

Ảnh hưởng áp lực nước lỗ rỗng thặng dư của đất nền đến sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng khu vực Quy Nhơn, Bình Định

Effect of excess pore water pressure of soil foundation to the ultimate bearing capacity of single piles related to the affected for liquefaction potential of the areas in Quy Nhon city Binh Dinh province

> HỮA THÀNH THÂN^{(1,*), NGUYỄN NGỌC PHÚC^{(2), TRẦN THỊ THANH^{(3), NGUYỄN VĂN CÔNG⁽⁴⁾}}}

^(1*4) Khoa Kỹ thuật công nghệ, Trường Đại học Quang Trung

⁽²⁾ Khoa Xây dựng, Trường Đại học Công nghiệp, TP. HCM

⁽³⁾ Hội Cơ học đất và Địa kỹ thuật công trình

*Email: htthan@qtu.edu.vn

TÓM TẮT

Nội dung bài báo là tính toán ảnh hưởng áp lực nước lỗ rỗng thặng dư của đất nền có xét đến khả năng hóa lỏng do động đất theo phương pháp Boulanger. Từ đó, tính toán tính toán sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc theo các phương pháp có xét khả năng hóa lỏng cho các cấp động đất. Kết quả cho thấy, giá trị của sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc thì phương pháp Fellenius cho giá trị lớn nhất và phương pháp Boulanger cho giá trị nhỏ nhất. Hệ số động của phương pháp Plaxis 3D là 0.86 và phương pháp Hứa là 0.78. Giá trị chỉ số tin cậy trung bình β_9 của các phương pháp (Boulanger, Fellenius, Hứa, Plaxis 3D) đều nằm trong khoảng 0.5 đến 3.5. Giá trị sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc tính theo phương pháp Hứa là phù hợp.

Từ khóa: phương pháp Boulanger, phương pháp Hứa, thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn, thí nghiệm ba trục chu kỳ, động đất.

ABSTRACT

Contents of the paper is about the effect of excess pore water pressure of (sand, clay) foundation according to Boulanger method related to the affected for liquefaction potential during earthquakes on the construction sites in Binh Dinh Province. The results show, the correlation is established according to some methods related to the affected for liquefaction potential during earthquake level. The ultimate bearing capacity of single piles according to the Fellenius method is the highest values and the Boulanger method is the smallest values. Calculating the average reliability index β_9 according to some methods as such (Boulanger, Fellenius, Hua and Plaxis 3D) of the values are between 0.5 and 3.5. The values of the ultimate bearing capacity of single piles according to the Hua method is the consistent.

Keywords: Boulanger method, Hua method, standard penetration test (SPT), cyclic triaxial test, earthquakes.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hóa lỏng do động đất làm ảnh hưởng nghiêm trọng đến kết cấu đất nền, công trình xây dựng và môi trường khu vực theo thời gian. Hiện nay, nhiều tác giả tính toán sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng chỉ tính cho nền đất loại cát (Muhunthan et al. 2017 [10], Rollins et al. 2017 [12]), tuy nhiên khi khả năng hóa lỏng xảy ra thì nền đất loại sét cũng có khả năng gia tăng áp lực nước lỗ rỗng thặng dư và làm suy giảm sức chịu tải dọc trục của cọc khi chiều dài hạ cọc xuyên qua tầng địa chất này.

Về sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc trong nền đất loại cát và nền đất loại sét có xét khả năng hóa lỏng, theo Boulanger et al. (2004) [8] cho rằng hóa lỏng đất nền làm thay đổi tính chất cơ lý đất, sức kháng đơn vị dọc thân của cọc trong nền cát hóa lỏng tỷ lệ với tổng ứng suất hữu hiệu trong đất cát, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u , thiết lập quan hệ giữa r_u và biến dạng cắt γ (%) cho đất loại cát (Ko-Y-Y 2015) [9] và đất loại sét (Tawil 1997) [3].

Tiếp tục nghiên cứu mô hình hóa lỏng cho hai trường hợp lớp đất loại cát, đất loại sét có xét khả năng hóa lỏng ở vị trí nông và ở vị trí sâu xen kẹp lớp đất tốt dựa trên mặt phẳng trung hòa (NP),

các bước tính toán sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc theo hệ số kháng ngẫu nhiên β , N_t của đất nền (Fellenius et al., 2008) [4].

Nguyễn Văn Phóng và nnk (2020) [11] đã đánh giá ảnh hưởng của tỷ số áp lực nước lỗ rỗng đến sức chịu tải của móng cọc tuabin điện gió khu vực duyên hải Sóc Trăng.

Hứa và cộng sự (2020) [5] đã nghiên cứu về sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc theo thời gian trong nền đất loại cát tỉnh Bình Định có xét khả năng hóa lỏng khi động đất.

Hứa và cộng sự (2020) [6] đã nghiên cứu về hiệu quả của đất bão hòa trong nền đất loại cát có xét khả năng hóa lỏng cho khu vực ven biển của thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định nhằm thiết lập các tương quan giữa r_u với số vòng lặp n chu kỳ.

Hứa và cộng sự (2020) [7] đã đánh giá về hệ số độ tin cậy cho phương pháp đề xuất về sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc trong nền đất loại cát tỉnh Bình Định có xét khả năng hóa lỏng khi động đất.

Giới hạn của bài báo là áp dụng tính toán sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc cho đất nền (cát, sét) của hai dự án tại thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định có xét khả năng hóa lỏng đất nền khi động đất.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN

2.1. Hệ số kháng lỏng của đất nền

2.1.1. Hệ số kháng lỏng của đất nền theo Boulanger et al. (2004) cho nền đất loại cát [8]

$$FS_{liq} = \frac{CRR}{CSR} \quad (1)$$

Trong đó: $FS_{liq} \geq 1$ - không hóa lỏng đất nền, CRR - chỉ số ứng suất kháng cắt tuần hoàn của đất nền có xét khả năng hóa lỏng khi $M = 7.5$, CSR - chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn của đất nền có xét khả năng hóa lỏng do động đất.

Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn (CSR) của đất nền có xét khả năng hóa lỏng:

$$CSR = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_0}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \frac{1}{MSF} \frac{1}{K_{\sigma,s}} \quad (2)$$

Trong đó: 0.65 - hệ số trọng lượng quan hệ giữa vòng tròn lặp ứng suất khi có áp lực nước lỗ rỗng thặng dư trong quá trình động đất, a_{max} - gia tốc nền cực đại phương ngang tại mặt đất (m/s^2), σ'_{v0} - áp lực lớp phủ hiệu quả ban đầu trên lớp cát được xét đến (MPa), σ_0 - áp lực lớp phủ toàn phần trên lớp nền đất loại cát được xét đến (MPa), g - gia tốc trọng trường (m/s^2), $g = 9.81$ (m/s^2), r_d - nhân tố giảm ứng suất thay đổi phụ thuộc độ sâu và môi trường (m), MSF - hệ số tỷ lệ cấp động đất, $K_{\sigma,s}$ - hệ số hiệu chỉnh quá tải trong đất nền.

Giá trị r_d được xác định như sau: $r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M]$

Trong đó: $\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin((z/11.73) + 5.133)$,

$\beta(z) = -0.106 + 0.118 \sin((z/11.28) + 5.142)$ cho độ sâu $z \leq 34$ m.

Khi $z > 34$ m thì $r_d = 0.12 \exp(0.22M)$

MSF - hệ số tỷ lệ động đất khi $M < 7.5$ với

$$MSF = 6.9 \exp(-M/4) - 0.058 \leq 1.8$$

Theo Boulanger và Idriss (2006) [8], giá trị $K_{\sigma,s}$:

$$K_{\sigma,s} = 1 - C_{\sigma,s} \ln \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Trong đó: } C_{\sigma,s} = \frac{1}{18.9 - 17.3 D_r} = \frac{1}{37.3 - 8.27 d_{c1N}^{0.264}} \leq 0.3, p_a -$$

áp suất khí quyển bằng 100 kPa, độ chặt tương đối D_r của nền đất loại cát với $D_r = \sqrt{N_{1,60}/46}$.

Chỉ số ứng suất kháng cắt tuần hoàn (CRR) của đất nền có xét khả năng hóa lỏng ở cấp độ động đất bất kỳ:

$$CRR = \exp \left[\frac{N_{1,60,cs}}{14.1} + \left(\frac{N_{1,60,cs}}{126} \right)^2 - \left[- \left(\frac{N_{1,60,cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{N_{1,60,cs}}{25.4} \right)^4 \right] - 2.8 \right] \quad (3)$$

$$N_{1,60,cs} = N_{1,60} + \Delta N_{1,60}, N_{1,60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_s C_R,$$

$$\Delta N'_{1,60} = \exp \left[1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.1} - \left(\frac{15.7}{FC + 0.1} \right)^2 \right].$$

Trong đó: C_N - hệ số hiệu chỉnh bề mặt đất,

$$C_N = \left(p_a / \sigma'_{v0} \right)^\alpha \leq 1.7 \text{ với } \sigma'_{v0} \text{ (kN/m}^2\text{), } p_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{),}$$

$$\alpha = 0.784 - 0.0768 \sqrt{N_{1,60}} \leq 0.5, C_E - \text{ hệ số hiệu chỉnh năng lượng}$$

búa rơi, $C_E = ER/60 = 1.12 \div 1.30$ (Nhật), $C_E = 0.75 \div 1.00$ (Mỹ), C_B - hệ số hiệu chỉnh phụ thuộc vào đường kính d lỗ khoan thiết bị SPT, giá trị này được Robertson và Fear đề nghị: $d = 65$ mm \div 115 mm thì $C_B = 1.00$, $d = 150$ mm thì $C_B = 1.05$ còn $d = 200$ mm thì $C_B = 1.15$, C_s - hệ số sử dụng thiết bị, lấy $C_s = 1$, C_R - hệ số hiệu chỉnh thanh cần khoan, khi $z \leq 3$ m thì $C_R = 0.75$, khi $3 \text{ m} < z < 10$ m thì $C_R = (15 + z)/24$ còn khi $z \geq 10$ m thì $C_R = 1.0$.

2.1.2. Hệ số kháng lỏng của đất nền theo Boulanger et al. (2004) cho nền đất loại sét [3]

Chỉ số ứng suất kháng cắt tuần hoàn (CRR) của đất nền có xét khả năng hóa lỏng khi động đất ở cấp độ động đất bất kỳ:

$$CRR = CRR_{M=7.5} MSF \quad (4)$$

$$CRR_{M=7.5} = C_{2D} \left(\frac{\tau_{cyc}}{s_u} \right)_{N=30} \frac{s_u}{\sigma'_{v0}} K_\alpha \quad (5)$$

$$\frac{s_u}{\sigma'_{v0}} = S.OCR^m \quad (6)$$

Trong đó: C_{2D} - hệ số gia tăng giảm tải lấy $C_{2D} = 0.96$ (Seed 1979), τ_{cyc} - ứng suất chu kỳ của đất nền, s_u - sức chống cắt không thoát nước, σ'_{v0} - ứng suất có hiệu thẳng đứng, S, m - hệ số mô hình lấy $S = 0.22$, $m = 0.8$ (Ladd 1991), OCR - hệ số cố kết trung

binh dọc theo thân cọc, $OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} = \frac{\sigma'_c}{\sum \gamma_i \cdot z_i}$, σ'_c - áp lực tiền cố

kết, k_α - hệ số hiệu chỉnh,

$$k_\alpha = -1.357 \left(\frac{\tau_{cyc}}{s_u} \right)^2 + 0.125 \left(\frac{\tau_{cyc}}{s_u} \right) + 0.983 \leq 1$$

2.2. Sự suy giảm độ bền của đất nền bị bão hòa nước

$$\tau' = \sigma'_{v0} t g \phi + c = (\sigma - \Delta u) t g \phi + c \quad (7.a)$$

Khi có gia tải động, áp lực nước lỗ rỗng tăng thêm một lượng Δu :

$$\tau'_d = (\sigma'_{v0} - \Delta u) t g \phi + c \quad (7.b)$$

$$k_d = \frac{\tau'_d}{\tau'} = \frac{(\sigma'_{v0} - \Delta u) t g \phi + c}{\sigma'_{v0} t g \phi + c} = 1 - r_u \quad (8)$$

Khi Δu tăng từ 0 đến giá trị bằng σ'_{v0} hay r_u tăng từ 0 đến 1 thì k_d sẽ biến đổi từ 0 đến 1, khi $k_d = 1$ được xem là công trình ổn định và $k_d < 1$ được xem là công trình không ổn định hay đất nền có khả năng hóa lỏng (loại đất cát với $c \approx 0$).

$$tg\phi_d = k_d tg\phi + c \quad (9)$$

$$\phi_d = arctg(k_d tg\phi + c) \approx arctg(k_d tg\phi) \quad (10)$$

$$k_d = \frac{\tau'_d}{\tau'} = \frac{\sigma'_d tg\phi + c}{\sigma' tg\phi + c} = \frac{\gamma'_d tg\phi + c/z}{\gamma' tg\phi + c/z} \approx \frac{\gamma'_d}{\gamma'} \quad (11)$$

$$\gamma'_d = k_d \gamma' \quad (12)$$

$$E_d = k_d E \quad (13)$$

Trong đó: k_d - hệ số gia tải động khi đất có hiện tượng gia tải động, γ'_d , ϕ'_d , E_d - dung trọng, góc ma sát, mô đun biến dạng của đất nền có gia tải động, E - mô đun biến dạng của đất nền.

2.3. Xác định sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng theo các phương pháp

Sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét ảnh hưởng hóa lỏng:

$$Q_{u,liq} = R_s + R_t \quad (14)$$

Trong đó: $Q_{u,liq}$, R_s , R_t - sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc, sức kháng thân của cọc, sức kháng mũi của cọc có xét ảnh hưởng hóa lỏng khi động đất của đất nền.

2.3.1. Sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng theo Boulanger et al. (2004) [2]

Sức kháng đơn vị thân $f_{s,l}$ của cọc:

$$f_{s,l} = \sigma'_{v0} K_0 \tan(\delta)(1 - r_u) \quad (15)$$

Sức kháng thân R_s của cọc:

$$R_s = u \int_0^l f_{s,l} dz = \pi d_p \int_0^l \sigma'_{v0} K_0 \tan(\delta)(1 - r_u) dz \quad (16)$$

Trong đó: σ'_{v0} , σ''_{v0} - ứng suất có hiệu đất nền ở giai đoạn tự nhiên, bị hóa lỏng; d_p - đường kính cọc, K_0 - hệ số kháng của áp suất mặt đất nền, lấy $K_0 = 0.7$, δ - góc kháng bề mặt, lấy $\delta = \varphi - 5^\circ$, φ - góc nội ma sát, r_u - chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư.

Xác định r_u :

Idriss và Boulanger (2006) [8] đã thiết lập tương quan giữa biến dạng cắt bắt đầu hóa lỏng γ_{lim} (%) với $N_{1,60,cs}$:

$$\gamma_{lim} = 1.859 \left(1.1 - \sqrt{\frac{N_{1,60,cs}}{46}} \right)^3 \quad (17)$$

Biến dạng cắt mong đợi lớn nhất γ_{max} (%) như sau:

$$\gamma_{max} = \begin{cases} 0, FS_{liq} \geq 2 \\ \gamma_{lim}, FS_{liq} \leq A \\ \min(B, \gamma_{lim}), A \leq FS_{liq} \leq 2 \end{cases} \quad (18)$$

Trong đó:

$$A = 0.535 + 0.398 \sqrt{\max(5.6, N_{1,60,cs})} - 0.0924 \max(5.6, N_{1,60,cs})$$

$$B = 0.035(1 - A) \left(\frac{2 - FS_{liq}}{FS_{liq} - A} \right)$$

Theo Ko-Y-Y (2015) [9] đã thiết lập quan hệ giữa r_u và γ (%) cho nền đất loại cát: $r_u = 0.2316 \ln \gamma + 0.8761$. (19)

Theo Tawil (1997) [3] đã thiết lập quan hệ giữa r_u và γ (%) cho nền đất loại sét: $r_u = 0.123 \ln(\gamma) + 0.3039$. (20)

Sức kháng mũi R_t của cọc:

Theo Idriss và Boulanger (2006) [2] nghiên cứu mối tương quan giữa sức kháng mũi còn hiệu chỉnh q_{c1N} và giá trị xuyên tiêu chuẩn $N_{1,60}$ với độ chặt tương đối D_r :

$$\frac{q_{c1N}}{N_{1,60}} = \frac{(2.092D_r + 2.224)^{3.788}}{46D_r^2} \quad (21)$$

$$R_t = A_p q_{c,l} = A_p \frac{(2.092D_r + 2.224)^{3.788} N_{1,60}}{46D_r^2} \quad (22)$$

Trong đó: D_r , $N_{1,60}$ - độ chặt tương đối, giá trị SPT hiệu chỉnh 60% năng lượng của đất nền.

2.3.2. Sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng theo Fellenius et al. (2008) [4]

Sức kháng thân đơn vị r_s của cọc:

$$r_s = \beta \sigma'_z = \beta z \quad (23)$$

Sức kháng thân R_s của cọc:

$$R_s = \int_0^z A_s r_s dz = \int_0^z A_s \beta \sigma'_z dz \quad (24)$$

Trong đó: β - hệ số kháng ngẫu nhiên của đất nền, đất loại sét $\beta = 0.15 \div 0.35$, đất loại bùn $\beta = 0.25 \div 0.5$, đất loại cát $\beta = 0.30 \div 0.90$, đất loại sỏi $\beta = 0.35 \div 0.80$ theo Rollins (2005) [11] và Fellenius (2008) [4], σ'_z - ứng suất có hiệu của đất nền.

Sức kháng mũi đơn vị q_t của cọc:

$$q_t = N_t \sigma'_{z=D} = a z \quad (25)$$

Trong đó: N_t - hệ số kháng mũi của cọc.

Sức kháng mũi R_t của cọc:

$$R_t = A_t N_t \sigma'_{z=D} \quad (26)$$

Trong đó: N_t - hệ số kháng mũi của cọc với đất loại sét $N_t = 3 \div 30$, đất loại bùn $N_t = 20 \div 30$, đất loại cát $N_t = 30 \div 150$, đất loại sỏi $N_t = 60 \div 180$ theo Fellenius (1999), $\sigma'_{z=D}$ - ứng suất có hiệu tại mũi cọc của đất nền.

2.3.4. Sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng theo Húa và cộng sự (2017)

Tính sức kháng thân R_s của cọc đối với nền đất loại cát [5], [7]:

$$R_s = u \int_0^l f_{s,l} dz = \pi d_p \int_0^l \sigma'_{v0} \tan(\phi)(1 - r_u) dz \quad (27)$$

Trong đó: σ'_{v0} - ứng suất có hiệu đất nền ở giai đoạn tự nhiên, d_p - đường kính cọc, φ - góc nội ma sát, r_u - chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư được tính theo kết quả thí nghiệm ba trục chu kỳ cho tần số là 2 Hz. Đối với nền đất loại cát [6]: $r_u = -0.216 \ln(N_{60}) + 1.303$.

$$R_{s,s} = \pi d_p \int_0^l \sigma'_{v0} \tan(\phi) [0.216 \ln(N_{60}) - 0.303] dz \quad (28)$$

Tính sức chịu tải thân $R_{s,c}$ của cọc đối với nền đất loại sét:

$$R_{s,c} = \pi d_p \int_0^l \sigma'_{v0} \tan(\phi) [0.109 \ln(N_{60}) + 0.05] dz \quad (29)$$

đất loại sét $\beta = 0.15 \div 0.35$, đất loại bùn $\beta = 0.25 \div 0.5$, giá trị N_{60} càng lớn thì β càng nhỏ theo Rollins (2005) và Fellenius (2008) [4]. Tương quan được thiết lập cho nền đất loại sét như sau: $1 - r_u = \beta = 0.109 \ln(N_{60}) + 0.05$.

Sức kháng mũi R_t của cọc:

Sức kháng mũi đơn vị của cọc ở giai đoạn tự nhiên:

$$q_c = \sigma'_{vo} N_q + \gamma' D_f N_\gamma \quad (30)$$

$$R_f = A_p q_c = A_p (\sigma'_{vo} N_q + \gamma' D_f N_\gamma) \quad (31)$$

Trong đó: A_p - tiết diện của cọc, σ'_{vo} - ứng suất có hiệu đất nền ở giai đoạn tự nhiên, d_p - đường kính cọc, γ' - dung trọng tự nhiên của đất nền, N_q, N_γ - hệ số kháng của đất nền, có thể tra bảng theo góc nội ma sát ϕ' của đất nền với

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{3.14 \tan(\phi')}, N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi'),$$

$$\phi' = \arctan \left[(1 - r_u) \tan(\phi) \right].$$

2.4. Chỉ số tin cậy trung bình β_g

Giá trị chỉ số tin cậy β_g (Nowak 1999) [1] được xác định như sau:

$$\beta_g = \frac{\ln \left[\frac{\gamma_Q \lambda_R}{\phi_R \lambda_Q} \sqrt{\frac{1 + COV_Q^2}{1 + COV_R^2}} \right]}{\sqrt{\ln \left[(1 + COV_Q^2)(1 + COV_R^2) \right]}} \quad (32)$$

Trong đó: COV_Q, COV_R - hệ số biến thiên của các giá trị sai lệch cho tải, sức kháng của cọc, λ_Q, λ_R - giá trị trung bình của các giá trị sai lệch (đo/ dự đoán) cho tải, sức kháng của cọc, γ_Q - hệ số tải, ϕ_R - hệ số sức kháng cọc, lấy $\phi_R = 0.6 \div 1.0$.

$$\gamma_Q = \lambda_Q (1 + n_\sigma COV_Q) \quad (33)$$

n_σ - một hằng số biểu thị số độ lệch chuẩn so với giá trị trung bình cần thiết để đạt được xác suất vượt quá mong muốn, lấy $n_\sigma = 2$ (Nowak và Collins 2000). Giá trị λ_Q, COV_Q là 0.973 và 0.462, λ_R - được xác định như sau: $\bar{Q} = Q_n \lambda_Q, \bar{R} = R_n \lambda_R$ với \bar{Q}, \bar{R} - giá trị trung bình của tải, sức kháng của cọc và Q, R - giá trị tính toán cực hạn tải, sức kháng của cọc (dự đoán cho tải cho trạng thái giới hạn), có thể lấy $\lambda_R = 1 \div 1.3$. Công trình thiết kế được an toàn khi giá trị chỉ số độ tin cậy β_g được cho là hợp lý khi $\beta_g = 0.5 \div 3.5$ (Liu et al 2001).

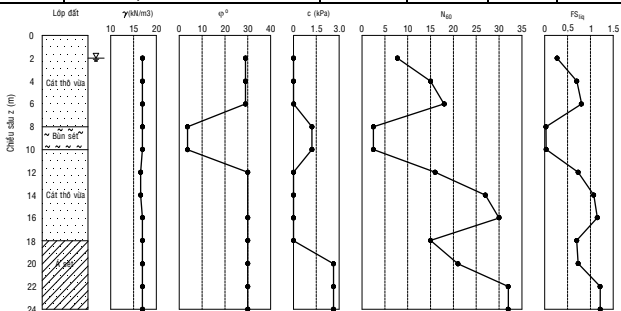
3. KẾT QUẢ THI NGHIỆM VÀ XÂY DỰNG MỐI TƯƠNG QUAN

3.1. Kết quả thí nghiệm

Thí nghiệm tại 02 dự án thuộc khu vực TP. Quy Nhơn, tỉnh Bình Định theo Hình 1, Hình 2 và Bảng 1.

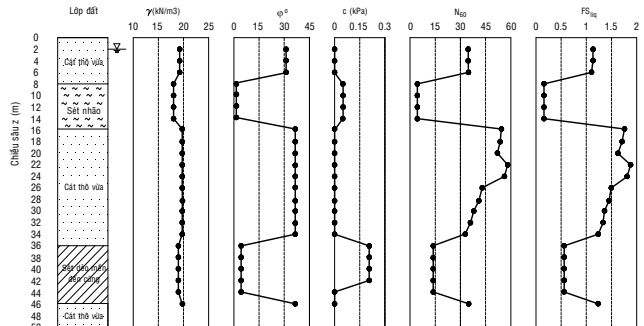
Bảng 1. Kết quả thí nghiệm sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc cho các dự án

STT dự án	Tên dự án	Q_a (kN)	Q_R (kN)	L(m)	d/a (m)
1	Khách sạn Năm Thu, 07 Nguyễn Thị Định, Quy Nhơn	650	1700	24	d0.6
2	Trụ Sở Làm Việc Khu Hành Chính TP Quy Nhơn, Nguyễn Huệ, Quy Nhơn	5000	10000	46	d1.0



Hình 1. Kết quả thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý đất nền trong phòng của dự án Khách Sạn Năm Thu, số 07 Nguyễn Thị Định, tỉnh Bình Định

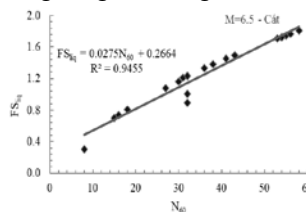
Địa điểm dự án thuộc thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định, theo TCVN 9386-2012 [13], vùng công trình tương ứng động đất cấp $M = 6.5$ và gia tốc nền theo phương ngang lớn nhất bề mặt đất nền cho nền loại A là $a_{max} = 0.0941g$, hệ số nền $S = 1.0$.



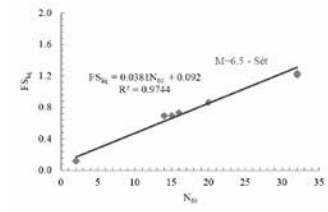
Hình 2. Kết quả thí nghiệm các chỉ tiêu cơ lý đất nền của dự án Trụ Sở Làm Việc Khu Hành Chính, tỉnh Bình Định.

3.2. Kết quả phân tích các thông số nền bằng thiết bị ba trục chu kỳ

Mẫu được chế bị có kích thước ($H \times D = 140 \text{ mm} \times 70 \text{ mm}$), sau đó cho mẫu đất bão hòa và cố kết mẫu đất trước khi gia tải lặp bằng thiết bị ba trục loại Trittech 100 của hãng Controls-Group (Italia), ta xác định được các thông số đặc trưng cơ lý mẫu đất loại cát, lộ trình ứng suất thực hiện theo các chế độ rung (CTC-RTE và RTE) cho tần số $f = 2 \text{ Hz}$, hệ số $B = 0.96$ và số liệu được thể hiện trong Bảng 2 và Bảng 3 [6].



Hình 3. Quan hệ giữa FS_{liq} với N_{60} cho nền đất loại cát theo Boulanger et al. (2004)



Hình 4. Quan hệ giữa FS_{liq} với N_{60} cho nền đất loại sét theo Boulanger et al. (2004)

Bảng 2. Thông số thí nghiệm ba trục chu kỳ không thoát nước

Mẫu	D_r chế bị	γ_c (che bi)	γ_c (sau cc)	Áp lực Cố kết (kPa)	Áp lực ngược (kPa)	Áp lực hiệu quả (kPa)	Chế độ rung
		g/cm ³	g/cm ³				
CC1	0.172	1.547	1.547	61	23	38	CTC-RTE
CC2	0.349	1.580	1.584	95	63	32	CTC-RTE
CC3	0.246	1.561	1.573	28	17	11	RTE
CC4	0.235	1.559	1.570	35	17	18	CTC-RTE
CS2-1	0.211	1.554	1.555	37	23	14	CTC-RTE

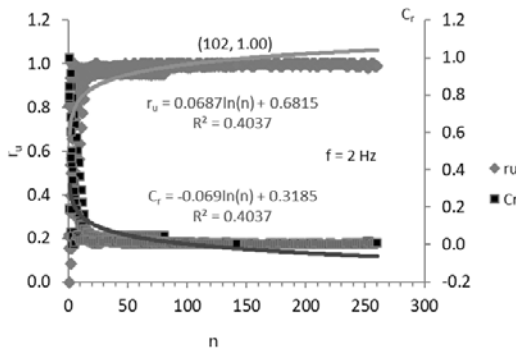
Bảng 3. Kết quả thí nghiệm ba trục chu kỳ không thoát nước

Mẫu	D_r sau cố kết	Tần số (Hz)	Biên độ rung (kPa)	Tỷ số ứng suất CSR _{max}	Biên độ biến dạng (%)	r_u (max)	Chu kỳ hóa lỏng n
CC1	0.172	2	12.5	0.164	1.58	1.00	81
CC2	0.373	2	25	0.391	4.15	1.00	37
CC3	0.316	2	7.5	0.341	1.97	1.00	61
CC4	0.298	2	15	0.417	1.80	1.00	13
CS2-1	0.216	2	15	0.536	2.07	1.00	5

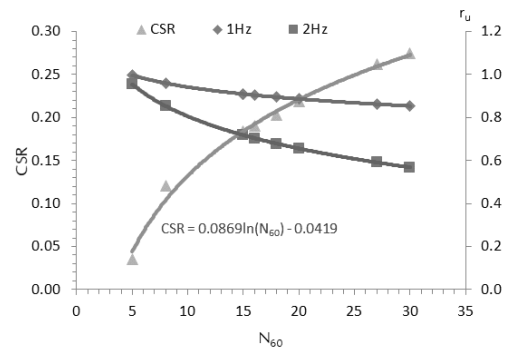
3.3. Xây dựng tương quan

3.3.1. Đánh giá hệ số kháng hóa lỏng đất nền

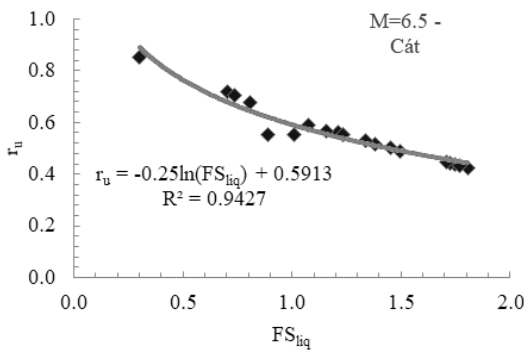
Ứng với cấp động đất ($M = 6.5$) làm cho gia tốc mặt theo phương ngang tăng $a_{max} = 0.0941g$, xét tổng hợp kết quả thí nghiệm cơ lý đất tại 02 dự án thuộc địa bàn TP. Quy Nhơn. Khả



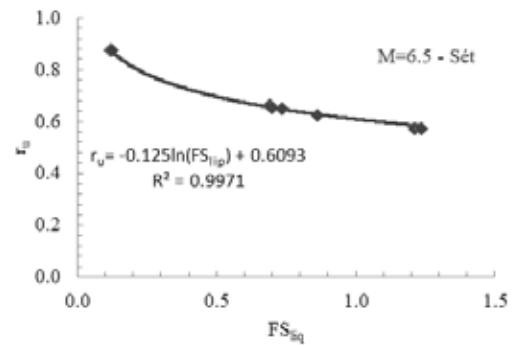
Hình 5. Quan hệ giữa r_u , C_r và n cho D_r khác nhau, tần số $f = 2$ Hz



Hình 6. Quan hệ giữa CSR, r_u với N_{60}



Hình 7. Quan hệ giữa r_u với FS_{liq} cho nền đất loại cát



Hình 8. Quan hệ giữa r_u với FS_{liq} cho nền đất loại sét

năng hóa lỏng đất nền xảy ra hoàn toàn với độ sâu $z \leq 24$ m, hệ số F_{liq} tăng tuyến tính theo chiều sâu z khi giá trị N_{60} tăng cho cả nền đất loại cát và nền đất loại sét (đối với dự án Khách Sạn Năm Thu), còn khả năng hóa lỏng đất nền xảy ra hoàn toàn cho nền đất loại sét và không xảy ra hóa lỏng cho nền đất loại cát (đối với dự án Trung Tâm Hành Chính tỉnh Bình Định), giá trị của FS_{liq} lớn hơn 1.0 khi giá trị SPT $N_{60} > 30$ cho nền đất loại cát.

Khả năng hóa lỏng của đất nền xảy ra hoàn toàn khi $N_{60} \leq 26$ và không hóa lỏng khi SPT $N_{60} > 26$ theo Hình 3 (nền đất loại cát), Hình 4 (nền đất loại sét), đồng thời FS_{liq} tăng tuyến tính theo N_{60} . Thiết lập tương quan giữa FS_{liq} và N_{60} : $FS_{liq} = 0.0275N_{60} + 0.2664$ ($R = 0.945$ - nền đất loại cát) và $FS_{liq} = 0.0381N_{60} + 0.092$ ($R = 0.974$ - nền đất loại sét).

3.3.2. Tương quan giữa r_u với n cho các mẫu đất loại cát bị hóa lỏng

Tổng hợp số liệu thí nghiệm từ 05 mẫu đất loại cát (CC1, CC2, CC3, CC4, CS2-1) bị hóa lỏng và loại trừ sai số thô đột biến, hệ số $B = 0.96$ với tần số 2 Hz cho các lộ trình ứng suất khác nhau (CTC-RTE, RTE) [6], ta thấy khi số vòng chu kỳ n càng lớn thì chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u càng lớn và tiến đến 1.00 (trạng thái hóa lỏng của mẫu đất loại cát). Hệ số suy thoái là C_r với $C_r = 1 - r_u$, với giá trị C_r thì ta thấy khi r_u càng lớn thì C_r càng nhỏ hay sức chịu tải thân cọc càng nhỏ. Điều này có nghĩa là mức độ suy thoái càng lớn hay là khung kết cấu hạt đất loại cát bị phá hủy càng nhiều, sức chịu tải cực hạn dọc trục của cọc đơn càng nhỏ hay công trình càng dễ mất ổn định.

Với kết quả phân tích cho 05 mẫu đất loại cát với $f = 2$ Hz và n , ta được kết quả r_u và C_r là $r_u = 0.0687\ln(n) + 0.6815$; $C_r = -0.69\ln(n) + 0.3185$.

3.3.3. Chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u với N_{60}

Từ kết quả thí nghiệm ba trục chu kỳ thực hiện cho các mẫu đất loại cát bị hóa lỏng được tính toán ở [5] và từ phương trình tương quan giữa CSR và N_{60} (Hình 6). Ta thiết lập tương quan giữa r_u với N_{60} cho tần số f khác nhau: $r_u = -0.216\ln(N_{60}) + 1.303$

Khi N_{60} tăng dần ($N_{60} > 3$) thì r_u giảm dần cho tần số $f = 1$ Hz, $f = 2$ Hz và giá trị r_u với $f = 2$ Hz giảm nhanh hơn giá trị r_u với $f = 1$ Hz (Hình 6). Tại giá trị SPT N_{60} xấp xỉ là 3 thì giá trị chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư có tần số 1 Hz bằng giá trị chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư có tần số 2 Hz và bằng 1.00.

Giá trị CSR tăng và giá trị r_u giảm khi N_{60} tăng cho lớp đất loại cát hạt trung có trạng thái rời đến chặt trung bình. Đối với các lớp nền đất bùn cát chảy ($N_{60} < 3$) thì tần số càng nhỏ cho r_u càng nhỏ.

Nền đất loại cát có xét khả năng hóa lỏng [5]:

$$1 - r_u = \beta = 0.216\ln(N_{60}) + 0.303$$

Nền đất loại sét tính theo Fellenius et al. (2008) [4]:

$$1 - r_u = \beta = 0.109\ln(N_{60}) + 0.05$$

3.3.4. Tương quan giữa r_u với FS_{liq} cho đất nền

Quan hệ giữa r_u và FS_{liq} là phi tuyến, khi giá trị FS_{liq} tăng dần thì r_u giảm dần cho nền đất loại cát và nền đất loại sét. Thiết lập tương quan giữa r_u và FS_{liq} như sau: $r_u = 0.25FS_{liq} + 0.591$ ($R = 0.942$ - nền đất loại cát), $r_u = 0.125FS_{liq} + 0.609$ ($R = 0.997$ - nền đất loại sét).

3.3.5. Sức chịu tải dọc trục cực hạn $Q_{u,liq}$ của cọc có xét khả năng hóa lỏng theo các phương pháp

Với F_d - tỷ số ổn định công trình tính theo tỷ số sức chịu tải dọc trục cực hạn $Q_{u,liq}$ của cọc có xét khả năng hóa lỏng với sức chịu tải dọc trục cực hạn $Q_{u,m}$ của cọc theo kết quả thí nghiệm PDA.

Bảng 4. Sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng theo các phương pháp

STT dự án	Sức chịu tải dọc trục cực hạn $Q_{u,liq}$ (kN) của cọc có xét khả năng hóa lỏng				Kết quả thí nghiệm $Q_{u,m}$ (kN)
	Boulanger et al., 2004	Fellenius et al., 2008	Hứa và cộng sự 2017	Plaxis 3D	
1	766.4	2026.9	1207.5	1500	2650
2	7937.1	21613.8	8688.1	9500	10000
F_d	0.68	1.86	0.78	0.86	1.00

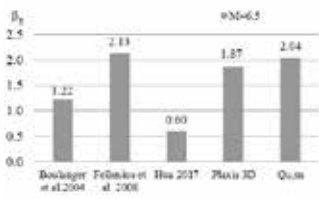
Giá trị sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng với cấp động đất ($M = 6.5$) tính theo một số phương pháp thì phương pháp Fellenius et al. (2008) cho giá trị lớn nhất và phương pháp Boulanger et al. (2004) cho giá trị nhỏ nhất. Giá trị của hệ số F_d theo Bảng 4 cho thấy, giá trị F_d tính theo phương pháp Boulanger et al. (2004) cho giá trị nhỏ nhất và theo phương pháp Fellenius et al. (2008) cho giá trị lớn nhất, còn giá trị tính theo phương pháp Hứa và cộng sự (2017) là 0.78, giá trị sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc tính theo phương pháp Fellenius et al. (2008) là 21613.8 (kN) là quá lớn so với 10000 (kN) của kết quả nén tĩnh hiện trường là vì đầu mũi cọc cắm vào nền đất loại cát hạt trung có hệ số α là 30.

Khi các thông số bền động tương đương được đưa vào như γ_d , φ_d , E_d cho các lớp đất bị hóa lỏng và kết quả tính toán theo Plaxis 3D cho thấy, giá trị sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng tính theo phương pháp Hứa và cộng sự (2017) và nhỏ hơn giá trị sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng tính theo phương pháp Fellenius et al. (2008) với cấp động đất ($M = 6.5$) cũng như phương pháp nén cọc hiện trường, đồng thời hệ số động F_d này là 0.86.

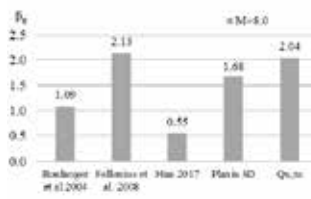
3.3.6. Chỉ số tin cậy trung bình β_g

Với kết quả tính toán cho giá trị chỉ số tin cậy trung bình β_g theo Hình 9. Giá trị của chỉ số tin cậy trung bình β_g là lớn nhất theo phương pháp Fellenius (2008) ($\beta_g = 2.13$) và nhỏ nhất theo phương pháp Hứa và cộng sự (2017) ($\beta_g = 0.6$) cho $M = 6.5$.

Xét $M = 8.0$, kết quả của giá trị β_g là 1.57 ($M = 6.5$) và 1.49 ($M = 8.0$), giá trị β_g cho $M = 6.5$ lớn hơn giá trị β_g cho $M = 8.0$ theo phương pháp Boulanger et al. (2004), Hứa và cộng sự (2017), Plaxis 3D (Hình 9, Hình 10).



Hình 9. Chỉ số β_g theo các phương pháp ($M = 6.5$)



Hình 10. Chỉ số β_g theo các phương pháp ($M = 8.0$)

Khi M thay đổi thì, giá trị β_g không thay đổi tính theo phương pháp Fellenius et al. (2008). Đồng thời, giá trị β_g cho $M = 6.5$ cũng lớn hơn cho giá trị β_g cho $M = 8.0$ và giá trị $\beta_g = 0.5 \div 3.5$ là hợp lý.

4. KẾT LUẬN

Chỉ số r_u tăng khi FS_{liq} giảm, thiết lập tương quan giữa r_u và FS_{liq} :
 $r_u = -0.25FS_{liq} + 0.5913$ cho nền đất loại cát và
 $r_u = -0.125FS_{liq} + 0.6093$ cho nền đất loại sét.

Giá trị sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng với cấp động đất ($M = 6.5$) tính theo một số phương pháp thì phương pháp Fellenius et al. (2008) cho giá trị lớn nhất và phương pháp Boulanger et al. (2004) cho giá trị nhỏ nhất.

Giá trị sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng cho tần số $f = 2$ Hz theo Plaxis 3D là nhỏ hơn giá trị sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc tính theo phương pháp Fellenius et al. (2008) và lớn hơn giá trị sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc theo phương pháp Hứa và cộng sự (2017).

Giá trị của β_g là lớn nhất theo phương pháp Fellenius et al. (2008) và nhỏ nhất theo phương pháp Hứa và cộng sự (2017) cho $M = 6.5$ và $M = 8.0$. Giá trị sức chịu tải dọc trục cực hạn của cọc có xét khả năng hóa lỏng tính theo phương pháp Hứa và cộng sự là phù hợp.

Để kết quả tính toán được tin cậy, nên kết hợp xác định r_u trực tiếp bằng thí nghiệm ba trục chu kỳ và gián tiếp từ thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- AASHTO (2014). *LRFD bridge design specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials (4th ed.), Washington, DC.
- Boulanger R.W, Brandenburg, S.J (2004). *Neutral plane solution for liquefaction induced down-drag on vertical piles*. In M.K. Yegian & E. Kavazanjian, eds., *Geotechnical Engineering for Transportation Project*, vol. 1 of *Geotechnical Special Publication 126*, ACE, New York, pp. 470-478.
- Boulanger R.W., Idriss I.M. (2004). *Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays*. Department of Civil & Environmental Engineering, University of California at Davis, 131p.
- Fellenius, B.H, Siegel, T.C (2008). *Pile drag load and downrag in a liquefaction event*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134 (9), pp. 1412-1416.
- Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc, Trần Thị Thanh, Nguyễn Văn Công. *Phân tích sức chịu tải của cọc đơn theo thời gian trong nền cát tỉnh Bình Định có xét hóa lỏng do động đất*. *Tạp chí Xây Dựng*, Bộ Xây Dựng, ISSN: 0866-8762, số 2 - 2020, trang 16-20, 2020.
- Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc (2020). *Hiệu quả của đất bão hòa trong nền cát hóa lỏng cho khu vực ven biển của thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định*. *Tạp chí Xây Dựng*, Bộ Xây Dựng, ISSN: 0866-8762, số 5 - 2020, trang 39-45.
- Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc, Trần Thị Thanh (2020). *Hệ số độ tin cậy cho phương pháp để xuất về sức chịu tải của cọc đơn trong nền cát tỉnh Bình Định có xét hóa lỏng do động đất*. *Tạp chí Xây Dựng*, Bộ Xây Dựng, ISSN: 0866-8762, số 7 - 2020, trang 30-35.
- Idriss I.M, Boulanger R.W (2006). *Semi empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 115 - 130.
- Ko Y.Y., Chen C.H., Ueng T.S., Chen C.H. (2015). *An investigation on the variation of mechanical properties of saturated sand during liquefaction*. 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand.
- Muhanthan B., Vijayathanan N.V., Abbasi B. (2017). *Liquefaction induced downrag on drilled shafts*. Department of Civil and Environmental Engineering Washington State University, 162 p.
- Nguyễn Văn Phóng và nnk (2020). *Đánh giá ảnh hưởng của tỷ số áp lực nước lỗ rỗng đến sức chịu tải của móng cọc tuabin điện gió khu vực duyên hải Sóc Trăng*. *ERSD 2020*, Hà Nội, trang 78-84.
- Rollins K., Hollenbaugh E. (2017). *Liquefaction induced downrag on continuous flight auger (CFA) piles from full-scale tests using Blast liquefaction*. FHWA-HRT-17-060, pp. 1-12.
- TCVN 9386-2012 (2012). *Thiết kế công trình chịu động đất*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.