

ESTUDIO COMPARATIVO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE PILOTES EXCAVADOS CON LODO BENTONÍTICO EN LA CIUDAD DE RAFAELA, A PARTIR DEL COTEJO DE RESULTADOS DE ESTUDIOS DE SUELOS DE DIVERSOS AUTORES CON EL MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE DECOURT-QUARESMA EXTENDIDO.

Hugo Begliardo¹ Viviana Navarro², Claudio Salusso³

Universidad Tecnológica Nacional - Facultad Regional Rafaela
Departamento de Ingeniería Civil
Bv.Roca 989 – 2300 RAFAELA (SF)
hugo.begliardo@frra.utn.edu.ar

RESUMEN

Los métodos para la determinación de la capacidad de carga en pilotes son básicamente de dos tipos: a) aquellos basados en pruebas directa de carga en el lugar; y b) los fundados en la aplicación de formulas basadas en diferentes modelos teóricos o teórico-prácticos.

Los primeros implican una erogación no siempre posible de afrontar por lo que, de ordinario, las evaluaciones en función de fórmulas obtenidas a partir de modelos propuestos por distintos autores son los habitualmente empleados. Dentro de esta última clase priman los llamados “analíticos” o “indirectos”, basados en la utilización de conceptos y fórmulas de la Mecánica de los suelos, los cuales se sirven de los resultados de ensayos de laboratorio sobre muestras tomadas en el lugar de emplazamiento de la obra. Estos modelos constituyen el modo clásico de evaluación de la resistencia de fundaciones profundas en nuestro país.

Desde hace poco más de dos décadas, en la ciudad de Rafaela además de los clásicos analíticos se han venido aplicando en algunos de los estudios de suelos realizados, métodos de carácter semi-empírico, teórico-prácticos, fundados en la experiencia brasilera de determinación de la capacidad de carga en fundaciones profundas, consistente en la correlación de ensayos de penetración SPT con pruebas experimentales de carga sobre pilotes.

A partir de una amplia base de datos de cuarenta estudios de suelo de distintos alcances, destino y amplitud, se seleccionaron catorce de ellos pertenecientes a siete autores diferentes, desarrollados en un período de veinte años, algunos basados en métodos analíticos y los restantes en semi-empíricos, con el fin de comparar sus resultados aplicados a un pilote tipo de 40 cm. de diámetro excavado con lodo bentonítico, con los obtenidos mediante la aplicación del modelo semi-empírico brasilero de *Decourt-Quaresma* “extendido” o “ampliado”.

El análisis efectuado ha permitido comprobar la evolución y cambio de criterio, en algunos autores en el período señalado, sobre el comportamiento efectivo de pilotes excavados; la discrepancia de resultados en estudios efectuados bajo diferentes modelos por distintos

¹ Ingeniero Civil. Jefe de Laboratorio Ing.Civil UTN FRRa

² Licenciada en Edafología. Docente UTN FRRa

³ Estudiante de Ing.Civil. Becario de Investigación

autores, en un mismo predio y para el mismo fin, y la aproximación de la capacidad de carga total de algunos de los estudios, con la capacidad de fuste obtenida a partir del método semi-empírico de comparación aplicado.

El objeto del presente trabajo ha sido extraer conclusiones que permitan aportar elementos de juicio para evaluar el desempeño y aptitud de los métodos de determinación de capacidad de carga en pilotes excavados, tanto indirectos como semi-empíricos, en el marco de una investigación de mayor envergadura sobre el subsuelo rafaélino.

Palabras Clave: fundaciones profundas, pilotes, capacidad de carga, métodos semi-empíricos.

I. INTRODUCCIÓN

Planteo del problema

La Ciudad de Rafaela se encuentra ubicada en la Llanura Chaco-Pampeana. La pendiente general del suelo es muy suave, de orientación Oeste-Este, incluyendo áreas de difícil desagüe. El subsuelo, perteneciente a la Formación Pampeana, está conformado por limos y arcillas de color castaño, transportados por el viento, suelos loésicos, bastante homogéneos y de estructura abierta ^[1,2].

T.Perini ^[3] señala que el subsuelo del área de influencia de la zona central de la Provincia, a la cual pertenece Rafaela, presenta una estratigrafía superficial que puede resumirse en un primer Estrato "A" (0,00 a -1,00/1,50 m.) con arcillas de media a alta plasticidad y medianamente compactas. Le sigue un Estrato "B" (-1,50 a -3,00/4,50 m.) compuesto de arcillas limosas y limos arcillosos de baja plasticidad y capacidad portante, y un Estrato "C" (-3,00/4,50 a -15,00m.) de arcillas plásticas compactas, de variable plasticidad y capacidad portante creciente.

El Estrato "B" es el más crítico, por cuanto sobre él descansan los cimientos, o hasta él interesan los bulbos de presiones de las construcciones más antiguas. Según cita el mencionado autor:

"Frente a altos valores de humedad (estos suelos) sufren (...) pérdida de resistencia... (...)...y (la) aparición de asentamientos (...), evidenciándose un cuadro de deformaciones y agrietamientos que, por su importancia y velocidad, provocan enormes preocupaciones en las personas afectadas".

El incremento del nivel freático operado en las dos últimas décadas del siglo XX provocó daños en edificios pesados fundados superficialmente, debido a los grandes asentamientos diferenciales ocurridos, lo que obligó a practicarles recalces con micropilotes o recrecido de cimientos, y dio lugar a un cambio de visión en el modo de fundar en la ciudad.

A partir de ello cobró importancia, y se tornó obligatoria por ordenanza municipal, la realización de estudios de suelos en nuevos edificios. Para aquellos de mediano o gran porte, los estudios normalmente recomiendan la fundación mediante pilotes de Φ 30 cm ó más. No obstante, en un principio se presentaron criterios dispares entre quienes los elaboraban, en cuanto al grado de participación asignado a las resistencias por fuste y de punta. En algunos casos se desconoció el aporte de una o de la otra. Todo ello

contribuyó a incrementar aún más la incertidumbre reinante en el medio profesional local ante los hechos que se presentaban.

Hipótesis a corroborar

Han transcurrido veinte años desde el comienzo de las manifestaciones señaladas. Desde entonces a la fecha se han realizado muchos estudios de suelos para edificios de la ciudad, generando una amplia base de datos, rica para su análisis. En la mayoría de los mismos se recurrió al método clásico analítico para la determinación de la capacidad portante de pilotes. En otros, a métodos semi-empíricos. Desde la perspectiva del tiempo transcurrido, se pudo corroborar que la evaluación del desempeño de fundaciones efectuadas tanto con estos últimos como con los primeros ha sido satisfactoria, de lo cual se infiere que deben presentarse coincidencias entre ambos, factores de seguridad conservadores u otras razones frente al dispar enfoque con que abordan el estudio los mismos.

Objetivo

El objetivo del presente trabajo ha sido comparar los resultados de catorce estudios de suelos, desarrollados en un período de veinte años, pertenecientes a siete autores diferentes, basados en métodos clásicos analíticos y semi-empíricos, cotejándolos con la aplicación a los mismos del método semi-empírico de “*Decourt-Quaresma extendido*” del año 1996 ^[4], y extraer conclusiones que permitan aportar elementos de juicio para evaluar el desempeño y aptitud de los métodos de determinación de capacidad de carga en pilotes excavados, tanto indirectos como semi-empíricos, en el marco de una investigación de mayor envergadura sobre el subsuelo rafaélino. A tal efecto, se tomó como base de comparación la capacidad portante de un pilote de 40 cm de diámetro, excavado con el empleo de lodo bentonítico.

II. CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES

Los métodos para la determinación de la capacidad de carga en pilotes son básicamente de dos tipos: a) aquellos basados en pruebas directa de carga en el lugar; b) aquellos fundados en la aplicación de formulas basadas en diferentes modelos teórico o teórico-prácticos.

Métodos basados en pruebas de carga

Son habitualmente empleados para situaciones de verificaciones *in situ* o, en casos especiales, como instrumento complementario de investigaciones para correlacionarlos con modelos (semi-empíricos o teórico-prácticos) de determinación de capacidad de carga.

Según Milititsky (1991) ^[5], las pruebas de carga constituyen el único medio efectivamente confiable e insustituible para la determinación del comportamiento de fundaciones profundas.

Métodos basados en modelos teóricos o teórico-prácticos.

La previsión de la capacidad de carga de pilotes en estos métodos es calculada utilizando fórmulas. La resistencia se obtiene a partir de ensayos de laboratorio o *in situ*. Dentro de este grupo Velloso y Lopes (2002) ^[6] distinguen tres clases:

a) Racionales o teóricos:

Incorporan a sus modelos teóricos los parámetros del suelo obtenidos mediante ensayos de laboratorio. Son también llamados métodos *analíticos* o *indirectos*, y los de mayor difusión en Argentina.

La estimación de la capacidad de carga de pilotes a partir de modelos teóricos es observada como normalmente deficiente por algunos autores ^[7]. Entre las razones que abonan ello se citan:

- imposibilidad práctica de conocer, con certeza, el estado de carga del terreno en las condiciones componentes del perfil geotécnico atravesado por el pilote y donde éste apoya.
- dificultad para determinar con exactitud la resistencia al cizallamiento de los suelos.
- el proceso ejecutivo incide de manera importante en la resistencia de fuste, del mismo modo que el grado de limpieza del fondo de excavación condiciona la resistencia de punta.
- carencia de una relación directa entre la resistencia lateral y la de punta.
- heterogeneidad natural del suelo.
- presencia de factores, tanto internos como externos, que interfieren en la interacción suelo-pilote.

b) *Semi-empíricos:*

Obtienen correlaciones a partir de ensayos de campo SPT (Ensayo de Penetración Estandar) o CPT (Cone Penetration Test-cono holandés-) con pruebas de carga sobre pilotes ejecutados con diferentes técnicas y sobre diferentes tipos de suelo. Es el tipo de método actualmente más aceptado en Brasil, con aplicaciones ya realizadas en la ciudad de Rafaela.

Son numerosos los investigadores brasileros que formularon y desarrollaron teorías para la evaluación de la resistencia de pilotes. Generalmente sus modelos se identifican con los suelos de la región geográfica donde se practicaron las pruebas de campo, habiendo dado lugar a tesis de maestría o doctorado en geotecnia defendidas en las universidades donde se desempeñan.

Dentro de los métodos más aceptados y difundidos en Brasil se encuentra el Método de Aoki y Velloso ^[8] del año 1975, ampliado por Velloso en 1991, y el Método de Décourt y Cuaresma ^[9] dado a conocer en 1978 y también ampliado en los años 1982, 1987, 1991, 1993, 1994 y 1996 ^[4,10].

Ambos métodos presentan modelos conceptuales semejantes, divergiendo básicamente en la definición y estimación de las resistencias por unidad de área, tanto de rozamiento como de punta.

En este trabajo se efectuarán comparaciones de estudios de suelos realizados en la ciudad de Rafaela, con la aplicación a los mismos del Método de Décourt y Cuaresma ampliado en 1996.

c) *Empíricos:*

Estiman la capacidad de carga a partir de correlaciones empíricas obtenidas de *ensayos in situ*. También se los llama métodos *directos* ^[7]. No serán objeto de tratamiento en este trabajo.

Capacidad de carga

La capacidad de carga en pilotes puede ser descompuesta en dos fracciones, una conformada por la resistencia de punta y la otra por la resistencia lateral, de fuste o fricción, como también se la designa. Esto se expresa como:

$$Q_u = Q_p + Q_L \quad (1)$$

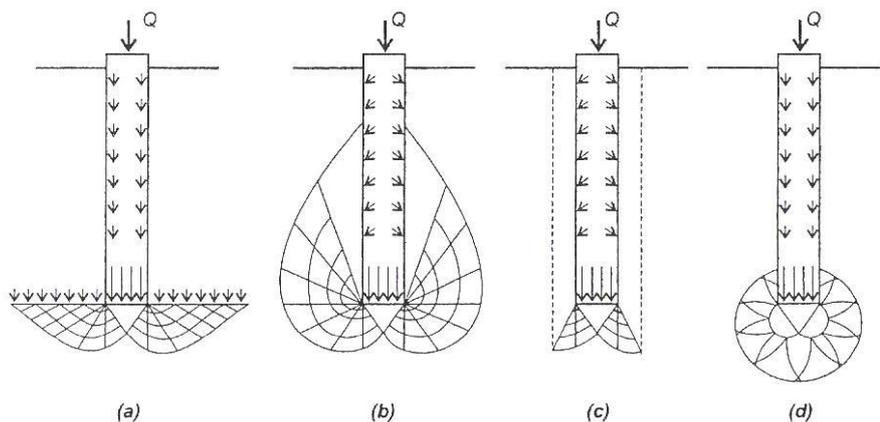
siendo:

Q_u : capacidad de carga de rotura a compresión

Q_p : capacidad de carga de punta

Q_L : capacidad de carga lateral o de fricción

El comportamiento de la interacción suelo-estructura en fundaciones profundas es más complejo y menos conocido que para las fundaciones superficiales. La literatura propone diferentes modelos o mecanismos de rotura (Figura 1)



- (a): Prandtl, Reissner, Caquot, Buisman, Terzaghi;
 (b): De Beer, Jaky, Meyerhof;
 (c) : Berezantsev, Yaroshenko, Vésic;
 (d) : Bishop, Hill, Mott, Skempton, Yassin, Gibson.

Figura 1. Mecanismo de rotura en pilotes (Vesic, 1965) ^[11]

Para analizar el desempeño de una fundación, deben observarse las condiciones de drenaje del suelo. En suelos drenados el exceso de la presión de poros causada por las cargas se disipa rápidamente. Si el drenaje es parcial, depende fundamentalmente del tipo de sollicitación impuesta: si esta es dinámica (viento, sismo, impactos) pueden presentarse condiciones no drenadas, en tanto que si la carga es gradual (cargas estáticas corrientes en estructuras) las condiciones de análisis es la de un suelo drenado.

Tratándose de suelos cohesivos, como los que se tiene en la ciudad de Rafaela, las condiciones no drenadas pueden resultar en valores bajos de la capacidad de carga, lo cual significa que las condiciones críticas de carga tienen lugar a corto plazo, en cuanto las

presiones neutras son disipadas. En estos casos, para determinar la capacidad de carga en la punta de un pilote en suelo arcilloso se deben asumir condiciones no drenadas

En relación a la determinación de capacidad de carga por fuste, debe considerarse también el proceso ejecutivo, además del tipo de suelo. El método empleado para ejecutarlo (hinca, excavación con o sin bentonita, etc.), altera las condiciones iniciales del terreno, el ángulo de rozamiento en la interfase suelo-pilote, la tensión horizontal que actúa sobre el pilote, la adhesión del suelo a éste y la dimensión del área de contacto ^[11].

III. MÉTODO SEMIEMPÍRICO DE DECOURT-QUARESMA

En el año 1978 Décourt y Quaresma ^[9] propusieron un método expeditivo para la determinación de resistencia por fuste y de punta, en pilotes premoldeados de hormigón, hincados a percusión, a partir de los valores obtenidos en el ensayo SPT confrontados con pruebas de carga. La limitación se restringía a suelos con $N_{spt} \leq 15$ por cuanto, por aquel entonces, los pilotes tradicionales usualmente no eran aplicados en suelos de alta consistencia o densidad. La fórmula propuesta era:

$$Q_u = C \cdot N_p \cdot A_p + q_L \cdot A_L \quad (2)$$

Siendo:

Q_u = capacidad de carga de rotura a compresión

C = coeficiente para resistencia de punta en función del tipo de suelo (Tabla 1)

N_p = valor medio del N_{SPT} en la punta, el inmediatamente anterior y el inmediatamente posterior.

A_p = Area de la punta

A_L = Area del fuste

q_L = rozamiento lateral (Tabla 2)

N_L = valor medio del N_{SPT} a lo largo del fuste, Si $N_{SPT} < 3$, tomar $N_{SPT} = 3$; Si

$N_{SPT} > 15$, tomar $N_{SPT} = 15$

En la resistencia de punta se consideraba la naturaleza del suelo en el que descansaba el pilote. En la lateral o friccional, no se hacía distinción sobre ello.

Tabla 1: Coeficiente C ^[10]

Tipo de suelo	Décourt-Quaresma (1978)	Décourt (1986)
	C (kN/m ²)	C* (kN/m ²)
Arena	400	200
Limo arenoso (suelo residual)	250	140
Limo arcilloso (suelo residual)	200	120
Arcilla	120	100
C*: en pilotes excavados		

Tabla 2: Fricción unitaria lateral q_L (D-Q 1978) ^[10]

N_L	Rozamiento lateral q_L (kN/m ²)
≤ 3	20
6	30
9	40
12	50
≥ 15	60

Como consecuencia del mejoramiento de las técnicas excavación mecánica y el empleo de bentonita en suspensión, que posibilitaron la ejecución de pilotes en suelos altamente resistentes, con elevados valores N_{spt} , en el año 1982 L.Décourt propuso una modificación al modo de evaluar la resistencia friccional (ec.3)^[10].

$$q_L = 10 (N_L/3 + 1) \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3)$$

donde:

q_L = rozamiento lateral

N_L = valor medio del N_{SPT} a lo largo del fuste. Si $N_{SPT} < 3$, tomar $N_{SPT} = 3$; Si

$N_{SPT} > 50$, tomar $N_{SPT} = 50$

En el referido trabajo el autor afirma que la resistencia por rozamiento de pilotes excavados mediante el empleo de bentonita es totalmente movilizada con deformaciones de aproximadamente 10 mm, o a lo sumo 15 mm, independientemente del diámetro de pilote. Observó que una vez que la curva resistencia-deformación alcanza un pico, la resistencia no parece experimentar nuevos cambios, llegando a un valor constante igual al valor pico, o ligeramente inferior. Asimismo, destaca que la evolución de la resistencia de punta requiere de deformaciones de considerable magnitud. Sus experiencias coinciden con las de Prodinger y Veder ^[12], en las cuales la resistencia friccional alcanzaba sus valores máximos para descensos del orden de los 12 mm, en tanto que la resistencia de punta del pilote, para dicha deformación, era prácticamente nula. Sólo para deformaciones de varios centímetros la resistencia de punta alcanzó valores tan elevados como la de rozamiento.

En 1986 introdujo ajustes al coeficiente C para ser aplicado al caso de pilotes excavados (tabla 1), en tanto que en el año 1996, junto a Quaresma, extendió el método original a otros tipos de pilotes muy utilizados y de difusión más reciente, introduciendo dos coeficientes α y β en la ec.(2), conforme al tipo de pilote y a la naturaleza del suelo atravesado, además de tomar a N_L como al valor medio para cada Δ_L , y no el promedio a lo largo del fuste como se lo venía haciendo ^[4]. Finalmente, la ecuación a aplicar es:

$$Q_u = \alpha C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot U \cdot 10 \sum (N_L/3 + 1) \cdot \Delta_L \text{ (kN)} \quad (4)$$

Siendo:

N_p = valor medio del N_{SPT} en la punta, el inmediatamente anterior y el inmediatamente posterior.

C = coeficiente para resistencia de punta en función del tipo de suelo (tabla 1)

A_p = Area de la punta

U = perímetro del pilote (en metros).

N_L = valor medio de N_{SPT} para cada ΔL

ΔL = longitud del espaciamiento de cada determinación de N (en metros).

α y β = coeficientes según Tabla 3

Tabla 3: Valores de α y β en función del tipo de pilote y del suelo (Décourt, 1996) ^[6]

Pilote	Clavado (patrón)		Excavado (en general)		Excavado (c/bentonita)		Hélice continua		Raíz		Inyectada (alta presión)	
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β
Suelo												
Arcilla	1.00 ⁺	1.00 ⁺	0.85	0.80	0.85	0.90 [*]	0.30 [*]	1.00 [*]	0.85 [*]	1.50 [*]	1.00 [*]	3.00 [*]
Intermedios	1.00 ⁺	1.00 ⁺	0.60	0.65	0.60	0.75 [*]	0.30 [*]	1.00 [*]	0.60 [*]	1.50 [*]	1.00 [*]	3.00 [*]
Arenas	1.00 ⁺	1.00 ⁺	0.50	0.50	0.50	0.60 [*]	0.30 [*]	1.00 [*]	0.50 [*]	1.50 [*]	1.00 [*]	3.00 [*]

+ valores para los cuales fue desarrollada la correlación inicial
* valores indicativos debido al reducido número de datos disponibles

Factor de seguridad

En su propuesta del año 1982, Décourt introdujo lo que dio en llamar “un nuevo concepto sobre el factor de seguridad para pilotes”, asignando el factor 1.3 para la resistencia a fricción y 4.0 para la de punta, conforme a ec. (5):

$$Q_{adm} = Q_p/4 + Q_s/1.3 \quad (5)$$

La Norma Brasileira NBR 6122/1996 ^[13] establece un coeficiente de seguridad global $\eta=2.0$ (ec. (6)).

$$Q_{adm} = Q_u/2 = (Q_p + Q_s)/2 \quad (6)$$

Sobre la base de las consideraciones precedentes, en este trabajo sólo se tendrá en cuenta la resistencia a fricción al aplicar el *Método de Décourt-Quaresma extendido (en adelante D-Q 1996)* –ecuación (4)- para el cotejo con los resultados de los trabajos seleccionados, adoptándose el coeficiente de seguridad $\eta=2$.

IV. COMPARACIONES Y ANÁLISIS DE LOS ESTUDIOS

Se han comparado las capacidades portantes admisibles para fundaciones profundas con pilotes excavados con lodo bentonítico, determinadas en catorce estudios de suelos realizados por distintos autores en la ciudad de Rafaela a lo largo de veinte años. El 80% de ellos se inscribe en un círculo de 300 m de radio, ubicado dentro del casco céntrico (figura 2). Tales trabajos fueron escogidos de una base de datos más amplia, la cual da sustento a una investigación sobre las propiedades geotécnicas del subsuelo rafaélino, que se está llevando a cabo en el ámbito de la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Rafaela.



Figura 2. Ubicación de los estudios de suelos seleccionados

Ocho de los estudios analizados fueron elaborados siguiendo la técnica clásica indirecta, basada en la realización de ensayos SPT en campo, con toma de muestras a cada metro, y complementados con ensayos de laboratorio de identificación de suelos y determinación de parámetros de corte c (cohesión) y φ° (ángulo de fricción interna). Los seis restantes han incurrido en métodos semi empíricos, presuntamente *Decourt-Quaresma (1978)*, por cuanto no se lo menciona expresamente, a excepción de uno de ellos en que sí se lo hace. En todos los casos, este trabajo compara los resultados de los mismos con los que se obtienen de la aplicación del método semi-empírico *D-Q (1996)*.

Las capacidades de carga consignadas fueron determinadas para un pilote excavado de 40 cm de diámetro, empleando lodo bentonítico,

En Tabla 4 se identifican los estudios con una clave alfanumérica, y a los autores con letras.

Tabla4. Estudios de suelos analizados y autores

Identificación estudio de suelos	Desig Autor	Año de realización	Profundidad nivel freático (m)
E1	A	1988	s/información
E2	B	1988	3,6
E3	C	1989	3,7
E4	D	1991	2,4
E5	E	1992	2,75
E6	F	1992	2,5
E7	B	1992	2,8
E8	F	1994	3,6
E9	F	1994	3,5
E10	F	1996	2,4
E11	F	2000	8,0
E12	G	2001	2,0
E13	B	2007	2,4
E14	B	2007	2,0

Autor “A” (Estudio E1)

En Figura 3 se grafican los resultados comparativos de este estudio y el realizado en este trabajo.

Este estudio data del año 1988, al inicio de las manifestaciones de asentamientos de fundaciones en las construcciones de la ciudad.

De modo expreso se indica haber aplicado el Método de Decourt-Quaresma del año1978. En el mismo se considera el aporte de la resistencia de punta a la capacidad total admisible, contrariamente a lo que sugiere Décourt (1982), en el sentido de dejar a la misma como un factor adicional de seguridad. No se cuentan con datos de identificación de los suelos atravesados.

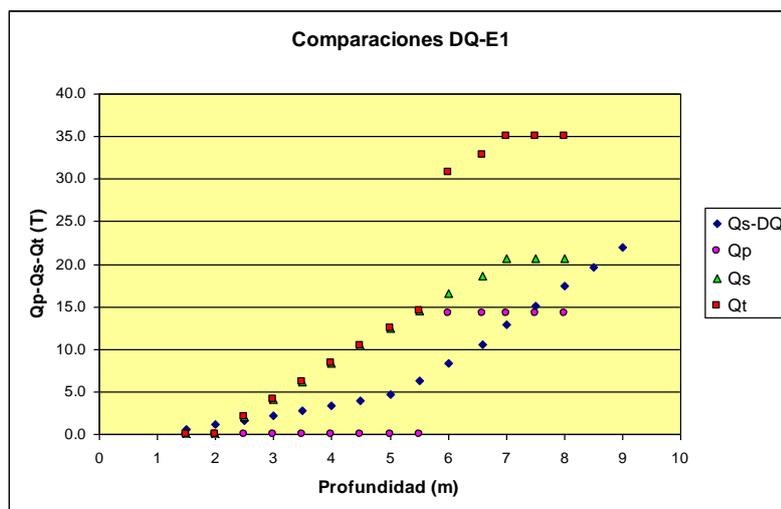


Figura 3. Autor “A”, Estudio E1, año 1988

En presente gráfica, y en las que restan del trabajo, se designa:

- Qs-DQ: capacidad de *carga admisible a fricción* (toneladas) según el Método de Decourt-Quaresma “ampliado” (1996)
- Qp: capacidad de *carga admisible de punta* (toneladas) según el estudio de suelos.
- Qs: capacidad de *carga admisible a fricción* (toneladas) según el estudio de suelos.
- Qt: capacidad de *carga admisible total* (toneladas) según el estudio de suelos ($Qt = Qp + Qs$).

Se observa claramente un paralelismo entre las curvas de resistencia al rozamiento propuesta por el autor del estudio entre las profundidades 5,00 a 7,00 m, y la evaluada en este trabajo con el *Método D-Q 1996*, la cual es menor. La diferencia entre las trazas paralelas, sin embargo, es del orden de las 8 toneladas, considerándose excesiva sobre la base de estudios fundados en el mismo método, aunque la última versión haya incorporado algunos ajustes. Ella se incrementa a más de 20 toneladas, de tener en cuenta la resistencia por punta. La razón de tal desfasaje se debe puramente a la metodología de evaluación adoptada por el autor “A”, el cual se apartó de la aplicación ortodoxa de la propuesta de Décourt y Quaresma, aplicando su criterio ingenieril, según surge de la memoria del trabajo.

Autor “B” (Estudios E2-E7-E13-E14)

En las figuras 4 a 7 se grafican los resultados comparativos de cada uno de los estudios y los realizados en este trabajo.

Estos estudios fueron elaborados siguiendo la técnica clásica analítica basada en las fórmulas provistas por la Mecánica de los Suelos. En el primero de ellos, del año 1988 (Figura 4), se puede apreciar que el autor no asigna resistencia friccional alguna a los pilotes, confiriendo toda capacidad a la punta de los mismos. La discordancia con los resultados del método de cotejo *D-Q 1996*, es total. La obra motivo del estudio nunca se ejecutó.

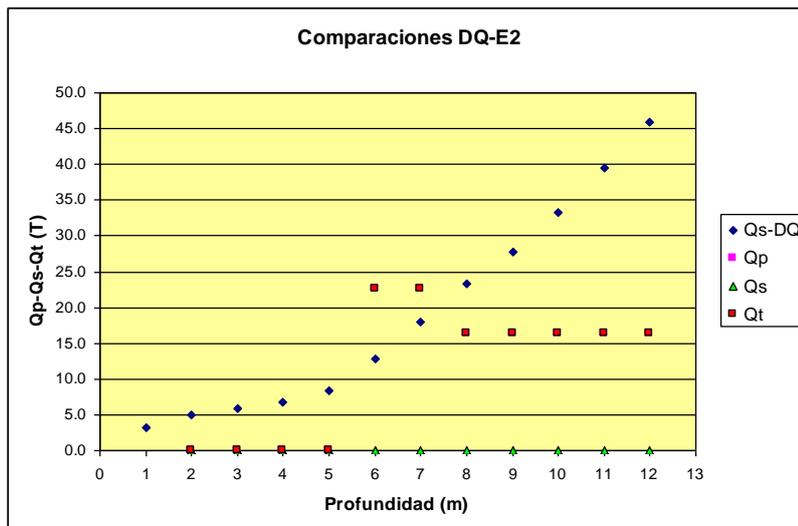


Figura 4- Autor “B”, Estudio E2, año 1988

En el segundo de los estudios (Figura 5), realizado en el año 1992, llama la atención el cambio de criterio adoptado, por cuanto en esta oportunidad asigna una importante

capacidad a la resistencia por fuste, que tiene en consideración a partir de los 13 metros de profundidad. Asimismo, es llamativa la coincidencia de la capacidad de carga total (Q_t) asignada por el autor (punta más rozamiento), con la de fricción del método de comparación *D-Q 1996*. Entre los 6 y 13 metros las trazas son paralelas con un desfase del orden de las 7 toneladas, al considerar nula la resistencia de punta, alcanzando mayores valores el método semi-empírico.

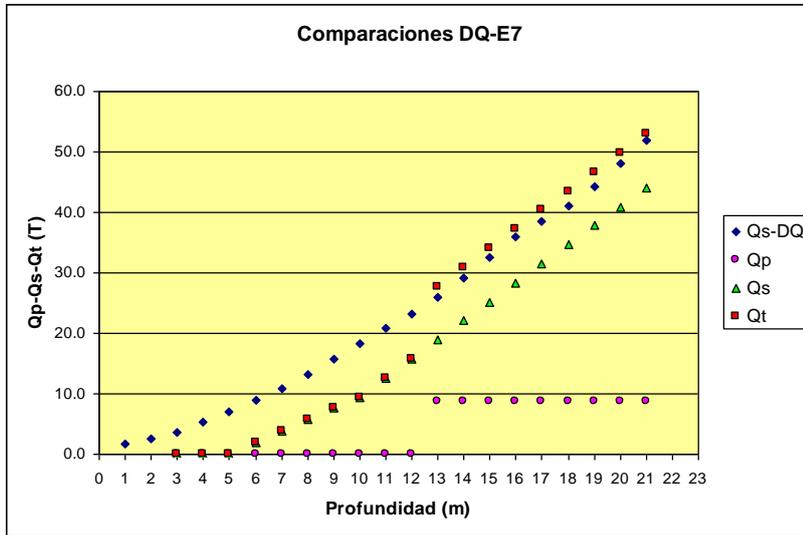


Figura 5- Autor "B", Estudio E7, año 1992

En los siguientes dos estudios, ambos realizados en el año 2007, se encuentra para el primero de ellos (Figura 6), nuevamente, una sorprendente coincidencia en las curvas de resistencia total (Q_t) asignada por el autor y la del método *D-Q 1996*. Como en el análisis de las figuras precedentes, debajo de los 13 m considera nula la resistencia de punta por lo que las curvas se apartan. En cuanto al segundo (Figura 7), el apartamiento entre las curvas es notable. Como en el anterior, tampoco considera resistencia de punta por debajo de los 13 m y, a partir de dicha profundidad, se presenta un desfase del orden de 4 toneladas entre las resistencias Q_t y *D-Q 1996* (ésta es mayor), que en los siguientes 3 m se incrementa a valores cercanos a las 10 toneladas.

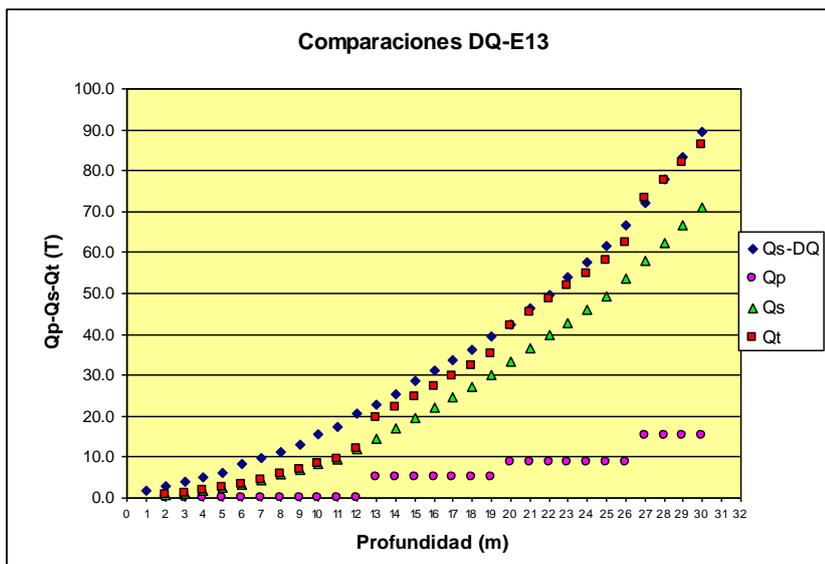


Figura 6- Autor "B", Estudio E13, año 2007

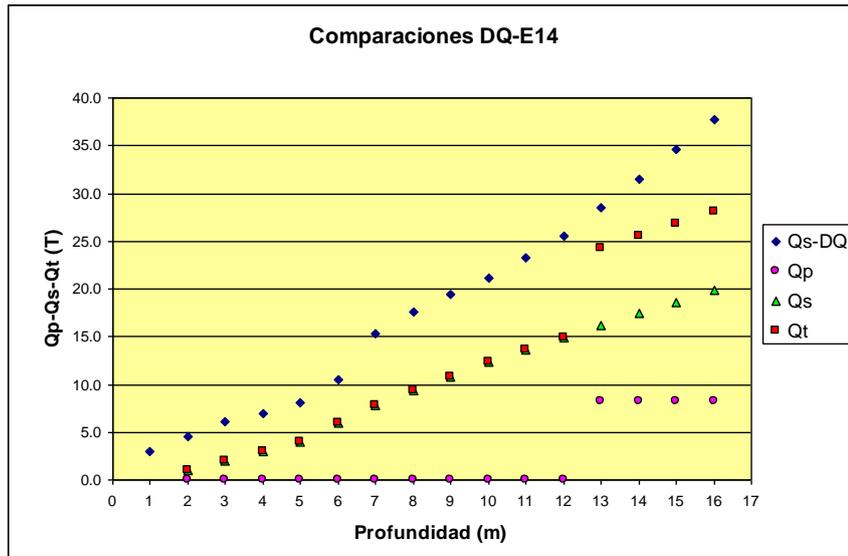


Figura 7- Autor "B", Estudio E14, año 2007

Autor "C" (Estudio E3)

En este estudio tuvo por finalidad practicar recalces en la fundación de una construcción dañada por asientos diferenciales. Si bien del informe se mencionan haberse realizados ensayos para la determinación de los parámetros de corte, no hay gráficos de ensayos triaxiales ni provisión de datos cohesión y fricción, por lo que se presume se ha aplicado el Método de Decourt-Quaresma del año 1978.

En la Figura 8 se presentan las curvas del caso, observándose que los valores *D-Q 1996* son más conservativos, en tanto que, en la Figura 9, al estudio original se le aplicaron los coeficientes contemplados en Decourt-Quaresma 1978 (*D-Q 1978*). Se puede apreciar en ella la mejora en la aproximación de las trazas.

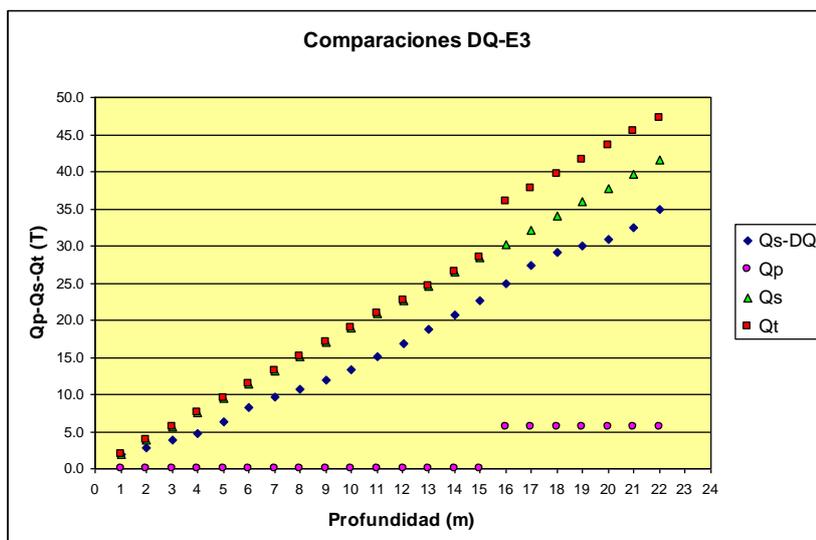


Figura 8- Autor "C", Estudio E3, año 1988

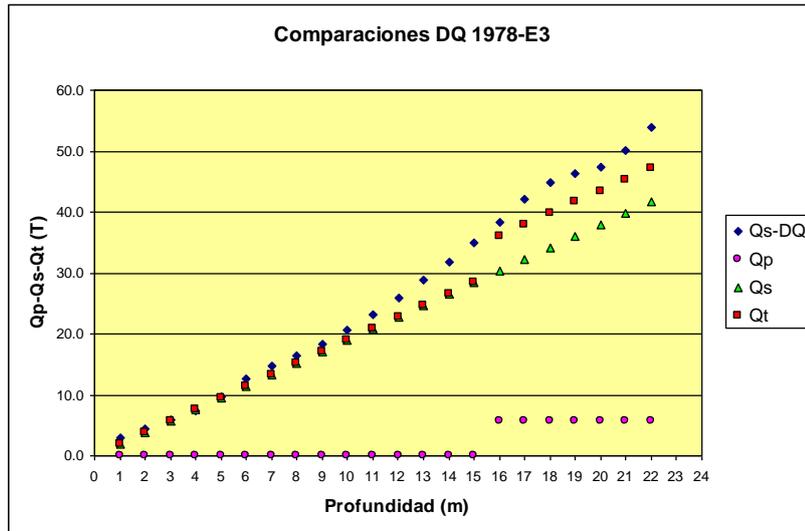


Figura 9- Autor "C", Estudio E3, año 1988, comparado con D-Q 1978

Autor "D" (Estudio E4)

En este trabajo del año 1991 el autor basa sus conclusiones en las fórmulas clásicas de la Mecánica de los Suelos. Destaca en su memoria las condiciones "evidentemente malas" y "no confiables" del terreno para fundar de otra manera que no sea con pilotes trabajando a fricción. En particular sugiere una prueba de carga previa para ajustar al proyecto que se elija. Se destaca que esta obra no se ejecutó.

En la Figura 10 se observa que la curva del autor ($Q_t = Q_s$; $Q_p = 0$) tiende a converger con la de comparación de manera más marcada a partir de los 11 m de profundidad. Entre los 6 m y dicha profundidad, el desfase es del orden de las 4,5 toneladas, siendo más conservadores que los del método semi-empírico.

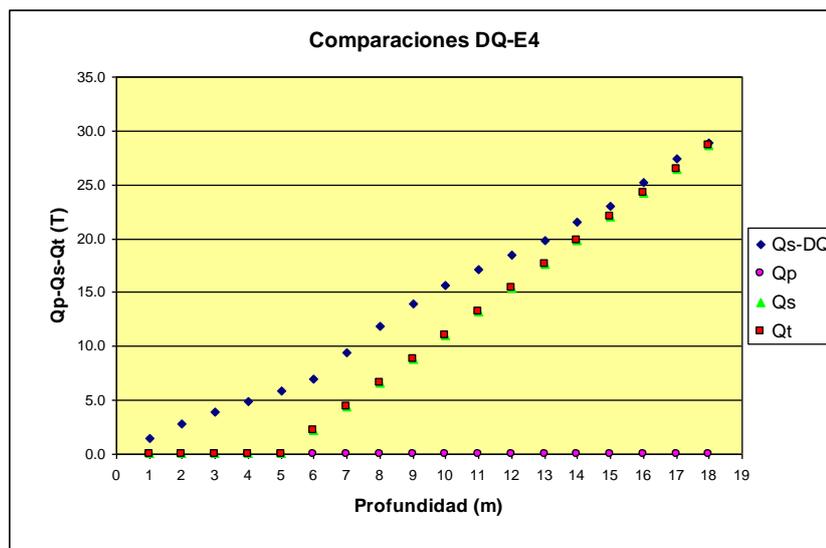


Figura 10- Autor "D", Estudio E4, año 1991

Autor “E” (Estudio E5)

Este estudio, profundo y con abundante provisión de datos, se basó también en el Método clásico. Pertenece a un recalce con micropilotes practicado en un edificio que ha padecido manifestaciones de daños por asentamientos diferenciales, punzonamiento de sus bases, etc.

En la Figura 11 se grafican los resultados del cotejo de modelos. A partir de los 9 m de profundidad, cota en la que el autor comienza a asignar resistencia de punta, es sorprendente la coincidencia con el método *D-Q 1996*.

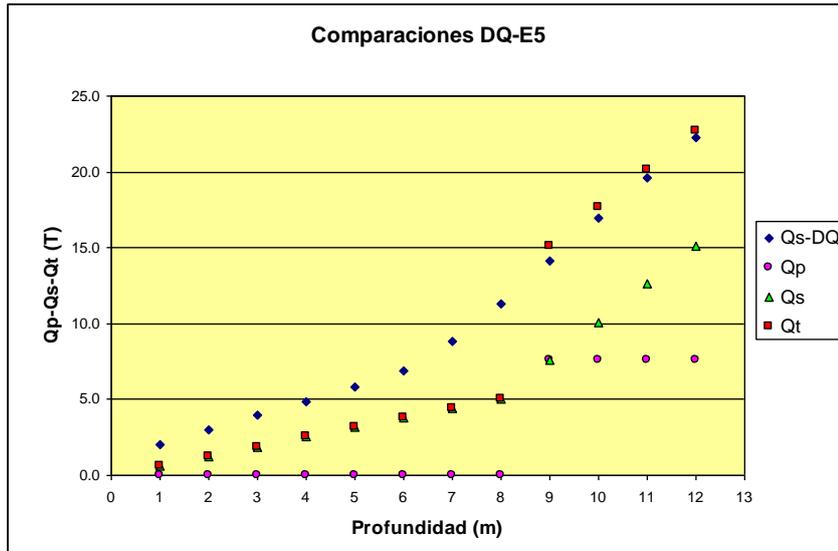


Figura 11- Autor “E”, Estudio E5, año 1992

Autor “F” (Estudios E6, E8, E9, E10, E11)

En todos los estudios (Figuras 12 a 16) se observa como el autor asigna a la capacidad de carga por fuste la mayor importancia. No obstante hasta los 4-5 m la considera nula. En esto coincide con otros estudios en los cuales se observa que hasta los 4-6 m los suelos son extremadamente blandos sin capacidad de carga.

En cuanto a la capacidad por punta, es interesante observar cómo el valor asignado pasa de ser nulo en el estudio E6 del año 1992, a valores bastante pequeños (no mayores a 2 tn) relacionados con la de fricción en los restantes, ejecutados entre 1994 y 2000.

Por la carencia de ensayos triaxiales y de información sobre parámetros de corte en los estudios, y por contarse prácticamente sólo con los Nspt, además de la típica clasificación y límites de los suelos, se presume que en estos casos se ha aplicado algún método semi-empírico, probablemente *D-Q 1978*, con coeficientes de seguridad propios, por cuanto en todos se observa prácticamente que las trazas son rectas paralelas, a excepción del E6, en los que el desfase *Qt vs. D-Q 1996* se incrementa en profundidad, y en el E 11, los que tienden a converger. A partir de los 6 m en el E6, y 11 m en el E11, hay bastante coincidencia entre los valores que se cotejan.

La obra correspondiente al estudio E8 no se ejecutó.

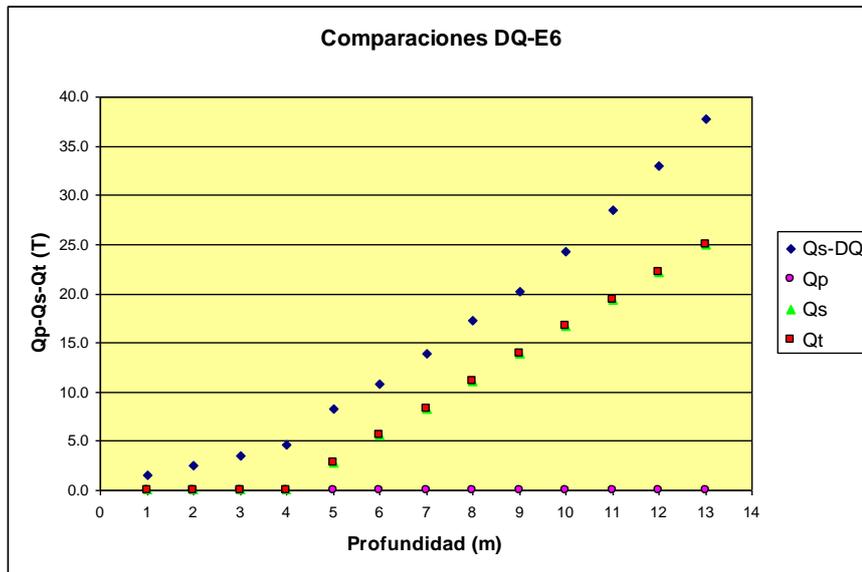


Figura 12- Autor "F", Estudio E6, año 1992

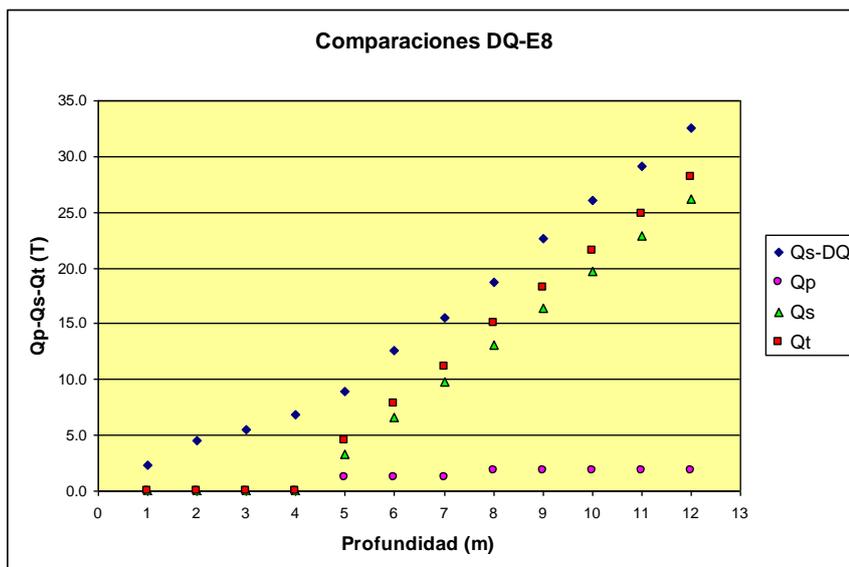


Figura 13- Autor "F", Estudio E8 año 1994

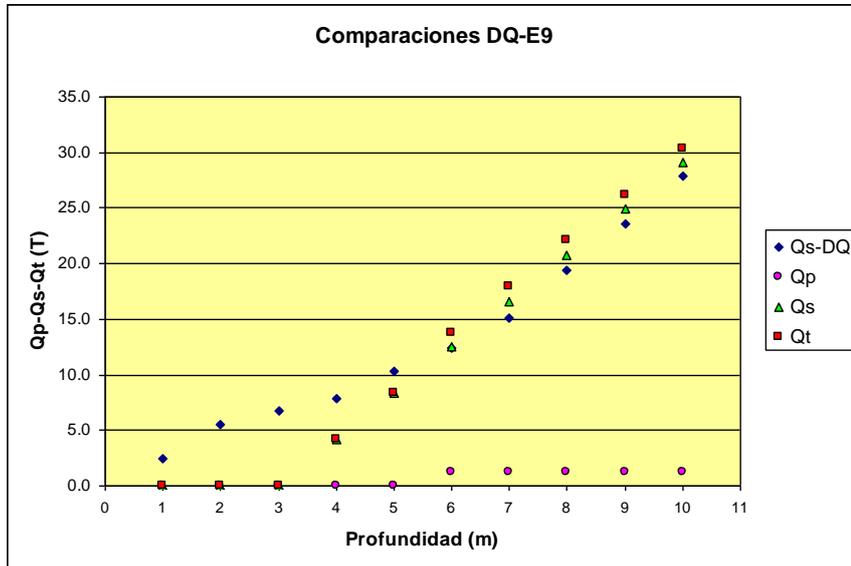


Figura 14-Autor "F", Estudio E9, año 1994

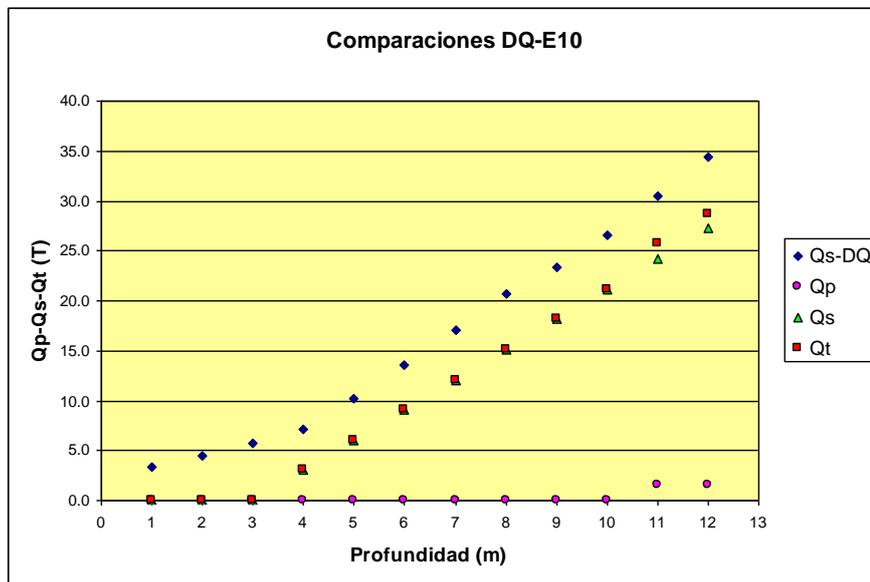


Figura 15-Autor "F", Estudio E10, año 1996

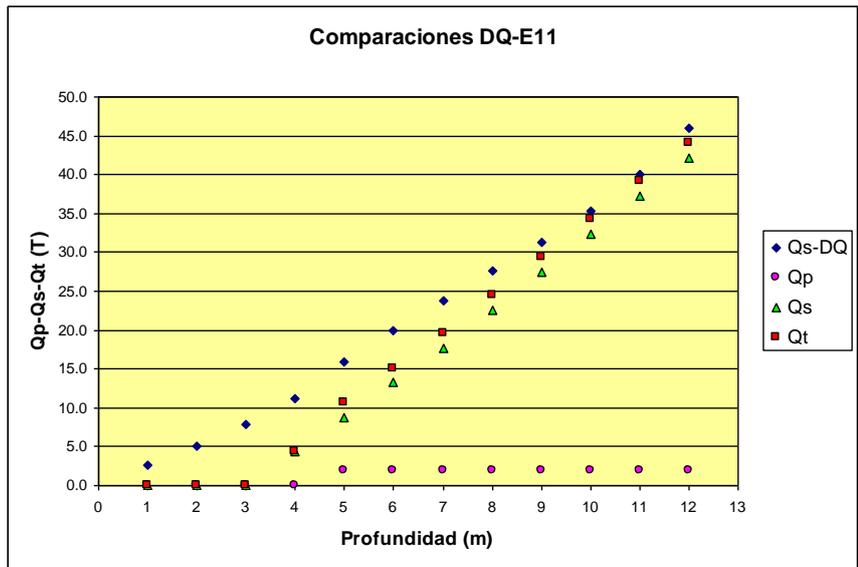


Figura 16-Autor "F", Estudio E11, año 2000

Autor "G" (Estudios E12)

Este es otro estudio del tipo clásico, con provisión de los parámetros de corte, destinado al recalce de una obra antigua con ampliación. Hasta los 12 metros se le asigna capacidad de carga nula en la punta, para luego otorgarle 4 tn al pilote de comparación (Figura 17). Hasta la profundidad señalada todo es capacidad por fuste y, como se observa, la coincidencia con *D-Q1996* es prácticamente plena hasta los 4,5 m, para luego retomar con una traza lineal con desfaseje levemente creciente a partir de los 13 m de profundidad.

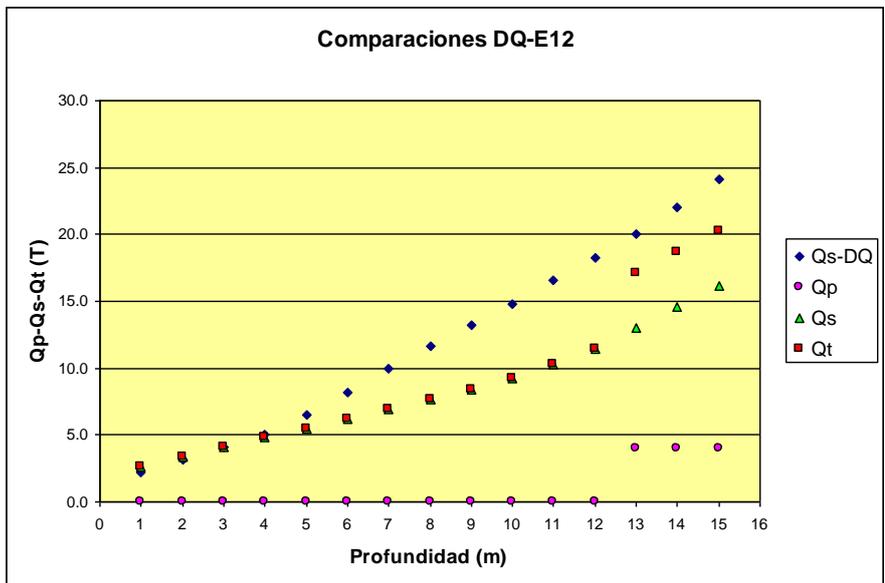


Figura 17-Autor "G", Estudio E11, año 2001

Comparación E6-E7. Dos estudios de autores diferentes en un mismo lote

Comparando ambos estudios, encomendado a distintos autores sobre el mismo predio, se comprueba bastante coincidencia en las capacidades de carga totales a los 13 m de profundidad entre ambos estudios, cota esta en la que el autor del estudio E7 comienza a asignar capacidad de carga por fuste y el primero interrumpe su prospección (Figura 18). Extrapolando hacia adelante la línea de tendencia tienden a alcanzar valores cercanos.

Es de destacar el hecho de que ambos estudios fueron hechos sobre modelos diferentes.

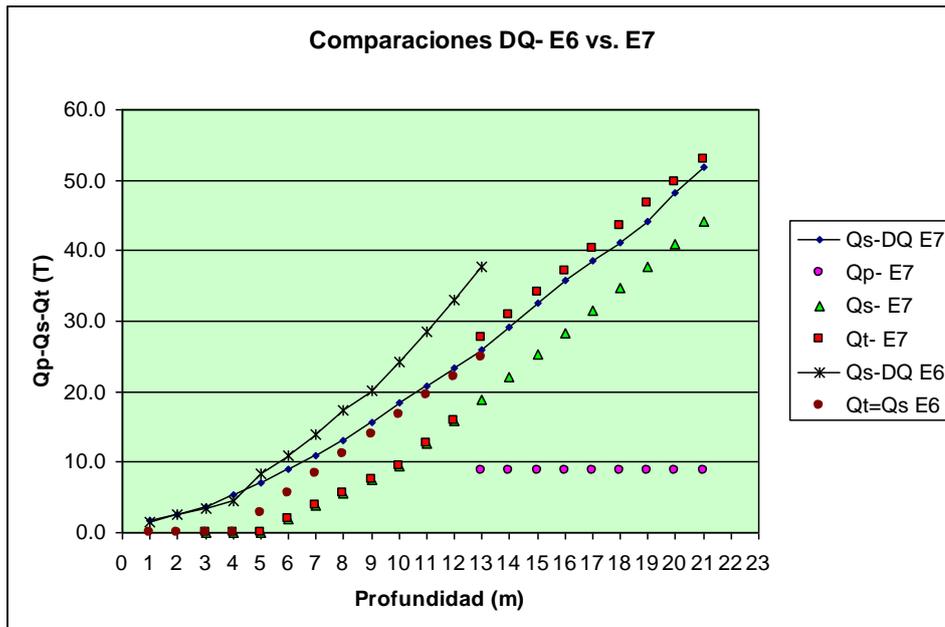


Figura 18-Comparación Estudios E6(autor F) vs. E7 (Autor B), sobre el mismo predio

Donde:

- Qs-DQ E7: capacidad de carga admisible *a fricción* (toneladas) según el Método de Decourt-Quaresma "ampliado" (1996), para el estudio E7.
- Qs-DQ E6: ídem, para el estudio E6.
- Qp-E7: capacidad de carga admisible *de punta* (toneladas) según el estudio de suelos E7.
- Qs-E7: capacidad de carga admisible *a fricción* (toneladas) según el estudio de suelos E7.
- Qt-E7: capacidad de carga admisible *total* (toneladas) según el estudio de suelos ($Qt = Qp+Qs$), para el estudio E7.
- $Qt = Qs$ -E6: capacidad de carga admisible *a fricción* (toneladas), igual a la *total*, según el estudio de suelos E6.

V. DISCUSIÓN

1. Se ha comprobado que, en el curso de los años, dos de los autores con mayor intervención en la ciudad, han modificado sus criterios respecto del alcance de la participación de las resistencias por fricción o punta en la capacidad de carga total. Uno de ellos ha pasado de asignar ninguna capacidad de trabajo por fricción en 1988 y predominante capacidad de resistencia por punta, hasta una marcada

inversión de los mismos en estudios presentes. En el otro se dio la situación inversa, aunque la asignación de resistencia por punta es relativamente escasa en relación a la capacidad de carga total.

2. La comparación de los estudios E6 vs. E7 evidencia que, partiendo de modelos diferentes los autores llegan, a partir de cotas profundas, a alcanzar valores bastante coincidentes de capacidad de carga total. Las diferencias se deben, básicamente, a los diferentes criterios sostenidos en cuanto a la existencia o no de la colaboración de la punta o fuste.
3. En los estudios referidos en el párrafo anterior, los N_{spt} son significativamente diferentes, habiendo sido contemporáneos y sobre el mismo predio y para la misma obra. Si bien todo sondeo a partir del ensayo SPT provee resultados discretos, y la dispersión guarda mucha dependencia del tipo de equipo empleado, control de la altura de caída y del desempeño de los operarios, entre otros factores, el aspecto señalado es una llamada a la atención.
4. A excepción de los estudios E1 y E3, realizados a fines de la década de 1980, prácticamente los valores de capacidad de carga por fuste obtenido con el método de *D-Q 1996*, empleado para la comparación, han sido mayores que las capacidades de carga totales Q_t obtenidas en los estudios cotejados, salvo algunas coincidencias o valores cercanos hallados en profundidad.
5. Las mayores coincidencias se dieron al considerar al *Método de D-Q extendido o ampliado de 1996*, sólo en su capacidad de resistencia a fricción, con las de los estudios racionales-teóricos en las que se sumó, a su resistencia friccional, la de punta.
6. Luego de transcurridos cerca de veinte años de haberse practicado recalces de fundaciones dañadas con la técnica de micropilotes excavados y colados in situ, diseñados con modelos semiempíricos (Decourt-Quaresma 1978 o similares), el comportamiento estructural ha sido satisfactorio, sin haberse puesto de manifiesto nuevos daños en las estructuras.
7. Del mismo modo, aquellos edificios construidos o recalzados en base a los estudios de suelo elaborados con los métodos clásicos analíticos, observaron un buen comportamiento, sin apreciarse asentamientos que hayan excedido los valores admisibles para suelos finos.
8. Las razones expuestas en los tres últimos puntos de la presente Discusión, permiten inferir o sospechar que los coeficientes de seguridad adoptados en la práctica son conservadores, quizá en exceso, máxime si se contempla la disparidad de criterios empleados, la diversidad de estudios y autores, y la heterogeneidad de los resultados. Ello puede justificar una revisión de los mismos.

VI. CONCLUSIONES

Se han comparado los resultados de catorce estudios de suelos, desarrollados en un período de veinte años, pertenecientes a siete autores diferentes, basados en métodos clásicos analíticos y semi-empíricos, cotejándolos con la aplicación a los mismos del método semi-empírico de "*Decourt-Quaresma extendido*" del año 1996. Sobre la base de ello se concluye en que:

1. Se ha comprobado que, pese a la divergencia de métodos aplicados, se constataron llamativas coincidencias en los resultados de los mismos, considerando la capacidad de carga total, en relación a la capacidad de carga por fuste del método de comparación.

2. Los valores conservadores de capacidad de carga provistos por los estudios de suelos analizados, en relación a los surgidos por aplicación del método *D-Q1996*, y el buen desempeño apreciado en las construcciones intervenidas o ejecutadas con aquellos en los últimos veinte años, ameritan un replanteo o discusión de los coeficientes de seguridad en orden a la provisión de fundaciones más económicas.
3. El empleo de la técnica brasilera basada en métodos semi-empíricos, como el de *Decourt-Quaresma ampliado de 1996* empleado para el cotejo, parece ser un buen camino a profundizar y estudiar, atento a los resultados de las experiencias locales. La prueba de carga realizada en nuestros Laboratorios, indicada en referencia [1], abona aún más la conjetura precedente.
4. La disparidad evidenciada en los estudios analizados y en el criterio aplicado por los autores, justifica la investigación que se está llevando a cabo. La línea de trabajo trazada contempla una 2ª Etapa, consistente en la realización de estudios de suelos por parte del Laboratorio de Ingeniería Civil de la UTN F.R.Rafaela en sectores no sondeados de la ciudad (paleocauces, nuevas y futuras urbanizaciones, etc.) así como en lugares o sectores ya intervenidos, a fin de ampliar la base de datos, obtener valores propios con menor dispersión debida a factores humanos y equipamiento, y cumplir con los objetivos primordiales del Proyecto de Investigación.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS CITADAS

1. BOIDI M., PARAVANO H., CUNHA R., **Evaluación de capacidad de carga de un pilote de pequeño diámetro en loess pampeano vía prueba de carga**, XVIII CAMSIG, San Juan, 2006.
2. NAVARRO V., BEGLIARDO H., SALUSSO C., **Geología en la ciudad de Rafaela**, PID CCPRA90-T01, U.T.N. F.R.Rafaela, Dpto.Ing.Civil, 2008 (sin publicar).
3. PERINI T., **Consideraciones s/Selección y Proyecto de Fundaciones-1ª Parte**. Rev. CPIC DI N° 11, Santa Fe., 1998.
4. DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Análise e Projeto de fundações profundas: Estacas. In: Fundações: Teoria e prática**. São Paulo: Pini/ABMS/ABEF, 1996. p. 265-301.
5. MILITITSKY, J. **Provas de cargas estáticas – relatos de conhecimento**. In: SEFE, 2., 1991, São Paulo. Anais... São Paulo: ABEF/ABMS, 1991. v. 2, p. 203-228.
6. VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Fundações Profundas**. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 2002. v. 2, 472p.
7. GIUGLIANI E., **Fundações Profundas. Estimativa de Capacidade de Carga Admissível**. Dpto.Engenharia Civil, PUCRS, Brasil, 2006.
8. AOKI N., VELLOSO D.A., **Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas**. Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 367-376, Buenos Aires, 1975.
9. DÉCOURT L., QUARESMA A.R., **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos em Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, ABMS, 1978.
10. DÉCOURT, L., **Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of SPT**, Proceedings 2nd.European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam,1982.
11. NIENOV, F.A. **Comportamento á compressão de estacas escavadas de pequeno diámetro em solo sedimentar na Região de Santa Maria-** Tesis de Maestría, U.F.Santa María, RS, Brasil, 2006.
12. PRODINGER W., VEDER C.H., **Bearing capacity of floating groups of diaphragm walls X ICSMEF**. Stockholm-A.A. Balkema, 1981.

13. **NBR 6122: Projeto e Execução de Fundações.** Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 1996.