

El Ensayo de Penetración Estática y la Evaluación del Potencial de Licuación. Nuevo método de predicción

The Static Penetration Test and Evaluation of Liquefaction Potential. New Prediction Method

Gustavo Armijo Palacio. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Geotecnia y Cimientos S.A. (GEOCISA), Madrid, España. garmijop@geocisa.com

Iván Henríquez Pantaleón. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos EPTISA (Antiguamente GEOCISA), Madrid, España. ihenriquez@eptisa.com

Carlos Oteo Mazo. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos Catedrático de Ingeniería del Terreno. Universidad de A Coruña. España. carlosoteo@telefonica.net

Resumen: Las pruebas "in situ" han atraído, desde hace algunos años, considerable atención como un medio para determinar las propiedades del suelo durante la investigación geotécnica de un emplazamiento. La economía en tiempo y en esfuerzo, así como las alteraciones inevitables de las muestras ensayadas en el laboratorio, justifican la tendencia actual hacia pruebas de campo simples, consistentes y fiables. La prueba de penetración estática con cono permite registrar la resistencia por punta (q_c) y por fricción lateral (f_s) con la profundidad. Su uso para la predicción del potencial de licuación se inició en la década de los 80. Los primeros métodos se fundamentaban en la conversión de los métodos basados en el SPT a CPT, mediante el uso de correlaciones empíricas entre ambos ensayos, para lo cual se requería el conocimiento del diámetro medio de partícula del suelo (D_{50}) y/o en el contenido de finos (CF). Ambos parámetros no resultan disponibles de manera directa de los registros del CPT. Con el objetivo de proveer un medio conveniente, con el cual se pueda evaluar el potencial de licuación basándose solamente en los registros del CPT, se han desarrollado técnicas de clasificación de suelos, aunque hoy en día estas técnicas aún no son muy precisas. Por este motivo han surgido métodos de predicción basados en otras teorías y expresiones experimentales, uno de los cuales se desarrolla en este artículo.

Palabras Clave: Licuación; Arenas Sueltas; CPT; Resistencia por Punta CPT; Resistencia por Fuste CPT; aceleración máxima

Abstract: For several years now, in-situ testing has attracted considerable attention as a means of establishing the soil properties during the geotechnical investigation of a site. The economy in time and effort, as well as the inevitable alteration of test specimens in the laboratory, has justified the current trend towards simple, consistent and reliable field tests. The static cone penetration test provides measurements of point resistance (q_c) and side friction (f_s) in function of depth. The use of this method to predict the liquefaction potential started in the Eighties. The first methods were based on the conversion of SPT methods to CPT by the use of empirical correlations between both tests and which required the knowledge of the soil particle diameter (D_{50}) and/or the fines content (FC). These parameters are not directly available from the CPT recordings. Soil classification techniques have been developed in order to provide a convenient means by which to evaluate the liquefaction potential based only on the CPT recordings, though these techniques are still somewhat lacking in precision. As a result of which, prediction methods have been established that are based on other experimental formulas and theories. This article discusses one of these methods.

Keywords: Liquefaction; Loose Sands; CPT; CPT point resistance; CPT shaft resistance; maximum acceleration

1. Introducción

La licuación o licuefacción es uno de los más importantes, interesantes y controvertidos temas en la ingeniería geotécnica. Sus efectos devastadores provoca-

1. Introduction

Liquefaction is one of the most important, interesting and controversial subjects of geotechnical engineering. Its devastating effect

ron la atención de los ingenieros geotécnicos desde los terremotos de Alaska (USA) y Niigata (Japón), ambos ocurridos en 1964 y con magnitudes superiores a 7.5.

El comportamiento de los suelos ante los efectos de sismos ha sido estudiado desde hace muchos años, debido a que se ha observado que los daños resultantes de la ocurrencia de terremotos pueden ser influenciados, de muchas maneras, por las características del terreno en una determinada área.

El mal comportamiento de los suelos flojos y/o sueltos ante los sismos y, en especial, el fenómeno de licuación en los de tipo incoherente, ha ocasionado pérdidas de vidas humanas y económicas muy importantes en distintos lugares del mundo. Debido a esta causa, se han realizado esfuerzos notables para desarrollar métodos que permitan evaluar la susceptibilidad a la licuación de los suelos.

Con base en la premisa anterior, se presenta una investigación llevada a cabo, con el objetivo de obtener un nuevo método de predicción del potencial de licuación basado en ensayos in situ, específicamente en ensayos de CPT.

2. Evaluación del Potencial de Licuación en suelos granulares finos mediante CPT

Dada la dificultad y el coste para obtener muestras inalteradas de alta calidad, los métodos simplificados, basados en ensayos in situ, son comúnmente usados para la evaluación del potencial de licuación de terrenos granulares finos.

El profesor Harry B. Seed y sus colaboradores (Seed e Idriss, 1971; Seed y otros 1983 y 1985) desarrollaron un método simplificado basado en el ensayo de penetración estándar (SPT), para evaluar el potencial de licuación, siendo en la actualidad el más utilizado en todo el mundo. Sin embargo, en los últimos años, se han desarrollado métodos simplificados basados en otros tipos de ensayos de campo, principalmente en el de penetración estática de cono (CPT).

Los primeros métodos para evaluar el potencial de licuación, utilizando el CPT, se fundamentaban en la conversión de los métodos basados en el SPT a CPT, mediante el uso de correlaciones empíricas entre el SPT y el CPT (Robertson y Campanella, 1985; Seed y de Alba, 1986). Estos métodos seguían generalmente el mismo formato de los métodos simplificados iniciados por Seed e Idriss (1971), en los cua-

has grabbed the attention of geotechnical engineers ever since the 1964 Alaska (USA) and Niigata (Japan) earthquakes, both with magnitudes of over 7.5.

The behaviour of soils in the wake of seismic events has been studied for many years, as it has been observed that the resulting damage of earthquakes may be very much influenced by the soil characteristics of a given area.

The poor behaviour of aerated and/or loosened soils in the event of an earthquake and, particularly, the action of liquefaction in cohesionless soils has caused great loss of life and serious economic damage in different parts of the world. Considerable efforts have been made, as a result, to develop methods to evaluate the susceptibility of soils to liquefaction.

In accordance with this premise, this article presents research that has been conducted with the aim of providing a new prediction method of the liquefaction potential, based on in-situ testing and specifically CPT tests.

2. Evaluation of Liquefaction Potential in fine granular soils using CPT

Given the difficulties and cost of obtaining high quality, unimpaired specimens, simplified procedures, based on in-situ testing, are more commonly employed to evaluate the liquefaction potential of fine granular soils.

Professor Harry B. Seed and his collaborators (Seed and Idriss, 1971; Seed and others 1983, 1985) developed a simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential based on the Standard Penetration Test (SPT), which continues to be the most widely used method throughout the world. However, over recent years, simplified procedures have been developed on the basis of other field tests and mainly that of the static cone penetration test (CPT).

The first procedures to evaluate the liquefaction potential, using the CPT, were based on the conversion of SPT-based methods to CPT, through empirical correlations between the SPT and the CPT (Robertson and Campanella, 1985; Seed & de Alba, 1986). These methods generally followed the same format of the simplified procedures

les la condición para el inicio de la licuación, está referida a un estado límite, definido por una curva que separaba los casos en que se producía o no licuación, o sea, en una gráfica bidimensional que vincula la relación cíclica de tensiones y el valor normalizado del número de golpes del SPT. Sin embargo, en todos estos métodos se requiere el conocimiento del diámetro medio de partícula del suelo (D_{50}) y/o en el contenido de finos (CF), ambos parámetros no resultan disponibles de manera directa de los registros del CPT.

Con el objetivo de proveer un medio conveniente, con el cuál se pueda evaluar el potencial de licuación, basándose solamente en los registros del CPT, se han desarrollado técnicas de clasificación de suelos basados en la resistencia por punta y la fricción lateral del cono (Olsen 1988, 1997, Robertson, 1990 entre otros). Sin embargo, hoy en día estas técnicas aún no son muy precisas.

Por este motivo han surgido métodos de predicción basados en otras teorías y expresiones experimentales, que son tratadas en este artículo.

2.1. Prueba de penetración con cono

Las pruebas "in situ" han atraído, recientemente, considerable atención como un medio para determinar las propiedades del suelo durante la investigación geotécnica de un emplazamiento. La economía en tiempo y en esfuerzo, así como las alteraciones inevitables de las muestras ensayadas en el laboratorio, justifican la tendencia actual hacia pruebas de campo simples, consistentes y fiables.

La prueba de penetración con cono, que combina las cualidades citadas en el párrafo anterior, consiste básicamente en hincar en el terreno un penetrómetro con punta cónica mientras se registra la resistencia a la penetración (de punta, q_c , y por fricción lateral, f_s) con la profundidad.

En respuesta a la diversidad de problemas y condiciones del suelo encontradas en la práctica, se han desarrollado una gran variedad de equipos y métodos de penetración con cono. Tanto en el Subcomité para la Estandarización de las Pruebas de Penetración en Europa, de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (1977), como en la norma D3441 de la ASTM (1979), se acepta como estándar un cono con 10cm^2 de área en la base, un ángulo en la punta de 60° , un forro o

established by Seed & Idriss (1971) in which the condition for the start of liquefaction refers to a limit state, defined by a curve separating those cases where liquefaction does and does not occur. This being a bi-dimensional graph correlating blow counts from the Standard Penetration Test with the cyclic stress ratio. However, all these tests require the knowledge of the soil particle diameter (D_{50}) and/or the fines content (FC) and these parameters are not directly available from the CPT recordings.

In order to provide a convenient means by which to evaluate the liquefaction potential, based purely on CPT recordings, soil classification techniques have been developed based on the point resistance and side friction of the cone (Olsen 1988, 1997, Robertson 1990 among others). However, these techniques are still somewhat imprecise at present.

2.1. Cone penetration test

In-situ testing has recently attracted considerable attention as a means of establishing the soil properties during the geotechnical investigation of a site. The economy in time and effort, as well as the inevitable alteration of test specimens in the laboratory, has justified the current trend towards simple, consistent and reliable field tests.

The cone penetration test, which combines the qualities indicated in the preceding paragraph, basically consists of pushing an instrumented cone tip into the ground at a controlled rate while recording the penetration resistance (at the tip, q_c) and side friction (f_s) in function of depth.

In response to the diverse problems and soil conditions that are encountered in practice, a large variety of cone penetration methods and equipment have been developed. The standards established by the Subcommittee on Standardization of Penetration Testing in Europe, the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (1977) and the D3441 standard of the ASTM (1979), all accept a standard cone with a 10cm^2 projected area, a 60° point angle, a friction sleeve area of 150cm^2 (set behind the cone) and a rate of penetration of 2 cm/s .

mango de fricción de 150cm² de área lateral (ubicado detrás del cono) y con una velocidad de penetración de 2 cm/seg.

3. Correlaciones entre la resistencia por punta del CPT (q_c) y las características del terreno

3.1. Expresiones que relacionan a q_c con las características del terreno

Debido a que la penetración con cono produce cambios en el estado de tensiones y de deformaciones alrededor del penetrómetro, no ha sido desarrollada todavía una solución teórica de carácter general para este problema.

Por otro lado, además de las características propias del penetrómetro (geometría y tamaño del cono, velocidad de penetración, fricción mecánica, defectos de manufactura, entre otros), el valor de la resistencia por punta del CPT (q_c) está influido por una gran cantidad de variables propias del terreno tales como el tipo de suelo, la densidad relativa, el nivel de tensiones, el comportamiento tensión-deformación, entre otros. Por lo tanto, resulta impensable que todos estos factores puedan ser tenidos en cuenta por una fórmula única, que relacione al valor de q_c con parámetros del suelo tales como resistencia y compresibilidad.

No obstante, se ha hecho uso de teorías existentes para solucionar otros problemas geotécnicos, a fin de desarrollar el estudio del proceso de hincado de un penetrómetro estático, las cuales son comentadas en los párrafos siguientes.

3.2. Teorías existentes para el estudio de la penetración con cono

Las teorías en torno de la penetración con cono pueden dividirse en dos categorías principales:

- a. Las que están basadas en la teoría de capacidad de carga (Mitchell y Durgunoglu, 1973; y Senneset y otros, 1982).
- b. Las que están basadas en la teoría de expansión de cavidades (Baligh, 1976; Vesic, 1972 y Salgado, 1997a).

La resistencia por punta de los penetrómetros, en un medio granular, excede a menudo los niveles de

3. Correlations between the point resistance (q_c) and the ground conditions

3.1. Formulas relating q_c to the ground conditions

As the penetration of cone produces changes in the stress and strain states around the penetrometer, no theoretical solution of general application has yet been developed for this problem.

Furthermore, the inherent characteristics of the penetrometer (geometry and size of cone, rate of penetration, mechanical friction, manufacturing defects, among others), the value of the point resistance of the CPT (q_c) are influenced by a large number of variables related to the ground itself, such as the type of soil, relative density, stress level, the stress-strain behaviour, among others. It is then impossible to take all of these factors into account in just one formula which correlates the value of the point resistance with soil parameters such as strength and compressibility.

However, existing theories have been employed to solve other geotechnical problems in order to develop the study of the process of pushing the cone through the soil. These theories are discussed below.

3.2. Existing theories for the study of cone penetration

The theories on cone penetration may be divided into two main categories:

- a. *Those based on bearing capacity theory (Mitchell & Durgunoglu, 1973; and Senneset et al, 1982).*
- b. *Those based on cavity expansion theory (Baligh, 1976; Vesic, 1972 and Salgado, 1997a).*

The point resistance of cones in granular soils frequently exceeds the stress levels that are commonly encountered in other applications of soil mechanics. A real analysis of the cone penetration process in granular soils should, subsequently, be based on the soil response to high stresses (50 to 300 Kg/cm²). This response differs from ordinary behaviour, at stress levels of around 1 to 2 Kg/cm², in two important aspects:

1. *Decrease of the internal angle of friction with the normal mean stress, this meaning that the Mohr-*

tensiones que comúnmente se encuentran en otras aplicaciones de la mecánica de suelos. Un análisis real del proceso de penetración con cono en un medio granular debe estar basado, por lo tanto, en la respuesta del suelo a tensiones elevadas (50 a 300 Kg/cm²), la cual difiere del comportamiento ordinario, a niveles de tensiones del orden de 1 a 2 Kg/cm², en dos aspectos importantes:

1. El decrecimiento del ángulo de fricción interna con la tensión normal media, es decir que la envolvente de falla de Mohr-Coulomb no es recta sino que realmente es convexa.
2. El decrecimiento significativo de volumen que tiene lugar bajo tensiones tangenciales, aún para medios granulares densos.

Estos dos factores, que tienden a disminuir el valor de q_c , no son tenidos en cuenta por las teorías clásicas de capacidad de carga, las cuales, en consecuencia, predicen que q_c crecerá linealmente con la profundidad en un depósito de arena uniforme. Sin embargo, mediciones reales muestran que, después de una cierta profundidad conocida como crítica, las gráficas de q_c en función de la profundidad se vuelven ahusadas y, en algunos casos, se aproximan a un valor constante (Figura 1). Esta profundidad crítica, variable entre 10 y 20 diámetros del penetrómetro aproximadamente, podría marcar la transición entre el proceso de penetración por alcanzar la resistencia a las tensiones tangenciales y el de penetración por compresión, rotura de granos y expansión de cavidades.

Basándose en conceptos de expansión de cavidades, Vesic (1972) elaboró una teoría para la resistencia de punta que tiene en cuenta las características de compresibilidad y de cambio de volumen del suelo. Posteriormente, Baligh (1976) desarrolló adicionalmente dicha teoría para incorporar también la curvatura de la envolvente de falla y tener en cuenta, de esta forma, los dos factores citados antes (1 y 2). Diversas investigaciones realizadas en cámaras de presión con condiciones de contorno controladas (Baldi y otros, 1981, 1982 y 1985; Miura y otros, 1984 y Smits, 1982), han mostrado que los valores de q_c calculados con la teoría de Baligh son los que más se aproximan a los valores de q_c experimentales. Sin embargo, esta teoría presenta la desventaja de requerir para su aplicación, la determinación previa de una

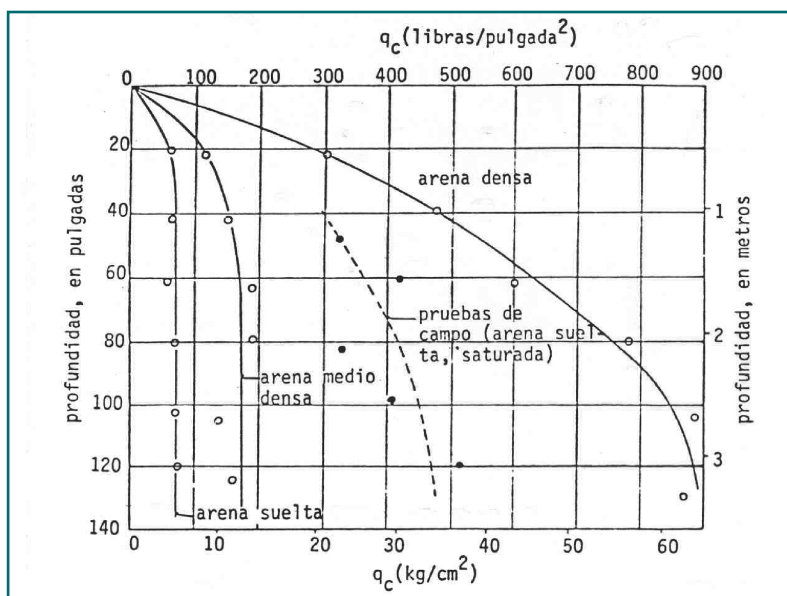


Fig. 1. Variación de la resistencia por punta q_c con la profundidad (Sanglerat, 1972)/Variation in point resistance q_c in function of depth (Sanglerat, 1972).

Coulomb failure envelope is actually convex and not straight.

2. *The significant decrease in volume that takes place under tangential stresses, even for dense granular soils.*

These two factors, that tend to lower the q_c value, are not taken into account in traditional bearing capacity theories which, to the contrary, predict that the q_c will lineally increase with depth in a deposit of uniform sand. However, real measurements show that, after reaching a certain "critical" depth, the q_c to depth graph lines taper off and, in some cases, approach a constant value (Figure 1). This critical depth, which varies between approximately 10 and 20 cone diameters, could mark the transition between the penetration process, on reaching the resistance to tangential stress, and penetration by compression, failure of granular material and cavity expansion.

Vesic (1972) established his cone resistance theory on the basis of cavity expansion concepts which took into account volume change and compressibility characteristics of the soil. Baligh (1976) further developed this theory by incorporating the failure envelope curve which then took into account the two factors indicated above (1 and 2). Different research conducted in pressure chambers under controlled boundary conditions (Baldi and others, 1981, 1982 and 1985; Miura et al, 1984 and Smits, 1983), have demonstrated that the q_c values

cantidad considerable de parámetros de compresibilidad y de resistencia a las tensiones tangenciales, los que demandan a su vez la realización de pruebas de laboratorio sobre muestras "inalteradas". Como consecuencia de esto último, no se puede determinar en muchos casos, especialmente en depósitos en estado medio denso a suelto, si las diferencias entre los valores de q_c medidos y los calculados se deben a deficiencias propias de la teoría mencionada o a alguna deficiencia de los parámetros usados (Baldi y otros, 1981).

Teniendo en cuenta lo anterior se puede concluir que:

1. Las teorías clásicas de capacidad de carga serían aplicables únicamente al caso de penetración poco profunda en suelos densos.
2. Las teorías basadas en conceptos de expansión de cavidades contribuyen para un mejor entendimiento del proceso de penetración con cono, pero en muchos casos no son de aplicación práctica debido a su naturaleza compleja y a que demandan la realización de pruebas de laboratorio sobre muestras "inalteradas".

De los dos puntos anteriores se deduce que la correlación buscada entre q_c y las características del depósito deberá ser de naturaleza empírica.

3.3. Análisis de las correlaciones empíricas existentes

Desde 1970 a la fecha, se han realizado numerosos estudios en cámaras de presión con condiciones de contorno controladas (conocidas como cámaras de calibración), en diferentes partes del mundo, con el objeto de estudiar la relación existente entre resistencia por punta del CPT (q_c), densidad relativa (D_r) y el estado de tensiones efectivas "in situ", en suelos arenosos (Schmertmann, 1978-b; Chapman y Donald, 1981; Baldi y otros, 1981, 1982 y 1985; Smits, 1982 y Miura y otros, 1984).

A partir de los resultados obtenidos en dichos trabajos, puede concluirse que no existe una relación única entre q_c , D_r y el estado de tensiones efectivas "in situ", aplicable a todo tipo de suelos arenosos, debido a que hay otros factores que también influyen sobre el valor de q_c . A pesar de esto, como se verá más adelante, este tipo de ensayos ha permitido una mejor comprensión de la importancia relativa de varios de los factores que influyen sobre la penetración con cono en los suelos mencionados.

calculated with the Baligh theory are those that best approach the test q_c values. However, this theory has the disadvantage that it requires the prior determination of a considerable number of parameters concerning compressibility and tangential stress resistance and which, in turn, require laboratory tests on "unaltered" specimens. As a result of this latter factor, in many cases, and particularly in medium dense to loose deposits, it is not possible to establish whether the differences between the measured and calculated q_c values are due to deficiencies in the theory itself or to those in the parameters employed (Baldi et al, 1981).

When considering the above, it may be taken that:

- 1. Traditional bearing capacity theories are only applicable in the case of shallow penetration in dense soils.*
- 2. Theories based on cavity expansion help gain a better understanding of the penetration process, but have no practical application in many cases due to their complex nature and the fact that they require laboratory tests on "unaltered" specimens.*

From the two points above it may be taken that the correlation sought between q_c and the deposit characteristics should be one of empirical nature.

3.3. Analysis of existing empirical correlations

Ever since 1970, numerous studies have been conducted in pressure chambers under controlled boundary conditions (known as calibration chambers) in different parts of the world, in order to study the relation between the point resistance of the CPT (q_c), the relative density (D_r) and the effective stress state in-situ, in sandy soils (Schmertmann, 1978-b; Chapman & Donald, 1981; Baldi et al, 1981, 1982 and 1985; Smits, 1982 and Miura et al, 1984).

From the results of these studies, it may be concluded that there is no single relation between q_c , D_r and the effective stress state in-situ that is applicable to all types of sandy soils as there are other factors that also influence the q_c value. In spite of this, and as indicated further on, these types of test have provided a better understanding of the

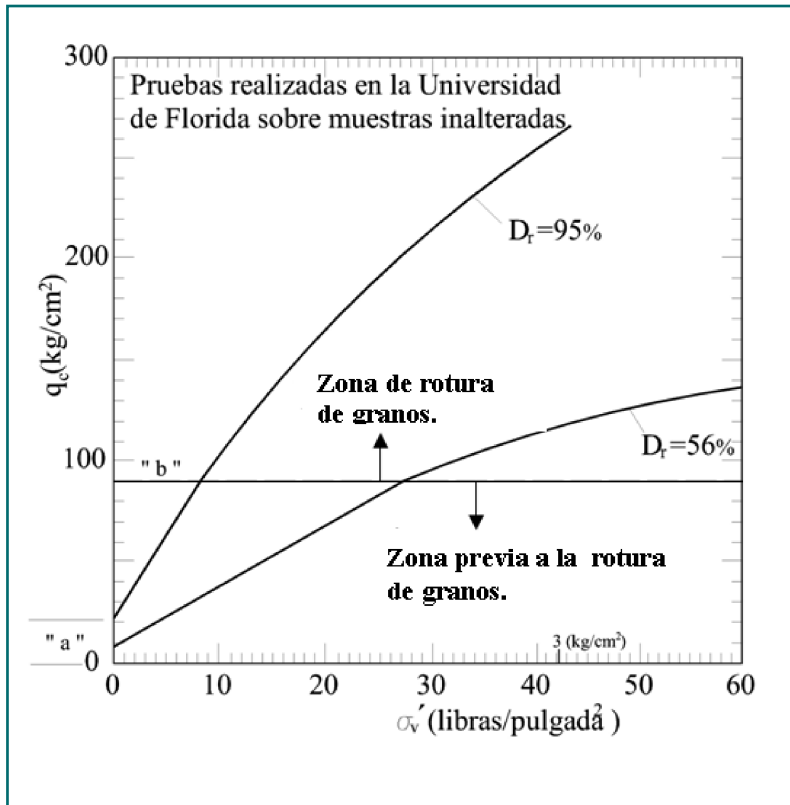


Fig. 2. Variación de la resistencia por punta (q_c) con el esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) en pruebas de CPT sobre arena Edgar (Schmertmann, 1978a)/Variation in point resistance (q_c) with the effective vertical stress (σ'_v) in CPT test on Edgar sand (Schmertmann, 1978a).

Todos los estudios realizados en cámaras de calibración, con condiciones de tensiones y de compactación controladas, han mostrado que, para una D_r determinada, q_c varía con σ'_v aproximadamente como se indica en la Figura 2. En la misma puede verse que, a partir de un pequeño valor (punto "a") para $\sigma'_v = 0$ (en la superficie), q_c crece casi linealmente hasta un punto "b". A partir de dicho punto, la rotura de los granos se vuelve importante y progresivamente más severa con el aumento de σ'_v y, como consecuencia de esto, la gráfica deja de ser recta y se vuelve más parabólica. En arenas cuarzosas comunes, el punto "b" se produce para $q_c \cong 100 \text{ Kg/cm}^2$, mientras que en arenas de granos muy competentes, como la de Ottawa por ejemplo, este punto puede corresponder a valores de q_c mayores de 300 Kg/cm^2 y en arenas de granos muy poco competentes, a valores de q_c menores de 100 Kg/cm^2 .

Del párrafo anterior se deduce que todas las curvas que representan la variación de q_c en función de σ'_v y de C_r , obtenidas en cámaras de calibración, presentan una forma similar y responden aproximadamente a una ecuación del siguiente tipo (Baldi y otros, 1985):

relative importance of various factors that influence cone penetration in these types of soils.

All the studies conducted in calibration, under controlled stress and compactibility conditions, have shown that for a specific D_r , the q_c varies by approximately σ'_v as indicated in Figure 2. In this figure it may be seen that as from a small value (point "a") for $\sigma'_v = 0$ (at the surface), q_c increases almost linearly up to point "b". As from this point, the failure of the grains becomes important and progressively more severe on the increase of σ'_v and, as a result, the graph line is no longer straight and becomes more parabolic. In common quartz sands, point "b" occurs at $q_c \cong 100 \text{ Kg/cm}^2$, while in competent sands such as Ottawa sand, this point may correspond to q_c values of over 300 Kg/cm^2 and in less competent sands these q_c values may be less than 100 Kg/cm^2 .

From the above it may be taken that all the curves representing the q_c variation in function of σ'_v and D_r , obtained in calibration chambers, present a similar form and roughly correspond to an equation of the following type (Baldi et al, 1985):

$$q_c = C_0 \cdot \sigma'^{C_1} \cdot \exp\left(\frac{C_2 \cdot C_r \%}{100}\right) \quad (I)$$

In which C_0 , C_1 and C_2 are adimensional constants, whose values depend on the following factors:

Type of sand: almost all the investigations conducted to date correspond to clean, uniform sand, but with variations with regard to mineral composition, particle size and form, degree of saturation and the method of forming the test specimen within the chamber.

Size of chamber and boundary conditions.

3.4. Selection of an empirical expression

In view of that indicated above, it may be concluded that all correlation between the liquefaction resistance and the manner by which q_c varies with depth, should be of empirical nature and be expressed by curves (q_c in function of depth) which approximately respond to expressions such as that of Schmertmann (1978-b):

$$q_c = 12.31 \cdot \sigma'^{0.71} \cdot \exp\left(\frac{2.91 \cdot C_r \%}{100}\right) \quad (II)$$

$$q_c = C_0 \cdot \sigma^{C_1} \cdot \exp\left(\frac{C_2 \cdot C_r \%}{100}\right) \quad (I)$$

En la cual C_0 , C_1 y C_2 son constantes adimensionales, cuyo valor depende de los siguientes factores:

1. Tipo de arena: casi todas las investigaciones efectuadas hasta el presente corresponden a arenas uniformes, limpia, pero con variaciones en lo que respecta a su composición mineralógica, a su forma y tamaño de partículas, a su grado de saturación y al método para la formación de la muestra a ensayar dentro de la cámara.
2. Tamaño de la cámara y condiciones de frontera.

3.4. Elección de una expresión empírica

Teniendo en cuenta lo expuesto previamente, se puede concluir que toda correlación entre la resistencia a la licuación y la forma en que varía q_c con la profundidad, debe ser de carácter empírico y debería estar expresada por curvas (q_c en función de la profundidad) que respondan aproximadamente a expresiones como la de Schmertmann (1978-b):

$$q_c = 12.31 \cdot \sigma^{0.71} \cdot \exp\left(\frac{2.91 \cdot C_r \%}{100}\right) \quad (II)$$

$$\frac{q_c}{\sigma_v'} = 12.31 \cdot \sigma_v'^{-0.29} \cdot \exp\left(\frac{2.91 \cdot C_r \%}{100}\right) \quad (III)$$

Además la misma es aplicable a arenas uniformes, limpias, compuestas por cuarzo principalmente, finas y saturadas, cuando se realizan ensayos de penetración con cono estático eléctrico, tipo Fugro estándar, a una velocidad de 2 cm/seg. Si bien en esta ecuación no se tienen en cuenta los efectos del tamaño de la cámara, esto no constituye un factor importante en este caso debido a que en suelos arenosos de D_r media a suelta, que son los más susceptibles de licuarse, su influencia es muy pequeña. Asimismo, las condiciones de contorno empleadas para su determinación, intermedias entre las condiciones de tensión constante y de volumen constante, se aproximan bastante bien a las condiciones promedio "in situ".

Es importante aclarar, también, que la expresión II, que aparece representada en la Figura 3 (y estimada a partir de los datos obtenidos ensayos experimentales),

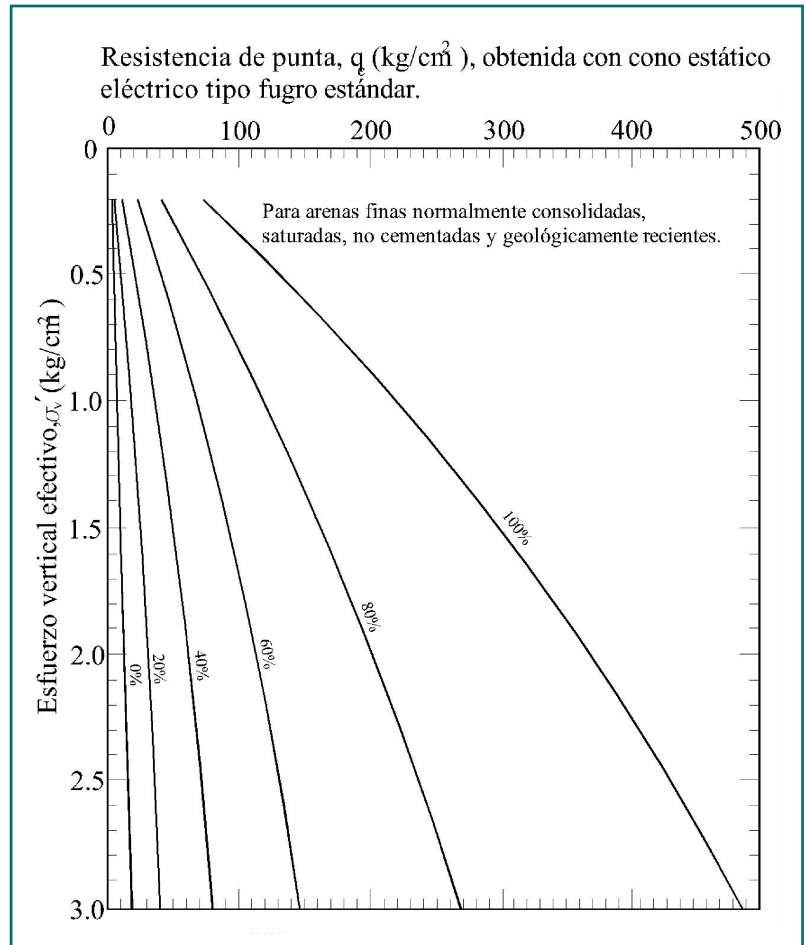


Fig. 3. Correlación entre q_c , σ_v' y D_r (Schmertman, 1978
a) Correlation between q_c , σ_v' and D_r (Schmertmann, 1978-a)

$$\frac{q_c}{\sigma_v'} = 12.31 \cdot \sigma_v'^{-0.29} \cdot \exp\left(\frac{2.91 \cdot C_r \%}{100}\right) \quad (III)$$

This is also applicable to clean, uniform, fine, saturated and mainly quartz sands when penetration tests are performed by a standard Fugro type electric static penetration cone at a rate of 2cm/s. While this equation does not take into account the size of the chamber, this is not an important factor in this case as it only has a very small influence on those sandy soils of medium to loose relative density which are more susceptible to liquefaction. Furthermore, the boundary conditions employed in the same, and set between the constant stress and the constant volume conditions, serve as a fairly good approximation of the average conditions encountered in situ.

It is also important to clarify that formula II, represented in Figure 3 (and estimated on the basis of data obtained by testing), as with all those of the

al igual que todas las de sus tipos obtenidas en cámaras de calibración, es aplicable solamente a arenas normalmente consolidadas, no cementadas y geológicamente recientes.

3.5. Limitaciones de la expresión elegida

Al usar este tipo de correlaciones empíricas se deben tener presentes siempre sus limitaciones. Entre las principales figuran:

1. Que han sido establecidas con base en pruebas sobre muestras redepositadas en laboratorio, lo cuál les da una estructura que no es análoga a la de un depósito natural de arena.
2. Que resulta difícil aplicarlas a depósitos pre-consolidados o cementados debido a las dificultades inherentes a la medición de σ'_{ho} "in situ" y a la determinación de la historia de tensiones de un depósito natural de arena, además, la imposibilidad de simular, en cámaras de calibración, procesos de cementación.
3. Que como en un mismo depósito de arena el tamaño de grano y el contenido de finos puede variar considerablemente y, adicionalmente, la composición mineralógica y la forma de grano puede diferir de un depósito a otro (y con ello la compresibilidad), los resultados que se obtengan con este tipo de correlaciones empíricas serán sólo de carácter aproximado.
4. Que como en cualquier correlación en la que interviene D_r , los métodos empleados para determinar los pesos volumétricos secos máximos, mínimos y de prueba, constituyen una importante fuente de error.

A pesar de las limitaciones señaladas, en depósitos normalmente consolidados formados, principalmente, por suelos granulares finos saturados que comprendan desde arenas cuarzosas muy finas hasta limos gruesos, no cementados y geológicamente recientes como los analizados, este tipo de correlaciones empíricas resulta muy valioso porque contribuye a entender la forma en que se produce la penetración con cono, así como la importancia relativa de los factores que intervienen en ella. De este modo se puede conocer, de manera aproximada, la forma en que varía q_c (y por lo tanto q_c/σ'_v) con la profundidad, para diferentes compacidades relativas.

same type obtained in calibration chambers, is only applicable to normally consolidated, uncemented and geologically recent sands.

3.5. Limitations of the selected equation

When employing this type of empirical correlation, it is necessary to be aware of the limitations of the same. The main limitations include:

1. *These have been established on the basis of tests on specimens redeposited in the laboratory. This then implies that their structure is not identical to that of a natural sand deposit.*
2. *It is difficult to apply these to pre-consolidated or cemented deposits due to the inherent difficulties of measuring σ'_{ho} in-situ and in determining the stress history of a natural sand deposit, in addition to the impossibility of simulating cementation processes in calibration chambers.*
3. *As the grain size and fines content may vary considerably within the same deposit of sand and as the mineral composition and grain shape may differ from one deposit to another (and their ensuing compressibility), the results obtained from this type of empirical correlation can only be of approximate nature.*
4. *As with any correlation involving relative density, the methods employed to determine the test, maximum and minimum dry volumetric weights, constitutes an important source of error.*

In spite of these limitations in normally consolidated deposits formed, mainly, by fine saturated granular soils and ranging from very fine quartz sand to uncemented and geological recent, coarse loams such as those analysed, this type of empirical correlation is very useful as it helps to understand the manner in which the cone penetration occurs and the relative factors intervening in the same. In this way, it is possible to gain some idea of how q_c (and subsequently q_c/σ'_v) varies with depth, for different relative compacities.

3.6. The use of shaft friction to support the selected correlation

The research carried out to date has provided a better understanding of the cone penetration

3.6. El uso de la resistencia por fuste (f_s) con carácter de apoyo de la correlación elegida

La investigación realizada hasta el presente, ha permitido un mejor entendimiento del mecanismo de penetración con cono en suelos no cohesivos, particularmente con respecto al comportamiento de la carga por punta. No obstante esto, es notable la falta de investigación en lo que se refiere a la interpretación y significado de la fricción lateral.

El valor de f_s , usado directamente o indirectamente a través de la relación f_s/q_c , es fundamental juntamente con q_c para la determinación del perfil del suelo en profundidad a partir de los resultados de CPT.

Al igual que en el caso de q_c , observaciones de campo y ensayos de laboratorio sobre muestras de grandes dimensiones han mostrado que a partir de una cierta profundidad, conocida como crítica (también de entre 10 y 20 diámetros de penetrómetro, aproximadamente, tal como ya indicaba Vesic, 1972), las gráficas de f_s en función de la profundidad, en un depósito de arena homogéneo, tienden hacia un valor constante (Figura 4). Sin embargo, a pesar de que la mayoría de los autores coinciden en evaluar a f_s por encima de la profundidad crítica, con un enfoque teórico simplista similar al usado para analizar la resistencia al deslizamiento de un cuerpo rígido en contacto con el suelo, llegan a valores de f_s muy distintos. Esto se debe a diferencias en los valores del coeficiente de fricción entre el suelo y la superficie del penetrómetro, de las tensiones normales que actúan sobre ella y de la profundidad crítica que consideran.

De todo lo anterior se deduce que, en la actualidad, resulta mucho más difícil evaluar la forma en que influyen las características del penetrómetro y del depósito de suelo arenoso sobre el valor de f_s que sobre el valor de q_c . Debido a ello, f_s sólo se debe usar con carácter de apoyo de la correlación (entre q_c y el potencial de licuación) citada en el punto 3-4.

4. Obtención de una correlación entre los resultados de CPT y el potencial de licuación

En los párrafos siguientes, se describe la metodología empleada para la obtención de una correlación entre los resultados del CPT y el potencial de licuación.

Para la determinación de esta correlación, se ha tomado como punto de partida los apartados anteriores

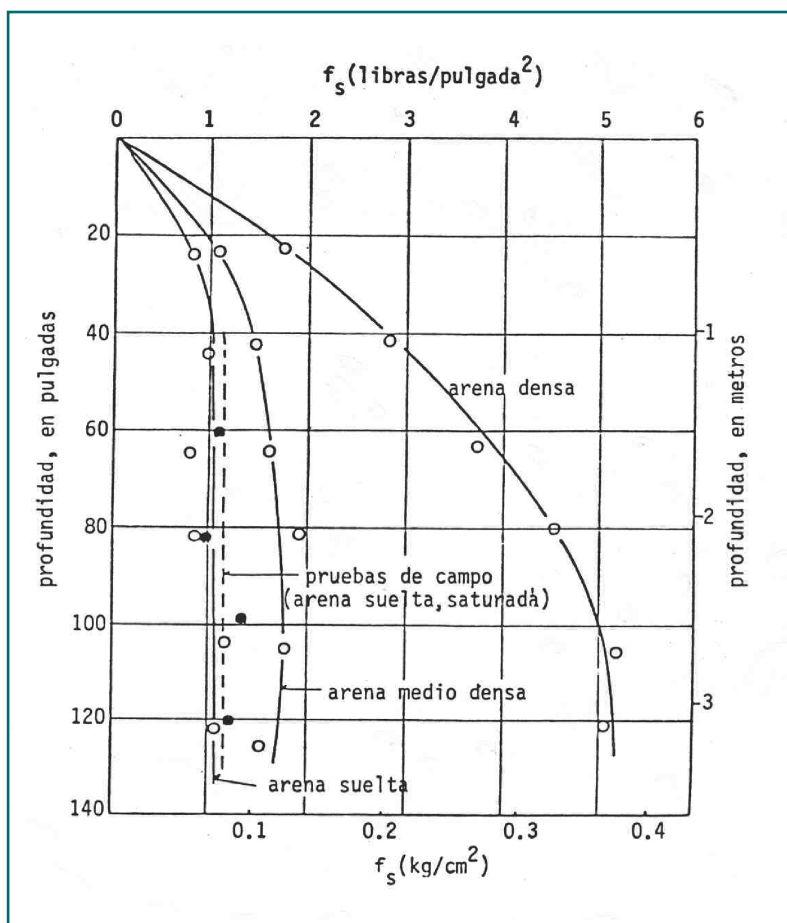


Fig. 4. Variación de la fricción lateral (f_s) con la profundidad (Sanglerat, 1972)/Variation in side friction (f_s) with depth (Sanglerat, 1972).

mechanism in non-cohesive soils and particularly with regards to the point load behaviour. However, there has been a notable lack of research with regards to the interpretation and meaning of side friction.

The f_s value, whether employed directly or indirectly through the f_s/q_c ratio, is fundamental together with q_c to determine an in-depth soil profile on the basis of CPT results.

As with the case of q_c , field observation and laboratory tests on large scale specimens have shown that as from a certain "critical" depth (between approximately 10 and 20 diameters of the penetrometer, as indicated by Vesic, 1972), the f_s curves in relation to depth, in a uniform sand deposit, tend to moves towards a constant value (Figure 4). However, in spite of the fact that the majority of authors coincide in evaluating f_s above this critical depth, the use of a simplistic theoretical focus and one similar to that employed in analysing the sliding resistance of a rigid body in contact with the soil, provides very different f_s values. This is due to differences in the friction

y los trabajos realizados en 1995 por Armijo (Tesis Doctoral, 1995), en los cuales se desarrolla una metodología para evaluar el potencial de licuación de suelos granulares finos, basado en la relación entre la resistencia por punta del CPT normalizada con respecto a la tensión efectiva vertical y la profundidad.

Se han analizados un número superior a 500 casos correspondientes a sismos de distintas magnitudes producidos en distintos lugares del mundo, los cuales se encuentran recogidos en las siguientes fuentes:

- Artículo "Liquefaction Resistance Using CPT and Field Case Histories" publicada en el "Journal of Geotechnical Engineering" por Timothy Stark y Scott Olson, diciembre de 1995.
- Investigación geotécnica realizada en el Valle de Mexicali (México) y el Valle Imperial (USA) en los años 1980 y 1981. Tesis doctoral "Influencia de los métodos de mejora del terreno en la resistencia de los suelos flojos frente a terremotos", por Gustavo Armijo, 1995.
- Base de datos de Seed y otros (1983 y 1985). Tesis doctoral "Influencia de los métodos de mejora del terreno en la resistencia de los suelos flojos frente a terremotos", por Gustavo Armijo, 1995.
- Artículo "Simplified Cone Penetration Test-based Method for Evaluating Liquefaction Resistance of Soils", por Juang y otros en el "Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering", diciembre del 2003.

Estos datos han sido clasificados según las aceleraciones máximas y la ocurrencia o no de licuación, dejándose fuera de este análisis aquellos suelos cuyo tamaño medio de partícula (D_{50}) fuera superior a 0.20 mm. Por tal motivo el método de predicción a establecer, será válido para arenas finas limosas y limos de baja plasticidad.

Para obtener una correlación entre el potencial de licuación y la resistencia a la penetración del CPT, se tomó como punto de partida la expresión III, la cuál vincula el estado de tensiones efectivas in situ, a través del valor de la tensión efectiva vertical (σ'_v) a la cuál se encuentra sometido los depósitos de suelos no cohesivos, normalmente consolidados, con la resistencia por punta del CPT y la densidad relativa o compacidad relativa.

La tensión efectiva vertical es función de la densidad aparente del terreno, la profundidad y la localización del nivel freático. La densidad aparente, a su vez,

coefficient values between the base and the surface of the penetrometer, the normal stresses acting on the same and the critical depth considered.

From the above it may be taken that it is currently far more difficult to evaluate the manner in which the characteristics of the penetrometer and sandy soil deposit affect the f_s value than that of the q_C value. As a result, the side friction should only be employed to support the correlation (between the q_C and the liquefaction potential) mentioned in point 3-4.

4. Obtaining a correlation between the results of the CPT and the liquefaction potential

The following paragraphs describe the method employed to obtain a correlation between the results of the CPT and the liquefaction potential.

In order to establish this correlation, consideration has been given to that indicated above and the work conducted in 1995 by Armijo (Doctoral Thesis, 1995) in which a method was developed to evaluate the liquefaction potential of fine granular soils, based on the relation between the point resistance of the a standardised CPT with respect to the effective vertical stress and depth.

An analysis was made of over 500 cases of earthquakes of different magnitudes in different parts of the world, and recorded in the following sources:

- Article "Liquefaction Resistance Using CPT and Field Case Histories" published in the Journal of Geotechnical Engineering by Timothy Stark and Scott Olson, December 1995.
- Geotechnical investigation conducted in the Mexicali Valley (Mexico) and the Imperial Valley (USA) in 1980 and 1981. Doctoral thesis "Influencia de los métodos de mejora del terreno en la resistencia de los suelos flojos frente a terremotos", Gustavo Armijo, 1995.
- Database of Seed and others (1983 and 1985). Doctoral thesis "Influencia de los métodos de mejora del terreno en la resistencia de los suelos flojos frente a terremotos", Gustavo Armijo, 1995.
- Article "Simplified Cone Penetration Test-based Method for Evaluating Liquefaction Resistance of Soils", by Juang and others in the Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, December 2003.

es proporcional a la densidad relativa, por lo cual la variación de q_c con la profundidad quedaría en función de la tensión efectiva vertical.

Por este motivo se normalizaron los valores de q_c con respecto a σ'_v y se obtuvieron los diagramas q_c/σ'_v en función de la profundidad en metros. En ellos el término adimensional q_c/σ'_v tiene en cuenta, además de la resistencia a la penetración por punta, la profundidad del nivel freático (NF) del estrato de suelo considerado.

Al representar los datos, se observó la existencia de un gran número de casos de no licuación, para valores pequeños de la relación q_c/σ'_v y un rango variable de aceleraciones. Esto se atribuyó a la existencia de estratos de suelo fino no susceptible a licuarse, abarcando desde limos arcillosos hasta arcillas de alta plasticidad. Por lo general estos suelos presentan las siguientes características:

$$\begin{aligned} f_s/q_c &> 2.5\% \\ IP &> 10 \\ LL &> 35\% \end{aligned}$$

De lo expuesto en el párrafo anterior se puede afirmar, que estos datos pueden emplearse para establecer límites, con los cuales se puedan separar los suelos finos no susceptibles a licuarse (comportamiento está gobernando por la plasticidad), de los suelos susceptibles a experimentar una pérdida total o parcial de su resistencia.

Por otro lado, también es bien sabido, que los estratos de suelos que presentan una densidad relativa (D_r) elevada (70% o mayor), difícilmente experimenten una pérdida total de su resistencia y probablemente no se licuarán. De ello se deduce, que los valores máximos de q_c/σ'_v , obtenidos en la base de datos, podrían usarse para definir unas curvas límites o rango de valores que separaran condiciones de licuación y de no licuación en suelos granulares finos, en función de la aceleración máxima en superficie.

De los párrafos anteriores, se puede concluir que en una gráfica q_c/σ'_v versus profundidad, los suelos susceptibles a licuarse, estarán comprendido entre dos límites. Un límite por la izquierda, a partir del cual el comportamiento del suelo está gobernado por la plasticidad y otro límite por la derecha, donde la densidad relativa (D_r) será el factor determinante.

Para la determinación de dichas curvas, se realizó un análisis basado del estudio empírico realizado

This data has been classified according to maximum acceleration and whether liquefaction occurred or not, when disregarding those soils with a mean particle size (D_{50}) of over 0.20 mm. As such, this prediction method would be valid for fine loamy sands and loams of low plasticity.

Equation III was taken as the starting point in order to obtain a correlation between the liquefaction potential and the CPT penetration resistance. This equation establishing the relation between the effective stress state in-situ -from the effective vertical stress value (σ'_v) encountered in non-cohesive and normally consolidated soil deposits- and the CPT point resistance and relative density or relative compacticity.

The effective vertical stress is a function of the apparent density of the soil, the depth and the location of the phreatic level. The apparent density is, in turn, proportional to the relative density and, as such, the variation in q_c according to depth will then be a function of the effective vertical stress.

For this reason, the q_c values are standardised with respect to σ'_v and q_c/σ'_v diagrams are obtained in accordance with depth in metres. In these diagrams the adimensional term q_c/σ'_v takes into account the depth of the phreatic level of the considered soil stratum in addition to the point penetration resistance.

On representing the data, there were seen to be a large number of cases of non-liquefaction for small q_c/σ'_v values and a variable range of accelerations. This is due to the presence of fine soil strata that are not susceptible to liquefaction and ranging from clayey loams to high plasticity clays. These soils tend to present the following characteristics:

$$\begin{aligned} f_s/q_c &> 2.5\% \\ PI &> 10 \\ LL &> 35\% \end{aligned}$$

From that indicated in the preceding paragraph it may be taken that this data may be employed to establish limits by which to separate those fine soils that are not susceptible to liquefaction (behaviour governed by plasticity) from those soils susceptible to a total or partial loss of resistance.

Furthermore, it is well known that soil strata with a high relative density (70% or more) rarely experiences a total loss of resistance and will probably not be subject to liquefaction. From this it may be taken that the maximum values of q_c/σ'_v obtained in the database,

por Schmertmann 1978-b (punto 3-4), donde se estudia y se analiza la variación de la resistencia por punta del CPT con la profundidad a partir de estudios en cámaras de calibración.

En las Figuras 5 a 10, se muestran los valores de q_c/σ'_v en función de la profundidad para distintos rangos de aceleración. Estos datos, se clasificaron en licuables y no licuables, de tal manera que sirvieran de información base para el establecimiento de las curvas límites comentadas e incluidas en dichas figuras.

La curva límite promedio por la izquierda propuesta, corresponde a la siguiente expresión:

$$q_c/\sigma'_v = 10.85 \cdot \sigma_v'^{-0.29} \quad (IV)$$

La curva límite promedio por la derecha, se ajusta a la siguiente expresión:

$$q_c/\sigma'_v = \alpha \cdot 120 \cdot \sigma_v'^{-0.29} \exp\left(\frac{a_{max} - 0.5g}{9.8g}\right) \quad (V)$$

En donde:

- $\alpha = 0.5$ para valores de $a_{max} < 0.20g$
- $\alpha = 2 a_{max}$, para $0.20 < a_{max} < 0.50g$
- $\alpha = 1$ para $a_{max} \geq 0.50g$

La aceleración máxima siempre expresada en función de g.

Según se puede observar en las Figuras 9 y 10, las curvas límites por la derecha, que separa los estados de licuación y no licuación se ajustan a una curva constante para un valor de $igual$ a 0.5 g.

Finalmente, unificando las Figuras 5 a las 10, se obtiene la Figura 11, la cuál se propone en este artículo como ábaco de predicción del potencial de licuación.

4.1. Condiciones y limitaciones de aplicación

Por ser un criterio de campo, una de las principales ventajas del método que aquí se propone radica en su simplicidad. Por el mismo motivo, debe tenerse presente que sólo será aplicable en condiciones similares a aquellas para las cuales fue obtenido.

De acuerdo con lo anterior, sólo se podrá evaluar con dicho método el potencial de licuación de depósitos normalmente consolidados, formados en los 15-20 m

may be employed to define limit curves or a range of values separating liquefaction and non-liquefaction conditions in fine granular soil in accordance with the maximum acceleration at the surface.

From the above it may be taken that in a q_c/σ'_v to depth graph, those soils susceptible to liquefaction will be set between two limits. One boundary limit to the left, and from which the soil behaviour is governed by plasticity, and a boundary limit to the right where the relative density (D_r) will be the deciding factor.

In order to establish these curves an analysis was made based on the empirical study made by Schmertmann 1978-b (point 3-4) which examined and analysed the variation in CPT point resistance according to depth on the basis of studies made in calibration chambers.

Figures 5 to 10 show the values of q_c/σ'_v according to depth for various ranges of acceleration. This data classifies liquefiable and non-liquefiable points and subsequently serves as base information for the establishment of the limit curves which are included in the said figures.

The mean limit curve to the left corresponds to the following expression:

$$q_c/\sigma'_v = 10.85 \cdot \sigma_v'^{-0.29} \quad (IV)$$

The mean limit curve to the right corresponds to the expression:

$$q_c/\sigma'_v = \alpha \cdot 120 \cdot \sigma_v'^{-0.29} \exp\left(\frac{a_{max} - 0.5g}{9.8g}\right) \quad (V)$$

Where:

- $\alpha = 0.5$ for values of $a_{max} < 0.20g$.
- $\alpha = 2 a_{max}$ for $0.20 < a_{max} < 0.50g$.
- $\alpha = 1$ for $a_{max} \geq 0.50g$.

The maximum acceleration is always expressed as a function of g.

As may be seen in Figures 9 and 10, the limit curves on the right, separating the liquefaction and non-liquefaction states, follow a constant curve for a value of a_{max} equal to 0.5 g.

Finally, by the combination of Figures 5 to 10 then provides Figure 11, which is proposed in this article as the prediction range of the liquefaction potential.

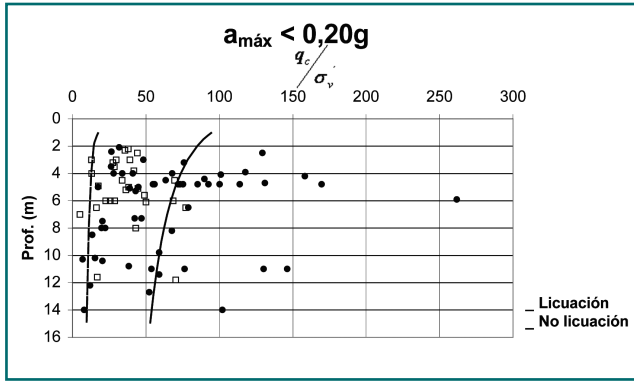


Fig. 5.

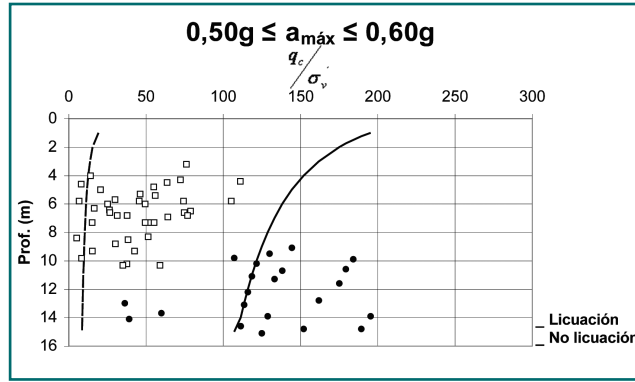


Fig. 9.

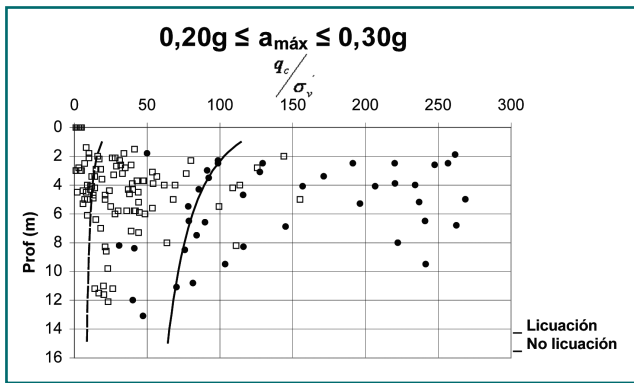


Fig. 6.

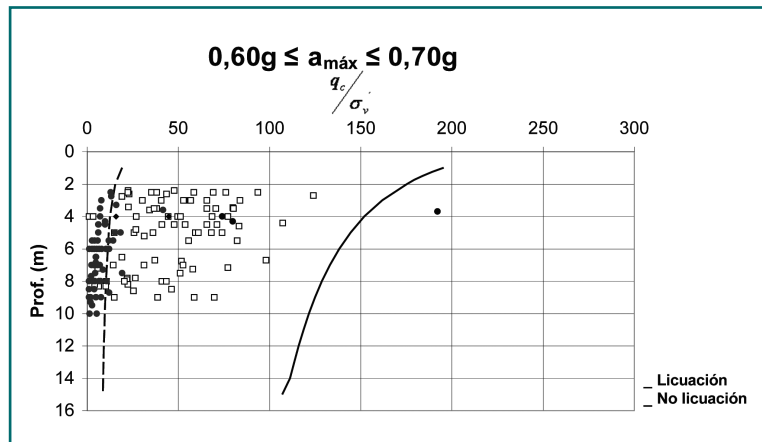


Fig. 10.

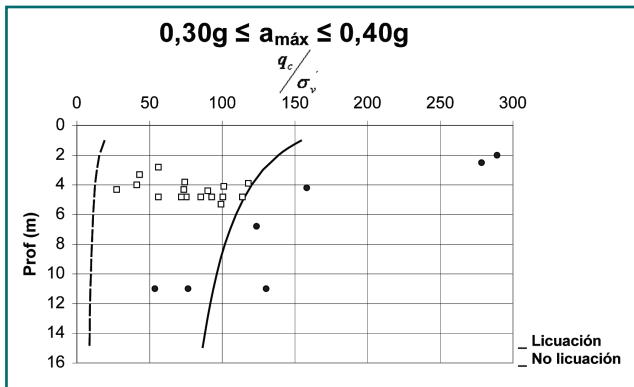


Fig. 7.

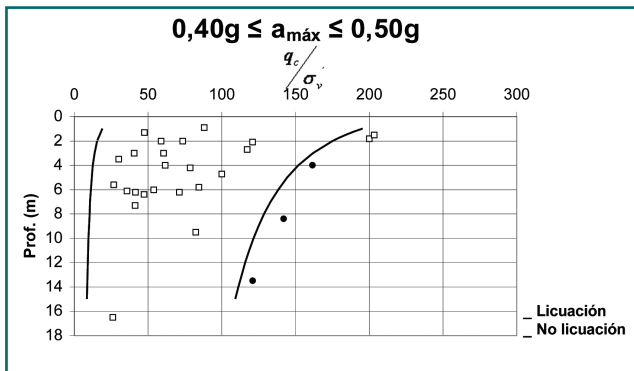


Fig. 8.

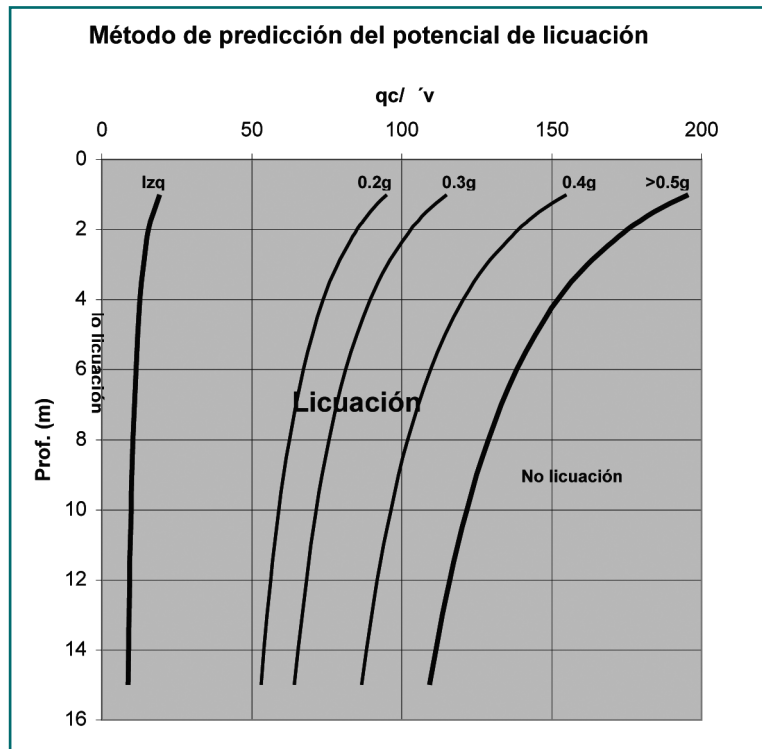


Fig. 11.

superiores, principalmente, por suelos saturados que comprendan desde arenas finas hasta limos de baja plasticidad, no cementados y geológicamente recientes. La base para esta evaluación serán los datos (q_c y f_s/q_c) obtenidos en dichos depósitos a partir de pruebas de penetración con cono estático eléctrico (CPT), tipo Fugro estándar, hincado a una velocidad de 2 cm/seg.

Por otra parte, las curvas límite por izquierda y por derecha (Figuras 11) y el valor límite de f_s/q_c igual a 2,5 %, en los cuales está basado, no son definitivos y podrán mejorarse a medida que se vayan analizando más datos correspondientes a sitios que se licuaron y que no se licuaron bajo la acción de sismos diferentes.

Para los casos en que la aceleración máxima, sea igual o superior a 0.5g, se tomará como curva límite por la derecha, la correspondiente a este valor (Figuras 9 y 10).

Teniendo en cuenta lo expresado en este punto y en los apartados anteriores, puede decirse que a través de pruebas CPT se puede medir la resistencia a la penetración de un depósito de suelo en forma continua y repetible, para después, por medio del método propuesto en este trabajo, hacer una evaluación del potencial de licuación del mismo e identificar áreas potencialmente críticas. En dichas áreas puede ser requerida una determinación más detallada que incluya pruebas CPT adicionales y toma de muestras alteradas, hechas con el tomamuestras de tubo partido del SPT o con barrenos helicoidales.

5. Conclusión

Los ensayos de penetración con cono han atraído, recientemente, considerable atención como un medio para el estudio del potencial de licuación de un emplazamiento.

A pesar de que los casos en que se fundamentan las correlaciones existentes basadas en CPT, son mucho menores que las basadas en SPT, el CPT presenta ventajas frente a ésta y otras técnicas de reconocimientos, como bajo costo, alta eficiencia, continuidad de los registros en profundidad y pocas incertidumbres debido al equipo y los operadores.

En este artículo se ha presentado un nuevo método de predicción del potencial de licuación basado en ensayos de cono, el cual se sustenta en una base de datos con más de 500 ensayos CPTs documentados en distintos lugares del mundo.

4.1. Application conditions and limitations

As this is a field criteria, one of the main advantages of the proposed method lies in its simplicity. For this very same reason, this is only applicable under similar conditions to those in which it was obtained.

As such, this method may only be employed to evaluate the liquefaction potential of normally consolidated deposits, generally formed in the upper 15-20 m by saturated soils ranging from fine sands to uncemented and geologically recent low plasticity loams. The basis for this evaluation will be the data (q_c and f_s/q_c) obtained in these deposits by standard Fugro type electric static penetration cone (CPT), penetrating at rates of 2 cm/s.

The limit curves on the left and right (Figures 11) and the limit value of f_s/q_c equal to 2.5%, on which these are based, are not definitive and may be improved as more data is analysed with regards to liquefiable and non-liquefiable areas following the action of different earthquakes.

In those cases where the maximum acceleration is equal to or greater than 0.5g, the right-hand limit curve corresponding to this value shall be taken (Figures 9 and 10).

When considering that indicated in this point and in the previous section, it may then be stated that CPT tests may be employed to measure the penetration resistance of a soil deposit in a continuous and repeated manner and then, by means of the method proposed in this article, be employed to make an evaluation of the liquefaction potential of the same and to identify potentially critical areas. These areas may require a more detailed examination by means of additional CPT tests and the taking of altered specimens by the split tube sampler of the SPT or by helical augers.

5. Conclusion

Cone penetration tests have recently attracted considerable attentions as a means of studying the liquefaction potential of a site.

In spite of the fact that far fewer correlations tend to be based on the CPT than the SPT, the CPT offers advantages over this and other surveying techniques by virtue of its low cost, efficiency, continued recording at depth and the lower degree of uncertainties concerning equipment and use.

Este nuevo método de predicción, establece unas curvas límite por la izquierda y por la derecha que vinculan la resistencia por punta del CPT y la tensión efectiva vertical, definiendo el rango de susceptibilidad a la licuación. La curva límite por la izquierda, se ha definido a partir de los casos de no licuación en suelos cuyo comportamiento ha estado gobernado con la fracción fina de los mismos, siendo esta siempre constante. La curva límite por la derecha es variable, debido a que es función de la densidad relativa y las aceleraciones máximas registradas en la superficie del terreno.

En este método, la relación de fricción (f_s/q_c) se utilizará con carácter de apoyo a las curvas límite señaladas anteriormente. Cuando este valor supere el 2.5% el suelo no será susceptible a licuar.

Con este método solo se podrá hacer una evaluación del potencial de licuación de depósitos normalmente consolidados, formados principalmente por suelos saturados que comprendan desde arenas finas hasta limos de baja plasticidad, no cementados, geológicamente recientes, tomando en cuenta el efecto de alguna edificación o sobrecarga en la superficie del terreno e identificar en ellos áreas potencialmente críticas, en las cuales puede ser requerida una determinación más detallada que incluya pruebas CPT y toma de muestras adicionales.

Las curvas límite por izquierda y/o por derecha y el valor límite del factor f_s/q_c , en los cuales está basado el método propuesto, no son definitivos y podrán ser mejorados a medida que se vaya actualizando este método con nueva información. ♦

This article presents a new prediction method of the liquefaction potential based on cone tests and one supported by a database of over 500 CPT tests recorded in different parts of the world.

This new prediction methods establishes limit curves to the left and right which associate the point resistance of the CPT and the effective vertical stress, to define the range of susceptibility to liquefaction. The limit curve to the left has been defined in accordance with cases on non-liquefaction in soils where behaviour is governed by the fine fraction of the same, and where this is always constant. The limit curve to the right is variable as this is a function of the relative density and the maximum accelerations recorded on the surface of the ground.

In this method the friction ratio (f_s/q_c) is employed to support the said limit curves. When this value exceeds 2.5%, the soil will not be susceptible to liquefaction.

This method may only be employed to evaluate the liquefaction potential of normally consolidated deposits, generally formed by saturated soils ranging from fine sands to uncemented and geologically recent low plasticity loams, when taking into account the effect of buildings or loads on the surface of the ground and identifying those potentially critical areas in which a more detailed examination may be required by means of additional CPT test and the taking of further samples.

The limit curves on the left and/or the right and the limit value of the f_s/q_c factor on which the proposed method is based, are not final and may be improved as this method is updated with further information. ♦

Referencias:

- 1. Armijo Palacio, G., "Influencia de los métodos de mejora del terreno en la resistencia de suelos flojos frente a terremotos". Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid. 1995.
- 2. Baligh, M. (1976), "Cavity Expansion in Sands with Curve Envelopes". Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.
- 3. Henríquez Pantaleón, C. I., "Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación". Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid. 2007.
- 4. Juang et al. "Simplified cone penetration test-based method for evaluating liquefaction resistance of soils". Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. December 2003
- 5. Mitchell, J.K. and Durgunoglu, H.T. "In-Situ Strength by Static Cone Penetration Test". 8th ICSMFE, Vol. 1. 1973.
- 6. Miura, S.; Toki, S. and Tanizawa, F. "Cone Penetration Characteristics and its Correlation to Static and Cyclic Deformation-Strength Behavior of Unisotropic Sand". Soils and Foundation, Vol. 24. 1984.
- 7. Robertson, P.K. and Campanella, R.G. "Liquefaction Potential of Sands Using the CPT". ASCE-JGED, Vol. 111. 1985.
- 8. Robertson, P.K., "Soil classification using the cone penetration test", Canadian Geotechnical Journal. 1990.
- 9. Salgado, R.; Mitchell, J.K. and Jamiolkowski. "Cavity expansion and penetration resistance in sand". Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, ASCE. 1997a.
- 10. Schmertmann, J. "Guidelines for cone penetration test, performance and design". Report FH-WA-TS-78-209, Federal Highway Administration, Washington, D.C. 1978a.
- 11. Schmertmann, J. "Study of Feasibility of Using Wissa-Type Piezometer Probe to Identify Liquefaction Potential of Saturated Fine Sands". Technical Report 578-2, Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of Engineering, Vicksburg, Miss. 1978b.
- 12. Seed, H.B. and Idriss, I.M. "A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential". Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE 97, SM9. 1971
- 13. Seed, H.B. and de Alba, P. "Use of SPT and CPT test for evaluating the liquefaction resistance of sands". Use of In-situ Test in Geotechnical Engineering, Geotechnical Special Publication No. 6, ASCE New York. 1986.
- 14. Seed, H.B.; Idriss, I.M. and Arango, I. "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109. 1983.
- 15. Seed, H.B.; Tokimatsu, K.; Harder, L.F. and Chung, R.M. "Influence of SPT procedures in soil liquefaction evaluations", Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111. 1985.
- 16. Smits, F.P., "Cone Penetration Test in Dry Sand". ESOPT II, 1982.
- 17. Stark, T., Olson, S., "Liquefaction resistance using CPT and field case histories". Journal of geotechnical engineering. Diciembre 95.
- 18. Vesic, A. (1972), "Expansion of Cavity in Infinite Soil Mass". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.