

PHÂN TÍCH SỰ LÀM VIỆC CỦA MÓNG CỌC NHÀ CAO TẦNG TRÊN CƠ SỞ SỐ LIỆU QUAN TRẮC Ở MỘT CÔNG TRÌNH TẠI HÀ NỘI

ANALYSIS OF THE WORKING OF PILE FOUNDATIONS OF HIGH RISE BUILDINGS ON THE BASIS OF MONITORING DATA AT A CONSTRUCTION IN HANOI

Trần Huy Tấn

Viện Khoa học công nghệ xây dựng

Email: tanibst@gmail.com

DOI: <https://doi.org/10.59382/pro.intl.con-ibst.2023.ses3-15>

TÓM TẮT: Giải pháp móng cọc đã được sử dụng rộng rãi cho xây dựng nhà cao tầng trong các đô thị lớn ở nước ta cũng như được sử dụng cho các công trình có tải trọng lớn, công trình xây dựng trong điều kiện địa chất phức tạp... Thiết kế thực hiện theo các tiêu chuẩn móng cọc hiện hành ở Việt Nam đều giả thiết toàn bộ tải trọng của công trình được truyền lên móng cọc và sự tham gia chịu tải của đất nền giữa các cọc không được xét đến. Việc thiết kế có kể đến sự làm việc đồng thời của cọc và đất nền dưới móng sẽ cho phép giảm đáng kể chi phí cho móng cọc. Tùy theo điều kiện cụ thể, hiệu quả do giảm chi phí móng cọc thường chịu chi phối nhiều nhất của các yếu tố về điều kiện địa chất, quy mô công trình và độ sâu phần ngầm. Trong bài báo này phân tích sự làm việc của móng cọc trên cơ sở nghiên cứu thực nghiệm sự phân bố tải trọng giữa cọc và nền tại một công trình cụ thể ở TP. Hà Nội.

TỪ KHÓA: Cọc, móng bè cọc, tầng hầm, SCT cọc ...

ABSTRACT: The pile foundation solution has been widely used for construction of high buildings in large urban in our country as well as for large-load projects, construction works in complex geological conditions... Pile foundation designs made according to the current standards in Vietnam assume that the entire load of the building is transferred to the pile foundation and the bearing of the ground between the piles is not taken into account. The design that takes into account the simultaneous operation of the pile and the ground under the foundation will allow a significant reduction in the cost of the pile foundation. Depending on specific conditions, the effectiveness of reducing the cost of the pile foundation is most often influenced by the factors of geological conditions, the scale work and the depth of the underground part. In this paper, the working of the pile foundation is analyzed on the basis of empirical research on the load distribution between the pile and the foundation at a specific building in Hanoi.

KEYWORDS: Piles, pile raft foundation, basement, pile bearing capacity...

1. TỔNG QUAN VỀ TÌNH HÌNH THIẾT KẾ MÓNG CÔNG TRÌNH NHÀ CAO TẦNG HIỆN NAY Ở HÀ NỘI

Phát triển xây dựng nhà cao tầng tại TP Hà Nội trong những năm gần đây rất mạnh và đa dạng. Các đô thị trung tâm liên tục được mở rộng, nhiều nhà cao tầng được xây dựng nhanh chóng, đến nay nhà 30-40 tầng đã trở nên phổ biến và một số công trình trên 60 tầng cũng đã và đang được xây dựng. Đồng thời với việc tăng số tầng bên trên, số tầng ngầm của các công trình được xây dựng gần đây cũng tăng lên do nhu cầu bố trí chỗ để xe và các thiết bị kỹ thuật khác. Một số

công trình đã được xây dựng với 5 tầng ngầm (Lotte - Liễu Giai, chung cư T&T Capella số 2 Phạm Ngọc Thạch ...) và hiện nay số công trình khác đang được thi công với 7 tầng ngầm.

Đặc điểm về cấu tạo địa tầng và tải trọng công trình, trong khu vực nội thành Hà Nội ít có khả năng sử dụng móng nông cho các nhà cao tầng. Giải pháp móng cọc đã được sử dụng cho hầu hết các công trình nhà cao tầng, trong đó phần lớn là công nghệ cọc ép và cọc khoan nhồi. Thiết kế thực hiện theo các tiêu chuẩn móng cọc hiện hành ở Việt Nam đều giả thiết toàn bộ tải trọng của công trình được

truyền lên móng cọc và sự tham gia chịu tải của đất nền giữa các cọc không được xét đến. Thông thường, chi phí cho phần cọc chiếm khoảng 20-25% chi phí xây dựng công trình nhà cao tầng.

Thiết kế móng nhà cao tầng như trên cho thấy hệ số an toàn trong thiết kế rất cao do sử dụng tải trọng tính toán cùng với hệ số an toàn cao đối với sức chịu tải của cọc. Mặt khác khả năng chịu tải của đất nền dưới móng, đặc biệt là đối với các công trình có nhiều tầng ngầm, đã không được xét đến trong thiết kế. Trên thực tế nhiều nhà chuyên môn đã quan tâm đến khả năng áp dụng giải pháp thiết kế hợp lý hơn, trong đó có kể đến sự tham gia làm việc của nền đất dưới móng bè, tuy vậy việc áp dụng vào thực tế rất khó khăn do những trở ngại liên quan đến các tiêu chuẩn tính toán (phương pháp này chưa được tiêu chuẩn hóa). Ở nước ngoài, các nghiên cứu về sự làm việc đồng thời của cọc và đất nền đã được thực hiện ở nhiều nước và đã chứng tỏ có sự tham gia làm việc đáng kể của nền đất dưới móng cọc. Giải pháp thiết kế có kể đến sự làm việc đồng thời của cọc và đất nền dưới móng đã cho phép giảm khoảng 20-40% chi phí cho móng cọc, tùy theo điều kiện cụ thể của công trình, trong đó các yếu tố có ảnh hưởng mạnh nhất là điều kiện địa chất, quy mô công trình và độ sâu phần ngầm.

Hiện nay việc áp dụng giải pháp thiết kế trong đó có kể đến sự làm việc đồng thời của cọc và đất nền nói chung và có kể đến hiệu ứng do đào đất để xây dựng phần ngầm nói riêng đã được áp dụng rộng rãi trên thế giới. Trong khuôn khổ của bài báo này, tập trung phân tích giữa số liệu quan trắc thực tế và so sánh với số liệu tính toán móng nhà cao tầng có tầng hầm nếu được mô phỏng tính toán theo sơ đồ kết cấu móng bè cọc có kể đến hiệu ứng giảm tải do thi công đào đất tầng ngầm tại TP. Hà Nội.

2. TÍNH TOÁN MÓNG BÈ CỌC CHO NHÀ CAO TẦNG CÓ TẦNG HẦM

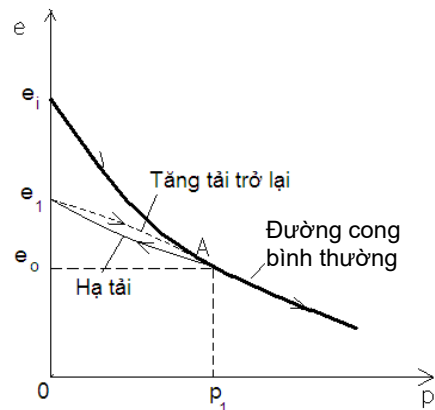
Trong điều kiện thông thường, móng được tính toán theo điều kiện an toàn về khả năng chịu tải và sau đó được kiểm tra theo các yêu cầu về độ lún. Đối với công trình nhà cao tầng có tầng hầm, móng thường được đặt ở độ sâu lớn. Trước khi thi công, đất dưới đáy tầng hầm đã được cố kết đầy đủ dưới áp lực do tải trọng của các lớp đất phía trên, bao gồm cả áp lực do trọng lượng của những lớp đất có thể đã được dỡ bỏ. Việc đào đất để thi công tầng hầm tạo ra hiệu ứng giảm tải đối với các lớp đất dưới móng và ứng xử của nền đất khi được gia tải trở lại khác với các trường hợp của móng đặt ở độ sâu nhỏ.

Trên hình 1 thể hiện quan hệ giữa hệ số rỗng e và áp lực nén p khi nén cố kết mẫu đất. Đầu tiên đất

được nén đến áp lực p_1 . Mức độ thay đổi (giảm) hệ số rỗng tương ứng là $\Delta e_i = p_i - p_1$; Tiếp theo khi thực hiện dỡ tải về cấp 0. Hệ số rỗng trong đất tăng với mức $\Delta e_0 = e_1 - e_0 < \Delta e_i$; và khi tăng tải trở lại cấp $p = p_1$, mức độ giảm hệ số rỗng trên thực tế xấp xỉ Δe_0 , cho thấy biến dạng của đất trong chu kỳ này nhỏ hơn rất nhiều so với chu kỳ nén ban đầu.

Sự thay đổi của hệ số rỗng của đất như trên cho thấy: Khi đất được hạ tải và tăng tải trở lại thì biến dạng của đất nhỏ hơn so với biến dạng của đất cố kết bình thường khi chịu tải trọng nén tương ứng. Trường hợp đào đất để thi công tầng ngầm của nhà cao tầng, ứng suất hữu hiệu trong đất bên dưới đáy hố đào giảm đi so với trạng thái ban đầu. Lúc đó ứng xử của đất dưới đáy hố đào khi được gia tải trở lại là ứng xử của đất quá cố kết.

Đối với các công trình nhà cao tầng, dạng móng nổi bù tải một phần (bè móng kết hợp với cọc có kể đến dỡ tải do thi công đào tầng hầm) có thể được sử dụng trong thiết kế với mục đích giảm khối lượng cọc, nâng cao hiệu quả kinh tế và tăng tiến độ thi công công trình. Đối với loại móng này, ngoài yếu tố dỡ tải do thi công đào tầng hầm, thì cần phân tích ứng xử hệ bè-cọc trong tính toán thiết kế.



Hình 1. Quan hệ giữa hệ số rỗng và áp lực nén khi tăng tải và hạ tải

Đối với các công trình nhà cao tầng, dạng móng nổi bù tải một phần (bè móng kết hợp với cọc có kể đến dỡ tải do thi công đào tầng hầm) có thể được sử dụng trong thiết kế với mục đích giảm khối lượng cọc, nâng cao hiệu quả kinh tế và tăng tiến độ thi công công trình. Đối với loại móng này, ngoài yếu tố dỡ tải do thi công đào tầng hầm, thì cần phân tích ứng xử hệ bè-cọc trong tính toán thiết kế.

Rất nhiều phương pháp phân tích hệ bè-cọc đã được nghiên cứu thực hiện, như là thực hiện bằng các phương pháp đơn giản hóa, bằng phần mềm đơn giản hoặc phần mềm địa kỹ thuật chuyên dụng. Một số phương pháp đơn giản hóa và phương pháp sử dụng phần mềm đơn giản như:

2.1. Phương pháp đơn giản hóa của Bakholdin (2003)

Trong phương pháp này hệ bè-cọc được thực hiện theo phương pháp truyền thống, với mô hình biến dạng tuyến tính (hình 2). Cọc dưới móng nên được bố trí theo lưới tương đối đều và bè móng có độ cứng lớn. Số lượng cọc dưới một đơn vị bè-cọc được xác định theo tải trọng cần thiết để thỏa mãn yêu cầu về khả năng chịu tải của móng:

$$\frac{nP_R / \gamma_k + R_s}{a^2 p} \geq 2 \quad (1)$$

trong đó:

n - số lượng cọc dưới móng hoặc dưới phần của móng;

P_R - sức chịu tải giới hạn của cọc;

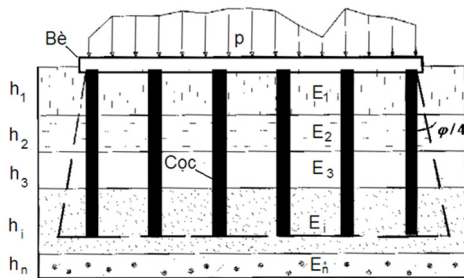
γ_k - hệ số độ tin cậy về sức chịu tải của cọc,

$\gamma_k \geq 1,1 \div 1,4$.

R_s - khả năng chịu tải của nền đất dưới móng;

a - kích thước của một đơn vị bè-cọc;

p - áp lực trung bình tác dụng lên đơn vị bè-cọc.



Hình 2. Sơ đồ tính toán hệ bè-cọc

Độ lún của đơn vị bè-cọc kích thước $a \times a$ (khi $P_R / \gamma_k \leq pa^2$) được tính toán theo công thức:

$$S = S_{c.f} + S_p + H^2 \frac{pa^2 - \frac{P_r}{\gamma_k}}{(a^2 - A) \sum E_i h_i} \quad (2)$$

Trong đó:

$S_{c.f}$ - độ lún của móng;

S_p - độ lún đàn hồi của cọc, có thể lấy bằng độ lún của cọc tại cấp tải trọng P_R / γ_k khi thí nghiệm nén tĩnh;

A - diện tích tiết diện cọc;

H - độ sâu của khối móng qui ước;

E_i - mô đun biến dạng của đất;

h_i - bề dày lớp đất hoặc lớp phân tó.

2.2. Phương pháp đơn giản hóa của Burland (1995)

Ở phương pháp này, đầu tiên dự báo độ lún của móng bè ở các cấp tải khác nhau. Kết quả tính toán được thể hiện dưới dạng biểu đồ tải trọng-độ lún của móng bè (Hình 3); Sau đó xác định độ lún cho phép để thiết kế S_a . Nếu tải trọng thiết kế P_0 gây độ lún $S_0 > S_a$ thì cần bổ sung cọc để giảm độ lún; tiếp theo xác định P_1 - là tải trọng do móng bè chịu, ứng với độ lún S_a ; khi đó chênh lệch tải trọng $\Delta P = P_0 - P_1$ và xác định số lượng cọc cần bổ sung cho móng bè theo công thức:

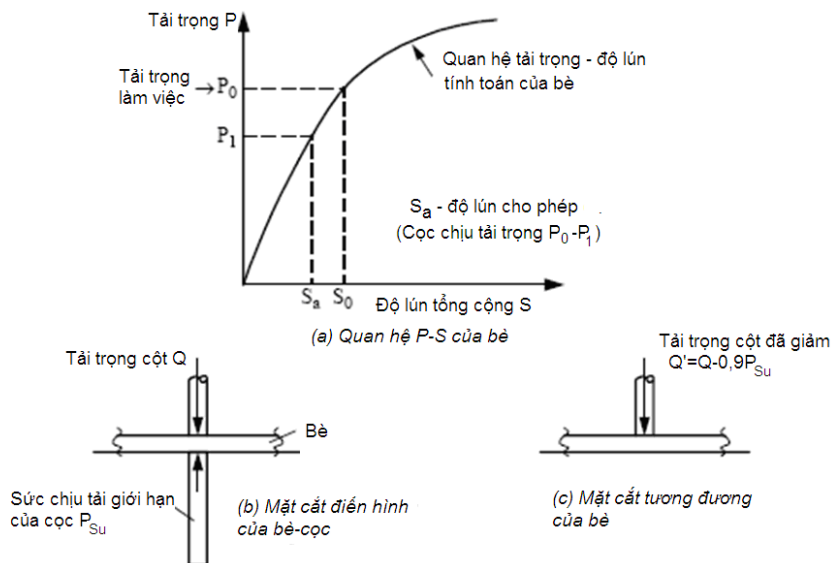
$$n = \frac{\Delta P}{P_R / \gamma_k} \quad (3)$$

trong đó:

n - số lượng cọc;

P_R - sức chịu tải giới hạn của cọc;

γ_k - hệ số độ tin cậy về sức chịu tải của cọc, lấy theo công thức (2);



Hình 3. Nguyên lý thiết kế đơn giản hoá của Burland

Do cọc được bố trí dưới các cột để tiếp nhận tải trọng vượt quá P_R nên hệ bè – cọc được phân tích như một móng bè chịu tải trọng tính toán đã giảm do có cọc. Tại các cột, tải trọng tính toán đã điều chỉnh Q_r bằng:

$$Q_r = Q - 0.9 P_r \quad (4)$$

Và mô men uốn ở móng bè có thể được xác định bằng cách phân tích hệ bè – cọc theo mô hình bè chịu tải trọng đã điều chỉnh Q_r ;

2.3. Phương pháp của Majima & Nagao (2000)

Phương pháp này sử dụng phần mềm kết cấu để phân tích hệ bè-cọc, móng được mô phỏng dưới dạng dầm giao nhau đặt trên các cọc lò xo với độ cứng khác nhau. Độ cứng lò xo được xác định theo độ lún của nền nhiều lớp. Khi tính toán độ lún, nếu đất tương đối đồng nhất thì độ sâu truyền tải được giả thiết ở 2/3 chiều dài cọc, còn nếu đã nén tĩnh có đo phân bố lực theo độ sâu thì độ sâu truyền tải được xác định theo phân bố ma sát thực tế. Tải trọng đơn vị (tải chân cột và tải phân bố trên móng) được đặt trên mỗi nút của lưới trên bề mặt đất để tính toán sự thay đổi của độ lún theo độ sâu. Kết quả tính toán được thể hiện dưới dạng biểu đồ (hình 4). Các tham số đàn hồi của đất có thể thực hiện như sau:

- Tính toán các giá trị của mô đun động G_d và E_d từ vận tốc truyền sóng cắt V_s ;

- Giả thiết $G_d = G_0$ và $E_d = E_0$, trong đó G_0 và E_0 là các mô đun ứng với điều kiện biến dạng nhỏ (biến dạng trượt $\leq 10^{-6}$);

- Tính toán biến dạng theo phương thẳng đứng ở góc (ε_1) và ở tâm (ε_3) của diện chịu tải chữ nhật;

- Đặt $\varepsilon_{avg} = (\varepsilon_1 + \varepsilon_3) / 2$;

- Giả thiết biến dạng trượt trung bình $\lambda_{avg} = (1 + \nu) \varepsilon_{avg}$ và xác định λ_1 theo hình 5;

- Đặt $G_1 = \lambda G_0$ và $E_1 = \lambda E_0$;

- Thực hiện lại các bước 3-5 với giá trị E_1 ;

- Tính lặp theo các bước c-g đến khi giá trị của E_i hội tụ (trong khoảng 1%).

Trong bước 3, tải trọng của công trình được giả thiết phân bố đều trên diện móng chữ nhật có kích thước bằng kích thước móng và đặt tại độ sâu đáy móng. Nếu có lực đẩy nổi Q_b thì lấy tải trọng của công trình bằng $Q - Q_b$.

Để xét đến độ cứng của kết cấu bên trên bản móng, mô men quán tính (I) của các phần tử dầm mô phỏng móng bè có thể được tăng lên. Độ cứng đó hiệu chỉnh tăng lên có thể được xác định như sau:

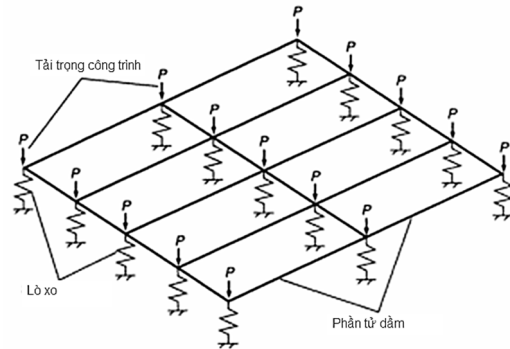
- Tính mô men quán tính của riêng các dầm móng;

- Phân tích khung phẳng, từ đó xác định biến dạng của móng cùng với kết cấu bên trên;

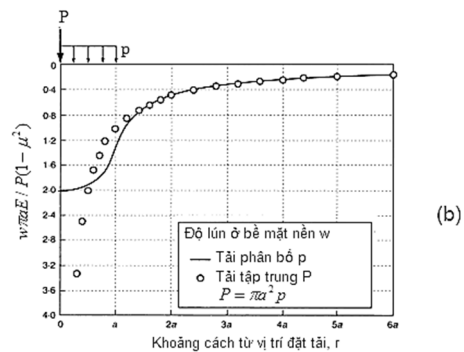
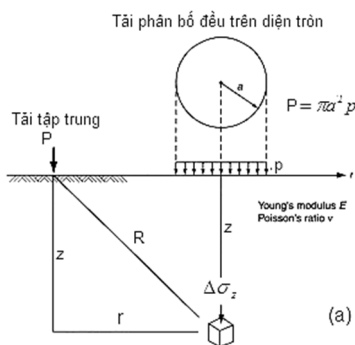
- Xác định biến dạng của dầm đơn giản có độ cứng $n \cdot I$;

- Tính toán với các giá trị n khác nhau, tới khi biến dạng tính theo các bước (b) và (c) xấp xỉ nhau;

- Sử dụng $nI = Ic$ để thực hiện các phân tích tiếp theo.



Hình 4. Thiết kế hệ bè - móng theo mô hình hệ dầm - cọc



Hình 5. Ảnh hưởng của phân bố tải trọng trên mặt bán không gian đàn hồi

(a) Sơ đồ

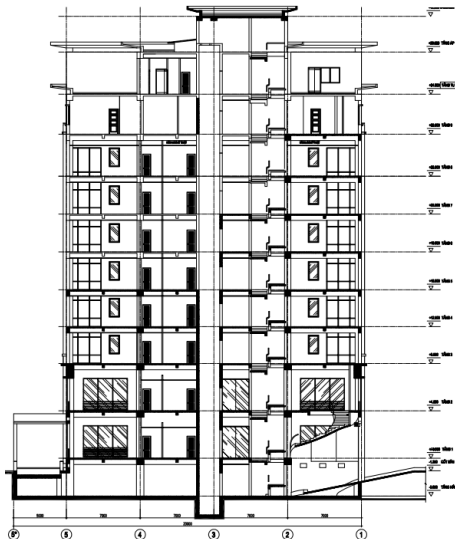
(b) So sánh độ lún

2.4. Phân tích bằng phần mềm địa kỹ thuật

Phân tích sự làm việc của hệ bè-cọc có thể được thực hiện bằng các phần mềm địa kỹ thuật như FLAC 3D hoặc PLAXIS 3D. Để phân tích bài toán về sự làm việc đồng thời của nền và móng, phần mềm địa kỹ thuật phải có khả năng mô phỏng sự làm việc của cọc và đất nền khi nền được dỡ tải rồi gia tải trở lại.

Phân tích sự làm việc của hệ bè-cọc có thể được thực hiện bằng phương pháp từ đơn giản đến những phương pháp số phức tạp như FLAC 3D hoặc PLAXIS 3D. Thực tế cho thấy phần lớn các phương pháp tính toán đã cho kết quả tương đối phù hợp về độ lún của móng và sự phân chia tải trọng giữa cọc và bè móng. Tuy vậy các phương pháp khác nhau cho kết quả phân tán khi dự báo độ lún lệch và mô men trên bản móng. Các phương pháp đơn giản hóa có thể được sử dụng trong thiết kế sơ bộ, khi thiết kế chi tiết nên sử dụng các phân tích sâu hơn; Các phân tích theo mô hình phẳng như FLAC 2D có thể dẫn đến dự báo độ lún và tải trọng lên cọc quá cao; Các phân tích 3D có thể được coi là phương pháp đáng tin cậy nhất để phân tích ứng xử của hệ bè-cọc. Tuy vậy tốc độ tính toán rất chậm và kết quả tính toán mô men trong bè có thể không thiên về an toàn;

Dưới đây là số liệu quan trắc thực tế so với số liệu tính toán thiết kế cho một công trình nhà cao tầng có tầng hầm trên địa bàn TP.Hà Nội. Đề có cơ



Hình 6. Mặt cắt qua công trình

3.2. Điều kiện địa chất công trình

Theo kết quả khảo sát địa chất, nền đất tại khu vực dự án gồm 9 lớp phân bố từ trên xuống đến hết phạm vi chiều sâu khoan. Trong đó đất san lấp và đất sét phân bố từ bề mặt tự nhiên xuống độ sâu 15.8m ÷ 17.4m.

sở đánh giá về việc phân phối tải trọng công trình lên móng cọc và nền công trình, trong bài báo này chúng tôi sử dụng phần mềm kết cấu Etabs.

3. ÁP DỤNG TÍNH TOÁN VÀ QUAN TRẮC THỰC TẾ TẠI MỘT CÔNG TRÌNH

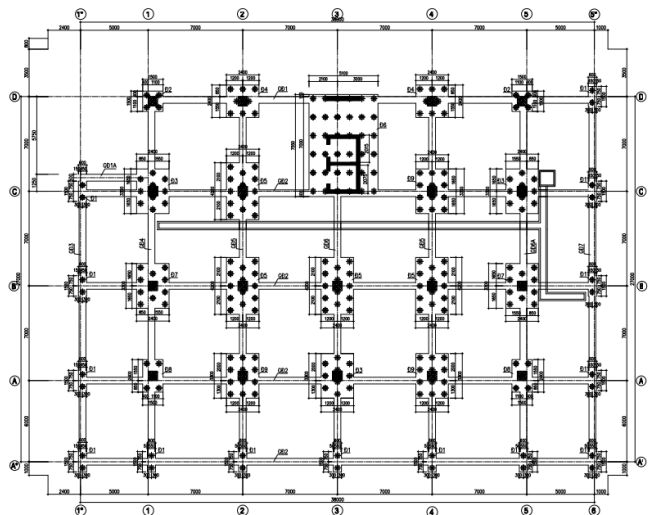
3.1. Thông tin chung

Tòa nhà Công đoàn Ngân hàng Việt Nam, ở địa chỉ số 6, ngõ 82, phường Dịch Vọng Hậu, Cầu Giấy, Hà Nội có kích thước mặt bằng 27m × 38 m, gồm 9 tầng văn phòng, một tầng áp mái, một tầng tum với tổng chiều cao 42 m và 1 tầng ngầm sâu 2,4 m (hình 6 và 7). Công trình có kết cấu khung bê tông cốt thép kết hợp với lõi cứng. Các cột được bố trí theo lưới 7 × 7 m. Theo tính toán, tải trọng lớn nhất ở chân cột bằng 503 T.

Giải pháp móng của tòa nhà là móng cọc ép BTCT. Kết cấu móng gồm các đài cọc, giằng, tường và bản đáy tầng ngầm. Trong tính toán thiết kế đã giả thiết toàn bộ tải trọng công trình được truyền lên cọc. Đặc điểm của móng như sau:

Cọc BTCT tiết diện 30×30 cm, ép đến độ sâu 18.7-21.6 m. Mũi cọc tựa trên lớp cát mịn trạng thái chặt vừa (lớp 7). Sức chịu tải cho phép của cọc bằng 70T;

Cọc được bố trí thành từng cụm bên dưới cột, vách. Số lượng cọc dưới cột chịu tải trọng lớn nhất là 14 cây (hình 7);



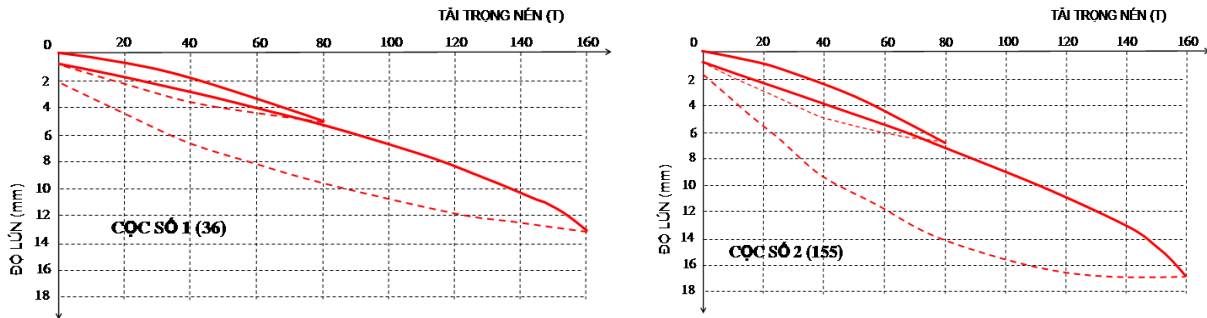
Hình 7. Mặt bằng kết cấu móng công trình

Dưới độ sâu này đến độ sâu 24m ÷ 25.6m là các lớp cát pha dẻo, xen kẹp cát và cát hạt mịn chặt vừa. Tiếp theo đến độ sâu 30.1m ÷ 31.3m là cát hạt trung, hạt thô lẫn sạn sỏi nhỏ, chặt vừa đến chặt. Dưới cùng là sỏi, cuội lẫn cát thô, cát trung, chặt đến rất chặt.

Với cấu trúc địa tầng như trên, giải pháp móng cọc hạ đến lớp 7 (cát mịn, chặt vừa) ở độ sâu 17.4m ÷ 25.6m là hợp lý. Tại độ sâu khoảng 4.0m ÷ 8.1m đã gặp một lớp bùn sét và đây là lớp đất yếu duy nhất đã gặp trong phạm vi khảo sát. Phía trên lớp này là lớp sét pha dẻo cứng – chính là lớp đất dưới đáy đài, giằng và bản đáy tầng ngầm. Do lớp đất tựa cọc chỉ là cát mịn với NSPT=16-21 búa/30 cm nên sức chịu tải của cọc chủ yếu phụ thuộc vào ma sát bên và độ lún của công trình dự kiến bằng 2.1-7.2 cm (tùy theo vị trí cột).

3.3. Thông tin về thi công và thí nghiệm cọc

Cọc của công trình được ép tới tải trọng 170-198 T. Trước khi thi công đại trà, 3 cây cọc dài 19.1m, 21.2m và 21.6 m đã được thí nghiệm nén tĩnh. Theo kết quả thí nghiệm, cọc chưa đạt tới sức chịu tải giới hạn khi được nén tới 160 T và độ lún của cọc ở cấp tải thí nghiệm lớn nhất ở mức 13-17 mm (Hình 8).



Hình 8. Biểu đồ tải trọng - độ lún của cây cọc thí nghiệm No.1 & No.2

3.4. Tính toán tải trọng lên cọc và nền

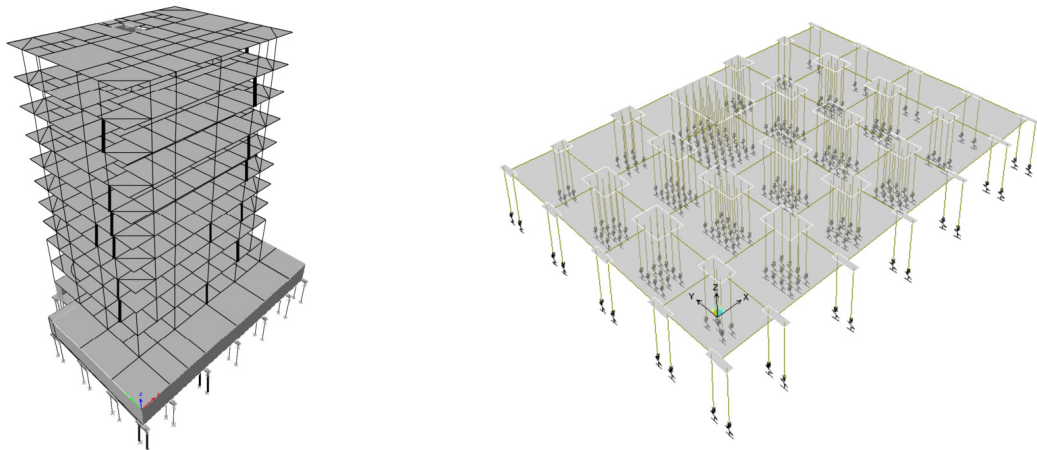
Phần móng công trình Tòa nhà Công đoàn Ngân hàng Việt Nam đã được thiết kế với giả thiết toàn bộ tải trọng được truyền lên móng cọc. Tuy vậy ngay cả trong điều kiện đó các kết quả nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm cho các công trình tương tự đã cho thấy một phần đáng kể tải trọng công trình được truyền lên nền đất dưới bản đáy tầng ngầm, nghĩa là đất nền luôn tham gia chịu tải cùng móng cọc. Công tác quan trắc đã thực hiện ở Tòa nhà Công đoàn Ngân hàng Việt Nam nhằm mục tiêu định lượng sự phân chia tải trọng lên cọc và lên nền dưới móng công trình xây dựng trong điều kiện đất nền khu vực Hà Nội. Ngoài ra, trong bài báo cũng trích

dẫn kết quả tính toán tải trọng của công trình truyền vào cọc và nền khi sử dụng phần mềm tính toán kết cấu (Hình 9).

Việc tính toán được thực hiện theo 3 giai đoạn thi công, bao gồm:

- Giai đoạn 1: Thi công xong móng, tầng ngầm và xong tầng 1, 2, 3.
- Giai đoạn 2: Thi công xong tầng 4, 5, 6.
- Giai đoạn 3: Thi công xong tầng 7, 8, 9.

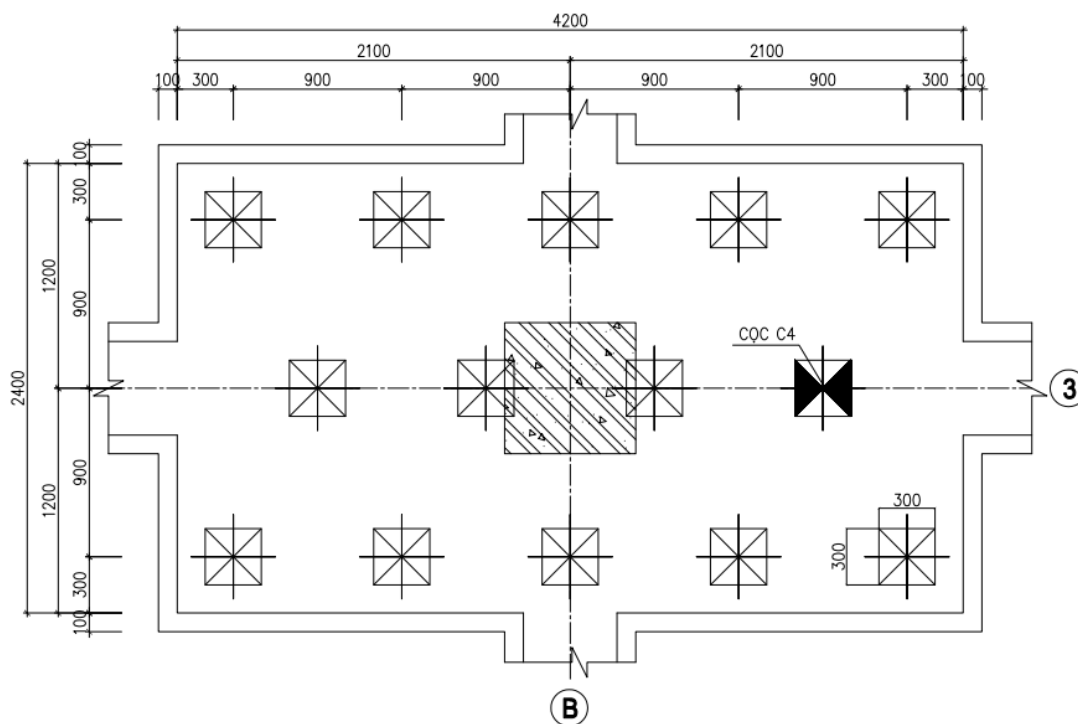
Việc tính toán 3 giai đoạn trên là phù hợp với quá trình quan trắc thực tế. Trên cơ sở đó so sánh được kết quả tính toán với kết quả quan trắc thực tế tải trọng truyền lên cọc và lên nền.



Hình 9. Sơ đồ kết cấu móng công trình

Theo sơ đồ kết cấu, để đánh giá sự phân bố tải trọng giữa cọc và nền cho công trình Tòa nhà Công đoàn Ngân hàng Việt Nam có thể lấy trường hợp của cọc B-3. Đây là cọc nằm ở tâm công trình và theo

tính toán kết cấu thì đây là cọc chịu tải trọng lớn nhất. Trong đài móng này có cọc C4 là cọc sẽ được quan trắc trực tiếp tải trọng phân bố lên cọc. Số lượng cọc trong nhóm: 14 cây;



Hình 10. Mặt bằng móng B-3

Bảng 1. Kết quả tính toán móng B-3 bằng Etabs

TT	Nội dung	Đơn vị	Giá trị		
			Xong tầng 3	Xong tầng 6	Xong tầng 9
1	Tải trọng chân cột (móng B-3)	T	143	345.467	430.75
2	Tổng lực vào các cọc (móng B-3)	T	105	299.756	410.011
3	Lực tác dụng vào cọc C4 (móng B-3)	T	7.4	21.5	29.6
4	Áp lực xuống nền	T/m ²	0.4 ÷ 1.16	0.0 ÷ 1.25	0.0 ÷ 1.25
5	Tỷ lệ tải trọng phân phối vào cọc C4 (móng B-3)	%	73,4	86,77	95,19

3.5. Quan trắc phân bố tải trọng lên cọc và lên nền

Tại công trình Công đoàn Ngân hàng Việt Nam, đã thực hiện các quan trắc lực tác dụng lên cọc, quan trắc áp lực tác dụng lên nền đất và quan trắc độ lún công trình, trong đó:

Quan trắc lực tác dụng lên cọc bằng 06 đầu đo biến dạng (hình 11a);

Quan trắc áp lực tác dụng lên đất nền bằng 03 đầu đo áp lực trong đất (hình 12a);

Quan trắc độ lún của công trình bằng thiết bị quang học.

Các thiết bị đầu đo lực lên cọc và áp lực lên nền được lắp đặt tại khu vực chịu tải cao nhất (khoảng giữa nhà và khu vực vách cứng). Đồng thời trong cụm cọc, bố trí đầu đo lực trên cây cọc chịu tải trọng ở mức trung bình trong nhóm (không bố trí ở biên, góc hoặc ở tâm nhóm cọc). Đầu đo áp lực được lắp đặt ở khoảng giữa các đài cọc. Đối với công tác quan trắc lún, mốc lún được gắn ở chân các cột góc, biên và các cột ở khu vực trung tâm của công trình (hình 13).



(a)



(b)

Hình 11. Các đầu đo biến dạng (a) và lắp đặt trong cọc (b)

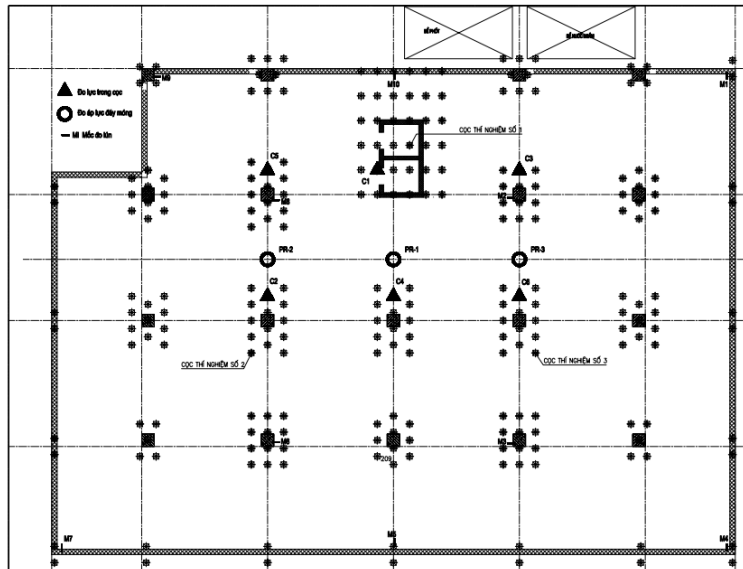


(a)



(b)

Hình 12. Các đầu đo áp lực trong đất (a) và lắp đặt dưới nền (b)



Hình 13. Mặt bằng bố trí các điểm quan trắc

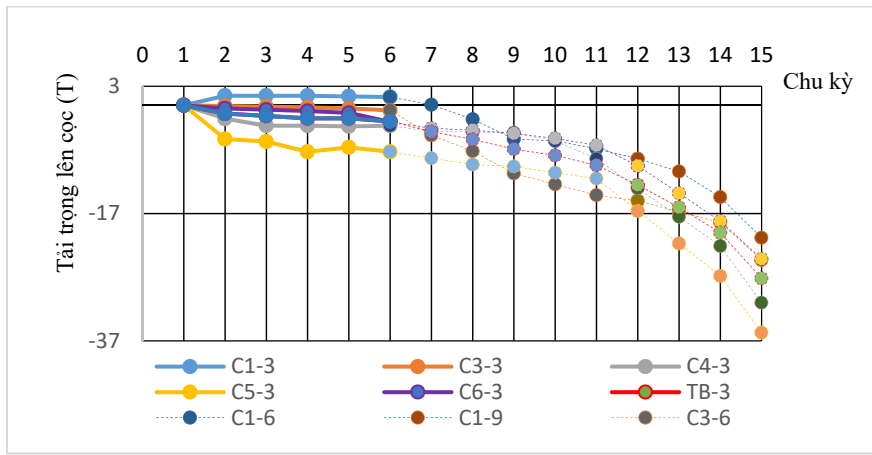
Quan trắc được thực hiện trong giai đoạn thi công phần thô của tòa nhà tới tầng 9.

a. Kết quả quan trắc lực tác dụng lên cọc và áp lực tác dụng lên nền

Trong số 6 đầu đo lực đã đặt trên 6 cọc, đầu đo đặt ở vị trí C-2 (móng B-2) cho kết quả đột biến nên không xét đến số liệu đo ở điểm này.

Ở giai đoạn 1- thi công xong phần thô tầng 3, kết quả quan trắc lực tác dụng trên cọc (hình 14) cho thấy:

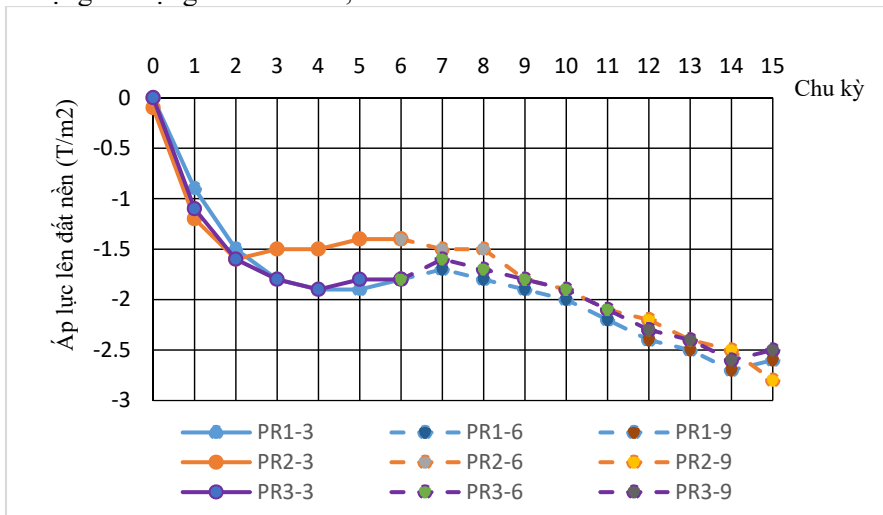
Tải trọng đo được trên các cọc thuộc các cụm khác nhau là không đồng đều. Trong giai đoạn 1 do tải trọng nhỏ nên tải trọng tác dụng lên cọc thay đổi từ 2.6T đến 7.3T. Các cọc C3 và C6 có tải trọng tác dụng lên không đáng kể. Giá trị tải trọng quan trắc được lớn nhất là ở cọc C5. Trên biểu đồ hình 12 thấy rằng tải trọng phân bố vào cọc ít thay đổi cho đến kết thúc xây dựng phần thô tầng 3. Giá trị tải trọng lên cọc C3, C6 nhỏ có thể do giai đoạn này tải trọng công trình nhỏ và được phân bố chủ yếu sang đất nền.



Hình 14. Kết quả quan trắc tải lên cọc – xong tầng 3

Kết quả quan trắc áp lực lên nền đất được thể hiện trên hình 15. Trong đó tải trọng đo được ở 3 điểm tương đối đồng đều. Áp lực tăng lên ngay lúc đầu đến hơn 1,5 T/m². Trong giai đoạn kết thúc xây thô tầng 3 tải trọng tác dụng vào nền từ 1,4 T/m²

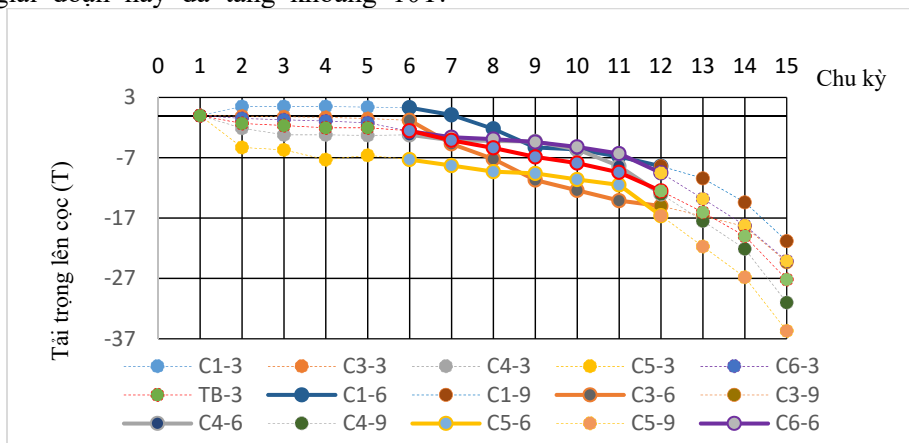
đến 1,9 T/m² và hầu như không thay đổi. Hiện tượng này có thể do thay đổi độ ẩm của nền đất dưới đáy móng do qua trình thi công. Tại vị trí đầu đo áp lực PR1 và PR3 kết quả xấp xỉ nhau (hình 15)



Hình 15. Kết quả quan trắc áp lực lên nền – xong tầng 3

Trong giai đoạn 2 – xây dựng tiếp đến kết thúc phần thô tầng 6. Lúc này tải trọng truyền lên cọc tăng rõ rệt (hình 16), các cọc chịu tải ít ở giai đoạn 1 thì trong giai đoạn này đã tăng khoảng 10T.

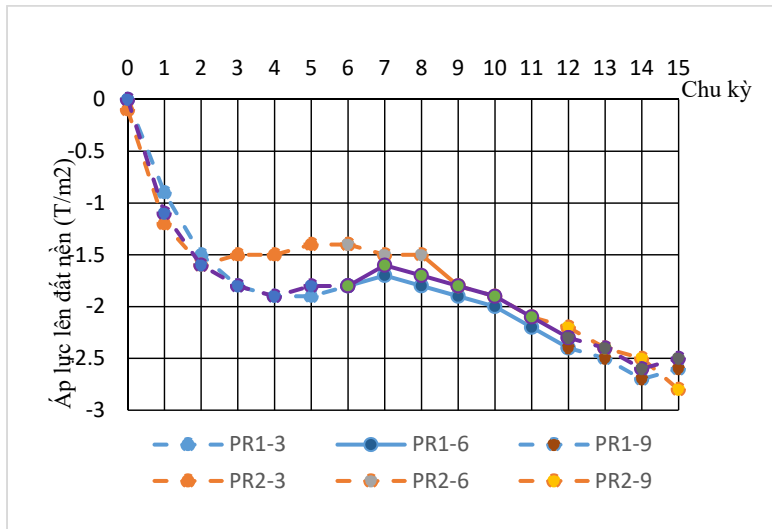
Trong đó cọc C3, C5 có tải trọng vào cọc là 15T - 17T. Trên hình 16 thấy rõ sự phân bố tải trọng vào các cọc rất đồng đều.



Hình 16. Kết quả quan trắc tải lên cọc – xong tầng 6

Tải trọng phân bố vào nền quan trắc được ở giai đoạn 2 tiếp tục tăng từ 1,5T/m² đến 2,4T/m². Lúc này kết quả đo ở cả 3 vị trí đều hội tụ (hình 17).

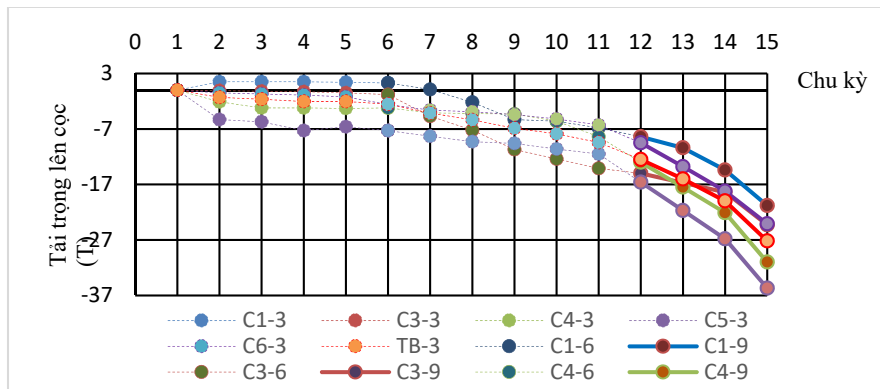
Kết quả gần như nhau và duy trì cả quá trình thi công đến kết thúc xây thô tầng 6.



Hình 17. Kết quả quan trắc áp lực xuống nền – xong tầng 6

Ở giai đoạn 3 – xây dựng tiếp đến kết thúc phần thô tầng 9, tải trọng tác dụng vào cọc thay đổi ở mức 20.8T đến 35.7 T. Tại vị trí cọc C4 có tải trọng

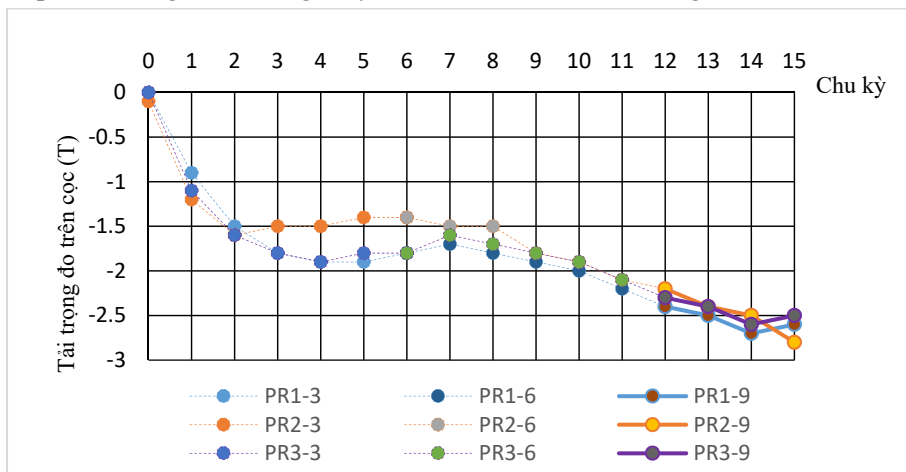
truyền vào cọc là 31T. Các cọc trong giai đoạn này có xu hướng tăng mạnh hơn trong giai đoạn trước. Tải trọng trung bình lên cọc khoảng 27.2T/cọc.



Hình 18. Kết quả quan trắc tải lên cọc – xong tầng 9

Các kết quả đo áp lực trên nền đất ở hình 19, cho thấy về cơ bản áp lực xuống nền không thay đổi ở

phần cuối giai đoạn này (kết thúc tầng 9). Giá trị áp lực lớn nhất xuống nền đạt 2.6T/m².



Hình 19. Kết quả quan trắc áp lực xuống nền – xong tầng 9

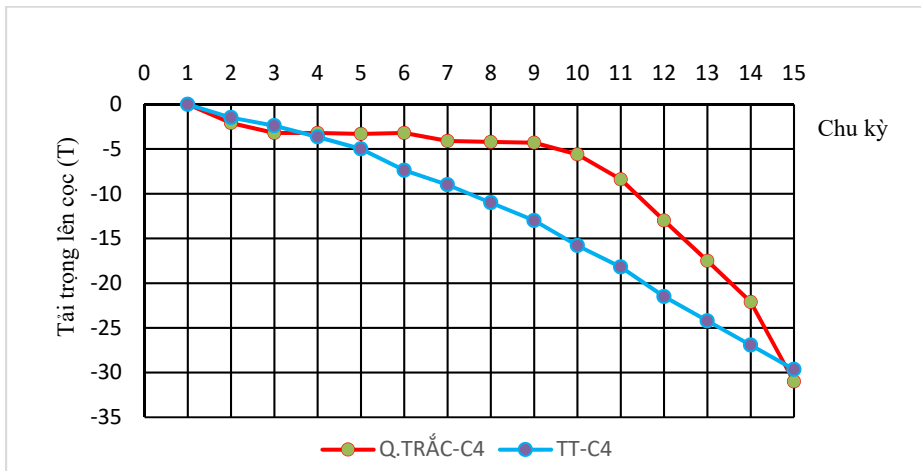
b. Kết quả quan trắc độ lún công trình

Kết quả quan trắc độ lún tại công trình cho thấy công trình lún đều, không phát hiện chênh lệch lún đáng kể giữa các cột. Độ lún của công trình bằng khoảng 7-8,4 mm, còn thấp hơn nhiều so với dự báo.

4. ĐÁNH GIÁ VỀ PHÂN BỐ TẢI TRỌNG LÊN CỘC, LÊN NỀN THEO KẾT QUẢ QUAN TRẮC VÀ SO SÁNH VỚI KẾT QUẢ TÍNH TOÁN

Để đánh giá sự phân bố tải trọng giữa cọc và nền cho công trình Tòa nhà Công đoàn Ngân hàng Việt Nam giữa kết quả quan trắc thực tế và kết quả tính toán sử dụng phần mềm kết cấu (Etabs). Trên hình 20

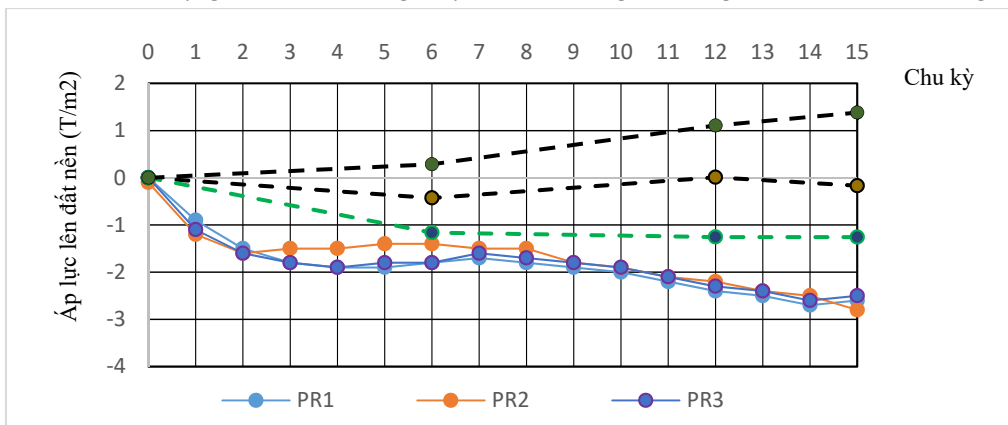
cho thấy tải trọng tác dụng lên cọc khi tính toán bằng Etabs thì giá trị tăng đều – tuyến tính, tỷ lệ với tiến độ (tải trọng) công trình (đường màu xanh – hình 18). Lấy trường hợp của cột B-3 để xem xét vì cột B-3 nằm ở tâm công trình và là cột chịu tải trọng lớn. Giá trị tải trọng ở cọc C4 khi xây xong phần thô tầng 3 với tính toán bằng Etabs là 7.4T (Bảng 1) trong khi quan trắc thực tế chỉ đạt 3.2T và không thay đổi nhiều trong giai đoạn xây thô hết tầng 3. Tương tự khi xây xong tầng 6 thì tải trọng vào cọc C4 là 21.5T (Bảng 1) với tính bằng Etabs và khi quan trắc là 13T. Tuy nhiên khi xây xong phần thô tầng 9 thì tải trọng quan trắc được ở cọc C4 tăng lên 31T.



Hình 20. Kết quả tải trọng lên cọc C4 theo quan trắc và tính toán

Tương tự, hình 21 là kết quả áp lực lên nền khi quan trắc thực tế và tính toán theo mô hình Etabs. Theo kết quả này thì có sự chênh lệch đáng kể giữa kết quả tính toán và kết quả quan trắc. Ở giai đoạn đầu, theo kết quả quan trắc thì áp lực truyền ngay xuống nền và đạt 1,5T/m² đến 2.0T/m² trong khi đó kết quả tính toán cho thấy gần như tải trọng truyền

vào nền là không đáng kể và rất phân tán, không đồng đều như kết quả quan trắc. Cũng theo kết quả quan trắc thì giá trị áp lực xuống nền gia tăng theo tải trọng công trình và đạt đến 2.6T/m² khi kết thúc xây thô tầng 9. Nhưng với tính toán bằng Etabs thì áp lực có tăng không nhiều khi xây thô xong tầng 3-5 và giữ không đổi cho đến khi xong tầng 9.



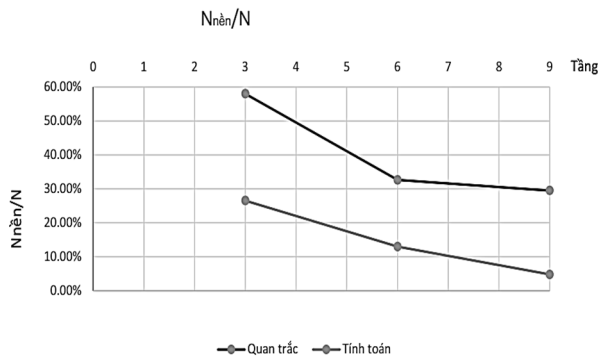
Hình 21. Kết quả áp lực lên nền theo quan trắc và tính toán

Việc còn có sự khác nhau giữa kết quả quan trắc tải trọng tác dụng lên cọc và áp lực lên nền giữa thực tế quan trắc và tính toán là do việc lựa chọn mô hình

tính toán chưa hợp lý, chưa sát với thực tế. Đặc biệt là việc lựa chọn độ cứng lò xo cho cọc và cho nền. Ngoài ra việc sử dụng phần mềm Etabs cũng còn

hiều hạn chế như chưa mô tả được ứng xử của đất nền trong quá trình dỡ tải và gia tải trở lại, vấn đề về thay đổi độ ẩm đất nền trong quá trình thi công và nhiều yếu tố tác động khác.

Để đánh giá sự phân bố tải trọng giữa cọc và nền, ở đây lấy trường hợp của cột B-3. Đây là cột nằm ở tâm công trình và cột chịu tải trọng lớn. Theo số liệu tính toán thì tải trọng truyền vào chân cột B-3 khi hoàn thành phần thô của tầng 9 là $N = 430.5T$. Áp lực đất nền quan trắc được $q = 2.6T/m^2$. Diện tích phân bố tải trọng của cột là $49m^2$. Khi đó tỷ lệ tải trọng phân bố vào nền bằng $N_{nền}/N = 29.5\%$. Trong đó $N_{nền}$ là tải trọng tác dụng vào nền.



Hình 22. Tỷ lệ phân bố áp lực lên nền

Trên hình 22 thể hiện mức độ phân phối tải trọng vào nền công trình. Ở giai đoạn đầu phần lớn tải trọng phân bố lên đất, theo số liệu quan trắc tỷ lệ phân phối đạt tới khoảng 60% tải trọng công trình, sau đó tỷ lệ này giảm xuống 29.5% khi xây xong tầng 9. Trong khi đó số liệu tính toán bằng Etabs thì giai đoạn đầu tỷ lệ phân phối tải vào nền đạt 26.5% và khi thi công xong tầng 9 thì tỷ lệ phân phối chỉ là 4.8%. Nhìn chung tỷ lệ phân phối tải trọng lên nền giữa tính toán còn sai khác so với số liệu quan trắc thực tế, nhưng đều phản ánh tỷ lệ phân phối tải trọng vào nền sẽ càng giảm đi khi tải trọng công trình tăng lên. Trên hình 12 cho thấy áp lực phân bố lên nền gần như không đổi kể từ giai đoạn cuối xây dựng phần thô tầng 9, trong khi đó tải trọng chân cột B-3 khi thi công xong toàn bộ phần thô công trình khoảng 503T. Khi đó tỷ lệ tải trọng phân bố vào nền bằng $N_{nền}/N = 25.3\%$.

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Kết quả quan trắc cho thấy có sự tham gia chịu tải của đất nền cùng với móng cọc. Tải trọng truyền vào cọc và nền có giá trị thay đổi, phụ thuộc nhiều vào điều kiện tải trọng công trình, điều kiện thi công và điều kiện địa chất công trình. Việc thiết kế toàn bộ tải trọng công trình truyền lên cọc trong trường hợp này là thiên về an toàn, chưa hiệu quả.

Kết quả tính toán bằng phần mềm kết cấu (Etabs...) chưa phản ánh được ứng xử phức tạp của đất nền trong bài toán dỡ tải (đào hố móng, phần ngầm), chưa xét được sự biến động của áp lực dưới đáy móng do sự thay đổi thể tích của đất khi phục hồi độ ẩm... Việc mô hình hóa bằng Etabs chưa xét đến các tương tác giữa cọc với cọc, cọc với bè và bè với nền. Điều này làm cho kết quả tính toán độ lún và độ lún lệch cũng như phân tải trọng phân phối sang móng bè thiếu chính xác, dẫn đến sai khác với kết quả quan trắc thực tế. Trong trường hợp này nên cân nhắc sử dụng các phần mềm chuyên ngành ĐKT để tính toán: Plaxis, Geoslope, Flac3D....

Nên áp dụng những giải pháp thiết kế móng cho nhà cao tầng trong đó có xét đến sự làm việc đồng thời giữa cọc và bè móng của công trình có tầng ngầm để giảm chi phí và nâng cao hiệu quả đầu tư dự án. Đặc biệt hiệu quả với dự án ở các vùng có điều kiện địa chất tương tự (không có đất yếu) và thiết kế với quy mô nhiều tầng ngầm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Katzenbach, R., Bachmann, G., Gutberlet, C., A. Schmitt & Turek, J. "Deep Foundations Combined Pile-Raft Foundation of Frankfurt High-Rise Buildings".
- [2] Poulos, H. G. & Davis, E. H. (1980), *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley and Sons.
- [3] Poulos, H.G. (2001) *METHODS OF ANALYSIS OF PILED RAFT FOUNDATIONS*. A Report Prepared on Behalf of Technical Committee TC18 on Piled Foundations.
- [4] Bakholdin, B. V. "PILED-RAFT FOUNDATIONS. DESIGN AND CHARACTERISTICS OF CONSTRUCTION PROCEDURES" Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 40, No. 5, 2003 (dịch từ Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov, No. 5, pp. 24-27, September-October, 2003).
- [5] Majima, M. & Nagao, T. "Behaviour of piled raft foundation for tall building in Japan" (Design and applications of raft foundations, Editor: Hemsley, J.A.), Thomas Telford, 2000.
- [6] Zeevaert, L. (1983), "Foundation in Difficult Soil Conditions".