

Tính toán ổn định nền đất đắp khi thi công bằng phương pháp đắp theo giai đoạn

Stability analysis of embankment during construction: phased construction method approach

> THS LÊ VƯƠNG HOÀNG THÔNG¹, TS NGUYỄN NGỌC THẮNG^{2*}

¹Sở KH&ĐT tỉnh Tiền Giang

²Khoa Kỹ thuật Công nghệ, Trường Đại học Tiền Giang; *Email: nguyenngocthang@tgu.edu.vn

TÓM TẮT

Nền đất đắp ở Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) không chỉ là thành phần chính của các công trình đê ngăn lũ mà còn đóng vai trò quan trọng trong hệ thống đường giao thông của khu vực. Trong quá trình thi công xây dựng, thường xuyên xuất hiện thách thức khi thi công qua vùng đất yếu do sức chịu tải thấp và không đủ khả năng chịu tải trọng của các lớp đất đắp phía trên. Nghiên cứu này tập trung vào việc tính toán khả năng chịu tải của nền đất yếu dưới nền đất đắp và đề xuất các biện pháp thi công theo giai đoạn nhằm tăng độ bền và khả năng chịu tải của các lớp đất yếu bên dưới. Kết quả nghiên cứu cho thấy rằng hệ số ổn định khi thi công theo phương pháp đắp theo giai đoạn đạt yêu cầu và nền đất trở nên vững chắc và ổn định hơn.

Từ khóa: Đồng bằng sông Cửu Long; nền đất đắp; đất yếu; cốt kết; ổn định.

ABSTRACT

The embankment in the Mekong Delta not only serves as a primary component for flood control projects but also plays a crucial role in the region's transportation system. During construction, challenges often arise when working on soft ground due to low bearing capacity and insufficient load-bearing capability of the soil layers beneath. This study focuses on calculating the bearing capacity of the soft ground beneath the embankment foundation. It proposes phased construction measures to enhance the strength and load-bearing capacity of the underlying soil layers. The research results indicate that implementing a phased construction method meets the stability requirements, resulting in a more solid and stable foundation.

Keywords: Mekong Delta; embankment; soft ground; consolidation; stabilization.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Đất yếu có thể được định nghĩa là những loại đất không có khả năng tiếp nhận tải trọng công trình nếu không có các biện pháp gia cố hoặc xử lý thích hợp. ĐBSCL được hình thành và phát triển trên nền đất yếu với những điều kiện hết sức phức tạp của đất nền dọc theo các dòng sông và bờ biển. Do đó, địa chất dưới nền móng của các công trình nhà ở, nhà xưởng, đường xá, đê điều, đập chắn nước và một số công trình khác ở đây thường đặt ra hàng loạt vấn đề cần phải giải quyết như sức chịu tải của nền thấp, độ lún lớn.

Các loại đất yếu thường gặp ở ĐBSCL như là đất sét mềm gồm các loại đất sét hoặc á sét tương đối chặt, ở trạng thái bão hòa nước, có cường độ thấp; bùn là các loại đất tạo thành trong môi trường nước, thành phần hạt rất mịn ở trạng thái luôn no nước, hệ số rỗng rất lớn, rất yếu về mặt chịu lực; than bùn là loại đất yếu có nguồn gốc hữu cơ, được hình thành do kết quả phân hủy các chất hữu cơ có ở các đầm lầy.

Trong quá trình thi công nền đất đắp, đất dọc theo tuyến đường thường được thi công đào và đổ trực tiếp lên nền thiên nhiên, việc sử dụng một lượng đất đắp lớn là không tránh khỏi. Tuy nhiên, một thách thức đối mặt là độ lún của nền đất, đặc biệt là khi nền đường cần được đắp cao. Để giải quyết vấn đề này, việc tính toán ổn định và triển khai biện pháp thi công theo phương pháp đắp giai đoạn trở nên vô cùng quan trọng. Phương pháp này không chỉ giúp tối ưu hóa khối lượng đất sử dụng mà còn nâng cao sự ổn định của nền đất đắp trên đất yếu, đồng thời giảm thiểu chi phí xử lý các vấn đề liên quan đến sự lún sụt của nền. Điều này đặc biệt quan trọng trong bối cảnh kinh tế và kỹ thuật đòi hỏi sự hiệu quả và tiết kiệm.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN

2.1. Tính sức chịu tải của nền đường theo tải trọng an toàn

a. Tải trọng của đất đắp phân bố theo dạng tam giác cân hoặc gần với tam giác cân

$$q_{at} = \frac{2 \cdot C_w \cdot \cos \varphi_w + \gamma \cdot b \cdot \sin \varphi_w}{\alpha_o} \quad (1)$$

Đối với đất dính có φ_w nhỏ, có thể bỏ qua φ_w , có thể viết: $q_{at} = 4 \cdot C_w$. Trong đó: α_o là hệ số phụ thuộc vào góc ma sát; b là nửa chiều rộng đáy khối đất đắp. γ , C_w , φ_w lần lượt là dung trọng, lực dính và góc ma sát của nền đất yếu.

b. Tải trọng phân bố theo dạng hình thang cân

$$q_{at} = \eta_o \cdot C_w \quad (2)$$

Trong đó: η_o là hệ số phụ thuộc vào a/b và φ .

c. Tải trọng của khối đất đắp phân bố gần với dạng chữ nhật

$$q_{at} = \frac{\pi \cdot c \cdot \cot g \varphi}{\cot g \varphi + \varphi - \pi / 4} \quad (3)$$

Khi $\varphi = 0$ tải trọng an toàn trong trường hợp phân bố đều được xác định: $q_{at} = \pi \cdot c$. Từ công thức trên có thể kết luận tải trọng an toàn trong trường hợp phân bố hình thang cân khi $\varphi = 0$ được giới hạn trong khoảng: $\pi \cdot C < q_{at} < 4 \cdot C$

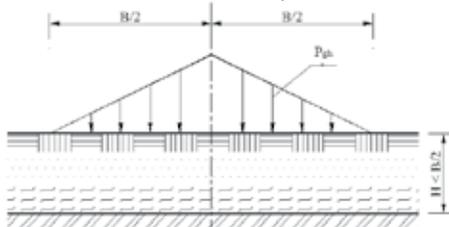
2.2. Tính sức chịu tải của nền đất yếu theo tải trọng giới hạn

a. Phương pháp Joghenson

Phương pháp này dùng cho nền đất yếu có chiều dày H nhỏ hơn nửa bề rộng của đáy nền đất đắp. Tải trọng đất đắp được quy ước phân bố theo dạng tam giác cân.

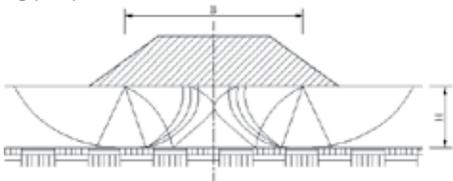
$$q_{gh} = \frac{C \cdot B}{H} \quad (4)$$

Trong đó: C là lực dính của đất nền yếu.



Hình 1. Sơ đồ tính toán tải trọng giới hạn theo Joghenson

b. Phương pháp Mandel và Salencon



Hình 2. Sơ đồ phá hoại của nền đất có H < B theo Mandel-Salencon

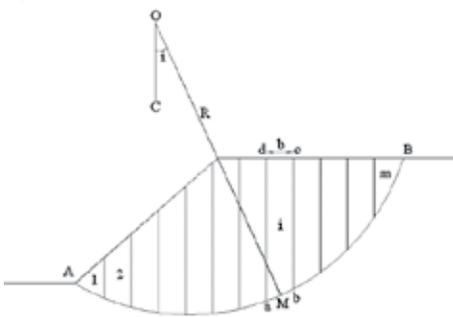
Tải trọng giới hạn trên đất nền có lực dính C_u được xác định bởi biểu thức:

$$q_{max} = C_u \cdot N_c \quad (5)$$

Trong đó: B là chiều rộng trung bình của trục ngang khối đất đắp; H là chiều dày của lớp đất yếu; N_c là hệ số chịu tải phụ thuộc vào tỷ số B/H.

2.3. Tính toán ổn định mái dốc của nền đất đắp

a. Phương pháp mặt trượt trụ tròn của Fellenius



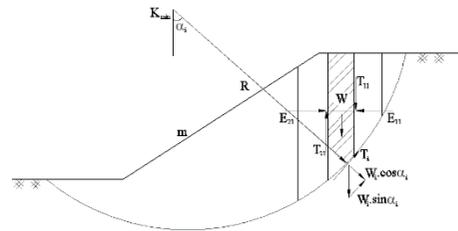
Hình 3. Sơ đồ tính toán ổn định theo phương pháp mặt trượt Fellenius

Hệ số an toàn về ổn định:

$$K = \frac{\sum(W_i \cdot \text{tg} \varphi_i \cdot \cos \alpha_i + C_i \cdot \Delta l_i)}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (6)$$

Trong đó: α_i là góc giữa đường thẳng và bán kính đi qua điểm giữa của đoạn cung trượt tròn tương ứng với mảnh đất thứ i; Δl_i là chiều dài đoạn cung trượt tròn đó; φ_i , C_i là góc ma sát trong và lực dính của đất trong phạm vi đoạn cung trượt Δl_i .

b. Phương pháp Bishop



Hình 4. Phương pháp cung trượt tròn Bishop

Hệ số an toàn:

$$K = \frac{\text{tg} \varphi \cdot \sum(W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot \Delta C_i) + C \cdot L}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (7)$$

Trong đó: $W_i \cdot \sin \alpha_i$ là lực gây trượt; $\text{tg} \varphi_i \cdot \sum(W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot \Delta C_i) + CL$ là lực chống trượt và u_i là áp lực nước lỗ rỗng.

2.4. Trình tự tính toán chia đoạn đắp

a. Xác định chiều cao an toàn h_{at} của khối đất đắp đối với nền đất yếu

$$P = 3,14 \cdot C_u \quad (8)$$

Trong đó: C_u là lực dính được xác định theo sơ đồ U-U trên máy cắt ba trục. Chiều cao an toàn h_{at} của khối đất đắp có dung trọng γ_d sẽ là:

$$h_{at} = \frac{3,14 \cdot C_{td}}{\gamma_d} \text{ hay } h_{at} = \frac{3,14 \cdot C_u}{\gamma_d (1 - 3,14 \cdot \text{tg} \gamma_u)} \quad (9)$$

b. Xác định chiều cao giới hạn cho phép h_{gh} của khối đất đắp

$$[h_{gh}] = \frac{5,14 C_u}{K \cdot \gamma_d} \text{ hay } [h_{gh}] = \frac{5,14 C_u}{K \cdot \gamma_d (1 - 5,14 \text{tg} \varphi_u)} \quad (10)$$

Trong đó: K là hệ số an toàn chọn = 1,5; C_u lấy từ thí nghiệm nén 3 trục, $C_u^{td} = C_u + \gamma_d \cdot h_d \cdot \text{tg} \varphi_u$ từ thí nghiệm trên máy cắt phẳng.

c. Chọn chiều dày lớp đất đắp đợt đầu h₁

Để đảm bảo ổn định nền đất yếu dưới khối đất đắp, chiều dày lớp đất đắp lần thứ nhất h₁ không nên vượt quá chiều cao an toàn h_{at} đối với đất nền: $h \leq h_{at}$. Trường hợp cần thiết có thể chọn $h_{at} \leq h_1 \leq h_{gh}$.

d. Xác định thời đoạn cần ngừng thi công T₁

$$T_1 = t \cdot \left(\frac{H_1}{h} \right)^n \quad (11)$$

Trong đó: n là chỉ số cố kết, phụ thuộc vào chỉ số dẻo I_p và chỉ số độ sệt B của đất, đất dính ở trạng thái nhão, dẻo nhão chọn n = 2; t là thời gian nén mẫu đất có chiều cao h (h = 2cm) dưới áp lực $P_1 = \gamma_d \cdot h_1$ đạt đến độ cố kết yêu cầu U_c ở trong phòng thí nghiệm; H₁ là chiều dày lớp đất nền chịu ảnh hưởng nén bởi áp lực $P_1 = \gamma_d \cdot h_1$ của lớp đất đắp thứ nhất.

e. Tính toán kiểm tra sự ổn định của đất nền sau thời đoạn T₁ để xác định chiều dày đắp đất lớp thứ hai h₂

Chiều cao an toàn của khối đất đắp sau thời đoạn T₁:

$$h_{at} = \frac{3,14 \cdot C_{cu}^{tt}}{\gamma_d (1 - 3,14 \cdot \text{tg} \varphi_{cu}^{tt})} \quad (12)$$

Chiều cao giới hạn cho phép của khối đất đắp sau thời đoạn T₁ là:

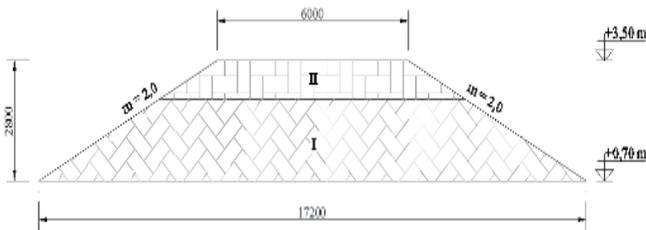
$$[h_{gh}] = \frac{5,14 \cdot C_{cu}^{tt}}{K \cdot \gamma_d (1 - 5,14 \cdot \text{tg} \varphi_{cu}^{tt})} \quad (13)$$

So sánh nếu chiều cao yêu cầu h_d không vượt quá chiều cao giới hạn cho phép h_{gh} tức là $h_d \leq h_{gh}$ thì chỉ cần đắp thêm lớp thứ hai có chiều dày h_2 là: $h_2 = h_d - h_1$.

Như vậy quá trình thi công nền đất đắp được chia ra làm hai giai đoạn:

Giai đoạn 1: Chờ mực nước triều hạ đến mức thấp trong ngày tiến hành thi công đắp lớp 1 đến chiều cao 1,9 m (từ cao trình +0,7 m đến cao trình thiết kế +2,6 m); hệ số mái dốc $m_1 = m_2 = 2,0$; bề rộng nền đất đắp $B = 9,60$ m.

Giai đoạn 2: Sau khi đắp xong giai đoạn 1 cần nghỉ một thời gian chờ cố kết ≥ 6 tháng và tiến hành đắp lớp 2 đến chiều cao 0,9 m (từ cao trình +2,6 m đến cao trình thiết kế +3,5); hệ số mái dốc $m_1 = m_2 = 2,0$; bề rộng nền đất đắp $B = 6,0$ m.



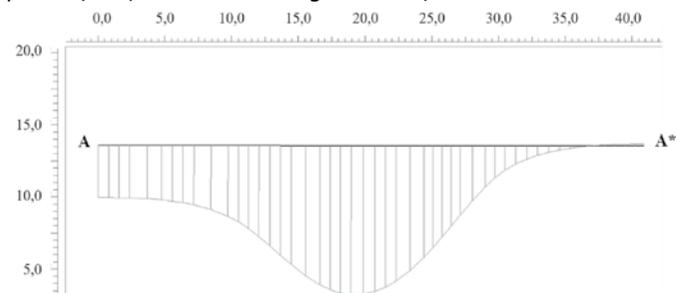
Hình 5. Mặt cắt thiết kế nền đất đắp hoàn chỉnh

3. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN

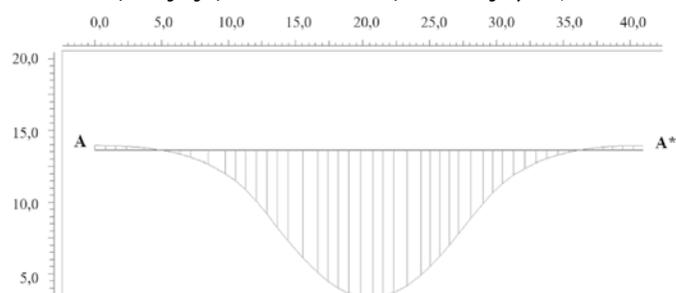
3.1. Chuyển vị của đất nền

Khi có ảnh hưởng của mực nước thường xuyên tác dụng vào thân nền đất đắp thì tại vị trí giữa nền và phía hạ lưu đất nền lún nhiều hơn nhưng tại phía thượng lưu do áp lực đẩy nổi tác dụng lên đất nền nên độ lún nhỏ hơn so với trường hợp không có mực nước tác dụng.

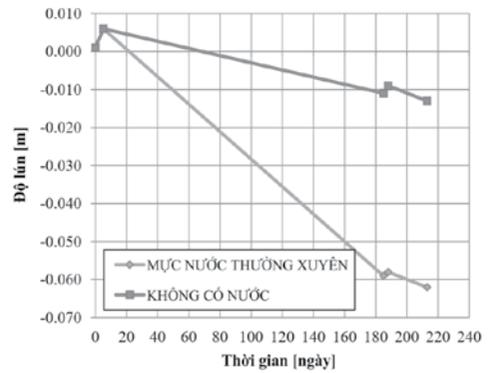
Trong giai đoạn đắp đất thì đất có xu hướng vừa bị lún tại vị trí giữa nền đất đắp vừa hình thành các mặt trượt và di chuyển theo những cung trượt gây ra trôi tại vị trí thượng lưu và hạ lưu của nền đất đắp. Sau một khoảng thời gian cố kết do có sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng, tại vị trí giữa khối đất đắp lún sụt xảy ra nhanh hơn và kéo theo lún sụt ở phía thượng lưu và hạ lưu của công trình, do đó phải thực hiện bù lún sau thời gian nhất định.



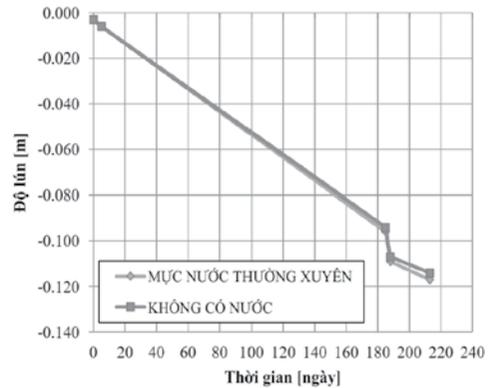
Hình 6. Mặt cắt ngang độ lún của đất nền khi có mực nước thường xuyên ($U_{y,max} = -215$ mm)



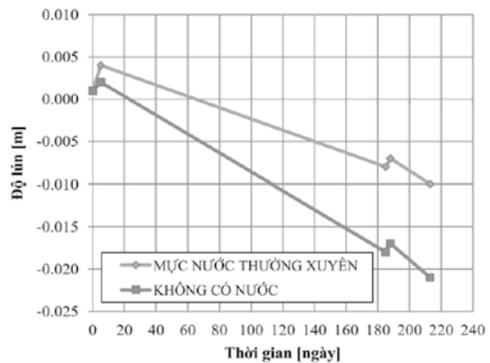
Hình 7. Mặt cắt ngang độ lún của đất nền khi không có nước ($U_{y,max} = -209$ mm)



Hình 8. Biểu đồ độ lún đất nền theo thời gian phía hạ lưu

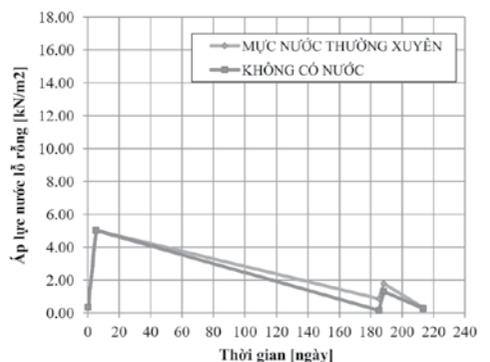


Hình 9. Biểu đồ độ lún đất nền theo thời gian giữa nền đất đắp

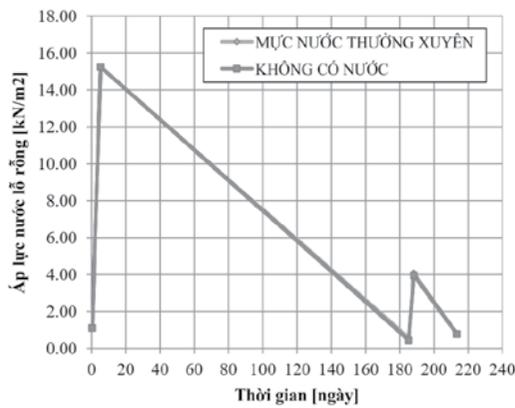


Hình 10. Biểu đồ độ lún đất nền theo thời gian phía thượng lưu

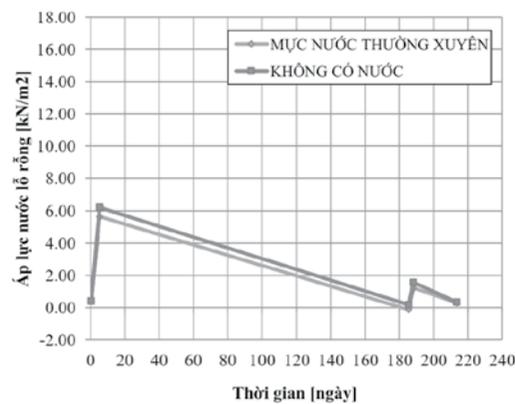
3.2. Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư trong đất nền



Hình 11. Biểu đồ tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian phía hạ lưu



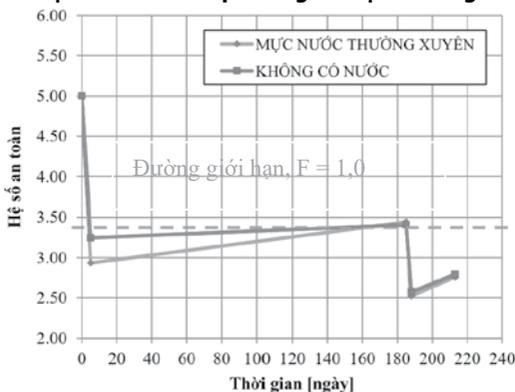
Hình 12. Biểu đồ tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian tại giữa nền đất đắp



Hình 13. Biểu đồ tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian phía thượng lưu

Nhìn vào biểu đồ tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian thì quá trình tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng diễn ra chậm hơn do nước chứa đầy trong các lỗ rỗng của đất và quá trình đắp đất diễn ra ở thời điểm tức thời, nước trong lỗ rỗng chưa kịp thoát ra ngoài, khi tải trọng của nền đất đắp truyền xuống đất nền thì lúc này phần lớn tải trọng do nước trong lỗ rỗng và khung hạt đất chịu và tiêu tán xảy ra chậm hơn so với không có mực nước tác dụng.

3.3. Ổn định của đất nền qua các giai đoạn thi công và lâu dài



Hình 14. Biểu đồ hệ số an toàn theo thời gian

Do áp lực nước tác dụng vào thân nền đất đắp và đất nền làm cho quá trình cố kết xảy ra chậm hơn nên hệ số an toàn nhỏ hơn. Tuy nhiên hệ số ổn định theo các giai đoạn thi công đều đạt yêu cầu về ổn định, nền đất sau khi được đắp theo phương pháp phân đoạn đã cố kết và ổn định.

3.4. Kết quả tính ổn định mái dốc nền đất đắp

Bảng 1: Tổng hợp kết quả tính ổn định qua các trường hợp

Trường hợp	Hệ số ổn định		[K]
	Đắp lớp 1	Đắp lớp 2	
Mức nước thường xuyên	1,591	1,352	1,15
Không có nước	1,596	1,389	1,15

4. KẾT LUẬN

Tại vị trí giữa nền và phía hạ lưu đất nền lún nhiều hơn nhưng ở phía thượng lưu do áp lực đẩy nổi tác dụng lên đất nền nên độ lún nhỏ hơn. Tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng diễn ra chậm hơn trong suốt quá trình cố kết và sức chống cắt của đất nền giảm so với không có mực nước tác dụng. Kết quả tính toán cho thấy lưu lượng nước thấm qua nền đất đắp tại cửa sông khi thi công đắp lần thứ 1 và lần thứ 2 rất nhỏ, hầu như không đáng kể, công trình đảm bảo chất lượng ngăn nước từ phía sông.

Hệ số an toàn nhỏ hơn so với trường hợp không có mực nước tác dụng. Tuy nhiên hệ số ổn định theo các giai đoạn thi công đều đạt yêu cầu về ổn định, nền đất được thi công bằng phương pháp đắp theo phân đoạn đã cố kết tăng sức chống cắt và ổn định.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] 22TCN 262:2000, Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu, Bộ Giao thông vận tải, 2000.
 [2] E. N. Kurbatskiy, N. A. Telyatnikova, N. N. Thang and N. Anh Tuan, Study on Using Laboratory Model to Research for Bearing Capacity of Soft Ground Improved by Deep Cement Mixing Columns due to Embankment Load with Different Montmorillonite Contents, 2018 IEEE Inter. Conf. "Quality Management, Transport and Information Security, Information Technologies", 2018, pp. 121-127.
 [3] Han-Georg Kempfert and Berhane Gebreselassie, Excavations and Foundation in Soft Soil, Krips bv, Meppel, 2006.
 [4] Lê Bá Lương, Lê Bá Khánh và Lê Bá Vinh, Nghiên cứu tính toán biến dạng theo phương đứng và phương ngang của nền đất yếu dưới các công trình ven sông ở ĐBSCL trong điều kiện chung sống với lũ, Khoa Kỹ thuật Xây dựng, Trường Đại học Bách khoa TP.HCM, 2005.
 [5] Nguyễn Văn Thơ, Trần Thị Thanh, Xây dựng tuyến đê đắp dân cư ở đồng bằng Sông Cửu Long, NXB Nông nghiệp, 2002
 [6] Trần Thị Thanh, Nguyễn Việt Tuấn. Biện pháp xây dựng và nâng cao ổn định đê bao ở Đồng bằng sông Cửu Long. NXB Nông Nghiệp, TP.HCM, 2008.
 [7] Trần Thị Thanh, Võ Ngọc Hà, Đánh giá mức độ cố kết của lớp bùn sét, sét chảy dưới nền một số đoạn đê thực tế ở Tiền Giang, Tuyển tập kết quả Khoa học và Công nghệ, Viện Khoa học Thủy lợi Miền Nam, NXB Nông Nghiệp, TP.HCM, 2000.
 [8] Tuan Anh Nguyen, Thang Ngoc Nguyen, Study on Stress Distribution in Soft Ground Consolidated with Deep Cement Mixing Columns under Road Embankment, Civil Engineering and Architecture, 8(6), 2020, 1251. 1265.
 [9] Võ Ngọc Hà, Nguyễn Việt Tuấn, Dùng biện pháp thi công theo nhiều giai đoạn để nâng cao sự ổn định của đê đắp trên nền đất yếu. Tuyển tập kết quả khoa học và công nghệ năm 2001, Viện Khoa học Thủy lợi Miền Nam, NXB Nông nghiệp TP.HCM, 2002.