

Nghiên cứu cọc vật liệu rời gia cố nền đất yếu phục vụ hoạt động dạy học và hướng dẫn sinh viên nghiên cứu khoa học của giảng viên Trường Đại học Hải Phòng

Nguyễn Thị Kim Thịnh*, Bùi Ngọc Dung*

*ThS. Khoa Xây dựng, Trường ĐH Hải Phòng

Received: 5/12/2023; Accepted: 8/12/2023; Published: 11/12/2023

Abstract: Solid bulkheads have been used in reinforced earth reinforcement to enhance the load bearing capacity and stability of the foundation for many years and have proven effective in many constructions. In our country there have been several works using loose piles to reinforce the weak but at a small scale. The article focuses on the calculation theory of weak soil treatment using loose piles. From this, it is possible to draw the application of this method and serves as a basis for teaching and guiding students majoring in scientific research construction at Hai Phong University.

Keywords: Loose material piles, reinforced soil, soft soil, reinforced soil ...

1. Đặt vấn đề

Những năm đầu thế kỷ XXI, ở nước ta biện pháp xử lý nền thường được chọn là bắc thăm hay giằng cát kết hợp gia tải trước hoặc bơm hút chân không, cột đất xi măng để gia cường hay cọc bê tông cốt thép với công trình có tải trọng lớn. Việc sử dụng cọc vật liệu rời (VLR) đã được nghiên cứu, thử nghiệm và áp dụng nhiều nơi trên thế giới từ lâu nhưng áp dụng trong thực tế nước ta chưa nhiều. Do đó việc nghiên cứu ứng dụng cọc VLR là một việc làm cần thiết giúp bổ sung, hoàn chỉnh các phương pháp (PP) xử lý nền tùy theo điều kiện địa chất của từng khu vực.

2. Nội dung nghiên cứu

2.1 Tổng quan về công nghệ xử lý nền bằng cọc vật liệu rời

Công nghệ cọc VLR có thể áp dụng được cho hầu hết mọi loại đất trong đó dùng lực đầm rung để đầm chặt trụ làm bằng VLR. Có nhiều loại kỹ thuật thi công khác nhau, trong đó bao gồm PP ướt (vật liệu được nạp từ đỉnh), PP khô (vật liệu được nạp từ đáy thông qua ống vách), PP khô dưới nước. Trong những PP trên, nguyên tắc thi công cơ bản là giống nhau. Đầu tiên, đầm rung tạo lỗ tại vị trí cần gia cố, đá được cho xuống đáy của lỗ này. Nhờ rung động của máy đầm mà từng đoạn ngắn của cọc VLR được đầm chặt, có đường kính lớn hơn đường kính tạo lỗ ban đầu. Quá trình này lặp đi lặp lại đến khi toàn bộ trụ VLR được thi công xong.

2.2. Lý thuyết tính toán cọc vật liệu rời

2.2.1. Tương quan cơ bản

Diện tích đất bao quanh mỗi trụ VLR rất gần với

diện tích hình trong tương đương. Đối với các trụ VLR bố trí theo hình tam giác đều, hình tròn tương đương có đường kính hữu hiệu bằng $D_c = 1,05.S$, theo hình vuông $D = 1,13.S$ (S là khoảng cách giữa các tim trụ). Trụ đất tạo ra của đất hỗn hợp có đường kính D_c bao gồm đất chịu ảnh hưởng xung quanh và một trụ VLR, được hiểu như 1 trụ đơn vị. [1]

$$A_s = A_s / (A_s + A_c) \quad (1)$$

Trong đó: A_s - diện tích tiết diện ngang của một trụ VLR ; A_c - diện tích tiết diện ngang của đất sét bao quanh một trụ vật liệu rời.

Các cọc vật liệu rời bố trí theo hình tam giác đều được tính như sau:

$$A_s = 0,907.(D/S)^2 \quad (2)$$

Đối với đất dính yếu và đất rất yếu, khả năng chịu tải của nhóm cọc được tính theo khả năng chịu tải của trụ đơn nằm trong nhóm nhân với số trụ. Khả năng chịu tải tối hạn của trụ đơn trong trường hợp này được biểu diễn như sau:

$$\sigma^* = c.N_c \quad (3)$$

2.2.2. Phương pháp phân tử hữu hạn trong đánh giá khả năng biến dạng của nền đất được xử lý bằng cọc VLR.

Độ lún cố kết ban đầu tại thời điểm t của lớp đất dính được gia cường bằng các cọc VLR là:

$$S_c(t) = U.S_c \quad (4) \quad \text{với} \quad U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v)$$

Trong đó: U - Mức độ cố kết trung bình của đất dính thoát nước theo phương đứng và phương ngang hướng vào tâm trụ VLR ; U_v - mức độ cố kết chỉ theo phương đứng ; U_h - mức độ cố kết theo phương ngang ; $S_c(t)$ - độ lún cố kết ban đầu tại thời điểm t ; S_c

- độ lún có kết ban đầu tới hạn của đất gia cường. [1]

Năm 1948, Barron đã phát triển lý thuyết có kết một chiều của Terzaghi (1925) cho các giếng tiêu nước thẳng đứng để phân tích hiệu quả làm việc của các cọc VLR. Đối với dòng chảy chỉ hướng vào tâm giếng tiêu nước thẳng đứng lời giải của Barron [3]

$$U_h = 1 - \exp[-8 \cdot T_h / F_n] \quad (5)$$

2.2.3. Ổn định mái dốc của nền gia cố

PP sức chống cắt trung bình được sử dụng rộng rãi trong phân tích ổn định của cọc VLR. Nền đất có các thuộc tính vật liệu trung bình trọng số được sử dụng trong phân tích ổn định. Trong phần tử đơn vị, cọc chỉ có góc ma sát và đất ở trạng thái không thoát nước nhưng có lực dính c và góc ma sát φ_c . Ứng suất có hiệu trong cọc và ứng suất tổng trong đất nền xung quanh được tính theo công thức:

$$\sigma_s = \gamma_s \cdot z + \sigma \cdot \mu_s; \sigma_c = \gamma_c \cdot z + \sigma \cdot \mu_c \quad (6)$$

Trong đó: γ_s - trọng lượng riêng đầy nổi của vật liệu cọc; γ_c - trọng lượng riêng bão hòa của đất nền; σ - ứng suất do trọng lượng khối đắp

Sức chống cắt của cọc và đất nền xung quanh tính theo công thức

$$\tau_s = \gamma_s^s \cdot (\cos\beta)^2 \cdot \text{tg}\varphi_s; \tau_c = \gamma_c^c \cdot (\cos\beta)^2 \cdot \text{tg}\varphi_c \quad (7)$$

Trong đó: β - góc nghiêng của mặt phẳng cắt so với phương ngang. Sức chống cắt trung bình theo trọng số là: $\tau = (1-a_s)\tau_c + a_s\tau_s$ (8) Trọng lượng trung bình theo trọng số trong khối đất hỗn hợp: $\gamma_{\text{avg}} = \gamma_s \cdot a_s + \gamma_c \cdot a_c$ (9)

Trong PP này, sức chống cắt và trọng lượng trung bình theo trọng số được tính cho mỗi hàng cọc và dùng để tính toán như bình thường. Bỏ qua lực dính trong cọc VLR và sự tập trung ứng suất, thông số sức chống cắt để dùng trong PP này có thể được tính theo công thức:

$$c_{\text{avg}} = c \cdot a_s \quad (10)$$

$$\text{tg}\varphi_{\text{ave}} = (\gamma_s \cdot a_s \cdot \text{tg}\varphi_{\text{ave}} + \gamma_c \cdot a_c \cdot \text{tg}\varphi_c) / \gamma_{\text{ave}} \quad (11)$$

Với γ_{avg} được cho theo phương trình (13) sử dụng trọng lượng riêng đầy nổi cho γ_s và trọng lượng riêng bão hòa cho γ_c . [2]

2.3. Ví dụ áp dụng

Để xây dựng một bể tròn trên nền đất yếu rộng 20m² gồm 3 lớp đất có chỉ số cơ lý như trong bảng 2. Các lớp đất có chiều dày lần lượt là 6m; 2,5m; 4,5m. Đường kính của cọc đá là 1m, được cắm xuống tầng đất cứng phía dưới lớp đất 3. Các cọc được bố trí theo mạng lưới tam giác đều, khoảng cách giữa 2 cọc là 2,0m.

Tính chất của các loại đất

Tham số	Ký hiệu	Đơn vị	Lớp 1: Sét trên	Lớp 2: Bùn sét	Lớp 3: Sét dưới
Trọng lượng khô	γ_k	KN/m ³	15	11	17
Trọng lượng ẩm	γ	KN/m ³	18	15	19
Thấm ngang	k_h	m/ng.đ	0,5.10 ⁻⁴	0,7.10 ⁻³	0,2.10 ⁻⁴
Thấm đứng	k_v	m/ng.đ	0,25.10 ⁻⁴	0,35.10 ⁻³	0,1.10 ⁻⁴
Mô đun đàn hồi	E_o	KN/m ²	3700	500	10.000
Hệ số Poisson	ν		0,33	0,35	0,33
Lực dính	c	KN/m ²	27	10	30
Góc ma sát trong	φ	Độ	20	15	24
Chỉ số nén lún	C_c		0,15	0,4	0,09
Hệ số rỗng ban đầu	e_o		1,29	2,0	1,16
Hệ số có kết theo phương ngang	C_h	m ² /ng.đ	0,018	0,035	0,015
Hệ số có kết theo phương đứng	C_v	m ² /ng.đ	0,009	0,018	0,0075
Hệ số có kết thứ cấp	C_α		0,0035	0,008	0,0025
Chỉ số dẻo	I_p		25	40	25
Độ bền cắt không thoát nước	C^*	KN/m ²	10	12	10

2.3.1. Tải trọng cho phép của khối đất đắp.

Tỷ số diện tích thay thế: $a_s = 0,907(D/S)^2 = 0,907 \cdot (1/2)^2 = 0,226$

$$A_s = \pi \cdot D^2 / 4 = 3,14 \cdot 1^2 / 4 = 0,785 \text{ m}^2$$

Khả năng chịu tải tới hạn tổng quát của cọc đá được xác định với hệ số khả năng chịu tải N_c trong khoảng từ 18÷22.

$$\sigma^* = c \cdot N_c = 22 \cdot 27 = 594 \text{ KN/m}^2; P_{\text{th}} = \sigma_{\text{th}} \cdot A_s = 594 \cdot 0,785 = 466,29 \text{ KN}$$

Do phá hoại phình ngang sâu, ứng suất ngang tới hạn, tại đó trụ đá có thể phát sinh nằm ở độ sâu trong lớp đất thứ 2. Ứng suất ngang tới hạn, tại đó trụ đá có thể phát sinh phình ngang được tính gần đúng là:

$$\sigma_3 = 9 \cdot C^* = 9 \cdot 10 = 90 \text{ KN/m}^2$$

Do tầng đất yếu nằm sâu hơn 3 lần đường kính cọc so với mặt đất, ứng suất tới hạn mà trụ đá phải mang là:

$$\sigma_{\text{th}} = \sigma_3 \cdot (1 + \sin\varphi_d) / (1 - \sin\varphi_d) = 454,05 \text{ KN/m}^2$$

So sánh hai trị số ta thấy: $\sigma^* = 594 \text{ KN/m}^2 > \sigma_{th} = 454,05 \text{ KN/m}^2$

Ứng suất tới hạn tối đa mà đất sét xung quanh trụ đá: $\sigma'_c = 5.27 = 135 \text{ KN/m}^2$.

Tuy nhiên, tổng tải trọng tác dụng lên trụ đơn vị cũng không được vượt quá khả năng chịu tải của lớp sét. Tỷ số giữa ứng suất có hiệu trong cọc và ứng suất tổng trong đất nền xung quanh được tính theo công thức

$$m = \sigma_s / \sigma_c = 594 / 135 = 4,4$$

Từ công thức (6) ta tìm ra được $\mu_s = 2,97$ và $\mu_c = 0,67$

$$\Rightarrow \sigma_c = 0,67.594 / 2,97 = 134 \text{ KN/m}^2$$

Do $\sigma_c = 134 \text{ KN/m}^2 < 5c = 135 \text{ KN/m}^2$ nên $\sigma_c = 134 \text{ KN/m}^2$ sẽ là ứng suất tới hạn mà đất sét có thể mang được.

Tải trọng tới hạn có thể tác dụng lên diện tích trụ đơn vị nằm trong diện tích khối đất đắp sẽ là:

$$P_{th} = \sigma^* . A_s + \sigma_c . A_c = 594.0,785 + 135.(20 - 0,785) = 3060 \text{ (KN)}$$

2.3.2. Độ lún cổ kết ban đầu của nền trước và sau khi gia cường bằng trụ đá.

* Nền đất yếu chưa gia cường.

PP cân bằng của Aboshi và cộng sự (1979) có sử dụng các tham số m_v và μ_c .

$$m_v = \Sigma m_v . h / \Sigma h = 0,000557 \text{ K.Pa}^{-1}$$

Trị số ứng suất do tải trọng ngoài gây ra: $\sigma = P / A = 1455,5 / 10 = 145,55 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow S_0 = \Sigma m_v . \mu_c . \sigma . H = 0,000557 . 1 . 153 . 13 = 1,11 \text{ m} = 111 \text{ cm}.$$

* Nền sét yếu sau khi gia cường bằng cọc đá

Tương tự như trên, sử dụng hai tham số m_v và μ_c trong phương trình của Aboshi và cộng sự (1979), sẽ nhận được:

$$S_c = 0,000557 . 0,67 . 153 . 13 = 0,74 \text{ (m)} = 74 \text{ cm}$$

2.3.3. Xác định tốc độ lún trong khoảng thời gian $t = 200$ ngày đêm

$$S_c(t) = U . S_c \quad \text{với } U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v)$$

Mức độ cổ kết chỉ xét theo phương ngang

$$D_c = 1,05 . S = 1,05 . 2,0 = 2,1 \text{ m}$$

Xác định hệ số cổ kết trung bình theo phương ngang:

$$\text{Hệ số thời gian theo phương ngang: } T_h = 0,02.200 / 2,1^2 = 0,91$$

Xác định hệ số cổ kết trung bình theo phương đứng: $C_v = 0,0089 \text{ (m}^2/\text{ng.đ)}$

Để tính đến vùng bản, giả thiết đường kính giảm thiểu được lấy bằng 1/5 đường kính trụ đá đã thi công. Khoảng cách giữa tâm các trụ đá bố trí theo

sơ đồ tam giác đều. $S = 2,5 \text{ m}$ thì hệ số Barron gang là: $n = D_c / D = 5,2,1 / 1 = 10,5$

Mức độ cổ kết theo phương ngang $U_h = 1 - \exp[-8.0,91 / 1,84] \approx 1$

Mức độ cổ kết theo phương đứng $T_v = 0,0089.200 / (13/2)^2 = 0,042$

Các trị số U_v biến thiên theo T_v được cho trong bảng dưới đây:

T_v	0,031	0,071	0,126
$U_v(\%)$	20	30	40

Mức độ cổ kết trung bình, U_v với $T_v = 0,042$ được xác định như sau

$$U_v = 20 + 10 (0,042 - 0,031) / 0,04 = 0,23$$

Cuối cùng, tổng mức độ cổ kết trung bình xét cho dòng chảy ngang và đứng được xác định: $U = 1 - (1 - U_h).(1 - U_v) = 1 - (1 - 0,92)(1 - 0,23) = 0,938$

Tốc độ lún cổ kết sau 200 ngày đêm: $S_c(t = 200 \text{ ng.đ}) = 74.0,938 = 69,4 \text{ (cm)}$

3. Kết luận

Cọc VLR là một trong những biện pháp gia cường nền đất vụn năng nhất. Có thể thi công chúng nhằm gia cường nhiều loại nền đất khác nhau. Kết quả là độ bền và khả năng chịu tải của đất hỗn hợp được tăng lên, đồng thời tính nén lún giảm xuống. Đáng lưu ý là lún hầu như chỉ xảy ra trong giai đoạn chất tải và còn lại rất nhỏ ở giai đoạn sau thi công. Trong ví dụ tính toán độ lún cổ kết ban đầu trước và sau khi gia cố bằng trụ đá chênh nhau là 37cm. Mặt khác nó còn giảm được ứng suất phát sinh trong cọc VLR. Bài báo tuy chưa so sánh được giá thành giữa cọc VLR với các cọc xi măng đất, cọc cát, bắc thấm ... thường dùng trong gia cố nền đất yếu. Nhưng đã nêu ra được cách tính toán tải trọng tới hạn có thể tác dụng lên diện tích trụ đơn vị nằm trong diện tích khối đất đắp và độ lún trước và sau khi gia cố bằng cọc VLR. Vì vậy cọc VLR là PP đáng để xem xét đánh giá và nghiên cứu trong quá trình thiết kế và lập dự án đầu tư.

Tài liệu tham khảo

- [1] Nguyễn Ngọc Bích (2010), *Các phương pháp cải tạo đất yếu trong xây dựng*, NXB Xây dựng. Hà Nội
- [2] Hoàng Văn Tân, Trần Đình Ngô, Phan Xuân Trường, Phạm Xuân, Nguyễn Hải (2006), *Những phương pháp xây dựng công trình trên nền đất yếu*, NXB Giao thông vận tải. Hà Nội.
- [3] Nguyễn Uyên (2010), *Xử lý nền đất yếu trong xây dựng*, NXB Xây dựng. Hà Nội