asentamiento. Para estructuras sensibles al asentamiento, intente minimizar los asentamientos diferenciales (por ejemplo, el Aeropuerto de Osaka -ajustes mecánicos debido a asentamientos a largo plazo muy grandes).

### Asentamientos secundarios

Los asentamientos dependientes del tiempo dependen de la mineralogía del suelo y del grado de carga. Los suelos orgánicos pueden tener un alto asentamiento secundario. En general, evite suelos con altos asentamientos secundarios. Mesri (1994) sugirió un enfoque simplificado que vincula el coeficiente de consolidación secundaria ( $C_\alpha$ ) y el índice de compresión,  $C_c$ , para arcillas y limos inorgánicos, como sigue:

$$C_\alpha = 0.04 \left( \frac{C_c}{1+e_0} \right) \sim 0.1 (\sigma'_v/M)$$

El asentamiento secundario a largo plazo (fluencia),  $s_s$  es entonces:

$$s_s = C_\alpha \Delta z \log (t/t_p)$$

donde,  $t_p$  es la duración de la consolidación primaria.

Siempre que la tensión aplicada sea menor al 80% de  $\sigma'_p$ , la consolidación secundaria es generalmente pequeña. El módulo confinado unidimensional,  $M$ , puede estimarse a partir del CPT (ver sección anterior).

### **Asentamientos Permitidos**

Las cargas consideradas en los análisis de asentamiento dependen de la naturaleza del suelo y de la dependencia temporal del asentamiento. Generalmente, los asentamientos diferenciales son los que predominan.

#### *Arenas*

- Carga: carga máxima posible debido al asentamiento inmediato
- Asentamiento diferencial: puede ser hasta el 100% del asentamiento máximo debido a la variabilidad natural de la arena. Típicamente, menor o igual a 25 mm

#### *Arcillas*

- Carga: carga muerta más un % de la carga viva (LL) dependiendo de la duración de la carga viva
  - 50% de LL para edificios
  - 30% de LL para puentes
  - 75% de LL para embalses
- Los asentamientos son más uniformes y pueden ser mayores a 25 mm

### **Secuencia típica de diseño**

1. Verificar la posible cimentación aislada
2. Verificar la posible cimentación tipo losa (fundación raft)
3. Mejoramiento del terreno
4. Cimentaciones profundas

### **Cimentaciones tipo losa (Fundación raft)**

Considerar una losa cuando:

- Área de la cimentación  $> 50\%$  del área del edificio
- Necesidad de proporcionar espacio subterráneo en zonas con nivel freático alto
- Necesidad de reducir la magnitud de los asentamientos totales (es decir, cimentación flotante)
- Necesidad de reducir los asentamientos diferenciales

Una losa de cimentación es una losa invertida, diseñada para distribuir las cargas estructurales provenientes de columnas y muros, manteniendo las deformaciones dentro de límites aceptables.

Las características estructurales de una losa de cimentación pueden optimizarse teniendo en cuenta la interacción entre la losa y el terreno de apoyo. Los ingenieros estructurales normalmente realizan un análisis elástico utilizando resortes elásticos (Winkler). Por lo tanto, desean conocer la constante del resorte,  $k_s$ .

$k_s$  = coeficiente de reacción del subsuelo ( $\text{kN/m}^3$ )

$$k_s = \frac{p}{s}$$

Donde:

$p$  = esfuerzo neto aplicado

$s$  = asentamiento resultante del esfuerzo aplicado,  $p$

El proceso está gobernado por la rigidez relativa de la estructura y el terreno. El coeficiente de reacción del subsuelo no es un parámetro del suelo, ya que depende del tamaño de la zapata y del grado de carga. A menudo se realizan estimaciones a partir de tablas global es (por ejemplo, Terzaghi; ver Tabla 9). Sin embargo, es mejor obtener estimaciones basadas en pruebas in situ.

Tipo de suelo	Reacción del subsuelo ( $\text{kN/m}^3$ )
Arena suelta	5,000 – 16,000
Arena de densidad media	10,000 – 80,000
Arena densa	60,000 – 125,000
Arena arcillosa	30,000 – 80,000
Arena limosa	20,000 – 50,000
Suelos arcillosos: $s_u < 50 \text{ kPa}$	10,000 – 20,000
$50\text{kPa} < s_u < 100\text{kPa}$	20,000 – 50,000
$100 \text{ kPa} < s_u$	>50,000

**Tabla 9** Coeficiente recomendado de reacción de la subrasante ( $k_s$ ) para diferentes tipos de suelo (Terzaghi, 1955)

### Ensayos de carga en placa (PLT)

Los ensayos de carga en placa pueden proporcionar una medida directa de la relación entre  $p$  y  $s$ , pero los efectos de tamaño pueden dominar los resultados. Terzaghi (1955) sugirió un vínculo entre una placa cuadrada de un pie ( $k_{s1}$ ) y el ancho de la zapata  $B$ , como sigue:

$$k_s = k_{s1} \left( \frac{B + 1}{2B} \right)^2$$

Sin embargo, existe una gran dispersión en los resultados, debido a la variabilidad de la rigidez del terreno con la profundidad.

### Velocidad de onda de corte ( $V_s$ )

Basado en el trabajo de Vesic (1961) y la teoría elástica, el módulo de reacción del subsuelo es:

$$k'_s = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E B^4}{E_f I_f} \left( \frac{E}{1 - \nu^2} \right)}$$

Donde:

$E$  = módulo de elasticidad del suelo

$E_f$  = módulo de elasticidad de la cimentación

$B$  = ancho de la cimentación

$I_f$  = momento de inercia

$\nu$  = coeficiente de Poisson para el suelo

$k'_s$  = módulo de reacción del subsuelo:

$$k'_s = k_s B$$

Para la mayoría de los valores de  $E_s$  y  $E_f$ , la expresión se simplifica a:

$$k'_s \approx \left( \frac{E}{1 - \nu^2} \right)$$

Bowles (1974) sugirió:

$$k_s = 120 q_{all}$$

donde  $q_{all}$  está en kPa y  $k_s$  está en  $\text{kN/m}^3$ .

Es posible estimar  $E$  a partir de la velocidad de onda de corte,  $V_s$ . El módulo de corte para pequeñas deformaciones se da por la siguiente fórmula:

$$G_o = \frac{\gamma}{g} (V_s)^2$$

Además:

$$G_{eq} = \Psi G_o$$

y

$$E = 2(1 + \nu) G_{eq}$$

Dado que  $\nu \approx 0.2$  a  $0.3$ ,

$$k'_s = k_s B \approx 2.9 \Psi G_o$$

Por lo tanto:

$$k_s \approx 2.9 \Psi \frac{\frac{\gamma}{g} (V_s)^2}{B}$$

Donde:

$\Psi$  = una función del grado de carga y la historia de esfuerzos (ver Figura 40).

Fahey, (1998) sugirió que la variación de  $\Psi$  podría definirse por:

$$\psi = G/G_o = 1 - f(q/q_{ult})^g$$

Mayne (2005) sugirió que los valores de  $f = 1$  y  $g = 0,3$  son apropiados para la mayoría de los suelos sin cementar que no están altamente estructurados, y estos valores concuerdan bien con la relación NC mostrada en la Figura 41. El valor de  $g$  aumenta hacia un valor de 1,0 cuando el suelo está sobre consolidado o bajo un número creciente de ciclos de carga.

Para la mayoría de las cimentaciones bien diseñadas,  $q/q_{ult} = 0,3$  (es decir,  $FS > 3$ ) y por lo tanto,  $\Psi = 0,3$ ,

Entonces:

$$k_s \approx G_o / B$$

## ***Diseño de Cimentaciones Profundas***

### ***Pilotes***

Los pilotes pueden usarse para:

- Transferir cargas superficiales altas, a través de capas blandas hasta capas más resistentes
- Transferir cargas por fricción a lo largo de una longitud significativa de suelo
- Resistir cargas laterales
- Proteger contra la erosión, etc.
- Proteger contra suelos expansivos, etc.

Los pilotes generalmente son mucho más caros que las cimentaciones superficiales.

### ***Tipos de pilotes***

Generalmente clasificados según el método de instalación (Weltman y Little, 1977):

- Desplazamiento
  - Preformados
  - Hincados y colados in situ
  - Inyectados a alta presión
- Sin o con bajo desplazamiento
  - Barro perforado
  - Perforado con revestimiento
  - Atornillado insitu (barrena)
  - Helicoidal (tornillo)

Los contratistas están desarrollando constantemente nuevos tipos de pilotes y técnicas de instalación para lograr una mayor capacidad y una mejor relación costo-efectividad para diferentes condiciones del terreno. Por lo tanto, es difícil predecir la capacidad y la respuesta carga-asentamiento de todos los pilotes utilizando técnicas analíticas simples, ya que la capacidad y las características de respuesta a la carga pueden estar dominadas por el método de instalación.

### ***Selección del tipo de pilote***

1. Evaluar las cargas de la cimentación
2. Evaluar las condiciones del terreno
3. ¿Son necesarios los pilotes?
4. Consideraciones técnicas:
  - Condiciones del terreno

- Condiciones de carga
- Consideraciones ambientales
- Restricciones del sitio y del equipo
- Seguridad

5. Enumere todos los tipos de pilotes técnicamente viables y clasifíquelos en orden de idoneidad basando se en consideraciones técnicas
6. Evalúe el costo de cada tipo de pilote adecuado y clasifíquelo según consideraciones de costo
7. Evalúe el programa de construcción para cada tipo de pilote adecuado y clasifíquelo
8. Realice una clasificación general basada en consideraciones técnicas, de costo y de programa

### *Principios generales de diseño*

#### **Capacidad axial**

La capacidad axial última total del pilote,  $Q_{ult}$ , consta de dos componentes: carga de apoyo en punta (o resistencia puntual),  $Q_b$ , y carga por fricción lateral (a veces llamada fricción de fuste o lateral),  $Q_s$ , como sigue:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b$$

En las arenas, la capacidad de carga en la punta,  $Q_b$ , tiende a dominar, mientras que en las arcillas blandas, la fricción lateral,  $Q_s$ , tiende a dominar. La capacidad de carga en la punta,  $Q_b$ , se calcula como el producto entre el área de la punta del pilote,  $A_p$ , y la capacidad unitaria en la punta,  $q_p$ . La carga por fricción,  $Q_s$ , es el producto entre el área externa del fuste del pilote,  $A_s$ , y la fricción unitaria lateral,  $f_p$ .

$$Q_{ult} = f_p A_s + q_p A_p$$

Obviamente, se movilizan diferentes valores de  $f_p$  a lo largo de diferentes partes del pilote, por lo que, en la práctica, el cálculo se realiza como una suma de pequeños componentes. Para pilotes abiertos, se debe considerar si el pilote está tapado o destapado (de Ruitter y Beringen, 1979), pero el procedimiento es básicamente como se describió anteriormente. En general, la mayoría de los pilotes tubulares se comportan como tapados (con extremo cerrado) bajo cargas de trabajo, pero se vuelven destapados (con extremo abierto) en el fallo. La carga admisible o de diseño del pilote,  $Q_{all}$ , se dará entonces por la capacidad axial última total dividida por un factor de seguridad. A veces se aplican factores de seguridad separados a  $Q_b$  y  $Q_s$ .

Al igual que las zapatas superficiales, la capacidad es función del desplazamiento. Para

pilotes que obtienen una capacidad significativa por punta, la capacidad axial a menudo no está clara y depende del desplazamiento. El factor de seguridad aplicado a una capacidad axial estimada se ha utilizado frecuentemente para limitar los desplazamientos. Idealmente, las cimentaciones profundas, al igual que las zapatas, deberían diseñarse basándose en el asentamiento admisible, no en la capacidad.

Sin embargo, los enfoques básicos para estimar la capacidad son:

- Métodos Estáticos
- Dinámica de Pilotes
- Pruebas de Carga en Pilotes

### *Métodos Estáticos*

#### **Enfoque Pseudo-teórico**

Los métodos pseudo-teóricos se basan en parámetros de resistencia al corte.

Al igual que los cálculos de capacidad portante para cimentaciones superficiales, existen más de 20 teorías diferentes de capacidad portante. No existe una solución única aplicable a todos los pilotes, y la mayoría no puede tener en cuenta la técnica de instalación. Por lo tanto, se ha aplicado ampliamente técnicas de ensayo in situ mediante métodos empíricos de diseño directo.

La aplicación más notable es la del CPT, ya que el CPT es un modelo cercano al proceso de pilote. El análisis detallado generalmente se limita a diseños de pilotes de alto riesgo, como grandes pilotes en el exterior.

#### ***Enfoque de esfuerzo efectivo ( $\beta$ )***

El enfoque de esfuerzo efectivo ( $\beta$ ) (Burland, 1973), ha sido muy útil para proporcionar una visión del desempeño del pilote.

Fricción lateral unitaria,  $f_p = \beta \sigma_v'$

Capacidad portante unitaria en punta,  $q_p = N_t \sigma_b'$

Tipo de suelo	Pilotes In situ	Pilotes Hincados
Limo	0.2 - 0.3	0.3 - 0.5
Arena suelta	0.2 - 0.4	0.3 - 0.8
Arena media	0.3 - 0.5	0.6 - 1.0
Arena densa	0.4 - 0.6	0.8 - 1.2
Grava	0.4 - 0.7	0.8 - 1.5

**Tabla 10** Rango de coeficientes  $\beta$ : suelos sin cohesión

Tipo de suelo	Pilotes In situ	Pilotes Hincados
Limo	10 - 30	20 - 40
Arena suelta	20 - 30	30 - 80
Arena media	30 - 60	50 - 120
Arena densa	50 - 100	100 - 120
Grava	80 - 150	150 - 300

**Tabla 11** Rango de factores  $N_t$ : suelos sin cohesión

Los coeficientes anteriores son aproximados ya que dependen de las características del terreno y los detalles de la instalación del pilote. En ausencia de pruebas de carga de pilotes, se asume  $FS = 3$ .

Randolph y Wroth (1982) relacionaron  $\beta$  con la relación de sobre consolidación (OCR) para suelos cohesivos y produjeron gráficos de diseño tentativos. En general, para suelos cohesivos:

$$\beta = 0.25 - 0.32, \text{ and } N_t = 3 - 10$$

Los conceptos de esfuerzo efectivo pueden no cambiar radicalmente las reglas de diseño basadas en la experiencia, pero pueden aumentar la confianza en estas reglas y permitir la extrapolación a nuevas situaciones.

***Enfoque de esfuerzo total ( $\alpha$ )***

Ha sido común diseñar pilotes en suelos cohesivos basándose en el esfuerzo total y la resistencia al corte no drenado,  $s_u$ .

$$\text{Fricción lateral unitaria, } f_p = \alpha s_u$$

Resistencia unitaria en punta,  $q_p = N_t s_u$

Dónde  $\alpha$  varía de 0.5 a 1.0 dependiendo de OCR y  $N_t$  varía de 6 a 9 dependiendo de la profundidad de empotramiento y el tamaño del pilote.

### ***Enfoque empírico***

#### **Método CPT**

La investigación ha demostrado (Robertson et al., 1988; Briaud y Tucker, 1988; Tand y Funegard, 1989; Sharp et al., 1988) que los métodos CPT generalmente ofrecen predicciones superiores de la capacidad axial de pilotes en comparación con la mayoría de los métodos convencionales. La razón principal de esto es que el CPT proporciona un perfil continuo de la respuesta del suelo. Casi todos los métodos CPT utilizan factores de reducción para los valores medidos de CPT. La necesidad de tales factores de reducción se debe a una combinación de las siguientes influencias: efecto de escala, efectos de la velocidad de carga, diferencia en la técnica de inserción, posición de la manga de fricción del CPT y diferencias en desplazamientos horizontales del suelo. El trabajo temprano de DeBeer (1963) identificó la importancia de los efectos de escala. A pesar de estas diferencias, el CPT sigue siendo la prueba que ofrece la simulación más cercana a un pilote. La superioridad de los métodos CPT sobre los métodos no CPT ha sido confirmada en otros estudios (por ejemplo, O'Neill, 1986).

Existen muchos métodos de diseño de pilotes basados en CPT. Muchos se basan en únicamente un tipo de pilote (por ejemplo, pilotes de tubo de acero) y no se aplican a otros tipos de pilotes. Dado que existen muchos tipos diferentes de pilotes, se prefiere utilizar un método basado en pruebas de carga a escala real en una amplia gama de tipos de pilotes y en una amplia variedad de condiciones del suelo. El método principal de CPT de Bustamante y Gianceselli (1982 - Método LCPC) se describe a continuación. Se recomienda el método CPT LCPC ya que proporciona una guía sencilla para considerar muchos métodos diferentes de instalación de pilotes y generalmente ofrece buenas estimaciones de la capacidad axial de pilotes individuales.

#### **Método CPT LCPC (Bustamante y Gianceselli, 1982)**

El método de Bustamante y Gianceselli se basó en el análisis de 197 pruebas de carga (de carga y extracción) de pilotes con una amplia variedad de tipos de pilotes y suelos, que pueden explicar en parte los buenos resultados obtenidos con el método. El método, también conocido como el método LCPC, se resume en la Tabla 12 y la Tabla 13. El método LCPC fue actualizado con pequeños cambios por Bustamante y Frank, (1997)

Nature of soil	$q_c$ (MPa)	Factors $k_c$	
		Group I	Group II
Soft clay and mud	< 1	0.4	0.5
Moderately compact clay	1 to 5	0.35	0.45
Silt and loose sand	$\leq 5$	0.4	0.5
Compact to stiff clay and compact silt	> 5	0.45	0.55
Soft chalk	$\leq 5$	0.2	0.3
Moderately compact sand and gravel	5 to 12	0.4	0.5
Weathered to fragmented chalk	> 5	0.2	0.4
Compact to very compact sand and gravel	> 12	0.3	0.4

Group I: plain bored piles; mud bored piles; micro piles (grouted under low pressure); cased bored piles; hollow auger bored piles; piers; barrettes.

Group II: cast screwed piles; driven precast piles; prestressed tubular piles; driven cast piles; jacked metal piles; micropiles (small diameter piles grouted under high pressure with diameter < 250 mm); driven grouted piles (low pressure grouting); driven metal piles; driven rammed piles; jacket concrete piles; high pressure grouted piles of large diameter.

**Tabla 12** Factores de capacidad portante,  $k_c$   
(Bustamante y Gianceselli, 1982)

La capacidad de carga en punta unitaria del pilote,  $q_p$ , se calcula a partir de la resistencia promedio equivalente del cono calculada,  $q_{ca}$ , multiplicada por un coeficiente de capacidad en punta,  $k_c$  (Tabla 12). La fricción unitaria lateral del pilote,  $f_p$ , se calcula a partir de los valores medidos de  $q_c$  divididos por un coeficiente de fricción,  $\alpha_{LCPC}$  (Tabla 13).

$$q_p = k_c q_{ca}$$

$$f_p = \frac{q_c}{\alpha_{LCPC}}$$

También se recomiendan valores máximos de  $f_p$  en función del tipo de pilote y de

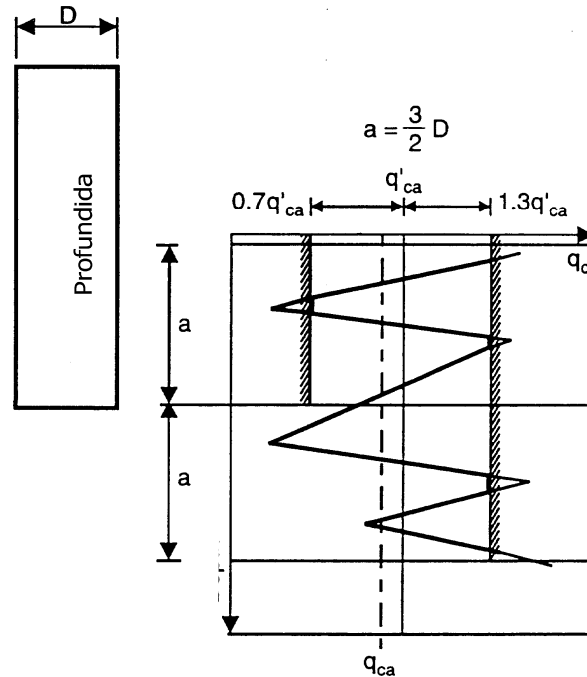
suelo. Solo se utiliza el valor medido de CPT  $q_c$  para el cálculo tanto de la fricción lateral como de la resistencia por punta del pilote. Esto se considera una ventaja para muchos debido a las dificultades asociadas a la interpretación de la fricción de camisa ( $f_s$ ) en los datos de CPT.

Nature of soil	Pilote $q_c$ (MPa)	Category									
		Coefficients, $\alpha$				Maximum limit of $f_p$ (MPa)					
		I		II		i		II		III	
		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
Soft clay and mud	< 1	30	30	30	30	0.015	0.015	0.015	0.015	0.035	
Moderately compact clay	1 to 5	40	80	40	80	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	$\geq 0.12$
Silt and loose sand	$\leq 5$	60	150	60	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	-
Compact to stiff clay and compact silt	> 5	60	120	60	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	$\geq 0.20$
Soft chalk	$\leq 5$	100	120	100	120	0.035	0.035	0.035	0.035	0.08	-
Moderately compact sand and gravel	5 to 12	100	200	100	200	0.08	0.035	0.08	0.08	0.12	$\geq 0.20$
Weathered to fragmented chalk	> 5	60	80	60	80	0.12	0.08	0.12	0.12	0.15	$\geq 0.20$
Compact to very compact sand and gravel	> 12	150	300	150	200	0.12	0.08	0.12	0.12	0.15	$\geq 0.20$

Category – IA: plain bored piles; mud bored piles; hollow auger bored piles; micropiles (grouted under low pressure); cast screwed piles; piers; barrettes. IB: cased bored piles; driven cast piles. IIA: driven precast piles; prestressed tubular piles; jacket concrete piles. IIB: driven metal piles; jacked metal piles. IIIA: driven grouted piles; driven rammed piles. IIIB: high pressure grouted piles of large diameter > 250 mm; micropiles (grouted under high pressure). Note: Maximum limit unit skin friction,  $f_p$ : bracket values apply to careful execution and minimum disturbance of soil due to construction.

**Tabla 13** Coeficiente de fricción,  $\alpha$   
(Bustamante y Ganeselli, 1982)

La resistencia media equivalente del cono,  $q_{ca}$ , en la base del pilote utilizada para calcular la resistencia unitaria por punta del pilote,  $q_p$ , es el valor medio de  $q_c$  medido a lo largo de dos distancias fijas,  $a$ , ( $a = 1.5D$ , donde  $D$  es el diámetro del pilote) por encima (- $a$ ) y por debajo (+ $a$ ) de la punta del pilote. Los autores sugieren que  $q_{ca}$  se calcule en tres pasos, como se muestra en la Figura 43. El primer paso es calcular  $q'_{ca}$ , el valor medio de  $q_c$  entre - $a$  y + $a$ . El segundo paso es eliminar los valores superiores a  $1.3q'_{ca}$  a lo largo de la longitud de - $a$  a + $a$ , y los valores inferiores a  $0.7q'_{ca}$  a lo largo de la longitud de - $a$ , lo que genera la curva gruesa mostrada en la Figura 43. El tercer paso es calcular  $q_{ca}$ , el valor medio de la curva gruesa.



**Figura 43.** Cálculo de la resistencia media equivalente del cono (Bustamante y Gianceselli, 1982).

Más recientemente, se han desarrollado nuevos métodos para estimar la capacidad axial de los pilotes (por ejemplo, Niazi, F.S. y Mayne P.W., 2016 y Lehane et al., 2022). Fellenius (2022) describe un enfoque de diseño unificado basado en el diseño de cimentaciones considerando asentamientos reales y aceptables, en lugar de basar el diseño en una "capacidad" del pilote reducida por varios factores de seguridad o factores de resistencia. El enfoque unificado es un método lógico porque considera cargas, deformaciones y movimientos reales, mientras que el diseño convencional implica calcular fuerzas para una condición última que, con suerte, nunca se desarrollará. Una descripción completa está fuera del alcance de esta Guía y se recomienda al lector consultar “Basics of Foundation Design” (Fellenius) <https://www.fellenius.net/papers.html>

### *Otras consideraciones de diseño*

#### *Factor de seguridad*

Para obtener la carga de diseño, se aplican factores de seguridad a la carga última y normalmente se adopta un enfoque determinista para definir estos valores. La selección de un factor de seguridad apropiado depende de muchos factores, como la fiabilidad y suficiencia de los datos de investigación del sitio, la confianza en el método de cálculo, la experiencia previa con pilotes similares en suelos similares y si se dispone de resultados de pruebas de carga de pilotes.

Los factores de seguridad suelen ser del orden de 2, aunque a veces los valores reales son mayores, ya que a veces se aplican factores parciales de seguridad durante los cálculos (particularmente a las resistencias del suelo) antes de llegar a la capacidad última del pilote.

Los factores de seguridad recomendados para calcular la capacidad axial de los pilotes a partir del CPT se presentan en la Tabla 14.

Método	Factor de seguridad (FS)
Bustamante y Gianceselli (1982)	2,0 (Qs) 3,0 (Qb)
de Ruitter y Beringen (1979)	2,0 (cargas estáticas) 1,5 (cargas estáticas + de tormenta)

**Tabla 14** Factores de seguridad recomendados para la capacidad axial de pilotes a partir de CPT

El diseño de pilotes perforados de gran diámetro y alta capacidad en arcilla rígida o arena densa puede ser difícil, ya que normalmente los criterios de asentamiento controlan el diseño en lugar de la capacidad. Por lo tanto, a menudo se aplican altos factores de seguridad para limitar el asentamiento.

### *Dinámica de pilotes*

El objetivo de los métodos que se basan en la dinámica de pilotes es relacionar el comportamiento dinámico del pilote con la resistencia estática última del mismo. Por lo tanto, la dinámica de pilotes puede funcionar bien en suelos drenados (arenas, gravas, etc.), pero puede ser difícil en suelos no drenados (limos, arcillas, etc.).

El enfoque inicial consistía en utilizar ecuaciones simples de hincado de pilotes (Hiley, Engineering News, etc.) basadas en igualar la energía disponible del martillo con el trabajo realizado por el pilote. Sin embargo, estas se basaban en un concepto de pilote rígido, lo cual es fundamentalmente incorrecto. Los enfoques actuales se basan en análisis de ecuaciones de onda unidimensionales (Goble et al., 1970). Este método considera las características del martillo, la cabeza de hincado, el pilote y el suelo. El método se aplica comúnmente mediante software comercial (por ejemplo, WEAP). Este método es útil para ayudar en la selección de martillos y la predicción de esfuerzos de hincado y la elección de criterios de hincado. También es útil para el monitoreo dinámico durante la construcción.

### ***Pruebas de carga de pilotes***

Dado que existe mucha incertidumbre en la predicción de la capacidad y la respuesta de los pilotes, es común realizar pruebas de carga de pilotes en proyectos importantes.

En proyectos de gran envergadura, es común aplicar métodos estáticos (por ejemplo, el método LCPC CPT) para obtener una primera estimación de la capacidad, aplicar dinámica de pilotes si se seleccionan pilotes hincados (para ayudar en la selección del martillo, esfuerzos de hincado, criterios de hincado) y realizar un pequeño número de pruebas de carga de pilotes para evaluar la respuesta del pilote y calibrar el método estático. Los resultados de las pruebas de carga de pilotes pueden utilizarse para modificar la predicción estática (por ejemplo, la predicción CPT) de la capacidad del pilote y aplicar el método modificado en todo el sitio. Para proyectos de bajo riesgo, puede que no sean necesarias las pruebas de carga de pilotes, y se debe aplicar una predicción ligeramente conservadora utilizando el método estático (CPT).

### ***Capacidad de grupo***

La capacidad de un grupo de pilotes está influenciada por el espaciamiento, la instalación de los pilotes y las condiciones del terreno. La eficiencia del grupo se define como la relación entre la capacidad del grupo y la suma de las capacidades individuales de los pilotes.

Los pilotes hincados en suelos de grano grueso desarrollan mayores capacidades individuales cuando se instalan en grupo, ya que las presiones laterales del terreno y la densidad del suelo aumentan debido al hincado de los pilotes. Por lo tanto, es conservador utilizar la suma de las capacidades individuales de los pilotes.

Para los grupos de pilotes perforados, la capacidad individual puede reducirse debido a la disminución de las tensiones laterales. Meyerhof (1976) sugirió un factor de reducción de 0,67.

Para pilotes en suelos de grano fino, la capacidad del grupo de pilotes debe estimarse en función del "bloque" de pilotes, ya que el suelo entre los pilotes puede moverse junto con el grupo de pilotes.

### ***Diseño de pilotes en roca***

Los pilotes pueden colocarse sobre la roca o empotrarse en ella para soportar cargas elevadas. El área exacta de contacto con la roca, la profundidad de penetración en la roca y la calidad de la roca son en gran medida desconocidas, por lo que existe mucha incertidumbre. La capacidad a menudo se confirma en base a los detalles de hincado o instalación, la experiencia local y las pruebas de carga. La capacidad por punta puede basarse en los resultados de ensayos presiométricos o en la resistencia obtenida de testigos de roca. La resistencia por fuste debe estimarse con precaución,

debido al posible mal contacto entre la roca y el pilote, la posible concentración de esfuerzos y la consiguiente falla progresiva.

### *Asentamiento de pilotes*

Aunque la instalación de pilotes cambia las características de deformación y compresibilidad de la masa de suelo que gobiernan el comportamiento de pilotes individuales bajo carga, esta influencia generalmente se extiende solo a unos pocos diámetros de pilote por debajo de la base del pilote. Meyerhof (1976) sugirió que el asentamiento total de un grupo de pilotes bajo carga de trabajo puede estimarse generalmente asumiendo una cimentación equivalente. Para un grupo de pilotes predominantemente de fricción (es decir,  $Q_s > Q_b$ ), se asume que la cimentación equivalente actúa sobre el suelo a una profundidad efectiva de 2/3 de la longitud de empotramiento del pilote. Para un grupo de pilotes predominantemente de punta (es decir,  $Q_b > Q_s$ ), la cimentación equivalente se toma en o cerca de la base de los pilotes. El asentamiento resultante se calcula de manera similar a las cimentaciones superficiales.

A veces se instalan pilotes de gran capacidad y se utilizan como pilotes individuales, requiriéndose la respuesta carga-asentamiento de un solo pilote. La respuesta carga-asentamiento de un solo pilote está controlada por el comportamiento combinado de la resistencia lateral ( $Q_s$ ) y la resistencia de punta ( $Q_b$ ). La resistencia lateral suele desarrollarse con un pequeño asentamiento de aproximadamente el 0,5 por ciento del diámetro del fuste y generalmente entre 5 y 10mm. En contraste con la resistencia lateral, la resistencia de punta requiere movimientos mucho mayores para desarrollarse completamente, usualmente entre el 10 y el 20 por ciento del diámetro de la base. Se puede estimar la respuesta carga-asentamiento de un solo pilote combinando los dos componentes de resistencia según las directrices anteriores. De este modo, un pilote de fricción (es decir,  $Q_s \gg Q_b$ ), mostrará una falla por hundimiento clara con un pequeño asentamiento de aproximadamente el 0,5% del diámetro del pilote. Por otro lado, un pilote de punta (es decir,  $Q_b \gg Q_s$ ), no mostrará una falla por hundimiento clara hasta que se hayan producido asentamientos muy grandes y, por lo general, los criterios de asentamiento controlan antes de que ocurra la falla. En ambos casos, la fricción lateral está casi completamente movilizada bajo las cargas de trabajo. Por lo tanto, a menudo es importante definir correctamente las proporciones de resistencia ( $Q_b/Q_s$ ).

Se han desarrollado métodos para estimar las curvas de transferencia de carga (t-z) (Verbrugge, 1988; Lehane et al., 2022). Sin embargo, estos métodos son aproximados y están fuertemente influenciados por la instalación de los pilotes y el tipo de suelo. El método recomendado para estimar la respuesta carga-asentamiento para pilotes individuales es seguir las directrices generales mencionadas anteriormente respecto al desarrollo de cada componente de resistencia.

### ***Fricción negativa en el fuste y arrastre descendente en pilotes***

Cuando el terreno alrededor de un pilote se asienta, el movimiento descendente resultante puede inducir fuerzas hacia abajo sobre el pilote.

La magnitud del asentamiento puede ser muy pequeña para desarrollar estas fuerzas descendentes. En pilotes de punta, la fricción negativa en el fuste más la carga muerta puede provocar la falla estructural del pilote. En pilotes de fricción, la fricción negativa en el fuste puede resultar en asentamientos mayores. Ningún pilote sometido a arrastre descendente se asentará más que el terreno circundante.

### ***Respuesta lateral de los pilotes***

Los pilotes verticales pueden resistir cargas laterales mediante la deflexión y la movilización de la resistencia en el terreno circundante. La respuesta depende de la rigidez relativa del pilote y del terreno. En general, la respuesta está controlada por la rigidez del terreno cerca de la superficie, ya que la mayoría de los pilotes largos son relativamente flexibles.

Un enfoque común es simular el terreno mediante una serie de resortes horizontales. La rigidez de los resortes puede estimarse en base a un enfoque simple de módulo de subrasante (que asume el terreno lineal y homogéneo) o como resortes no lineales (curvas p-y) (Matlock, 1970). Las curvas p-y pueden estimarse utilizando relaciones empíricas basadas en resultados de laboratorio o ensayos in situ (por ejemplo, presiómetro, DMT, SCPT) (Baguelin et al., 1978; Robertson et al., 1986). La rigidez inicial de las curvas p-y está controlada por la rigidez a pequeñas deformaciones ( $G_0$ ), que puede determinarse midiendo (o estimando) la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) utilizando el SCPT.

Otro enfoque es simular el terreno como un continuo elástico. Poulos y Davis (1980) y Randolph (1981) sugirieron diagramas de diseño que requieren estimaciones del módulo equivalente del terreno para perfiles de suelo uniformes y homogéneos.

Los enfoques anteriores se aplican a pilotes individuales. Cuando los pilotes se instalan en grupos, se produce interacción y las deformaciones laterales pueden aumentar. Estas pueden estimarse utilizando soluciones teóricas simplificadas (Poulos y Davis, 1980; Randolph, 1981). La dirección de la carga aplicada en relación con el grupo es importante para los grupos de pilotes sometidos a cargas laterales.

### ***Control de compactación en la mejora del terreno***

La mejora del terreno puede realizarse de diversas formas dependiendo del tipo de suelo y los requisitos del proyecto. Para suelos de grano grueso como arenas y arenas limosas, la compactación profunda es una técnica común de mejora del terreno. La compactación profunda puede incluir: vibro compactación, vibro sustitución (columnas de grava), compactación dinámica, pilotes de compactación y voladuras profundas.

Se ha comprobado que el CPT es uno de los mejores métodos para monitorear y documentar el efecto de la compactación profunda debido a la naturaleza continua, fiable y repetible de los datos. La mayoría de las técnicas de compactación profunda implican esfuerzos cortantes cíclicos en forma de vibración para inducir un aumento en la densidad del suelo. La compactación vibratoria es generalmente más efectiva en depósitos de suelo con una relación de fricción inferior al 1%. Cuando la relación de fricción supera aproximadamente el 1,5%, la compactación vibratoria suele no ser efectiva.

Estas recomendaciones se aplican a valores promedio en un depósito de suelo. Las vetas locales o capas delgadas con valores de relación de fricción más altos suelen tener poca importancia práctica para el rendimiento general de un proyecto y su efecto debe evaluarse cuidadosamente al preparar las especificaciones de compactación. Los suelos con una resistencia inicial de cono inferior a aproximadamente 3 MPa pueden ser compresibles o contener materia orgánica, limo o arcilla y, en general, no responden bien a la compactación vibratoria.

Los suelos con una alta resistencia inicial de cono normalmente son densos y no mostrarán una compactación significativa y, en general, no necesitan compactación. También es importante determinar el nivel y la variación de la capa freática antes de la compactación, ya que algunos métodos de compactación son menos efectivos en suelos secos o parcialmente saturados. El CPTu proporciona la información necesaria sobre las condiciones del nivel freático.

A menudo, el objetivo de la compactación profunda es uno o más de los siguientes:

- aumentar la capacidad portante (es decir, aumentar la resistencia al corte)
- reducir los asentamientos (es decir, aumentar la rigidez)
- aumentar la resistencia a la licuefacción (es decir, incrementar la densidad).

La necesidad de una compactación profunda y las condiciones geotécnicas serán específicas de cada proyecto, y es importante que las especificaciones de diseño tengan en cuenta estos requisitos particulares del sitio. La resistencia del cono en suelos de grano grueso está gobernada por muchos factores, incluyendo la densidad del suelo, los esfuerzos in situ, la historia de esfuerzos y la compresibilidad del suelo. Los cambios en la resistencia al corte, la rigidez y la densidad pueden documentarse mediante las variaciones en la resistencia del cono medida.

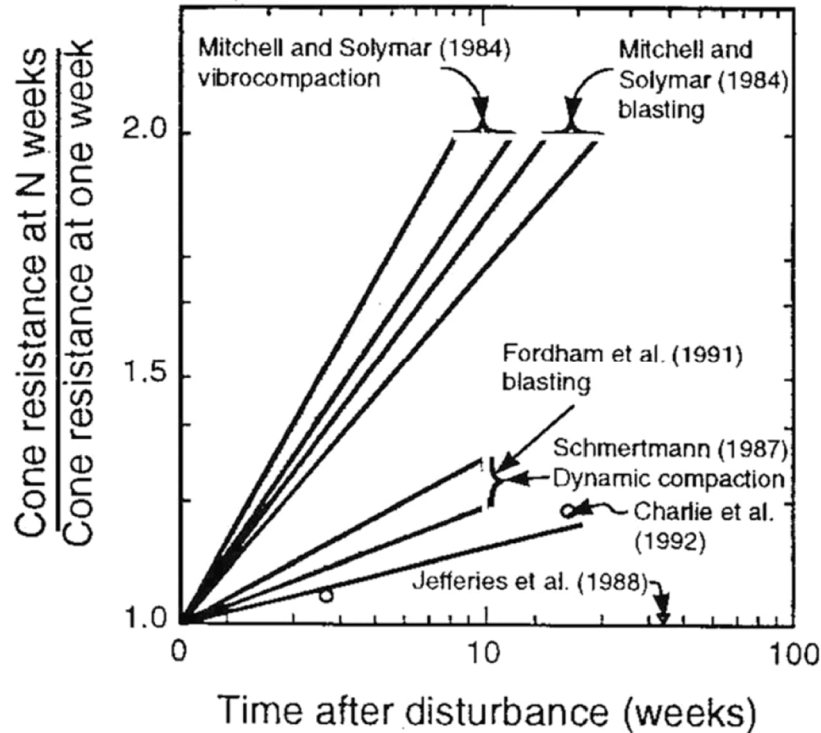
Un problema común en muchos proyectos de compactación profunda es especificar un valor mínimo de  $q_c$  para la compactación en un amplio rango de profundidades. Esto resulta en una variación de la densidad relativa con la profundidad, siendo el grado requerido de

compactación cerca de la superficie mucho mayor que en profundidad. Para ciertos proyectos, un alto grado de compactación cerca de la superficie del terreno puede estar justificado, pero puede lograrse utilizando métodos de compactación superficial. Sin embargo, esto puede ser muy difícil de obtener con ciertas técnicas de compactación profunda y esta decisión debe basarse en el criterio de ingeniería relacionado con los requisitos geotécnicos del proyecto. Generalmente, se prefiere especificar un valor mínimo normalizado de resistencia del cono corregido por el esfuerzo de sobrecarga  $Q_{tn}$ . Dado que las características de los granos pueden variar rápidamente en muchos depósitos arenosos, también se prefiere especificar un criterio de aceptación basado en valores normalizados equivalentes a arena limpia de la resistencia del cono  $(Q_{tn})_{cs}$ , utilizando la metodología mostrada en la Figura 48, especialmente cuando la compactación se realiza para reducir el potencial de licuefacción. La especificación utilizando  $(Q_{tn})_{cs}$  puede reducir los problemas en zonas limosas, donde los enfoques tradicionales a menudo han resultado en una mejora del terreno excesiva para alcanzar criterios poco realistas.

Es relativamente común que el índice de tipo de comportamiento del suelo del CPT ( $I_c$ ) disminuya después de la compactación (por ejemplo, vibro compactación). La causa de esta disminución probablemente se deba a cambios en los esfuerzos efectivos horizontales debido a la mejora del terreno. Cuando esto ha ocurrido, ha sido común utilizar los valores previos a la mejora de  $I_c$  que están menos influenciados por los cambios complejos en los esfuerzos efectivos horizontales y representan mejor el tipo de suelo correcto. Cualquier pequeño cambio en  $I_c$  por lo general tiene poca influencia en el análisis para arenas limpias (donde el valor inicial de  $I_c < 2.0$ ).

Un aspecto importante de la compactación profunda que aún no se comprende completamente es el aumento de la resistencia del cono con el tiempo después de la compactación. Este efecto temporal se ha observado en diferentes condiciones del terreno y con distintos métodos de compactación. A menudo no se ha observado ningún cambio medible en la presión de poros y el aumento ocurre sin asentamientos visibles del terreno. Charlie et al. (1992) estudiaron varios casos en los que la resistencia del cono se midió con el tiempo después de la compactación. Se utilizaron diversas técnicas de compactación y los resultados se muestran en la Figura 44.

Los casos eran representativos de una amplia variedad de climas y condiciones geológicas, con temperaturas promedio que variaban desde  $-10^\circ\text{C}$  (Mar de Beaufort) hasta  $+27^\circ\text{C}$  (Nigeria). Charlie et al. (1992) sugirieron que el efecto del tiempo podría estar relacionado con la temperatura media del aire. La posibilidad de efectos temporales debe evaluarse para cada proyecto. Para proyectos muy grandes, puede ser necesario realizar pruebas de campo.



**Figura 44** Influencia del tiempo después de la perturbación en los resultados del CPT (después de Charlie et al., 1992)

Para los proyectos en los que se recomienda una compactación profunda para aumentar la resistencia a la licuefacción o disminuir los asentamientos futuros en cimentaciones superficiales, se debe considerar el CPT sísmico, ya que proporciona tanto la resistencia a la penetración como la velocidad de onda de corte. Los valores combinados pueden mejorar la interpretación, especialmente en arenas limosas y suelos que presentan cierta microestructura antes de la mejora.

La mejora del terreno también puede incluir muchas otras técnicas, como la inyección de lechada, la mezcla de suelos y las columnas de grava, así como la precarga. El CPT también puede utilizarse para evaluar la eficacia de estas otras técnicas, aunque esto dependerá de las condiciones del suelo y del método de mejora del terreno. El CPT también ha encontrado cierto uso limitado en el monitoreo de la compactación superficial. Dado que la compactación superficial a menudo se realiza en capas delgadas con controles de calidad frecuentes, el CPT no ha tenido una aplicación extensa en esta área.

Otra forma de mejora del terreno es la mezcla de suelos, donde se mezclan compuestos con el suelo para mejorar su comportamiento. A veces, el control de calidad se define en términos de una resistencia a la compresión simple objetivo ( $q_u$ ). La resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) es el doble de la resistencia al corte no drenado ( $s_u$ ), que puede

estimarse directamente a partir del CPT. Una ventaja del CPT para el control de calidad en la mezcla de suelos es que el CPT proporciona un perfil continuo y puede identificar zonas débiles.

### ***Diseño de drenes de mecha o de arena***

La precarga es una forma común de mejora del terreno en suelos de grano fino donde la velocidad de consolidación es importante. La instalación de drenes de arena o drenes de mecha puede disminuir significativamente el tiempo necesario para los asentamientos por consolidación. Antes de 1975, los drenes de arena verticales eran comunes para ayudar a la consolidación con una precarga temporal. Desde 1975, los geo-sintéticos en forma de drenes de mecha han dominado el mercado. Los drenes mecha suelen ser núcleos de plástico o cartón acanalados o corrugados, recubiertos completamente por fundas de geotextil que los rodean. Normalmente, miden 100 mm de ancho y entre 2 y 6 mm de grosor. El dren mecha generalmente se introduce o empuja en el suelo hasta la profundidad deseada utilizando una lanza o mandril. El dren permanece en su lugar una vez que se retira la lanza o el mandril. La instalación puede tardar entre 1 y 5 minutos, dependiendo de las condiciones del terreno, el equipo de empuje y la profundidad de instalación. El diseño de los drenes mecha no está estandarizado, pero la mayoría equipara el diámetro del tipo particular de dren al diámetro equivalente de un dren de arena.

El método desarrollado por Barron (1948) y Kjellman (1948), como se menciona en Hansbo (1970), se utiliza comúnmente, y las ecuaciones de diseño relevantes son las siguientes:

$$t = \frac{D^2}{8c_h} [\ln(D/d) - 0.75] \ln \frac{1}{1-U}$$

Donde:

t = consolidación

$c_h$  = coeficiente de consolidación para el flujo horizontal

d = diámetro equivalente del dren vertical prefabricado (circunferencia/ $\pi$ )

D = esfera de influencia del dren vertical prefabricado (para un patrón triangular usar 1,05 veces el espaciamiento, para un patrón cuadrado usar 1,13 veces el espaciamiento).

U = grado promedio de consolidación

El parámetro de entrada clave para el suelo es el coeficiente de consolidación para el flujo horizontal,  $c_h$ . Este parámetro puede estimarse a partir de ensayos de disipación utilizando el CPTu. El valor derivado del CPTu es particularmente útil ya que el cono representa un modelo muy similar al proceso de instalación y drenaje alrededor del dren vertical prefabricado. Aunque puede haber cierto efecto de "manchas" y perturbación del suelo alrededor del CPT, un efecto similar suele existir alrededor del dren, por lo que el valor calculado de  $c_h$  a partir del CPTu suele ser representativo del

suelo para el diseño del dren vertical prefabricado.

Los detalles sobre la estimación de  $c_h$  a partir de pruebas de disipación se dieron en la sección sobre (parámetros geotécnicos) características de consolidación. Para proporcionar una estimación razonable de  $c_h$ , se debe realizar un número suficiente de pruebas de disipación a lo largo de la zona de interés. Las pruebas de disipación deben realizarse hasta al menos un 50% de disipación. Varias pruebas de disipación deben realizarse hasta la disipación total para proporcionar una estimación de las condiciones de equilibrio del nivel freático antes de la precarga.

### ***Licuefacción***

La licuefacción del suelo es una preocupación importante para las estructuras construidas con o sobre arena o suelos arenosos. Los grandes terremotos de Niigata (1964), Kobe (1995) y Christchurch (2010/11) han ilustrado la importancia y el alcance de los daños causados por la licuefacción del suelo. Fallos recientes en depósitos de relaves mineros (por ejemplo, Morgenstern et al., 2016, Robertson et al. 2019) han demostrado que la licuefacción del suelo también es un problema importante de diseño para grandes estructuras de arena, como los depósitos de relaves y las presas de tierra.

Para evaluar el potencial de licuefacción del suelo, es importante determinar la estratigrafía del suelo y el estado in situ de los depósitos. El CPT es una prueba in situ ideal para evaluar el potencial de licuefacción del suelo debido a su repetibilidad, fiabilidad, mediciones continuas y rentabilidad.

### ***Definiciones de licuefacción***

Varios fenómenos se describen como licuefacción del suelo; por lo tanto, se proporcionan las siguientes definiciones para ayudar a comprender estos fenómenos.

#### **Licuefacción por flujo (estática)**

- Se aplica únicamente a suelos que presentan ablandamiento por deformación bajo corte no drenado (es decir, suelos susceptibles a la pérdida o reducción de resistencia en corte no drenado).
- Requiere que los esfuerzos cortantes estáticos in situ sean mayores que la resistencia residual o mínima/licuada al corte no drenado (por ejemplo, terrenos inclinados).
- Tanto la carga estática como la cíclica pueden desencadenar la licuefacción por flujo.
- Para que ocurra la falla de una estructura de suelo, como una pendiente, debe haber un volumen suficiente de material que experimente ablandamiento por deformación. La falla resultante puede ser un deslizamiento o un flujo,

dependiendo de las características del material y la geometría del terreno. Los movimientos resultantes se deben a causas internas y a menudo ocurren después del mecanismo desencadenante.

- Puede ocurrir en cualquier suelo saturado (o casi saturado) que presente ablandamiento por deformación, como suelos muy sueltos y no plásticos, suelos finos muy sensibles (arcilla de baja plasticidad) y limos sueltos no plásticos.

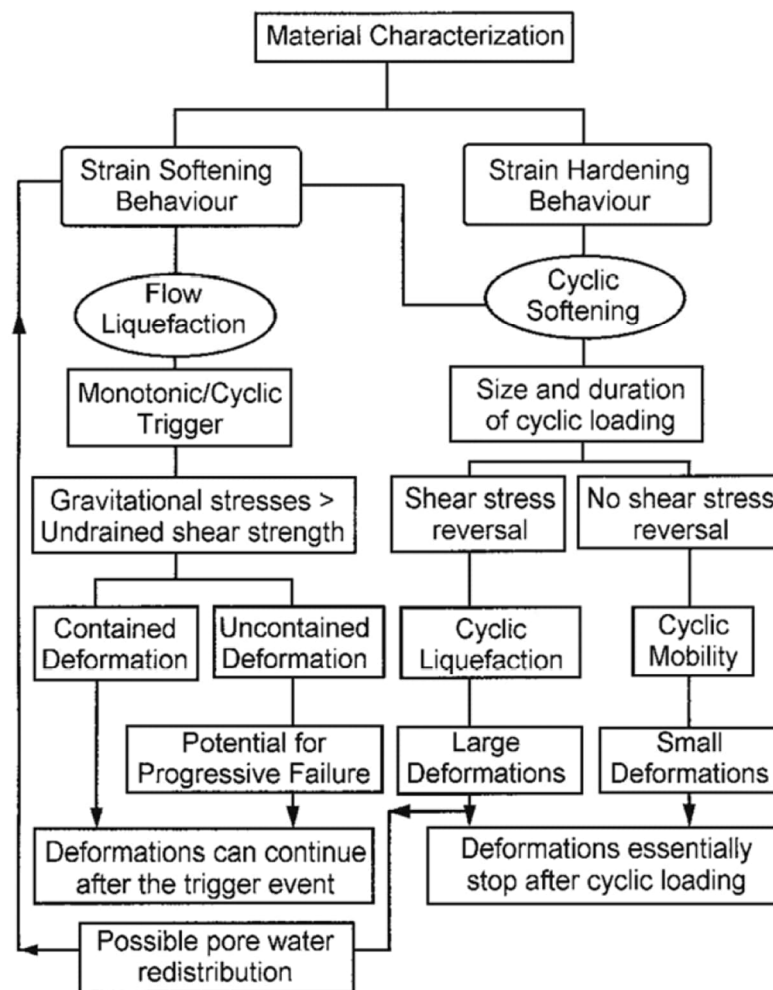
### **Licuefacción cíclica (sísmica)**

- Requiere cargas cíclicas no drenadas durante las cuales ocurre una inversión del esfuerzo cortante.
- Requiere cargas cíclicas no drenadas suficientes para acumular presiones de poro de modo que los esfuerzos efectivos esencialmente lleguen a cero durante la carga cíclica.
- Las deformaciones durante la carga cíclica pueden acumularse hasta valores grandes, pero generalmente se estabilizan poco después de que cesa la carga cíclica. Los movimientos resultantes se deben a causas externas y ocurren principalmente durante la carga cíclica.
- Puede ocurrir en casi todos los suelos saturados no plásticos y de baja plasticidad (arena, limo), siempre que la carga cíclica sea suficientemente grande en magnitud y duración.
- Los suelos plásticos (arcilla) pueden experimentar cierto ablandamiento durante la carga cíclica cuando el esfuerzo cortante cíclico aplicado se acerca a la resistencia a la corte no drenada. Sin embargo, las deformaciones suelen ser pequeñas debido a la resistencia cohesiva a bajo esfuerzo efectivo. Los efectos de la velocidad (fluencia) a menudo controlan las deformaciones en suelos cohesivos.

Tenga en cuenta que los suelos con ablandamiento por deformación también pueden experimentar licuefacción cíclica dependiendo de la geometría del terreno. La Figura 45 presenta un diagrama de flujo para aclarar los fenómenos y definiciones de la licuefacción del suelo.

Si un suelo es contractivo a grandes deformaciones y presenta ablandamiento por deformación (es decir, puede experimentar pérdida/reducción de resistencia en corte no drenado), la licuefacción por flujo es posible si el suelo puede ser inducido a ablandarse y si los esfuerzos cortantes gravitacionales son mayores que la resistencia a la corte no drenada mínima. El disparador puede ser tanto monótono como cíclico. Que una pendiente o estructura de suelo falle y deslice dependerá de la cantidad de suelo con ablandamiento por deformación en relación con el suelo con endurecimiento por deformación dentro de la estructura, la fragilidad del suelo con ablandamiento por deformación y la geometría

del terreno. Las deformaciones resultantes de una estructura de suelo con ambos tipos de suelo dependerán de muchos factores, como la distribución de los suelos, la geometría del terreno, la cantidad y tipo de mecanismo de disparo, la fragilidad del suelo con ablandamiento por deformación y las condiciones de drenaje. Ejemplos de fallas por licuefacción por flujo son el deslizamiento de Aberfan (Bishop, 1973), los deslizamientos submarinos en Zealand (Koppejan et al., 1948) y los recientes fallos de presas de relaves en Brasil (Morgenstern et al. 2016; Robertson et al.2019). En general, las fallas por licuefacción por flujo no son comunes, sin embargo, cuando ocurren, suelen producirse rápidamente con poca advertencia y normalmente tienen consecuencias extremas, ya que el material colapsado puede fluir rápidamente sobre distancias significativas. Por lo tanto, el diseño para prevenir la licuefacción por flujo debe realizarse con precaución.



**Figura 45.** Diagrama de flujo para evaluar la licuefacción de suelos (Basado en Robertson y Wride, 1998)

Si un suelo presenta endurecimiento por deformación en corte no drenado, generalmente no ocurrirá licuefacción por flujo. Sin embargo, puede producirse licuefacción cíclica

debido a cargas cíclicas no drenadas (por ejemplo, cargas sísmicas). La magnitud y el alcance de las deformaciones durante la carga cíclica dependerán del estado (densidad/relación de sobre consolidación) del suelo, de la magnitud y duración de la carga cíclica, y del grado en que se produzca la inversión de los esfuerzos cortantes. Si se produce una inversión extensiva de los esfuerzos cortantes y la magnitud y duración de la carga cíclica son lo suficientemente grandes, es posible que las tensiones efectivas lleguen a alcanzar cero en suelos de tipo arenoso durante la carga cíclica, lo que resulta en grandes deformaciones. La inversión del esfuerzo cortante es común en terrenos planos y de suave pendiente durante los terremotos, donde los esfuerzos cortantes estáticos son pequeños en comparación con los esfuerzos cortantes cíclicos impuestos. Ejemplos de licuefacción cíclica fueron frecuentes en los grandes terremotos de Niigata (1964) y Christchurch (2010/11), y se manifestaron en forma de surgencias de arena, daños en infraestructuras (tuberías, etc.), desplazamientos laterales, deslizamientos de terraplenes, asentamientos del terreno y grietas en la superficie del suelo.

Si ocurre licuefacción cíclica y las vías de drenaje están restringidas debido a la presencia de capas superiores menos permeables, la arena situada inmediatamente debajo del suelo menos permeable puede volverse más suelta debido a la redistribución del agua intersticial durante y después de la carga cíclica, lo que puede resultar en una posible licuefacción por flujo posterior, siempre que la geometría sea la adecuada (véase el diagrama de flujo en la Figura 45). En los casos en que el drenaje está restringido, se requiere precaución para considerar la posible redistribución de vacíos.

La evaluación de la licuefacción (tanto de flujo como cíclica) depende del riesgo del proyecto. El riesgo se define como la combinación de la probabilidad y las consecuencias, tal como se describe brevemente en la Tabla 1. En general, el riesgo suele estar dominado por las posibles consecuencias. Dado que los fallos por licuefacción de flujo suelen ser muy rápidos y el material colapsado puede desplazarse una distancia considerable en poco tiempo, las consecuencias de un fallo suelen ser extremas. Para proyectos de alto riesgo (por ejemplo, posible pérdida de vidas humanas, daños medioambientales, etc.), a menudo es prudente asumir que la licuefacción de flujo (es decir, la pérdida de resistencia) se desencadenará en algún momento durante la vida útil del proyecto. Dadas las variables a considerar para evaluar la licuefacción, puede ser útil aplicar un enfoque de diseño basado en el riesgo.

Un ejemplo de enfoque basado en el riesgo para relaves mineros se puede encontrar en:

<https://www.icmm.com/en-gb/guidance/innovation/2021/tailings-management-good-practice>

### ***Licuefacción cíclica (sitios de terreno nivelado o con pendiente suave)***

(Consulte Robertson & Wride, 1998; Zhang et al., 2002 y 2004; Robertson, 2009 para más

detalles)

La mayoría de los trabajos existentes sobre licuefacción cíclica se han enfocado principalmente en los terremotos. El difunto Prof. H.B. Seed y sus colaboradores desarrollaron una metodología integral para estimar el potencial de licuefacción cíclica en sitios de terreno nivelado debido a cargas sísmicas. Esta metodología requiere una estimación del perfil del cociente de esfuerzo cíclico (CSR) causado por el terremoto de diseño y del cociente de resistencia cíclica (CRR) del terreno. Si el CSR es mayor que el CRR, puede ocurrir licuefacción cíclica. El CRR del suelo se estima en función del desempeño observado en casos históricos, vinculado a la resistencia a la penetración. Se han propuesto métodos alternativos para estimar el CRR basados en enfoques mecánicos, pero los métodos basados en casos históricos siguen siendo los más populares. El CSR suele estimarse en función de la probabilidad de ocurrencia de un determinado terremoto. Se puede realizar un análisis de sismicidad específico del sitio para determinar el perfil de CSR de diseño en profundidad. Seed e Idriss (1971) también desarrollaron un método simplificado para estimar el CSR basado en la aceleración máxima ( $a_{\max}$ ) en la superficie del terreno. El enfoque simplificado se puede resumir de la siguiente manera:

$$\text{CSR} = \frac{\tau_{\text{av}}}{\sigma'_{\text{vo}}} = 0.65 \left[ \frac{a_{\max}}{g} \right] \left( \frac{\sigma_{\text{vo}}}{\sigma'_{\text{vo}}} \right) r_d$$

donde  $\tau_{\text{av}}$  es el esfuerzo cortante cíclico promedio;  $a_{\max}$  es la aceleración horizontal máxima (pico) en la superficie del terreno;  $g$  es la aceleración debida a la gravedad;  $\sigma_{\text{vo}}$  y  $\sigma'_{\text{vo}}$  son las tensiones verticales totales y efectivas de sobrecarga en el momento del terremoto, respectivamente, y  $r_d$  es un factor de reducción de esfuerzo que depende de la profundidad. El factor  $r_d$  puede estimarse utilizando la siguiente función tri-lineal, que proporciona un buen ajuste al promedio del rango sugerido de  $r_d$  propuesto originalmente por Seed e Idriss (1971):

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765z \\ &\quad \text{if } z < 9.15 \text{ m} \\ &= 1.174 - 0.0267z \\ &\quad \text{if } z = 9.15 \text{ to } 23 \text{ m} \\ &= 0.744 - 0.008z \\ &\quad \text{if } z = 23 \text{ to } 30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$= 0.5 \\ \text{if } z > 30 \text{ m}$$

Donde  $z$  es la profundidad en metros. Estas fórmulas son, en el mejor de los casos, aproximadas y representan solo valores promedio, ya que  $r_d$  muestra una variación considerable con la profundidad. Idriss y Boulanger (2008) sugirieron valores alternativos para  $r_d$ , pero estos también están asociados a valores alternativos de CRR.

La secuencia para evaluar la licuefacción cíclica en sitios de terreno nivelado o con pendiente suave es:

1. Evaluar la susceptibilidad del suelo a la licuefacción cíclica
2. Evaluar el desencadenamiento de la licuefacción cíclica
3. Evaluar las deformaciones posteriores al sismo.

Se presenta una visión general de la historia de la evaluación de la licuefacción cíclica en la grabación de la Conferencia Seed 2015 por Robertson, que puede verse en: <https://www.youtube.com/watch?v=J2-tMdbMvNg>

### ***1. Evaluar la susceptibilidad a la licuefacción cíclica***

La respuesta del suelo a la carga sísmica varía según el tipo y el estado del suelo (relación de vacíos, es fuerza de confinamiento efectivo, historial de esfuerzos, etc.). Boulanger e Idriss (2004) distinguieron entre comportamiento tipo arena y comportamiento tipo arcilla, y demostraron que la licuefacción cíclica ocurre principalmente en suelos tipo arena. Los siguientes criterios pueden utilizarse para identificar el comportamiento del suelo:

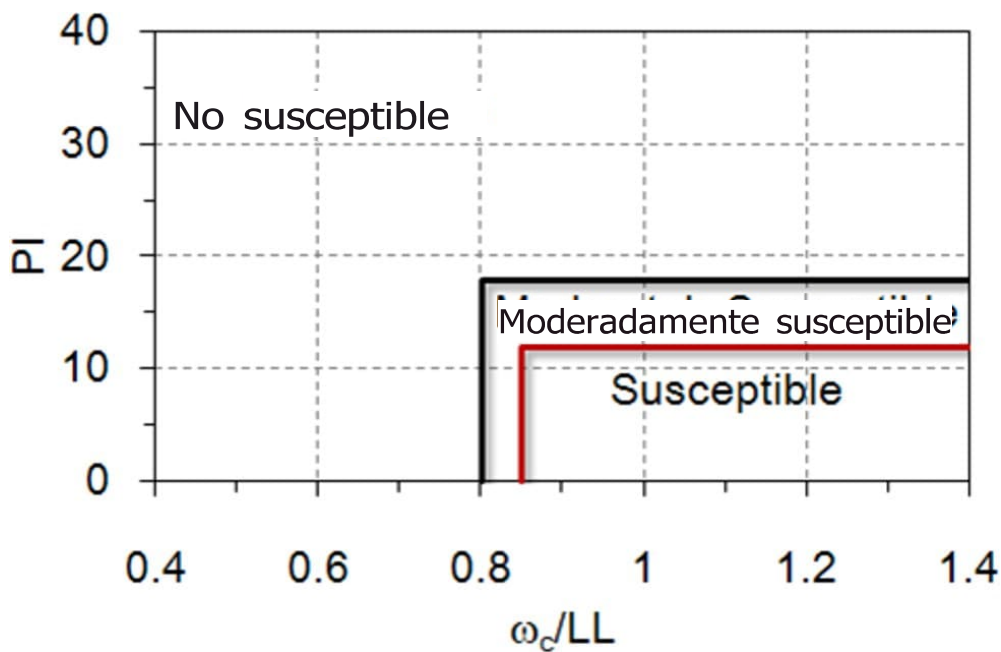
Comportamiento tipo arena: Los suelos tipo arena son susceptibles a la licuefacción cíclica cuando su comportamiento se caracteriza típicamente por un Índice de Plasticidad (IP) < 10 y un Límite Líquido (LL) < 37 y un contenido natural de agua ( $w_c$ ) > 0.85 (LL). Se debe dar mayor énfasis al IP, ya que tanto el LL como el  $w_c$  tienden a ser menos confiables. Los suelos tipo arena generalmente tienen un índice SBT basado en CPT  $I_c < 2.8$  (o  $I_B > 22$ ).

- Proyectos de bajo riesgo: Asumir que los suelos son susceptibles a la licuefacción cíclica según los criterios anteriores, a menos que la experiencia local previa indique lo contrario.
- Proyectos de alto riesgo: Asumir que los suelos son susceptibles a la licuefacción cíclica o bien obtener muestras de alta calidad y evaluar la susceptibilidad mediante ensayos de laboratorio apropiados, a menos que exista experiencia local previa.

Comportamiento similar a la arcilla: Los suelos de comportamiento similar a la arcilla generalmente no son susceptibles a la licuefacción cíclica cuando su comportamiento se caracteriza por un  $PI > 18$  pero pueden experimentar ablandamiento cíclico. Los suelos de tipo arcilloso generalmente presentan un índice SBT basado en CPT  $I_c > 2.8$  (o  $I_B < 22$ ).

- Proyectos de bajo riesgo: Asumir que los suelos no son susceptibles a la licuefacción cíclica según los criterios anteriores, a menos que la experiencia local previa indique lo contrario. Verificar la posibilidad de ablandamiento cíclico.
- Proyectos de alto riesgo: Obtener muestras de alta calidad y evaluar la susceptibilidad tanto a la licuefacción cíclica como al ablandamiento cíclico mediante en sayos de laboratorio apropiados, a menos que exista experiencia local previa.

La Figura 46 muestra los criterios basados en índices sugeridos por Bray y Sancio (2006), que incluye n una transición de un comportamiento similar a la arena a uno similar a la arcilla entre  $12 < PI < 18$ . Una transición similar en el comportamiento fue sugerida por Robertson (2016) basada en el Índice SBT modificado  $22 < I_B < 32$ .



**Figura 46.** Criterios de susceptibilidad a la licuefacción (según Bray y Sancio, 2006) Esto

Estos criterios son generalmente conservadores. Boulanger e Idriss (2004) sugirieron que el comportamiento similar a la arena se limita a  $PI < 7$ . Utilice los criterios mostrados en la Figura 46, a menos que la experiencia local en la misma unidad geológica indique que un PI más bajo es más apropiado.

Los suelos de grano fino presentan una transición desde un comportamiento

fundamentalmente similar a la arena hacia uno más similar a la arcilla en un rango de Límites de Atterberg y contenidos de humedad, como se muestra en la Figura 46. La transición de un comportamiento más parecido a la arena a uno más parecido a la arcilla tiene una correspondencia directa con los tipos de procedimientos de ingeniería más adecuados para evaluar su comportamiento sísmico. La transición de comportamiento similar a la arena a comportamiento similar a la arcilla generalmente ocurre cuando el SBTn modificado  $22 < I_B < 32$  (aprox.  $2.5 < I_c < 2.8$ ), como se ilustra en las Figuras 23 y 25(b). Para suelos que se ubiquen en o cerca de esta región de transición, se deben obtener muestras para verificar el comportamiento.

## 2. Evaluar el disparo de la licuefacción cíclica

### *Materiales similares a la arena*

Seed et al. (1985) desarrollaron un método para estimar la relación de resistencia cíclica (CRR) para arenas limpias en condiciones de terreno nivelado, basado en el Ensayo de Penetración Estándar (SPT). El CPT se ha vuelto más popular para estimar el CRR, debido a la naturaleza continua, confiable y repetible de los datos (Youd et al., 2001; Robertson, 2009) y ahora existe una base de datos más amplia de casos históricos de licuefacción cíclica.

Aplicar el enfoque simplificado (NCEER) descrito por Youd et al. (2001) utilizando suposiciones generalmente conservadoras. El enfoque simplificado debe utilizarse para proyectos de bajo a mediano riesgo y para la evaluación preliminar de proyectos de alto riesgo. Para proyectos de bajo riesgo, donde el enfoque simplificado es el único método aplicado, se deben utilizar criterios conservadores. La correlación recomendada de disparo CPT para suelos similares a la arena puede estimarse utilizando las siguientes ecuaciones simplificadas sugeridas por Robertson y Wride (1998):

$$CRR_{7.5} = 93 \left[ \frac{(Q_{m,cs})}{1000} \right]^3 + 0.08$$

$$\text{if } 50 \leq Q_{m,cs} \leq 160$$

$$CRR_{7.5} = 0.833 \left[ \frac{(Q_{m,cs})}{1000} \right] + 0.05$$

$$\text{if } Q_{m,cs} < 50$$

Las observaciones de campo se basaron principalmente en las siguientes condiciones:

- Depósitos de arena silíceo no cementada de edad Holoceno, con  $K_o < 0.7$

- Terreno nivelado o con pendiente suave
- Relación de esfuerzo cíclico  $(CSR)_{7.5}$  ajustada a un terremoto de magnitud  $M = 7.5$
- Los rangos de profundidad van de 1 a 12m, el 85% para profundidades  $< 10m$
- Terremotos con magnitud mayormente entre  $6 < M < 8$
- Valores promedio representativos de CPT para la capa considerada que ha experimentado licuefacción cíclica.

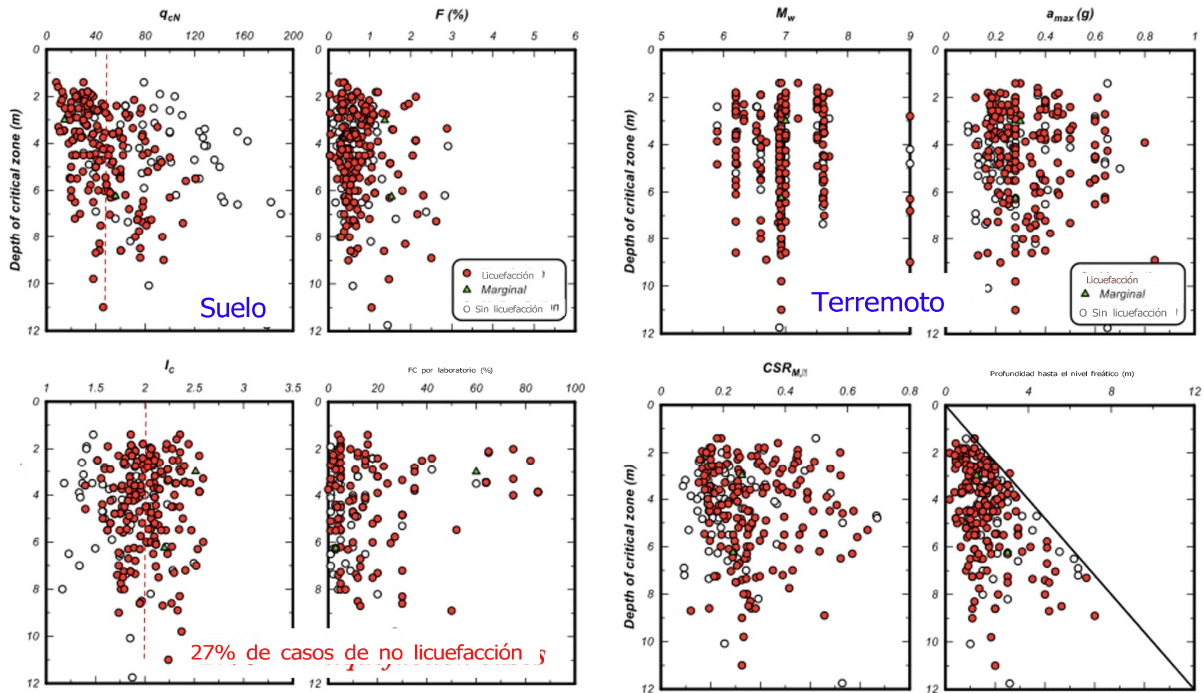
Un resumen de la base de datos de licuefacción cíclica basada en CPT se muestra en la Figura 47.

Se debe tener precaución al extrapolar la correlación de CPT a condiciones fuera del rango mencionado anteriormente. Una característica importante para reconocer es que la correlación se basa principalmente en valores promedio para las capas licuadas inferidas. Sin embargo, la correlación a menudo se aplica a todos los valores de CPT medidos, los cuales incluyen valores bajos por debajo del promedio. Por lo tanto, la correlación puede ser conservadora en depósitos variables donde una pequeña parte de los datos de CPT puede indicar posible licuefacción. La base de datos está en constante expansión, pero aún está dominada por variables similares de terremoto y suelo (por ejemplo, predominantemente:

$$6 < M_w < 8; 0.1 < a_{max} < 0.6; 0.1 < CSR < 0.6; \\ z < 10 \text{ m}; \text{ contenido de finos (FC)} < 40\%; I_c < 2.6.$$

A menudo ocurren diferencias cuando el terremoto de diseño está fuera de la base de datos (por ejemplo,  $M > 8$  o  $CSR > 0.6$ ).

Se ha reconocido desde hace algún tiempo que la correlación para estimar  $CRR_{7.5}$  para arenas limosas es diferente a la de arenas limpias. Típicamente, se realiza una corrección para determinar una *resistencia de penetración normalizada de arena limpia equivalente* ( $Q_{tncs}$ ) basada en las características de los granos, como el contenido de finos, aunque las correcciones se deben a más factores que solo el contenido de finos y están influenciadas por la plasticidad (mineralogía) de los finos.



**Figura 47.** Resumen de la base de datos de casos históricos de licuefacción cíclica (Modificado de Boulanger e Idriss, 2008)

Una de las razones para el uso continuado del SPT ha sido la necesidad de obtener una muestra de suelo para determinar el contenido de finos del suelo. Sin embargo, esto se ha visto contrarrestado por la baja repetibilidad de los datos del SPT y la débil relación entre la característica física del contenido de finos y el comportamiento mecánico in situ del suelo. Robertson y Wride (1998) sugirieron que era mejor estimar el comportamiento mecánico in situ del suelo directamente a partir del CPT, estimando  $Q_{tn,cs}$  utilizando el siguiente enfoque directo:

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn}$$

Donde  $K_c$  es un factor de corrección que es función de las características de comportamiento (por ejemplo, la compresibilidad) del suelo.

Robertson y Wride (R&W, 1998) sugirieron estimar las características de comportamiento utilizando el gráfico normalizado de comportamiento del suelo (SBT<sub>n</sub>) de Robertson (1990) y el índice de tipo de comportamiento del suelo,  $I_c$ , donde:

$$I_c = \left[ (3.47 - \log Q_m)^2 + (\log F + 1.22)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q_m = \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{P_{a2}} \right) \left( \frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$Q_m$  es la resistencia de penetración CPT normalizada (adimensional);  $n$  = exponente de tensión;  $F = f_s / [(q_c - \sigma_{vo})] \times 100\%$  es la relación de fricción normalizada (en porcentaje);  $f_s$  es la fricción de la camisa del CPT;  $\sigma_{vo}$  y  $\sigma'_{vo}$  son las tensiones totales y efectivas de sobrecarga respectivamente;  $P_a$  es una presión de referencia en las mismas unidades que  $\sigma'_{vo}$  (es decir,  $P_a = 100$  kPa si  $\sigma'_{vo}$  está en kPa) y  $P_{a2}$  es una presión de referencia en las mismas unidades que  $q_c$  y  $\sigma_{vo}$  (es decir,  $P_{a2} = 0.1$  MPa si  $q_c$  y  $\sigma_{vo}$  están en MPa).

El gráfico de tipo de comportamiento del suelo de Robertson (1990) utilizó una resistencia de penetración de cono normalizada ( $Q_t$ ) basada en un exponente de tensión lineal simple de  $n = 1.0$ , mientras que el gráfico recomendado para estimar CRR 7.5 se basa en una resistencia de penetración de cono normalizada ( $Q_m$ ) basada en un exponente de tensión variable. Robertson (2009) actualizó la normalización de la tensión para permitir una variación del exponente de tensión tanto con SBTn  $I_c$  como con la tensión efectiva de sobrecarga utilizando:

$$n = 0.381 (I_c) + 0.05 (\sigma'_{vo}/p_a) - 0.15$$

Donde  $n \leq 1.0$  (ver Figura 48 para el diagrama de flujo).

Robertson y Wride (1998) sugirieron un factor de corrección ( $K_c$ ) para corregir la resistencia de cono normalizada medida ( $Q_m$ ) a una resistencia normalizada equivalente de arena limpia ( $Q_{m,cs}$ ), y Robertson (2021) actualizó el factor de corrección a la siguiente versión simplificada:

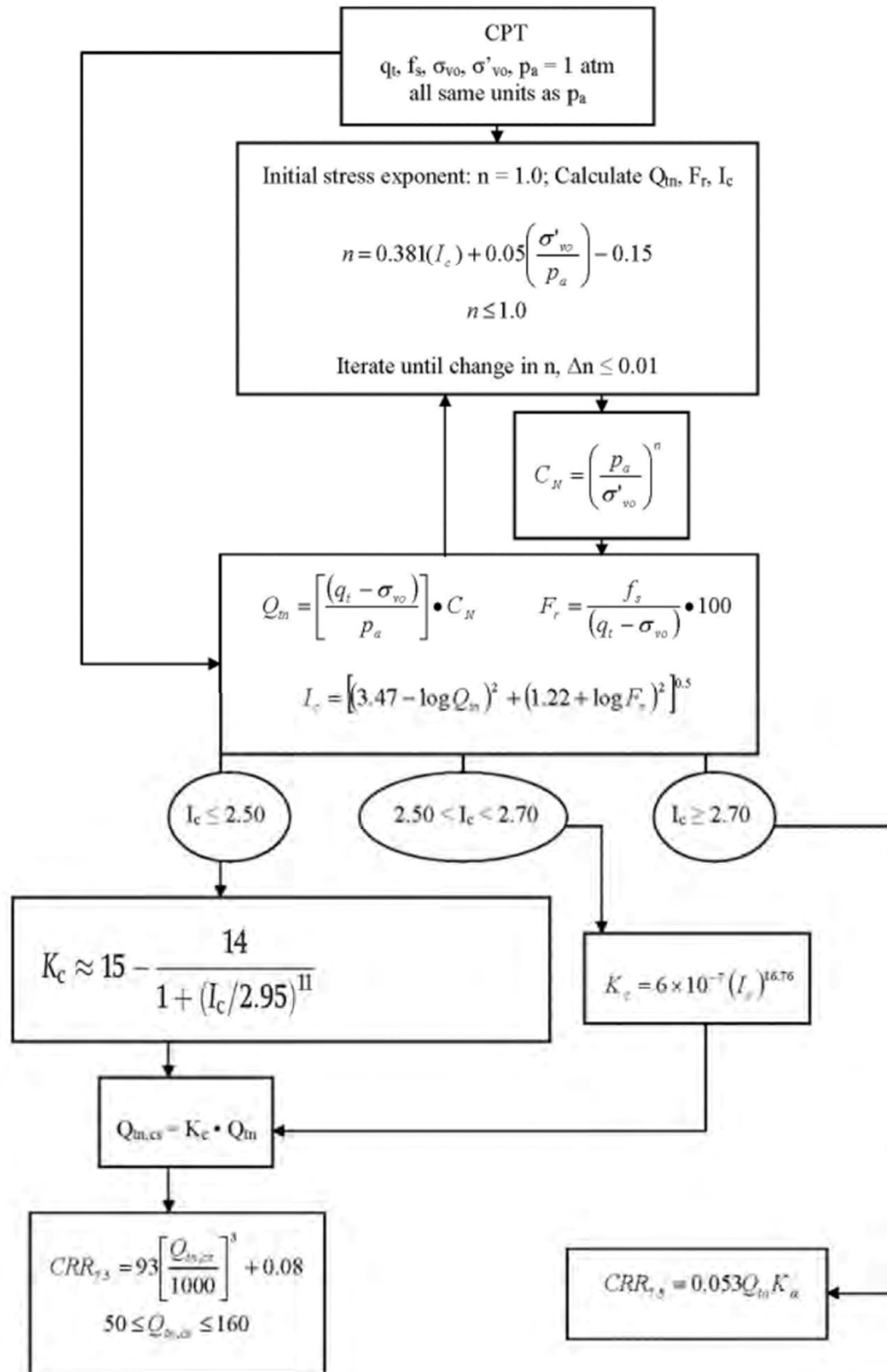
$$K_c = 1.0 \quad \text{if } I_c \leq 1.7$$

$$K_c \approx 15 - \frac{14}{1 + (I_c/2.95)^{11}} \quad \text{for } I_c \leq 3.0$$

El factor de corrección,  $K_c$ , es aproximado ya que el CPT responde a muchos factores como la plasticidad del suelo, el contenido de finos, la mineralogía, la sensibilidad del suelo, la antigüedad y la historia de esfuerzos. Sin embargo, en general, estos mismos factores influyen en el  $CRR_{7.5}$  de manera similar. Se debe tener precaución al aplicar la relación a arenas que se sitúan en la región definida por  $1.64 < I_c < 2.36$  y  $F < 0.5\%$  para no confundir arenas limpias muy sueltas con arenas que contienen finos. En esta zona, a veces es útil establecer  $K_c = 1.0$ . Los suelos que se encuentran en la región similar a arcilla

(dilativo) del gráfico de comportamiento del suelo CPT (por ejemplo, región CD, Figura 25b), en general, no son susceptibles a la licuefacción cíclica. Sin embargo, en esta región SBT se deben obtener muestras y evaluar el potencial de licuefacción utilizando otros criterios basados principalmente en la plasticidad, por ejemplo, suelos con un índice de plasticidad mayor a aproximadamente 18 probablemente no sean susceptibles a la licuefacción. Los suelos que se encuentran en la región inferior izquierda del gráfico SBT del CPT definida por la región CCS (ver Figura 25b) pueden ser sensibles y, por lo tanto, posiblemente susceptibles tanto a la licuefacción cíclica como a la de flujo. Un diagrama de flujo para estimar el  $CRR_{7.5}$  a partir del CPT se resume en la Figura 48.

Para proyectos de bajo riesgo y para la evaluación preliminar en proyectos de alto riesgo, los suelos en la región CC y CD (Figura 25b) tendrían un comportamiento similar al de la arcilla y probablemente no serían susceptibles a la licuefacción cíclica. Youd et al (2001) recomienda que los suelos sean muestreados utilizando muestreadores simples de inserción (muestras alteradas) cuando  $I_c > 2.4$  ( $I_B < 32$ ) para verificar el tipo de comportamiento basado en pruebas de índice simples (por ejemplo, distribución del tamaño de grano, límites de Atterberg y contenido de agua) para confirmar la susceptibilidad a la licuefacción cíclica utilizando los criterios de la Figura 46. El muestreo selectivo de suelos basado en  $I_c$  (o  $I_B$ ) debe realizarse junto a algunos sondeos CPT. Las muestras alteradas pueden obtenerse utilizando muestreadores de inserción directa (por ejemplo, Figura 1) o técnicas convencionales de perforación/muestreo cerca del sondeo CPT.



**Figura 48.** Diagrama de flujo para evaluar la relación de resistencia cíclica ( $CRR_{7.5}$ ) a partir del CPT

El factor de seguridad contra la licuefacción cíclica se define como:

$$\text{Factor of Safety, } FS = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} MSF$$

Donde MSF es el Factor de Escalado de Magnitud para convertir el  $CRR_{7.5}$  para  $M = 7.5$  al CRR equivalente para el sismo de diseño.

El MSF recomendado por el NCEER es el siguiente:

$$MSF = \frac{174}{M^{2.56}}$$

Las recomendaciones anteriores se basan en los Talleres NCEER de 1996/97 (Youd et al., 2001) y fueron actualizadas por Robertson (2009).

Ku et al. (2012) relacionaron el Factor de Seguridad (FS) con la probabilidad de licuefacción ( $P_L$ ) para el método R&W basado en CPT utilizando:

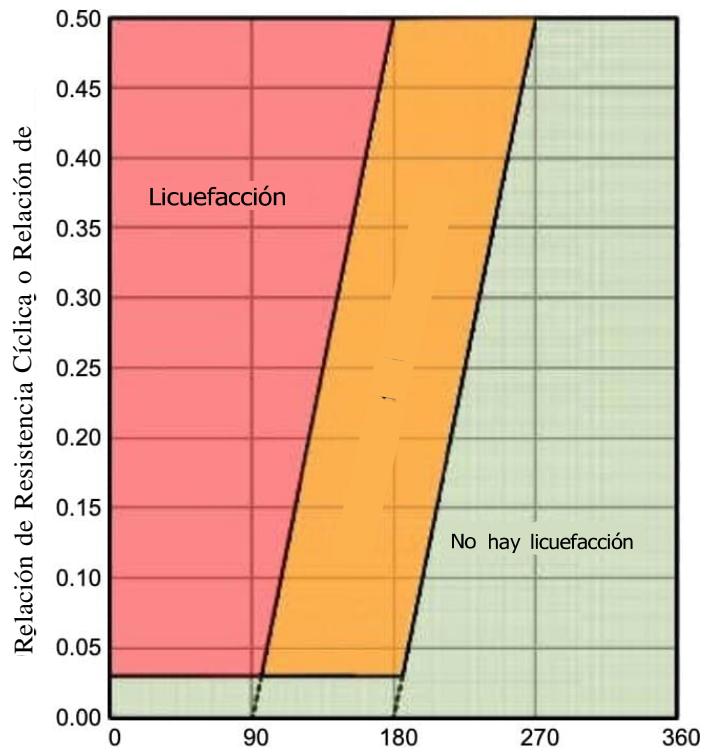
$$P_L = 1 / (1 + (FS/0.9)^6)$$

Después de los talleres NCEER en 1996-97, han surgido varios métodos alternativos actualizados basados en CPT para estimar la resistencia a la licuefacción cíclica (por ejemplo, Moss et al., 2006; Idriss y Boulanger, 2008; Boulanger e Idriss, 2014). Cada método implica una reevaluación y ampliación de la base de datos de casos históricos, que incluye evaluaciones alternativas de los valores CSR de casos históricos pasados y diferentes métodos para corregir la resistencia medida del cono y obtener una resistencia equivalente normalizada de arena limpia. Estos valores alternativos de CSR y  $Q_{tn,cs}$  (o  $q_{c1n,cs}$ ) resultan en relaciones de activación alternativas para estimar el CRR. Por lo tanto, cada método es un paquete en el que el método especificado para calcular el CSR debe aplicarse junto con el método especificado para calcular  $Q_{tn,cs}$  (o  $q_{c1n,cs}$ ) para estimar el CRR. Esto significa que no se deben mezclar métodos (es decir, calcular el CSR usando un método y estimar el CRR usando otro método). Esto también se aplica a los diversos 'factores de corrección' utilizados dentro de cada método.

El  $CRR_{7.5}$  también puede estimarse utilizando la velocidad de onda de corte normalizada  $V_{s1}$  (Kayen et al., 2013). La combinación de CPT y  $V_s$  para evaluar el potencial de licuefacción del suelo es muy útil y puede realizarse de manera rentable.

Utilizando el CPT sísmico (SCPT).  $V_s$  es una medición de la rigidez del suelo a pequeñas deformaciones y es sensible a la resistencia a cargas cíclicas (CRR), como se muestra en la Figura 49, pero puede ser una adición útil al CPT.  $V_s$  también es sensible a la

microestructura (por ejemplo, edad, cementación).



Onda de corte normalizada por el esfuerzo de sobrecarga Velocidad,  $V_{s1}$  (m/s)

**Figura 49.** Regiones de licuefacción basadas en  $V_{s1}$   
(Según Ahmadi y Paydar, 2014)

Ahmadi y Paydar (2014) sugirieron que, dado que  $V_s$  está influenciado por muchos factores (como las características de los granos y la microestructura) y pequeños cambios en  $V_s$  pueden resultar en grandes cambios en el CRR, es mejor aplicar  $V_s$  como un complemento al enfoque basado en CPT.

El CPT proporciona perfiles casi continuos de resistencia de punta que capturan todo detalle de la variabilidad del suelo, pero se requieren grandes correcciones según el tipo de suelo (compresibilidad).  $V_s$  se mide en un intervalo de profundidad mayor (típicamente cada 1m) y por lo tanto proporciona una medida más promediada, pero requiere correcciones menores por tipo de suelo, ya que es insensible a la compresibilidad del suelo. Si ambos enfoques proporcionan resultados similares, en términos de  $CRR_{7.5}$ , se tiene mayor confianza en los resultados.

Si ambos enfoques proporcionan resultados diferentes, puede ser necesario realizar investigaciones adicionales para identificar la causa (como envejecimiento del suelo, cementación, etc.). A veces, el enfoque basado en  $V_s$  puede predecir un  $CRR_{7.5}$  mayor debido a una ligera cementación del suelo. En este caso, se debe estudiar la cantidad y causa de

la cementación para determinar si la carga sísmica es suficiente para destruir los enlaces. Por ejemplo, para sismos pequeños, el enfoque de  $V_s$  puede ser correcto, pero para sismos grandes (que pueden destruir los beneficios de la cementación) el enfoque CPT puede ser el correcto.

### ***Estratigrafía – zonas de transición***

Robertson y Campanella (1983) demostraron que la resistencia en la punta del cono está influenciada por el suelo situado delante y detrás de la punta del cono. En suelos fuertes o rígidos, la zona de influencia es grande (hasta 15 diámetros del cono), mientras que en suelos blandos la zona de influencia es bastante pequeña (tan solo 1 diámetro del cono). Ahmadi y Robertson (2005) demostraron que el tamaño de la zona de influencia disminuye con el aumento de la tensión (por ejemplo, las arenas densas se comportan más como arenas sueltas a valores altos de tensión efectiva).

La zona de influencia delante y detrás de un cono durante la penetración influirá en la resistencia del cono en cualquier interfaz (límite) entre dos tipos de suelos con diferencias significativas en resistencia y rigidez. Por lo tanto, a menudo es importante identificar las transiciones entre diferentes tipos de suelos para evitar posibles interpretaciones erróneas. Este tema se ha vuelto cada vez más importante con el uso de software que proporciona interpretación de cada punto de datos del CPT. Cuando los datos del CPT se recolectan a intervalos cortos (típicamente cada 10 a 50 mm), varios puntos de datos están ‘en transición’ cuando el cono pasa por una interfaz entre dos tipos de suelos diferentes (por ejemplo, de arena a arcilla y viceversa). Los datos del CPT que se encuentran en la zona de transición pueden ser engañosos e indicar un SBT incorrecto. Es posible identificar la transición de un tipo de suelo a otro utilizando la tasa de cambio de  $I_c$  (o  $I_B$ ). Cuando el CPT está en transición de arena a arcilla, el SBT  $I_c$  pasará de valores bajos en la arena a valores más altos en la arcilla. Robertson y Wride (1998) sugirieron que el límite aproximado entre el comportamiento tipo arena y tipo arcilla está alrededor de  $I_c = 2.6$ . Por lo tanto, cuando la tasa de cambio de  $I_c$  es rápida y cruza el límite definido por  $I_c = 2.60$ , es probable que el cono esté en transición de un suelo tipo arena a uno tipo arcilla o viceversa. Los perfiles de  $I_c$  pueden proporcionar un medio sencillo para identificar y eliminar estas zonas de transición.

El software, como CLiq (<http://www.geologismiki.gr/Products/CLiq.html>), incluye una función para identificar y eliminar zonas de transición (ver ejemplo en la Figura 53).

Se han sugerido varios métodos para corregir los efectos de transición (por ejemplo, Boulanger y DeJong, 2018) basados en métodos de inversión. Sin embargo, estos métodos suelen basarse en la suposición de que la interfaz entre los dos tipos de suelos es abrupta. Sin embargo, en algunos casos, la transición puede ser gradual. La aplicación de estos métodos de inversión para evaluar la licuefacción cíclica generalmente no ha tenido éxito y no coincide con las observaciones de comportamiento en campo. La eliminación de las

zonas de transición puede considerarse un caso extremo para acotar el comportamiento probable. Realizar análisis para las condiciones extremas, con y sin zonas de transición, puede ayudar a comprender el rango de posibles respuestas del perfil del suelo. Se proporcionan comentarios adicionales sobre los análisis de licuefacción en una sección posterior.

### ***Materiales similares a la arcilla***

Los materiales similares a la arcilla tienden a desarrollar presiones de poro más lentamente bajo cargas cíclicas no drenadas, en comparación con los materiales similares a la arena, y generalmente no alcanzan un esfuerzo efectivo nulo bajo cargas cíclicas. Por lo tanto, los materiales similares a la arcilla no son susceptibles a la licuefacción cíclica completa (es decir, la condición de esfuerzo efectivo nulo). Sin embargo, cuando la relación de esfuerzo cíclico (CSR) es grande en relación con la relación de resistencia a la corte no drenada de los materiales similares a la arcilla, pueden desarrollarse deformaciones y ablandamiento. Boulanger e Idriss (2007) utilizaron el término "ablandamiento cíclico" para definir este desarrollo de deformaciones bajo cargas cíclicas en suelos similares a la arcilla y demostraron que la CRR para el ablandamiento cíclico en materiales similares a la arcilla está controlada por la relación de resistencia a la corte no drenada, la cual también está controlada por la historia de esfuerzos (OCR). Boulanger e Idriss (2007) recomendaron las siguientes expresiones para  $CRR_{7.5}$  en depósitos naturales de suelos similares a la arcilla:

$$CRR_{7.5} = 0.8 (s_u/\sigma'_{vc}) K_{\alpha}$$

Y:

$$CRR_{7.5} = 0.18 (OCR)^{0.8}$$

Donde:

$s_u/\sigma'_{vc}$  es la relación de resistencia a la corte no drenada para la dirección de carga apropiada.

$K_{\alpha}$  es un factor de corrección para tener en cuenta el esfuerzo cortante estático. Para estructuras bien diseñadas donde el factor de seguridad para cargas estáticas es alto,  $K_{\alpha}$  generalmente es cercano a 0.9. Para suelos fuertemente cargados (por ejemplo, cerca de cimentaciones) y terrenos con pendientes pronunciadas,  $K_{\alpha}$  puede ser significativamente menor que 1.0. Para cargas sísmicas donde  $CSR < 0.6$ , el ablandamiento cíclico es posible solo en suelos similares a la arcilla normalmente consolidados o ligeramente sobre consolidados ( $OCR < 4$ ) suelos similares a la arcilla. Para suelos contractivos similares a la arena con un sesgo de esfuerzo cortante estático (por ejemplo, terrenos con pendientes pronunciadas),  $K_{\alpha}$  puede ser menor que 1.0.

Boulanger e Idriss (2007) recomendaron tres enfoques para determinar la CRR para materiales similares a la arcilla, que son esencialmente los siguientes:

1. Estimar utilizando métodos empíricos basados en el historial de esfuerzos.
2. Medir su mediante ensayos in situ (por ejemplo, CPT y FVT).
3. Medir el CRR en muestras de alta calidad utilizando ensayos cíclicos de laboratorio apropiados.

El tercer método proporciona el mayor nivel de comprensión y confianza, mientras que los primeros dos métodos emplean aproximaciones empíricas para lograr mayor economía. Para proyectos de bajo riesgo, los primeros dos métodos suelen ser suficientes. Según el trabajo de Wijewickreme y Sanin (2007), el CRR 7.5 para limos blandos de baja plasticidad también puede estimarse utilizando el mismo método basado en OCR o su (aunque  $PI < 10$ ) siempre que los ensayos (CPT o FVT) se hayan realizado en condiciones no drenadas.

El CPT puede utilizarse para estimar tanto la relación de resistencia a la corte no drenada ( $s_u/\sigma'_{vc}$ ) como el historial de esfuerzos (OCR). El CPT tiene la ventaja de que los resultados son repetibles y proporcionan un perfil continuo y detallado de OCR y, por lo tanto, de  $CRR_{7.5}$ .

Robertson (2009) recomendó el siguiente método basado en CPT que puede aplicarse a todos los suelos (es decir, sin límite de  $I_c$ ):

Cuando  $I_c \leq 2.50$ , se asume que los suelos son similares a arenas y la penetración CPT es esencialmente drenada:

Utilice la recomendación de Robertson y Wride (1998) basada en

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn}$$

Donde  $K_c$  es una función de  $I_c$  (actualizado por Robertson, 2022, ver Figura 48)

Cuando  $I_c > 2.70$ , se asume que los suelos son similares a arcilla y la penetración CPT es esencialmente no drenada, donde:

$$CRR_{7.5} = 0.053 Q_{tn} K_{\alpha}$$

Cuando  $2.50 < I_c < 2.70$ , región de transición:

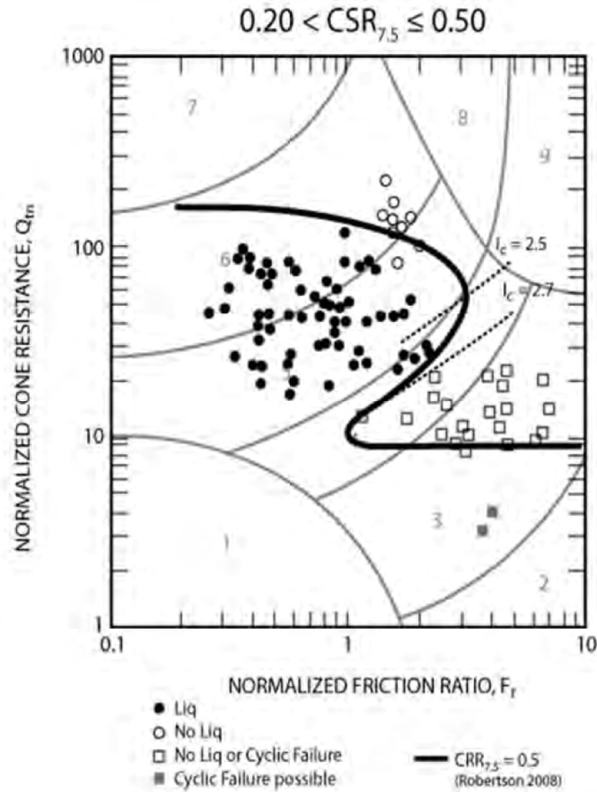
Utilice el método de Robertson y Wride (1998) basado en  $Q_{tn,cs}$

$$\text{Cuando } K_c = 6 \times 10^{-7} (I_c)^{16.76}$$

Las recomendaciones para  $2.50 < I_c < 2.70$  representan una transición de una penetración de cono esencialmente drenada a una penetración de cono esencialmente no drenada, donde los suelos pasan de ser predominantemente similares a arena a predominantemente similares a arcilla.

Con base en el enfoque anterior, la curva de nivel de  $CRR_{7.5} = 0.50$  (para  $K_\alpha = 1.0$ ) en el gráfico CPT SBTn se muestra en la Figura 50, en comparación con observaciones de campo de casos históricos. Para proyectos de bajo riesgo, el  $CRR_{7.5}$  para el ablandamiento cíclico en suelos similares a arcilla puede estimarse utilizando correlaciones generalmente conservadoras del CPT. Para proyectos de riesgo medio, también se pueden utilizar ensayos de veleta de campo (FVT) para proporcionar correlaciones específicas del sitio con el CPT. Para proyectos de alto riesgo, se deben obtener muestras inalteradas de alta calidad y realizar ensayos de laboratorio cíclicos apropiados. Dado que el muestreo y los ensayos de laboratorio pueden ser lentos y costosos, las ubicaciones de las muestras deben determinarse a partir de una evaluación preliminar utilizando el CPT (Ensayo de Penetración de Cono).

El enfoque descrito anteriormente (Robertson, 2009 para todos los suelos) tiende a funcionar bien en perfiles de suelo que presentan depósitos bien definidos de suelos tipo arena o tipo arcilla. Sin embargo, el enfoque puede ser conservador en perfiles donde un volumen significativo de suelo se sitúa en la región de transición donde  $2.5 < I_c < 2.7$ . En estos casos, se deben obtener muestras para clarificar el comportamiento del suelo. Puede ser útil realizar análisis utilizando tanto el método NCEER/RW98 para suelos tipo arena como el método de Robertson (2009) para todos los suelos, con el fin de evaluar la sensibilidad de los resultados al tipo de suelo.



**Figura 50.** Relación de Resistencia Cíclica (CRR)  $M = 7.5$  utilizando CPT (Después de Robertson, 2009)

### 3. Evaluación de las Deformaciones Post-terremoto

Se han desarrollado varios índices simplificados para estimar el nivel de daños superficiales debido a la licuefacción. El primero fue el Índice de Potencial de Licuefacción (LPI) propuesto por Iwasaki (1978), que proporcionó una ponderación lineal al factor de seguridad calculado contra la licuefacción ( $1-FS_{liq}$ ) en los primeros 20 m del suelo y vinculó el LPI con la severidad del daño superficial.

Después de los terremotos de Christchurch, Nueva Zelanda, de 2010-11, Tonkin y Taylor (2013) desarrollaron un Índice de Severidad de Licuefacción (LSN) que utiliza la deformación volumétrica calculada y ponderada por profundidad dentro de las capas de suelo como un indicador de la severidad del daño por licuefacción probable en la superficie del terreno. El método de cálculo de la deformación considera las deformaciones que ocurren cuando los suelos tienen un  $FS_{liq}$  calculado por debajo de 2.0. Esto significa que el LSN comienza a incrementarse de manera gradual a medida que el  $FS_{liq}$  disminuye, en lugar de hacerlo únicamente cuando el  $FS_{liq}$  alcanza 1.0. Otro aspecto del LSN es que las deformaciones se autolimitan en función

A medida que la  $FS_{liq}$  disminuye, depende de la densidad inicial, por lo que un perfil de suelo dado tiene un LSN máximo al que tiende a medida que aumenta la PGA.

Estos índices simplificados pueden ser una guía útil para prever los daños superficiales esperados basándose en el desempeño de casos históricos, pero ignoran los posibles mecanismos hidráulicos posteriores al sismo que pueden llevar a una estimación incorrecta de los efectos inducidos por la licuefacción.

### *Deformaciones verticales*

Los mecanismos principales del asentamiento de estructuras inducido por licuefacción son las deformaciones inducidas por cambios volumétricos, las inducidas por corte (provenientes de cimentaciones cercanas) y las deformaciones inducidas por efectos.

Los asentamientos unidimensionales inducidos por cambios volumétricos suelen ser el mecanismo dominante que produce asentamientos en la superficie. Para proyectos de bajo a mediano riesgo y para estimaciones preliminares en proyectos de alto riesgo, los asentamientos unidimensionales inducidos por cambios volumétricos posteriores al sismo 1D pueden estimarse utilizando varios métodos empíricos para calcular las deformaciones volumétricas posteriores al sismo (por ejemplo, Zhang et al., 2002). El método de Zhang et al. (2002) utiliza la  $FS_{liq}$  del método de Robertson y Wride (1998) para proporcionar un perfil vertical detallado de las deformaciones volumétricas estimadas en cada ubicación de CPT. La suma de estas deformaciones volumétricas proporciona una estimación de los asentamientos superficiales posteriores al sismo. Idriss y Boulanger (2008) sugirieron un método que es esencialmente el mismo enfoque, pero utiliza la  $FS_{liq}$  determinada por su método. Las deformaciones volumétricas calculadas también se utilizan para determinar el LSN.

El enfoque unidimensional basado en CPT es generalmente conservador, ya que suele aplicarse a todos los datos de CPT, utilizando a menudo software comercialmente disponible (por ejemplo, CLiq) o software propio. El enfoque unidimensional basado en CPT captura los valores bajos (mínimos) del cono en las capas de suelo y en las zonas de transición en los límites del suelo. Estos valores bajos del cono en las zonas de transición suelen resultar en deformaciones volumétricas acumuladas que tienden a aumentar el asentamiento estimado. Se debe aplicar juicio de ingeniería para eliminar el exceso de conservadurismo en depósitos altamente interestratificados donde hay frecuentes zonas de transición en los límites del suelo. El software puede eliminar valores en zonas de transición en los límites del suelo (por ejemplo, CLiq de <http://www.geologismiki.gr/>).

Robertson y Shao (2010) sugirieron un método simplificado basado en CPT para estimar la compresión sísmica en suelos no saturados. Este método incluye un factor de 2 para considerar la carga multidireccional. Sin embargo, la experiencia sugiere que este factor adicional de 2 es excesivamente conservador.

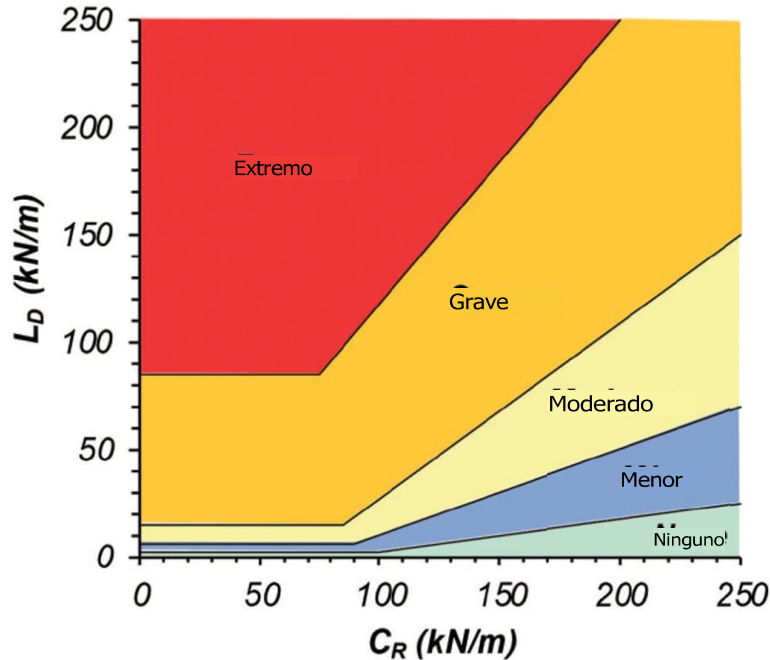
En suelos de tipo arcilloso, las deformaciones volumétricas posteriores al sismo debidas al ablandamiento cíclico serán menores que las experimentadas por suelos de tipo arenoso debido a la licuefacción cíclica. Un valor típico de 0,5% o menos es apropiado para la mayoría de los suelos arcillosos. Robertson (2009) sugirió un enfoque simplificado para estimar las deformaciones volumétricas posteriores al sismo en suelos arcillosos basado en los resultados de CPT. Para proyectos de alto riesgo, puede ser necesario realizar muestreos de alta calidad seleccionados y ensayos de laboratorio apropiados en las zonas críticas identificadas por el enfoque simplificado.

Se requiere juicio de ingeniería para evaluar las consecuencias de los asentamientos verticales unidimensionales calculados a partir de las deformaciones volumétricas inducidas, considerando la variabilidad del suelo, la profundidad de las capas licuadas, el espesor de los suelos no licuados sobre los suelos licuados y los detalles del proyecto (véase Zhang et al., 2002). Los desplazamientos de los edificios situados sobre suelos que experimentan licuefacción dependerán de los detalles y la profundidad de la cimentación, el espesor y la distribución lateral de los suelos licuados. En general, los movimientos de los edificios resultan de una combinación de deformaciones por corte y volumétricas, además de la posible pérdida de terreno debido a la expulsión de suelo (erupciones de arena, etc.).

Los registros de casos han demostrado que las cimentaciones superficiales con una capa superficial susceptible a la licuefacción también pueden experimentar grandes movimientos inducidos por corte que no pueden estimarse utilizando los procedimientos unidimensionales disponibles. Bray y Macedo (2017) propusieron un método simplificado para estimar el asentamiento adicional que puede ocurrir debido a movimientos por corte bajo un edificio. Bray y Macedo (2017) demostraron que las cimentaciones superficiales bien diseñadas (es decir, con un alto factor de seguridad contra fallas por capacidad portante) con una capa profunda susceptible a la licuefacción, en gran medida, experimentarán una re-consolidación volumétrica que puede estimarse utilizando procedimientos unidimensionales.

Hutabarat y Bray (2022) propusieron un método simplificado para estimar la severidad de la deformación inducida por la eyección de material debido a la licuefacción. Demostraron que la severidad era una función de la demanda de licuefacción ( $L_D$ ), causada por presiones de filtración ascendentes que pueden producir flujo artesiano debido al exceso de presión de poros inducida por la licuefacción, y de la resistencia de la capa de costra ( $CR$ ), basada en la resistencia y el espesor de la capa de costra no susceptible a la licuefacción. Los valores bajos de  $L_D$  tienden a estimarse en sitios con suelos estratificados, mientras que los valores altos Los valores de  $L_D$  se calculan en sitios con depósitos gruesos de arena susceptible a la licuefacción.  $CR$  mejora la fiabilidad del procedimiento al diferenciar el comportamiento de los sitios con o sin una capa de costra competente sobre una capa gruesa susceptible a la licuefacción con un valor alto de  $L_D$ . El gráfico de Hutabarat y

Bray (2022) se muestra en la Figura 51.



**Figura 51.** Gráfico de severidad de eyección inducida por licuefacción (Según Hutabarat y Bray, 2022)

Las deformaciones de eyección inducidas por licuefacción tienden a ser mayores en sitios con capas gruesas de arena licuable cerca de la superficie del terreno, combinadas con una delgada y débil corteza no licuable. Esto es consistente con las observaciones realizadas por Ishihara (1985), quien relacionó los daños superficiales inducidos por licuefacción con el espesor de la capa de arena licuable y el espesor de la corteza superficial no licuable que la recubre.

Existen algunos casos en los que el gráfico LD–CR ha demostrado ser menos fiable, y estos casos incluyen:

- Una arena gruesa de densidad media a alta puede producir más eyección debido a una licuefacción secundaria inducida por el flujo ascendente posterior al sismo, aunque la licuefacción solo se desencadene en una capa limitada, lo que puede resultar en una subestimación potencial.
- Una capa profunda con un bajo  $FS_{liq}$  puede reducir la demanda sísmica en profundidades superficiales, donde los procedimientos simplificados de activación indican que se producirá licuefacción, lo que puede resultar en una sobrestimación potencial. Además, un sitio parcialmente estratificado con una capa intermedia de baja permeabilidad puede no producir eyección debido a la reducción del flujo ascendente.

### ***Deformaciones laterales***

Para proyectos de bajo a medio riesgo y para la evaluación preliminar de proyectos de alto riesgo, la deformación lateral posterior al sismo (expansión lateral) puede estimarse utilizando varios métodos empíricos (Youd et al., 2002 y Zhang et al., 2004). El método de Zhang et al. (2004) tiene la ventaja de estar basado en resultados de CPT y puede proporcionar un perfil vertical detallado de las deformaciones en cada ubicación de CPT. El método de Zhang et al. (2004) ofrece un índice de desplazamiento lateral (LDI) mediante la suma de las deformaciones cortantes estimadas y luego ajusta este valor (basado en el comportamiento observado en casos históricos) para estimar el desplazamiento lateral (LD) para la geometría del terreno de entrada. Boulanger e Idriss (2008) sugirieron un enfoque similar, pero no extendieron el método más allá del LDI. Por lo tanto, no es posible comparar el LD calculado por Zhang et al. (2002) con el LDI de Boulanger e Idriss (2008).

El enfoque basado en CPT es generalmente conservador, ya que normalmente se aplica a todos los datos de CPT y captura los valores bajos (mínimos) del cono en las capas de suelo y en las zonas de transición en los límites del suelo. Estos valores bajos del cono en las zonas de transición suelen resultar en deformaciones cortantes acumuladas que tienden a aumentar las deformaciones laterales estimadas. Se debe aplicar criterio de ingeniería para eliminar el exceso de conservadurismo en depósitos altamente interestratificados donde existen frecuentes zonas de transición en los límites del suelo. El software puede eliminar los valores en las zonas de transición en los límites del suelo (por ejemplo, CLiq de <http://www.geologismiki.gr/>).

Se requiere criterio de ingeniería para evaluar las consecuencias de los desplazamientos lateral es calculados considerando la variabilidad del suelo, la geometría del sitio, la profundidad de las capas licuadas y los detalles del proyecto. En general, se asume que cualquier capa licuada ubicada a una profundidad mayor al doble de la profundidad de la cara libre tendrá poca influencia en las deformaciones laterales. Sin embargo, se requiere criterio de ingeniería basado en los detalles específicos del sitio.

### ***Sitios con depósitos estratificados (arenas y arcillas intercaladas)***

Cubrinovski et al. (2019) demostraron que el comportamiento de un sitio ante cargas sísmicas y licuación es una respuesta de sistema controlada por el perfil completo del suelo. Mostraron que los métodos empíricos existentes basados en CPT proporcionan generalmente buenas predicciones de la licuación y las deformaciones resultantes para sitios compuestos principalmente por depósitos similares a arena. Sin embargo, en sitios con depósitos intercalados de tipo arena y tipo arcilla, los métodos empíricos existentes tienden a sobrestimar la licuación y las deformaciones resultantes. Las capas frecuentes de suelos tipo arcilla tienden a reducir los efectos de la licuación. Cubrinovski et al. (2019) y otros han sugerido que se deben utilizar análisis dinámicos de esfuerzos efectivos unidimensionales (1-D) para evaluar el comportamiento de sitios con depósitos estratificados. Para proyectos de alto riesgo, este puede ser un enfoque apropiado. Para proyectos de bajo a medio

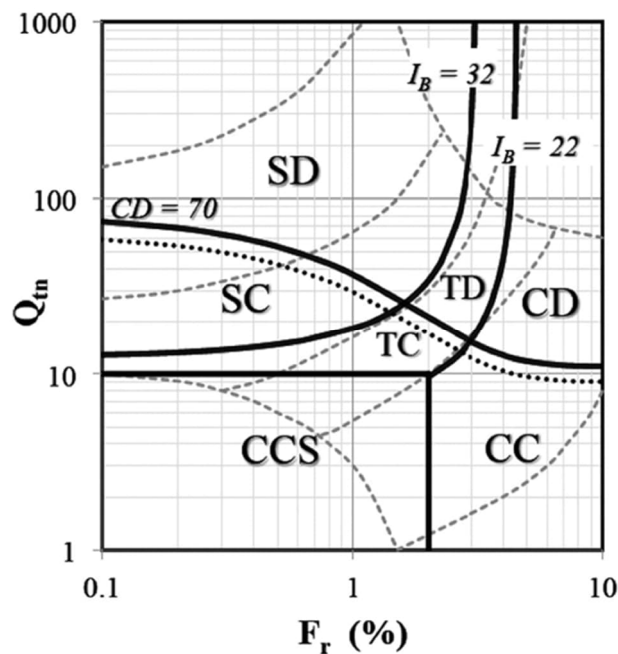
riesgo, se puede utilizar el enfoque simplificado, pero es importante reconocer que la licuación y las deformaciones resultantes predichas probablemente serán conservadoras. El método de Hutabarat y Bray (2022) incluye un enfoque simplificado para estimar la cantidad de presiones de poros inducidas por sismos, lo cual puede ser útil para comprender la probable distribución de altas presiones de poros y cómo las capas de arcilla pueden limitar los efectos de estas presiones de poros en el comportamiento general del sitio.

Cuando las deformaciones laterales calculadas utilizando los métodos empíricos anteriores son muy grandes (es decir, deformaciones cortantes superiores al 30%), los suelos también deben evaluarse en cuanto a su susceptibilidad a la pérdida/reducción de resistencia (ver la siguiente sección sobre licuación por flujo en terrenos inclinados) y debe evaluarse la estabilidad general frente a un deslizamiento por flujo.

Cuando sea apropiado para proyectos de alto riesgo, se pueden realizar análisis dinámicos de esfuerzos efectivos (ESA) para obtener información adicional, como lo describen Hutabarat y Bray (2021) y Cubrinovski et al. (2019).

**Comentarios generales sobre la evaluación de la licuación cíclica**

Robertson y Wride (1998) (y actualizado por Robertson, 2016) sugirieron zonas en las que los suelos son susceptibles a la licuación basándose en el gráfico normalizado de comportamiento del suelo. Una actualización del gráfico se muestra en la Figura 52 junto con directrices generales relacionadas con la evaluación tanto de la licuación cíclica como de la licuación por flujo.



**Figura 52** Zonas de potencial licuefacción/reblandecimiento basadas en el CPT (Ver Figura 25b para más detalles)

**Suelos tipo arena (SD y SC,  $I_B > 32$ )** - Evaluar el comportamiento potencial utilizando correlaciones de licuefacción basadas en casos históricos con CPT.

**SD** Es posible la licuefacción cíclica dependiendo del nivel y la duración de la carga cíclica.

**SC** Es posible la licuefacción cíclica y la pérdida de resistencia por (licuefacción por flujo) dependiendo de la carga y la geometría del terreno.

**Suelos tipo arcilla (CD y CC,  $I_B < 22$ )** – Evaluar el comportamiento potencial en base a mediciones in situ y/o de laboratorio.

**CD** Es posible el reblandecimiento cíclico dependiendo del nivel y la duración de la carga cíclica.

**CC/CCS** Es posible el reblandecimiento cíclico y la pérdida de resistencia por (licuefacción por flujo) dependiendo de la sensibilidad y plasticidad del suelo, la carga y la geometría del terreno.

**Suelos de transición (TD y TC,  $32 > I_B > 22$ )** – Evaluar el comportamiento potencial en base a mediciones in situ y/o de laboratorio.

**TD** Es posible la licuefacción cíclica dependiendo del nivel y la duración de la carga cíclica.

**TC** Es posible el reblandecimiento cíclico y la pérdida de resistencia por (licuefacción por flujo) dependiendo de la sensibilidad y plasticidad del suelo, la carga y la geometría del terreno.

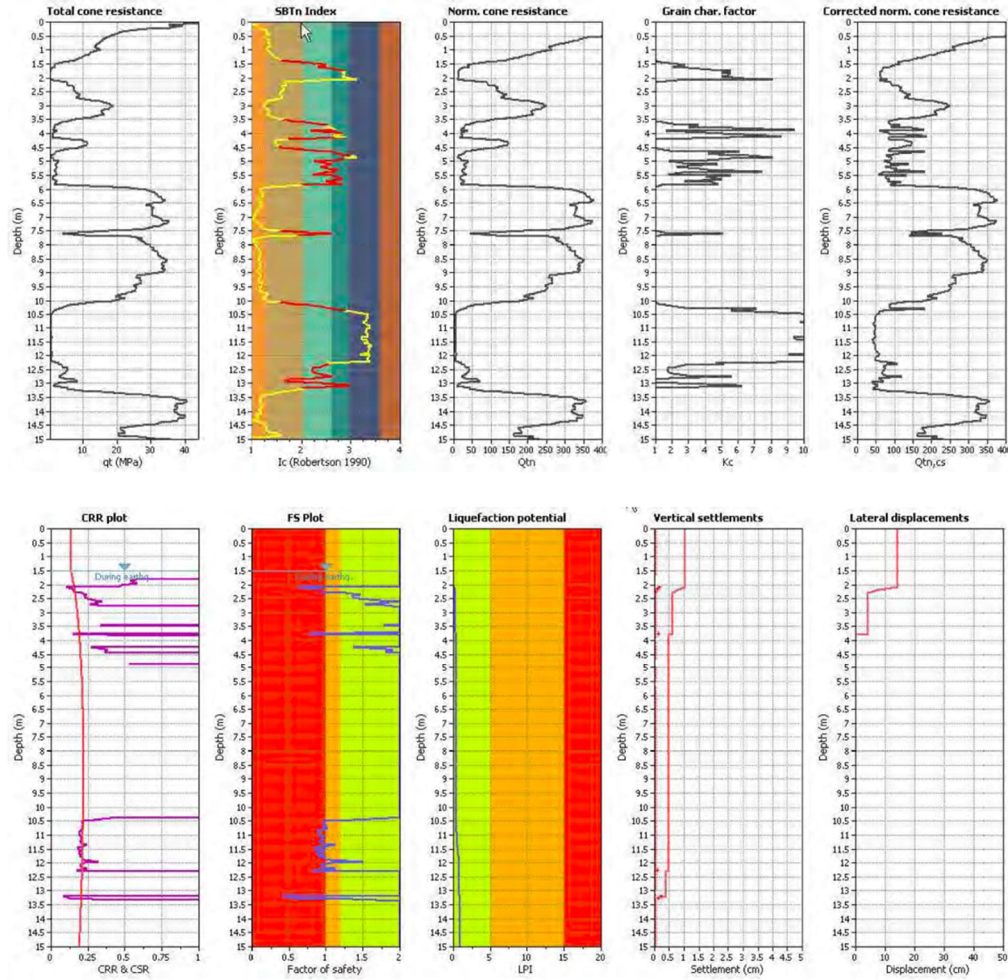
La evaluación de la licuefacción puede ser algo compleja debido a las numerosas variables involucradas. Es común utilizar software comercial para ayudar en los análisis. Idealmente, se debe utilizar primero un software como CPeT-IT para procesar los datos de CPT, asegurando el control de calidad y obteniendo información sobre el perfil del terreno y las condiciones del nivel freático. Tras el procesamiento con CPeT-IT, el archivo de datos CPT puede importarse a un software de licuefacción basado en CPT, como CLiq. En la evaluación de la licuefacción cíclica, normalmente no se conoce la “respuesta correcta”, ya que el sismo de diseño es de naturaleza probabilística y presenta muchas variables, mientras que la mayoría de los métodos actuales basados en CPT son deterministas y también involucran muchas variables. Sin embargo, el software puede utilizarse para acotar la respuesta esperada tanto en términos de licuefacción como de las deformaciones resultantes. Si se aplican los métodos actuales basados en CPT tal como están publicados, los resultados tienden a ser conservadores. CLiq permite al usuario comparar diferentes métodos de manera sencilla y eficiente. Idealmente, cada método debería producir resultados algo similares. Si los resultados difieren significativamente, deben evaluarse para determinar las posibles razones de dichas diferencias. Normalmente, cuando un sitio está

compuesto predominantemente por suelos arenosos en los primeros 12 m y con un nivel freático alto ( $z_w < 4\text{m}$ ) y para un sismo de diseño con  $M_w < 8$  (ver resumen de la base de datos en la Figura 47), los métodos suelen proporcionar resultados similares, ya que todos se basaron en sitios de bases de datos similares. Las diferencias ocurren cuando el sitio está compuesto por suelos interestratificados (arenas y arcillas) o cuando los valores de entrada están fuera del rango obtenido de los casos históricos.

Un detalle para recordar es que el CRR se basa en los esfuerzos in situ (profundidad y condiciones del nivel freático) en el momento del CPT para obtener el  $Q_{in,cs}$  normalizado correcto, pero el CSR se basa en los esfuerzos in situ estimados en el momento del terremoto (por ejemplo, la profundidad y las condiciones del nivel freático pueden diferir). Es importante aplicar periodos de retorno comparables para el sismo y las condiciones del nivel freático asumidas en el momento del sismo de diseño para evitar un exceso de conservadurismo.

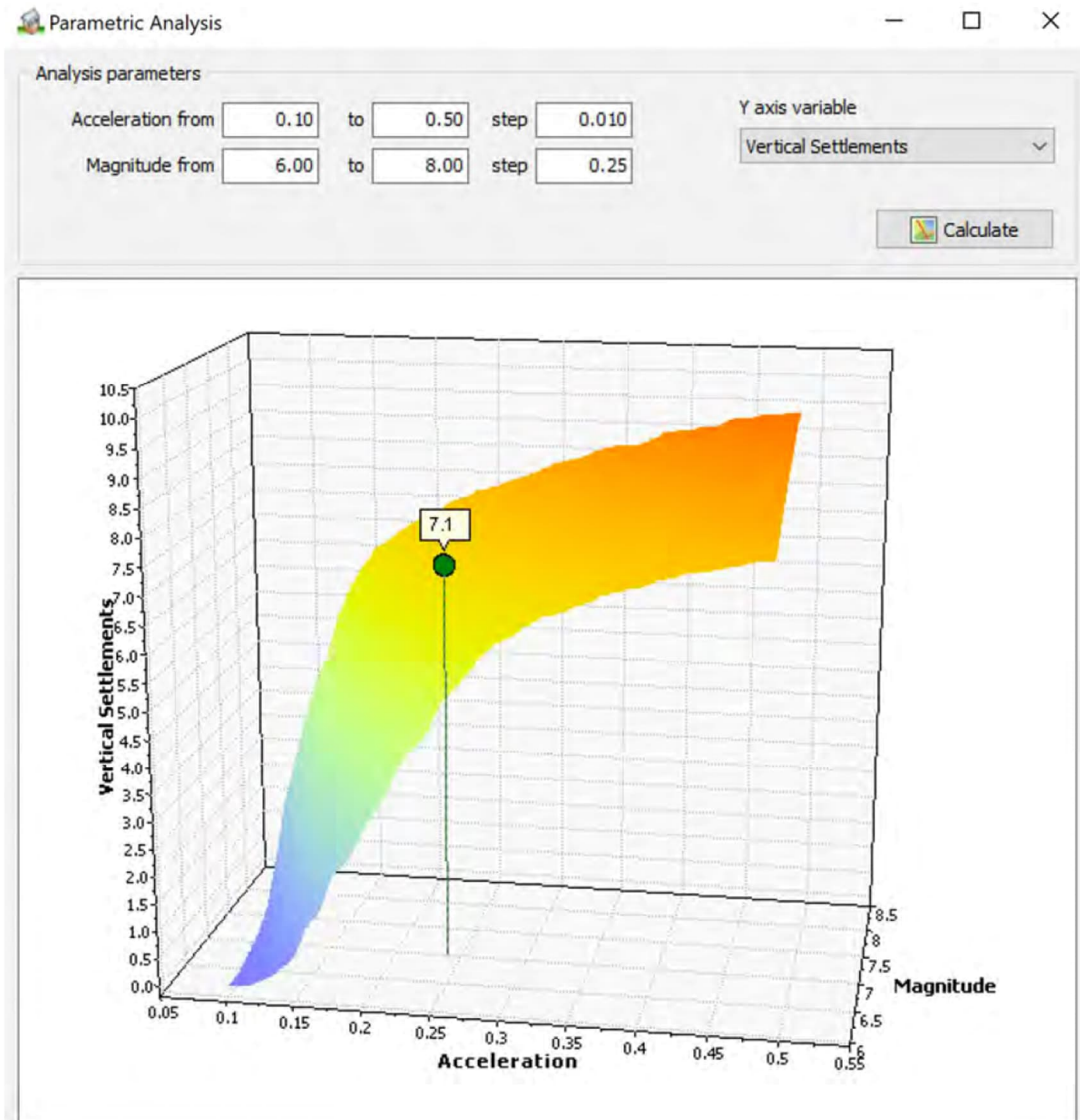
Se deben realizar análisis de sensibilidad cambiando las principales variables (por ejemplo, carga sísmica (como  $M_w$  y  $a_{max}$ ) y condiciones del suelo (por ejemplo, pesos unitarios, nivel freático, zonas de transición)) para obtener una mejor comprensión de la sensibilidad de los resultados.

Un ejemplo de un método basado en CPT para evaluar la licuefacción cíclica se muestra en la Figura 53 para un sitio en Moss Landing que sufrió licuefacción cíclica y desplazamiento lateral durante el terremoto de Loma Prieta de 1989 en California (Boulanger et al., 1995). Tenga en cuenta que las zonas de transición están identificadas en rojo.



**Figura 53.** Ejemplo de un enfoque basado en CPT para evaluar la licuefacción cíclica en el sitio de Moss Landing, mostrando (a) parámetros intermedios (b) CRR, FS y deformaciones posteriores al terremoto utilizando el software ‘CLiq’ (<http://www.geologismiki.gr/>)

CLiq ofrece la opción de comparar resultados para una variedad de entradas sísmicas (por ejemplo, un rango tanto de  $M$  como de  $a_{max}$  como se muestra en la Figura 54). El ejemplo muestra que si el terremoto fuera mayor (por ejemplo, mayor  $a_{max}$ , los asentamientos verticales resultantes no son excesivamente sensibles, ya que la licuefacción ya se ha desencadenado en su mayoría. Sin embargo, si el terremoto fuera menor, los resultados se vuelven bastante sensibles, ya que menos parte del perfil será activada y, finalmente, cuando  $a_{max}$  está por debajo de aproximadamente 0.1 (en este caso), muy poca parte del perfil experimentará licuefacción.



**Figura 54.** Ejemplo de sensibilidad basada en CPT a variables sísmicas ( $M_w$  y  $a_{max}$ )

***Licuefacción por flujo (estática) (Sitios con pendientes pronunciadas)***

El terreno con pendiente pronunciada se define como:

1. Terreno con pendiente pronunciada (ángulo de pendiente > 5 grados)
2. Terraplenes de tierra (por ejemplo, presas, estructuras de relaves)

La licuefacción por flujo puede ocurrir en cualquier suelo suelto saturado o casi saturado, como arenas y limos muy sueltos, así como en arcillas sensibles, y constituye un problema importante de diseño para grandes estructuras de suelo, como depósitos de relaves mineros y presas de tierra. Para que una pendiente experimente inestabilidad debido a la licuefacción por flujo, se requieren las siguientes condiciones:

- Suelos sueltos saturados o casi saturados que son contractivos a grandes deformaciones y pueden experimentar una pérdida/reducción significativa y rápida de resistencia en corte no drenado
- Altos esfuerzos cortantes estáticos en relación con la resistencia al corte no drenado a grandes deformaciones resultante (por ejemplo, terrenos con pendientes pronunciadas)
- Evento(s) que pueden desencadenar la pérdida de resistencia
- Volumen suficiente de suelos sueltos saturados y casi saturados para que la inestabilidad se manifieste, y
- Geometría adecuada que permita la inestabilidad.

Si un suelo puede ablandarse por deformación en corte no drenado y, por lo tanto, es susceptible a la licuefacción por flujo, se requiere una estimación de la resistencia a la corte licuada a grandes deformaciones resultante para los análisis de estabilidad. Se han publicado muchos procedimientos para estimar la resistencia al corte residual o licuada de los suelos. Robertson (2010) describió un método para evaluar tanto la susceptibilidad de los suelos a la pérdida de resistencia no drenada que podría resultar en licuefacción por flujo, como un método para estimar la resistencia al corte no drenada licuada resultante de suelos predominantemente arenosos utilizando datos de ensayo de penetración de cono (CPT). Robertson (2022) actualizó el método para extender el enfoque a todos los suelos. El proceso CPT es esencialmente drenado en suelos de tipo arenoso y cualquier correlación para estimar tanto la susceptibilidad como la resistencia al corte no drenada requiere un vínculo con un parámetro intermedio, como el parámetro de estado ( $\psi$ ), que fue el enfoque general adoptado por Plewes et al. (1992), Jefferies y Been (2016) y Robertson (2010). En suelos de tipo arcilloso, el proceso CPT es esencialmente no drenado, y la resistencia al corte no drenada residual puede estimarse directamente a partir de la resistencia del manguito del CPT,  $f_s$ , y a que  $f_s \sim s_{u(r)}$ .

Secuencia para evaluar la licuefacción por flujo (es decir, pérdida/reducción de resistencia)

1. Evaluar la susceptibilidad a la pérdida/reducción de resistencia en corte no drenado
2. Evaluar las resistencias al corte no drenado a grandes deformaciones (residual/licuada)
3. Evaluar la estabilidad utilizando las resistencias al corte no drenadas a grandes deformaciones
4. Evaluar si se desencadenará la pérdida de resistencia

Los antecedentes han demostrado que cuando ocurre una pérdida de resistencia significativa y rápida en secciones críticas de una estructura de suelo, las fallas resultantes suelen ser muy rápidas, ocurren con poca advertencia y las deformaciones resultantes suelen ser muy grandes (por ejemplo, Morgenstern et al., 2016; Robertson et al., 2019).

La experiencia también ha demostrado que los eventos desencadenantes pueden ser muy pequeños (Robertson et al., 2019). Para estructuras donde las consecuencias de una falla son altas (por ejemplo, pérdida de vidas y/o daños ambientales y reputacionales significativos), es prudente asumir que se desencadenará la pérdida de resistencia, ya que a menudo es imposible diseñar con confianza basándose en la suposición de que la pérdida de resistencia no se desencadenará en algún momento durante la vida útil de la estructura. En regiones sísmicas, incluso pequeños terremotos pueden desencadenar la pérdida de resistencia si los suelos son susceptibles y están sometidos a altos esfuerzos cortantes estáticos. En general, el énfasis en el diseño está principalmente en la evaluación de la susceptibilidad a la pérdida de resistencia y la correspondiente resistencia a la corte no drenada a grandes deformaciones.

### *1. Evaluar la susceptibilidad a la pérdida de resistencia en corte no drenado*

El comportamiento de los suelos bajo corte antes de la falla puede clasificarse en dos grupos principales: suelos que dilatan a grandes deformaciones y suelos que se contraen a grandes deformaciones. Los suelos saturados (o casi saturados) que se contraen a grandes deformaciones presentan una resistencia al corte en condiciones no drenadas inferior a la resistencia bajo carga drenada, debido al aumento resultante de la presión de poros y la disminución de la tensión de confinamiento efectiva.

Los suelos saturados que dilatan a grandes deformaciones tienden a tener una resistencia al corte en carga no drenada igual o mayor que en carga drenada. Sin embargo, dado que no se puede confiar en los beneficios de la dilatancia a largo plazo, es común aplicar parámetros de resistencia a la corte drenada para suelos dilatativos. Cuando los suelos saturados (y casi saturados) se contraen a grandes deformaciones, pueden experimentar ablandamiento por deformación (pérdida de resistencia) en corte no drenado, aunque no todos los suelos que se contraen a grandes deformaciones presentan una respuesta de ablandamiento por deformación en corte no drenado (Robertson, 2017). Cuanto más contractivo sea el suelo, mayor será la posible pérdida/reducción de resistencia en corte no drenado.

Robertson (2016) proporcionó una versión actualizada del gráfico de tipo de comportamiento del suelo (S<sub>B</sub>T) basado en CPT, que propuso un límite simplificado para identificar si los suelos serían cualquier contractivos o dilatativos a grandes deformaciones (Figura 52). El límite se definió de la siguiente manera: los suelos son contractivos cuando  $CD < 70$ , donde:

$$CD = (Q_{tn} - 11) (1 + 0.06 F_r)^{17}$$

La relación se aplica a suelos con poca o ninguna microestructura, por ejemplo, suelos geológicamente jóvenes (es decir, menos de 10,000 años) y/o suelos no cementados (es decir, sin cementación).

La tendencia de los suelos a cambiar de volumen durante el corte abarca un amplio espectro, desde altamente contractivos hasta altamente dilatativo. Los suelos muy sueltos tienden a contraerse continuamente hacia el estado crítico (CS), mientras que los suelos moderadamente sueltos pueden contraerse inicialmente y luego dilatarse algo antes de alcanzar el estado crítico. En corte no drenado, los suelos arenosos moderadamente sueltos y saturados pueden experimentar cierto ablandamiento por deformación seguida de endurecimiento por deformación durante ensayos triaxiales de compresión controlados por deformación. El endurecimiento por deformación a grandes deformaciones observado en suelos arenosos moderadamente sueltos en ensayos triaxiales de laboratorio controlados por deformación puede no observarse bajo condiciones controladas por carga en campo debido a los efectos de inercia de la carga muerta (Castro, 1969). Por lo tanto, el endurecimiento por deformación observado en el laboratorio en las muestras de arena moderadamente suelta sometidas a cargas controladas por deformación puede no experimentarse en el campo bajo cargas gravitacionales. Por esta razón, el límite sugerido para definir suelos contractivos basado en datos de CPT tiende a ser ligeramente conservador, como lo describe Robertson (2016). Algunos investigadores (Yoshimine et al., 1999) han sugerido que la línea de estado crítico (CSL, por sus siglas en inglés) para el diseño debe definirse utilizando los valores mínimos de resistencia, a veces denominados estado cuasi-estable, obtenidos de ensayos de compresión triaxial.

Si existen capas o zonas de materiales de baja permeabilidad que puedan inhibir la redistribución del agua intersticial después de una carga sísmica y promover la redistribución de vacíos, se debe aumentar el nivel de conservadurismo al evaluar la susceptibilidad a la pérdida de resistencia.

## 2. *Evaluar las resistencias al corte no drenadas a grandes deformaciones (residual/licuada)*

*Suelos de tipo arenoso y suelos transicionales ( $I_c < 3.0$ )*

En suelos de tipo arenoso, con un índice de tipo de comportamiento del suelo  $I_c < 2.60$ , donde el proceso de penetración CPT es predominantemente drenado, Robertson (2010) sugirió que la resistencia de cono normalizada ( $Q_{tn}$ ) puede vincularse con el parámetro de estado ( $\psi$ ) utilizando una resistencia de cono normalizada equivalente a arena limpia ( $Q_{tn,cs}$ ) definida por:

$$Q_{tn,cs} = Q_{tn} K_c$$

Donde  $Q_{tn,cs}$  es la resistencia de cono normalizada equivalente a arena limpia y  $K_c$  es un factor de corrección para tener en cuenta el cambio de comportamiento con el aumento del contenido de finos y la compresibilidad.

Robertson (2010) sugirió una relación entre  $Q_{tn,cs}$  y  $\psi$  para suelos de tipo arenoso, de la siguiente manera:

$$\psi = 0.56 - 0.33 \text{ Log } (Q_{tn,cs})$$

Una relación similar también fue sugerida por Been et al. (2012). Sin embargo, en suelos de transición con  $2.6 < I_c < 3.0$  (por ejemplo, arenas limosas y limos arenosos), la penetración CPT puede ser parcialmente drenada, donde se pueden medir pequeñas presiones intersticiales en exceso. En estos suelos, la correlación con el parámetro de estado se vuelve algo menos confiable. Para tener en cuenta el drenaje parcial, Robertson (2022) sugirió que el factor de corrección ( $K_c$ ) para obtener  $Q_{tn,cs}$  modificado para  $I_c < 3.0$  es el siguiente:

$$K_c = 1.8346 I_c^5 - 23.673 I_c^4 + 124.02 I_c^3 - 320.616 I_c^2 + 405.821 I_c - 199.97$$

o la versión simplificada:

$$K_c \approx 15 - \frac{14}{1 + (I_c / 2.95)^{11}} \text{ for } I_c \leq 3.0$$

Cuando  $I_c < 1.7$ ,  $K_c = 1.0$  (es decir, no se aplica corrección en arenas limpias).

El objetivo de la modificación fue unir la relación en suelos de tipo arenoso, basada en datos de CPT drenado, con la de suelos de tipo arcilloso, basada en datos de CPT no drenado. La relación modificada de  $K_c$  no debe extenderse más allá de  $I_c = 3.0$ , donde ocurre la penetración no drenada. Robertson (2022) sugirió que la  $K_c$  modificada también debería utilizarse para evaluar la licuefacción cíclica, ya que la licuefacción cíclica generalmente se limita a suelos de tipo arenoso con  $I_c < 2.60$ .

La correlación entre  $Q_{tn,cs}$  y la relación de resistencia no drenada licuada a gran deformación ( $S_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$ ), sugerida por Robertson (2010) para suelos predominantemente arenosos, también ha sido actualizada y simplificada para permitir que la relación se extienda a valores más altos de  $Q_{tn,cs}$ , donde los suelos son dilatativos a grandes deformaciones y donde la resistencia al corte de diseño está controlada por la resistencia drenada. La relación actualizada, mostrada en la Figura 55, se ha extendido para incluir suelos transicionales donde  $I_c < 3.0$  utilizando la  $K_c$  modificada. En la Figura 55, para referencia, se incluyen los puntos de datos de casos históricos de clase A y B de Robertson (2010), pero actualizados en base a los valores modificados de  $Q_{tn,cs}$  y con los casos eliminados cuando  $I_c > 3$ . También se incluyen en la Figura 55 los valores representativos de mejor estimación para los relaves gruesos ( $I_c < 3.0$ ) de los casos históricos de Fundão y Feijão (Morgenstern et al, 2016; Robertson et al, 2019).

También se añade una región sombreada para ilustrar el rango probable de incertidumbre en la evaluación de la relación de resistencia no drenada licuada a gran deformación. La Figura 55 también ilustra que cuando los suelos de tipo arenoso son contractivos a grandes deformaciones (es decir,  $Q_{tn,cs} < 70$ ), la resistencia a la corte no drenada es menor que la

resistencia drenada, y cuando los suelos de tipo arenoso son fuertemente dilatativos a grandes deformaciones ( $Q_{tn,cs} > 80$ ), la resistencia drenada es menor que la resistencia a la corte no drenada. Entre  $70 < Q_{tn,cs} < 80$ , los suelos pueden ser inicialmente contractivos, pero se vuelven progresivamente más dilatativos con el aumento de la deformación y la relación de resistencia a la corte no drenada puede ser alta pero permanece ligeramente por debajo de la relación de resistencia drenada, definida por  $\tan \phi'$ .

La correlación sugerida, simplificada y actualizada, para estimar la relación de resistencia no drenada licuada a gran deformación,  $s_u(liq)/\sigma'_{vo}$ , para suelos de tipo arenoso y transicionales, cuando  $I_c < 3.0$  es:

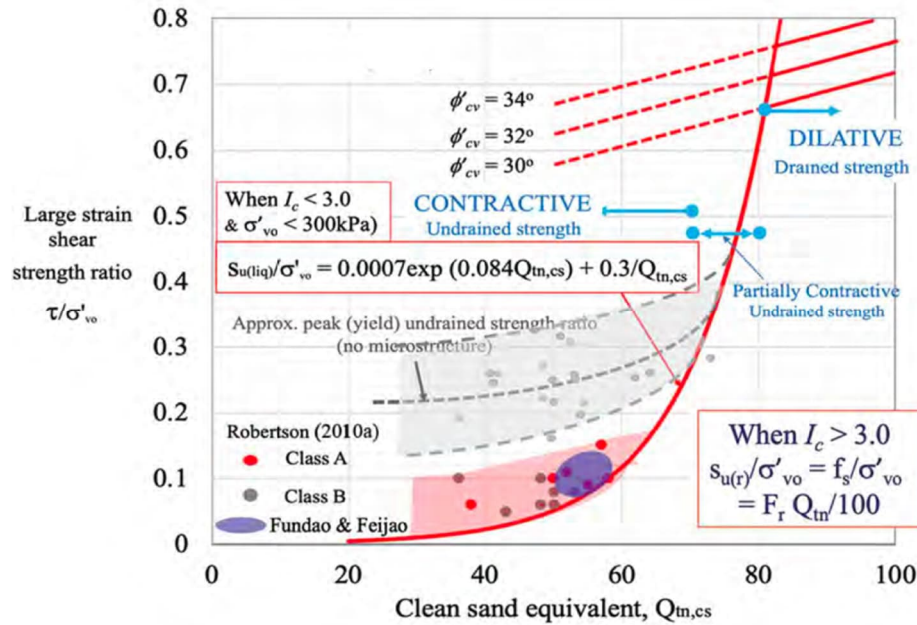
$$s_u(liq)/\sigma'_{vo} = 0.0007 \exp(0.084 Q_{tn,cs}) + 0.3/Q_{tn,cs}$$

Cuando  $Q_{tn,cs} < 20$ , asumir  $s_u(liq)/\sigma'_{vo} = 0.02$  pero usar  $s_u(liq) = 1\text{kPa}$ , como límite inferior cuando  $\sigma'_{vo} < 50\text{kPa}$ . El valor mínimo de  $1\text{kPa}$  representa la resistencia no drenada aproximada de un suelo de tipo arcilloso cuando está en estado semilíquido (es decir, en el límite líquido) para evitar estimaciones de valores más bajos bajo esfuerzos efectivos de sobrecarga bajos. La selección de valores inferiores a  $1\text{kPa}$  debe estar respaldada por datos de muestras de buena calidad donde los contenidos de agua in situ sean mayores que el límite líquido.

Esta relación se aplica cuando  $Q_{tn,cs} < 80$ , después de lo cual la relación de resistencia a la corte drenada típicamente controlará (es decir,  $\tan \phi'$ ), como se ilustra en la Figura 55. La resistencia máxima a la corte drenada está influenciada por el ángulo de fricción a volumen constante (estado crítico) ( $\phi'_{cv}$ ) y la dilatancia; sin embargo, la resistencia a la corte drenada a gran deformación está más controlada por  $\phi'_{cv}$ . La dilatancia está vinculada al parámetro de estado para el cual  $Q_{tn,cs}$  es un proxy cuando  $I_c < 3.0$ . Robertson (2012) sugirió un método simplificado para estimar el ángulo de fricción drenado máximo ( $\phi'$ ) basado en  $Q_{tn,cs}$ , como sigue:

$$\phi' = \phi'_{cv} + 15.84 [\log Q_{tn,cs}] - 26.88$$

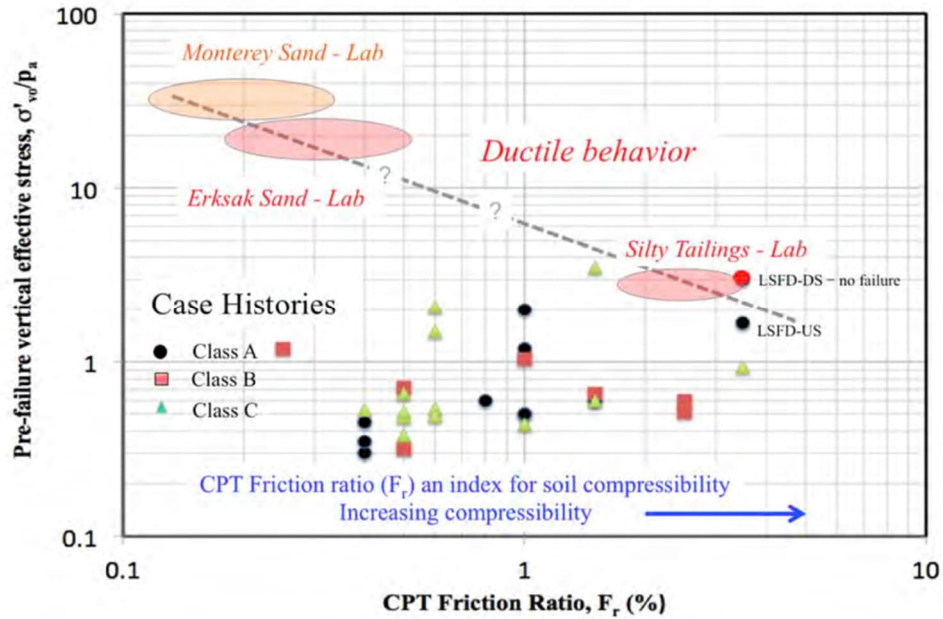
Esto requiere una estimación de  $\phi'_{cv}$ , que puede realizarse utilizando una relación empírica basada en las características del grano (por ejemplo, redondez del grano según Cho et al, 2006) o pruebas de laboratorio simples (por ejemplo, medir el ángulo de reposo para arena muy suelta muestras). Los valores equivalentes de la relación de resistencia a la corte drenada, mostrados en la Figura 55, comienzan en  $Q_{tn,cs} = 50$  donde  $\psi = 0$ . Las líneas inclinadas, mostradas en la Figura 55 cuando  $Q_{tn,cs} > 50$ , capturan la resistencia máxima debido a la dilatancia adicional, pero los valores mostrados en  $Q_{tn,cs} = 50$ , para varios  $\phi'_{cv}$ , representan mejor la relación de resistencia al corte a grandes deformaciones.



**Figura 55.** Relación entre la razón de resistencia al corte a gran deformación y  $Q_{tn,cs}$  cuando  $I_c < 3.0$  (Según Robertson, 2022)

La relación para estimar  $s_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$  para suelos tipo arena y suelos transicionales mostrada en la Figura 55 se basa principalmente en historiales de casos donde el esfuerzo vertical efectivo de confinamiento al fallo ( $\sigma'_{vo}$ ) fue menor a 3 atmósferas (es decir,  $< 300\text{kPa}$ ), siendo la mayoría de los casos menores a 2 atmósferas. Robertson (2017) demostró que el aumento del confinamiento efectivo tiende a hacer que los suelos sueltos tipo arena se comporten de manera más dúctil, con menor pérdida de resistencia debido a la curvatura de la línea de estado crítico (CSL).

El resultado es que  $s_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$  aumenta con el incremento de  $\sigma'_{vo}$  y se aproxima a un valor de alrededor de 0.22 a 0.25, similar a la razón de resistencia no drenada máxima (fluencia), bajo altos esfuerzos de confinamiento. La velocidad a la que  $s_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$  aumenta es función de la compresibilidad del suelo y la curvatura de la CSL. Para fines de diseño, la relación mostrada en la Figura 55 puede aplicarse para proporcionar una estimación razonable de  $s_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$  hasta  $\sigma'_{vo} = 300\text{kPa}$ . Para niveles de esfuerzo superiores, los valores estimados de  $s_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$  puede ser conservadoramente bajo y se requieren ensayos de laboratorio avanzados para guiar cualquier aumento en  $s_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$  debido a la curvatura de la CSL. Robertson (2017) proporcionó una guía aproximada para estimar el esfuerzo efectivo de sobrecarga cuando el comportamiento no drenado se vuelve más dúctil y  $s_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$  se aproxima a un valor cercano a 0.25 basado en la relación de fricción CPT, como se muestra en la Figura 56.



**Figura 56.** Relación entre el esfuerzo vertical efectivo previo a la falla y la relación de fricción normalizada CPT para historiales de casos de licuefacción por flujo y resultados seleccionados de laboratorio (Según Robertson, 2017)

Olson y Stark (2003) propusieron una relación para estimar la relación máxima (de fluencia) de resistencia no drenada para arenas basada en datos CPT. Sin embargo, la estimación de la relación máxima (de fluencia) de resistencia a la corte no drenada en suelos tipo arena es muy aproximada debido a factores como la microestructura (por ejemplo, edad y cementación), estado de estrés anisotrópico y la dirección de la carga. La relación de Olson y Stark (2003) utilizó la resistencia de cono medida,  $q_c$ , en unidades de MPa. Dado que la relación fue sugerida para arenas limpias, también es razonable representarla en términos del equivalente de arena limpia ( $Q_{tn,cs}$ ). Para ilustrar la diferencia entre la resistencia máxima (de fluencia) y los valores de la relación de resistencia no drenada licuada en función de  $Q_{tn,cs}$  también se ha añadido una línea discontinua a la Figura 55 para ilustrar la ubicación aproximada del promedio de la relación máxima (de fluencia) de resistencia no drenada para suelos tipo arena con poca o ninguna microestructura (es decir, poca o ninguna cementación y/o envejecimiento). En la Figura 55 se incluyen los datos históricos de Olson y Stark (2003) utilizando valores actualizados de  $Q_{tn,cs}$  basados en los datos de Robertson (2010) para ilustrar el rango de incertidumbre. Esta comparación ilustra la diferencia potencialmente grande entre cualquier posible resistencia máxima (de fluencia) no drenada y la resistencia licuada en suelos sueltos tipo arena. Los métodos de equilibrio límite que utilizan resistencias máximas no drenadas pueden ser engañosos cuando se aplican a suelos que pueden experimentar una pérdida/reducción significativa de resistencia (Robertson et al, 2019), lo que introduce una incertidumbre adicional al aplicar valores máximos de resistencia a la corte no drenada para el diseño. Por lo tanto, se debe tener precaución antes de utilizar valores máximos (de fluencia) de resistencia no drenada para

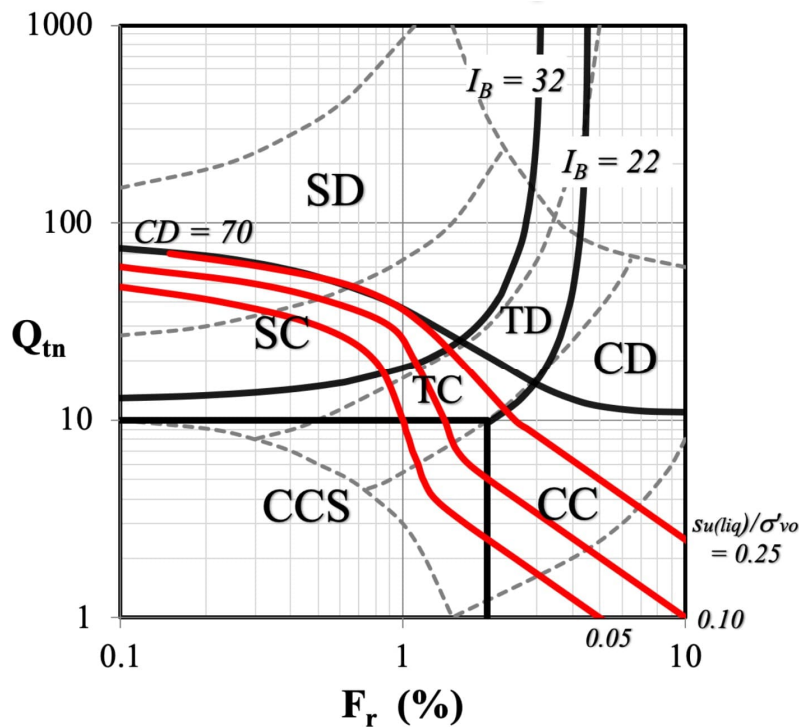
evaluar la estabilidad cuando existe riesgo de pérdida/reducción significativa y rápida de resistencia. En general, la resistencia a la corte no drenada licuada/reformada a grandes deformaciones debe aplicarse para evaluar la probabilidad de inestabilidad cuando existe riesgo de pérdida/reducción significativa de resistencia.

*Suelos tipo arcilla (cuando  $I_c > 3.0$ )*

En suelos tipo arcilla, la resistencia no drenada licuada ( $s_{u(liq)}$ ) es esencialmente igual a la resistencia a la corte no drenada remodelado ( $s_{u(r)}$ ), ya que ambas ocurren a grandes deformaciones. Robertson y Campanella (1983), Lunne et al (1997) y otros han demostrado que en suelos tipo arcilla, donde el proceso CPT es esencialmente no drenado, la resistencia a la corte no drenada remodelado es aproximadamente igual a la fricción de la camisa CPT medida,  $f_s$ , ya que ambas ocurren en condiciones no drenadas y a grandes deformaciones. Por lo tanto:

$$s_{u(liq)}/\sigma'_{vo} = f_s/\sigma'_{vo} = F_r Q_{tn}/100$$

Esta relación puede representarse mediante líneas rectas diagonales en el gráfico de tipo de comportamiento del suelo (SBT)  $Q_{tn}$ - $F_r$ , como se muestra en la Figura 57. La Figura 57 muestra las curvas de nivel completas resultantes para  $s_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$  en el gráfico SBT para una amplia gama de tipos de comportamiento del suelo, basándose en la combinación de las ecuaciones 2, 4, 5 y 7.



**Figura 57.** Gráfico SBT basado en CPT que muestra las curvas de nivel de gran deformación  $s_{u.liq/r} = \sigma'_{vo}$

Para ilustrar la aplicación en un suelo normalmente consolidado de tipo arcilloso sin pérdida de resistencia (sensibilidad,  $S_t = 1.0$ ), los parámetros CPT normalizados suelen estar alrededor de  $Q_{tn} = 3.5$  y  $Fr = 7\%$ . Las curvas de nivel mostradas en la Figura 57 indicarían correctamente que la relación estimada entre la resistencia máxima y la remodelado al corte no drenado es la misma, 0.25, donde la relación de resistencia máxima al corte no drenado está representada por  $Q_{tn}/N_{kt}$  (donde  $N_{kt} \sim 14$ ). Si las curvas de nivel originales de  $Q_{tn,cs}$  (es decir, parámetro de estado) se extendieran hacia la región arcillosa, la relación estimada de resistencia a la corte licuada/ remodelado para la misma arcilla habría sido cercana a 0.10, lo cual es inconsistente con la base de datos histórica de CPT para suelos de tipo arcilloso. Para un suelo normalmente consolidado de tipo arcilloso que tiene una relación de resistencia al corte no drenado remodelado de alrededor de 0.10 (es decir, una sensibilidad mayor a 2.5) se esperaría que la relación de fricción fuera menor al 3% junto con  $Q_{tn} = 3.5$  (Lunne et al, 1997).

Jefferies y Been (2016) utilizan una resistencia de cono adimensional,  $Q_t$ , que está normalizada por un exponente de tensión de 1.0. En la región arcillosa donde  $I_c > 3.0$ , la normalización utilizada por Robertson (2010a) es la misma (es decir,  $Q_{tn} = Q_t$ ), ya que ambos emplean un exponente de tensión de 1.0 en la región arcillosa. El enfoque adoptado por Jefferies y Been (2016) intenta captar la influencia de las condiciones de drenaje cambiantes durante el CPT incorporando la presión de poros medida detrás del cono ( $u_2$ ) para calcular una resistencia de cono "efectiva". Sin embargo, la aplicación de una única medición de presión de poros ubicada detrás del cono ( $u_2$ ) probablemente no represente completamente los esfuerzos efectivos alrededor de la punta del cono y Robertson (2009) proporcionó una discusión más detallada sobre las limitaciones de usar una resistencia de cono "efectiva".

El libro exhaustivo de Jefferies y Been (2016) describe una modificación a su correlación sugerida entre el parámetro de estado y la relación de resistencia no drenada licuada para suelos de tipo arenoso basada en la pendiente de la línea de estado crítico (CSL),  $\lambda_{10}$ . Esencialmente, para un suelo con un parámetro de estado contractivo (donde  $\psi > -0.05$ ) la relación de resistencia no drenada licuada aumenta a medida que  $\lambda_{10}$  aumenta (es decir, cuanto más inclinada la CSL, menor la pérdida de resistencia para un parámetro de estado contractivo dado). Publicaciones previas (Plewes et al, 1992; Reid, 2015; Jefferies y Been, 2016) han mostrado que  $\lambda_{10}$  aumenta con  $I_c$ . En la región arcillosa donde  $I_c > 3.0$ , el valor estimado es  $\lambda_{10} > 0.15$  (Reid, 2015). Utilizando la correlación modificada sugerida por Jefferies y Been (2016) para  $\lambda_{10} > 0.15$ , los valores resultantes de la relación de resistencia no drenada licuada son similares a los mostrados en la Figura 57 cuando  $I_c > 3.0$ . Por lo tanto, la relación sugerida mostrada en la Figura 57 es coherente con las relaciones actualizadas, aunque más complejas, sugeridas por Jefferies y Been (2016).

**Resumen:**

- Evalúe si los suelos son contractivos a grandes deformaciones basándose en el límite simplificado basado en CPT sugerido por Robertson (2016) utilizando  $CD < 70$ . Un enfoque alternativo y complementario es graficar directamente los datos de CPT en el gráfico Qtn-Fr SBT mostrado en la Figura 57.
- Si los suelos son contractivos a grandes deformaciones y predominantemente de tipo arenoso ( $I_c < 3.0$ ), estime la relación de resistencia no drenada licuada a gran deformación basándose en  $Q_{tn,cs}$ . Esto aplica a suelos que tienen un  $\sigma'_{vo}$  in situ  $< 300$  kPa y donde  $Q_{tn,cs}$  se calcula utilizando la correlación actualizada de  $K_c$ . Cuando  $\sigma'_{vo} > 300$  kPa se requiere realizar ensayos de laboratorio para evaluar la curvatura de la CSL que puede resultar en la modificación de las correlaciones sugeridas, y la Figura 56 puede utilizarse como una primera estimación. Dado que la CSL se mide a grandes deformaciones y está controlada por las características de los granos  $s$ , generalmente es apropiado determinar la CSL utilizando muestras representativas reconstituídas. En general, el aumento de los esfuerzos efectivos de sobrecarga tiende a hacer que el suelo se comporte de manera más arcillosa y los datos de CPT tienden a migrar hacia la región arcillosa en el gráfico SBT.
- Si los suelos son contractivos a grandes deformaciones y predominantemente de tipo arcilloso ( $I_c > 3.0$ ), estime la resistencia no drenada licuada/remodelado a gran deformación directamente a partir de  $f_s$  ya que el proceso de penetración CPT también es no drenado. En suelos de tipo arcilloso se pueden obtener datos adicionales de soporte mediante ensayos de veleta de campo apropiados, así como muestreo de alta calidad y ensayos de laboratorio, cuando sea posible.
- Si los suelos son dilatativo a grandes deformaciones y de tipo arenoso, el ángulo de fricción pico  $e_n$  esfuerzo efectivo puede estimarse utilizando  $Q_{tn,cs}$  y  $\phi'_{cv}$ .

Las presiones de poro de penetración medidas ( $u_2$ ) durante el CPT también pueden utilizarse para evaluar y/o confirmar las condiciones de drenaje durante el CPT, así como el comportamiento dilatativo/contractivo a grandes deformaciones. Si  $u_2$  es pequeña en relación con la resistencia del cono,  $q_t$ , el proceso de penetración es esencialmente drenado. La velocidad de disipación durante los ensayos de disipación CPT también puede utilizarse para evaluar las condiciones de drenaje en suelos más finos. Si el tiempo para el 50% de disipación ( $t_{50}$ ) es mayor que aproximadamente 50s, el proceso de penetración es esencialmente no drenado (DeJong et al, 2012).

### **3. *Evaluar la estabilidad utilizando resistencias al corte no drenadas a gran deformación***

Para estructuras de suelo donde las consecuencias de una falla son altas (por ejemplo, pérdida de vidas y/o daños ambientales y reputacionales significativos), es prudente asumir que se desencadenará una pérdida/reducción de resistencia, ya que a menudo es imposible diseñar con confianza basándose en la suposición de que no se desencadenará una

pérdida/reducción de resistencia en algún momento de la vida de la estructura. Por lo tanto, asuma que se desencadenará una pérdida/reducción de resistencia y evalúe la estabilidad resultante utilizando métodos convencionales de equilibrio límite.

Si el Factor de Seguridad (FS)  $> 1.1$ , asuma que la estabilidad es aceptable. Para cargas sísmicas, evalúe las deformaciones sísmicas.

Para cargas sísmicas (terremotos), si existen capas o zonas de baja permeabilidad que podrían inhibir la redistribución del agua intersticial después de la carga sísmica y promover la redistribución de vacíos, se debe aumentar el nivel de conservadurismo al evaluar las resistencias al corte posteriores al sismo. Para proyectos de alto riesgo, el potencial de redistribución de vacíos puede evaluarse utilizando modelos numéricos de esfuerzos efectivos más complejos.

Para proyectos de alto riesgo donde las consecuencias de la inestabilidad son muy elevadas (por ejemplo, pérdida de vidas, daños ambientales significativos y pérdida de reputación, etc.), si  $FS < 1.1$ , adopte medidas de mitigación para garantizar la estabilidad y reducir las posibles consecuencias. En algunos casos, puede ser apropiado realizar modelaciones numéricas avanzadas para evaluar si el desempeño es aceptable utilizando modelos constitutivos apropiados y valores de resistencia al corte a grandes deformaciones. Sin embargo, el diseño general debe realizarse dentro de un marco basado en el riesgo.

En condiciones donde el  $FS \sim 1.0$  utilizando las mejores estimaciones de resistencias residuales no drenadas, el riesgo de una falla por flujo probablemente sea relativamente bajo, ya que las fuerzas inerciales serán pequeñas y el resultado de cualquier posible inestabilidad es más probable que sea un tipo de falla por deslizamiento.

#### ***4. Evaluar si se desencadenará la pérdida de resistencia***

En general, se debe asumir que si los suelos son susceptibles a la pérdida o reducción de resistencia (es decir, licuefacción por flujo), se debe suponer que la pérdida o reducción de resistencia se desencadenará en algún momento durante la vida útil de la estructura.

El nuevo Estándar Global de la Industria para la Gestión de Relaves (GISTM) y la Guía de Buenas Prácticas para la Gestión de Relaves, elaborados por el Consejo Internacional de Minería y Metales (ICMM), sugieren un enfoque de toma de decisiones basado en el riesgo en el diseño. La toma de decisiones informada por el riesgo se fundamenta en la evaluación de riesgos, que comprende una serie de pasos: identificación de riesgos, análisis de riesgos y evaluación de riesgos. La toma de decisiones informada por el riesgo mejora y orienta las actividades de gestión de riesgos (reducción de riesgos). La gestión de riesgos incluye la implementación de medidas de reducción de riesgos, vigilancia y revisión, comunicación de riesgos, y el registro e informe de riesgos.

Para proyectos de alto riesgo, realice una evaluación de riesgos para ayudar a identificar los riesgos y las consecuencias correspondientes.

El método simplificado para evaluar si se desencadenará la licuefacción cíclica durante la carga sísmica se basa en antecedentes de casos con terrenos planos o suavemente inclinados.

La aplicación de este enfoque para evaluar si se producirá o no una pérdida/reducción de resistencia (es decir, licuefacción por flujo) en terrenos con pendientes pronunciadas puede ser engañosa y poco conservadora. El método simplificado incluye un factor de corrección para los esfuerzos cortantes estáticos,  $K_\alpha$ . En terrenos con pendientes pronunciadas, los esfuerzos cortantes estáticos suelen ser elevados y, cuando los suelos son contractivos a grandes deformaciones,  $K_\alpha$  es menor que 1.0. Por lo tanto,  $K_\alpha$  puede ser generalmente significativamente menor que 1.0 en terrenos con pendientes pronunciadas y suelos contractivos.

### Software

En los últimos años, se ha puesto a disposición software comercial para ayudar en la interpretación del CPT y el diseño geotécnico utilizando los resultados del CPT. Robertson ha participado en el desarrollo de dos programas: *CPeT-IT* (pronunciado C-petit) y *CLiq*. (pronunciado slick). Ambos programas son económicos y muy fáciles de usar, y pueden descargarse desde

<http://www.geologismiki.gr/Products.html>.

*CPeT-IT* es un paquete de software detallado y fácil de usar para la interpretación de datos de CPT y CPTu. *CPeT-IT* toma los datos de CPT y realiza una interpretación básica basada en los métodos contenidos en esta Guía, y admite la salida tanto en unidades SI como imperiales. Se pueden generar gráficos superpuestos y todos los resultados se presentan en formato tabular y gráfico. El programa también contiene herramientas de diseño sencillas para estimar la capacidad portante de cimentaciones superficiales, cálculos de asentamiento unidimensional y capacidad de pilotes en función de la profundidad. También incluye una herramienta para la interpretación de pruebas de disipación. Un ejemplo de salida de *CPeT-IT* se muestra en las Figuras 58 a 60.

*CLiq* proporciona a los usuarios un entorno gráfico fácil de usar, específicamente diseñado para el análisis de licuefacción utilizando datos de CPT y CPTu. El software aborda cuestiones avanzadas como el ablandamiento cíclico en suelos de tipo arcilloso y la detección de zonas de transición.

*CLiq* proporciona resultados y gráficos para cada paso del cálculo, comenzando con la interpretación básica de los datos de CPT hasta los gráficos finales del factor de seguridad,

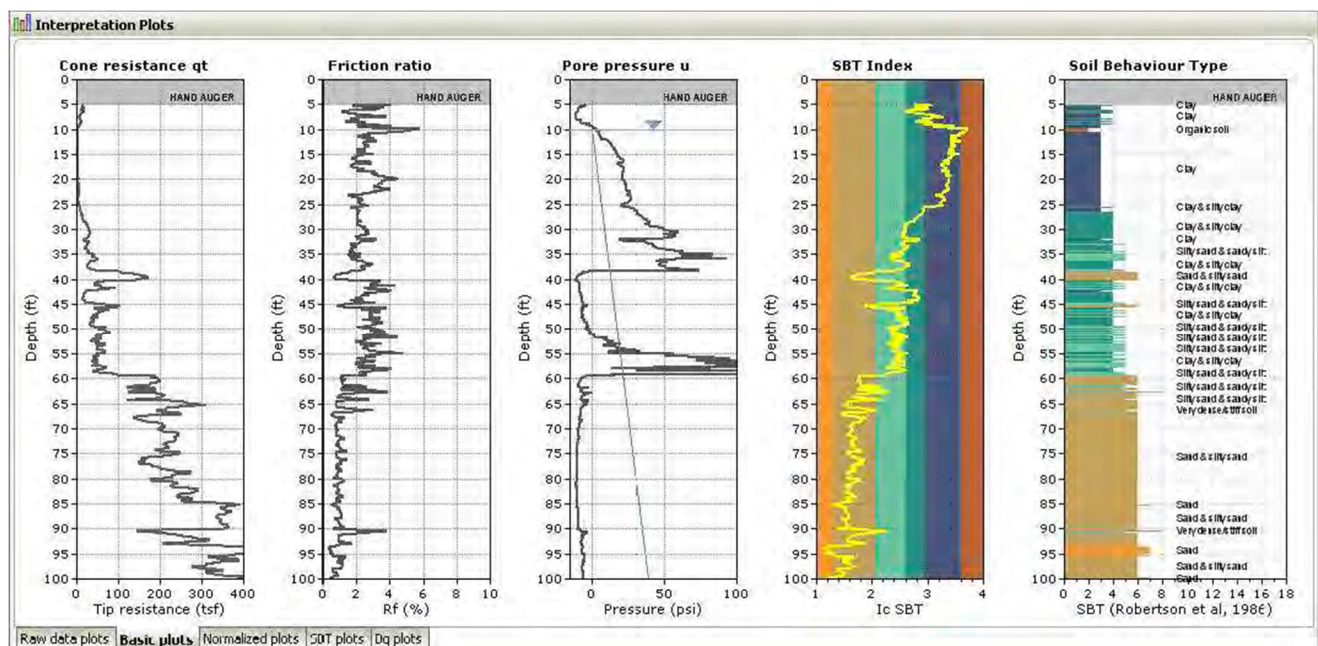
el índice de potencial de licuefacción y los desplazamientos posteriores al sismo, tanto verticales como laterales. **CLiq** ofrece resultados de salida consistentes aplicando el método NC EER (Youd et al, 2001; Robertson & Wride, 1998) junto con los procedimientos calibrados para desplazamientos post-sísmicos de Zhang et al (2002 y 2004). También incluye el procedimiento de evaluación más reciente desarrollado por Robertson (2010), que es aplicable a todo tipo de suelos, combinando una verificación para licuefacción cíclica (arenas) y ablandamiento cíclico (arcillas). Además, incluye los métodos de licuefacción basados en CPT sugeridos por Moss et al (2006) y Boulanger e Idriss (2008/2014).

Una función única en 2D permite crear mapas de contorno coloridos del índice de potencial de licuefacción (LPI) general y de los asentamientos post-sísmicos en vista en planta, lo que permite al usuario visualizar la variación espacial del potencial de licuefacción y los asentamientos a lo largo de un sitio. Las variaciones de los asentamientos post-sísmicos calculados a lo largo de un sitio permiten estimar los asentamientos diferenciales para un sitio y un sismo de diseño determinados.

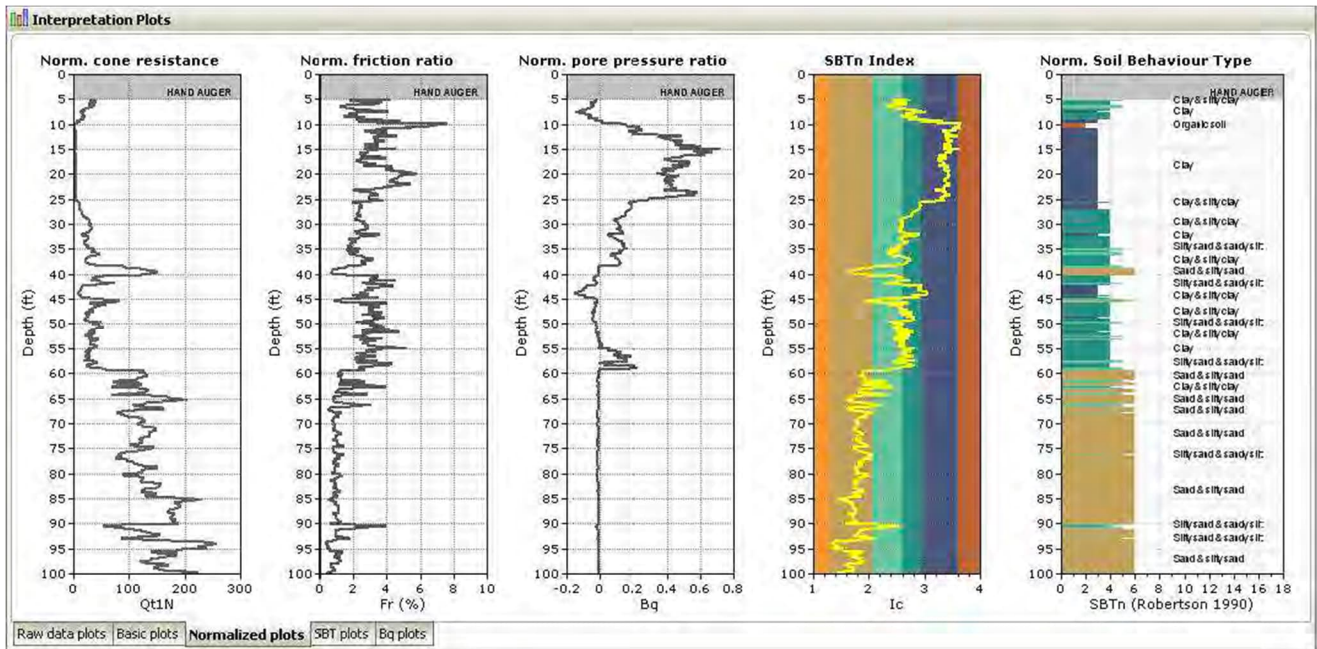
Una función de análisis paramétrico permite al usuario variar tanto la magnitud del sismo como la aceleración superficial para evaluar la sensibilidad tanto del índice de potencial de licuefacción general como de los asentamientos post-sísmicos en función de la carga sísmica, y los resultados se presentan en forma gráfica 3D. Un ejemplo de salida de **CLiq** se muestra en las Figuras 53 y 54.

Webinarios que demuestran **CPeT-IT** y **CLiq** se pueden encontrar en:

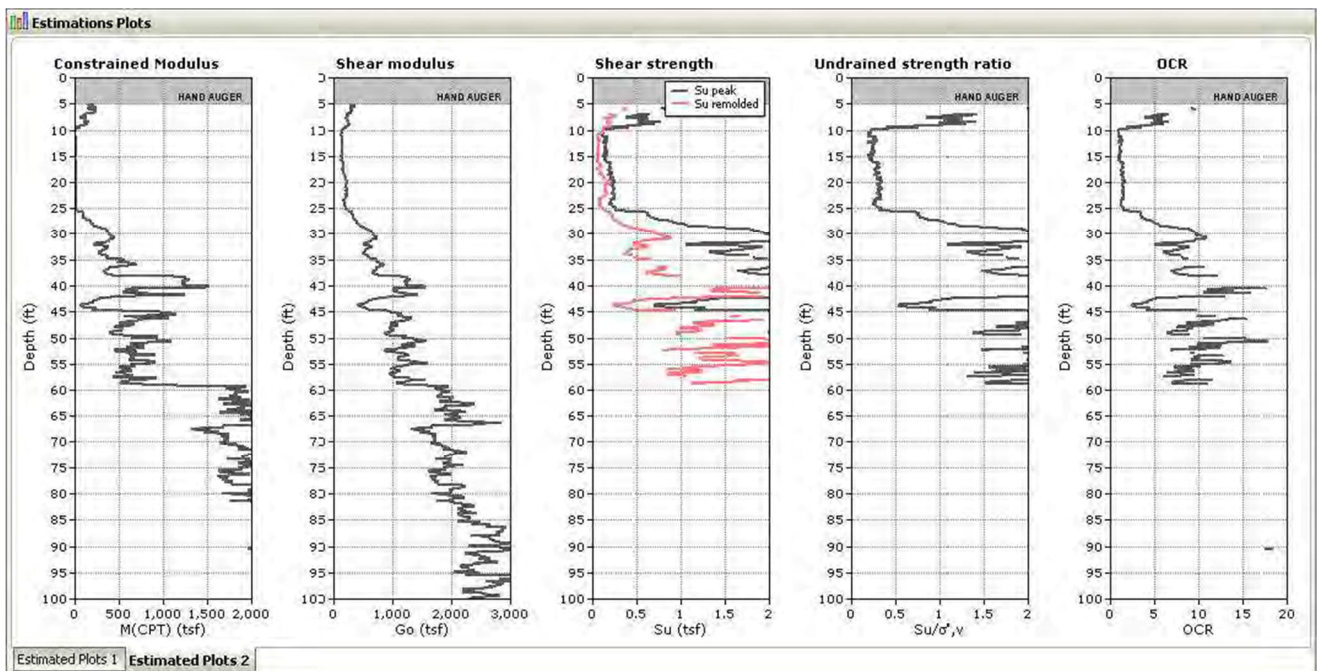
<https://www.youtube.com/@RobertsonCPTWebinars>



**Figura 58.** Ejemplo de gráfico CPTu de *CPeT-IT*



**Figura 59.** Ejemplo de gráfico CPTu basado en parámetros normalizados de *CPeT-IT*



**Figura 60.** Ejemplo de parámetros geotécnicos estimados a partir de *CPeT-IT*

## Referencias principales

- ASTM-D5778-07. 2007. Standard test method for performing electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, [www.astm.org](http://www.astm.org).
- Ahmadi, M.M., and Robertson, P.K., 2005. Thin layer effects on the CPT qc measurement. *Canadian Geotechnical Journal*, **42**(9): 1302-1317.
- ASTM D5778-12 (2012). Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils, *ASTM International*. [www.astm.org](http://www.astm.org).
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M., and Lo Presti, D.F.C., 1989. Modulus of sands from CPTs and DMTs. In *Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rio de Janeiro. Balkema Pub., Rotterdam, Vol.1, pp. 165-170.
- Bogges, R. and Robertson, P.K., 2010. CPT for soft sediments and deepwater investigations. *2<sup>nd</sup> International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10*. Huntington Beach, CA, USA. [www.cpt10.com](http://www.cpt10.com)
- Bolton, M.D., 1986. The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, **36**(1): 65-78.
- Canadian Geotechnical Society 2006. *Canadian Foundation Engineering Manual*, 4<sup>th</sup> Edition, BiTech Publishers, Vancouver, BC.
- Campanella, R.G., and Robertson, P.K., 1982. State of the art in In-situ testing of soils: developments since 1978. In *Proceedings of Engineering Foundation Conference on Updating Subsurface Sampling of Soils and Rocks and Their In-situ Testing*. Santa Barbara, California. January 1982, pp. 245-267.
- Campanella, R.G., Gillespie, D., and Robertson, P.K., 1982. Pore pressures during cone penetration testing. In *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing, ESPOT II*. Amsterdam. A.A. Balkema, pp. 507-512.
- Eslaamizaad, S., and Robertson, P.K., 1996a. Seismic cone penetration test to identify cemented sands. In *Proceedings of the 49<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference*. St. John's, Newfoundland. September, pp. 352 – 360.
- Eslaamizaad, S., and Robertson, P.K. 1996b. Cone penetration test to evaluate bearing capacity of foundation in sands. In *Proceedings of the 49<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference*. St. John's, Newfoundland. September, pp. 429-438.
- Eslaamizaad, S. and Robertson, P.K., 1997. Evaluation of settlement of footings on sand from seismic in-situ tests. In *Proceedings of the 50<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference*, Ottawa, Ontario, October 1997, Vol.2, pp. 755-764.
- Fahey, M. and Carter, J.P., 1993. A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*, **30**(2): 348-362.
- Hight, D., and Leroueil, S., 2003. Characterization of soils for engineering purposes. *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, Vol.1, Swets and Zeitlinger, Lisse, pp. 255-360.
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W., 2004. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Proceedings 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Berkeley, 32-56.

- IRTP, 1999. International Reference Test Procedure for Cone Penetration Test (CPT). Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils, TC 16, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, Information, 7, 6-16.
- Janbu, N., 1963, Soil Compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, pp 19-25.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T., and Lancellotta, R., 1985. New developments in field and laboratory testing of soils. *In Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. San Francisco, California, August 1985, Vol.1 pp. 57-153.
- Jefferies, M.G., and Davies, M.O, 1991. Soil Classification by the cone penetration test: discussion. *Canadian Geotechnical Journal*, **28**(1): 173-176.
- Jefferies, M.G., and Davies, M.P., 1993. Use of CPTU to estimate equivalent SPT  $N_{60}$ . *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, **16**(4): 458-468.
- Jefferies, M.G. and Been, K., 2006. *Soil Liquefaction – A critical state approach*. Taylor & Francis, ISBN 0-419-16170-8 478 pages.
- Kayen, R., Moss, R.E.S., Thompson, E.M., Seed, R.B., Cetin, K.O., Der Kiureghian, A., Tanaka, Y., and Tokimatsu, K., 2013. Shear-wave velocity-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential, *J. of Geotech. and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2013.139: 407-419.
- Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, D.A. & Strandvik, S. 2005. CPTU correlations for Clays. Proc. 16<sup>th</sup> *ICSMGE*, Osaka, September 2005
- Kulhawy, F.H., and Mayne, P.H., 1990. *Manual on estimating soil properties for foundation design*, Report EL-6800 Electric Power Research Institute, EPRI, August 1990.
- Ladd, C.C., and Foott, R. (1974). "New design procedure for stability of soft clays." *J. of the Geotech. Eng. Div.*, 100(GT7), 763-786.
- Ladd, C.C. & DeGroot, D.J. 2003. Recommended practice for soft ground site characterization. *Soil and Rock America*, Vol. 1 (Proc.12th PanAmerican Conf., MIT), Verlag Glückauf, Essen: 3-57.
- Lunne, T., Eidsmoen, T., Gillespie, D., and Howland, J.D., 1986. Laboratory and field evaluation on cone penetrometers. *Proceedings of ASCE Specialty Conference In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*. Blacksburg, ASCE, GSP 6 714-729
- Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M., 1997. *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Blackie Academic, EF Spon/Routledge Publ., New York, 1997, 312 pp.
- Lunne, T., and Andersen, K.H., 2007. Soft clay shear strength parameters for deepwater geotechnical design. *Proceedings 6<sup>th</sup> International Conference, Society for Underwater Technology*, Offshore Site Investigation and Geomechanics, London, 151-176.
- Mayne, P.W., 2000. Enhanced Geotechnical Site Characterization by Seismic Piezocone Penetration Test. Invited lecture, *Fourth International Geotechnical Conference*, Cairo University. pp 95-120.
- Mayne, P.W., 2005. Integrated Ground Behavior: In-Situ and Lab Tests, *Deformation Characteristics of Geomaterials*, Vol. 2 (Proc. Lyon), Taylor & Francis, London, pp. 155-177.
- Mayne, P.W., 2007. NCHRP Synthesis 'Cone Penetration Testing State-of-Practice'. Transportation

- Research Board Report Project 20-05. 118 pages. [www.trb.org](http://www.trb.org)
- Mayne, P.W., 2008. Piezocone profiling of clays for maritime site investigations. *11<sup>th</sup> Baltic Sea Geotechnical Conference*. Gdansk, Poland., 151- 178.
- Mayne, P.W., Coop, M.R., Springman, S.M., Huang, A.B, and Zornberg, J.G., 2009. Geomaterial behaviour and testing. State of the Art (SOA) paper, 17<sup>th</sup> ICSMGE Alexandria.
- Mitchell, J.K., Guzikowski, F. and Villet, W.C.B., 1978. The Measurement of Soil Properties In-Situ, Report prepared for US Department of Energy Contract W-7405-ENG-48, Lawrence Berkeley Laboratory, University of California, Berkeley, CA, 94720.
- Molle, J., 2005. *The accuracy of the interpretation of CPT-based soil classification methods in soft soils*. MSc Thesis, Section for Engineering Geology, Department of Applied Earth Sciences, Delft University of Technology, Report No. 242, Report AES/IG/05-25, December
- Parez, L. and Faureil, R., 1988. Le piézocône. Améliorations apportées à la reconnaissance de sols. *Revue Française de Géotech*, Vol. 44, 13-27.
- Robertson, P.K., 1990. Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, **27**(1): 151-158.
- Robertson, P.K., 1998. Risk-based site investigation. *Geotechnical News*: 45-47, September 1998.
- Robertson, P.K., 2009a. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 46:1337-1355.
- Robertson, P.K., 2010a. Soil behaviour type from the CPT: an update. *2<sup>nd</sup> International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10*, Huntington Beach, CA, USA. [www.cpt10.com](http://www.cpt10.com)
- Robertson, P.K., 2010b. Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from the CPT. *2<sup>nd</sup> International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT'10*, Huntington Beach, CA, USA. [www.cpt10.com](http://www.cpt10.com)
- Robertson, P.K., 2010c. Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied strength Using the Cone Penetration Test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, **136**(6): 842-853
- Robertson, P.K., 2015, “Comparing CPT and Vs Liquefaction Triggering Methods”. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 141.
- Robertson, P.K., 2016. “CPT-based Soil Behaviour Type (SBT) Classification System – an update”. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(12); pp 1910-1927.
- Robertson, P.K., 2022. Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test: an update. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., and Greig, J., 1986. Use of Piezometer Cone data. *In-Situ'86 Use of Ins-itu testing in Geotechnical Engineering, GSP 6*, ASCE, Reston, VA, Specialty Publication, SM 92, pp 1263-1280.
- Robertson, P.K., Sully, J.P., Woeller, D.J., Lunne, T., Powell, J.J.M. and Gillespie, D., 1992. Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, **29**(4): 539-550.
- Robertson, P.K., and Campanella, R.G., 1983a. Interpretation of cone penetration tests – Part I (sand). *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4): 718-733.
- Robertson, P.K., and Campanella, R.G. 1983b. Interpretation of cone penetration tests – Part II (clay). *Canadian Geotechnical Journal*, 20(4): 734-745.

- Robertson, P.K. and Wride, C.E., 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, 35(3): 442-459.
- Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D., and Rice, A., 1986. Seismic CPT to measure in-situ shear wave velocity. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 112(8): 791-803.
- Sanglerat, G., 1972. *The Penetrometer and Soil Exploration*. Elsevier Pub., Amsterdam, 488pp.
- Schnaid, F., 2005. Geocharacterization and Engineering properties of natural soils by in-situ tests. *In Proceedings of the 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol.1, Osaka, September, 2005, Millpress, Rotterdam, pp. 3-45.
- Schneider, J.A., Randolph, M.F., Mayne, P.W. & Ramsey, N.R. 2008. Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engrg.* 134 (11): 1569-1586.
- Schmertmann, J.H. 1978. *Guidelines for cone penetration tests performance and design*. Federal Highways Administration, Washington, D.C., Report FHWA-TS-78-209.
- Teh, C.I., and Houlsby, G.T. 1991. An analytical study of the cone penetration test in clay. *Geotechnique*, 41 (1): 17-34.
- Wride, C.E., Robertson, P.K., Biggar, K.W., Campanella, R.G., Hofmann, B.A., Hughes, J.M.O., Küpper, A., and Woeller, D.J. In-Situ testing program at the CANLEX test sites. *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, Vol. 37, No. 3, June, pp. 505-529
- Wroth, C.P., 1984. The interpretation of in-situ soil tests. Rankine Lecture, *Geotechnique*(4).
- Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., Castro, G., Christian, J.T., Dobry, R., Finn, W.D.L., Harder, L.F., Hynes, M.E., Ishihara, K., Koester, J., Liao, S., Marcuson III, W.F., Martin, G.R., Mitchell, J.K., Moriwaki, Y., Power, M.S., Robertson, P.K., Seed, R., and Stokoe, K.H., Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, ASCE, *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, October, pp 817-833
- Zhang, Z., and Tumay, M.T., 1999. Statistical to fuzzy approach toward CPT soil classification. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **125**(3): 179-186.
- Zhang, G., Robertson, P.K. and Brachman, R.W.I., 2002, Estimating Liquefaction induced Ground Settlements From CPT for Level Ground, *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5): 1168-1180