

ỨNG DỤNG THIẾT BỊ DÂY RUNG TRONG PHÂN TÍCH THÍ NGHIỆM NỀN TĨNH CỤC KHOAN NHỒI

APPLICATION OF VIBRATING WIRE INSTRUMENTATION TO ANALYSES OF STATIC LOADING TEST FOR BORED PILE

Trần Thanh Quang

Trường Cao đẳng Công nghệ, Đại học Đà Nẵng; Email: thquang2005@yahoo.com

Tóm tắt: Trong những năm gần đây, việc ứng dụng những thiết bị dây rung để xác định sức kháng cắt của đất và độ nén đàn hồi thân cọc đã được sử dụng rộng rãi trong công tác thí nghiệm nền tĩnh cọc khoan nhồi ở Việt Nam. Ưu điểm nổi bật của những thiết bị này là đường truyền tín hiệu ổn định, độ tin cậy, độ bền cao và hoạt động ổn định trong môi trường nước. Do vậy, phương pháp này được xem như là một trong các giải pháp kỹ thuật tốt nhất để đánh giá sức chịu tải cọc, phân tích sức kháng ma sát giữa cọc và nền đất trong quá trình thí nghiệm nền tĩnh. Bài báo này trình bày công tác lắp đặt, phân tích kết quả đo đạc của thiết bị dây rung đo biến dạng trong thí nghiệm nền tĩnh cọc tại Khách sạn Royal Tower Tp. Hồ Chí Minh.

Từ khóa: Thiết bị dây rung; sức kháng cắt của đất; độ nén đàn hồi; thí nghiệm nền tĩnh; sức chịu tải của cọc.

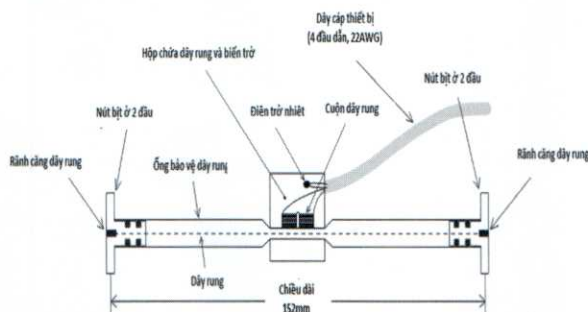
Abstract: In recent years, the application of vibrating wire instrumentation to determine shear strength of soil and elastic deformation of pile shaft has been widely used in static loading test for bored piles. The advances of vibrating wire instrumentation are stable signal transmission, high reliability and duration, and survival stability in water. Therefore, this method is considered to be one of the best technical solutions to evaluating the pile load capacity and analyzing friction between and ground during static loading test. This paper presents the installation and analyses of measured results of the strain gages used in the static loading tests of the Hotel Royal Tower project in Ho Chi Minh City.

Key words: the vibrating wire instrumentation; the shear strength of soil; the elastic deformation; static loading test; load capacity of pile

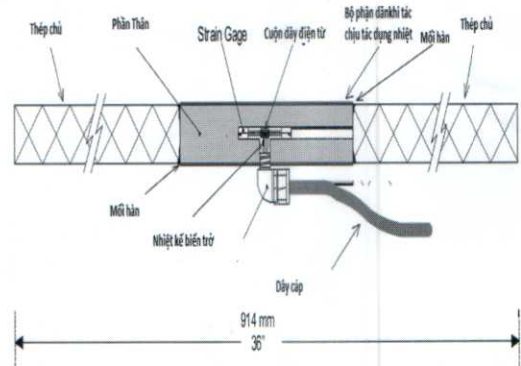
1. Giới thiệu

Thiết bị dây rung đã phát triển tại Mỹ từ những năm 1980 và đã được sử dụng tại các nơi trên thế giới trong đó có Việt Nam [4]. Dự án cầu Mỹ Thuận là một trong những dự án đầu tiên ở Việt Nam ứng dụng thiết bị dây rung trong thí nghiệm nền tĩnh cọc khoan nhồi bằng phương pháp Osterberg Cell năm 1998. Ứng dụng các thiết bị dây rung trong thí nghiệm cọc khoan nhồi hiện nay chưa được đưa vào tiêu chuẩn xây dựng. Các quy trình tính toán, các bảng tính thiết kế đều theo các tiêu chuẩn nước ngoài. Kết quả nghiên cứu nhằm cung cấp cho các đơn vị tư vấn thiết kế, thi công một cách nhìn tổng quát về khả năng làm việc của cọc khoan nhồi. Đánh giá được sức chịu tải cọc, sức kháng ma sát giữa đất nền và cọc. Từ đó đưa ra giải pháp tối ưu cho công tác thiết kế. Việc nghiên cứu thiết bị dây rung, làm chủ được công nghệ này sẽ không phụ thuộc vào những chuyên gia nước ngoài là điều hết sức cấp thiết.

Cấu tạo của thiết bị dây rung đo biến dạng thân cọc model 4200, 4911 (Hình 1, 2).



Hình 1. Cấu tạo thiết bị dây rung đo biến dạng model 4200



Hình 2. Cấu tạo thiết bị dây rung đo biến dạng model 4911

2. Các phương pháp đánh giá khả năng chịu tải của cọc khoan nhồi

2.1. Xác định sức chịu tải cọc theo vật liệu cọc

Việc xác định sức chịu tải cọc khoan nhồi theo vật liệu cọc được tính theo TCXD 195:1997 [5]

$$P_{vl} = R_u \cdot F_b + R_{an} \cdot F_a$$

Tuy nhiên để xác định khả năng chịu tải cọc khoan nhồi phụ thuộc rất nhiều vào chất lượng vật liệu.

2.2. Xác định sức chịu tải cọc theo đất nền

Việc xác định sức chịu tải cọc theo đất nền tính theo công thức, theo TCXD 195:1997 mục 3.4.2 [1] [2] [5] [7]:

$$Q_a = Q_p + Q_s - W_p$$

Trong đó: Q_p , Q_s : Lần lượt là sức kháng cực hạn ở mũi cọc và ở thành bên cọc. $Q_p = 1.5 N_{tb}$. A_p , $Q_s = (0.15 \cdot N_c \cdot L_c + 0.43 N_s \cdot L_s) \cdot A_s$.

W_p : Hiệu số trọng lượng cọc và trọng lượng trụ đất nền do cọc thay thế.

Việc xác định sức chịu tải cọc hiện nay thông dụng

nhất là thí nghiệm nén tĩnh, thí nghiệm PDA (Pile Dynamic Analysis), Osterberg Cell. Tuy các phương pháp xác định sức chịu tải trên chỉ chủ yếu xác định sức chịu tải tại đầu cọc. Phương pháp thí nghiệm động PDA xác định sức kháng bên của cọc và sức kháng mũi của cọc tuy nhiên kết quả phương pháp PDA này có độ chính xác thấp thí nghiệm nén tĩnh. Phương pháp Osterberg cell độ chính xác cao nhưng chi phí thí nghiệm phương pháp này rất cao.

Trong các phương pháp thí nghiệm xác định sức chịu tải cọc thì phương pháp thí nghiệm nén tĩnh đầu cọc cho độ chính xác cao nhất nhưng lại không xác định được sức kháng bên và khả năng làm việc của cọc.

2.3. Cơ sở lý thuyết xác định sức kháng ma sát đơn vị bằng thiết bị dây rung [3] [4]

Từ các giá trị thu được của thiết bị dây rung ứng với từng cấp tải trọng trong quá trình thí nghiệm có thể tính toán được sức kháng ma sát dọc thân cọc giữa các đầu đo thí nghiệm khác nhau xác định qua công thức sau (theo công thức thực nghiệm của hãng Geokon Mỹ) [3], [6]:

2.3.1. Tính giá trị trung bình đầu đo biến dạng

$$\mu\varepsilon_{AVG} = G.B \cdot \frac{(\mu\varepsilon_{A0} - \mu\varepsilon_{A1}) + (\mu\varepsilon_{B0} - \mu\varepsilon_{B1}) + (\mu\varepsilon_{C0} - \mu\varepsilon_{C1}) + (\mu\varepsilon_{D0} - \mu\varepsilon_{D1})}{4}$$

Trong đó:

$\mu\varepsilon_{AVG}$: Hệ số strain gages trung bình;

G : Hệ số hiệu chỉnh;

B : Hệ số xuất xưởng thiết bị;

$\mu\varepsilon_{A0}$; $\mu\varepsilon_{B0}$; $\mu\varepsilon_{C0}$; $\mu\varepsilon_{D0}$: Số đọc cấp 0%;

$\mu\varepsilon_{A1}$; $\mu\varepsilon_{B1}$; $\mu\varepsilon_{C1}$; $\mu\varepsilon_{D1}$: Số đọc ở các cấp tải trọng.

2.3.2. Tải trọng dọc trục được tính theo công thức:

$$P = \varepsilon_{AVG} \cdot 10^{-7} \cdot (A_C \cdot E_C + A_S \cdot E_S)$$

P: Tải trọng dọc trục (tấn);

ε_{AVG} : Micro strain trung bình;

A_C , E_C , A_S , E_S : Diện tích mặt cắt ngang, Modul đàn hồi bê tông, Diện tích mặt cắt ngang của thép, Modul đàn hồi của thép.

2.3.3. Tính toán ma sát thành đơn vị

Giá trị ma sát thành đơn vị giữa 2 cao trình Strain gages liền kề được tính như sau:

$$F = \frac{P_1 - P_2}{C.L_{1-2}}$$

Trong đó:

F: Ma sát thành đơn vị (Tấn/m²);

P_1 : Tải trọng tính toán tại cao trình 1 (tấn);

P_2 : Tải trọng tính toán tại cao trình 2 (tấn);

C: Chu vi cọc tại cao trình tính toán (m);

L_{1-2} : Khoảng cách giữa hai cao trình tính toán (m).

Trong khuôn khổ bài báo, tác giả tiến hành phân tích bằng thực nghiệm phương pháp thí nghiệm nén tĩnh đầu cọc nhưng kết hợp kèm theo các thiết bị dây rung (strain gages) gắn vào thân cọc. Khi tiến hành gia tải thí nghiệm

cọc thì chúng ta xác định tải trọng đầu cọc. Các thiết bị dây rung dưới tác dụng tải trọng đầu cọc sẽ đo được tại những vị trí để đánh giá sức kháng bên và đánh giá mức độ làm việc của cọc.

3. Dự án Royal Tower [2]

3.1. Giới thiệu

Dự án ROYAL TOWER nằm tại vị trí lô 17 P.Tân Phú, Quận 7, Tp Hồ Chí Minh. Công trình chiều cao xây dựng 60m. Toàn bộ tòa nhà được đỡ bằng hệ móng cọc khoan nhồi gồm 32 cọc khoan nhồi D1000mm, chiều sâu -70m. Cao độ cốt đầu cọc là -10m. Cọc thí nghiệm là cọc khoan nhồi đường kính D1000, chiều dài cọc 70 mét, tải trọng thiết kế 1020 tấn, tải trọng thí nghiệm 3060 tấn. Thiết bị Strain gages 4911 được lắp đặt tại 12 cao trình: -10, -15; -20; -30; -30.0, -35; -40, -45, -50, -55, -60, -85, -69.5 m so với mặt đất.



Hình 3. Vị trí dự án Royal Tower qua ảnh vệ tinh

Địa chất khu vực cọc thí nghiệm 0 đến -1,4m là đất đắp, -1,4m đến -14,7 m bùn sét hữu cơ xám xanh, -14,7m đến -20,7m sét dẻo màu xám xanh, -20,7m đến -30m cát hạt mịn, -30m đến -70m cát hạt mịn đến hạt trung thô to.

3.2. Thi công và thí nghiệm cọc

2 cọc khoan nhồi D1000mm, sâu -69,5m được thi công vào ngày 1 tháng 2 năm 2010. Ngày thí nghiệm TP01, TP02 17/03/2010 và 26/03/2010. Tải trọng thiết kế 1020 tấn, tải trọng thí nghiệm 300% 3060 tấn. Chia làm 3 chu kỳ gia tải. Bê tông cường độ 40Mpa.

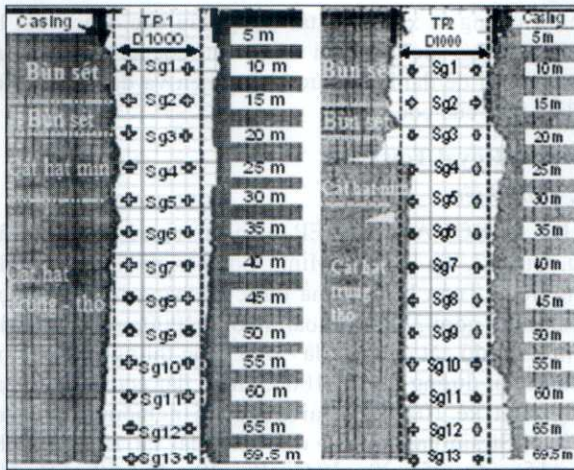
Toàn bộ hệ dàn chất tải được hỗ trợ bởi 12 cọc bê tông không cốt thép độ sâu -40m.

Dọc thân cọc gắn thiết bị strain gages để quan trắc khả năng làm việc của cọc (Hình 4).

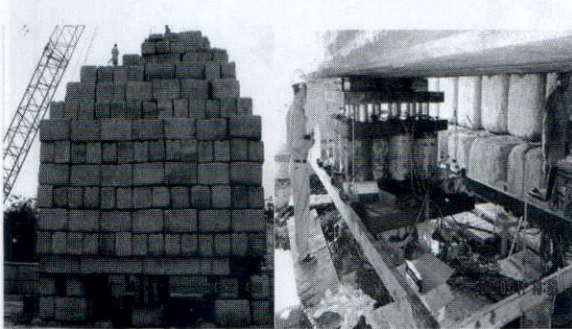


Hình 4. Lắp đặt thiết bị dây rung model 4911 vào lồng thép.

Trước khi tiến hành hạ lồng thép và đổ bê tông, 2 Cọc TP01, TP02 được tiến hành siêu âm hồ khoan (Kodentest) kiểm tra độ thẳng đứng cọc, kiểm tra vách hồ khoan (Hình 5).



Hình 5. Kích thước thực tế cọc khi thi công

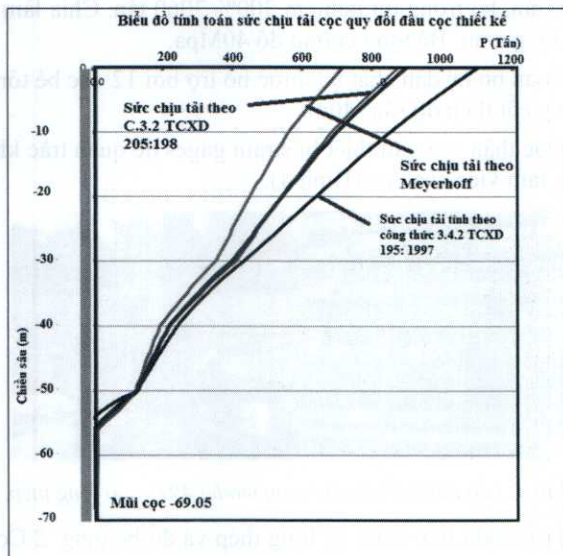


Hình 6. Quá trình chất tải và thí nghiệm cọc

3.3. Sức chịu tải cọc khoan nhồi phân tích theo lý thuyết [1] [5]

Dựa vào thông số địa chất tác giả đã phân tích khả năng chịu tải cọc khoan nhồi như sau:

Theo phụ lục C.2.3 công thức của Nhật Bản TCXD 205:1998 Sức chịu tải cọc 2 cọc TP01, TP 02 là 864,7 Tấn, Theo công thức 3.4.2 TCXD 195:1997 là 1090,4 tấn (Hình 7). Theo Meyerhof là 705 tấn.

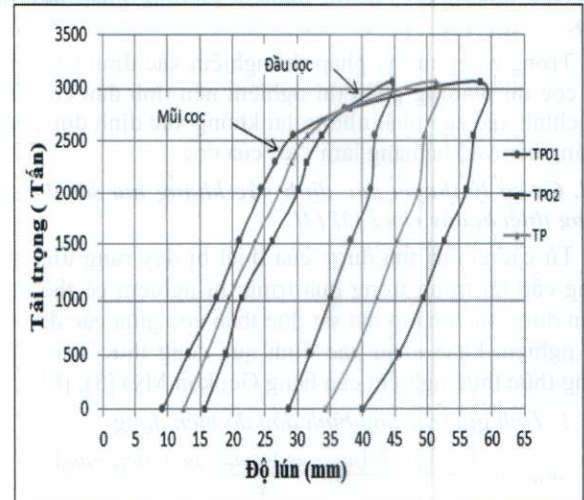


Hình 7. Biểu đồ tính toán sức chịu tải cọc đầu cọc theo lý thuyết

4. Phân tích kết quả thí nghiệm

4.1. Đường cong tải trọng – Độ lún

28 ngày sau khi đổ bê tông, 2 cọc khoan nhồi TP01, TP02 đã tiến hành chất tải thí nghiệm. Khi tiến hành gia tải đến tải trọng 3060 tấn thì chuyển vị các đầu cọc – mũi cọc tương ứng lần lượt là TP 01 là 44,72mm và TP02 là 58.26mm (Hình 8).



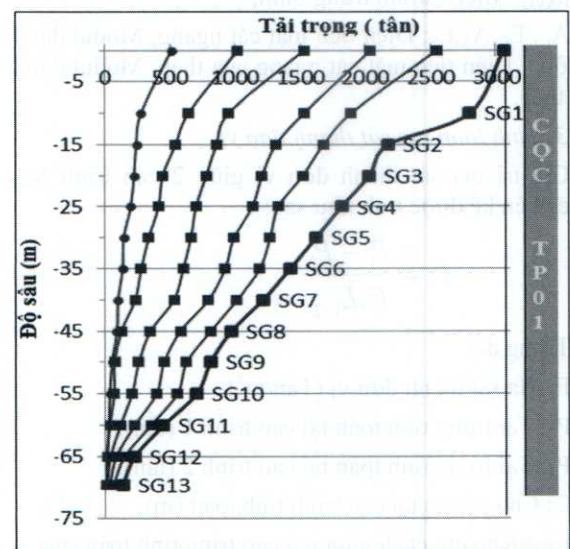
Hình 8. Đồ thị quan hệ giữa tải trọng- độ lún mũi cọc và đầu cọc TP01,02

Chuyển vị 2 cọc có sự chênh lệch khi tiến hành gia tải tối đa có thể hiểu được rằng theo Hình 5 thì kích thước của cọc TP02 có sự mở rộng diện tích tiếp xúc giữa cọc và đất nền.

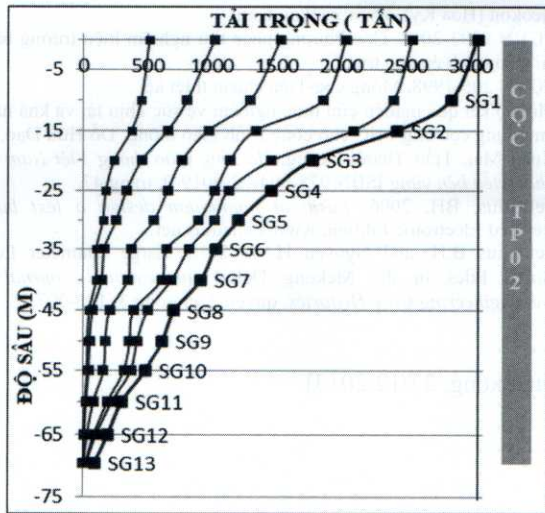
4.2. Kết quả phân bố tải trọng dọc thân cọc

Hình 9, 10 kết quả đo được của các đầu đo SG tại các cao trình thể hiện sự phân bố tải trọng dọc trục trong suốt thời gian thí nghiệm.

Cách tính toán các giá trị này thể hiện công thức 2.3.2.



Hình 9. Biểu đồ phân tích tải trọng dọc thân cọc TP01[3]/[8]

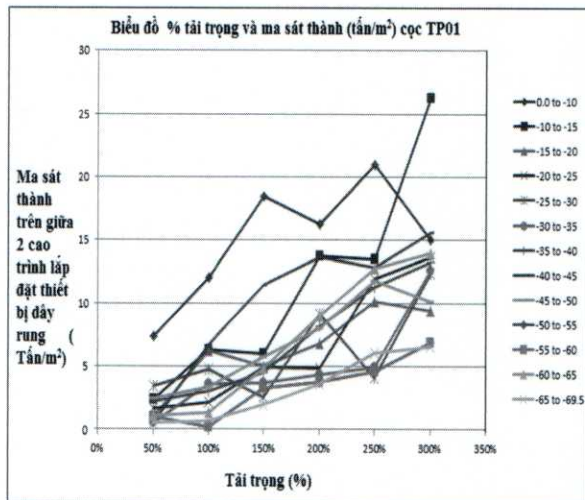


Hình 10. Biểu đồ phân tích tải trọng dọc thân cọc TP02 [3] [8]

Khi tiến hành gia tải lên đến 300% tương ứng 3060 tấn. Đoạn từ 10-15m được huy động lực ma sát tối đa nhất. Tuy nhiên theo lý thuyết đoạn này là lớp bùn đất SPT bằng 0 thì không thể xuất hiện ma sát hay tải trọng tại vị trí này.

4.3. Ma sát đơn vị

Biểu đồ Hình 11, 12 trình bày kết quả phân tích sức kháng ma sát thành giữa 2 vị trí đầu đo biến dạng dây rung.

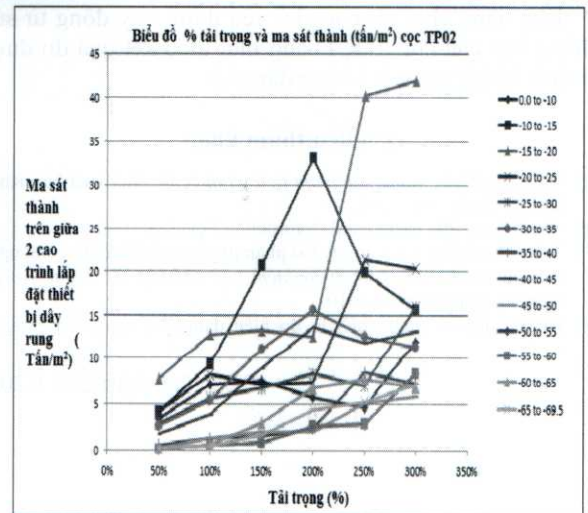


Hình 11. Biểu đồ phân tích ma sát giữa 2 cao trình của thiết bị dây rung TP01[4][8][9]

Với cọc TP01 tại vị trí 0-10m theo thiết kế lực ma sát tại vị trí này hầu như bằng 0.

Với cọc TP 02 tại vị trí 20-25m ma sát tăng lên 35 tấn/m² do tại vị trí này đường kính hố khoan đã mở rộng lên 1400mm. Điều này phù hợp với kết quả siêu âm đường kính cọc TP02.

2 cọc TP 01 và TP 02 thì khả năng huy động sức kháng mũi độ sâu -65m đến -69,5m rất thấp ở 100% thì 0,5 tấn/m². Do đó, để tiết kiệm chi phí và đảm bảo khả năng chịu tải cọc ta có thể giảm chiều dài 2 cọc mà vẫn đảm bảo khả năng chịu tải cọc.



Hình 12. Biểu đồ phân tích ma sát giữa 2 cao trình của thiết bị dây rung TP02 [4] [8] [9]

4.4. Đánh giá kết quả thực nghiệm

Qua phân tích kết quả thực nghiệm và phương pháp tính sức chịu tải cọc ta nhận thấy rằng 2 cọc TP01, TP02 khi thiết kế tải trọng là 1020 tấn. Thí nghiệm tải trọng phá hoại 300% là 3060 thì cọc chỉ lún lần lượt là 58,26mm và 44,72 mm và vẫn chưa bị phá hoại.

Dựa vào các kết quả phân tích siêu âm hố khoan (Hình 5). Thực tế trong quá trình thiết kế cọc thì cọc khoan nhồi thì người ta vẫn mặc định cọc khoan nhồi đều có đường kính 1000mm từ vị trí đầu cọc đến chân cọc. Nhưng trong quá trình thi công thì không phải như vậy. Đối với cọc TP01 thì đường kính cọc lớn hơn 1000mm, và đối với cọc TP02 thì đường kính cọc độ sâu 25-30m lên đến 1400mm và mũi cọc được mở rộng lên 1400mm.

5. Kết luận

Kết quả ứng dụng thiết bị đo biến dạng bằng dây rung trong quá trình thí nghiệm nền tĩnh tại dự án khách sạn Royal Tower đưa đến những kết luận sau đây:

Khi tiến hành thiết kế cọc khoan nhồi và thực nghiệm thí nghiệm cọc khoan nhồi có sự chênh lệch nhau rất lớn. Tải trọng theo thiết kế đến 300% cọc sẽ bị phá hoại. Nhưng thực tế khi gia tải đến 300% cọc vẫn giữ được chưa phá hoại. Sức chịu tải cọc theo các phương pháp tính toán thường nhỏ hơn 2-3 lần theo kết quả thí nghiệm.

Lớp đất bùn sét ngay vị trí đầu cọc (0-15m) theo lý thuyết lớp này SPT bằng 0 thì sẽ không có phát sinh ma sát giữa cọc và đất. Tuy nhiên thực tế từ kết quả phân tích được vẫn tồn tại lực ma sát lớp giữa bùn sét này. Điều này được lý giải rằng trong quá trình thi công lượng xi măng trong bê tông đã trộn lẫn với lớp bùn sét này nên phát sinh ra ma sát bên của cọc.

Trong quá trình thi công cọc khoan nhồi thực tế luôn có sự mở rộng về đường kính cọc khoan nhồi so với thiết kế.

Việc tính toán sức chịu tải cọc hiện nay vẫn lấy đường kính cọc là giống nhau đầu cọc đến mũi cọc. Nhưng thực ra cần phải thí nghiệm siêu âm đường kính cọc thì mới nhận thấy đường kính cọc đã tăng so với thiết kế ban đầu.

Khả năng chịu tải cọc chủ yếu được huy động từ sức kháng bên của cọc. Sức kháng mũi theo kết quả đo được từ thiết bị dây rung là không đáng kể.

Tài liệu tham khảo

- [1] Vũ Công Ngự, *Móng cọc phân tích và thiết kế*, Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật, năm 2006.
- [2] Tomlinson, *Pile design and Contruction Practice*.
- [3] Trần Thanh Quang, Công ty Cổ phần tư vấn và phát triển công nghệ Adcom south, *Bảo cáo thí nghiệm nền tĩnh dự án Royal Tower*, ngày 27 tháng 03 năm 2010.
- [4] Hướng dẫn sử dụng thiết bị đo biến dạng dây rung của công ty

Geokon (Hoa Kỳ), www.geokon.com

- [5] TCVN 9393-2012, *Cọc-Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục*.
- [6] TCVN 205-1998, *Móng cọc-Tiêu chuẩn thiết kế*.
- [7] Một số kết quả nghiên cứu thực nghiệm về sức chịu tải và khả năng ứng dụng cọc ống PHC cho công trình giao thông, Đỗ Hữu Đạo, Lê Xuân Mai, Trần Thanh Quang, *Hạ tầng giao thông Việt Nam với phát triển bền vững* ISBN 978-604-22-0019-0, trang 47.
- [8] Fellenius, BH, 2006. *Basic of foundation design a text book*. Revised Electronic Edition, www.Fellenius.net.
- [9] Fellenius B.H. and Nguyen H.M., 2013. Large Diameter Long Bored Piles in the Mekong Delta. *International Journal of Geoengineering Case Histories*, quyển 2, chương 3, 196-207.

(BBT nhận bài: 25/11/2013, phản biện xong: 27/12/2013)