

Phần III

ĐỊA CHẤT NỀN MÓNG – VẬT LIỆU XÂY DỰNG – CÔNG NGHỆ MỚI, VẬT LIỆU MỚI TRONG XÂY DỰNG THỦY LỢI

TƯƠNG QUAN SỨC CHỐNG CẮT KHÔNG THOÁT NƯỚC TỪ THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH (VST) VÀ THÍ NGHIỆM NÉN NGANG (PMT) Ở KHU VỰC THỦ THIÊM, QUẬN 2, THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

Lê Bá Vinh

Bùi Hoàng Dương, Trần Thanh Tú

Bộ môn Địa cơ – Nền móng, khoa Kỹ Thuật Xây Dựng, Trường Đại Học Bách Khoa

– Đại Học Quốc Gia Thành Phố Hồ Chí Minh

Email: lebavinh@hcmut.edu.vn

ABSTRACT: Shear strength parameters play an important role in the design of soft grounded improvement and calculation of stability of foundations. The undrained shear strength can be determined by various methods, so the results will vary. This paper establish the correlation between the undrained shear strength (S_u) of soft clay by the vane shear test (VST) and by pre-boring pressuremeter test (PMT).

1. GIỚI THIỆU

Thí nghiệm nén ngang được phát minh bởi Kogler từ những năm 1933 nhưng sau đó không được ông tiếp tục nghiên cứu phát triển. Đến năm 1955, Menard tiến hành thí nghiệm nén ngang trong hố khoan để đo thành phần biến dạng ở hiện trường và có thể dùng để tính toán giá trị sức chống cắt của đất.

Trên cơ sở kết quả nén ngang ở khu vực Thủ Thiêm, Quận 2, thành phố Hồ Chí Minh (TP. HCM), tiến hành phân tích, xây dựng các tương quan sức chống cắt không thoát nước từ thí nghiệm nén ngang trong hố khoan (PMT) với thí nghiệm cắt cánh hiện trường (VST). Các tương quan tìm được cho phép nhận định đúng đắn hơn về sức chống cắt không thoát nước của nền đất cũng như là một cơ sở phục vụ tính toán thiết kế nền móng hay nghiên cứu.

2. XÁC ĐỊNH SỨC CHỐNG CẮT TỪ THÍ NGHIỆM CẮT CÁNH HIỆN TRƯỜNG (VST)

2.1. Giới thiệu về thí nghiệm cắt cánh

Mục đích của thí nghiệm cắt cánh

hiện trường nhằm xác định sức chống cắt của đất trong điều kiện không thoát nước tại hiện trường và độ nhạy của đất ở các độ sâu khác nhau. Thí nghiệm được tiến hành bằng thiết bị cắt cánh hiện trường loại ZSZ-1 số hiệu 925 của Trung Quốc sản xuất. Thí nghiệm được thực hiện theo tiêu chuẩn 22 TCN355-06.

Công tác thí nghiệm cắt cánh hiện trường được tiến hành trong các hố khoan và thực hiện trong tầng đất yếu.

2.2. Tính toán sức chống cắt từ thí nghiệm cắt cánh

Sức kháng cắt S_u tính toán theo công thức như sau:

$$S_u = 10 \cdot K \cdot (T - f) \quad (\text{kG/cm}^2)$$

Với:

T – Sức kháng cắt tự nhiên cực đại ở 2 trạng thái tự nhiên hoặc phá hủy của đất (Lực xoắn P cực đại).

f – Ma sát cực đại của cần dẫn;

K – Hệ số cánh cắt, tùy thuộc vào đường kính cánh sử dụng;

$$K = \frac{2R}{\pi + d^2 + (1 + d/3h)} = 0.0437/\text{cm}^2$$

R: Chiều dài cánh tay đòn –m;

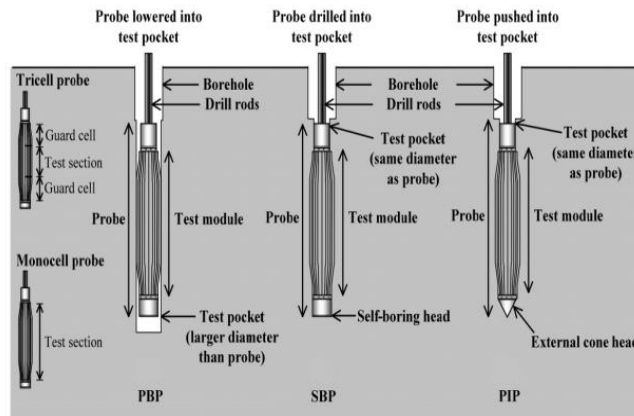
d: Đường kính hình chữ thập d=5cm;

h: Chiều cao cánh cắt: h=10cm.

3. XÁC ĐỊNH SỨC CHỐNG CẮT TỪ THÍ NGHIỆM NÉN NGANG TRONG HỐ KHOAN (PMT)

3.1. Giới thiệu về thí nghiệm nén ngang

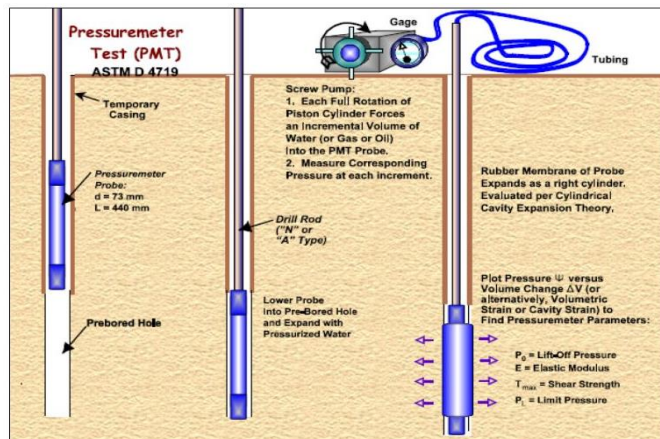
Có nhiều phương pháp thí nghiệm nén ngang như: pre-boring pressuremeter (PBP: loại có khoan tạo lỗ trước); the self-boring pressuremeter (SBP: loại ấn trực tiếp không khoan tạo lỗ) và push-in pressuremeter (PIP).



Hình 1: Các phương pháp thí nghiệm nén ngang (Suched Likitlersuang, 2013)

Ở Việt Nam, loại thiết bị thường được sử dụng là loại preboring Pressuremeter Test (PBP: là loại khoan

tạo lỗ trước) của hãng APAGEO (Pháp). Hiện nay thí nghiệm thường được thực hiện theo tiêu chuẩn ASTM D4719-00.



Hình 2: Thí nghiệm nén trong hố khoan (nguồn: <https://alchetron.com/Pressuremeter-test>)

3.2. Sức chống cắt không thoát nước từ thí nghiệm nén ngang

3.2.1. Phương pháp áp lực giới hạn

Áp lực giới hạn được thể hiện dưới dạng biểu thức sau:

$$p_L = \sigma_{OH} + Su \left(1 + \ln \left(\frac{G}{Su} \right) \right)$$

Trong đó:

p_L - Áp lực giới hạn.

σ_{OH} - Tổng ứng suất tĩnh theo phương ngang

Su - Sức chống cắt không thoát nước của đất dính.

G - Module cắt

Hay sức chống cắt được xác định bằng công thức:

$$Su = \frac{p_L - \sigma_{OH}}{1 + \ln \frac{G}{Su}} \text{ hay } Su = \frac{p_L^*}{N_p}$$

Với: $p_L^* = p_L - \sigma_{OH}$ và $N_p = 1 + \ln \frac{G}{Su}$

Năm 1975, Menard đã đề xuất lấy $N_p=5,5$.

3.2.2. Phương pháp Gibson-Anderson

Phương pháp Gibson-Anderson dựa vào phương trình đường công áp lực nén và sau khi đạt áp lực dẻo p_y .

$$\sigma_{rr} = p_y + Su \cdot \ln \left(\frac{G}{Su} * \frac{\Delta V}{V} \right)$$

Trong đó:

σ_{rr} - áp lực nén

p_y - áp lực dẻo

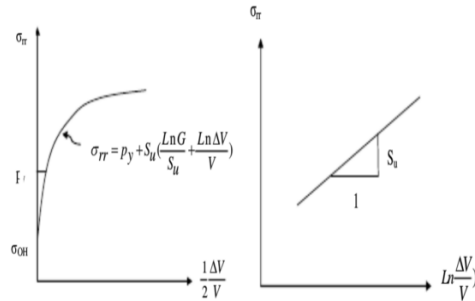
Su - sức chống cắt không thoát nước

G - Module cắt

ΔV - số gia thay đổi thể tích

V - thể tích thực của buồng

Biểu đồ quan hệ giữa σ_{rr} và $\ln \Delta V/V$ cho những điểm dữ liệu PMT đã vượt qua áp lực dẻo p_y có dạng đường thẳng và độ dốc của đường cong này chính là Su



Hình 3: Phương pháp Gibson-Anderson

3.2.3. Phương pháp Palmer

Phương pháp này dựa trên biểu đồ quan hệ áp lực xuyên tâm và biến dạng từ đường cong thí nghiệm nén ngang (Palmer, 1972). Theo biểu đồ đường cong quan hệ biến dạng và áp lực cắt, đỉnh của đường cong này là Su . Phương pháp này không được đề cập đến đối với Preboring Pressuremeter vì cho rằng giá trị Su quá lớn.

Quan hệ giữa p_L và Su là chính xác hơn quan hệ giữa p_y và Su . Các phương pháp được thảo luận ở trên, cho thấy rằng phương trình $Su = \frac{p_L^*}{N_p}$ cho giá trị phù hợp nhất.

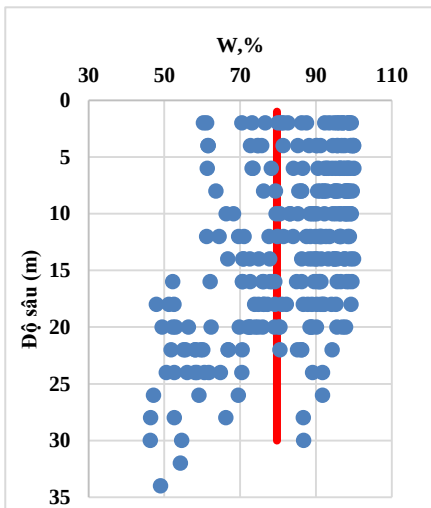
4. TƯƠNG QUAN SỨC CHỐNG CẮT GIỮA THÍ NGHIỆM CẮT CÁCH (VST) VÀ THÍ NGHIỆM NÉN NGANG (PMT) CHO LỚP SÉT MỀM BẢO HÒA NƯỚC Ở KHU VỰC THỦ THIÊM, QUẬN 2, THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

4.1. Đặc điểm lớp sét mềm bảo hòa nước

Khu vực bán đảo Thủ Thiêm là

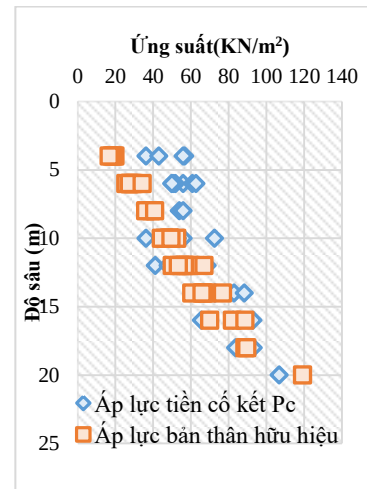
vùng đồng bằng thấp, cấu tạo bởi các trầm tích hiện đại (Q_{IV_3}), thành phần gồm sét, bột cát và thực vật đang phân hủy, nguồn gốc hỗn hợp đầm lầy sông. Đây là vùng đồng bằng ngập triều ven sông Sài Gòn. Địa hình khu vực này tương đối thấp với cao độ trung bình từ $+0.5m \div +1.5m$ thường xuyên bị ngập nước và bị chia cắt bởi hệ thống sông lạch, thực vật đầm lầy phát triển mạnh. Tại đây có nhiều sông rạch nhỏ nông xen lẫn các vùng đầm lầy.

Đất sét mềm bão hòa nước của khu vực có độ ẩm rất cao ($W_m = 86.60\%$) và hầu như ở trạng thái rất mềm nên ngoài nước liên kết, trong lỗ rỗng còn có một hàm lượng nước tự do. Do đó, khi tính toán các bài toán địa kỹ thuật trong điều kiện nền đất bão hòa nước trọng lượng bản thân lớp đất được xác định thông qua giá trị ứng suất hữu hiệu.

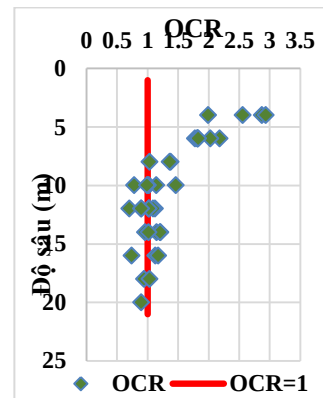


Hình 4: Biểu đồ phân bố độ ẩm theo độ sâu

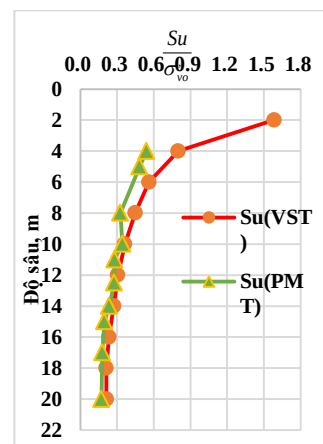
Có thể nhận thấy rằng đất nền của khu vực ở trạng thái cổ kết thường và quá cổ kết nhẹ, tức là hệ số quá cổ kết OCR có giá trị từ 1,0 đến 1,36. Càng xuống sâu, ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân càng lớn nên độ chặt của đất có khuynh hướng gia tăng theo độ sâu.



Hình 5: Biểu đồ áp lực tiên cố kết và áp lực bản thân theo độ sâu



Hình 6: Biểu đồ hệ số quá cổ kết OCR theo độ sâu

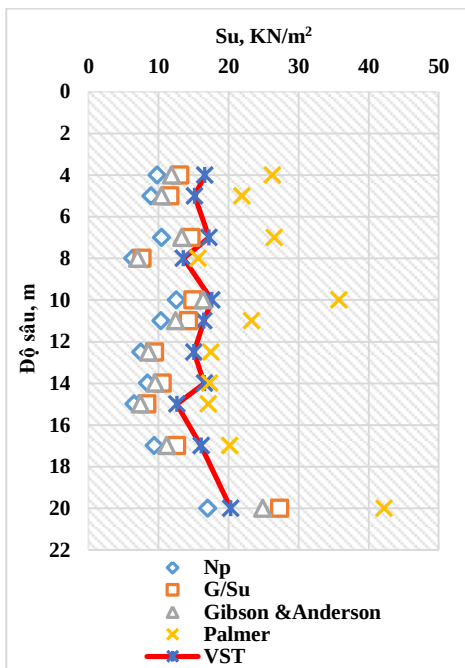


Hình 7: Biểu đồ quan hệ của tỷ số $\frac{Su}{\sigma_{vo}}$ theo độ sâu

Từ độ sâu 8m trở xuống, tỷ số độ bền không thoát nước ($\frac{Su}{\sigma'_{vo}}$) của thí nghiệm cắt cánh gần như không đổi, phù hợp với biểu đồ OCR hình từ 0m đến 8m: đất cô kết nhẹ; 8m trở xuống: đất cô kết thường.

4.2. Thiết lập tương quan sức chống cắt giữa thí nghiệm cắt cánh hiện trường (VST) và thí nghiệm nén ngang trong hố khoan (PMT) cho lớp sét mềm bão hòa nước ở khu vực Thủ Thiêm, Quận 2, thành phố Hồ Chí Minh.

Sức chống cắt không thoát nước Su như từ phương pháp đồ thị cắt của Palmer (1972), phân tích dẻo hoàn toàn như phương pháp Gibson & Anderson (Gibson and Anderson, 1961). Sức chống cắt không thoát nước còn được xác định từ áp lực giới hạn (p_L) và module chống cắt (G/Su) hay được xác định bằng hằng số nén ngang (N_p) theo Menard (1970).



Hình 8: Biểu đồ phân bố sức kháng cắt Su (PMT) từ nhiều phương pháp theo độ sâu

Từ biểu đồ hình cho thấy kết quả sức chống cắt không thoát nước tính công thức $Su = \frac{p_L - p_0}{1 + \ln \frac{G}{Su}}$ cho kết quả phù hợp với

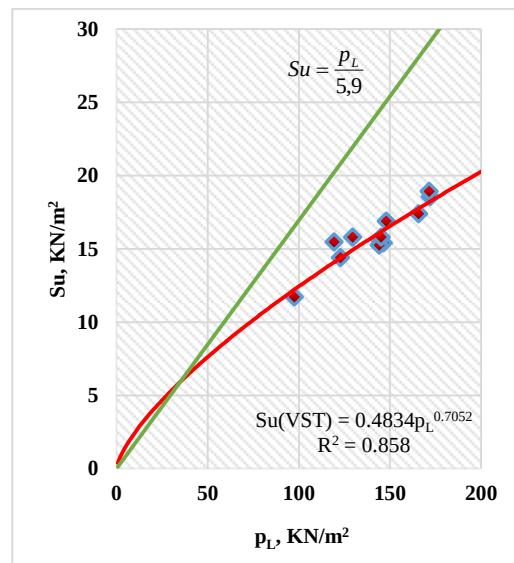
kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường hơn so với các phương pháp kia.

Các phương trình thực nghiệm về tương quan giữa sức kháng cắt không thoát nước và áp lực giới hạn (p_L) hoặc áp lực giới hạn rỗng (p^*_L). Một phương trình thực nghiệm để dự đoán sức kháng cắt không thoát nước được Bergado (1986) đề xuất:

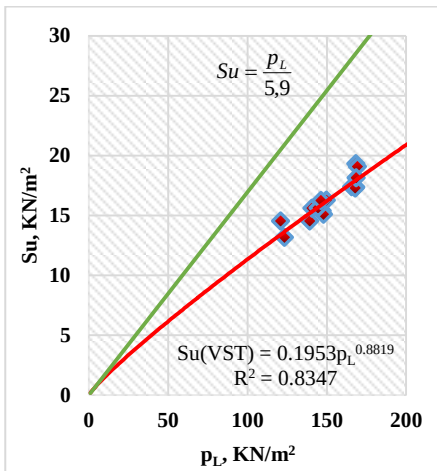
$$Su_{FV} = \frac{p_L}{5,9}$$

Trong đó Su_{FV} là sức chống cắt không thoát nước từ thí nghiệm cắt cánh hiện trường.

Tương quan giữa áp lực giới hạn và thí nghiệm cắt cánh hiện trường được thể hiện hình 9 và hình 10:



Hình 9: Tương quan giữa Su và p_L theo đề xuất Bergado (1986) cho lớp sét mềm ở độ sâu 0 đến 8m



Hình 10: Tương quan giữa S_u và p_L theo đề xuất Bergado (1986) cho lớp sét mềm độ sâu từ 8 đến 20m.

Hình 10 và hình 11 cho thấy dữ liệu về sức kháng cắt không thoát nước từ áp lực giới hạn của lớp sét mềm từ thí nghiệm nén ngang theo phương trình trên so với sức kháng cắt từ thí nghiệm cắt cánh hiện trường. Từ biểu đồ cho thấy sức kháng cắt không thoát nước từ thí nghiệm nén ngang tính từ p_L cho giá trị cao hơn so với các kết quả từ thí nghiệm cắt cánh hiện trường. Phương trình đề xuất cho đất sét mềm ở khu vực Thủ Thiêm được thể hiện ở bảng 1:

Bảng 1: Tương quan giữa $S_u(VST)$ và áp lực giới hạn p_L

Độ sâu	Phương trình tương quan	R^2
0-8m	$S_u(VST) = 0,4834 p_L^{0,7052}$	0,858
8-20m	$S_u(VST) = 0,1953 p_L^{0,8819}$	0,8347

Năm 1975, Menard đề xuất phương trình $S_u = \frac{p^*_L}{N_p}$ với $N_p=5,5$ có thể sử dụng để tạo mối tương quan giữa sức chống cắt không thoát nước với áp lực rỗng giới hạn (p^*_L).

Năm 1992, Briaud đã đề xuất một tương quan phi tuyến để xác định sức chống cắt không thoát nước:

Năm 1992, Briaud đã đề xuất một tương quan phi tuyến để xác định sức chống cắt không thoát nước:

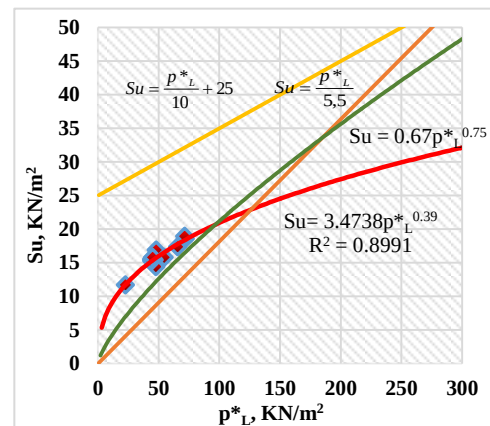
$$S_u = 0,67 p^*_L^{0,75}$$

Với S_u và p^*_L đều tính bằng KN/m^2

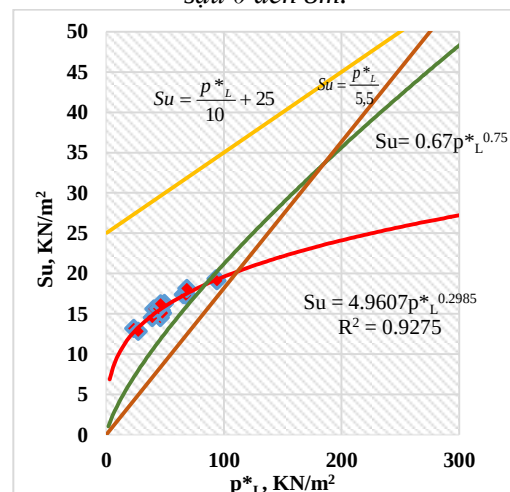
Ngoài ra, Amar (1972) đã đề xuất phương pháp tính sức chống cắt không thoát nước từ áp lực giới hạn như sau:

$$S_u = \frac{p^*_L}{10} + 25 = \frac{p_L - p_0}{10} + 25$$

Những tương quan này được vẽ để so sánh số liệu S_u từ các phương pháp khác nhau và được thể hiện ở hình 12 và hình 13:



Hình 11: Tương quan của sức chống cắt S_u và áp lực giới hạn rỗng p^*_L cho đất sét mềm ở độ sâu 0 đến 8m.



Hình 12: Tương quan của sức chống cắt S_u và áp lực giới hạn rỗng p^*_L cho đất sét mềm ở độ sâu 8 đến 20m.

Các phương pháp của Menard (1975), Briaud (1992) hay Amar (1972) cho phép ta dự đoán được giá trị sức chống cắt không thoát nước. Phương trình của Briaud (1992) cho giá trị S_u gần với giá trị cắt cánh hiện trường hơn so với Menard và Amar. Một đường phù hợp hơn (màu đỏ) khi ta phân tích hồi quy được trình bày ở hình 11 và hình 12 cho lớp đất sét mềm ở khu vực Thủ Thiêm, Quận 2. Các tương quan được thể hiện trong bảng 2:

Bảng 2: Tương quan giữa $S_u(VST)$ và áp lực giới hạn rỗng p^*_L

Độ sâu	Phương trình tương quan	R^2
0-8m	$S_u(VST) = 3,4738 p^*_L^{0,39}$	0,8991
8-20m	$S_u(VST) = 4,9607 p^*_L^{0,2985}$	0,9275

5. KẾT LUẬN

Tương quan sức chống cắt giữa thí nghiệm cắt cánh (VST) và thí nghiệm nén ngang trong hố khoan (PMT) cho lớp sét mềm bão hòa nước ở khu vực Thủ Thiêm, Quận 2 cụ thể như sau:

- Tương quan giữa S_u và p_L

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- 22TCN 355-05, Quy trình thí nghiệm cắt cánh hiện trường, Bộ Giao Thông Vận Tải, 2005.
- ASTM D4719-00, Quy trình thí nghiệm nén ngang trong đất, 2000.
- Suched Likitlersuang, J.L (2013), "Geotechnical parameters from pressuremeter tests for MRT Blue Line extension in Bangkok", vol. 5, No. 2 (2013) 99-118.
- Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam (2018). Báo cáo khảo sát địa chất công trình "Đầu tư xây dựng hạ tầng kỹ thuật khu dân cư phía Bắc (bao gồm khu chức năng số 3 và số 4) và hoàn thiện đường trục Bắc – Nam (đoạn từ chân cầu Thủ Thiêm 1 đến đường Mai Chí Thọ) trong khu đô thị mới Thủ Thiêm theo hình thức hợp đồng BT".

+ Đối với lớp đất sét quá cố kết trong độ sâu từ 0-8m:

$$S_u(VST) = 0,4834 p_L^{0,7052}$$

+ Đối với lớp sét cố kết thường trong độ sâu từ 8-20m:

$$S_u(VST) = 0,1953 p_L^{0,8819}$$

- Tương quan giữa S_u và p^*_L

+ Đối với lớp đất sét quá cố kết trong độ sâu từ 0-8m:

$$S_u(VST) = 3,4738 p^*_L^{0,39}$$

+ Đối với lớp sét cố kết thường trong độ sâu từ 8-20m:

$$S_u = 4,9607 p^*_L^{0,2985}$$

Theo kết quả trong nghiên cứu này, tương quan giữa áp lực giới hạn rỗng (p^*_L) từ thí nghiệm nén ngang và thí nghiệm cắt cánh hiện trường cho giá trị hợp lý. Các phương trình tương quan như trên có thể được sử dụng để dự đoán sức chống cắt cho lớp sét mềm bão hòa nước ở khu vực Thủ Thiêm, Quận 2, thành phố Hồ Chí Minh.

SO SÁNH MỘT SỐ ĐẶC TRƯNG NÉN LÚN TỪ CÁC KẾT QUẢ NÉN CỐ KẾT TẠI NHỮNG THỜI ĐIỂM KHÁC NHAU CỦA ĐẤT YẾU BÃO HÒA NƯỚC KHU VỰC QUẬN 8, TP. HỒ CHÍ MINH

Lê Bá Vinh

Bộ môn Địa cơ – Nền móng, khoa Kỹ Thuật Xây Dựng,
Trường Đại Học Bách Khoa – Đại Học Quốc Gia Thành Phố Hồ Chí Minh

Email: lebachinh@hcmut.edu.vn

Nguyễn Chí Nhân, Trần Thanh Tú

ABSTRACT: *Determining the compressive characteristics of soil in the laboratory by the one dimensional consolidation test may takes a lot of time and cost, especially for a large number of test samples. The content of the paper is to establish the correlation of some compressive characteristics of the saturated soft soil such as pre-consolidation pressure (p_c), compression index (C_c) and swelling index (C_s) according to the results of the one dimensional consolidation test that holds a load for 24 hours and the one dimensional consolidation test holds a load for 2 hours in the same depth. Therefore, the engineer can use the results of the 2 hours consolidation test to determine the pre-consolidation pressure (p_c), compression index (C_c), swelling index (C_s) to properly calculate settlement of ground rationally.*

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong tính toán thiết kế công trình dân dụng, công nghiệp, cầu đường thì tính lún cho nền móng công trình là vô cùng quan trọng. Thông thường, người ta sử dụng kết quả thí nghiệm nén cố kết một trục không nở hông giữ tải 24 giờ để tính toán độ lún của nền và móng công trình. Tuy nhiên, thí nghiệm theo phương pháp này sẽ tốn rất nhiều thời gian và chi phí do việc thí nghiệm đòi hỏi sự cẩn trọng và chính xác cao, đặc biệt khó khăn nếu số lượng mẫu thí nghiệm quá lớn (>30 mẫu) sẽ dẫn đến thời gian thí nghiệm kéo dài làm ảnh hưởng thời gian thiết kế thi công cũng như tiến độ của công trình, dự án.

Ngược lại, thí nghiệm nén cố kết một trục giữ tải 2 giờ lại tốn thời gian thí nghiệm ít hơn trong khi qui trình và phương pháp thí nghiệm là tương tự với thí nghiệm nén cố kết một trục giữ tải 24 giờ. Từ đó giúp rút ngắn được thời gian cũng như giảm chi phí thí nghiệm.

Vì vậy, bài viết này dựa vào các số liệu thí nghiệm theo hai phương pháp trên để thiết lập sự tương quan giữa chỉ số áp lực tiền cố kết (p_c), chỉ số nén (C_c), chỉ số nở (C_s) giữa thí nghiệm nén cố kết một trục khi giữ tải 24 giờ và thí nghiệm nén cố kết một trục khi giữ tải 2 giờ cho loại đất sét yếu bão hòa nước. Từ đó, có thể dựa vào kết quả thí nghiệm nén cố kết khi giữ tải 2 giờ để xác định các chỉ số p_c , C_c , C_s theo phương pháp nén cố kết khi giữ tải 24 giờ cho các công trình tương tự.

2. ĐẤT SỬ DỤNG CHO CÁC THÍ NGHIỆM

Thí nghiệm nén cố kết theo phương pháp giữ tải 2 giờ và giữ tải 24 giờ cho các mẫu đất lấy được từ các hố khoan khảo sát địa chất công trình "Nạo vét trục thoát nước rạch Xóm Củi, quận 8, TP. HCM" (Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam, 2018) với 6 độ sâu lấy mẫu khác nhau 4m, 8m, 12m, 16m, 20m, 24m. Mỗi độ sâu thí nghiệm 25 mẫu cho mỗi phương pháp.

Mẫu đất thí nghiệm là đất sét yếu bão hòa nước với một số đặc trưng vật lý như $W = 88.33 \%$, $\gamma_w = 1.470 \text{ g/cm}^3$, $G_s = 2.634$, $S_r = 97.62 \%$, $e_o = 2.383$, $W_L = 59.57 \%$, $W_p = 36.33 \%$, $I_p = 23.24 \%$, $B = 2.261$.

3. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Tiến hành thí nghiệm nén cố kết mẫu đất ở các độ sâu khác nhau với thời gian giữ tải 24 giờ và 2 giờ cho mỗi cấp tải tác dụng. Cách tiến hành thí nghiệm nén cố kết cho mẫu nén giữ tải 24 giờ tuân thủ theo quy định của tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 4200:2012 (TCVN, 2012) với nội dung tóm tắt như sau:

Bước 1: Chuẩn bị mẫu thí nghiệm: lấy mẫu thí nghiệm vào dao vòng, xác định khối lượng thể tích và độ ẩm trước khi thí nghiệm.

Bước 2: Lắp mẫu đã chuẩn bị vào thiết bị thí nghiệm



Hình 1: Hộp nén cố kết mẫu

Bước 3: Bão hòa mẫu thí nghiệm trong 24 giờ.

Bước 4: Tiến hành thí nghiệm với cấp tải trọng đầu tiên là 0.25 kG/cm^2 và theo dõi biến dạng nén của mẫu trên đồng hồ đo biến dạng. Theo dõi và ghi nhận số liệu thí nghiệm theo thời gian: 6 giây, 15 giây, 30 giây, 1 phút, 2 phút, 4 phút, 8 phút, 15 phút, 30 phút, 1 giờ, 2 giờ, 3 giờ, 6 giờ, 12 giờ và 24 giờ.

Bước 5: Tiếp tục tiến hành thí nghiệm tương tự như bước 4 cho các cấp tải trọng 0.50 kG/cm^2 , 1.00 kG/cm^2 , 2.00 kG/cm^2 , 4.00 kG/cm^2 .

Bước 6: Dỡ tải và ghi nhận số liệu dỡ tải sau khi đã nén xong ở cấp tải cuối cùng theo từng cấp với thời gian ghi nhận số liệu là 2 giờ mỗi cấp.

Bước 7: Lấy mẫu ra khỏi hộp nén và xác định khối lượng thể tích và độ ẩm của mẫu sau khi thí nghiệm.

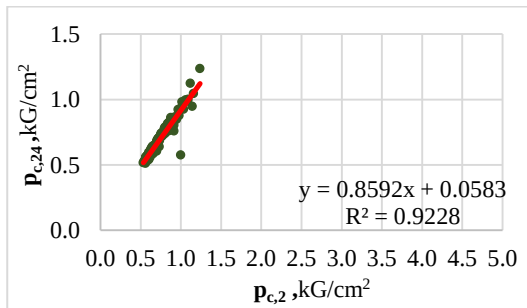
Phương pháp thí nghiệm đối với mẫu thí nghiệm nén cố kết khi giữ tải 2 giờ tương tự như thí nghiệm nén khi giữ tải 24 giờ. Tuy nhiên, chỉ theo dõi và ghi nhận số liệu biến dạng tại thời điểm 2 giờ sau khi tăng tải cho mỗi cấp tải.

4. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM VÀ SO SÁNH

Kết quả thu được sau khi thí nghiệm được xử lý thống kê để loại bỏ các giá trị bất thường nhằm hạn chế sai số thô theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 4548:2009 (TCVN, 2009) như sau.

Bảng 1: Giá trị và chênh lệch giữa áp lực tiền cố kết của mẫu nén giữ tải 24 giờ ($p_{c,24}$) và 2 giờ ($p_{c,2}$)

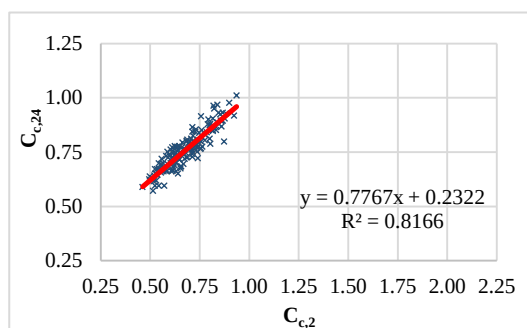
Độ sâu	$p_{c,24} (\text{kG/cm}^2)$	$P_{c,2} (\text{kG/cm}^2)$	$\Delta p_{c,2-24} (\text{kG/cm}^2)$	$\% \Delta p_{c,2-24} (\%)$
4m	0.666	0.712	0.045	6.77
8m	0.666	0.701	0.036	5.40
12m	0.700	0.780	0.080	11.47
16m	0.706	0.754	0.047	6.71
20m	0.722	0.770	0.048	6.65
24m	0.780	0.823	0.043	5.55



Hình 2: Tương quan giữa áp lực tiền cố kết của mẫu nén giữ tải 24 giờ ($p_{c,24}$) và 2 giờ ($p_{c,2}$)

Bảng 2: Giá trị và chênh lệch giữa chỉ số nén của mẫu nén giữ tải 24 giờ ($C_{c,24}$) và 2 giờ ($C_{c,2}$)

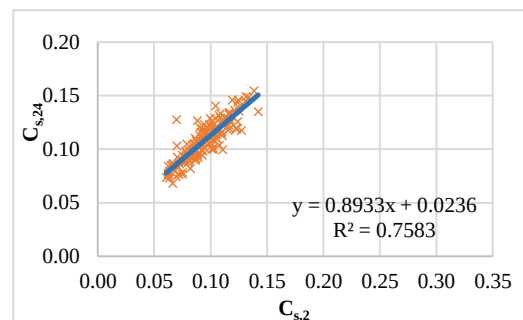
Độ sâu	$C_{c,24}$	$C_{c,2}$	$\Delta C_{c,24-2}$	$\% \Delta C_{c,24-2} / C_{c,24}$ (%)
4m	0.732	0.655	0.077	10.49
8m	0.752	0.669	0.083	11.02
12m	0.791	0.724	0.067	8.48
16m	0.802	0.711	0.091	11.32
20m	0.791	0.706	0.084	10.67
24m	0.714	0.640	0.075	10.44



Hình 3: Tương quan giữa chỉ số nén của mẫu nén giữ tải 24 giờ ($C_{c,24}$) và 2 giờ ($C_{c,2}$)

Bảng 3: Giá trị và % chênh lệch giữa chỉ số nở của mẫu nén giữ tải 24 giờ ($C_{s,24}$) và 2 giờ ($C_{s,2}$)

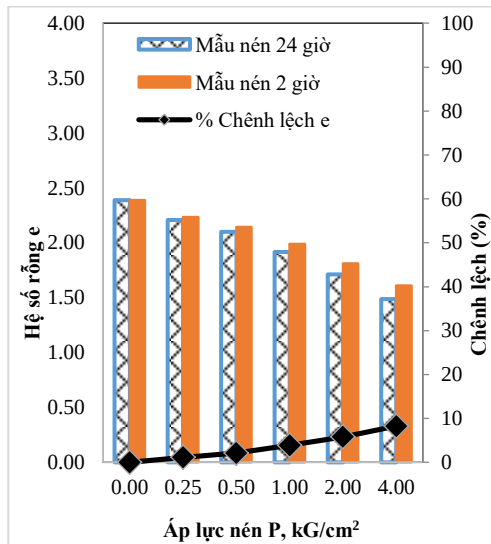
Độ sâu	$C_{s,24}$	$C_{s,2}$	$\Delta C_{s,24-2}$	$\% \Delta C_{s,24-2} / C_{s,24}$ (%)
4m	0.105	0.090	0.015	14.26
8m	0.116	0.099	0.017	14.84
12m	0.114	0.104	0.010	8.76
16m	0.116	0.101	0.015	13.09
20m	0.100	0.089	0.011	11.12
24m	0.100	0.088	0.012	11.91



Hình 4: Tương quan chỉ số nở của mẫu nén giữ tải 24 giờ ($C_{s,24}$) và 2 giờ ($C_{s,2}$)

Bảng 4: Giá trị hệ số rỗng mẫu nén giữ tải 24 giờ (e_{24}), 2 giờ (e_2) và % chênh lệch hệ số rỗng

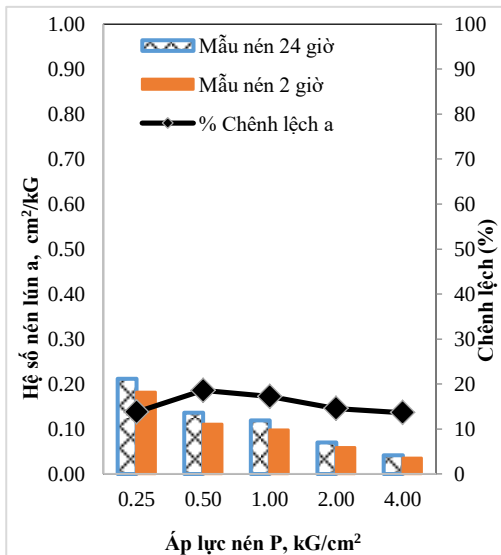
P (kG/cm²)	0.00	0.25	0.5	1	2	4
Δh_2 (mm)	0.00	0.91	1.44	2.36	3.41	4.59
Δh_{24} (mm)	0.00	1.06	1.70	2.79	3.99	5.31
e_2	2.389	2.234	2.144	1.989	1.811	1.611
e_{24}	2.389	2.209	2.100	1.915	1.712	1.489
Δe_{2-24}	0.000	0.025	0.044	0.074	0.099	0.123
$\% \Delta e_{2-24} / e_{24}$	0.00	1.13	2.11	3.86	5.79	8.24



Hình 5: Biểu đồ so sánh hệ số rỗng mẫu nén giữ tải 24 giờ (e_{24}), 2 giờ (e_2) và chênh lệch $\% \Delta e_{2-24} / e_{24}$

Bảng 5: Giá trị hệ số nén lún mẫu nén giữ tải 24 giờ (a_{24}), 2 giờ (a_2) và % chênh lệch

P (kG/cm ²)	0.25	0.5	1	2	4
a_2 (cm ² /kG)	0.618	0.360	0.310	0.178	0.100
a_{24} (cm ² /kG)	0.717	0.438	0.369	0.203	0.112
Δa_{2-24} (cm ² /kG)	0.099	0.078	0.059	0.025	0.012
$\% \Delta a_{2-24} / a_{24}$	13.88	17.80	15.99	12.39	10.52

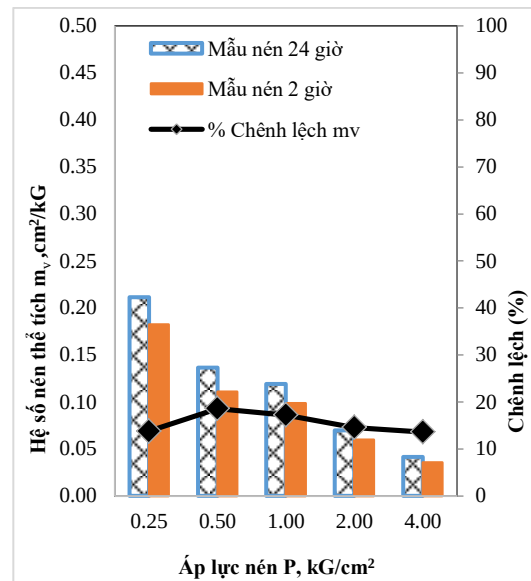


Hình 6: Biểu đồ so sánh hệ số nén lún mẫu nén giữ tải 24 giờ (a_{24}), 2 giờ (a_2) và % chênh lệch

Bảng 6: Giá trị hệ số nén thể tích mẫu nén giữ tải 24 giờ ($m_{v,24}$), 2 giờ ($m_{v,2}$) và % chênh lệch

P (kG/cm ²)	0.25	0.5	1	2	4
$m_{v,2}$ (cm ² /kG)	0.182	0.111	0.099	0.060	0.036
$m_{v,24}$ (cm ² /kG)	0.211	0.136	0.119	0.070	0.041
$\Delta m_{v,2-24}$ (cm ² /kG)	0.029	0.025	0.021	0.010	0.006
$\% \Delta m_{v,2-24} / m_{v,24}$	13.79	18.58	17.22	14.57	13.62

90



Hình 7: Biểu đồ so sánh hệ số nén thể tích mẫu nén giữ tải 24 giờ ($m_{v,24}$), 2 giờ ($m_{v,2}$) và % chênh lệch

GHI CHÚ:

- $p_{c,24}$ và $p_{c,2}$: Áp lực tiền cố kết của mẫu nén giữ tải 24 giờ và 2 giờ.
- $C_{c,24}$ và $C_{c,2}$: Chỉ số nén của mẫu nén giữ tải 24 giờ và 2 giờ.
- $C_{s,24}$ và $C_{s,2}$: Chỉ số nở của mẫu nén giữ tải 24 giờ và 2 giờ.
- e_{24} và e_2 : Hệ số rỗng của mẫu nén giữ tải 24 giờ và 2 giờ.
- a_{24} và a_2 : Hệ số nén lún của mẫu nén giữ tải 24 giờ và 2 giờ.
- $m_{v,24}$ và $m_{v,2}$: Hệ số nén thể tích của mẫu nén giữ tải 24 giờ và 2 giờ.

Từ kết quả tổng hợp giá trị áp lực tiền cố kết p_c ở bảng 1 cho thấy, trong phạm vi các mẫu nghiên cứu thì giá trị p_c luôn nhỏ hơn 1.00 kG/cm^2 , đồng thời có xu hướng tăng theo độ sâu và giảm theo chiều tăng của thời gian giữ tải. Cụ thể, giá trị $p_{c,24}$ dao động trong khoảng $[0.666 \div 0.780] \text{ kG/cm}^2$, giá trị $p_{c,2}$ dao động trong khoảng $[0.712 \div 0.823] \text{ kG/cm}^2$, thấp nhất là giá trị p_c ở độ sâu 4m, sau đó tăng dần và lớn nhất là giá trị p_c ở độ sâu 24m. Giá trị $p_{c,2}$ luôn lớn hơn giá trị $p_{c,24}$ từ 5.40% đến 11.47%, với chênh lệch tương đương từ $[0.036 \div 0.080] \text{ kG/cm}^2$, cho thấy mẫu nén giữ tải càng lâu thì giá trị p_c có xu hướng giảm.

Bên cạnh đó, từ biểu đồ ở hình 2, có thể nhận thấy giữa giá trị áp lực tiền cố kết $p_{c,2}$ và $p_{c,24}$ của các mẫu nghiên cứu có mối quan hệ tuyến tính với hàm tương quan tìm được với hệ số tương quan ở mức cao là $R^2=92.28\%$ là:

$$p_{c,24} = 0.8592p_{c,2} + 0.0583$$

Từ kết quả tổng hợp ở bảng 2 cho thấy giá trị chỉ số nén C_c có xu hướng tăng theo chiều tăng của thời gian giữ tải đối với các mẫu có cùng độ sâu. Giá trị $C_{c,2}$ dao động từ 0.640 đến 0.724. Giá trị $C_{c,24}$ có trị số lớn hơn $C_{c,2}$ và dao động từ 0.714 đến 0.802. Chênh lệch giữa giá trị $C_{c,24}$ và $C_{c,2}$ dao động từ $[0.067 \div 0.091]$ tương ứng từ $[8.48 \div 11.32] \%$. Khi xét theo độ sâu của mẫu thì giá trị C_c không thể hiện xu hướng rõ ràng theo tỷ lệ tăng của độ sâu mẫu thí nghiệm mà thay đổi bất thường trong cùng một thời gian giữ tải.

Quan sát hình 3 có thể thấy rằng giữa giá trị $C_{c,2}$ và $C_{c,24}$ có mối quan hệ tuyến tính với hàm tương quan tìm được có hệ số tương quan ở mức cao ($R^2=81.66\%$) là:

$$C_{c,24} = 0.7767C_{c,2} + 0.2322$$

Từ kết quả tổng hợp ở bảng 3 cho thấy giá trị chỉ số nở C_s có xu hướng tăng theo chiều tăng của thời gian giữ tải đối với các mẫu có cùng độ sâu. Giá trị $C_{s,2}$ dao động từ 0.088 đến 0.104. Giá trị $C_{s,24}$ có trị số lớn hơn và dao động từ 0.100 đến 0.116. Chênh lệch giữa giá trị $C_{s,24}$ và $C_{s,2}$ dao động từ $[0.010 \div 0.017]$ tương ứng từ $[8.76 \div 14.84] \%$. Khi xét theo độ sâu của mẫu thì không tìm thấy quy luật biến đổi của giá trị C_s .

Ngoài ra, khi xét đến tỷ số C_c/C_s thì tỷ số này có giá trị dao động trong khoảng từ $[6.465 \div 7.966]$ lần.

Quan sát hình 4 có thể thấy rằng giữa giá trị $C_{s,2}$ và $C_{s,24}$ có mối quan hệ tuyến tính với hàm tương quan tìm được có hệ số tương quan ở mức khá ($R^2=75.83\%$) là:

$$C_{s,24} = 0.8933C_{s,2} + 0.0236$$

Kết quả từ bảng 4 cho thấy độ lún của mẫu thí nghiệm tăng theo chiều tăng của áp lực tác dụng đồng thời cũng tăng theo chiều tăng của thời gian giữ tải. Giá trị hệ số rỗng của các mẫu nén khi giữ tải 2 giờ luôn lớn hơn giá trị hệ số rỗng của các mẫu nén khi giữ tải 24 giờ. Chênh lệch giá trị hệ số rỗng của mẫu nén khi giữ tải 2 giờ (e_2) so với mẫu nén khi giữ tải 24 giờ (e_{24}) trong cùng một cấp áp lực gây lún dao động từ $[0.025 \div 0.123]$ tương ứng từ $[1.13 \div 8.24] \%$ và có xu hướng tăng theo chiều tăng của cấp áp lực gây lún. Điều này thể hiện hệ số rỗng có xu hướng giảm theo chiều tăng của thời gian giữ tải. Quan sát hình 5 có thể thấy rằng, giá trị hệ số rỗng của mẫu nén khi giữ tải 2 giờ và khi giữ tải 24 giờ có xu hướng tách xa nhau khi tải trọng tác dụng tăng. Mức độ chênh lệch hệ số rỗng (Δe_{2-24}) của 2 phương pháp thí nghiệm nhỏ nhất là ở cấp tải 0.25 kG/cm^2 là $\Delta e_{0.25} = 0.025 (1.13\%)$,

$\Delta e_{0.50} = 0.044$ (2.11%), $\Delta e_{1.00} = 0.074$ (3.86%), $\Delta e_{2.00} = 0.099$ (5.79%), $\Delta e_{4.00} = 0.123$ (8.24%). Điều này thể hiện chênh lệch hệ số rỗng của 2 phương pháp thí nghiệm có xu hướng tăng nếu áp lực gây lún cũng tăng.

Kết quả từ bảng 5 cho thấy giá trị hệ số nén lún của các mẫu nén khi giữ tải 2 giờ (a_2) luôn nhỏ hơn giá trị hệ số nén lún của các mẫu nén khi giữ tải 24 giờ (a_{24}). Chênh lệch giá trị hệ số nén lún của mẫu nén khi giữ tải 2 giờ và mẫu nén khi giữ tải 24 giờ dao động từ $[0.012 \div 0.099]$ tương ứng từ $[17.80 \div 10.52]$ % và có xu hướng giảm theo chiều tăng của áp lực gây lún. Chênh lệch lớn nhất là ở cấp áp lực 0.50 kG/cm^2 (17.80%) và nhỏ nhất là ở cấp áp lực 4.00 kG/cm^2 (10.52%). Điều này thể hiện hệ số nén lún có xu hướng tăng theo chiều tăng của thời gian giữ tải. Quan sát hình 6 có thể thấy rằng, hệ số nén lún của mẫu nén khi giữ tải 2 giờ và khi giữ tải 24 giờ có xu hướng tiệm cận nhau khi áp lực gây lún tăng. Độ chênh lệch hệ số nén lún của 2 phương pháp thí nghiệm có xu hướng giảm, lớn nhất là ở cấp tải 0.25 kG/cm^2 là $\Delta a_{0.25} = 0.099$ (13.88%), $\Delta a_{0.50} = 0.078$ (17.80%), $\Delta a_{1.00} = 0.059$ (15.99%), $\Delta a_{2.00} = 0.025$ (12.39%), $\Delta a_{4.00} = 0.012$ (10.52%).

Kết quả từ bảng 6 cho thấy giá trị hệ số nén thể tích của các mẫu nén khi giữ tải 2 giờ ($m_{v,2}$) luôn nhỏ hơn giá trị hệ số nén thể tích của các mẫu nén khi giữ tải 24 giờ ($m_{v,24}$). Chênh lệch về mặt giá trị của $m_{v,2}$ so với $m_{v,24}$ dao động từ $[0.006 \div 0.029]$ tương ứng từ $[18.58 \div 13.62]$ % và có xu hướng giảm theo chiều tăng của áp lực gây lún. Chênh lệch lớn nhất là ở cấp áp lực 0.50 kG/cm^2 (18.58%) và nhỏ nhất là ở cấp áp lực 4.00 kG/cm^2 (13.62%). Điều này thể hiện hệ số nén thể tích có xu hướng tăng theo chiều tăng của thời gian

giữ tải. Độ chênh lệch hệ số nén thể tích giữa 2 phương pháp thí nghiệm theo từng cấp tải trọng như sau

$$\begin{aligned}\Delta m_{v0.25} &= 0.029 \text{ (13.79\%)} \\ \Delta m_{v0.50} &= 0.025 \text{ (18.58\%)} \\ \Delta m_{v1.00} &= 0.021 \text{ (17.22\%)} \\ \Delta m_{v2.00} &= 0.010 \text{ (14.57\%)} \\ \Delta m_{v4.00} &= 0.006 \text{ (13.62\%)}.\end{aligned}$$

Đồng thời quan sát hình 7 nhận thấy, hệ số nén thể tích của mẫu nén khi giữ tải 2 giờ và mẫu nén khi giữ tải 24 giờ có xu hướng tiệm cận nhau khi tải trọng tác dụng tăng và mức độ chênh lệch hệ số nén thể tích có xu hướng giảm theo chiều tăng của áp lực gây lún.

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Thời gian giữ tải trong thí nghiệm nén cố kết có ảnh hưởng đến một số đặc trưng nén lún của mẫu đất sét yếu bão hòa nước.

Thời gian giữ tải lâu hơn, mẫu đất bị lún nhiều hơn. Với khoảng áp lực tác dụng từ $[0.25 \div 4.00] \text{ kG/cm}^2$ thì giá trị hệ số rỗng của các mẫu nén khi giữ tải 2 giờ luôn lớn hơn giá trị hệ số rỗng của các mẫu nén khi giữ tải 24 giờ. Chênh lệch giá trị hệ số rỗng dao động từ $[0.025 \div 0.123]$ tương ứng từ $[1.13 \div 8.24]$ % và có xu hướng tăng theo chiều tăng của áp lực gây lún.

Hệ số nén lún có xu hướng tăng nếu thời gian giữ tải tăng với cùng một áp lực gây lún. Hệ số nén lún của các mẫu nén khi giữ tải 2 giờ luôn nhỏ hơn giá trị hệ số nén lún của các mẫu nén khi giữ tải 24 giờ. Chênh lệch giá trị hệ số nén lún dao động từ $[0.012 \div 0.099]$ tương ứng từ $[17.80 \div 10.52]$ % và có xu hướng giảm theo chiều tăng của áp lực gây lún.

Hệ số nén thể tích có xu hướng tăng theo chiều tăng của thời gian giữ tải với

với cùng một áp lực gây lún. Giá trị hệ số nén thể tích của các mẫu nén khi giữ tải 2 giờ luôn nhỏ hơn giá trị hệ số nén thể tích của các mẫu nén khi giữ tải 24 giờ. Mức độ chênh lệch dao động từ $[0.006 \div 0.029]$ cm^2/kG tương ứng từ $[18.58 \div 13.62]$ % và có xu hướng giảm theo chiều tăng của áp lực gây lún.

Áp lực tiền cố kết có xu hướng giảm nếu thời gian giữ tải thí nghiệm tăng. Với cùng một cấp áp lực gây lún, mẫu nén giữ tải 2 giờ sẽ cho kết quả $p_{c,2}$ lớn hơn so với kết quả $p_{c,24}$ của mẫu nén giữ tải 24 giờ. Như vậy, khi tính toán độ lún đối với kết quả mẫu nén khi giữ tải 2 giờ thì đất còn trong giai đoạn biến dạng đàn hồi; trong khi đó, với điều kiện tương tự nhưng đối với mẫu nén khi giữ tải 24 giờ thì có thể mẫu đất đã bước qua giai đoạn biến dạng dẻo.

Vì vậy, ngoài giá trị áp lực tiền cố kết thì giá trị chỉ số nén và chỉ số nở cũng ảnh hưởng trực tiếp đến việc tính toán độ lún. Độ lún ngoài chịu ảnh hưởng của giá trị áp lực tiền cố kết thì chỉ số nén và chỉ số nở cũng có ảnh hưởng đáng kể. Theo kết quả thí nghiệm thì tỷ số $C_{c,24}/C_{s,2}$ dao động từ $[7.592 \div 8.918]$ lần, dẫn đến độ lún tính toán được sẽ có mức độ chênh lệch từ $[7.592 \div 8.918]$ lần.

Ngoài ra, giá trị áp lực tiền cố kết có mối quan hệ tuyến tính như sau:

$$p_{c,24} = 0.8592p_{c,2} + 0.0583$$

Chỉ số nén có xu hướng tăng theo

chiều tăng của thời gian giữ tải đối với các mẫu có cùng độ sâu và cùng áp lực gây lún. Dẫn đến việc nếu sử dụng giá trị C_c từ kết quả thí nghiệm của mẫu nén giữ tải 24 giờ vào tính toán độ lún sẽ cho độ lún lớn hơn nếu dùng kết quả C_c của mẫu nén giữ tải 2 giờ với cùng điều kiện áp dụng. Chênh lệch giữa giá trị $C_{c,24}$ và $C_{c,2}$ dao động từ $[0.067 \div 0.091]$ tương ứng từ $[8.48 \div 11.32]$ %.

Ngoài ra, chỉ số nén của mẫu nén giữ tải 2 giờ và mẫu nén giữ tải 24 giờ có mối quan hệ tuyến tính là:

$$C_{c,24} = 0.7767C_{c,2} + 0.2322$$

Chỉ số nở có xu hướng tăng theo chiều tăng của thời gian giữ tải đối với các mẫu có cùng độ sâu. Chênh lệch giữa giá trị $C_{s,24}$ và $C_{s,2}$ dao động từ $[0.010 \div 0.017]$ tương ứng từ $[8.76 \div 14.84]$ %. Giữa giá trị $C_{s,2}$ và $C_{s,24}$ có mối quan hệ tuyến tính là:

$$C_{s,24} = 0.8933C_{s,2} + 0.0236$$

Như vậy, thời gian giữ tải trong thí nghiệm nén cố kết có ảnh hưởng không nhỏ đến một số đặc trưng nén lún của đất. Do đó, cần phải lựa chọn phương pháp thí nghiệm cho hợp lý với đặc điểm, quy mô và tính chất của công trình nhằm đảm bảo an toàn và tiết kiệm chi phí. Đối với các công trình có quy mô nhỏ, kiến nghị sử dụng các tương quan thu được để điều chỉnh số liệu cho hợp lý, phục vụ cho công tác tính toán thiết kế nếu số liệu khảo sát, thí nghiệm chưa đầy đủ.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam (2018). Báo cáo khảo sát địa chất công trình Nạo vét trục thoát nước rạch Xóm Củi.
2. TCVN 4200:2012 - Đất xây dựng – Phương pháp xác định tính nén lún trong phòng thí nghiệm.
3. TCVN 4548:2009 – Thống kê ứng dụng – Loại bỏ các giá trị bất thường.

ĐẶC ĐIỂM, CƠ CHẾ VÀ PHÂN LOẠI CÁC LOẠI HÌNH SỤT LÚN ĐẤT *Characteristics, mechanisms and classification of typical land subsidence hazards*

Nguyễn Xuân Trường, Trần Thanh Tú, Nguyễn Thúy Trang
Nguyễn Chí Nhân, Huỳnh Đăng Khánh, Bùi Hoàng Dương
P.Nghiên cứu Nền móng & Địa Kỹ Thuật
Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

TÓM TẮT: Sụt lún đất nền là một hiện tượng tự nhiên thường được quan sát từ quá trình sử dụng các công trình dân dụng. Khác với sụt lún do kiến tạo, sụt lún đất nền thường xảy ra do sự thay đổi kết cấu của đất có thể do sự thay đổi đột ngột của điều kiện tự nhiên, hoặc do sức bền của đất nền đạt tới hạn khi phải chịu tải của các công trình dân dụng xây dựng bên trên. Trong khi nguyên nhân của sụt lún chỉ mới được nhắc đến trong một vài văn liệu, hiện tượng này đã không ngừng tiếp diễn trong những năm vừa qua ở Việt Nam, từ năm 2017 đến 2020, tại một số tỉnh khu vực Bán đảo Cà Mau thuộc Đồng bằng sông Cửu Long. Thiệt hại do sụt lún ước tính lên đến hàng chục tỷ đồng với hàng loạt các công trình như đê, đường giao thông nông thôn bị hư hỏng nặng khiến cho hệ thống giao thông bị ách tắc, hoạt động kinh tế xã hội bị đình trệ, kèm theo các nguy cơ thiệt hại về người và của. Hàng trăm tỷ đồng đã được sử dụng để xử lý khắc phục cho hậu quả của sụt lún đất tính đến thời điểm hiện tại. Điều này cho thấy sự cần thiết phải có một cái nhìn tổng quan, sâu sát để nắm bắt được xu thế biến đổi của tự nhiên, từ đó có các giải pháp thích hợp để xử lý, thích nghi, ngăn ngừa và hạn chế các thiệt hại do sụt lún.

Sụt lún đất đã được nhắc đến trong các văn liệu như là một tính chất đặc trưng của đất từ những năm thập kỷ 60 thế kỷ 20. Một số các hiện tượng quan sát phổ biến với các loại đất xảy ra sụt lún bao gồm (1) hiện tượng trương nở, (2) hiện tượng co ngót, (3) hiện tượng lún ướt, (4) hiện tượng đất hóa lỏng. Tùy vào đặc trưng cơ chế thay đổi kết cấu của đất, biến dạng của đất nền thể hiện trên bề mặt cũng có những điểm khác biệt, quan sát thấy các biểu hiện như (1) hiện tượng nứt tách mặt đường, (2) đất sụt dạng sóng lượn, (3) đất sụt dạng hàm ếch, (4) đất sụt dạng hố trũng tròn... Bài báo này nhằm làm rõ các cơ chế dẫn đến hiện tượng sụt lún đất phổ biến dưới tác động của ngoại cảnh, đồng thời đề xuất một hệ thống phân loại các dạng sụt lún có thể áp dụng để nhận biết các loại sụt lún đất phổ biến nhất.

Từ khóa: Sụt lún, trương nở, co ngót, lún ướt, đất hóa lỏng, phân loại sụt lún, cơ chế sụt lún, Cà Mau.

ABSTRACT: Land subsidence (or settlement) is one of the nature hazards commonly observed during the usage of civil constructions. Different from tectonic subsidence, ground subsidence happens due to the change in soils' structure when natural conditions alter, or due to the soils' strength reaching critical state when the load of constructions are significantly high. While the subsidence reasons have been discussed in many literatures, this happened continuously in Viet Nam from 2017 to 2020 in some areas of Ca Mau Peninsula, the Mekong delta region. The damage accounted for billions of VND when constructions such as dykes, rural roads were destroyed heavily, causing many problems to the traffic, economic activities and social welfare. Budget has been spent to fix the failure due to land subsidence up to now. This requires a more throughout study to understand the whole picture of this hazard. Eventually, solutions can be drawn to handle, adapt, and prevent the lost caused by land subsidence.

Land subsidence is prescribed as a unique characteristic of soil since the early time. Some of the behaviors observed include: (1) swelling, (2) shrinkage, (3) collapse, (4) liquefaction. Depending on specific mechanism of soils' structure changing, ground deformations observed on the surface show different patterns, such as (1) cracks and splits of roads, (2) waving road surfaces, (3) craters, (4) sink holes, ... This paper aims at clarifying some of the land subsidence mechanisms which are commonly observed, then suggest a classification of the hazard in order that it can be utilized to recognize the subsidence for further solutions.

Keyword: Subsidence, settlement, expansive soil, collapsible soil, liquefaction, Ca Mau.

1. HIỆN TƯỢNG SỤT LÚN TRONG TỰ NHIÊN VÀ NGUYÊN NHÂN

Hiện tượng cao trình địa hình đột ngột sụt giảm tại một vài nơi trên thế giới được quan sát và ghi nhận ở nhiều vùng như Wilmington (hạt Los Angeles), hay ở thành phố Mexico, Bán đảo Gaillard (Texas), Gloe (Úc), Luxiang và Manfang (Trung Quốc), Yamamoto (Nhật), Bixley (New Zealand), Ý, Venezuela và nhiều nước khác. Tất cả đều được gọi là hiện tượng sụt lún. Các vị trí xảy ra sụt lún thường liên quan đến các thành tạo địa chất trẻ kém cố kết như các khu vực trầm tích sông ngòi, đầm hồ, trầm tích gốc biển nông, và nhất là khi các khu vực này có diễn ra các hoạt động khai thác nước ngầm, dầu khí [1]. Đôi khi có liên quan đến việc dâng cao của mực nước biển. Nhiều nghiên cứu cho thấy có sự sụt giảm áp suất lỗ rỗng tại các tầng khai thác nước ngầm cũng như dầu mỏ và khí đốt dẫn đến việc gia tăng áp suất hiệu dụng tại các tầng đất đá cùng chôn vùi này. Kết quả là vật liệu trầm tích tái sắp xếp, trở nên xếp chặt khít gào nhau hơn và làm cho bề mặt bên trên bị lún dần. Chuyển vị ngang đôi khi cũng xảy ra nhưng cường độ thường thấp hơn. Chiều dòng chảy và trường ứng suất biến dạng sinh ra do hoạt động khai thác cộng hưởng với nhau. Mặc dù vậy, mỗi liên hệ này khó quan sát hơn với các chế độ thủy văn thực tế. Như ở các tầng chứa nước lớn và hệ thống nhiều tầng chứa được khai thác, chuyển vị ngang của

đất hầu như được bỏ qua và chỉ xét đến biến dạng nén ép thẳng đứng. Một vài nơi có điều kiện địa chất đặc biệt, bao gồm các tầng đất kém cố kết tích tụ phủ bên trên các thành tạo đá carbonate hang hốc lỗ rỗng. Khi tiến hành khai thác nước tại các tầng đất bên trên, do sự chênh lệch áp suất các hạt đất chưa cố kết di chuyển và rơi vào các hang hốc lỗ rỗng của tầng carbonate bên dưới. Điều này làm cho đất trên bề mặt bị sụt lún.

Hầu hết, cơ chế liên quan đến sụt lún do việc khai thác ngầm được nghiên cứu khá kỹ lưỡng. Trong điều kiện tự nhiên, áp lực địa tĩnh tác dụng lên các tầng chứa bao gồm các dạng vật liệu rời rạc hoặc kém cố kết được cân bằng bởi áp suất lỗ rỗng p và áp lực hiệu dụng thẳng đứng và nằm ngang. Khi xuất hiện hoạt động khai thác làm cho áp lực p suy giảm, áp suất lỗ rỗng không chống chịu được áp suất tổng, do đó, áp lực được truyền từ chất lưu sang các hạt rắn làm cho áp suất hiệu dụng gia tăng tại các vỉa chứa và các thành tạo kề cận. Hệ quả là hiện tượng nén ép và dẫn đến đất bề mặt sụt lún. Đối với các vỉa chứa sâu, chúng trở thành các túi áp suất và được các cấu tạo kề bên chống đỡ áp lực một phần. Các sụt lún bề mặt khi đó phụ thuộc vào độ sâu, thể tích và tính chịu nén của bản thân vỉa chứa này.

Quan sát thấy, các khu vực sụt lún do khai thác dầu mỏ và khí đốt có phần thấp, nhưng xảy ra trên diện rộng hơn so với kích thước của vỉa chứa. Ngược lại

với các tầng nước ngầm thường phân bố gần bề mặt và có diện phân bố rộng trên toàn bề mặt tích và hệ quả của sụt lún thường dễ thấy với cự ly dịch chuyển có khi lên đến hàng trăm cm. Điều này có thể lý giải là do đặc trưng cấu trúc địa chất của mỗi dạng có sự khác biệt, mặc dù thành phần của tầng chứa nước và tầng chứa dầu khí đều là cát và sét, tuy nhiên đối với các vùng chứa dầu khí, vỉa cát - sét thực chất có vật liệu như cát - sét bề mặt nhưng đã trải qua quá trình cổ kết, hóa đá, tái kết tinh sau chôn vùi, do đó độ lún của các tầng đá sét này kém hơn so với các vỉa sét ở các tầng chứa nước mặc dù phải chịu tải lớn hơn. Nhưng khi áp suất tác dụng vượt mức áp suất tiền cổ kết, tốc độ biến dạng theo sự suy giảm áp suất sẽ đột ngột gia tăng.

Bên cạnh các hoạt động khai thác nước ngầm, khai thác dầu khí, các hoạt động của con người cũng có thể gây ra hiện tượng sụt lún (Allen, 1984). Các hoạt động này thường làm phát sinh các hiện tượng xói ngầm, hòa tan, rữa rữa các khoáng carbonate, thạch cao, muối; các hoạt động xây dựng làm gia tăng áp lực tải trọng bên mặt; các hoạt động khai khẩn đất hoang và cải tạo đất; khu vực có hệ thống thoát nước; khu vực thường xuyên chịu rung chấn; khu vực có hoạt động thủy lợi.

Xét đến điều kiện khí hậu tự nhiên, khu vực có xảy ra các thời tiết hạn hán, mưa lũ cực đoan cũng dễ làm xáo trộn các lớp đất nền dẫn đến hiện tượng sụt lún. Xét đến điều kiện địa chất đất nền có các vùng đất yếu như đất hữu cơ bị oxy hóa, là loại đất có sức chịu tải kém, dễ bị oxy hóa và phóng thích nước nên khu vực đất hữu cơ dễ bị lún khi có tải trọng tác dụng.

Một nguyên nhân khác cũng dẫn đến sụt lún đó là các hoạt động kiến tạo và

đứt gãy trên diện rộng. Sự trôi dạt của các mảng kiến tạo làm cho chúng dễ va chạm lẫn nhau, tạo thành các đới hội tụ, phân kỳ và phát sinh ra các hoạt động gãy vỡ các mảng. Các hệ thống đứt gãy lớn sẽ được hình thành khi hai khối trượt ngược chiều nhau, khi đó vùng nằm trong khối trượt sụp sẽ có cao độ giảm dần so với ban đầu. Hiện tượng này xảy ra trong thời gian dài và chuyển vị đo được bằng cự li lún dần của khu vực theo mỗi năm.

2. CÁC DẠNG SỤT LÚN VÀ CƠ CHẾ SỤT LÚN

2.1. Sụt lún thủy động lực – Hydrodynamic settlement [2]

Sụt lún thủy động lực là dạng sụt lún xảy ra tại các tầng đất có lỗ rỗng được lấp đầy bởi nước. Cơ chế sụt lún của tầng đất đồng nhất được Ir. T. Edelman [2] mô tả theo phương trình sau:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{a}{k} \times \frac{\partial w}{\partial t} \quad (1)$$

Trong đó, w là lượng tăng áp suất trong môi trường nước do sự tăng tải trọng, x là độ sâu tầng nước xuất hiện, a là hệ số nén, k là hệ số thấm, t là thời gian cần thiết để gia tăng tải trọng. Và với tầng đất có độ dày D , dưới áp lực tải trọng p thì lượng nén lún theo phương đứng của lớp đất được xác định theo phương trình:

$$z_h = p \times a \times D$$

Khi quá trình sụt lún kết thúc, khoảng thời gian này được gọi là một chu kỳ thủy động lực được xác định theo công thức:

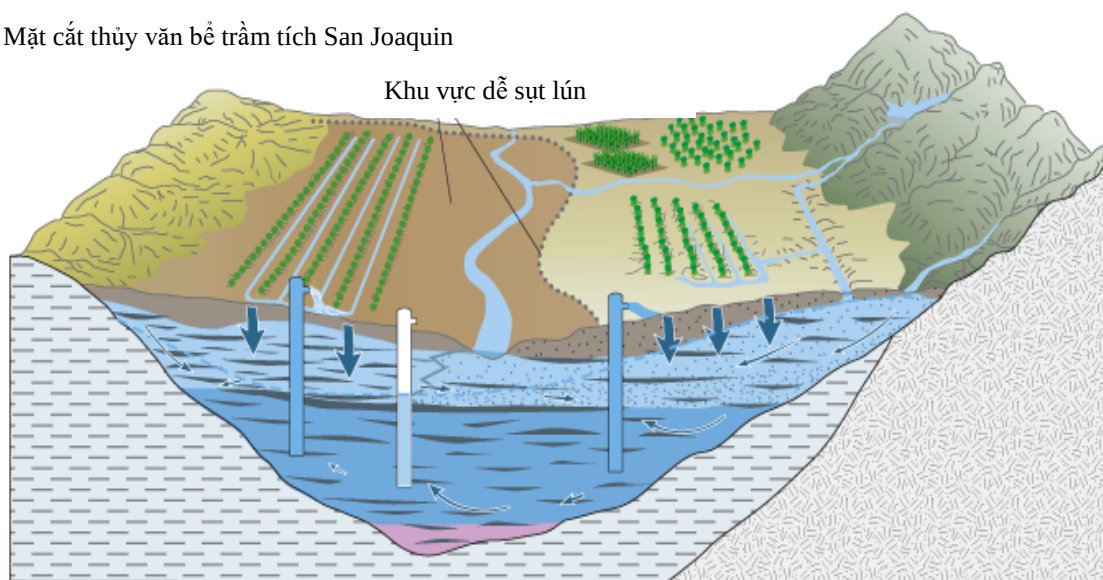
$$T_h = \frac{a}{k} \times D^2$$

Như vậy, mức độ sụt lún của tầng đất tỷ lệ thuận với áp lực gia tăng trên cấu trúc đất, hệ số nén ép và bề dày lớp (phương trình 2), đồng thời, hệ số nén ép và hệ số thấm ướt của đất lại phụ thuộc

vào áp lực gia tăng tại độ sâu khảo sát (phương trình vi phân 1). Khi lượng nước trong lớp đất có sự thay đổi (bổ cập hoặc tháo rút) sự thay đổi cân bằng áp lực ban đầu làm suy giảm áp lực của tầng chứa

nước. Sự suy giảm sẽ làm tăng áp lực lên cấu trúc rắn của đất và từ đó làm tăng lượng lún. Kết quả tính toán [2] cho thấy sau một chu kỳ thủy động lực thì độ lún đạt được 97% lượng lún lý thuyết.

Mặt cắt thủy văn bề trầm tích San Joaquin



Hình 1: Khu vực bề trầm tích San Joaquin (Mỹ). Hoạt động khai thác nước ngầm tại các tầng chứa bên dưới phục vụ sinh hoạt và tưới tiêu làm cho các vùng phụ cận bị sụt lún (Nguồn: USGS)

Bên cạnh đó, tại các bể trầm tích lớn, khi các tầng chứa nước liên thông với nhau, sự ảnh hưởng của áp lực nước thượng nguồn là một yếu tố quan trọng để duy trì mức cân bằng áp lực trong tầng chứa. Việc làm suy giảm lượng nước của tầng chứa sẽ dẫn đến sự thay đổi áp lực nước và nếu các tầng đất yếu, nhạy với độ ẩm, hoặc đang chịu tải trọng của các công trình bên trên, cấu trúc đất dễ xuất hiện sự tái sắp xếp và đất mặt thường sụt lún. Nguyên nhân dẫn đến sự thay đổi lượng nước trong tầng chứa là nước đầu nguồn khô kiệt vào mùa khô, hoặc do vùng hạ lưu khai thác nước quá mức khiến nước mặt không kịp thời bổ cập cho các tầng chứa, hoặc do thời tiết khô hạn với mức nhiệt độ tăng cao làm cho lượng bốc hơi

gia tăng dẫn đến khô cạn các tầng chứa nước gần bề mặt (Hình 1). Ngày nay, công tác thi công các công trình ngầm khi gặp phải các tầng chứa nước đòi hỏi phải thực hiện tháo nước của tầng này. Báo cáo cho thấy nhiều công trình tương tự trên thế giới đã gặp phải vấn đề sụt lún phân đất mặt khi tiến hành tháo nước [3]. Nguyên nhân cũng là do sự thay đổi chênh lệch áp lực của tầng chứa nước đã làm cho đất mặt mất cân bằng và dẫn đến sụt lún.

2.2. Sụt lún địa chất đất nền

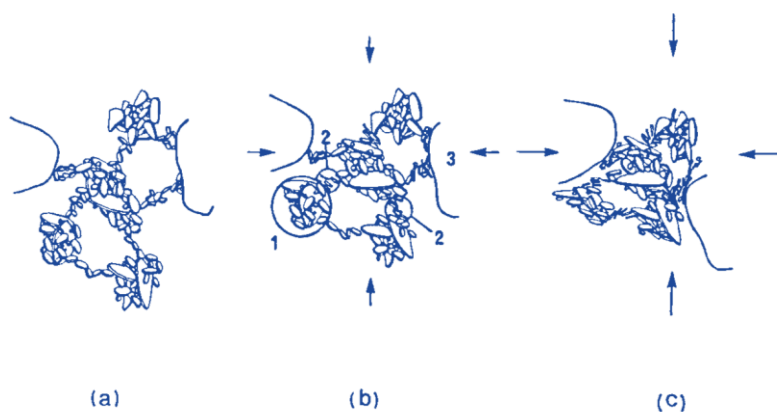
Về bản chất, một số loại đất được cho là dễ bị sụt lún dưới tác dụng của ngoại cảnh. Các loại đất này có đặc trưng khác nhau và được phân bố rải rác khắp nơi trên thế giới. Trong xây dựng, trước

đây người ta thường tránh việc thi công trên các nền đất này. Sau này do nhu cầu đô thị hóa mạnh mẽ, các tầng đất này được tận dụng thông qua việc xử lý bằng nhiều biện pháp kỹ thuật hiện đại, tuy nhiên chúng vẫn tiềm ẩn nhiều nguy cơ dẫn đến sụt lún. Các loại đất thường được thường được quan sát thấy hiện tượng sụt lún, bao gồm: đất yếu, đất than bùn, đất trương nở-co ngót, đất kém bão hòa: lún ướt, đất quá bão hòa: hóa lỏng.

2.2.1. Đất yếu – đất sét yếu

Đất yếu, hay còn gọi là đất sét yếu, là loại đất hạt mịn có hàm lượng trên 50% trọng lượng là hạt sét lọt rây 200 (0,074 mm) theo tiêu chuẩn Mỹ, bao gồm cả khoáng sét cũng như thạch anh hay trảng thạch. Đất sét rất yếu có cường độ chịu nén nở hông rất thấp nhỏ hơn 25 kPa và thấp là từ 25-50 kPa (Terzaghi & Peck, 1967, [4]). Theo Kukal (1971), kích thước hạt trung bình M_d (D_{50}) của đất loại này từ 0,06 – 0,007 mm ở kích cỡ hạt bụi. Hàm lượng cát khá biến đổi, đôi khi thấp tại thành tạo ở các con sông vùng núi, còn ở

sông ngòi các vùng trũng hàm lượng cát thường cao nhưng hạt bụi lại thấp. Một vài nơi đất yếu có nhiễm hữu cơ từ 5-10%. Các loại đất yếu thường thấy ở trầm tích sông ngòi, đầm hồ, trầm tích tam giác châu, vũng vịnh, đầm phá, bãi triều, đầm lầy, và cả trầm tích sông băng. Cấu trúc sắp xếp hạt có thể ở dạng (1) phân tán, (2) gom tụ, (3) kết vón, (4) keo phân tán. Trong quá trình trầm tích, các hạt trải qua nén ép từ các lớp trầm tích bên trên và giải phóng một lượng nước lỗ rỗng ban đầu kèm theo việc giảm hệ số rỗng. Do việc tích tụ với tốc độ trầm tích lớn và nhanh tạo thành các lớp có chiều dày lớn, áp lực lỗ rỗng thường cao ở các lớp đất này. Điều này làm giảm áp sức hữu hiệu và làm giảm sức kháng cắt của đất. Độ ẩm trung bình từ 70-170%, trong khi giới hạn chảy từ 40-90%. Hệ số rỗng thay đổi từ 1,5 đến trên 4,0. Quá trình nén ép của đất yếu cũng chịu chi phối bởi kích thước hạt, thành phần khoáng sét, dạng cation tồn tại, hàm lượng muối, độ axit và sự hiện diện của vi cổ sinh.



Hình 2: Mô hình khung cấu trúc hạt đất yếu khi bị biến dạng dưới áp lực: (a) trạng thái mềm chưa nén ép, (b) bắt đầu biến dạng và dịch chuyển tái sắp xếp các hạt theo trục lực tác dụng, (c) gia tăng cấu trúc sắp xếp song song giữa các hạt và có sự gắn kết lớn. 1- Dạng gom tụ, 2- Dạng liên kết, 3- Hạt bụi (Pusch, 1973, [4])

Đối với các loại đất yếu, chỉ cần áp lực 10 kPa cũng đủ làm các hạt bắt đầu tái sắp xếp lại cấu trúc (Morgenstern & Tchalenko, 1967, [4]). Khi áp lực nén đạt trên 6 kPa, các hạt đã sắp xếp song song với nhau (Hình 2). Như vậy, đất yếu thường là loại đất dễ bị nén lún khi chịu tác dụng của tải trọng. Quá trình đặt tải lên nền đất này thường dẫn đến việc tái sắp xếp lại cấu trúc hạt, đồng thời phóng thích lượng nước và khí lỗ rỗng. Đất yếu có cường độ lún cao và khả năng chịu tải kém, nên trong thiết kế thi công cần có những biện pháp xử lý thích hợp.

2.2.2. Đất than bùn

Đất than bùn là loại đất có sức kháng không thoát nước thấp và tính chịu nén kém, khi chịu tác dụng tải trọng thường bị nén lún mạnh. Theo Landva và Pheeney (1980) [5], hạt đất than bùn gồm các mảnh vụn thân thực vật, lá cây, rễ cây, vảy hữu cơ thường có kích thước lớn. Đất than bùn có hàm lượng hữu cơ trên 75%, trong khi đất nhiễm hữu cơ thì trong khoảng 25-75% (ASTM D4427). Khi thiết kế công trình như đường, đê, nhà cửa, kho bãi, công viên trên các nền đất này cần phải tính toán cẩn thận do thường gặp các vấn đề của các tầng bên dưới. Nhất là tính nén lún mạnh và kéo dài của đất than bùn. Như ở Sibuin Sarawak, Malaysia, nơi xảy ra sụt lún mạnh trên nền than bùn do lượng đất đắp không được kiểm soát và mực nước ngầm liên tục hạ do tháo nước quá nhiều. Ngoài ra, đất than bùn còn được cho là có ảnh hưởng bởi tải trọng của công trình lên các vùng lân cận, làm bề mặt đất xung quanh lún sụt, hoặc gồ ghề gợn sóng. Quá trình sụt lún do tải của đất than bùn có 02 dạng: (1) Chậm chạp,

cố kết và nén ép dần dần ứng với tải trọng tác dụng chậm; (2) Nhanh chóng nhưng không thay đổi thể tích (Hình 3). Yếu tố chi phối quá trình nén lún của đất than bùn bao gồm: hàm lượng sợi thực vật, hàm lượng nước tự nhiên cao (thấp từ 70-150%, cao có thể lên đến > 2.000%), tỷ trọng thấp ($0,85-1,48 \text{ g/cm}^3$), hệ số rỗng cao (1,5-2,5), độ thấm ban đầu thấp, chỉ số giới hạn chảy cao (từ 200-600% đến 800-1.500%, Hobbs, 1986, [5]), bản chất và cấu trúc sắp xếp hạt, bản chất liên kết hóa học giữa hạt (Mesri và Alouni, 2007, [5]), lực dính C thấp (6-17 kPa) và góc ma sát trong Φ thấp ($3-25^\circ$).

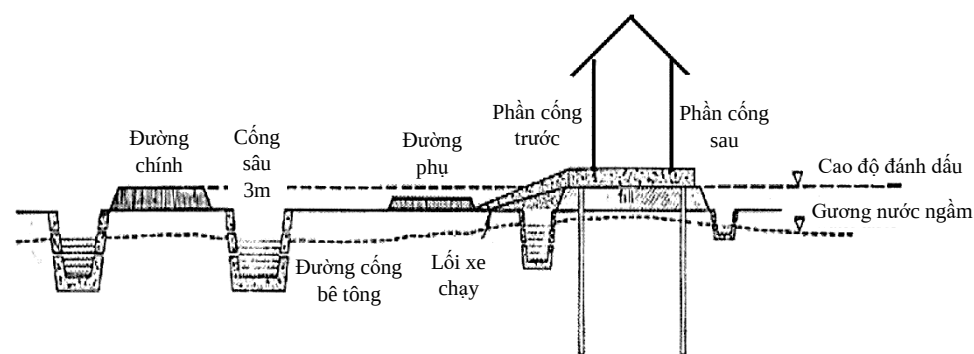
Quá trình nén lún của đất than bùn xảy ra gồm giai đoạn:

- Giai đoạn sơ cấp – cố kết: đất than bùn chịu nén phóng thích lượng khí và nước lỗ rỗng, hệ số rỗng suy giảm và quá trình này diễn ra với tốc độ cao.

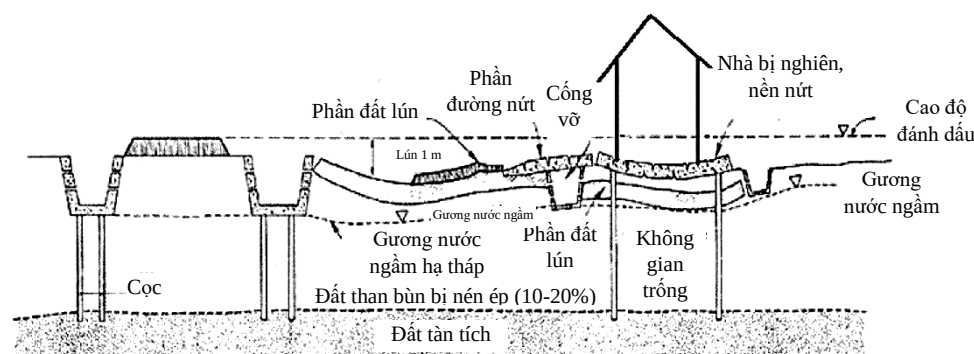
- Giai đoạn thứ cấp; các hạt tiếp tục tái sắp xếp, nước lỗ rỗng tiếp tục được phóng thích, thành phần sợi thực vật bắt đầu bị phá hủy, hệ số rỗng và thấm tiếp tục giảm trong khi tốc độ nén lún giảm mạnh.

- Giai đoạn tam cấp – từ biến: đất nén lún với tốc độ lún giảm chậm.

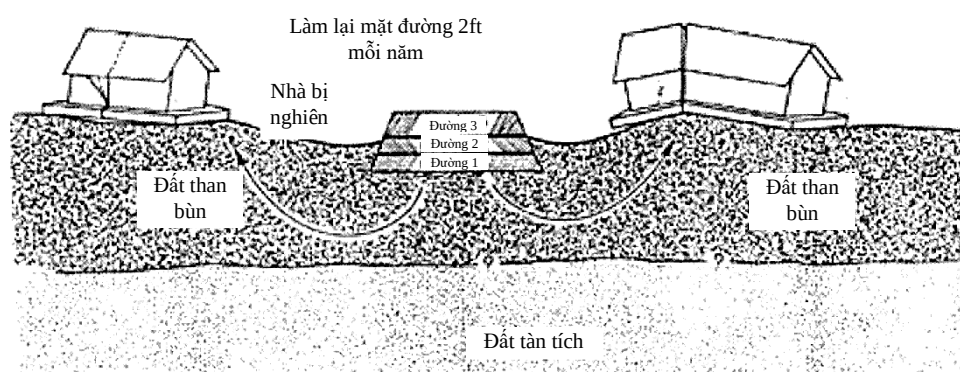
Khi tính toán xây dựng công trình trên các loại đất than bùn cần hết sức cẩn thận. Phần lớn các thiết kế thường tránh các vùng đất có chứa than bùn và đất than bùn do loại đất này dễ xảy ra các biến dạng, các chuyển vị làm hư hại các công trình bên trên. Mặc dù có thể áp dụng nhiều biện pháp khắc phục, song phần đất liền kề không được xử lý vẫn xuất hiện các biến dạng phức tạp.



(a)



(b)



(c)

Hình 3: (a) Mặt cắt thiết kế cống phổ biến tại khu nhà ở sau khi hoàn tất; (b) Nhiều năm sau xây dựng; (c) Mô hình thể hiện sự biến đổi bề mặt của đất than bùn gần mặt đường khi xảy ra sụt lún.

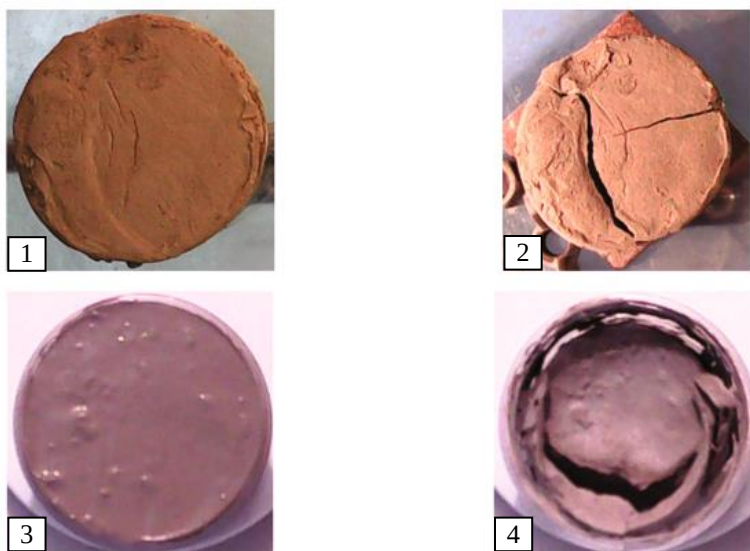
2.2.3. Đất trương nở, co ngót

Đất trương nở tồn tại ở nhiều nơi trên thế giới, nhất là các khu vực có khí

hậu khô hạn và bán khô hạn ở vùng nhiệt đới và ôn đới. Đây là loại đất có sự thay đổi gia tăng về thể tích khi độ ẩm của đất tăng và thường xảy ra do khí hậu ẩm ướt,

mưa nhiều. Khi tiếp xúc với nước, đất sẽ gia tăng mạnh về thể tích, còn khi khí hậu khô hạn, đất sẽ co rút và giảm thể tích. Sự biến đổi thể tích vùng đất theo thời tiết sẽ làm cho các công trình xây dựng bên trên nền đất này dễ bị hư hỏng [6]. Đặc trưng của loại đất này là sự hiện diện của các khoáng vật sét có khả năng trương nở lớn. Khi ẩm ướt, các hạt khoáng sét hấp phụ nước và sau đó trương nở. Ngược lại, khi

khô hạn, chúng sẽ phóng thích nước và co rút lại tạo thành các lỗ hổng lớn hoặc các vết nứt trên nền đất. Bentonite, kaolinite và montmorillonite là những khoáng sét thường gặp nhất trong đất trương nở. Nền đất loại này thường xảy ra sự biến đổi áp lực nước lỗ rỗng do sự thay đổi độ ẩm của đất, dao động từ 1 kPa với đất rất ẩm (gần như 100% độ bão hòa) đến 10^6 kPa với đất cực khô [6].



Hình 4: Đất trước (ảnh trái) và sau (ảnh phải) khi co ngót đối với mẫu tự nhiên (1-2) và có hộp đựng (3-4) [7].

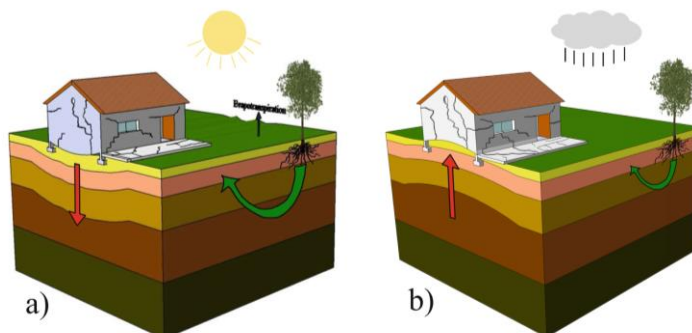
Các nghiên cứu cho thấy chỉ số dẻo PI trong khoảng 18-150% thể hiện sự gia tăng đáng kể của thể trương nở (2,62-13,36%) và áp lực trương nở (94,2-928,6 kPa (Hammam và Abdel-Salam, 2013; Israr và nnk., 2014)). Giá trị của chỉ số dẻo, giới hạn chảy, tính trương nở của đất gia tăng với hàm lượng khoáng vật sét có trong đất. Đất chứa sét kaolinite thường có tính trương nở mạnh nhất do khả năng hấp phụ nước cao. Hệ số rỗng ban đầu của đất cũng ảnh hưởng nhiều đến khả năng trương nở, co ngót, cũng như tính nén ép của đất (hệ số rỗng cao thường liên quan

đến đất chịu trương nở - co ngót lớn, và độ nén của đất cũng thường cao).

Ngược lại với quá trình trương nở là sự co ngót đất. Đất co ngót trải qua năm giai đoạn [7]: (1) Giai đoạn quá bão hòa, (2) Giai đoạn cố kết; (3) Giai đoạn co rút; (4) Giai đoạn nứt nẻ; (5) Giai đoạn cân bằng độ ẩm khô gió. Sự thay đổi về thể tích của đất thường làm đất nền bị sụt lún nên có thể xem đây là một trong những nguyên nhân dẫn đến sụt lún đất nền. Bên cạnh các loại đất có nguồn gốc lưu tính, còn có một số loại đất có nguồn gốc hóa học cũng có khả năng trương nở-co ngót,

như đất thạch cao. Hệ quả của sự thay đổi thể tích của các loại đất này cũng tương tự

như đất lưu tính nhưng bằng cơ chế phản ứng hóa học.

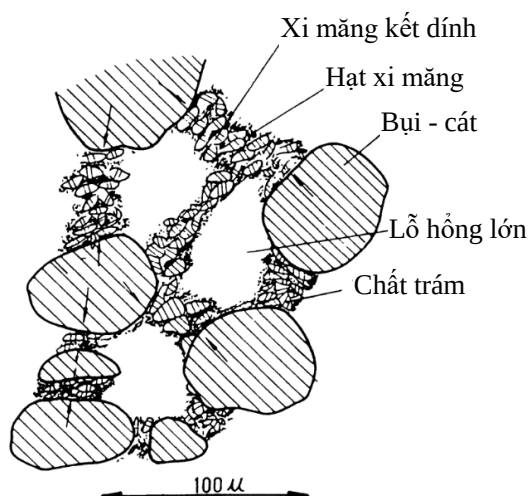


Hình 5: Sự ảnh hưởng của các yếu tố thời tiết tác động lên nền đất sét trương nở: (a) Đất co ngót do môi trường thời tiết nóng và khô; (b) Đất trương nở do điều kiện thời tiết khí hậu ẩm ướt [8].

2.2.4. Đất lún ướt (lún sập)

Một dạng của đất chưa bão hòa thường xảy ra sự giảm mạnh về thể tích khi hàm lượng nước trong đất tăng lên được gọi là đất lún ướt. Đất lún ướt có độ rỗng cao, thường là các dạng đất tích tụ của hạt đất kích cỡ sét, bụi hay cát, phát triển ở các vùng khô hạn và bán khô hạn [9]. Khi ở trạng thái khô chưa bão hòa, thành phần xi măng kết dính các hạt đóng vai trò bộ khung chống đỡ kết cấu của khối đất để chống chịu các tải trọng đặt

lên trên. Sức bền nén này còn phụ thuộc vào kích thước hạt, khối lượng riêng khô tuyệt đối và độ ẩm của đất. Khi khối đất bị làm ẩm và hàm lượng nước trong đất gia tăng, liên kết giữa các hạt bị phát vỡ và làm cho cấu trúc của đất bị sụp đổ (Reginatto và Ferrero, 1973; Clemence và Finbarr, 1981; Rogers, 1995; Alawaji (2001); Abbeche và nnk., 2007, 2009, 2010; Abbeche và Laouar, 2013, [9]) (Hình 6).



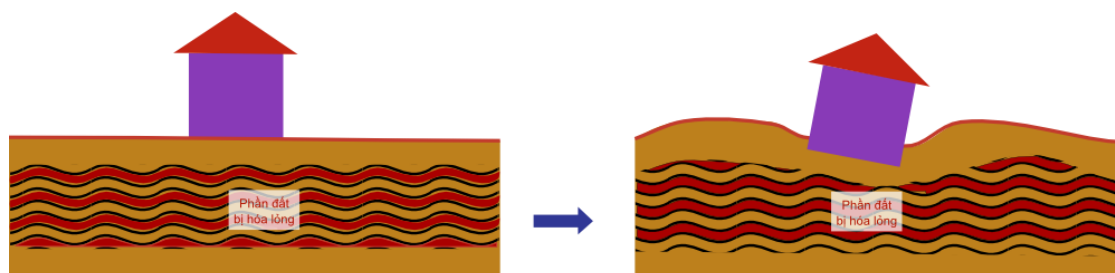
Hình 6: Cấu trúc cơ bản của hạt đất dạng hoàng thổ, loại đất dễ xảy ra hiện tượng lún sập [11].

Đất lún ướt (hay lún sập) là loại đất thường có giới hạn chảy thấp (khoảng 33%), giới hạn dẻo khoảng 20%, hàm lượng hạt cỡ sét ($\leq 2 \mu\text{m}$) khoảng 29%, có khối lượng riêng khoảng $1,44 - 2,66 \text{ g/cm}^3$. Đối với các loại đất đắp, hệ số rỗng vào khoảng $0,6 - 0,9$. Đất thường ở trạng thái chưa bão hòa ($S_r \sim 50\%$) và trạng thái nén kém [10]. Ngược lại, sức kháng cắt của loại đất này ở trạng thái chưa bão hòa thường cao hơn khi đất ở trạng thái bão hòa. Độ ẩm ban đầu cao sẽ làm cho thể lún ướt của đất giảm. Do thể tích của đất bị giảm mạnh khi gia tăng độ bão hòa, nên loại đất này dễ xuất hiện các hiện tượng sụt lún trên bề mặt.

2.2.5. Đất hóa lỏng

Đất hóa lỏng là hiện tượng đất chuyển từ trạng thái hạt rời sang dạng bùn chảy dưới tác dụng của một lực chấn

động, hoặc một dạng sườn dốc kém ổn định, khi đó, áp lực nước lỗ rỗng tăng cao ngang bằng với áp lực hiệu dụng [12]. Các loại đất xuất hiện trạng thái hóa lỏng thường là đất loại cát kết cấu rời, được tích tụ tại các vùng địa hình thấp hoặc tam giác châu. Khi các hạt cát bị nén chặt, áp lực nước lỗ rỗng ngược gia tăng và khi có lực chấn động sẽ dẫn đến hiện tượng hóa lỏng. Đất hóa lỏng có trạng thái ứng xử như chất lỏng và lan truyền áp lực lỗ rỗng lên môi trường đất xung quanh. Điều này làm giảm mạnh sức chống cắt của các lớp đất chịu ảnh hưởng. Các chấn động kích hoạt hiện tượng hóa lỏng thường là các rung chấn có tính chu kỳ. Sự thay đổi thể tích đất dưới tác dụng của rung chấn làm đất hóa lỏng có dạng lượn sóng hoặc chảy trượt, thường gây ra nhiều hư hại cho các công trình dân dụng bên trên.



Hình 7: Hiện tượng đất hóa lỏng làm thay đổi cao độ nền đường, ảnh hưởng đến các công trình dân dụng (Nguồn: Internet)

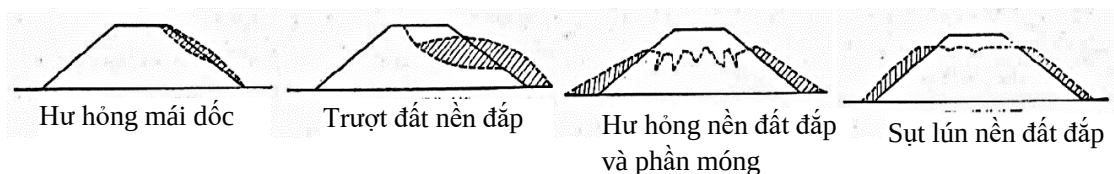
2.3. Sụt lún công trình

Nhiều công trình mặc dù được xây dựng và xử lý trên các nền đất ổn định, sau thời gian vẫn xảy ra các sự cố hư hỏng, gãy vỡ. Nguyên nhân của các hư hại này thường không liên quan đến cấu trúc nền đất nơi công trình được xây dựng, mà bản thân công trình có những biến đổi về cấu trúc vật liệu, dẫn đến các hư hỏng nêu trên. Điển hình như các nền đường đắp, các công trình hố đào, một số nơi có báo cáo về sự nứt nẻ mặt đường, hoặc hiện

tượng sụt lún cục bộ tạo ra các hố sụt, các rãnh trượt hoặc các hàm ếch mở rộng. Các nguyên nhân chủ yếu bao gồm: (1) Thiết kế cơ bản chưa hoàn chỉnh; (2) Vật liệu sử dụng chưa đáp ứng tiêu chuẩn; (3) Công tác thi công chưa đảm bảo yêu cầu kỹ thuật (thời gian chờ lún chưa đảm bảo, hệ số đầm chặt chưa đạt, độ ẩm tối ưu hoặc gamma chưa đạt); (4) Quá trình sử dụng thiếu sự bảo trì cần thiết dẫn đến việc công trình xuống cấp; (5) Tải trọng sử dụng vượt mức so với thiết kế cho phép

ban đầu; (6) Các yếu tố thời tiết ngoại cảnh ảnh hưởng đến cấu trúc công trình như mưa lũ, hạn hán, băng giá. Phần lớn, các hư hỏng của công trình thường xuất

hiện trên phần thân, phần lõi và kết cấu móng công trình. Cấu trúc vật liệu bên trong bị phá hủy dưới nhiều tác nhân, dẫn đến công trình bị trượt sụp, đổ vỡ.



Hình 8: Các dạng hư hỏng công trình nền đất đắp.

2.4. Sụt lún địa chất - kiến tạo

Khác với các dạng sụt lún nêu trên, sụt lún kiến tạo thường diễn ra trên diện rộng, liên quan đến sự vận động của mảng kiến tạo và diễn ra trong thời gian lâu dài. Hậu quả của hiện tượng sụt lún này thường quan sát thấy sau nhiều năm đến nhiều thế kỷ, còn các loại sụt lún kể trên thường xảy ra tức thời. Do đó, các công trình xây dựng chỉ xảy ra hư hỏng tại thời điểm quá trình lún kiến tạo vượt mức giới hạn cho phép của đất nền cũng như công trình. Một số dạng sụt lún kiến tạo thường gặp:

- Sụt lún kiến tạo đứt gãy: Biến dạng đứt gãy của vỏ trái đất tạo thành các vùng trồi-sụt. Khu vực nằm trên cánh sụt thường có khuynh hướng hạ thấp cao độ địa hình so với ban đầu.

- Sụt lún địa hình karts: Đây là dạng địa hình đặc trưng của trầm tích carbonate. Các lớp trầm tích này thường có nhiều hang hốc, lỗ rỗng do tính dễ hòa tan của carbonate. Các công trình xây dựng bên trên địa hình này dễ xảy ra sụt lún do tải trọng được đặt lên các tầng đất có nhiều hang hốc và bị rửa rữa do quá trình hòa tan của nước.

- Sụt lún kiến tạo muối: Cũng là một dạng sụt lún đứt gãy, tuy nhiên, các đứt gãy tạo thành do sự chui đất khi các lớp

trầm tích muối dưới sâu bị chèn ép mạnh dẫn đến dịch chuyển. Sụt lún này thường có dạng hình cung và xảy ra trên diện rộng.

- Sụt lún cổ địa lý: Các vùng đất yếu hoặc vùng có mạng lưới sông ngòi được hình thành từ trước được các lớp trầm tích trẻ vùi lấp bên trên. Các môi trường đất yếu này cũng dễ chịu ảnh hưởng khi xây dựng các công trình bên trên, như khu vực bãi bồi, thềm sông cổ, bãi lầy cổ.

3. LIÊN HỆ VỚI HIỆN TƯỢNG SỤT LÚN TẠI KHU VỰC ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG

Vấn đề sụt lún tại Đồng bằng sông Cửu Long đang được nghiên cứu và là đề tài được tranh luận trong nhiều năm qua. Thực tế khảo sát và đo đạc cho thấy, cao độ địa hình của khu vực có khuynh hướng giảm dần và ngày càng gia tăng về sau, tốc độ hiện tại vào khoảng 20 đến 30 mm mỗi năm. Tuy nhiên các quan điểm luận giải cho hiện tượng này đều dựa trên các cơ sở lập luận khác nhau. Một số các quan điểm có thể kể đến bao gồm: (1) quan điểm trầm tích, (2) quan điểm địa kiến tạo động lực, (3) quan điểm địa chất công trình, (4) quan điểm về phát triển đô thị, (5) quan điểm thủy động lực.

(1) Quan điểm trầm tích [13] được khá nhiều nhà trầm tích học chấp nhận dựa

trên lịch sử địa chất hình thành của tam giác châu này. Đồng bằng sông Cửu Long là một thành tạo địa chất trẻ có xuất phát điểm cách đây 6.000 năm sau kỷ băng hà cuối cùng trên trái đất. Dòng chảy sông Mekong khi đó mang lượng lớn phù sa từ dãy Himalayas từ thượng lưu đến khu vực hạ lưu và lắng đọng tại cửa biển mà ngày nay là địa phận của nước Campuchia. Sự bành trướng của các dạng trầm tích tam giác châu đã phát triển trong thời gian dài và trải rộng về phía Nam-Đông Nam. Vì là trầm tích trẻ mới hình thành nên quá trình cố kết của đất và các thể địa chất tại đây vẫn chưa kết thúc. Do đó việc phóng thích chất lưu từ lỗ hổng vẫn tiếp tục diễn ra và xu thế của vùng vẫn là sụt lún do hiện tượng đang cố kết này.

(2) *Quan điểm kiến tạo động lực* [14]: Khu vực Đồng bằng sông Cửu Long tồn tại hai hệ thống đứt gãy lớn là đứt gãy Sông Tiền và đứt gãy Sông Hậu có hướng tây bắc-đông nam tạo thành cấu trúc địa hào lớn. Hệ thống đứt gãy này lại tiếp tục bị sụt thêm về hướng biển Đông bởi đứt gãy trục hướng bắc-nam. Vật liệu trầm tích được vận chuyển theo dòng sông Mekong và tích tụ lấp đầy trũng địa hào, bán địa hào và bắt đầu quá trình cố kết. Mặc dù khung kiến tạo chung của khu vực Đông Nam Á là bình ổn trong bối cảnh Biển Đông đang tách giãn, nhưng xu thế lún vẫn thể hiện rõ nét. Bên cạnh đó là hiện tượng nước biển dâng ở mức từ 2,9 đến 3,4 mm hằng năm làm cho địa hình của đồng bằng ngày càng chìm sâu cũng là một yếu tố ảnh hưởng quan trọng.

(3) *Quan điểm địa chất công trình* được nghiên cứu và tìm hiểu nhiều qua các hố khoan khảo sát. Đa số các dự án công trình xây dựng đều thực hiện đánh giá khảo sát địa chất chung. Hiện tượng lún sụt của khu vực Đồng bằng sông Cửu

Long được cho là do cấu tạo địa chất tại đây thường thấy tồn tại các nền đất yếu, như các dạng đất than bùn, đất bùn, đất bùn sét và đất sét yếu được phát hiện nhiều trong các hố khoan khảo sát. Khi xây dựng các công trình dân dụng bên trên thường xảy ra hiện tượng lún nên quá trình thiết kế khảo sát luôn phải tính toán kỹ lưỡng. Ngoài ra hiện tượng lún cổ kết cũng được xem là nguyên nhân cơ bản khi thực hiện khảo sát.

(4) *Quan điểm về phát triển đô thị*: được đề cập nhiều trong các báo cáo gần đây. Hiện tượng bành trướng đô thị, phát triển đô thị ào ạt chính là sự xây dựng hàng loạt các công trình dân dụng, công trình xã hội tập trung tại một số khu vực. Điều này làm tăng mạnh tải trọng đặt lên nền đất nơi có nhiều đô thị lớn phát triển và sụt lún là hệ quả thường thấy nhất.

(5) *Quan điểm về thủy động lực* [15]: Bao gồm hai nhóm nguyên nhân chính: Thứ nhất là nguyên nhân do thời tiết thiên tai. Sự thay đổi lượng nước theo mùa dẫn đến sự biến động về tổng lượng nước trong các tầng nước ngầm. Nguyên nhân thứ hai là việc khai thác nước ngầm quá mức phục vụ cho nhu cầu sinh hoạt, sản xuất của người dân tại khu vực đã làm sụt giảm đáng kể trữ lượng nước ngầm. Số liệu tại bán đảo Cà Mau cho thấy [15], tổng lượng trữ lượng nước vào khoảng 1.496.947 m³/ngày, trong đó nếu lượng khai thác ở mức 741.532 m³/ngày sẽ được cho là an toàn. Nếu lượng khai thác vượt chỉ số an toàn sẽ làm cạn kiệt tầng nước ngầm và dẫn đến việc sụt lún tại khu vực xung quanh điểm khai thác.

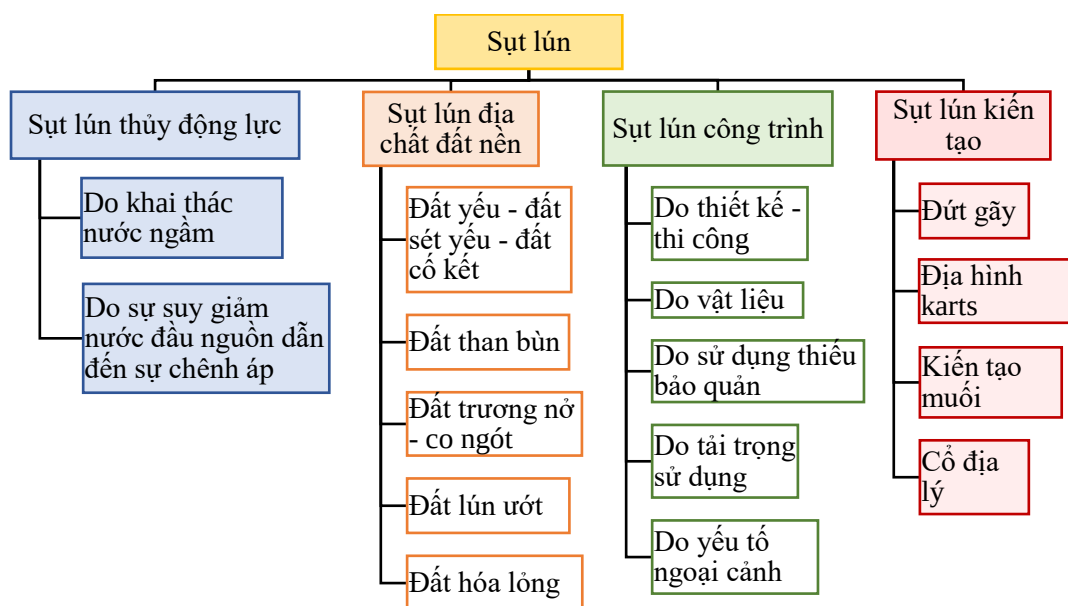
Nhìn chung, nguyên nhân sụt lún của Đồng bằng sông Cửu Long hiện đang được giải thích bởi nhiều luận điểm khác nhau. Tuy nhiên có thể nói yếu tố tổng hợp của các nguyên nhân trên chính là

nguồn gốc của sự sụt lún tại khu vực. Mỗi một quan điểm có thể giải thích được cho một số các khu vực cụ thể, ví dụ khu vực đất yếu thường liên quan đến các bãi bồi, bãi lầy, bãi biển; khu vực sụt lún đô thị thường tập trung tại các thành phố lớn; khu vực sụt lún do nước ngầm thường liên quan đến vị trí các tầng nước ngầm đang được khai thác; khu vực sụt lún công trình thường liên quan đến các yếu tố kỹ thuật; còn khu vực sụt lún do kiến tạo thường phân bố gần các đới đứt gãy đang hoạt động. Tùy vào mục đích khảo sát sụt lún ở khu vực Đồng bằng sông Cửu Long, cần phải có thêm nhiều nghiên cứu chuyên sâu bổ sung để lý giải chính xác hiện tượng,

để có thể tìm ra các giải pháp thích hợp nhằm xử lý và phòng ngừa thích hợp kịp thời và hiệu quả.

4. TỔNG KẾT

Để phân chia chính xác các hiện tượng sụt lún, cần phải dựa trên các quan điểm về cơ chế và tác nhân dẫn đến sụt lún. Đối với mỗi nguyên nhân nên có thêm nhiều nghiên cứu mô tả và khảo sát nhóm nguyên nhân và cơ chế đặc trưng dẫn đến sụt lún. Nhóm nghiên cứu trong khuôn khổ nội dung bài viết đề xuất cách phân chia các dạng sụt lún thành các nhóm chính như sau (Hình 9):



Hình 9: Phân chia các dạng sụt lún phổ biến

Về thiệt hại, các công trình xây dựng trên nền đất nơi xảy ra sụt lún thường dẫn đến các hư hỏng, gây thiệt hại về kinh tế và xã hội. Do đó, cần có các nghiên cứu phục vụ công tác khảo sát, thiết kế phù hợp. Khi xảy ra sụt lún, cần có các biện pháp khắc phục nhanh chóng, kịp thời để giải quyết các hậu quả, đảm

bảo các hoạt động của xã hội không bị đình trệ. Đối với khu vực Đồng bằng sông Cửu Long, chính sách quản lý khai thác và sử dụng nước ngầm đã và đang được thực hiện và kiểm soát gắt gao nhằm đảm bảo các điều kiện ổn định địa chất, hạn chế sự lún sụt của khu vực trên diện rộng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Giuseppe Gambolati et al., "Land Subsidence," in *Hydrology of Disasters*, vol. Water Science and Technology Library, Baton Rouge, Springer-Science+Business Media, B.V., 1996, pp. 231-268.
2. ir. T. Edelman, "Problem of soil-settlement," *International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) Journals*, no. Stress-strains Relations: Consolidation, pp. 30-34, 1948.
3. C. Yoo & E. M. Jung, "Groundwater drawdown induced ground settlement during tunneling - sensitivity analysis on influencing factor," *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, p. 6, 2014.
4. Edward William Brand & Rolf Peter Brenner, *Soft clay engineering*, vol. 20, Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1981, p. 760.
5. Bujang B. K. Huat et al., *Geotechnics of Organic Soils and Peat*, London: Taylor & Francis Group, 2014, p. 279.
6. Fayek Hassona et. al., "Characterization of Unsaturated Shrink-Swell Soils Properties in Egypt," *Advances in Characterization and Analysis of Expansive Soils and Rocks*, pp. 8-23, 2017.
7. Houcem Trabelsi and Wissem Frikha, "Determination of Shrinkage Properties of Clayey Soils by the Image Analysis Technique," *Advances in Characterization and Analysis of Expansive Soils and Rocks*, pp. 51-63, 2017.
8. Hossein Assadollahi and Hossein Nowamooz, "The effect of Environmental factors on the stability of residential building built on expansive clays," *Recent Advancements on Expansive Soils*, pp. 132-147, 2019.
9. Abbeche Khelifa et al., "Treatment of Collapsible Soils by Cement Using the Double Consolidation Method," *Advances in Characterization and Analysis of Expansive Soils and Rocks*, pp. 76-88, 2018.
10. Rodrigo Gómez et al., "Water retention properties of a compacted clayey silt including void ratio dependency and microstructural features," *Unsaturated Soils: Research and Applications*, vol. 1, pp. 153-158, 2012.
11. C.D.F Rogers, "Types and distribution of collapsible soils," *Genesis and Properties of Collapsible Soils*, vol. 468, pp. 1-17, 1995.
12. Barends F. B. J. et al., "Liquefaction impact revisited," *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 1435-1438, 2013.
13. GIZ, "Trouble underground - Land subsidence in the Mekong Delta," Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, Bonn and Eschborn, Germany, 2019.
14. Nguyễn Thị Huyền Trang và nnk, "Tiến hóa trầm tích Pleistocen muộn - Holocen đới bờ đồng bằng Nam Bộ và sự ghép nối đồng bằng triều bán đảo Cà Mau với đồng bằng châu

- thổ sông Mê Kông trogn Holocen giữa-muộn," *VNU Journal of Science: Earth and Environmental Sciences*, vol. 35, no. 4, pp. 97-120, 2019.
15. Nguyen Dang Tinh et al., "Assessment of Secure Exploitation Reserve of Ground Water Source in Ca Mau Peninsula, Vietnam," *Journal of Environmental Science and Public Health*, vol. 4, no. 1, pp. 5-15, 2020.
 16. Amjad Kallel et al., "Recent advances in Geo-Environmental Engineering, Geomechanics and Geotechnics, and Geohazards," in *Proceedings of the 1st Springer Conference of the Arabian Journal of Geosciences (CAJG-1), Tunisia 2018*, Tunisia, 2018.
 17. Ioanna Rapti et al., "Liquefaction analysis and damage evaluation of embankment-type structure," *Acta Geotechnica*, pp. 1041-1059, 2018.

PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH CÁC ĐẶC TRƯNG LÚN ƯỚT CỦA ĐẤT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH THỦY LỢI TRONG PHÒNG THÍ NGHIỆM

Method for collapsed compression property determination of typical soils in hydraulic engineering constructions

*Nguyễn Xuân Trường, Nguyễn Chí Nhân, Bùi Hoàng Dương
Đào Thị Phương, Nguyễn Thị Hoàng Anh, Phan Văn Đức
Trịnh Bá Ngà, Trần Thị Ngọc Thùy, Đỗ Khắc Trường, Đào Thị Nhung
Phòng Thí nghiệm Địa Kỹ Thuật Xây Dựng LASXD-155
Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam*

TÓM TẮT: Đất lún ướt là một loại đất chịu lún dưới tác dụng của áp lực tải trọng với cường độ lún sẽ tăng nhanh khi độ bão hòa nước của loại đất này tăng. Về bản chất, đây là loại đất chưa bão hòa và độ bão hòa thay đổi sẽ làm kết cấu của đất lún ướt biến đổi mạnh. Nguyên nhân dẫn đến sự thay đổi độ bão hòa nước bao gồm sự thay đổi lượng nước mặt theo mùa do chế độ mưa, sự thay đổi mực nước mao dẫn và gương nước ngầm do chế độ nước của kênh dẫn thay đổi, trong đó bao gồm cả ảnh hưởng của thời tiết khô hạn; hoạt động thủy lợi như tưới tiêu, xả thải; chế độ lũ đầu nguồn; và chế độ triều cường. Hệ quả của hiện tượng lún ướt thường thấy là sự hư hỏng các công trình dân dụng, hoặc sự xuất hiện các hố sụt lớn.

Tiêu chuẩn quốc gia TCVN 8722:2012 quy định rõ và chi tiết phương pháp xác định đặc trưng lún ướt của đất trong phòng thí nghiệm, được nghiên cứu và trình bày trong bài báo này.

Từ khóa: Đất lún ướt, hố sụt.

ABSTRACT: Collapsing soil is a type of soil which undergoes the compression due to loading and the its degree of settlement will increase rapidly with the increase of water saturation. By nature, this soil type is unsaturated and the saturation significantly determines the soil's structure. The reason leading to the change of water saturation includes the rise and fall of surface water owing to the raining regime, the level of water in the capillary zones as well as the level of water table due to the change of water flow in trenches and channels, the effect of the dry weather, the irrigating activities such as watering and drainage, flood from the riverhead, and the tidal regime. The consequence of collapsing soil frequently seen is the failures and destructions of many civil building, construction, or the creation of large sink holes.

National standards TCVN 8722:2012 prescribes in detail the method for collapsed compression property determination in laboratory, which will be discussed in this paper.

Keyword: Collapsible soil, sink hole.

1. TỔNG QUAN

1.1. Khái niệm về đất lún ướt và hiện tượng lún ướt (Lún sập / Collapsible)

Hiện tượng sụt lún đất và sụt lún đất nền xây dựng công trình xuất hiện tại nhiều nơi trên thế giới, trong đó có Việt Nam. Hiện tượng này làm hạ thấp cao trình nền đất dẫn đến hư hỏng kết cấu nền

đường, làm lún sụt, nứt nẻ và đổ vỡ các công trình xây dựng bên trên. Có nhiều nguyên nhân dẫn đến hiện tượng lún sụt của đất. Trong đó hiện tượng lún ướt (hay còn gọi là lún sập) được xem là nguyên nhân làm cho nền đất bị sụt lún dưới tác dụng tải trọng cùng với sự thay đổi độ ẩm của đất. Theo Tiêu chuẩn ngành (14 TCN 138-2005, [1]) và Tiêu chuẩn Việt Nam

(TCVN 8722:2102, [2]), lún ướt (lún sập) là một đặc trưng biến dạng lún đặc biệt, thường có khả năng xảy ra đối với các loại đất hạt mịn và đất cát chứa nhiều hạt bụi và sét, có đặc điểm đồng thời vừa chặt ít vừa ẩm ít, và khi đất bị làm ướt dưới tải trọng tác dụng, đất xảy ra lún mau lẹ nên còn gọi là lún sập.

Các loại đất chưa bão hòa khi bị làm ẩm, làm cho lượng bão hòa nước tăng lên, khi chịu tải trọng thì hiện tượng lún sụt xảy ra nhanh chóng thì được gọi là đất lún ướt (đất lún sập / Collapsible soil). Một số các quan điểm về đất lún ướt được C. D. F. Rogers (1995) tổng hợp [3] bao gồm:

- Là loại đất có sự thay đổi về thể tích đáng kể dưới ảnh hưởng của hiện tượng làm ẩm, chịu tác dụng tải trọng hoặc kết hợp cả hai quá trình: Thể hiện đúng nhất hiện tượng lún ướt của dạng đất này với khái niệm “sự thay đổi thể tích đáng kể” nhưng cần nêu lên mức độ lún cụ thể của đất và thể hiện được hiện tượng giảm thể tích, tránh nhầm lẫn với sự trương nở của đất có chứa nhiều khoáng sét làm trương nở thể tích.

- Là các loại đất chưa bão hòa sẽ xảy ra sự tái sắp xếp các hạt kèm theo độ giảm thể tích lớn khi bị ướt có hoặc không có sự gia tăng tải trọng tác dụng: Thể hiện được hiện tượng đất kém hoặc chưa bão hòa bị làm ướt kèm theo hiện tượng tái sắp xếp các hạt trong kết cấu của đất. Như vậy, định nghĩa này thể hiện được hiện tượng lún của đất loại này là do quá trình đất bị làm ướt.

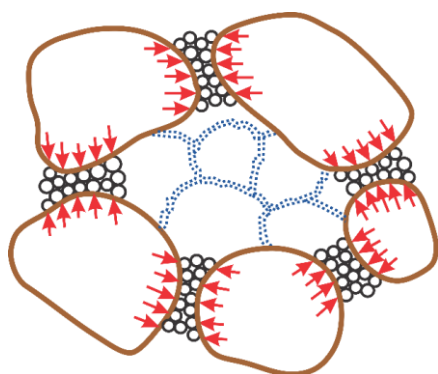
- Là loại đất xảy ra hiện tượng lún gia tăng do hiện tượng làm ướt khi đất đang ở trạng thái bão hòa từng phần,

thường xảy ra không kèm theo với sự gia tăng áp lực tác dụng: Cũng thể hiện được nguyên nhân làm lún đất là do đất bị làm ẩm gia tăng.

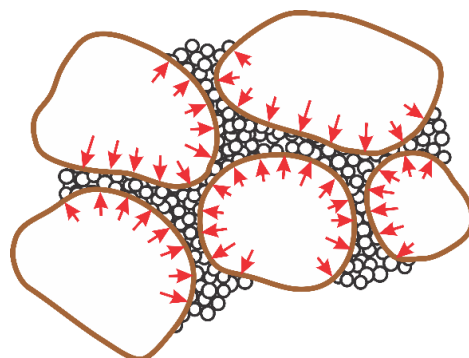
- Là loại đất xảy ra hiện tượng lún khi đất đã ở trạng thái bão hòa từng phần gây ra bởi sự gia tăng của mức độ cố kết: Khái niệm này có phần chưa phù hợp và dễ làm hiểu nhầm khi đưa yếu tố quá trình cố kết của đất làm nguyên nhân chính.

- Là loại đất chưa bão hòa ở trạng thái kém cố kết có liên quan tới lực dính hiệu dụng: Sử dụng chỉ số lực dính kết hiệu dụng của đất để thể hiện mối liên hệ tới sự phá hủy cấu trúc đất. Tuy nhiên dễ gây nhầm lẫn với các hiện tượng phá hủy khác của đất.

Hầu hết các khái niệm trên đều thiếu đề cập đến yếu tố sự suy giảm về thể tích khi đất bị lún ướt. Một khái niệm khác do Mackechnie [3] đưa ra có độ chính xác cao hơn để định nghĩa đất lún ướt: Đất lún ướt thường là loại đất chưa bão hòa, thường có khối lượng thể tích thấp, độ thấm tương đối cao, là loại đất có cấu trúc giả bền vững tại môi trường hiện tại. Khi điều kiện môi trường ban đầu thay đổi một cách đột ngột, cụ thể là độ ẩm, và cả tải trọng tác dụng, làm gia tăng hàm lượng độ ẩm của đất sẽ làm cho đất thoát khí khỏi lỗ hổng và dẫn đến sụp đổ cấu trúc. Khi đó độ bão hòa của đất gia tăng kèm theo sự suy giảm về thể tích (Hình 1). Lý giải cho sự sụp đổ cấu trúc này là khi lượng bão hòa nước gia tăng, áp lực nước lỗ rỗng (cụ thể là áp lực mao dẫn) sẽ suy giảm. Điều này làm cho áp lực có hiệu suy giảm, thấp hơn mức cân bằng với áp lực toàn phần tại điều kiện ban đầu.



a. Cấu trúc đất chịu tải khi chưa bị làm ướt



b. Cấu trúc đất chịu tải sau khi bị làm ướt



Hạt sét có kết dính do chịu tác dụng áp lực

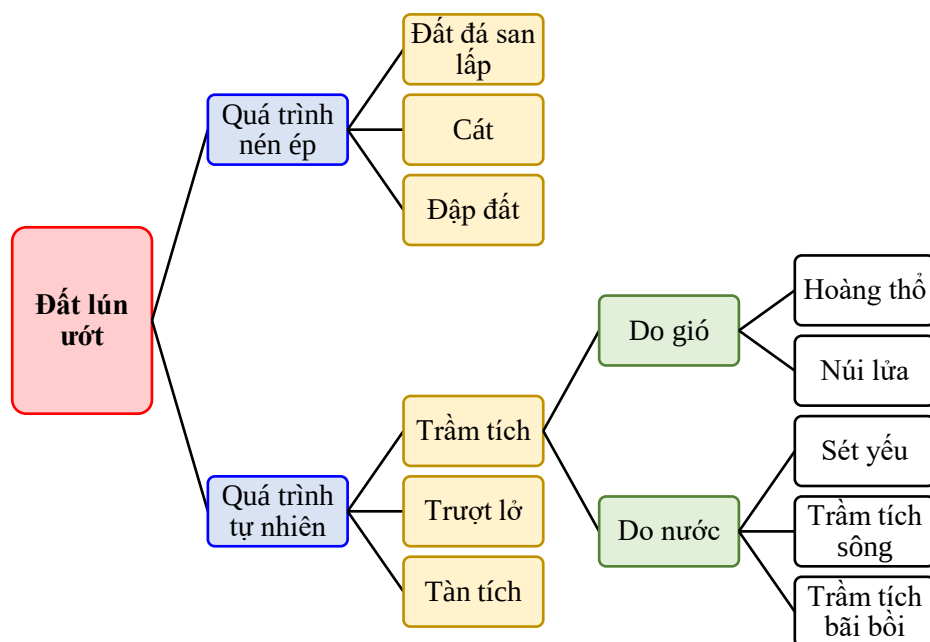
Các hạt sét chưa có kết

Hình 1: Cơ chế lún ướt (lún sụp) của đất (cát pha sét, sét pha) (Rogers, 1995 [3]).

1.2. Các dạng đất lún ướt và phạm vi phân bố

Đất là sản phẩm của quá trình phong hóa đá trải qua quá trình vận chuyển và tích tụ tại các địa hình có thể năng thấp. Sản phẩm phong hóa của một số đá granit tại khu vực Nam Phi [3] tạo thành đất cát có hạt dạng bán tròn cạnh hình thành có

khung lỗ hổng lớn dễ tạo thành các loại đất lún ướt. Hoặc các loại đất có dạng hạt sắc cạnh có lỗ hổng lớn ở vùng Lanzhou, Trung Quốc [3]. Các loại đất khác như đất do gió, đất bồi tích, đất bãi bồi, đất trầm tích biển sâu, đất biển hồ hoặc các dạng hạt đất lắng đọng trong môi trường yên tĩnh với tốc độ chậm (Hình 2).



Hình 2: Phân loại các dạng đất lún ướt, [3].

Các dạng đất được cho là lún ướt thế giới. Thông thường dễ gặp nhất là được ghi nhận hiện diện ở nhiều nền trên trong các thành tạo địa chất trẻ (Bảng 1).

Bảng 1. Phân bố một số dạng đất lún ướt trên thế giới, (theo C. D. F. Rogers, [3]).

1	<i>Cát</i>	Cát phong hóa từ đá granit ở Nam Phi
2		Trầm tích cát lún sập nguồn gốc do gió khu vực Sahara
3		Cát Kalahari tại Nam Phi
4	<i>Bụi</i>	Hoàng thổ và bụi núi lửa ở Nam Mỹ
5		Hoàng thổ ở Trung Quốc
6		Hoàng thổ ở Khu vực Đông Âu và Trung Á
7		Hoàng thổ ở Bắc Mỹ
8	<i>Tro, sét</i>	Tro bụi núi ở Nhật và New Zealand
9		Đất yếu vùng Scandinavia và Canada
10	<i>Đất thuộc vùng nhiệt đới hoặc khô</i>	Parna ở Úc, loại đất sét pha cát có thành phần xi măng carbonate kết dính
11		Đất thạch cao ở các nước thuộc khối Thịnh vượng chung
12		Đất xi măng hóa ở Bắc Nigeria
13		Đất mặn ở Trung Quốc
14	<i>Các dạng khác</i>	Trượt đất do mái dốc không ổn định, tạo các cấu trúc hàm ếch
15		Đất khô nén chặt tối ưu

1.3. Nguy cơ tiềm ẩn của đất lún ướt

Không chỉ riêng với đất, mà còn đối với các loại vật liệu san lấp đều có khả năng xảy ra hiện tượng lún ướt nếu quy trình kỹ thuật xử lý không đảm bảo. Các loại vật liệu có tính lún ướt sẽ có trạng thái cân bằng giả trong điều kiện hiện tại, và khi gặp yếu tố cần và đủ của điều kiện môi trường, trong đó độ bão hòa nước và tác dụng tải trọng là hai yếu tố then chốt, sẽ làm cho cấu trúc của vật liệu bị phá hủy. Đối với các công trình xây dựng thì thường thấy các hiện tượng như sụt, lún, đổ vỡ. Đối với nền đường thì quan sát thấy mặt đường nứt nẻ kéo dài và gãy vỡ, xuất hiện hố sụt hoặc sạt lở dạng hàm ếch. Các hiện tượng này đều dẫn đến các thiệt hại về tài sản và ảnh hưởng tới hoạt động kinh tế xã hội.

2. PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM VÀ KẾT QUẢ

2.1. Chọn mẫu

Để xác định đặc trưng lún ướt cho đất, tiến hành thí nghiệm trên 04 mẫu đất ngẫu nhiên được thu thập ngoài hiện trường. 04 mẫu được chọn có thành phần thạch học đặc trưng cho 04 loại đất chính: đất mặt, đất bùn, đất sét, đất cát và được ký hiệu mẫu lần lượt là CS1, CS2, CS3, CS4. Mỗi một loại đất tiến hành lấy 03 dao vòng, trong đó 01 dao vòng được sử dụng cho phương pháp một đường cong nén. 02 dao vòng còn lại được sử dụng cho phương pháp hai đường cong nén. Đặt tên cho các mẫu dao vòng theo số thứ tự từ 1 – 3 (Bảng 2).

Bảng 2: Lựa chọn mẫu thí nghiệm

KHM	CS1	CS2	CS3	CS4
Mẫu lưu chọn để thí nghiệm				
Mô tả mẫu	Đất bùn sét, màu xám nâu, xám vàng, trạng thái chảy	Đất sét, màu xám đen, trạng thái dẻo chảy	Đất sét pha lẫn nhiều cát, trạng thái dẻo mềm – nửa cứng	Cát hạt mịn, màu vàng nâu, nâu xám đen.
Mẫu dao vòng				
KHM DV	CS 1-1 ⁽¹⁾ CS 1-2 ⁽²⁾ CS 1-3 ⁽²⁾	CS 2-1 ⁽¹⁾ CS 2-2 ⁽²⁾ CS 2-3 ⁽²⁾	CS 3-1 ⁽¹⁾ CS 3-2 ⁽²⁾ CS 3-3 ⁽²⁾	CS 4-1 ⁽¹⁾ CS 4-2 ⁽²⁾ CS 4-3 ⁽²⁾
Cấp quan trắc lún ướt	2 KG (2*)	2 KG (2*)	3 KG (3*)	3 KG (3*)

⁽¹⁾ Mẫu được thí nghiệm với phương pháp một đường cong nén

⁽²⁾ Mẫu được thí nghiệm với phương pháp hai đường cong nén



a. Bão hòa mẫu cát trong hộp nén



b. Bão hòa mẫu bùn sét, sét bằng dụng cụ bão hòa trong bể nước

Hình 3: Bão hòa mẫu trong nước cho phương pháp hai đường cong nén

Theo nguyên tắc, các đất có trạng thái dẻo mềm (hoặc độ sệt $I_L > 0,5$), hoặc độ bão hòa nước $S_r \geq 0,85$ thì không cần xác định tính lún ướt. Tuy nhiên mục tiêu của bài viết là nhằm giới thiệu phương pháp xác định đặc trưng lún ướt cho đất, và nhằm khảo sát tính lún ướt với một số loại đất thường gặp (có thể là đất lún ướt, có thể là đất không lún ướt) nên việc lựa chọn mẫu không theo tiêu chí độ dẻo và độ bão hòa nước của mẫu.

2.2. Xác định các chỉ tiêu cơ lý

Mẫu trước khi thí nghiệm được cân lấy khối lượng để xác định khối lượng thể tích theo tiêu chuẩn TCVN 4220:2012 [4] (Hình 7), đồng thời tiến hành xác định khối lượng riêng của mẫu theo tiêu chuẩn TCVN 4195:2012 [5] (Hình 6). Các mẫu bùn sét và sét sau khi bão hòa được cân lại để xác định khối lượng mẫu bão hòa. Sau khi thí nghiệm mẫu được cân lấy khối lượng sau thí nghiệm, sau đó đem sấy khô mẫu bằng tủ sấy ở nhiệt độ $105 \pm 5^\circ\text{C}$ trong 12-24 giờ để xác định độ ẩm của

mẫu theo tiêu chuẩn TCVN 4196:2012 [6] (Hình 7, Hình 8), bao gồm độ ẩm tự nhiên và độ ẩm sau bão hòa.

2.3. Bão hòa mẫu

Mẫu thứ 1 thí nghiệm với phương pháp 01 đường cong nén; 02 mẫu còn lại thí nghiệm với phương pháp 02 đường cong nén. Đối với phương pháp thứ 02, 01 mẫu dao được giữ nguyên độ ẩm tự nhiên của đất, mẫu còn lại tiến hành bão hòa với nước trong 24 giờ cho cát trực tiếp trong máy nén và 48 giờ cho sét bằng dụng cụ bão hòa mẫu trong bể nước (bảng 2, Hình 3).

2.4. Lắp mẫu, quan trắc lún và tính toán kết quả

Tiến hành lắp mẫu vào thiết bị nén lún 1 chiều (). Sử dụng giấy thấm thấm ướt bọc quanh nắp hộp nén để tránh mẫu bị thất thoát độ ẩm. Tiến hành quan trắc lún theo các cấp tải trọng và ghi nhận giá trị lún theo các mốc thời gian quy định theo tiêu chuẩn TCVN 4200:2012 ([7]) (Hình 4).

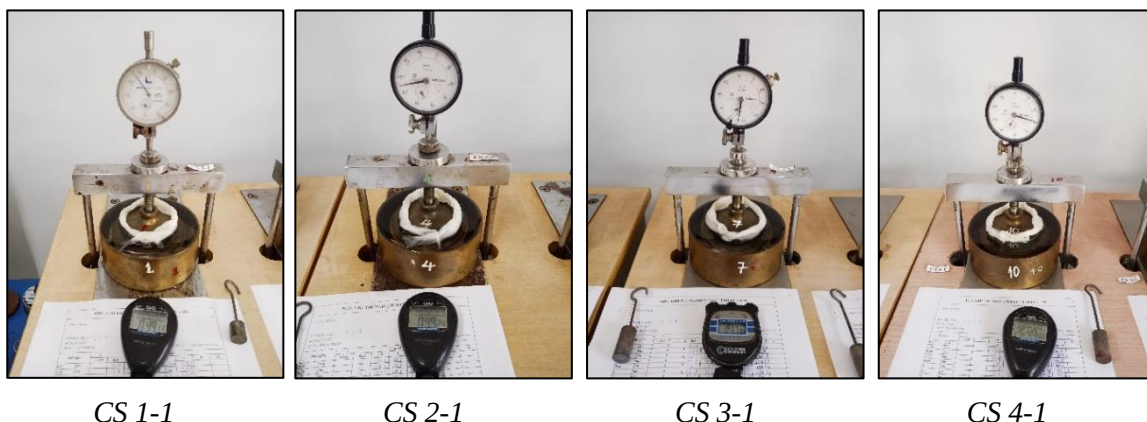


Hình 4: Thực hiện quan trắc lún

Đối với phương pháp một đường cong nén, các mẫu tiến hành thí nghiệm được chọn cấp quan trắc lún ướt là 2 KG đối với mẫu đất mặt (CS 1-1) và mẫu bùn sét (CS 2-1), 3 KG đối với mẫu sét pha dẻo mềm - nửa cứng (CS 3-1) và mẫu cát (CS 4-1) (Bảng 2). Tại cấp tải trọng lựa chọn để quan trắc lún ướt, để mẫu lún ổn

định rồi châm nước vào hộp nén đến ngang mẫu (Hình 5). Tiếp tục quan trắc ổn định trong 24 giờ, sau đó gia tải và quan trắc lún các cấp còn lại ([2]).

Đối với phương pháp hai đường cong nén thì thực hiện quan trắc lún như tiêu chuẩn TCVN 4200:1995 [7] (Hình 4) ([2]).



Hình 5: Tiến hành quan trắc lún ướt, châm đầy nước vào hộp nén ở cấp tải trọng 2 KG cho mẫu CS 1-1, CS 2-1 và 3 KG cho mẫu CS 3-1, CS 4-1



Hình 6: Xác định khối lượng riêng



Hình 7: Cân khối lượng mẫu trước thí nghiệm (TTN), sau bão hòa (BH) và sau khi thí nghiệm (STN) (Trong hình: mẫu đất (Đ) + dao vòng (DV) + chén nhôm (CN))



Hình 8: Tiến hành sấy mẫu và cân khối lượng mẫu khô (MK)

2.5. Tính toán kết quả và biểu diễn đồ thị xác định tính lún ướt theo TCVN ([1], [2]).

Kết quả tính toán các chỉ số cơ lý kèm theo thí nghiệm bao gồm dung trọng ướt, dung trọng khô, dung trọng bão hòa, các giá trị độ ẩm của mẫu và khối lượng riêng của đất được tóm tắt trong Bảng 3. Kết quả quan trắc lún và quan trắc lún ướt tại cấp áp được lựa chọn ban đầu kèm theo các giá trị hệ số rỗng tính toán cho từng cấp áp lực được thể hiện trong bảng 4. Hệ số lún ướt a_m tính toán cho các mẫu được thể hiện trong Bảng 5 đối với phương pháp một đường cong nén, và bảng 6 đối với phương pháp hai đường cong nén. Đồ thị biểu diễn sự thay đổi hệ số rỗng ở từng cấp áp lực sau khi đã lún ổn định được thể hiện tại Hình 9 đối với các mẫu tiến hành quan trắc lún bằng phương pháp một đường cong nén, và Hình 10 đối với các mẫu tiến hành quan trắc lún bằng phương pháp hai đường cong nén.

Hệ số lún ướt tương đối tại cấp áp lực đang xét được xác định như sau:

$$a_m = \frac{\Delta h_i' - \Delta h_i}{h_o}$$

Trong đó

Δh_i : Lượng lún ổn định tích lũy hiệu chỉnh tại cấp áp lực xác định lún ướt đối với phương pháp một đường cong nén; Lượng lún ổn định tích lũy hiệu chỉnh của mẫu ở độ ẩm tự nhiên hoặc chế bị tại cấp áp lực P_i đối với phương pháp hai đường cong nén (mm);

$\Delta h_i'$: Lượng lún ổn định tích lũy hiệu chỉnh tại cấp áp lực xác định lún ướt được giữ nguyên sau khi được làm ướt đối với phương pháp một đường cong nén; Lượng lún ổn định tích lũy hiệu chỉnh của mẫu ở độ ẩm bão hòa tại cấp áp lực P_i đối với phương pháp hai đường cong nén (mm);

* Hệ số lún ướt a_m được xác định chính xác đến 0,001.

* Nếu $a_m \geq 0,01$ thì đất đó được coi là lún ướt tại cấp tải trọng đang xét.

Bảng 3: Bảng kết quả tính toán các chỉ tiêu cơ lý cơ bản của quá trình thí nghiệm

KHM	CS 1 - 1	CS 1 - 2	CS 1 - 3	CS 2 - 1	CS 2 - 2	CS 2 - 3	CS 3 - 1	CS 3 - 2	CS 3 - 3	CS 4 - 1	CS 4 - 2	CS 4 - 3
SH.DV	D139	0	0	D199	D161	D140	0	0	0	0	D141	0
KL.DV (g)	42,71	42,76	42,67	42,02	42,79	42,82	42,17	42,83	42,93	42,75	42,76	42,92
KH Đ + DV (g)	148,59	148,69	147,54	133,40	135,34	136,51	154,91	161,83	159,76	144,07	143,31	148,25

TUYỂN TẬP KẾT QUẢ KHOA HỌC & CÔNG NGHỆ 2021-2022

KLM BH (g)			147,70			136,52			161,16			
KLM STN (g)	145,79	148,00	144,68	126,75	128,66	129,24	159,40	167,02	163,38	154,60	147,34	153,86
KHMK (g)	122,83	124,74	121,73	100,92	102,96	103,65	138,45	146,27	142,54	131,55	123,86	132,93
KLCN (g)	5,80	6,51	5,95	6,46	6,46	6,00	5,33	6,88	5,11	7,17	5,67	7,10
KL Đ TTN (g)	105,88	105,93	104,87	91,38	92,55	93,69	112,74	119,00	116,83	101,32	100,55	105,33
KL Đ BH (g)			105,03			93,70			118,23			
KL Đ STN (g)	97,28	98,73	96,06	78,27	79,41	80,42	111,90	117,31	115,34	104,68	98,91	103,84
KL Đ Khô (g)	74,32	75,47	73,11	52,44	53,71	54,83	90,95	96,56	94,50	81,63	75,43	82,91
Dung trọng ướt (g/cm³)	1,76	1,77	1,75	1,52	1,54	1,56	1,88	1,98	1,95	1,69	1,68	1,76
Dung trọng bão hòa (g/cm³)			1,75			1,56			1,97			
Dung trọng khô (g/cm³)	1,24	1,26	1,22	0,87	0,90	0,91	1,52	1,61	1,58	1,36	1,26	1,38
Độ ẩm TTN (%)	42,47	40,36	43,44	74,26	72,31	70,87	23,96	23,24	23,63	24,12	33,30	27,04
Độ ẩm bão hòa (%)			43,66			70,89			25,11			
Độ ẩm STN (%)	30,89	30,82	31,39	49,26	47,85	46,67	23,03	21,49	22,05	28,24	31,13	25,24
Tỷ trọng (g/cm³)	2,70	2,70	2,70	2,68	2,68	2,68	2,72	2,72	2,72	2,67	2,67	2,67
Hệ số rỗng ban đầu e₀	1,18	1,14	1,21	2,07	1,99	1,93	0,80	0,69	0,73	0,96	1,12	0,93
Độ bão hòa nước ban đầu (%)	0,97	0,95	0,97	0,96	0,97	0,98	0,82	0,91	0,88	0,67	0,79	0,78

Bảng 4: Bảng kết quả quan trắc lún và tính toán hệ số rỗng theo cấp áp lực nén lún

KHM		CS 1 - 1	CS 1 - 2	CS 1 - 3	CS 2 - 1	CS 2 - 2	CS 2 - 3	CS 3 - 1	CS 3 - 2	CS 3 - 3	CS 4 - 1	CS 4 - 2	CS 4 - 3
Độ lún ổn định (mm) theo cấp tải P (KG)	0.25	0,84	0,96	0,85	0,99	0,94	1,20						
	0.50	1,40	1,36	1,39	1,71	1,60	1,92	0,56	0,51	0,43	0,22	0,25	0,16
	1,00	2,13	1,93	2,07	2,89	2,73	2,94	0,82	0,78	0,74	0,36	0,39	0,32
	2	2,94	2,59	2,86	4,31	4,13	4,22	1,16	1,12	1,08	0,49	0,49	0,42
	2*	2,96			4,37								
	3,00	3,40	2,99	3,31	5,10	4,94	4,97	1,38	1,34	1,32	0,60	0,59	0,52
	3*							1,39			0,62		
	4,00	3,74	3,32	3,63	5,67	5,49	5,49	1,53	1,49	1,49	0,70	0,66	0,59
	6,00							1,82	1,76	1,78	0,85	0,79	0,72

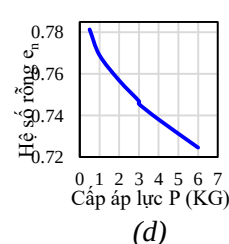
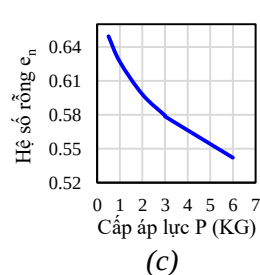
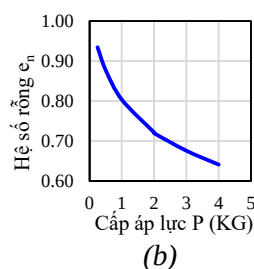
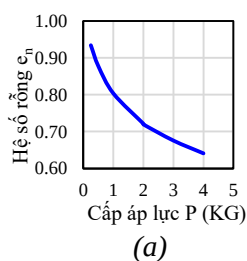
Hệ số rỗng tại mỗi cấp áp lực e_n	0.25	0.934	0.878	0.958	1.594	1.546	1.484						
	0.50	0.877	0.839	0.903	1.496	1.458	1.389	0.649	0.539	0.604	0.781	0.948	0.762
	1,00	0.803	0.783	0.834	1.335	1.308	1.254	0.627	0.517	0.579	0.769	0.934	0.748
	2	0.721	0.718	0.753	1.141	1.121	1,085	0.598	0.491	0.551	0.757	0.923	0.740
	2*	0.719			1.133								
	3,00	0.676	0.678	0.707	1,033	1,012	0.985	0.579	0.474	0.531	0.747	0.914	0.731
	3*							0.579			0.746		
	4,00	0.641	0.645	0.675	0.955	0.939	0.918	0.566	0.461	0.517	0.738	0.907	0.724
	6,00							0.542	0.440	0.494	0.725	0.894	0.713

Bảng 5: Hệ số lún ướt các mẫu thí nghiệm theo phương pháp một đường cong nén

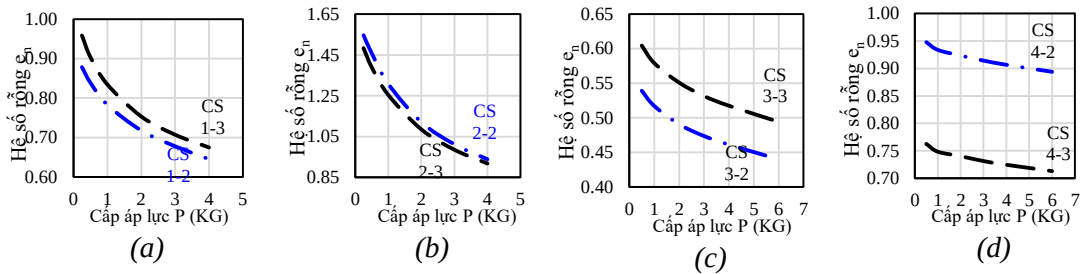
KHM	CS 1-1	CS 2-1	CS 3-1	CS 4-1
Hệ số lún ướt tại cấp áp lực quan trắc lún ướt a_m	0,0009	0,0027	0,00045	0,00075

Bảng 6: Hệ số lún ướt các mẫu thí nghiệm theo phương pháp hai đường cong nén

KHM	Hệ số lún ướt a_m tại các cấp tải trọng P (KG)						
	0.25	0.5	1,0	2,0	3,0	4,0	6,0
CS 1-2 CS 1-3	-0,005	0,002	0,007	0,014	0,016	0,015	
CS 2-2 CS 2-3	0,013	0,016	0,011	0,005	0,002	0,000	
CS 3-2 CS 3-3		-0,004	-0,002	-0,002	-0,001	0,000	0,001
CS 4-2 CS 4-3		-0,004	-0,003	-0,004	-0,004	-0,004	-0,004



Hình 9: Đồ thị biến đổi hệ số rỗng e_n theo cấp áp lực nén, trong đó cấp áp lực quan trắc lún ướt là 2 KG đối với mẫu (a) CS 1-1, (b) CS 2-1 và 3 KG đối với mẫu (c) CS 3-1, (d) CS 4-1.



Hình 10: Đồ thị biến đổi hệ số rỗng e_n theo cấp áp lực nén cho các mẫu thực hiện phương pháp quan trắc lún ướt hai đường cong nén: (a) CS 1-2, CS 1-3; (b) CS 2-2, CS 2-3; (c) CS 3-2, CS 3-3; (d) CS 4-2, CS 4-3.

Kết quả tính toán cho thấy hệ số lún ướt tính toán bằng phương pháp một đường cong nén đều nhỏ hơn 0,01 rất nhiều. Do đó có thể kết luận các loại đất được thí nghiệm không có tính lún ướt. Tuy nhiên, quan sát kết quả tính toán đối với phương pháp hai đường cong nén, mẫu CS1 có khả năng bị xảy ra lún ướt tại cấp tải trọng $P \geq 2$ KG. Trong khi đó mẫu CS2 chịu lún ướt tại các cấp tải $P \leq 1$ KG. Các mẫu CS3 và CS4 đều không thể hiện tính lún ướt (hệ số a_m luôn nhỏ hơn 0,01 ở mọi cấp tải thí nghiệm). Một số trường hợp xảy ra giá trị $a_m < 0$ tại mẫu CS1, CS3 và CS4 có thể hiểu là do một lượng nước được hấp phụ vào mẫu đất làm cho lượng lún của mẫu đã bão hòa thấp hơn so với lượng lún của mẫu ở trạng thái tự nhiên.

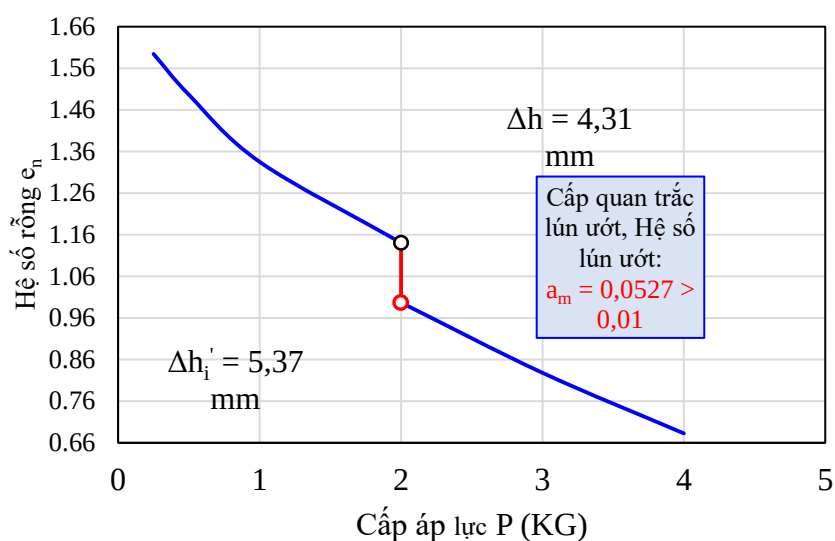
Để thể hiện được phương pháp xác định đặc tính lún ướt của mẫu đất, tiến hành xây dựng bộ số liệu cho mẫu CS2 với quá trình thí nghiệm tương tự ban đầu, các chỉ số cơ lý được xác định cũng như mẫu ban đầu. Đối với quá trình quan trắc lún, giả sử tại mỗi cấp áp lực nén gia tăng, mẫu có lượng lún cao hơn so với chỉ số ban đầu từ 1 đến 2 mm. Gọi mẫu lún ướt này là mẫu CS2*. Lượng lún giả định gia tăng lần lượt tại từng cấp áp lực như sau:

Việc gia tăng trị số lún của mẫu CS 2-1* vào thời điểm châm đầy nước vào hộp nén khi mẫu đã đạt lún ổn định ở cấp $P = 2$ KG. Như vậy, thể hiện được mẫu đã gia tăng lún một lượng là 1 mm. Sau khi tiến hành tăng tải ở các cấp tiếp theo, lượng lún tăng thêm lần lượt là 1,5 và 2,0 so với trị số lún ban đầu của mẫu CS 2-1 ứng với cấp tải $P = 3$ và $P = 4$ KG. Tương tự với mẫu CS 2-3*, sau khi đã được bão hòa trong nước khoảng 48 giờ, mẫu có lượng lún tăng mạnh so với trị số lún ban đầu của mẫu CS 2-3 như Bảng 7. Riêng mẫu CS 2-2* vẫn giữ nguyên trị số lún tự nhiên ban đầu.

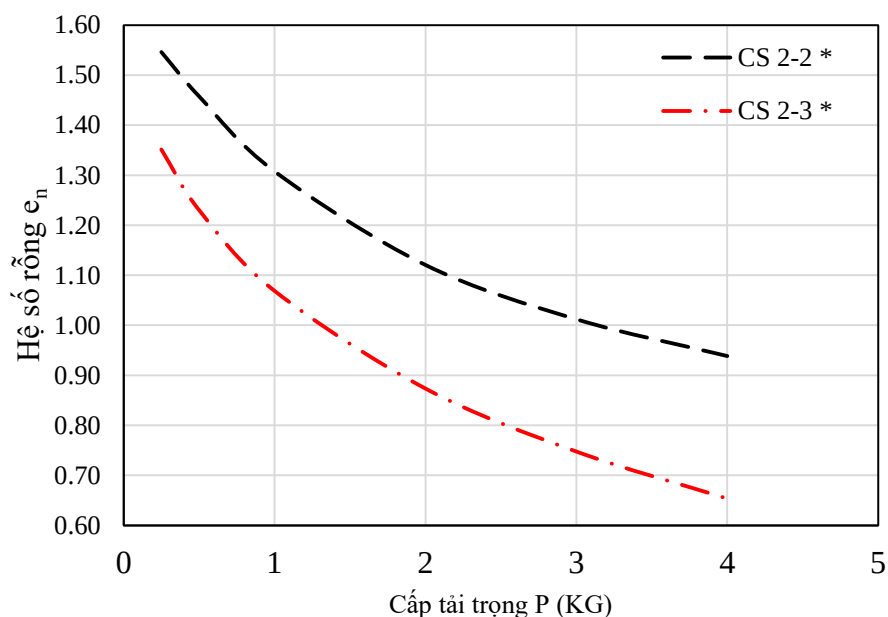
Kết quả tính toán cho thấy mẫu thể hiện tính lún ướt mạnh. So sánh với kết quả tính toán hệ số lún ướt đối với mẫu CS2 ban đầu (Bảng 5, Bảng 6) cho thấy giá trị a_m tăng từ 5 đến 6 lần. Theo phương pháp một đường cong nén, mẫu CS2* thể hiện tính lún ướt tại cấp quan trắc lún ướt (cấp áp lực 2KG) với $a_m = 0,0527 > 0,01$. Theo phương pháp hai đường cong nén, mẫu CS2* thể hiện tính lún ướt tại bất kỳ cấp tải trọng nào với $a_m > 0,01$ (Bảng 7) và lượng lún ướt gia tăng khi thời gian thấm và áp lực tải gia tăng.

Bảng 7: Hệ số lún gia tăng được cộng thêm vào các cấp nén lún ướt so với trị số lún ban đầu của mẫu CS2 để mô tả hiện tượng lún do nước (lún ướt) của mẫu trong điều kiện thí nghiệm. Hệ số lún ướt được tính theo phương trình (8) và (9).

		Cấp áp lực P (KG)						
		0.25	0.5	1	2	2*	3	4
Lượng lún tăng thêm giả định (mm)	CS 2-1*	Lượng lún không thay đổi				1,00	1,50	2,00
	CS 2-2*	Lượng lún không thay đổi						
	CS 2-3*	1,00	1,20	1,40	1,60		1,80	2,00
Hệ số lún ướt a _m	CS 2-1*	0,0527						
	CS 2-2*	0,0633	0,07595	0,0809	0,0848		0,0918	0,09985
	CS 2-3*							



Hình 11: Đồ thị đường cong nén lún e-P của mẫu CS 2-1, cấp quan trắc lún ướt thực hiện tại $P = 2$ KG bằng phương pháp một đường cong nén. Lượng lún ổn định trước khi thêm nước là Δh và sau khi thêm nước là $\Delta h_i'$.*



Hình 12: Đồ thị đường cong nén lún e - P của mẫu CS 2-2* và CS 2-3* được tiến hành theo phương pháp hai đường cong nén.

3. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Phương pháp thí nghiệm xác định các đặc trưng lún ướt của đất trong phòng thí nghiệm được quy định rõ theo Tiêu chuẩn ngành 14 TCN 138 – 2005 [1] và Tiêu chuẩn quốc gia TCVN 8722:2012 [2] có thể giúp cho việc nghiên cứu các dạng đất có thể xảy ra biến dạng lún do ảnh hưởng của nước, tải trọng hoặc cả hai yếu tố trên. Phương pháp cung cấp cơ sở đánh giá định tính có thể thực hiện trên đất xây dựng hoặc các dạng vật liệu san lấp. Trong đó, hệ số lún ướt a_m được định nghĩa là tỷ số giữa mức độ lún dưới tác dụng của tải trọng có ảnh hưởng của hiện tượng gia tăng hàm lượng nước so với chiều cao ban đầu của mẫu. Việc xác định hệ số lún ướt tạo cơ sở tiền đề cho các đánh giá về đặc trưng địa chất đất nền của khu vực. Qua đó, công tác khảo sát, thiết kế có thể đưa ra các phương hướng giải quyết thích hợp khi có sự hiện diện của loại đất này trong khu vực khảo sát.

Mặc dù đã đưa ra được cơ sở đánh giá ứng xử của đất dưới tác dụng của nước và tải trọng, phương pháp này vẫn cần phải được nghiên cứu phát triển thêm do còn có nhiều hạn chế. Thứ nhất, phương pháp mặc dù giúp cho việc gia tăng độ ẩm của mẫu đất trong điều kiện không nở hông nhưng vẫn chưa mô tả thực tế quá trình thấm của nước qua mẫu đất giống như điều kiện ngoài hiện trường, nhất là các loại đất bờ rời có độ lỗ hổng lớn sẽ làm cho nước thấm qua nhanh chóng. Thứ hai, phương pháp cần có sự đánh giá kỹ lưỡng về ngưỡng lún ướt để có thể xác định rõ ràng đặc tính này của đất. Kết quả của thí nghiệm cho thấy, các loại đất bùn, bùn sét tại một vài cấp tải nén cũng thể hiện tính lún ướt với cường độ thấp, có hệ số lún ướt chỉ hơi cao hơn 0,01; trong khi mẫu cát rời mịn hạt lại thể hiện giá trị $a_m < 0$.

Một số kiến nghị:

- Cần nghiên cứu thêm các vùng có xảy ra hiện tượng sụt lún để kiểm tra khả

năng nguyên nhân do đặc trưng lún ướt của đất theo các tiêu chuẩn quy định hiện hành.

- Cần nghiên cứu thêm về các đặc tính cơ bản, các đặc trưng cơ lý của loại đất lún ướt (đất chưa bão hòa) để có thể phân biệt và nhận biết được loại đất này ngoài hiện trường.

- Nên tiến hành xác định đặc trưng lún ướt của đất nền cũng như vật liệu đắp tại các khu vực có cao trình gần với mực nước biển, hoặc có sự ảnh hưởng mạnh mẽ của chế độ triều, hoặc vì bất cứ lý do gì làm cho đất bị thay đổi độ ẩm đáng kể.

- Nên sử dụng là cơ sở tiền đề để đánh giá tính ổn định của nền đất các công trình.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. 14 TCN 138 - 2005, "Đất xây dựng công trình thủy lợi - Phương pháp xác định đặc trưng lún ướt của Đất trong phòng thí nghiệm," p. 10, 2005.
2. TCVN 8722:2012, "Đất xây dựng công trình thủy lợi - Phương pháp xác định đặc trưng lún ướt của đất trong phòng thí nghiệm," *Tiêu chuẩn quốc gia*, p. 10, 2012.
3. C. D. F. Rogers, "Types and distribution of collapsible soils," in *Genesis and Properties of Collapsible Soils*, vol. Series C: Mathematical and Physical Science, T. D. I. J. S. Edward Derbyshire, Ed., Loughborough, Springer Science + Business Media Dordrecht, 1995, p. 409.
4. TCVN 4202:2012, "Đất xây dựng - Phương pháp xác định Khối lượng thể tích trong phòng thí nghiệm," *Tiêu chuẩn quốc gia*, p. 9, 2012.
5. TCVN 4195:2012, "Đất xây dựng - Phương pháp xác định Khối lượng riêng trong phòng thí nghiệm," *Tiêu chuẩn quốc gia*, p. 6, 2012.
6. TCVN 4196:2012, "Đất xây dựng - Phương pháp xác định Độ ẩm và Độ hút ẩm trong phòng thí nghiệm," *Tiêu chuẩn quốc gia*, p. 5, 2012.
7. TCVN 4200:1995, "Đất xây dựng - Phương pháp xác định tính nén lún trong phòng thí nghiệm," *Tiêu chuẩn Việt Nam*, p. 18, 1995.
8. TCVN 2683:2012, "Đất xây dựng - Lấy mẫu, bao gói, vận chuyển và bảo quản mẫu," *Tiêu chuẩn quốc gia*, p. 10, 2012.
9. TCVN 4201:1995, "Đất xây dựng - Phương pháp xác định độ chặt tiêu chuẩn trong phòng thí nghiệm," *Tiêu chuẩn Việt Nam*, p. 6, 1995.
10. TCVN 8217:2009, "Đất xây dựng công trình Thủy lợi - Phân loại," *Tiêu chuẩn quốc gia*, p. 21, 2012.
11. TCVN 8732:2012, "Đất xây dựng công trình thủy lợi - Thuật ngữ và định nghĩa," *Tiêu chuẩn quốc gia*, p. 17, 2012.
12. Andrew J. Stumpf, "Collapsing Soil Hazards," in *Encyclopedia of Natural Hazards*, Pedro Basabe et al., Ed., Springer Science + Business Media Dordrecht, 2013, p. 1177.

NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ VẬT LIỆU THẨM SÉT ĐỊA KỸ THUẬT VÀ MÀNG ĐỊA KỸ THUẬT CHỐNG THẨM CHO CÁC KÊNH RẠCH PHỤC VỤ TƯỚI CÂY ĂN QUẢ TRONG ĐIỀU KIỆN HẠN, MẶN VÙNG ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG

Research on the material technology application of voltex and geomembrane for the canals to irrigate for fruit trees during droughty and salty period in the Mekong Delta

Trần Thái Hùng, Trần Minh Tuấn, Bùi Văn Cường, Nguyễn Lê Huân

TÓM TẮT: Đồng bằng sông Cửu Long có diện tích cây ăn quả lớn nhất cả nước với diện tích khoảng 366.661 ha, hằng năm cung cấp cho thị trường khoảng 4 triệu tấn trái cây. Trong mùa khô hạn, nước trong các sông rạch lớn bị nhiễm mặn, ảnh hưởng tới việc cung cấp nước tưới cho các vườn cây ăn trái. Khi tích nước trong các kênh rạch nội đồng vào mùa khô để tưới cho cây trồng thường sinh ra tổn thất nước do thấm hoặc bị nước mặn, phèn thẩm thấu ngược từ ngoài vào kênh rạch gây nhiễm mặn và phèn hóa nước tưới, làm ảnh hưởng xấu tới sản xuất. Đây là vấn đề cần được quan tâm nghiên cứu, để tìm ra các giải pháp khắc phục triệt để nhằm nâng cao hiệu quả sử dụng nước cho cây trồng. Kết quả bước đầu nghiên cứu ứng dụng thẩm địa kỹ thuật và màng địa kỹ thuật chống thấm cho các kênh rạch sẽ góp phần giảm tổn thất nước do thấm vùng trồng cây ăn quả Đồng bằng sông Cửu Long.

Từ khóa: Cây ăn quả, chống thấm, kênh rạch, màng địa kỹ thuật, thẩm sét địa kỹ thuật.

ABSTRACT: The Mekong Delta has the largest fruit tree area in the country with an area of about 366,661 ha and annually supplies the market with about 4 million tons of fruits. During the dry season, water in main rivers and canals is contaminated with salinity, affecting orchards' irrigation water supply. The storage of water in canals in the field in the dry season to irrigate crops often occurs water losses due to infiltration or saline and alum water are reverse osmosis from outside into the canals causing salinity-alum irrigation water, affecting badly to production. This is a problem that needs to be researched, to find out radical solutions to improve water use efficiency for plants. The study's initial results of applying geotextile and waterproofing geotextiles for canals will contribute to reducing water loss due to seepage in fruit areas in the Mekong Delta.

Keywords: Fruit tree, Geomembrane, Canal, Voltex, Waterproof.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) là một vùng trọng điểm cây lương thực, cây ăn quả và nuôi trồng thủy sản của cả nước, đóng góp một tỷ trọng lớn so với cả nước. Theo Cục Trồng trọt (Bộ Nông nghiệp và PTNT), ĐBSCL hiện có khoảng 366.661 ha cây ăn quả, chiếm gần 40% diện tích cây ăn quả của cả nước, hằng năm cung cấp cho thị trường trong

nước và xuất khẩu khoảng 4 triệu tấn trái, gồm: chuối, xoài, cam, nhãn, khóm, bưởi, sầu riêng, thanh long, chôm chôm, quýt...[6]. Tuy nhiên sản xuất trái cây vùng ĐBSCL cũng đang đứng trước những thách thức lớn, theo kết quả điều tra của Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam vào tháng 6/2020 cho thấy: Đợt hạn mặn vừa qua đã làm cho hàng trăm héc ta cây ăn quả giá trị như sầu riêng, chôm chôm... chết khô do mặn và thiếu nước

ngọt để tưới, hàng ngàn héc ta cây ăn quả khác của toàn đồng bằng cũng bị ảnh hưởng nặng, giảm năng suất và chất lượng, ngay cả cây dừa vốn chịu mặn giỏi song cũng bị giảm năng suất nặng (30-40%) do bị mặn xâm nhập lâu ngày [8]. Nhằm khắc phục sự những thách thức, bất lợi đó, bên cạnh các hồ chứa trữ lớn do nhà nước xây dựng, người dân đã biết hình thành các ao hồ, kênh rạch nội đồng vừa, nhỏ để chứa trữ lại một lượng nước trong mùa mưa, sử dụng cho mùa khô. Về trữ nước, chủ yếu bà con vẫn dựa vào kênh rạch là chính, tuy nhiên vì không có các công trình kiểm soát nước nên không đảm bảo an toàn nguồn nước, khó kiểm soát được chất lượng nước; Nước trong vườn cây cũng biến động như ở ngoài kênh tưới; Vấn đề quan trọng trong chứa trữ nước là phải bổ sung, bảo tồn được nguồn nước khi cần thiết, nghĩa là phải có công trình điều tiết để luôn chủ động kiểm soát được nguồn nước chứa trữ. [6]

Trong quá trình chứa trữ và sử dụng cả mùa khô, khi nước sông lớn xuống thấp do thủy triều, nước trong các kênh rạch nội đồng có thể bị thấm thấu, thấm rút ra ngoài làm giảm lượng nước tích trữ. Với tổn thất nước do nguyên nhân do thấm, các nước tiên tiến trên thế giới đã đạt nhiều thành tựu đáng kể trong việc nghiên cứu làm giảm tổn thất. Bên cạnh các vật liệu chống thấm truyền thống như bê tông, đá, gạch được sử dụng rộng rãi dưới các hình thức như lát mái, xây hoặc đổ bê tông tại chỗ, người dân còn sử dụng hệ thống đường ống chuyển nước bằng bê tông hoặc PVC, có đường kính từ vài trăm milimet đến hàng ngàn milimet. Do điều kiện kinh tế của nước ta hiện nay, các hệ thống kênh rạch ở Việt Nam nói chung và ĐBSCL nói riêng, hầu hết là các loại kênh đất, ngoài việc chống thấm bằng các vật liệu thông thường, thì vấn đề ứng dụng

công nghệ và vật liệu mới cũng đạt nhiều kết quả rất có ý nghĩa, trong đó ứng dụng thảm địa kỹ thuật và màng địa kỹ thuật chống thấm để giảm tổn thất do thấm là một ví dụ. [1-4]

Đối với những vùng trồng cây ăn quả có tác động của thủy triều thì các kênh rạch tích trữ nước trong mùa khô hạn phục vụ tưới cho cây trồng giữ vai trò rất quan trọng, nhằm duy trì và bảo toàn vườn cây vượt qua giai đoạn thiếu nước. Vì vậy, nghiên cứu ứng dụng thảm địa kỹ thuật và màng địa kỹ thuật chống thấm cho các kênh rạch phục vụ tưới cây ăn quả trong điều kiện hạn, mặn vùng ĐBSCL nằm trong khuôn khổ đề tài khoa học: “*Nghiên cứu giải pháp, công nghệ tích trữ nước phân tán phục vụ vùng cây ăn quả vùng Đồng bằng sông Cửu Long*” là một trong những giải pháp cần thiết và quan trọng, nhằm khắc phục vấn đề tổn thất nước do thấm hiện nay.

2. CƠ SỞ KHOA HỌC VÀ PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Cơ sở khoa học về vật liệu chống thấm

2.1.1. Thảm sét địa kỹ thuật

Voltex (hay Thảm sét địa kỹ thuật) là một sản phẩm có kết cấu phức hợp, bao gồm hai lớp sợi khoáng địa kỹ thuật Polypropylene, có chứa một lượng Volclay Sodium Bentonite theo tỉ lệ 5,4kg/m². Hai lớp vải địa kỹ thuật này được đan liên kết với nhau bởi một hệ thống các chùm sợi dọc mà các hạt khoáng Volclay Sodium Bentonite nằm đồng đều và kín giữa các chùm sợi dọc này.

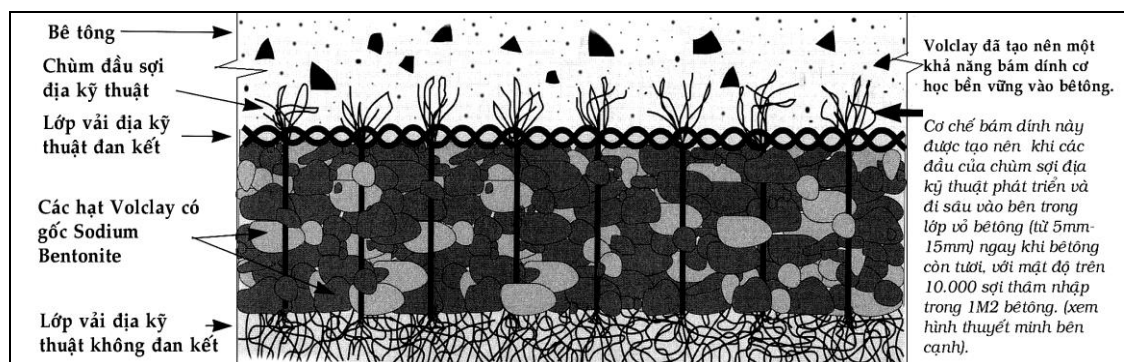
Volclay sodium bentonite là một hỗn hợp khoáng chất, có nguồn gốc từ núi lửa, không độc hại, được tìm thấy tại vùng Black-hills ở Hoa kỳ. Volclay được Công

ty Cetco chế tạo đặc biệt, để đem lại hiệu quả cao nhất cho tất cả các sản phẩm chống thấm. Khi tiếp xúc với nước, Volclay tự động trương nở và hình thành nên một lớp màng phủ đơn nhất vững bền. Trong điều kiện bị ép chặt, lớp màng phủ ngăn cản sự xâm nhập của nước, và nhờ vậy nó đảm bảo tuổi thọ cho cấu trúc công trình.

Voltex có khả năng chống thấm tuyệt hảo, cho cả hệ thống công trình nổi và ngầm, trên cả hai mặt đứng và nằm ngang. Voltex được lắp đặt cho các mặt sàn, bản dầm, mái dốc và các hạng mục tại biên đất như: các tấm thép đóng móng, các cọc cừ, tường chắn... Bản thân sản phẩm rất bền, rất ít khả năng bị hư hỏng trước và sau khi đổ bê tông. Việc thi công, lắp đặt Voltex hết sức dễ dàng và nhanh chóng. Voltex có thể được lắp đặt trực tiếp lên bê tông tươi ở bất cứ điều kiện thời tiết nào, hoặc có thể được lắp đặt ngay sau khi dỡ giàn cốp-pha mà không cần phải

đợi bê tông đủ giờ tuổi bảo dưỡng. Voltex hoàn toàn không cần dùng đến các loại keo kết dính, mép của các tấm vải dễ dàng lắp chồng mí lên nhau được, không cần phải kéo thẳng các vết nhăn nhỏ hoặc phải loại trừ các túi khí. Voltex có thể được cắt dễ dàng tại công trường, để lắp đặt quanh các góc và các bộ phận xuyên sàn.

Khi bê tông được đổ lên trên bề mặt Voltex, hệ thống vải địa kỹ thuật có cường lực cao của Voltex sẽ tạo ra một khả năng bám dính cơ học bền chặt vào bê tông. Cơ chế bám dính này được tạo nên khi các đầu của chùm sợi địa kỹ thuật phát triển và đi sâu vào bên trong lớp vỏ bê tông (từ 5÷15mm) ngay khi bê tông còn tươi, với mật độ trên 10.000 sợi thâm nhập trong 1m² bê tông, giữ cho Voltex luôn luôn cùng một khối với bê tông ngay cả khi đất nền bị dịch chuyển. Do đó ngăn cản được khả năng nước ứ đọng giữa lớp chống thấm và lớp sàn bê tông (xem hình 1). [1, 2].



Hình 1: Mặt cắt Voltex [1, 2]

Bảng 1: Các đặc tính cơ lý của Voltex [1, 2]

TT	Đặc tính	Phương pháp thử nghiệm	Giá trị đặc trưng
1	Độ bám dính vào bê tông	ASTM D 903 MOD	15 lbs./in. (2.6kN/m) min
2	Chống áp lực thủy tĩnh	ASTM D 5385 MOD	231ft. (70m)
3	Tính thấm	ASTM D 5048	1.10 ⁻⁹ cm/sec
4	Lực căng kéo	ASTM D 4632	95lbs. (422N)min
5	Chống thùng rách	ASTM D 4833	100lbs. (445N)

Bảng 2: Quy cách sản phẩm Voltex [1, 2]

TT	Quy cách sản phẩm	Đặc điểm	Giá trị đặc trưng
1	Cuộn theo quy cách tiêu chuẩn	Hàm lượng Bentonite	1,lb./ft ² (5,38kg/m ²)
		Độ dày khi khô	1/4 inch (6,4mm)
		Kích thước	4ft. x 15ft. (1,2m x 4,5m)
		Trọng lượng cuộn	75 lbs. (34kg)
2	Cuộn theo quy cách đặt hàng	Kích thước tấm	15ft. x 150ft. (4,5m x 45,7m)
		Trọng lượng cuộn	2800 lbs. (1271kg)



Hình 2: Minh họa ứng dụng thảm sét địa kỹ thuật chống thấm kênh tưới Ma Rên, huyện Ninh Phước, tỉnh Ninh Thuận [7]

2.1.2. Màng địa kỹ thuật Geomembrane

Đề nâng cao khả năng chống thấm của các công trình xây dựng, từ những năm 1980, ở một số nước phát triển như: Mỹ, Anh, Hà Lan, Đức đã nghiên cứu và áp dụng phổ biến công nghệ mới: công nghệ tường hào chống thấm bằng màng địa kỹ thuật (Geolock).

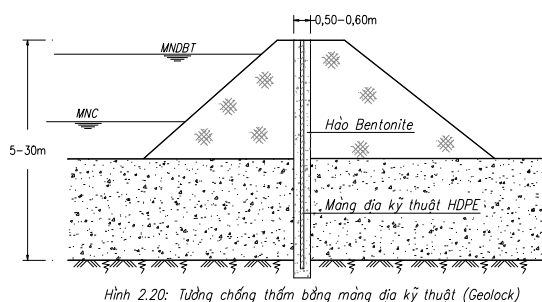
Hào được thi công trong dung dịch Bentonite, chiều rộng 0,50÷0,60m, chiều sâu 5÷30m, nhưng vật liệu chống thấm là màng địa kỹ thuật Geomembrane, thường dùng nhất là loại HDPE (High Density Polyethylene), có khả năng chống thấm

rất cao.

Geomembrane được gọi là màng địa kỹ thuật chống thấm, dày từ 0,50÷20mm, hệ số thấm nhỏ: $5 \times 10^{-11} \div 5 \times 10^{-14}$ cm/s, có khả năng chống thấm rất cao, Thời gian sử dụng vật liệu trung bình 20÷25năm. Có nhiều loại geomembrane, nhưng phổ biến nhất là các loại: HDPE (High Density Polyethylene); PVC (Poly Vinyl Chloride); CPE (Chlorinated Poly Ethylene). Màng địa kỹ thuật chống thấm thường được sử dụng chống thấm cho tường nghiêng và sân phủ, đập đất... thay vật liệu đất sét truyền thống. [3, 4]

Bảng 3: Đặc điểm màng địa kỹ thuật Geomembrane [3, 4]

TT	Đặc điểm	Giá trị đặc trưng
1	Độ dày	0,50 ÷ 20mm
2	Chiều rộng	2 ÷ 6m
3	Tính thấm	$5 \times 10^{-11} \div 5 \times 10^{-14}$ cm/sec
4	Thời gian sử dụng vật liệu	20 ÷ 25 năm



Hình 2.20: Tường chống thấm bằng màng địa kỹ thuật (Geolock)



Hình 3: Chống thấm cho đập đất và hồ chứa bằng màng địa kỹ thuật Geomembrane [3, 4]

2.2. Cách tiếp cận và phương pháp nghiên cứu

2.2.1. Cách tiếp cận:

- Tiếp cận từ tổng thể đến chi tiết;
- Tiếp cận từ thực nghiệm;
- Tiếp cận theo hướng phát triển bền vững;
- Tiếp cận phối hợp các bên liên quan;
- Tiếp cận kế thừa có chọn lọc kinh nghiệm, tri thức và cơ sở dữ liệu liên quan;
- Tiếp thu và sử dụng các tiến bộ khoa học công nghệ hiện đại phục vụ nghiên cứu.

2.2.2. Phương pháp nghiên cứu

- Phương pháp điều tra khảo sát thực địa, thu thập tổng hợp tài liệu;

- Phương pháp tổng hợp, phân tích, đánh giá;

- Phương pháp hồi cứu, kế thừa/tương tự;

- Phương pháp mô hình toán để phân tích dữ liệu, tính nhu cầu nước, thiết kế kênh rạch...;

- Phương pháp kiểm nghiệm kết quả nghiên cứu cho điều kiện cụ thể;

- Phương pháp chuyên gia và hội thảo lấy ý kiến của các nhà khoa học và người dân trực tiếp sản xuất trồng cây ăn quả ĐBSCL;



Hình 4: Sơ đồ Logic tóm lược cách tiếp cận và phương pháp nghiên cứu

3. GIẢI PHÁP NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG

3.1. Xác định nhu cầu nước và khả năng chịu mặn của một số loại cây ăn quả vùng ĐBSCL

Từ kết quả điều tra, khảo sát thực tế

trồng cây ăn quả trong nhiều năm liền từ các cơ quan quản lý, cơ quan khoa học, các nhà khoa học và người dân, có thể xác định tương đối về khả năng chịu mặn của một số loại cây ăn trái của vùng ĐBSCL như sau:

Bảng 4: Khả năng chịu mặn và mật độ cây ăn trái

TT	Loại cây	Khả năng chịu mặn (g/l)	Mật độ (cây/ha)	TT	Loại cây	Khả năng chịu mặn (g/l)	Mật độ (cây/ha)
1	Sầu riêng	< 0,3	178 ÷ 208	8	Cây mít	3 ÷ 4	600
2	Cây xoài	3 ÷ 4	204 ÷ 278	9	Cây chôm chôm	< 1	278 ÷ 290
3	Cây bưởi	1 ÷ 2	278 ÷ 400	10	Cây nhãn	< 1	278 ÷ 400
4	Cây cam	1 ÷ 2	600	11	Thanh long	< 1	1.200
5	Cây quýt	1 ÷ 2	600	12	Cây dừa (khóm)	1 ÷ 2	55.000
6	Cây chuối	< 1	2.500÷3.000	13	Cây vú sữa	1 ÷ 2	277
7	Mãng cầu xiêm, na	3 ÷ 4	600	14	Cây măng cụt	< 1	100 ÷ 204

Nguồn: Điều tra thực tế sản xuất vùng trồng cây ăn trái

Kết quả về khả năng chịu mặn của cây trồng được dùng để lựa thời gian nước trên sông lớn không bị nhiễm mặn sẽ tiến hành gạn hoặc bơm nước tích vào kênh rạch nội đồng để tưới cho cây trong mùa khô hạn.

3.2. Tính toán nhu cầu nước cần tưới trong mùa khô (từ tháng 1 ÷ 5 và tháng 12)

Nhu cầu tưới của cây trồng trong mùa khô tuân theo nguyên lý: chênh lệch giữa nhu cầu nước của cây trồng và lượng mưa hữu hiệu:

$$(Nhu\ cầu\ tưới) = (Nhu\ cầu\ nước) - (Lượng\ mưa\ hữu\ hiệu)$$

Nhu cầu nước là lượng nước cần bù đắp do thiếu hụt trong quá trình rễ cây hút nước nuôi cây, quang hợp bốc thoát hơi nước qua lá tạo sản phẩm sinh khối, lượng bốc thoát hơi nước mặt đất ruộng/vườn,

thấm sâu, chảy tràn... Trong điều kiện nguồn nước khan hiếm, cần tưới nước tiết kiệm, ít xảy ra trường hợp tưới thừa gây thấm sâu hoặc chảy tràn mất nước... thì có thể coi (*Nhu cầu nước ≈ Lượng bốc thoát hơi*), lượng bốc thoát hơi là hàm số của các điều kiện khí hậu, lớp phủ thực vật và thổ nhưỡng, được xác định theo công thức:

$$ET_c = K_c \cdot ET_o \quad (1)$$

Trong đó: K_c hệ số cây trồng (Crop Coefficient) xác định bằng thực nghiệm;

Eto: giá trị bốc thoát hơi tham chiếu (bốc thoát hơi tiềm năng);

Lượng mưa hiệu quả được tính toán bằng phần mềm CROPWAT 8.0 của Tổ chức Lương thực và Nông nghiệp Liên Hiệp Quốc (FAO) [5]. Kết quả tính toán lượng nước tưới các loại cây ăn quả vùng ĐBSCL trong các tháng mùa khô như sau:

Bảng 5: Tổng lượng nước tưới các loại cây ăn quả trong các tháng mùa khô (Đơn vị: m³/ha)

Tháng	Sầu Riêng	Vú sữa	Chôm chôm	Bưởi	Cam = Quýt	Chuối	Xoài	Mãng cầu	Mít	Nhãn	Thanh Long	Dứa (thơm)	Cây ăn quả khác (Mãng cụt)
1	282,18	173,39	262,40	288,99	242,75	222,94	204,36	222,52	222,52	214,58	215,60	274,49	198,16
2	310,83	191,00	309,49	309,49	259,97	238,75	218,85	238,31	238,31	229,80	230,90	293,97	219,30
3	394,18	242,21	392,47	392,47	329,68	302,77	277,54	302,21	302,21	291,41	292,81	372,79	268,55
4	303,74	186,64	302,43	345,87	290,53	266,81	233,30	254,04	254,04	244,97	213,17	271,39	159,50
5	85,44	52,50	85,07	106,11	89,13	81,85	70,86	77,16	77,16	74,40	50,58	64,40	0,35
12	193,24	118,74	192,40	200,28	168,23	154,50	132,15	143,90	143,90	138,76	147,97	188,39	125,90
Tổng	1.569,6	964,5	1.544,3	1.643,2	1.380,3	1.267,6	1.137,1	1.238,1	1.238,1	1.193,9	1.151,0	1.465,4	971,8

3.3. Xác định số lượng kênh rạch và lượng nước cần tưới trong các kênh rạch vào mùa khô

Số lượng kênh rạch tưới nước được xác định theo công thức:

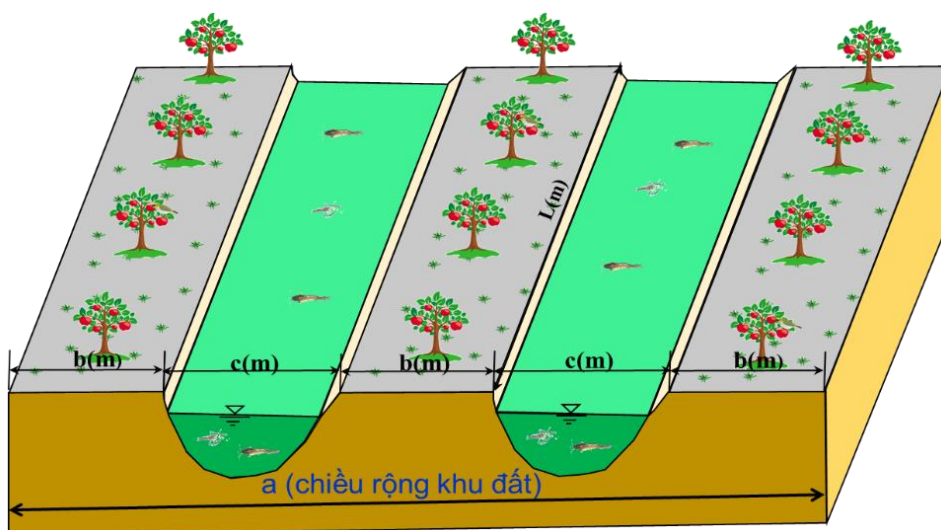
$$N = \frac{a-b}{c+b} \quad (2)$$

Trong đó: N: Số kênh rạch trên khu đất;

a: Chiều rộng khu đất (m);

b: Chiều rộng của 01 liếp (m);

c: Chiều rộng của 01 kênh rạch (m);



Hình 5: Cấu trúc vườn cây theo hình thức kênh rạch trữ nước

Tổng lượng nước trong kênh rạch kênh trữ (m³);
được xác định:

$$W = W_{DV} \times L \quad (3)$$

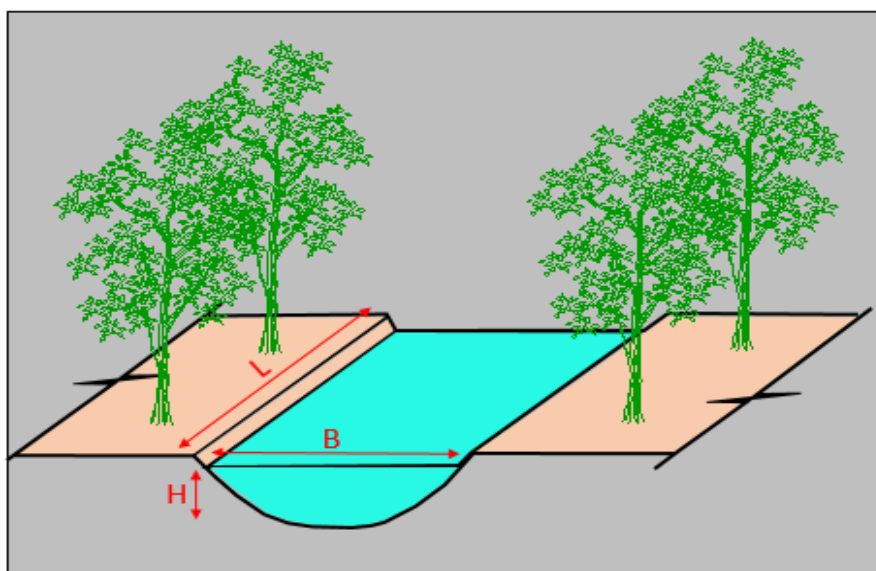
L là chiều dài kênh trữ (m);

W_{DV} là lượng nước đơn vị trong 01

Trong đó: W là lượng nước trong kênh rạch trữ, được tra theo Bảng 6;

Bảng 6: Bảng tra lượng nước trữ trong kênh rạch theo chiều rộng và độ sâu mực nước trên đơn vị chiều dài $L = 1m$ (đơn vị m^3)

H (m)	B (m)								
	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00
0,50	0,31	0,44	0,56	0,69	0,81	0,94	1,06	1,19	1,31
0,75	0,33	0,52	0,70	0,89	1,08	1,27	1,45	1,64	1,83
1,00	-	-	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25
1,25	-	-	-	1,02	1,33	1,64	1,95	2,27	2,58
1,50	-	-	-	-	-	1,69	2,06	2,44	2,81
1,75	-	-	-	-	-	-	2,08	2,52	2,95



Hình 6: Sơ đồ minh họa các thông số chiều rộng và chiều sâu mực nước trong kênh rạch

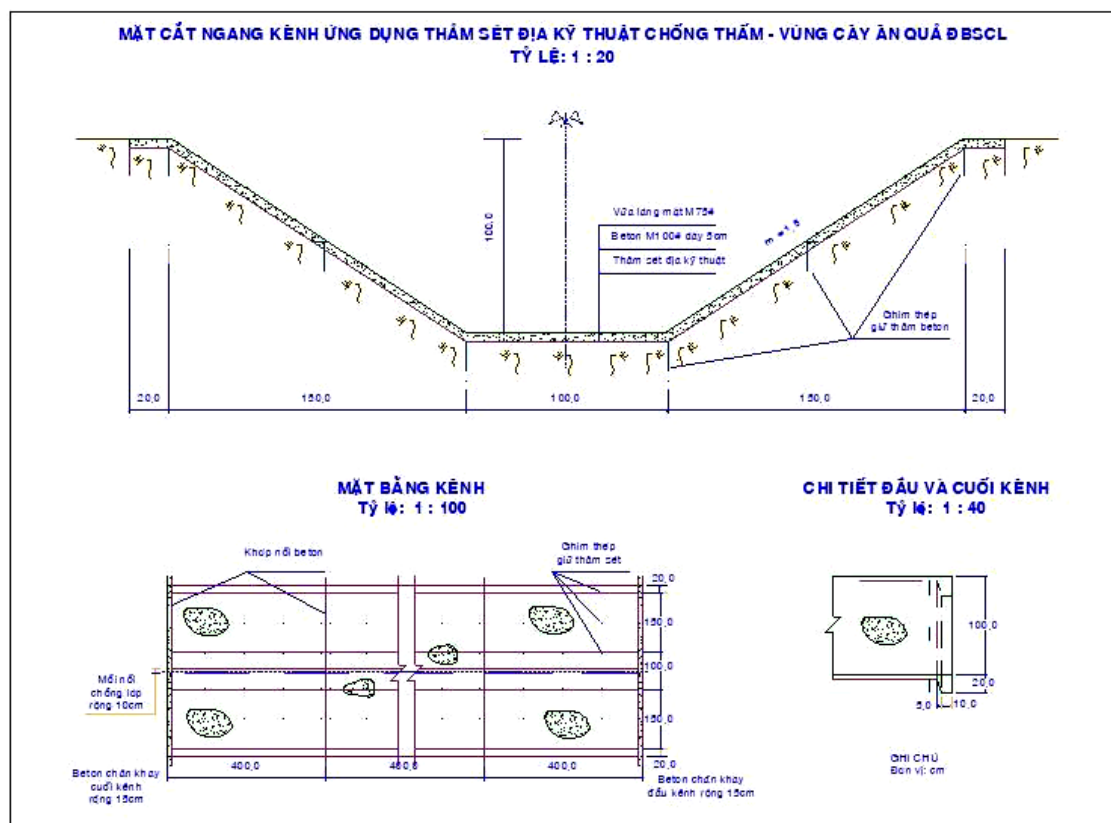
3.4. Xác định lượng nước tổn thất do thấm

Khảo sát các thông số kỹ thuật của kênh (cao trình bờ và đáy kênh, độ cao H, bề rộng b đáy, hệ số mái kênh...). Tổn thất do thấm W_{th} , phụ thuộc đặc điểm đất nền, đối với vùng ĐBSCL thường chọn lượng thấm từ $1 \div 3\%$ dung tích trữ hoặc lớp nước thấm từ $2 \div 4mm/ngày/đêm$.

3.5. Giải pháp kỹ thuật ứng dụng

Nguyên lý kết cấu: với mục tiêu

chính là nghiên cứu ứng dụng thảm sét địa kỹ thuật và màng địa kỹ thuật để chống thấm, nên mái và đáy kênh được thiết kế đổ một lớp bê tông lên bề mặt thảm sét hay màng chống thấm. Lớp bê tông dày 5cm, không có cốt thép. Mỗi khoang bê tông dài 4m, giữa các khoang đặt khớp nối bằng gỗ dày 4mm dọc chiều dài kênh. Bê tông vừa có tác dụng liên kết và giữ lớp thảm sét hay lớp màng địa kỹ thuật để chống thấm, vừa có tác dụng làm ổn định mái và lòng kênh.



Hình 7: Giải pháp bố trí thăm sát địa kỹ thuật chống thấm kênh

Giải pháp thi công được trình bày như sau:

Bảng 7: Giải pháp thi công kênh rạch ứng dụng thăm sét/màng địa kỹ thuật kỹ thuật chống thấm

TT	Giải pháp thi công
1	Thiết lập cao trình bờ và đáy kênh theo các thông số thiết kế.
2	Đóng cống điều tiết và bơm hút hết nước trong kênh.
3	Bóc tách lớp cỏ và đất phong hóa mái kênh; vét sạch bùn và lấp cát đáy kênh theo đúng cao trình thiết kế.
4	Tạo khuôn chân khay ở đầu và cuối kênh. Rải cát tạo phẳng mặt mái và đáy kênh. Đảm bảo chặt bờ, mái và đáy kênh để tránh sạt lở đất.
5	Cất và trải màng thảm sét/màng địa kỹ thuật chống thấm theo từng đoạn dọc chiều dài kênh, tại các mối nối cho chồng ghép 2 lớp thảm sét/màng địa kỹ thuật lên nhau với độ rộng tối thiểu 15cm.
6	Dùng ghim thép Ø6mm (dạng chữ L), dài 20cm để ghim thảm sét/màng địa kỹ thuật chống thấm chặt vào mái kênh.

7	Quét một lớp nước xi măng đặc (hồ dầu) lên bề mặt thảm sét/màng địa kỹ thuật chống thấm để tạo nhám, giúp bê tông khỏi trơn trượt. Nên giảm lượng nước khi trộn bê tông so với bê tông dùng cho cấu kiện thông thường (bê tông thành phẩm khô hơn).
8	Sau khi nước xi măng khô, đổ bê tông M100# (cát vàng, đá 2x4cm, xi măng PC40) dày 5cm lên bề mặt thảm sét/màng địa kỹ thuật chống thấm; bê tông được đổ từ đáy kênh để tạo chân đế, sau đó đổ dần dần từ dưới chân mái lên trên; đặt khớp nối bằng gỗ giữa các khoang bê tông.
9	Sau khi thi công xong, hàng ngày tưới bảo dưỡng bê tông theo đúng quy định. Sau 3 ngày tiến hành mở nước vào kênh theo từng mức nước từ nhỏ đến lớn, để đảm bảo an toàn công trình.

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Ứng dụng thảm sét địa kỹ thuật và màng địa kỹ thuật chống thấm, là giải pháp công nghệ khá mới trong xây dựng công trình thủy lợi ở Việt Nam, trong đó có thi công kênh rạch với mục đích chống thấm. Thảm sét địa kỹ thuật sau khi được đổ bê tông lên bề mặt, sẽ dính kết rất chặt với lớp bê tông, tạo thành một khối dày, vững trắc và kín, khả năng chống thấm rất tốt. Tuy nhiên, trọng lượng vật liệu khá cao ($5,4\text{kg/m}^2$), nên việc thực hiện bốc vác, vận chuyển và lắp đặt thi công trên công trường không đơn giản, phải cần đến sự trợ giúp của máy móc, thiết bị cầu nâng và kéo, mặt bằng thi công rộng. Do đó, kiến nghị việc ứng dụng thảm sét địa kỹ thuật đối với công trình kênh lớn (bề rộng đáy $b > 2\text{m}$). Màng địa kỹ thuật chống thấm là loại vật liệu có bề mặt trơn, không bám dính vào các loại vật liệu khác. Việc thực hiện thi công khó khăn, do bê tông trơn trượt. Ngược lại, trọng lượng vật liệu nhẹ ($0,2\text{kg/m}^2$), nên việc vận chuyển và lắp đặt không cần nhiều đến sự trợ giúp của thiết bị cầu nâng và kéo, mặt bằng thi công không cần rộng. Chính vì vậy, kiến nghị việc ứng dụng màng địa kỹ thuật đối với công trình kênh nhỏ (bề rộng đáy $b < 2\text{m}$).

Ngoài ra, kiến nghị một phương pháp khác trong việc ứng dụng màng địa

kỹ thuật cho thi công kênh, đó là lát các tấm bê tông định hình nằm lên phía trên lớp màng địa kỹ thuật. Các tấm bê tông định hình được đúc tập trung phía ngoài công trường, mác bê tông M100#, có kích thước tùy theo quy mô công trình, ví dụ: $40\text{cm} \times 40\text{cm} \times 5\text{cm}$, $45\text{cm} \times 45\text{cm} \times 5\text{cm}$ hoặc $50\text{cm} \times 50\text{cm} \times 5\text{cm}$..., các góc của tấm bê tông có chứa thép để neo giữ.

Do kênh được nghiên cứu với mục tiêu để chống tồn thất nước do thấm, nên mái và đáy kênh không được thiết kế, bố trí các ống thoát nước dạng lọc ngược từ mái kênh chảy ra. Chính vì vậy, chỉ nên ứng dụng cho xây dựng dạng kênh nổi, để tránh áp lực nước đẩy nổi từ mái và đáy kênh gây phá hoại kết cấu và sự ổn định của kênh, khi có ít hoặc không có nước trong kênh.

Đây là kết quả bước đầu của giai đoạn nghiên cứu ứng dụng, vì vậy kiến nghị các cấp và Cơ quan có thẩm quyền cho phép đầu tư kinh phí áp dụng vào mô hình thực tế hiện trường vùng trồng cây ăn quả để từng bước hoàn thiện công nghệ, giúp việc nghiên cứu chuyên sâu cũng như khả năng ứng dụng phù hợp, hiệu quả và rộng rãi hơn, góp phần quan trọng thúc đẩy phát triển sản xuất vùng trồng cây ăn quả và kinh tế - xã hội khu vực ĐBSCL.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Cetco Building Materials Group, USA (2002). *Voltex Bentonite Geotextile Waterproofing*.
2. Cetco Building Materials Group, USA (2002). *Geosynthetic Clay Liners*.
3. Huikwang Corporation, Taiwan. (2006). *HUITEX Geomembrane*.
4. Taishanshen Group Company, China. (2006). *Geosynthetic Material*.
5. Bùi Hiếu (2006), *Hướng dẫn tính toán nhu cầu nước và quản lý tưới cho cây trồng cạn theo chương trình CROWAT for Windows 4.3 của tổ chức Lương thực và Nông nghiệp Liên Hiệp Quốc (FAO) trong điều kiện Việt Nam*. Trường ĐHTL.
6. Trần Thái Hùng và cs. (2021 ÷ 2023). *Nghiên cứu giải pháp, công nghệ tích trữ nước phân tán phục vụ vùng cây ăn quả vùng Đồng bằng sông Cửu Long*. Đề tài KHCN cấp Bộ (Bộ Nông nghiệp và PTNT).
7. Nguyễn Văn Lân và cs. (2007 ÷ 2009). *Nghiên cứu các giải pháp giảm thiểu tổn thất trên hệ thống kênh tưới thuộc các hệ thống hồ chứa và bơm tưới vùng Duyên hải Miền Trung*. Đề tài KHCN cấp Bộ (Bộ Nông nghiệp và PTNT).
8. Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam (2002 ÷ 2020). *Dự án giám sát mặn, nguồn nước vùng ĐBSCL*.

MỘT VÀI ĐÁNH GIÁ VỀ SỰ CỐ XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH LIÊN QUAN ĐẾN ĐẤT NỀN, NƯỚC NGẦM VÀ ĐỊA KỸ THUẬT Ở VÙNG ĐBSCL

NCS.ThS. Doãn Văn Huế

- Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

TÓM TẮT: Công trình thủy lợi, giao thông, xây dựng đều có 3 bộ phận: kết cấu phần trên, móng và nền tạo thành khối thống nhất cùng làm việc và chịu ảnh hưởng lẫn nhau. Trong thực tế, sự cố công trình thường do hư hỏng nền, móng gây ra.

Qua phân tích hệ thống các sự cố xây dựng công trình (XDCT) điển hình ở ĐBSCL gần đây, tác giả nhận thấy rằng ngoại trừ nguyên nhân do thiên tai bất khả kháng, còn hầu hết các sự cố đều do cách thức ứng xử bất cập trong việc giải quyết mối tương tác giữa kết cấu công trình với môi trường đất nền - nước ngầm. Bài viết này đi sâu phân tích một số sự cố XDCT điển hình nhằm tìm ra bản chất các khả năng dẫn đến sự cố XDCT theo các loại hình khác nhau.

ABSTRACT: Irrigation, transport, and construction works all include three parts: upper structure, foundation, and base. These three components form a coherent block that interacts and is influenced by one another. In reality, damage to the foundation and base is a common cause of construction incidents.

Through a systematic analysis of recent construction incidents in the Mekong Delta, the author discovered that, with the exception of natural disasters of force majeure, the majority of the incidents have been caused by inadequate behavior in dealing with the interaction between the work structure and the ground environment - groundwater. This paper examines some common construction incidents in depth in order to determine the nature of the possibilities that lead to various types of construction incidents.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Qua phân tích hệ thống các sự cố xây dựng công trình (XDCT) điển hình ở ĐBSCL gần đây, các tác giả nhận thấy rằng ngoại trừ nguyên nhân do thiên tai bất khả kháng, còn hầu hết các sự cố đều do cách thức “ứng xử bất cập” trong việc giải quyết “mối tương tác” giữa một bên là “kết cấu công trình” với bên kia là môi trường “đất nền-nước ngầm”. Nguyên do của sự cố XDCT thường được quy kết bởi sự quản lý yếu kém, lỏng lẻo, hoặc bởi sự hạn chế về trình độ chuyên môn trong khảo sát, thiết kế, giám sát hay thi công; hoặc do sự tắc trách, làm không đúng quy trình v.v... của một hay nhiều khâu trong tiến trình xây dựng. Nhưng nếu phân tích sâu hơn có thể nhận ra nguồn gốc phát

sinh các nguyên nhân đó chủ yếu lại do thiếu nhận thức hay nhận thức sai lệch bản chất các khả năng dẫn đến sự cố, thay vì người ta biết chắc rằng sự cố sẽ xảy ra mà vẫn cố ý tiến hành.

Đi sâu phân tích một số sự cố XDCT điển hình, nhằm tìm ra bản chất các khả năng dẫn đến sự cố XDCT theo các loại hình khác nhau là cách tiếp cận của bài báo mong muốn sẽ lưu ý đến những người làm công tác xây dựng có thể rút được những kinh nghiệm thiết thực tránh những sự cố XDCT mà sau khi xảy ra rồi và truy tìm được nguyên do mới cho là đáng tiếc,... Tất nhiên, các phân tích và nhận định sau đây chỉ nhấn mạnh vào khía cạnh kỹ thuật của vấn đề để nhận diện và tìm ra nguyên nhân. Đánh giá tổng thể các

nguyên nhân dẫn đến sự cố XDCT, có thể nói là hội chứng của nhiều yếu tố, bao hàm từ các nguyên nhân từ tự nhiên cho đến các nguyên nhân mang tính chủ quan con người.

2. NHẬN DIỆN NGUYÊN NHÂN SỰ CỐ

Khi phân tích các sự cố XDCT điển hình thời gian qua, có thể rút ra nhận xét là hầu hết các sự cố XDCT đều liên quan đến vấn đề đất nền - nước ngầm và địa kỹ thuật công trình. Nhưng đất nền, nước ngầm - nơi hàm chứa, che chở, nâng đỡ các kết cấu đó vốn là môi trường tự nhiên. Để sử dụng tốt môi trường đó con người cần phải nghiên cứu bản chất và đặc tính

của chúng, mà dựa trên chuyên môn công tác khảo sát địa chất (ĐKT) đảm nhiệm. Còn kết cấu các loại công trình là sản phẩm của con người, đã được các bộ môn thiết kế (kiến trúc, kết cấu, điện - nước,...) tính toán theo quy chuẩn, tiêu chuẩn thường khó xảy ra sự cố và nếu có cũng dễ dàng nhận biết. Vậy vấn đề còn lại ở đây chính là địa kỹ thuật công trình, một hoạt động chuyên môn vừa thu thập thông tin về điều kiện đất nền - nước ngầm, rồi sau đó kết hợp với đặc điểm kết cấu công trình mà nghiên cứu mối tương tác giữa kết cấu và nền đất được gọi là móng, với mục đích sao cho bảo đảm chúng cùng tồn tại với nhau một cách an toàn và ổn định.

Bảng 1: Khái quát tiến trình xây dựng và địa kỹ thuật dự án XDCT

Hạng mục	Nhiệm vụ	Nội dung tiến trình xây dựng và địa kỹ thuật
Kết cấu phần trên	- Là bộ phận chủ thể của công trình phục vụ cho mục tiêu, yêu cầu nhiệm vụ của công trình.	- Kiến trúc: quy hoạch mặt bằng, thiết kế kiến trúc. - Kết cấu: tính toán và thiết kế bảo đảm ổn định kết cấu thượng tầng và hạ tầng.
Móng	- Bộ phận nối tiếp với kết cấu phần trên và thông thường nằm dưới mặt đất, được đặc trưng bởi độ sâu chôn móng (hm) - Kích thước móng luôn luôn lớn hơn kích thước phần đáy của kết cấu phần trên để phân bố lại trọng lượng bản thân và các tải trọng bên trên xuống nền. - Đỡ toàn bộ trọng lượng công trình bên trên và các tải trọng kèm theo.	- Địa kỹ thuật: o Tổng hợp đặc trưng kết cấu và đất nền để phân tích các môi tương tác; o Tính toán ổn định nền móng, đào đắp; o Đề ra biện pháp gia cố, xử lý nền. - Kết cấu: tính toán cấu tạo và thiết kế nền móng.
Nền	- Phần đất đá nằm ngay dưới móng công trình, nền còn được định nghĩa chính xác hơn là: phạm vi đất đá nằm dưới công trình bị thay đổi ứng suất, biến dạng và trạng thái do công trình gây ra. - Gánh đỡ toàn bộ công trình (kết cấu phần trên, móng, tải trọng) và truyền toàn bộ xuống nền	- Tiến hành khảo sát và thí nghiệm đất nền. - Cung cấp đặc trưng địa tầng - cơ lý - nước phục vụ tính toán nền móng, các biện pháp gia cố - xử lý cho thiết kế và thi công.

Bất kể công trình nào (thủy lợi, giao thông, xây dựng) đều có 3 bộ phận: kết cấu phần trên, móng và nền tạo thành khối thống nhất cùng làm việc và chịu ảnh

hưởng lẫn nhau. Sự cố công trình thường do hư hỏng nền, móng gây ra. Vì vậy, nền và móng rất quan trọng đối với công trình.



Hình 1: Sự cố cầu qua sông Cái Đôi Vàm, huyện Phú Tân tỉnh Cà Mau ngày 21-12-2021



Hình 2: Sự cố lún sụt đê biển Tây tỉnh Cà Mau tháng 02-2021

Theo quan niệm ở các nước phát triển, có thể hiểu Địa kỹ thuật công trình là một bộ môn bao hàm 2 chức năng liên quan chặt chẽ với nhau, đó là:

- Chức năng thu thập thông tin về điều kiện đất nền - nước ngầm thông qua một hệ thống các thiết bị thăm dò khảo sát, thí nghiệm hiện trường và trong phòng, được thực hiện tuân theo một hệ thống các phương pháp, các kỹ thuật, tiêu chuẩn, quy trình và các tài liệu chuyên môn phục vụ mục đích xây dựng. Đó chính là công tác khảo sát địa kỹ thuật

được thực hiện trên nền kiến thức địa chất công trình về môi trường đất - đá - nước.

- Chức năng phân tích mối tương tác chính là nghiên cứu đặc điểm kết cấu công trình và môi trường đất nền - nước ngầm qua một kết cấu trung gian gọi là móng (gồm cả móng nông và móng cọc). Công tác đó thường được gọi là phân tích địa kỹ thuật công trình hay tính toán nền móng công trình, qua đó cho phép lựa chọn loại móng, xác định kích thước và các thông số phục vụ thiết kế nền kích thước và kết cấu móng và đề ra các biện pháp gia cố -

xử lý sao cho công trình an toàn trong thi công và ổn định trong khai thác. Hoạt động này dựa trên nền kiến thức về cơ học đất, đá và nền móng công trình.

Do đó, kiến thức, kỹ năng, kinh nghiệm địa kỹ thuật và nền móng công trình chính là thước đo đánh giá cách ứng xử của con người trong việc xử lý mối tương tác giữa nền và móng. Cách ứng xử thích hợp sẽ làm cho công trình được ổn định và ngược lại ứng xử bất cập gây sự cố.

2.1. Nhận diện sự cố XDCT liên quan đến yếu tố đất nền - nước ngầm

Khái niệm “đất nền” ở đây bao hàm cả thành phần “nước ngầm” như yếu tố cấu thành trong vật liệu tạo nên trạng thái và tính chất đất có cùng chức năng làm nền đặt móng công trình. Nền móng công trình và thủy lực công trình là hai mặt có quan hệ chặt chẽ với nhau của bộ môn địa kỹ thuật công trình, có chức năng phân tích ổn định mối tương tác giữa kết cấu phần trên và môi trường nền. Đất nền - nước ngầm được xem là yếu tố liên quan đến môi trường tự nhiên, qua đó có thể nhận định:

i) Do cách ứng xử bất cập với đất nền tạo ra sự cố gọi là sự cố nền móng công trình. Sự cố loại này xảy ra chủ yếu do việc lựa chọn giải pháp hoặc tính toán kích thước móng không tương thích với đặc điểm kết cấu và nền đất. Các loại sự cố nền móng công trình thường biểu hiện dưới dạng:

- Đối với các công trình có kết cấu cứng (BTCT hay gạch), sự cố nền móng công trình thường biểu hiện dưới dạng lún nứt, nghiêng lệch, đôi khi phá hỏng kết cấu do lún, sụt, nghiêng, lật. Sự cố sập nhịp dẫn cầu Cần Thơ, cầu qua sông Cái Đôi Vàm là điển hình cho dạng này.

- Đối với công trình kết cấu mềm bằng đất (đất đắp, đê, đập, đường, kè, bến cảng) thì sự cố nền móng công trình thường biểu hiện dưới dạng cơ bản về trượt mái dốc hay lún cổ kết (với công trình bằng đất đắp) hay các nguy cơ như trượt mái dốc, bùng nền hay lật xệ dải tường chắn,... (với các công trình đào hay hố đào). Các sự cố lún hầm chui và đường dẫn cầu Văn Thánh hay nghiêng gẫy 400 cọc ống đóng D700 thuộc Silosximăng Thăng Long (Nhà Bè), đê biển Tây tỉnh Cà Mau, đường giao thông ở Cà Mau và Kiên Giang,... là điển hình thuộc dạng sự cố này.

- Với kết cấu ngầm (tầng hầm, cống ngầm, tunnel, tàu điện ngầm) thì sự cố nền móng công trình chủ yếu biểu hiện dưới dạng sập, xệ thành vách, sụt mái v.v.

ii) Do cách ứng xử bất cập với nước ngầm gây ra sự cố được gọi là sự cố thủy lực công trình. Sự cố loại này chủ yếu là do thiếu hiểu biết hay hiểu biết không triệt để bản chất rất phức tạp của các loại “hiệu ứng thủy lực công trình” dẫn đến đánh giá sai lệch, tính toán không đúng hay ứng xử bất cẩn tạo ra. Các loại sự cố thủy lực công trình thường biểu hiện dưới dạng:

- Đối với kết cấu cứng của các nhà và công trình đặt trên nền móng truyền thống (móng nông hoặc cọc) thì sự cố do thủy lực công trình ít biểu hiện nhất và thường bỏ qua.

- Đối với kết cấu mềm bằng đất thì sự cố do thủy lực công trình thường xảy ra với các kết cấu dạng đê và đập chắn nước. Áp lực thủy tĩnh cột nước thượng lưu có thể đẩy tung đê hoặc đập chắn nước (kết cấu khung vây thi công cống và kè) nếu kết cấu không đủ vững. Khả năng xói bùng (piping) hạ lưu nơi chân đê - đập do chênh cột nước thượng/hạ lưu; khả năng

thấm thấu (ngấm) nước dưới đáy móng, qua nền đất hoặc qua vai đập dẫn đến rò rỉ. Chỉ cần một sự rò rỉ nhỏ ban đầu cũng có thể dẫn đến phá hỏng công trình nếu không được phát hiện và xử lý kịp thời. Ngoài ra, mực nước ngầm luôn là yếu tố quan trọng nhất vừa tạo áp lực thủy tĩnh, vừa dẫn đến hiện tượng hóa mềm để gây trượt lở mái dốc kè bờ sông.

- Với kết cấu ngầm (tầng hầm, công ngầm, tunnel, tàu điện ngầm), các loại hiệu ứng thủy lực luôn đóng vai trò quan trọng nhất trong tính toán ổn định. Cũng vì thế mà sự cố thủy lực công trình diễn ra khá nhiều và thường biểu hiện dưới các dạng như: xói búng do thủy lực đáy hồ đào trong đất rời ngập nước; làm phồng, nghiêng, nứt bản đáy công trình ngầm do “áp lực đẩy nổi”. Áp lực thủy tĩnh có thể bóp bẹp hoặc méo kết cấu ngầm hay có thể tác động làm nghiêng, lật, xệ dải tường chắn. Ngoài ra, sự cố thủy lực công trình hay gặp nhất với công tác bơm hạ thấp mực nước trong giếng bơm hạ thấp hay tháo khô trong hồ đào. Nếu không đủ kiến thức và kinh nghiệm chuyên môn địa chất thủy văn, thì rất dễ mắc sai sót, mà chỉ cần một sai sót nhỏ cũng dẫn đến sự cố khôn lường.

Hàng loạt sự cố diễn ra ở TP.HCM vừa qua như: sập nhà 3 tầng Phân viện Khoa học xã hội thành phố Hồ Chí Minh, thi công tầng hầm tòa Pacific Sài Gòn; lún sụt chung cư Cosaco trên đường Nguyễn Siêu và sập nền đường do thi công tầng hầm cao ốc Sài Gòn Residence; và đặc biệt sự cố kẹt rôbốt ở giếng S32, lún sụt công ngầm và mặt đất quanh giếng đều là các ví dụ điển hình cho sự cố có nguyên nhân từ “thủy lực công trình”.

2.2. Nhận diện nguyên nhân sự cố XDCT liên quan đến yếu tố chuyên ngành

Đây được xem là yếu tố chủ quan

liên quan đến các chuyên ngành tham gia vào chuỗi công việc của một công trình xây dựng. Mỗi khi có sự cố XDCT xảy ra cần tìm nguyên nhân, thì các vấn đề được kiểm tra hay truy xét thường được tiến hành lần lượt từ các khâu khảo sát, thiết kế rồi sang thi công và giám sát. Khi có sự cố XDCT xảy ra thì khâu khảo sát thiết kế là nhóm đầu tiên cần xem xét, đặt sự cố liên quan đến các vấn đề về đất nền, nước ngầm và giải pháp nền móng công trình. Để có thể nhận diện được các yếu tố làm cơ sở để tìm ra nguyên nhân gây ra sự cố XDCT tiến hành phân tích vai trò của từng khâu trong dây chuyền xây dựng một công trình như sau:

2.2.1. Về bộ phận khảo sát

Với vai trò nghiên cứu những vấn đề liên quan đến “đất nền - nước ngầm” để bảo đảm ổn định công trình, nên kết cấu một “Báo cáo Địa kỹ thuật” theo các nước phát triển thường bao gồm 2 phần:

- Phần đầu trình bày “Kết quả khảo sát đất nền”, qua đó tái hiện bức tranh sát thực nhất về điều kiện đất nền, nước ngầm trong phạm vi công trình, cung cấp các thông số đại diện nhất về đặc trưng cơ - lý - hóa của chúng phục vụ tính toán thiết kế.

- Phần 2 được gọi là “Phân tích địa kỹ thuật công trình” hay “Tính toán nền móng công trình”, qua đó xác định loại nền móng cần áp dụng, các thông số về kích thước và quy cách vật liệu cho thiết kế móng và đề xuất các công tác làm đất cũng như đề ra các biện pháp gia cố - xử lý - cải tạo đất và nền móng công trình.

Tuy nhiên, theo truyền thống ở Việt Nam thì công tác khảo sát đất nền thường chỉ thực hiện chức năng của phần 1 là cung cấp số liệu về điều kiện đất nền mà không có chức năng tính toán nền móng kiến nghị cho thiết kế. Kết cấu một Báo cáo khảo sát

địa chất thường chỉ có phần tổng hợp kết quả khoan, thăm dò, thí nghiệm và tổng hợp kết quả, mà không có phần “phân tích địa kỹ thuật” liên quan đến tính toán nền móng kiến nghị cho thiết kế. Nhiệm vụ và tính toán và thiết kế nền móng cũng như mọi vấn đề gia cố - xử lý đều thuộc về các nhà chuyên môn kết cấu trong tổ chức tư vấn thiết kế đảm trách.

Cũng từ lý do nêu trên mà khó có thể quy kết nguyên nhân thuộc về công tác khảo sát ở nước ta khi có sự cố xảy ra, vì rằng:

- Khi công tác khảo sát đất nền được tiến hành cho một dự án, từ loại hình thăm dò, thí nghiệm đến khối lượng, độ sâu, phương pháp và tiêu chuẩn,... đều tuân theo “Yêu cầu kỹ thuật” của tư vấn thiết kế (thường do kỹ sư kết cấu đảm nhiệm). Khi tiến hành khảo sát với máy móc thiết bị khảo sát, thăm dò, lấy mẫu và thí nghiệm hiện trường được thực hiện đúng theo yêu cầu và tiêu chuẩn, thí nghiệm trong phòng lại có dấu “LAS”, thì khó có thể tìm thấy điểm sai và nếu có thấy sai cũng khó xác định để quy kết.

- Trong thực tế, nhà chuyên môn ĐKT ở nước ta chỉ có nhiệm vụ tổng hợp kết quả khảo sát rồi cung cấp các số liệu và thông số cho thiết kế. Các công đoạn giai đoạn trong khảo sát thường biệt lập, tách rời và tổ chức khảo sát địa kỹ thuật không chịu trách nhiệm về tính toán nền móng, nhiệm vụ của họ chỉ nộp báo cáo kết quả khảo sát ĐCCT, mà không theo đuổi công tác xây dựng đến cùng.

Đó là lý do mà phần lớn các sự cố XDCT xảy ra dù đều có liên quan đến các yếu tố đất nền và nước ngầm, nhưng rất khó gán trách nhiệm đối với bộ phận khảo sát. Cũng có những ý kiến cho là do số liệu khảo sát thiếu (như ít hố khoan, số

lượng mẫu ít hay độ sâu không đủ v.v.) trong một số dự án khi xảy ra sự cố, nhưng để truy nguyên đến cùng đó là lý do dẫn đến sự cố thì không. Vì nội dung, khối lượng và công tác khảo sát theo yêu cầu kỹ thuật là do tư vấn thiết kế lập, lại được chủ đầu tư duyệt. Nhà thầu khảo sát chỉ có trách nhiệm triển khai công việc làm theo yêu cầu đó. Trong thực tế hiếm thấy có kết luận nào về công tác khảo sát đã cung cấp sai về địa tầng (như đất yếu cho thành đất tốt) hay thông số cơ lý đất - đá không chính xác dẫn đến tính toán nền móng sai mà gây ra sự cố.

2.2.2. Về bộ phận tư vấn thiết kế

Đây vốn là tác giả của các loại công trình xây dựng, nên vị trí, vai trò và tầm quan trọng vào bậc nhất trong tiến trình xây dựng, và vì thế trách nhiệm cũng nặng nhất. Trong tổ chức tư vấn thiết kế ở các nước phát triển, bên cạnh các bộ môn thiết kế liên quan không thể không có bộ môn Địa kỹ thuật, có chức năng kiểm soát mọi vấn đề liên quan đến đất nền, nước ngầm và địa kỹ thuật - nền móng công trình. Một nhà chuyên môn Địa kỹ thuật chuyên nghiệp trong tổ chức thiết kế mới là người đủ kiến thức, kinh nghiệm và chức năng lập ra một “Yêu cầu” hay “Nhiệm vụ” khảo sát địa kỹ thuật, vì hơn ai hết nhà chuyên môn này am hiểu sâu sắc các tiêu chuẩn, thiết bị, kỹ thuật, địa tầng nền đất - đá và đặc trưng kết cấu móng thích hợp cho từng hạng mục kết cấu. Sau đó cũng chính nhà chuyên môn Địa kỹ thuật mới là người có chức trách và chịu nhiệm phân tích, tính toán các giải pháp nền móng, công tác làm đất, các vấn đề thủy lực công trình và đề xuất các biện pháp gia cố - xử lý nền và móng. Tất nhiên, các hoạt động địa kỹ thuật luôn có trao đổi qua lại với chuyên gia thiết kế chính hay chuyên gia kết cấu công trình.

Trong hồ sơ thiết kế, cần thiết phải có “Báo cáo phân tích địa kỹ thuật”, trong đó có số liệu phân tích, tính toán các giải pháp nền móng, công tác làm đất và các biện pháp gia cố - xử lý cho từng hạng mục kết cấu, tương ứng với từng điều kiện đất nền. Với cách thức tổ chức đó, có thể hạn chế tối đa nguy cơ sự cố, và nếu có, cũng dễ phân định trách nhiệm.

Nhưng do không có bộ môn cũng như các nhà chuyên môn địa kỹ thuật thực chất, nên mọi vấn đề liên quan đến tính toán nền móng, gia cố xử lý đều do các nhà chuyên môn kết cấu đảm nhiệm. Vì không sâu về chuyên môn địa kỹ thuật (bao hàm các kiến thức về địa chất, khảo sát, thăm dò, thí nghiệm, tiêu chuẩn, thiết bị cho khảo sát, thí nghiệm phục vụ xây dựng và kiến thức cơ đất - nền móng,...), nên khi nhà chuyên môn kết cấu đảm trách sẽ phải đối mặt với các khó khăn sau:

- Không thể đề ra được “Yêu cầu kỹ thuật khảo sát” hay “Nhiệm vụ khảo sát” đúng nghĩa và có tính chuyên nghiệp, đáp ứng các yêu cầu cho thiết kế và xử lý. Lý do là vì chuyên gia kết cấu không thể hiểu thấu đáo về địa chất nơi dự án; không am tường các loại thiết bị và phương pháp phục vụ khoan thăm dò, thí nghiệm hiện trường và trong phòng; lại không am tường về hệ thống tiêu chuẩn và tài liệu địa kỹ thuật chuyên môn địa kỹ thuật.

Đặc biệt hơn là với dự án lớn (ví dụ như các nhà máy xi măng hay nhiệt điện, đê biển,...), thường trải rộng trên địa hình có khi từ khu núi đồi đến khu đồng bằng, thậm chí ven sông, biển. Do đó, điều kiện hình, địa chất ở đây rất phức tạp, phải phân chia thành từng khu khoảng khác nhau, theo các nguồn gốc thành tạo khác nhau, từ trầm tích (sông, hồ, đầm lầy, biển, gió) đến đất tàn tích và đá phong hóa các loại, các cấp độ.

- Vì thế, các chuyên gia kết cấu (khi chịu trách nhiệm tính toán nền móng) không thể mô hình hóa mặt cắt địa tầng chuẩn cho từng hạng mục kết cấu, không thể lựa chọn được các giá trị thông số cơ lý đại diện phục vụ các sơ đồ tính toán nền móng khác nhau.

Ví dụ: cùng là thông số sức kháng cắt nhưng khi nào chọn $\varphi_u - C_u$; $\varphi' - C'$ và khi nào $\varphi_{cu} - C_{cu}$; hay $\varphi - C$ của cắt trực tiếp là ở sơ đồ nào và khác $\varphi - C$ của nén 3 trục chỗ nào v.v... Hoặc cũng là modun biến dạng, nhưng có nhiều loại: modun đàn hồi (E), modun đàn hồi cố kết (E'), modun nén một trục (E_o), chỉ số nén lún C_c, modun phản lực nền “k”, modun biến đổi thể tích “m_v” v.v... giống nhau và khác nhau thế nào, thí nghiệm cách nào và áp dụng từng loại trong trường hợp nào?

Do đó, cùng công thức tính toán nền móng mà chọn và áp dụng thông số cơ lý không đúng sơ đồ mô hình làm việc sẽ cho kết quả không sát thực tế, dễ dẫn đến sự cố.

- Ngoài ra, do hạn chế kiến thức chuyên môn ĐCCT, nên chuyên gia kết cấu khó đánh giá thấu đáo các hiện tượng “địa động lực” (như sụt lún, trượt lở, bùng nền, hóa lỏng, rửa trôi) và tác động qua lại giữa môi trường đất nền với kết cấu công trình, qua đó có thể đề ra biện pháp bảo vệ thích hợp. Thế nên, khi có sự cố dạng này xảy ra, thì nhà thiết kế đương nhiên phải chịu trách nhiệm chính.

Một số kỹ sư kết cấu thường có xu hướng lạm dụng những phần mềm và khi có nhiệm vụ tính toán nền móng thì thường xem đó như là công cụ vạn năng. Một phần mềm tính toán dù hay đến đâu cũng chỉ là công cụ dưới sự điều khiển của tri thức con người. Khi cư xử với môi trường đất nền, nước ngầm vốn rất phức

tập thì chỉ có tính thông nghệ nghiệp kỹ thuật mới có thể tổng hợp được một mô hình địa tầng chuẩn xác, mới có thể lựa chọn được các thông số và giá trị đại diện nhất của tính chất cơ lý đất nền để nhập vào phần mềm; và chỉ khi đó mới hy vọng có được kết quả thích hợp.

Ở nước ngoài phần nhiều áp dụng phương thức thầu thi công EPC, nên tư vấn thiết kế chỉ thiết kế cơ sở hay thiết kế kỹ thuật là cơ sở đấu thầu. Còn nhà thầu thi công phải chịu trách nhiệm về “thiết kế thi công” từng hạng mục, nên phải chịu trách nhiệm về sự cố xảy ra trong quá trình thi công. Còn ở nước ta thì khác, tổ chức khảo sát chỉ biết cung cấp số liệu. Tổ chức thiết kế thì tiến hành thiết kế (từ sơ bộ, kỹ thuật đến bản vẽ thi công). Tổ chức thi công thì chỉ biết thực hiện theo bản vẽ thiết kế và dưới sự theo dõi của tư vấn giám sát. Do đó, khi sự cố xảy ra khó phân trách nhiệm.

2.2.3. Về bộ phận thi công

Nhà thầu thi công đóng vai trò thực hiện toàn bộ các công đoạn từ khởi đầu đến hoàn thiện của một đồ án thiết kế dự án. Ở nước ngoài, thì phương thức thầu thi công EPC là chủ yếu và phải chịu trách nhiệm về “thiết kế thi công”, nên trong cơ cấu tổ chức phải có bộ phận Địa kỹ thuật công trình để chịu trách nhiệm từ thiết kế, thi công, theo dõi kiểm tra tất cả các cần đề liên quan đất và nền móng công trình (từ cốt 0.00 trở xuống). Do đó, Khi có sự cố XDCT xảy ra để xác định nguyên nhân và quy kết trách nhiệm.

Tuy nhiên ở nước ta lại khác, thường chỉ là đấu thầu xây lắp. Mọi hoạt động thi công chỉ thực hiện như hồ sơ thiết kế BVTC, quản lý chất lượng bởi tư vấn giám sát. Do đó, khi sự cố XDCT xảy ra rất khó quy kết trách nhiệm chính thuộc nhà thầu thi công.

2.2.4. Về bộ phận tư vấn giám sát

Với phương thức xây dựng công trình hiện đại theo các nước tiên tiến, vai trò tư vấn giám sát (TVGS) là rất quan trọng. Vì họ được thừa ủy quyền của chủ đầu tư để chỉ đạo, giám sát và kiểm soát việc tuân thủ theo kỹ thuật chuyên môn, tiêu chuẩn và hướng dẫn kỹ thuật đã ghi trong hồ sơ thiết kế. Trong khâu tổ chức, tổng chỉ huy công tác giám sát là Tư vấn giám sát trưởng, là một chuyên gia tổ chức thi công dày dầy kinh nghiệm về loại hình công trình và có chuyên gia của từng bộ môn, trong đó không thể không có bộ môn Địa kỹ thuật, chịu trách nhiệm các vấn đề liên quan đến đất nền - nước ngầm và nền móng công trình. Trước khi thi công bất kỳ một công đoạn thi công nào, nhà thầu đều phải trình bày “phương án thi công” và chỉ khi được TVGS phê duyệt, thì mới được phép thực hiện. Với phương thức quản lý và tổ chức thi công chặt chẽ và khoa học như thế, thì sẽ hạn chế tối đa sai sót và sự cố có thể xảy ra.

Với phương thức như trên, thì có thể nói hệ thống TVGS Việt Nam còn xa mới đạt yêu cầu như của các nước phát triển từ trình độ chuyên môn, kinh nghiệm, bản lĩnh nghề nghiệp đến phương thức tổ chức thực hiện, để thể hiện đúng vai trò làm TVGS. Do đó để thực hiện công việc, thì đành phải tuyển nhân viên mới và đào tạo cấp tốc về một số nguyên tắc và thủ tục nghề nghiệp của giám sát viên hay tư vấn giám sát trưởng. Hầu như các tổ chức TVGS hiện nay chỉ chăm lo cho nhiệm vụ quan sát và theo dõi xem có thi công đúng “thủ tục” hay “nghị định” không? hay có thực hiện đúng theo bản “thiết kế” hay “tiêu chuẩn” nào đó không? mà không thấy thể hiện chức năng bảo đảm an toàn trong thi công và ổn định trong khai thác. Vì vậy, một khi có sự cố XDCT xảy ra thì

chắc chắn TVGS luôn là đồng hành chịu trách nhiệm cả một phần do tư vấn thiết kế và một phần của nhà thầu thi công.

2.2.5. Về phía Chủ đầu tư

Về lý thuyết, Chủ đầu tư là người bỏ vốn, nên hơn ai hết họ là quan tâm nhất đến chất lượng sản phẩm, vì công trình chính là tài sản của họ. Vì thế mà họ đã không tiếc tiền để thuê (hay đầu thầu) đủ các bộ môn chuyên môn trong dây chuyền xây dựng: từ khảo sát, thiết kế đến thi công, giám sát, chỉ với mong muốn công trình của họ không chỉ đẹp mà phải an toàn và ổn định. Tuy nhiên, khi đi vào thực tế thì đôi khi Chủ đầu tư cũng là một yếu tố tác động đến nguyên nhân gây sự cố. Không những chủ đầu tư của dự án tư nhân mà một số chủ đầu tư dự án nhà nước cũng thường có thói quen can thiệp vào các vấn đề chuyên môn, nhất là từ các khâu khảo sát và thiết kế, mặc dù đã được nhà chuyên môn xác định trên cơ sở kiến thức và quy chuẩn.

Do áp lực công việc hay vì nể nang hoặc do hạn chế chuyên môn mà có một số nhà tư vấn thiết kế và khảo sát có khi cố tìm cách tiết kiệm cho chủ đầu tư, bằng cách đồng tình với yêu cầu phi kỹ thuật. Họ không tính rằng khi sự cố xảy ra thì chính mình các nhà tư vấn trên phải đối mặt trước tiên với trách nhiệm, chứ không phải Chủ đầu tư.

3. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Bài báo trình bày phân tích một số sự cố XDCT điển hình ở ĐBSCL gần đây nhằm tìm ra bản chất các khả năng dẫn đến sự cố XDCT theo các loại hình khác nhau, tập trung phân tích cách thức ứng xử bất cập trong việc giải quyết mối tương tác giữa kết cấu công trình với môi trường đất nền - nước ngầm.

Thông tin về các sự cố XDCT là hết sức bổ ích đối với thực tiễn nhưng chúng ta chưa có thói quen là cần phổ biến do cách nhìn nhận về sự cố công trình vẫn còn nặng về trách nhiệm của tổ chức và cá nhân liên quan tới sự cố đó. Giá trị của việc phổ biến sự cố sẽ mang lại giá trị thực sự lớn, đó là bài học giúp chúng ta phòng ngừa để không tái lập những sự cố tương tự. Vì vậy, mục tiêu quan trọng nhất của bất kỳ cuộc điều tra sự cố công trình hay điều tra sự xuống cấp sớm là tìm nguyên nhân kỹ thuật của sự việc, từ đó tìm ra bài học để những sự cố, sự xuống cấp đó không xảy ra trong tương lai. Khi đã có nguyên nhân được xác định một cách khoa học, khách quan, chính xác thì việc phân định lỗi của tổ chức, cá nhân mới thực sự công bằng.

Từ việc phân tích các nguồn tài liệu khác nhau có thể kết luận rằng, các tham số kết cấu, tải trọng, đất nền và đất lấp được sử dụng trong tính toán các công trình là các đại lượng ngẫu nhiên, có đặc tính thống kê. Giá trị bất kỳ của một tham số cần tìm nào đó, được tính trên cơ sở số lượng giới hạn các thí nghiệm, sẽ luôn bao hàm các yếu tố ngẫu nhiên mà không phải giá trị chính xác của tham số cần tìm. Vì vậy cần có những thí nghiệm với số lần rất lớn để cho kết quả nằm trong khoảng tin cậy và xác suất tin cậy là cao nhất.

Một vài trường hợp do không có kiến thức địa chất và địa kỹ thuật công trình đủ sâu, dẫn đến dù có thi công đúng thiết kế vẫn có thể xảy ra sự cố, kiến nghị phải có cách tiếp cận thực tế trên cơ sở dựa vào đặc điểm địa tầng, đặc trưng thiết bị thi công và tính toán địa kỹ thuật công trình để lập ra một “Hướng dẫn kiểm tra - kiểm soát địa tầng phục vụ thi công XDCT” và cần xây dựng tiêu chuẩn tính toán ổn định công trình trên nền đất yếu

vùng ĐBSCL để hướng dẫn cụ thể cách tính toán với các tổ hợp tải trọng đặc biệt lựa chọn mô hình đất nền, các trường hợp do điều kiện biến đổi khí hậu./.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Trần Văn Việt, Nguyễn Văn Túc (2016), Đất nền, nước ngầm và địa kỹ thuật - nền móng công trình lãnh thổ Việt Nam, *Nhà xuất bản Xây dựng*.
2. Cao Văn Chí, Trịnh Văn Cương (2003), Giáo trình Cơ học đất, *Nhà xuất bản Xây dựng*.
3. Cao Văn Chí (2003), Giáo trình Nền móng, *Nhà xuất bản Xây dựng*.
4. Báo cáo đánh giá sụt lún và đề xuất giải pháp xử lý sụt lún tuyến đê tây đoạn Kênh Mới - Đá Bạc thuộc dự án Đầu tư xây dựng nâng cấp đê biển Tây tỉnh Cà Mau đoạn từ Sông Đốc đến Đá Bạc (2021), Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
5. Báo cáo kiểm định phục vụ giám định sự cố xây dựng dự án: Đầu tư xây dựng nâng cấp đê biển Tây tỉnh Cà Mau đoạn từ Sông Đốc đến Đá Bạc (2021), Sở Xây dựng tỉnh Cà Mau.

ẢNH HƯỞNG HÓA LÔNG CỦA ĐẤT NỀN ĐẾN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC CHO KHU VỰC VEN BIỂN TỈNH BÌNH ĐỊNH

Effect of liquefaction potential of soil foundation to the ultimate bearing capacity of single piles of the coastal areas in Binh Dinh Province

Hứa Thành Thân^{1,*}, Nguyễn Ngọc Phúc², ³Trần Thị Thanh, Nguyễn Văn Công⁴

^{1,4}Khoa Kỹ Thuật Công Nghệ, Trường Đại Học Quang Trung

²Khoa Xây Dựng, Trường Đại Học Công Nghiệp, TP. Hồ Chí Minh

³Hội Cơ Học Đất và Địa Kỹ Thuật Công Trình

*Email: htthan@qtu.edu.vn

TÓM TẮT: Nội dung bài báo là tính toán khả năng kháng lỏng cho nền đất có xét đến ảnh hưởng tiềm năng hóa lỏng do động đất theo phương pháp Boulanger. Từ đó, tính toán tính toán sức chịu tải của cọc theo các phương pháp có xét đến hóa lỏng cho các cấp động đất. Giá trị của sức chịu tải dọc trục 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_0 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 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 gia tải lập, động đất.

ABSTRACT: Contents of the paper is about the liquefaction capacity calculation 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. Accordingly, 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_0 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 nền đất, công trình xây dựng, và môi trường khu vực theo thời gian. Hiện nay, đã có nhiều tác giả tính toán sức chịu dọc trục của cọc chỉ tính cho nền loại đất cát và cho rằng loại đất sét là không bị hóa lỏng. Tuy nhiên, khi hóa lỏng xảy ra thì nền loại đất sét cũng bị gây ra hóa lỏng và làm suy giảm sức chịu

tải dọc trục của cọc khi chiều dài hạ cọc xuyên qua tầng địa chất này.

Sức chịu tải cọc trong nền loại đất cát và đất sét có ảnh hưởng do 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 cọc trong nền cát hóa lỏng tỉ lệ với tổng ứng suất hữu hiệu trong đất cát, chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u . Thiết lập quan hệ giữa áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u và

biến dạng cắt γ cho đất cát (Ko-Y-Y 2015) [9] và đất sét (Tawil 1997) [3].

Tiếp tục nghiên cứu mô hình hóa lỏng cho hai trường hợp lớp đất cát, đất sét bị hóa lỏng ở vị trí nông và ở vị trí sâu xen kẽ lớp đất tốt dựa trên mặt phẳng trung hòa (NP), các bước tính toán sức chịu tải cực hạn của cọc theo hệ số kháng ngẫu nhiên β , N_t của đất (Fellenius et al., 2008) [4].

Hứa và cộng sự (2020) [5] đã nghiên cứu về sức chịu tải của cọc đơn theo thời gian trong nền cát tỉnh Bình Định có xét hóa lỏng do động đất.

Hứa và cộng sự (2020) [6] đã hiệu quả của đất bão hòa trong nền cát hóa lỏng cho khu vực ven biển của thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định nhằm thiết lập các tương quan giữa CSR, r_d với n .

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

Giới hạn của bài báo là áp dụng tính toán sức chịu tải cọc cho nền đất (cát, sét) của dự án tại thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định có xét đến ảnh hưởng hóa lỏng đất nền chịu động đất.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN

2.1. Hệ số kháng lỏng của đất

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

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

$$K_{\sigma,s} = 1 - C_{\sigma,s} \ln \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) \leq 1.0, \quad C_{\sigma,s} = \frac{1}{18.9 - 17.3D_r} = \frac{1}{37.3 - 8.27q_{c1N}^{0.264}} \leq 0.3,$$

Trong đó: $FS_{liq} \geq 1$ - không hóa lỏng đất nền, CRR - chỉ số ứng suất kháng cắt tuần hoàn của đất hóa lỏng động đất, CSR - chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn của đất hóa lỏng bị động đất.

Chỉ số ứng suất cắt tuần hoàn (CSR) của đất hóa lỏng bị động đất:

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

Trong đó: 0.65 - hệ số trọng lượng quan hệ giữa vòng tròn lập ứng suất khi có áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình động đất, a_{max} - gia tốc cực đại phương ngang tại mặt đất (m/s^2), σ'_{v0} - áp lực lớp phủ hiệu ứng ban đầu trên lớp cát được xét đến (Mpa), σ_0 - áp lực lớp phủ toàn phần trên lớp 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.

Giá trị r_d được xác định như sau:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M],$$

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

$$\beta(z) = -0.106 + 0.118 \sin((z/11.28) + 5.142),$$

độ sâu $z \leq 34$ m,

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

MSF - hệ số tỉ 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 $K_{\sigma,s}$:

p_a - áp suất khí quyển bằng 100 kPa, độ chặt đất cát $D_r = \sqrt{N_{1,60}}/46$.

Chỉ số ứng suất kháng cắt tuần hoàn (CRR) của đất hóa lỏng bị động đất ở cấp độ động đất bất kỳ:

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

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

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

Trong đó: C_N - hệ số hiệu chỉnh bề mặt đất, $C_N = (p_a / \sigma'_{v0})^\alpha \leq 1.7$ với σ'_{v0} (kN/m²), $p_a = 100$ (kN/m²), $\alpha = 0.784 - 0.0768 \sqrt{N_{1,60}} \leq 0.5$, C_E - 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 lỗ khoan thiết bị SPT, giá trị này được Robertson và Fear đề nghị: $d = 65$ mm ÷ 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 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 theo Boulanger et al. (2004) cho đất sét [3]

Chỉ số ứng suất kháng cắt tuần hoàn (CRR) của đất hóa lỏng do 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 bình dọc theo thân cọc,

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} = \frac{\sigma'_c}{\sum \gamma_i \cdot z_i}, \sigma'_c - \text{áp lực tiền cố kết, } k_\alpha - \text{hệ số hiệu chỉnh,}$$

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

2.2. Sự suy giảm độ bền của đất bão hòa

$$\tau' = \sigma' tg \varphi + c = (\sigma - u) tg \varphi + c \quad (7.a)$$

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

$$\tau'_d = (\sigma' - \Delta u) tg \varphi + c \quad (7.b)$$

$$k_d = \frac{\tau'_d}{\tau'} = \frac{(\sigma' - \Delta u) tg \varphi + c}{\sigma' tg \varphi + c} = 1 - r_u \quad (8)$$

Khi $c \approx 0$ thì Δu tăng từ 0 đến giá trị bằng σ' hay r_u tăng từ 0 đến 1 hay 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 hiện tượng hóa lỏng.

$$\operatorname{tg} \varphi_d = k_d \operatorname{tg} \varphi + c \quad (9)$$

$$\varphi_d = \arctg(k_d \operatorname{tg} \varphi + c) \approx \arctg(k_d \operatorname{tg} \varphi) \quad (10)$$

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

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

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

Trong đó: k_d - hệ số gia tải động khi đất có hiện tượng gia tải động; $\gamma'_d, \varphi'_d, E_d$ - dung trọng, góc ma sát, mô đun biến dạng của đất có xét hiện tượng gia tải động, E - mô đun biến dạng của đất.

2.3. Xác định sức chịu tải cọc ảnh hưởng hóa lỏng theo các phương pháp

Sức chịu tải cực hạn của cọc 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 cực hạn của cọc; sức kháng thân của cọc, sức kháng mũi của cọc có xét ảnh hưởng hóa lỏng do động đất của nền đất.

2.3.1. Sức chịu tải cọc cho nền cát ảnh hưởng hóa lỏng theo Boulanger et al. (2004) [2]

Hóa lỏng đất nền làm thay đổi tính chất cơ lý đất, sức kháng đơn vị thân cọc trong nền cát hóa lỏng tỉ lệ với tổng ứng

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

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

Theo Ko-Y-Y (2015) [9] đã thiết lập quan hệ giữa chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u và biến dạng cắt γ (%) cho đất cát:

suất hữu hiệu trong đất cát:

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

Sức kháng thân cọc R_s :

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

Trong đó: σ'_{v0} - ứng suất có hiệu nền đất ở giai đoạn tự nhiên, d_p - đường kính cọc; K_0 - hệ số kháng của áp suất mặt đất, 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 thẳng dư.

Xác định r_u :

Idriss và Boulanger (2006) [8] đã xem xét các đường dốc trên đất hóa lỏng, trạng thái đất dịch chuyển, quan hệ mật độ phụ thuộc vào hạn chế biến dạng cắt γ_{lim} (%) bắt đầu hóa lỏng.

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

Biến dạng cắt mong đợi lớn nhất cho cấp tải trọng có thể quan hệ giữa mật độ của đất và hệ số an toàn sau hóa lỏng như sau:

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

$$r_u = 0.2316 \ln \gamma + 0.8761 \quad (19)$$

Theo Tawil (1997) [3] đã thiết lập quan hệ giữa chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u và biến dạng cắt γ (%) cho đất sét: $r_u = 0.123 \ln(\gamma) + 0.3039$ (20)

Sức chịu tải mũi cọc R_t :

Theo Idriss và Boulanger (2006) [2] nghiên cứu mối tương quan giữa sức kháng mũi côn hiệu chỉnh q_{c1n} và giá trị xuyên tiêu chuẩn $N_{1,60}$ với độ chặt tương đối D_r :

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

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

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 cọc cho nền cát ảnh hưởng hóa lỏng theo Fellenius et al. (2008) [4]

Sức kháng thân cọc đơn vị r_s :

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

Sức kháng thân cọc R_s :

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

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

Trong đó: σ'_{v0} - ứng suất có hiệu nền đất ở giai đoạn tự nhiên, d_p - đường kính cọc, φ - góc nội ma sát, r_u - chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư được tính theo

Trong đó: β - hệ số kháng ngẫu nhiên của đất, sét $\beta = 0.15 \div 0.35$, bùn $\beta = 0.25 \div 0.5$, cát $\beta = 0.30 \div 0.90$, sỏi $\beta = 0.35 \div 0.80$ theo Rollins (2005) và Fellenius (2008).

Sức kháng mũi cọc đơn vị q_t :

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

Trong đó: N_t - hệ số kháng mũi cọc.

Sức kháng mũi cọc R_t :

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

Trong đó: N_t - hệ số kháng ngẫu nhiên của đất, sét $N_t = 3 \div 30$, bùn $N_t = 20 \div 30$, cát $N_t = 30 \div 150$, sỏi $N_t = 60 \div 180$ theo Fellenius (1999).

2.3.4. Sức chịu tải cọc cho nền cát ảnh hưởng hóa lỏng theo Húra và cộng sự (2017)

Tính sức chịu tải thân cọc R_s đối với đất loại cát [5], [7]:

kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lập cho tần số là 2 Hz. Đối với đất loại cát [6]:
 $r_u = -0.216 \ln(N_{60}) + 1.303$

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

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

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

Sét $\beta = 0.15 \div 0.35$, 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 như sau:

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

Tính sức chịu tải mũi cọc R_t :

Sức kháng mũi cọc đơn vị ở giai đoạn tự nhiên

$$q_c = \sigma'_{v0} N_q + \gamma' D_f N_\gamma \quad (30)$$

Sức kháng mũi cọc R_t

$$R_t = A_p q_c = A_p (\sigma'_{v0} N_q + \gamma' D_f N_\gamma) \quad (31)$$

Trong đó: A_p - tiết diện cọc, σ'_{v0} - ứng suất có hiệu nền đất ở giai đoạn tự nhiên, d_p - đường kính cọc, γ' - dung trọng tự nhiên của đất, N_q , N_γ - hệ số kháng của đất, có thể tra bảng theo góc nội ma sát φ' của đất cát, với

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

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi'),$$

$$\varphi' = \arctan[(1 - r_u) \tan(\varphi)].$$

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:

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

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

STT dự án	Tên dự án	Q_a (kN)	Q_p (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

Địa điểm dự án thuộc thành phố Quy Nhơn tỉnh Bình Định, theo TXDVN 9386-2012 [10], vùng công trình tương ứng động đất cấp $M = 6.5$ và gia tốc nền

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

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

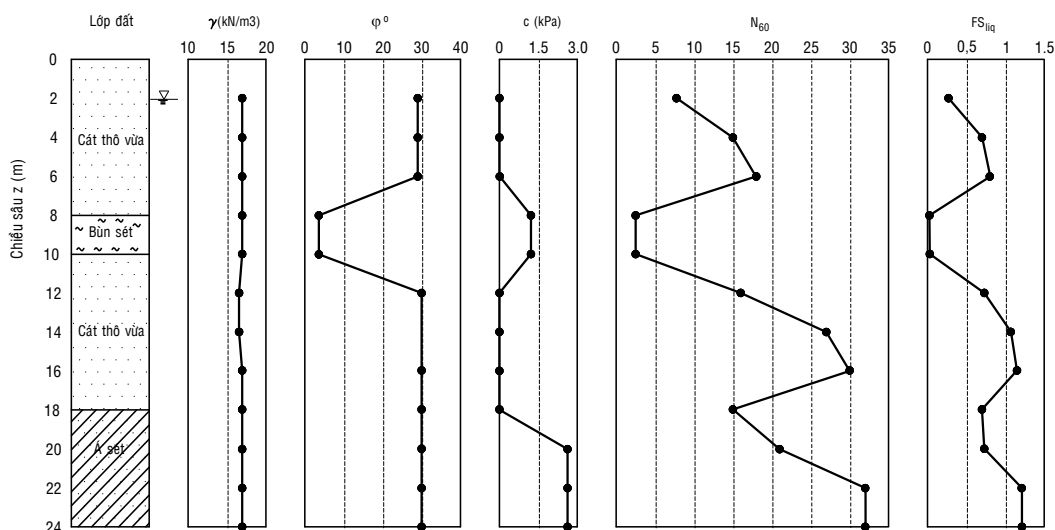
n_σ - một hằng số biểu thị số độ lệch chuẩn so với giá trị trung bình cần thiết để đạt được xác suất vượt quá mong muốn, lấy $n_\sigma = 2$ (Nowak và Collins, 2000). Giá trị λ_Q , COV_Q là 0.973 và 0.462, λ_R - được xác định như sau: $\bar{Q} = Q_n \lambda_Q$, $\bar{R} = R_n \lambda_R$ với $\bar{Q}$, $\bar{R}$ - giá trị trung bình của tải, kháng cọc và Q , R - giá trị tính toán cực hạn tải, kháng 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

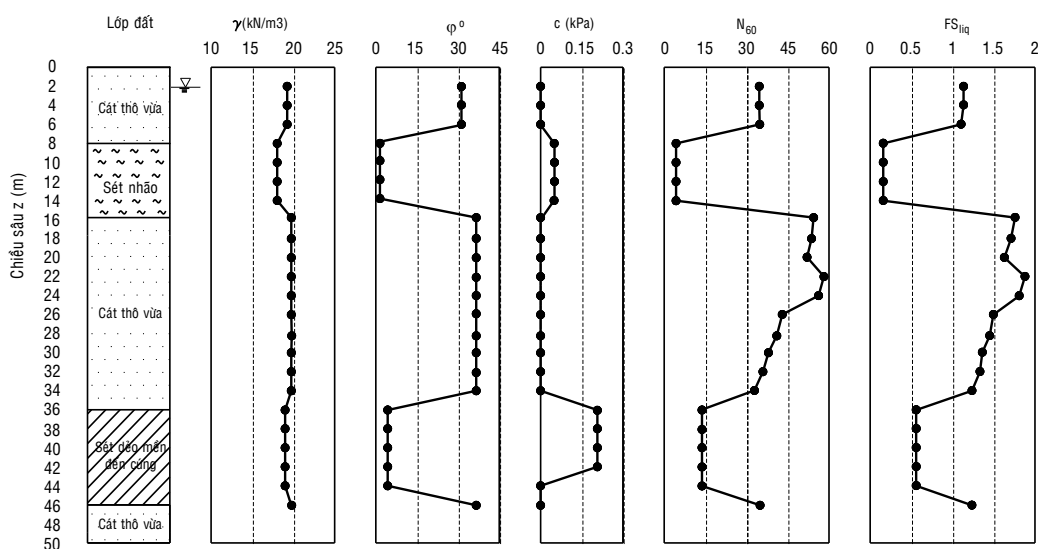
3.1. Kết quả thí nghiệm

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

theo phương ngang lớn nhất bề mặt đất cho nền loại A là $a_{max} = 0.0941g$, hệ số nền $S = 1.0$.



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



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 gia tải lập

Mẫu được chế bị có kích thước ($H \times D = 140 \text{ mm} \times 70 \text{ mm}$), sau đó cho mẫu bão hòa và cố kết mẫu trước khi gia tải lập bằng thiết bị ba trục loại Tritech 100 của hãng Controls-Group (Italia), ta xác định được các thông số đặc trưng cơ lý mẫu

cát, lộ trình ứng suất thực hiện theo các chế độ rung (CTC-RTE và RTE) cho tần số $f = 1 \text{ Hz}$ và $f = 2 \text{ Hz}$ và hệ số $B = 0.96$, tuy nhiên trong bài báo này, tác giả chỉ tập trung phân tích mẫu cát hóa lỏng cho tần số $f = 2 \text{ Hz}$ và số liệu được thể hiện trong Bảng 2 và Bảng 3 [6].

Bảng 2: Thông số thí nghiệm ba trục gia tải lặp không thoát nước

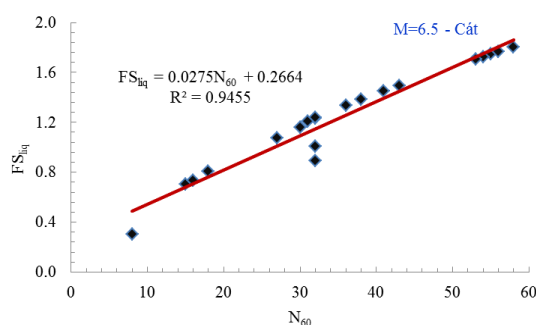
Mẫu	D_r chế bị	γ_c (che bì)	γ_c (sau cc)	Áp lực Cố kết (kPa)	Áp lực ngược (kPa)	Áp lực hiệu quả (kPa)	Chế độ rung
		g/cm ³	g/cm ³				
CC1	0.172	1.547	1.547	61	23	38	CTC-RTE
CC2	0.349	1.580	1.584	95	63	32	CTC-RTE
CC3	0.246	1.561	1.573	28	17	11	RTE
CC4	0.235	1.559	1.570	35	17	18	CTC-RTE
CS2-1	0.211	1.554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

Bảng 3: Kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lặp không thoát nước

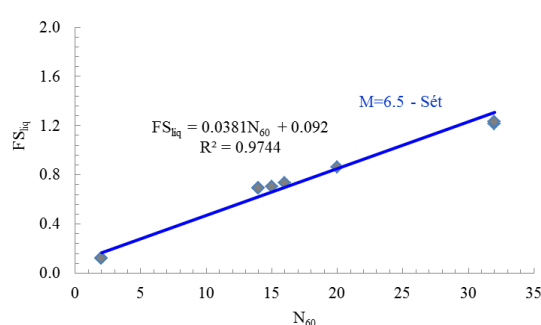
Mẫu	D_r sau cố kết	Tần số (Hz)	Biên độ rung (kPa)	Tỷ số ứng suất CSR _{max}	Biên độ biến dạng (%)	r_u (max)	Chu kỳ hóa lỏng n
CC1	0.172	2	12.5	0.164	1.58	1.00	81
CC2	0.373	2	25	0.391	4.15	1.00	37
CC3	0.316	2	7.5	0.341	1.97	1.00	61
CC4	0.298	2	15	0.417	1.80	1.00	13
CS2-1	0.216	2	15	0.536	2.07	1.00	5

3.3. Xây dựng tương quan

3.3.1. Đánh giá hệ số kháng hóa lỏng đất nền



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



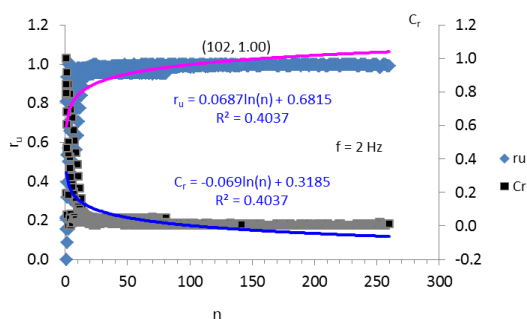
Hình 4: Quan hệ giữa FS_{liq} với N_{60} cho đất sét theo Boulanger et al. (2004)

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

Hiện tượng hóa lỏng nền đất xảy ra hoàn toàn khi chỉ số xuyên tiêu chuẩn SPT $N_{60} \leq 26$ và không hóa lỏng cho chỉ số xuyên tiêu chuẩn SPT $N_{60} > 26$ theo Hình 3 (đất cát), Hình 4 (đất sét), hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} tăng tuyến tính theo giá trị xuyên tiêu chuẩn SPT N_{60} . Thiết lập tương quan giữa hệ số kháng hóa lỏng FS_{liq} và giá trị N_{60} : $FS_{liq} = 0.0275 N_{60} + 0.2664$ ($R = 0.945$ - đất cát) và $FS_{liq} = 0.0381 N_{60} + 0.092$ ($R = 0.974$ - đất sét).



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

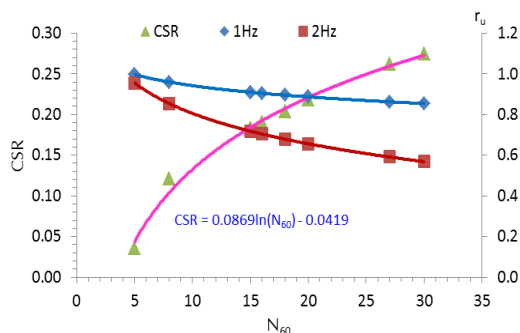
3.3.3. Chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u với N_{60}

Từ kết quả thí nghiệm ba trục gia tải lặp thực hiện cho các mẫu đất hóa lỏng được tính toán ở [5] và từ phương trình

3.3.2. Tương quan giữa r_u với n cho các mẫu hóa lỏng

Tổng hợp số liệu thí nghiệm từ 05 mẫu 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 thẳng dư r_u càng lớn và tiến đến 1.00 (trạng thái hóa lỏng của mẫu 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 cát với $f = 2$ Hz và số vòng chu kỳ n , ta được kết quả r_u và C_r là:
 $r_u = 0.0687 \ln(n) + 0.6815$;
 $C_r = -0.69 \ln(n) + 0.3185$.



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

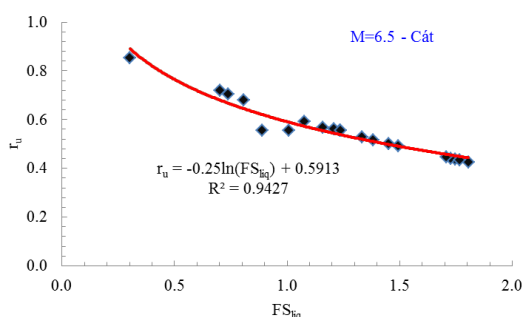
tương quan giữa CSR và N_{60} (Hình 6). Ta thiết lập tương quan giữa chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư r_u với N_{60} cho tần số f khác nhau: $r_u = -0.216 \ln(N_{60}) + 1.303$

Khi N_{60} tăng dần ($N_{60} > 3$) thì r_u

giảm dần cho tần số $f = 1 \text{ Hz}$, $f = 2 \text{ Hz}$ và giá trị r_u với $f = 2 \text{ Hz}$ giảm nhanh hơn giá trị r_u với $f = 1 \text{ Hz}$ (Hình 6). Tại giá trị SPT N_{60} xấp xỉ là 3 thì giá trị chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u có tần số 1 Hz bằng giá trị chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u 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 độ chặt vừa đến chặt. Đối với các lớp đất bùn cát chảy ($N_{60} < 3$) thì tần số càng nhỏ cho giá trị chỉ số áp lực nước lỗ rỗng thặng dư r_u càng nhỏ.

Đối với đất loại cát hóa lỏng [5]:
 $1 - r_u = \beta = 0.216 \ln(N_{60}) + 0.303$



Hình 7: Quan hệ giữa r_u với FS_{liq} cho đất cát

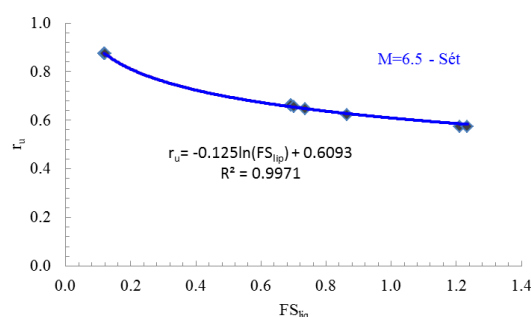
Đối với đất loại sét Fellenius et al. (2008) [4]:

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

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

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 loại sét. Thiết lập tương quan giữa r_u và FS_{liq} như sau:

$r_u = 0.25FS_{liq} + 0.591$ ($R = 0.942$ - đất cát)
 và $r_u = 0.125FS_{liq} + 0.609$ ($R = 0.997$ - đất sét).



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

3.3.5. Sức chịu tải cực hạn cọc đơn Q_u theo các phương pháp

Bảng 4: Sức chịu tải dọc trục của cọc theo các phương pháp

STT dự án	Sức chịu tải cực hạn hóa lỏng của cọc $Q_{u,liq}$ (kN)				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

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

Giá trị sức chịu tải dọc trục của cọc

có xét hiện tượng 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 còn 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 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 tầng đất loại cát hạt trung có hệ số α là 30.

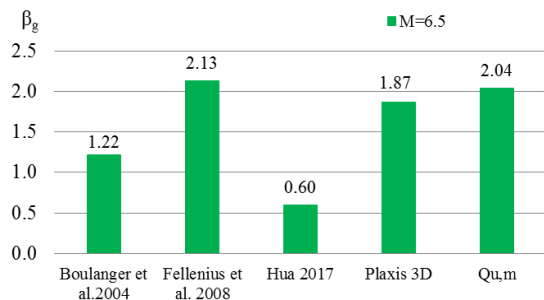
Khi các thông số bền động tương đương được đưa vào như γ_d , φ_d , E_d cho các lớp đất bị hóa lỏng và kết quả tính toán theo Plaxis 3D cho thấy, giá trị sức chịu tải dọc trục của cọc có xét hiện tượng hóa lỏng cho tần số $f = 2$ Hz là lớn hơn giá trị sức chịu tải dọc trục của cọc có xét hiện tượng hóa lỏng tính theo phương pháp Hứa và cộng sự (2017) và nhỏ hơn

giá trị sức chịu tải dọc trục của cọc có xét hiện tượng 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.

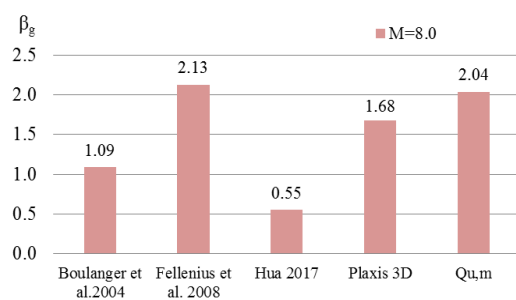
3.3.6. Chỉ số tin cậy trung bình β_g

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 chỉ số tin cậy trung bình β_g là 1.57 ($M = 6.5$) và 1.49 ($M = 8.0$), giá trị của chỉ số tin cậy trung bình β_g khi $M = 6.5$ lớn hơn khi $M = 8.0$ 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 chỉ số tin cậy trung bình β_g không thay đổi cho phương pháp Fellenius et al. (2008). Đồng thời, giá trị của chỉ số tin cậy trung bình β_g cho $M = 6.5$ cũng lớn hơn cho $M = 8.0$ và giá trị chỉ số độ tin cậy $\beta_g = 0.5 \div 3.5$ là hợp lý.

4. KẾT LUẬN

Thiết lập tương quan giữa hệ số

kháng hóa lỏng FS_{liq} và giá trị N_{60} : $FS_{liq} = 0.0275 N_{60} + 0.2664$ ($R = 0.945$ - đất cát) và $FS_{liq} = 0.0381 N_{60} + 0.092$ ($R = 0.974$ - đất sét).

Tương quan giữa r_u và FS_{liq} : $r_u = 0.25 FS_{liq} + 0.591$ ($R = 0.942$ - đất cát) và $r_u = 0.125 FS_{liq} + 0.609$ ($R = 0.997$ - đất sét).

Giá trị sức chịu tải dọc trục của cọc có xét hiện tượng 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 của cọc có xét hiện tượng hóa lỏng cho tần số $f = 2$ Hz theo Plaxis 3D là nhỏ hơn giá trị sức chịu tải dọc trục của cọc tính theo phương

pháp Fellenius et al. (2008) và lớn hơn giá trị sức chịu tải dọc trục của cọc theo phương pháp Hứa và cộng sự (2017).

Giá trị của chỉ số tin cậy trung bình 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 của cọc có xét hóa lỏng do động đất tính theo phương pháp Hứa và cộng sự là phù hợp.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. AASHTO (2014), "*LRFD bridge design specifications*", American Association of State Highway and Transportation Officials (4th ed.), Washington, DC.
2. Boulanger R.W, Brandenberg, 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.
3. 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.
4. 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.
5. 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.
6. 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.
7. Hứa Thành Thân, Nguyễn Ngọc Phúc, Trần Thị Thanh (2020), *Hệ số độ tin cậy cho phương pháp đề 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.
8. Idriss I.M, Boulanger R.W (2006), "*Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes*", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, pp. 115 - 130.
9. 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.
10. TCVN 9386-2012, *Thiết kế công trình chịu động đất*.

ỨNG XỬ CỦA TƯỜNG VÂY HỒ ĐÀO CÔNG TRÌNH XÉT ĐẾN TẢI TRỌNG ĐỘNG DO XE VẬN CHUYỂN TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG

The behavior of the excavation diaphragm in consideration of the dynamic load carried by the vehicle during the construction process

TS. Đỗ Thanh Hải¹, KS. Đoàn Tấn Việt Cường²

¹ Trường Đại Học Bách Khoa- ĐHQGTPHCM

TÓM TẮT: Nghiên cứu trình bày phân tích, đánh giá các nhân tố như khoảng cách đặt tải trọng động, chiều sâu hố đào, vận tốc xe chạy ảnh hưởng tới áp lực do tải trọng động gây lên tường vây hố đào công trình. Quá trình nghiên cứu đã sử dụng phương pháp giải tích, sử dụng phần mềm MATLAB để tính toán áp lực của tường vây hố đào khi bị lực do tải trọng xe tác động lên, từ đó phân tích được ứng xử của tường vây dưới tác động của các trường hợp hoạt tải xe tác động khác nhau. Kết quả phân tích cho thấy vận tốc xe chạy trong khoảng 5-25 km/h, sẽ gây áp lực động lớn lên tường vây. Ngoài ra khoảng cách tải trọng động do xe gây ra càng gần công trình thì gây ra áp lực cho tường vây càng lớn. Tuy nhiên, sự ảnh hưởng này không tuân theo quy luật tuyến tính mà phụ thuộc vào cộng hưởng của tần số do xe tạo ra và tần số riêng của đất nền.

ABSTRACT: The study presents, analyzes and evaluates factors such as the distance of placing dynamic loads, depth of excavation, vehicle speed affecting the pressure caused by dynamic loads on the diaphragm wall of the excavation pit. The research process used analytical methods, using MATLAB software to calculate the pressure of the diaphragm wall of the excavation when subjected to the force caused by the vehicle load, thereby analyzing the behavior of the diaphragm wall under the impact. dynamics of different impact vehicle load cases. The analysis results show that the vehicle speed is in the range of 5-25 km/h, which will cause great dynamic pressure on the diaphragm wall. In addition, the closer the dynamic load caused by the vehicle is to the construction site, the greater the pressure exerted on the diaphragm wall. However, this influence does not follow a linear law, but depends on the resonance of the frequency generated by the vehicle and the natural frequency of the ground.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Với sự phát triển không ngừng của nền kinh tế đất nước, khai thác và sử dụng một cách có hiệu quả không gian dưới mặt đất trong các đô thị hiện đại đang là xu thế tất yếu. Những công trình ngầm, chẳng hạn như hệ thống tàu điện ngầm, các bãi đỗ xe ngầm..., hoặc một phần công trình nằm dưới mặt đất như tầng hầm của các công trình..., ngoài việc phải chịu những tác động giống như của các công trình trên mặt đất, nó còn chịu những tác động gây ra bởi các tải trọng khối đất, áp lực nước ngầm, tải trọng các công trình lân cận, tải

trọng các phương tiện giao thông khi di chuyển trên đường gần với tầng hầm, các tải trọng thi công bên trong công trường và xung quanh hố đào của tầng hầm. Đặc biệt trong giai đoạn thi công, xe vận chuyển khối lượng vật tư lớn di chuyển lân cận hố đào có thể gây ảnh hưởng xấu đến tường vây hố đào: lún, hư hỏng, phá hủy... hoặc có thể gây mất an toàn trong thi công, làm ảnh hưởng chất lượng, tiến độ thi công công trình.

Từ việc nghiên cứu “Ứng xử của tường vây hố đào công trình xét đến tải trọng động do xe vận chuyển trong quá

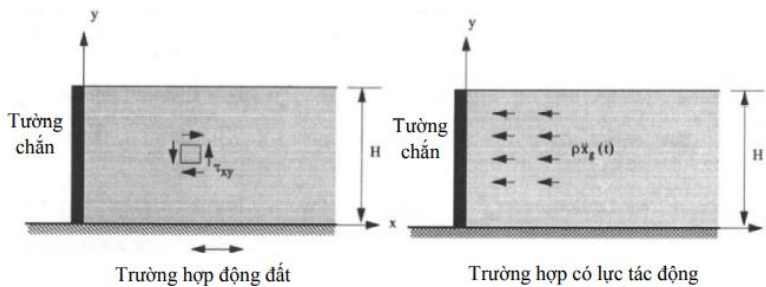
trình thi công” thông qua mô phỏng, tính toán bằng MATLAB là cơ sở tham khảo cho các kỹ sư trong quá trình thiết kế để đánh giá chuyển vị và nội lực giữa việc không và có xét đến tác động của hoạt tải xe đồng thời có thể là tài liệu tham khảo phục vụ cho chuyên ngành Địa kỹ thuật Xây Dựng. Từ đó, thiết kế sẽ đảm bảo được khả năng chịu lực, phòng tránh rủi ro.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT

Veletsos et Younan (1994), [1, 2],

đã công bố các công trình nghiên cứu về tải động tác dụng lên tường chắn đất bằng phương pháp lý thuyết.

Hình 1.1 thể hiện hệ được khảo sát, là một lớp bán không gian vô hạn, lớp vật liệu đàn nhớt đồng nhất có biên trên tự do, biên dưới cứng và một biên đứng là tường cứng. Cả tường và biên dưới được kích thích bằng một chuyển động không gian bất biến. Hàm số gia tốc theo thời gian là $\ddot{x}_g(t)$. Vật liệu cản nhớt được xem là hằng số.



Hình 1: Minh họa tác động của tải trọng động lên tường chắn

Veletsos et Younan (1994) cho ra công thức tính tải tác động vào tường chắn

đất khi có dao động điều hòa $\ddot{x}_g(t) = \ddot{X}_g e^{i\omega t}$ như sau:

$$\sigma_w(\xi, \eta) = -\frac{8\psi_\sigma}{\pi^2} \rho \ddot{X}_g H (1 + i\delta) \sum_{n=1,3}^{\infty} \frac{1}{n^2} \frac{e^{-\alpha_n \cdot \xi} \sqrt{\Lambda_n}}{1 - \phi_n^2 + i\delta} \sin\left(\frac{n\pi}{2} \eta\right)$$

Trong đó

$$\psi_\sigma = \frac{\psi_0^2}{\psi_e} = \frac{2}{\sqrt{(1-v)(2-v)}}$$

$$\phi_n = \frac{1}{n} \frac{\omega}{\omega_1}$$

$$\omega = 2 \cdot \pi \cdot f$$

$$\omega_1 = \frac{\pi}{2H} \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

$$\Lambda_n = 1 - \frac{\phi_n^2}{1 + i\delta}$$

$$\alpha_n = \frac{n\pi}{2\psi_e} \sqrt{\Lambda_n}$$

$$\begin{cases} \xi = \frac{x}{H} \\ \eta = \frac{y}{H} \end{cases} \text{ với } H \text{ là chiều sâu của hố đào}$$

Đoàn xe chạy được giả thiết chạy đều nhau với vận tốc V. Tại một mặt cắt vuông góc với đường xe chạy, đoàn xe này được mô phỏng thành một dao động điều hòa có tần số f. Tần số của dao động này được xác định theo công thức PRADO (Francken, 1997), [7]

$$f(\text{Hz}) = 0.45V(\text{km/h}) = 1.62V(\text{m/s})$$

Trong đó V là vận tốc của xe, tương ứng với đơn vị km/h và m/s

Tải động gây ra chuyển vị ngang dạng phức, được định nghĩa theo chu kỳ dao động trong lòng đất (Veletsos et Younan, 1994)

$$u_g = U_g \cdot e^{i.2\pi.f.t - i\pi}$$

Tải động gây ra gia tốc ngang dạng phức, được định nghĩa là đạo hàm hai lần theo chu kỳ dao động trong lòng đất (Veletsos et Younan, 1994)

$$\ddot{x}_g = \frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2} = \ddot{u}_g = \ddot{X}_g \cdot e^{i.2\pi.f.t}$$

$$\ddot{X}_g = U_g \cdot (2 \cdot \pi \cdot f)^2$$

3. TÍNH TOÁN MÔ PHỎNG BẰNG PHẦN MỀM MATLAB

3.1. Các bài toán đưa ra

- So sánh kết quả viết bằng MATLAB với kết quả được đưa ra của Veletsos et Younan (1994)
- Đánh giá ảnh hưởng của khoảng cách từ tải trọng xe đến tường vây lên áp lực đất
- Đánh giá áp lực động của tải trọng xe lên tường vây
- Tính toán lực trong hệ giằng do tải trọng xe tác động lên tường vây

Hình 2 thể hiện giao diện để chọn vào các bài toán được nêu ra ở trên.



Hình 2: Giao diện tổng

3.2. Kiểm chứng mô hình tính toán

3.2.1. Mục đích

Sử dụng phần mềm MATLAB để tính toán áp lực động của tải xe. Mô hình tính toán được kiểm chứng với kết quả giải tích của Veletsos et Younan (1994).

Các giả thiết mô phỏng:

➤ Đất

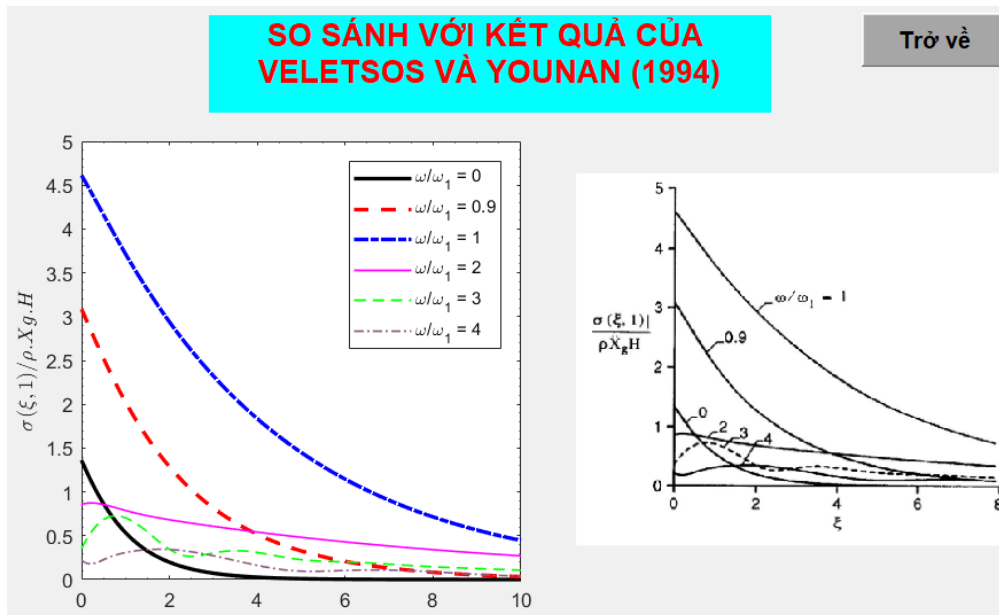
- Vật liệu đàn hồi tuyến tính.
- Năng lượng được truyền trực tiếp và toàn bộ đến tường chắn đất.
 - Tường chắn đất
- Tường chắn đất cứng.
 - Tần số
- Vận tốc trực tiếp gây ra hiện tượng cộng hưởng.

- Hiện tượng dao động là điều hòa.
- Bỏ qua dao động của hệ giằng.
 - Tải động
- Tải xe chạy truyền toàn bộ năng lượng biến dạng xuống lớp đất yếu.
- Phân bố tải động được tính theo tiêu chuẩn châu Âu.
- Áp lực động lên tường vây đến đáy hố đào là hết.

3.2.2. Kết quả tính toán



Hình 3: Chọn vào “So sánh với kết quả của Veletsos và Younan (1994)” để ra kết quả



Hình 4: Kết quả so sánh

Nhận xét: Kết quả tính toán mô phỏng bằng MATLAB (hình 4 bên trái) phù hợp với kết quả của Veletsos và

Younan (1994) (Hình 4 bên phải). Chương trình viết bằng MATLAB đủ độ tin cậy để tính toán các kết quả tiếp theo.

3.3. Đánh giá ảnh hưởng của khoảng cách từ tải trọng xe đến tường vây lên áp lực đất



Hình 5: Chọn vào “Ảnh hưởng của khoảng cách từ tải trọng xe đến tường vây” để ra giao diện tính

Các thông số đất tại dự án để nhập vào như sau:

- Module đàn hồi: $E = 2.6 \text{ MPa}$
- Hệ số Poisson: $\nu = 0.4$

- Khối lượng riêng: $\rho = 2733 \text{ kg/m}^3$

- Hệ số nhớt: $\delta = 0.1$

Các thông số về khoảng cách:

- Chiều sâu hố đào: 8.5m

Hình 6 là một màn hình giao diện người dùng để tính toán. Tiêu đề chính là "ẢNH HƯỞNG CỦA KHOẢNG CÁCH TỪ TẢI TRỌNG XE ĐẾN TƯỜNG VÂY". Góc trên bên phải có nút "Trở về".

Phần "THÔNG SỐ ĐẤT" bao gồm các trường nhập liệu:

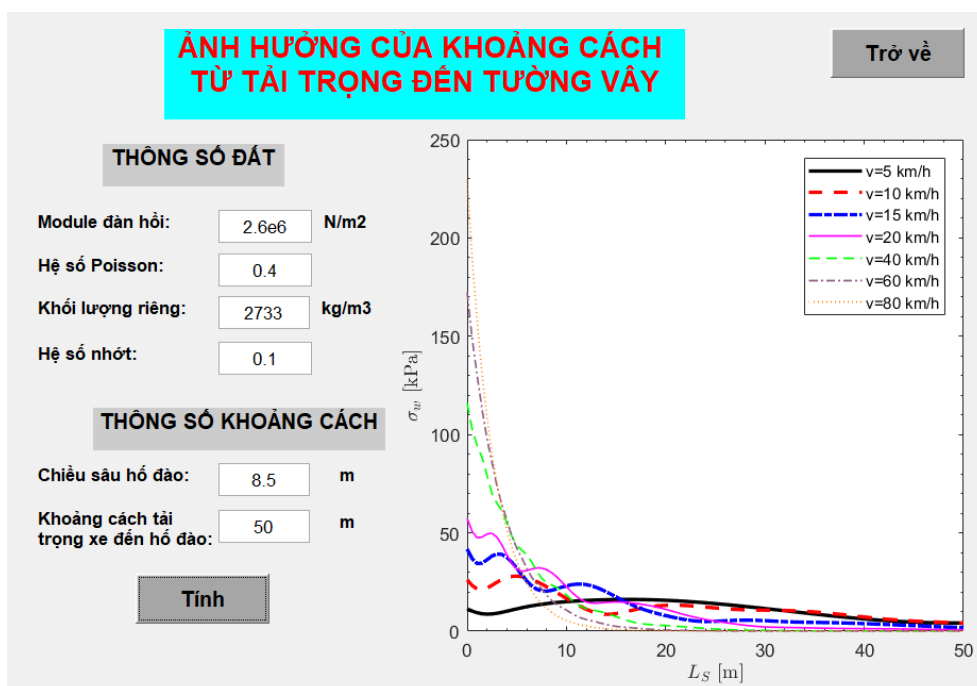
- Module đàn hồi: N/m2
- Hệ số Poisson:
- Khối lượng riêng: kg/m3
- Hệ số nhớt:

Phần "THÔNG SỐ KHOẢNG CÁCH" bao gồm các trường nhập liệu:

- Chiều sâu hố đào: m
- Khoảng cách tải trọng xe đến hố đào: m

Dưới các trường nhập liệu là nút "Tính". Bên phải là một đồ thị với trục hoành và trục tung đều có thang đo từ 0 đến 1, với các bước chia 0.1.

Hình 6: Giao diện tính “Ảnh hưởng của khoảng cách từ tải trọng xe đến tường vây”



Hình 7: Kết quả tính “Ảnh hưởng của khoảng cách từ tải trọng đến tường vây”

Nhận xét:

- Vận tốc xe chạy càng gần công trình thì ứng suất động gây ra ở tường chắn đất càng cao. Tuy nhiên, sự ảnh hưởng này không tuân theo quy luật tuyến tính mà phụ thuộc vào cộng hưởng của tần

số do xe tạo ra và tần số riêng của đất nền.

- Từ một khoảng cách nhất định trở đi thì tải động gần như không ảnh hưởng $L_s > 30 \Rightarrow \sigma_w \rightarrow 0$. Càng xa hố đào, tải động càng ít gây ảnh hưởng cho tường vây.

3.4. Đánh giá áp lực động của tải trọng xe lên tường vây



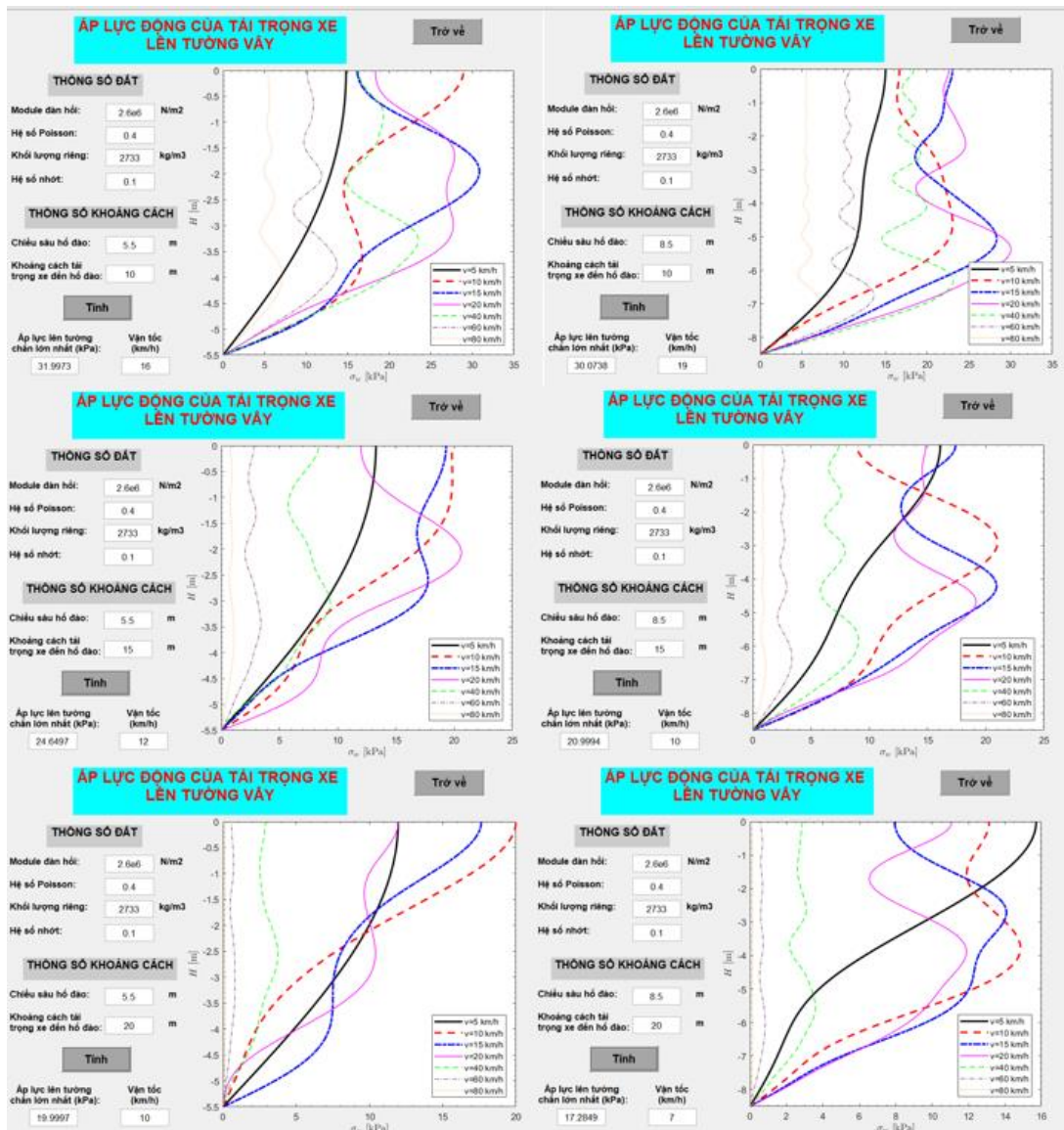
Hình 8: Chọn vào “Áp lực động của tải trọng xe lên tường vây” để ra giao diện tính

Khi so sánh các kết quả khi nhập chiều sâu hố đào là 5.5m và 8.5m với lần lượt các vận khoảng cách từ tải trọng xe đến hố đào là 10m, 15m, và 20m (Hình 9) ta rút ra được nhận xét:

- Trong khoảng cách từ tải trọng xe đến hố đào khoảng 10-20m, vận tốc xe chạy trên đường khi rơi vào

khoảng 5-25 km/h sẽ gây áp lực lớn nhất cho tường vây.

- Khi chiều sâu của tường vây sâu hơn thì áp lực lên tường chắn của tải động do xe gây ra sẽ giảm.
- Với khoảng cách từ tải trọng xe đến hố đào là 10m thì áp lực lên tường chắn lớn nhất khoảng 32kPa.



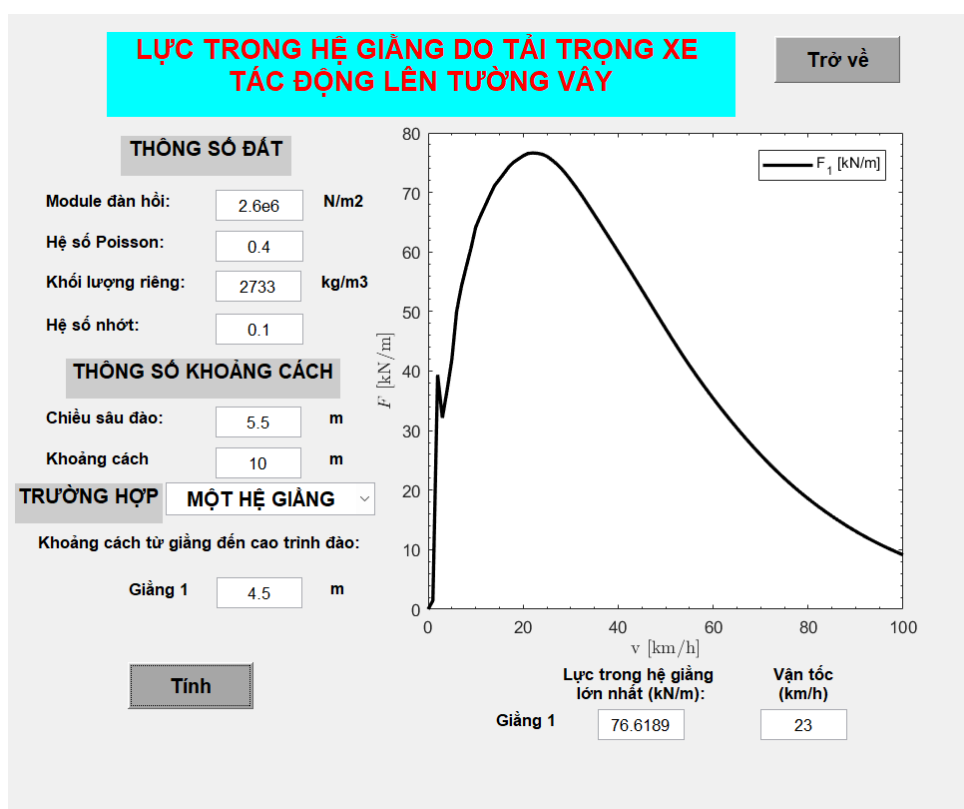
Hình 9: Kết quả tính “Áp lực động của tải trọng xe lên tường vây”

3.5. Lực trong hệ giằng do tải trọng xe tác động lên tường vây

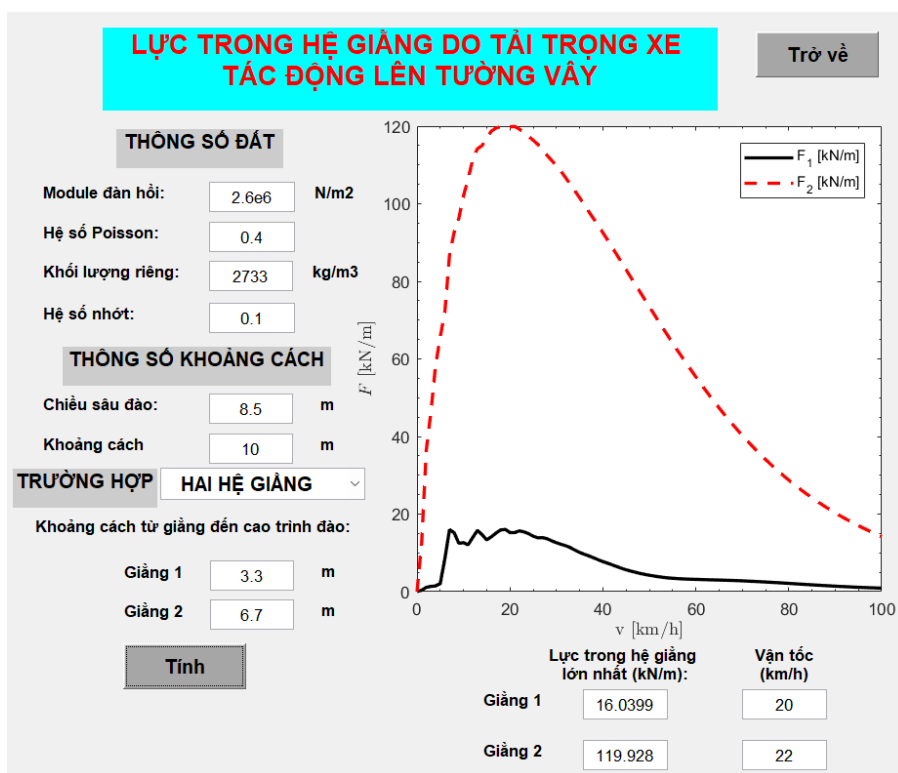


Hình 10: Chọn vào “Lực trong hệ giằng do tải trọng xe tác động lên tường vây” để ra giao diện tính

Xét các trường hợp chiều sâu hố đào $H_1=5.5\text{m}$ và $H_2=8.5\text{m}$



Hình 11: Trường hợp một hệ giằng



Hình 12: Trường hợp hai hệ giảng

Nhận xét;

- Vận tốc xe chạy trên đường khi rơi vào khoảng 5-25 km/h, sẽ gây áp lực động lên tường vây rất lớn, tương ứng sẽ làm phát sinh lực rất lớn trong hệ giảng.
- Ứng với chiều sâu đào $H = 5.5$ m, lực trong hệ giảng 1 lớn nhất do tải xe là 76.6 kN/m, tương ứng với vận tốc xe 23 km/h.
- Ứng với chiều sâu đào $H = 8.5$ m, lực trong hệ giảng 1 lớn nhất do tải xe là 16 kN/m, tương ứng với vận tốc xe 20 km/h. Lực trong hệ giảng 2 lớn nhất do tải xe là 120 kN/m, tương ứng với vận tốc xe 22 km/h.

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

4.1. Kết luận

- Vận tốc xe chạy trong khoảng 5-25 km/h, sẽ gây áp lực động lớn lên tường vây.
- Khoảng cách tải trọng động do xe gây ra càng gần công trình thì gây ra áp lực cho tường vây càng lớn. Tuy nhiên, sự ảnh hưởng này không tuân theo quy luật tuyến tính mà phụ thuộc vào cộng hưởng của tần số do xe tạo ra và tần số riêng của đất nền.
- Khi tính toán bài toán thi công tầng hầm, nằm sát đường có xe tải nặng chạy hoặc sát đường nội bộ xe vận chuyển vật tư chạy nhiều thì người thiết kế cần xem xét chọn phương án:

- Phương án 1: Áp dụng nhân thêm hệ số ảnh hưởng do tải

động của xe lên các kết quả tính toán của bài toán tĩnh.

- Phương án 2: Tính toán thêm bài toán động của tải xe, kết hợp vào giá trị tính toán của bài toán tĩnh.

4.2. Kiến nghị

- Áp dụng nghiên cứu này vào trong mô hình Plaxis 2D, 3D để tính toán chuyển vị tường vây khi có tải trọng động và so sánh với số liệu quan trắc thực tế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Anestis S. Veletsos et Adel H. Younan, 1994. Dynamic modeling and response of soil-wall systems. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12):2155–2179.
2. Anestis S. Veletsos et Adel H. Younan. 1994. Dynamic soil pressures on rigid vertical walls. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 23(3):275–301.
3. Ray W. Clough et Joseph Penzien, 1995. Dynamics of structures. 3rd edition, Computers & Structures Inc., USA.
4. Yang Hsien Huang, 1993. Pavement analysis and design. 2nd edition, Prentice Hall Englewood Cliffs, NJ.
5. Quang-Dat Tran, 2004. Modèle simplifié pour les chaussées fissurées multicouches. Thèse de doctorat, Marne-la-Vallée, ENPC.
6. J. Perret, 2003. Déformations des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic. Thèse de doctorat, Docteur en Sciences, Faculté Environnement Naturel, Architectural et Construit, Lausanne.
7. L. Francken, 1997. Prado. Logiciel de calcul. Centre de recherches routières (CRR), Bruxelles (B).
8. Nguyễn Khắc Dũng, 2018. Phân tích ảnh hưởng của hoạt tải xe tác động vào tường chắn đất của hố đào. Luận văn thạc sĩ, Chuyên ngành Địa kỹ thuật xây dựng, Trường Đại học Bách Khoa, ĐHQG TP.HCM.

ĐÁNH GIÁ SỰ TRIỆT GIẢM SÓNG VEN BỜ CHO LOẠI ĐỀ TÁI SỬ DỤNG LỚP XE Ô TÔ LÀM VẬT LIỆU CHẮN SÓNG

Assessment of the wave reduction efficiency for wave breaker re-uses car's tires

PGS.TS. Nguyễn Phú Quỳnh, ThS. Đỗ Đức Hải, KS. Trần Văn Trường

Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

PGS.TS. Vũ Hoàng Hoa - Đại học Thủy lợi

TÓM TẮT: Trong những năm gần đây, tình hình xói lở, xâm thực bờ sông, bờ biển vùng ĐBSCL có xu hướng ngày càng tăng. Hiện tại, đã có nhiều giải pháp công trình được thực thi nhằm hạn chế xói lở, xâm thực bờ biển, một số giải pháp đã từng bước phát huy hiệu quả giảm sóng, gây bồi tạo bãi. Nghiên cứu này nhóm tác giả đề xuất giải pháp tái sử dụng lốp xe cũ làm vật chắn sóng. Bài báo trình bày hiệu quả giảm sóng ven bờ của dạng công trình này dựa trên một nghiên cứu cụ thể tại bờ biển Thạnh Phú thuộc tỉnh Bến Tre.

Từ khóa: lốp ô tô cũ; giảm sóng, đề giảm sóng; đề nhô; Đồng bằng sông Cửu Long; rừng ngập mặn

ABSTRACT: In recent years, the situation of erosion and erosion of riverbanks and coasts in the Mekong Delta tends to increase. Currently, there have been many construction solutions implemented to limit erosion and erosion of the coast, some solutions have gradually promoted the effectiveness of wave reduction, causing accretion. In this study, the authors propose a solution to reuse old tires as wave breakers. This paper presents the effectiveness of coastal wave reduction of this type of construction based on a specific study at Thanh Phu beach in Ben Tre province.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Lốp xe cũ hiện nay của Việt Nam khá dồi dào, theo thống kê của Cục đăng kiểm Việt Nam, tổng số xe ô tô đang lưu hành trong nước hiện nay khoảng 3,8 triệu chiếc, theo tính toán sơ bộ sẽ có khoảng 4 triệu lốp xe cũ thải ra trong 1 năm – khá lớn. Trong khi đó việc tái sử dụng còn rất hạn chế việc xử lý (đốt) các lốp xe cũ là vấn đề nan giải đối với môi trường.

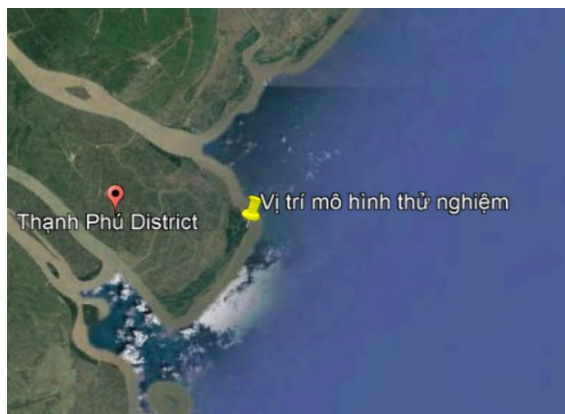
Trên thế giới, người ta đã tái sử dụng lốp xe cũ để xây kè chắn bùn cho thuyền và bờ biển, đề chắn sóng nổi, đề phá sóng, công trình kè đồng thời hình thành các rạn san hô nhân tạo. Tại Việt Nam lốp xe cũ hiện nay được tái sử dụng rất ít, chủ yếu trong các khu vui chơi, xích đu, trồng cây... và sử dụng trong các công

trình giao thông như trong các chống va tàu của giao thông thủy, gờ giảm tốc trong giao thông bộ.

Dựa trên các đặc điểm tự nhiên vùng ven biển ĐBSCL như: độ cao sóng biển không quá lớn, bãi biển rộng và nông, khu vực ít xảy ra các cơn bão mạnh, nền móng địa chất mềm yếu và đối tượng bảo vệ là rừng ngập mặn có yêu cầu thời gian bảo vệ không quá dài để rừng ngập mặn (RNM) có thể phục hồi và phát triển. Với đặc điểm kỹ thuật của lốp xe là vật liệu nhẹ, tính ổn định, đàn hồi cao, bền vững trong môi trường nước mặn, có thể thấy là khá phù hợp để áp dụng chúng làm kè bảo vệ bờ nhằm bảo vệ và phục hồi RNM.

Với mục đích nghiên cứu đưa ra giải pháp công nghệ hạn chế xói lở bờ, bãi để

bảo vệ, phục hồi rừng ngập mặn vùng ven biển Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) theo hướng thân thiện với môi trường. Trong khuôn khổ nghiên cứu này, nhóm tác giả xin trân trọng giới thiệu kết quả nghiên cứu tái sử dụng lốp xe ô tô trong xây dựng công trình hạn chế xói lở bờ, bãi để bảo vệ, phục hồi rừng ngập mặn vùng ven biển ĐBSCL.



2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Phạm vi và đối tượng nghiên cứu

Phạm vi nghiên cứu là vùng ven biển ĐBSCL và tính toán cụ thể cho vị trí dự kiến xây dựng mô hình tại bờ biển huyện Thạnh Phú, tỉnh Bến Tre (hình 1).



Hình 1: Vị trí xây dựng đê giảm sóng

Đối tượng nghiên cứu chính là đê giảm sóng có hình dạng, kích thước cấu tạo theo dạng khung chịu lực, bố trí hai hàng cọc bằng BTCT đóng xuống nền đất nhằm định vị cho khung và ổn định cấu kiện trong quá trình làm việc. Phần trên mặt đất tận dụng lốp xe cũ xếp chồng vào các hàng cọc nhằm chắn sóng qua công trình.

Nghiên cứu này không đề cập đến việc tính toán hiệu quả giảm sóng theo chiều cao công trình, chiều cao đê được đưa vào mô hình toán là dạng công trình không cho nước tràn qua, hay nói cách khác là dạng đê nhô.

2.2. Phương pháp nghiên cứu

Sử dụng mô hình toán số mô phỏng chế độ thủy động lực và biến đổi bờ biển, cụ thể là dùng modul MIKE 21 SW thuộc phần mềm họ MIKE [1]. Đây là phần mềm được phát triển bởi Viện nghiên cứu

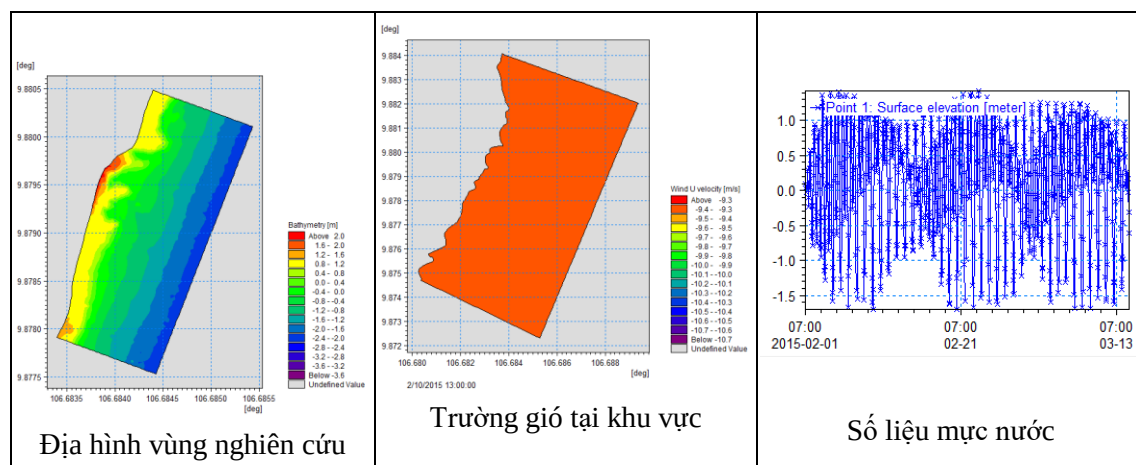
thủy lực Đan Mạch, hiện đang được sử dụng khá phổ biến Việt Nam. Modul MIKE 21 SW bao gồm một mô hình sóng gió phổ thể hệ mới dựa trên các mắt lưới không có cấu trúc. Mô hình mô phỏng sự phát triển, phân rã và biến đổi của sóng do gió tạo ra và sóng dâng ở các khu vực xa bờ và ven biển. Các thông số đầu vào cung cấp cho mô hình trình bày vắn tắt như sau:

- Tài liệu địa hình sử dụng cho mô hình được khảo sát vào tháng 12/2021 [2].

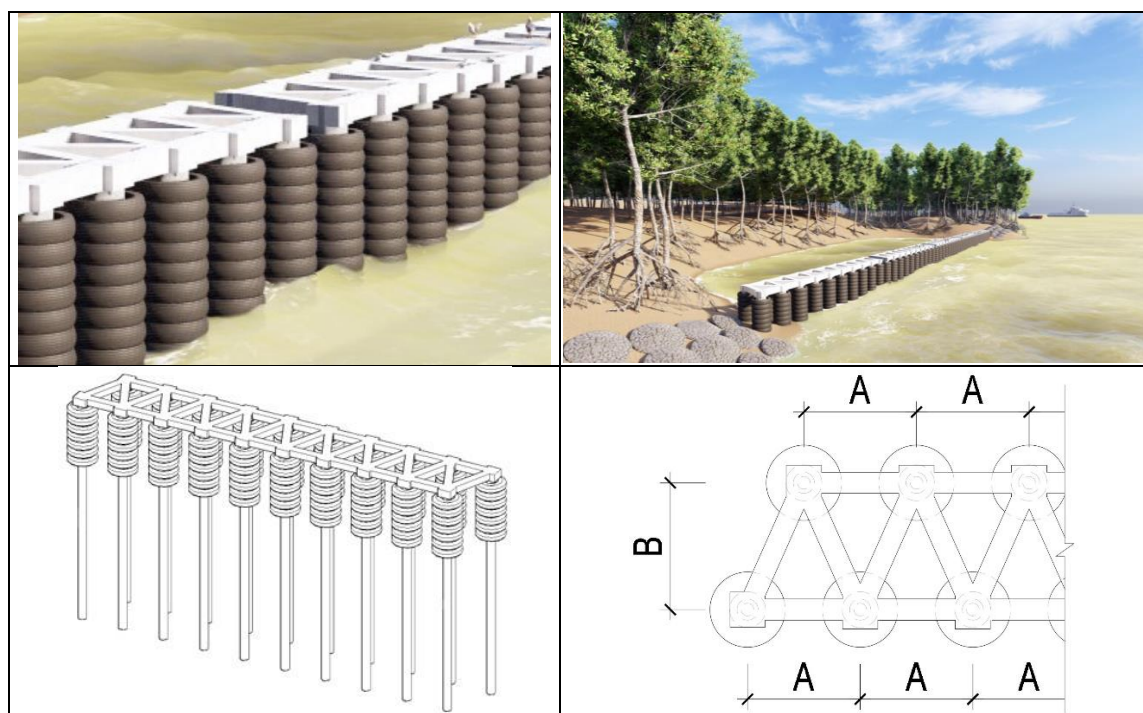
- Hình dạng, kích thước đê được cấu tạo theo dạng khung chịu lực, bố trí hai hàng cọc bằng BTCT đóng xuống nền đất nhằm định vị cho khung và ổn định cấu kiện trong quá trình làm việc. Các lốp xe ô tô cũ được lồng trong hệ thống cọc, lấy theo kích cỡ chung, phổ biến với đường kính ($D = 1,06\text{m}$). Hình 3, thể hiện hình dạng, kích thước cấu tạo của khung chịu

lực bằng bê tông cốt thép và vị trí đặt lốp xe. Trong đó: B: là khoảng cách giữa 2 hàng cọc theo chiều vuông góc với sóng; A: khoảng cách cọc theo chiều dọc tuyến

đê. Cao độ đỉnh đê cao hơn cao độ mực nước trường hợp chiều cao sóng lớn nhất (đê nhô).



Hình 2: Các thông số địa hình, khí tượng, thủy, hải văn cung cấp cho mô hình



Hình 3: Hình dạng, kích thước cấu tạo của đê giảm sóng, lấy lốp xe làm vật chắn sóng

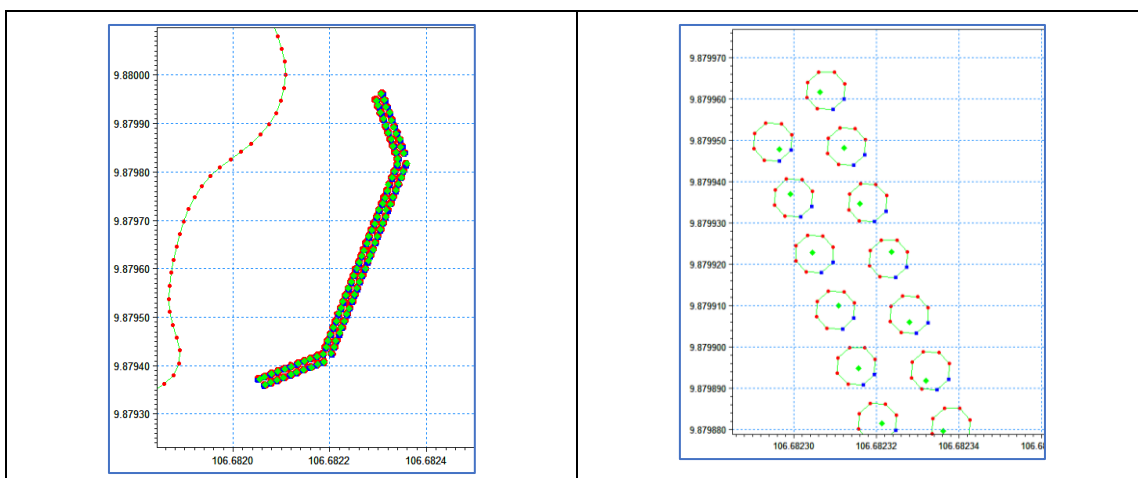
- Tại vị trí xây dựng mô hình không có trạm khảo sát vì vậy sử dụng số liệu triều (Tide) trong công cụ Mike Zero Toolbox [2].

- Thông số gió và áp suất được trích từ kết quả mô hình khí hậu toàn cầu CFSR (Climate Forecast System Reanalysis) của Trung tâm dự báo môi trường thuộc Cơ

quan quản lý đại dương và khí quyển Mỹ (NCEP/NOAA) [3]. Đây là kết quả trường gió, áp suất thu được từ mô phỏng lại (reanalysis) bao gồm việc hiệu chỉnh mô hình sử dụng các số liệu thực đo từ các hệ thống các trạm quan trắc hải văn toàn cầu. Chi tiết cho vùng tính toán nhóm tác giả sử dụng kết quả từ mô phỏng trường gió và áp suất toàn biên Đông [5, 6].

Trong modul tính toán (MIKE 21 SW) không thể khai báo công trình dạng

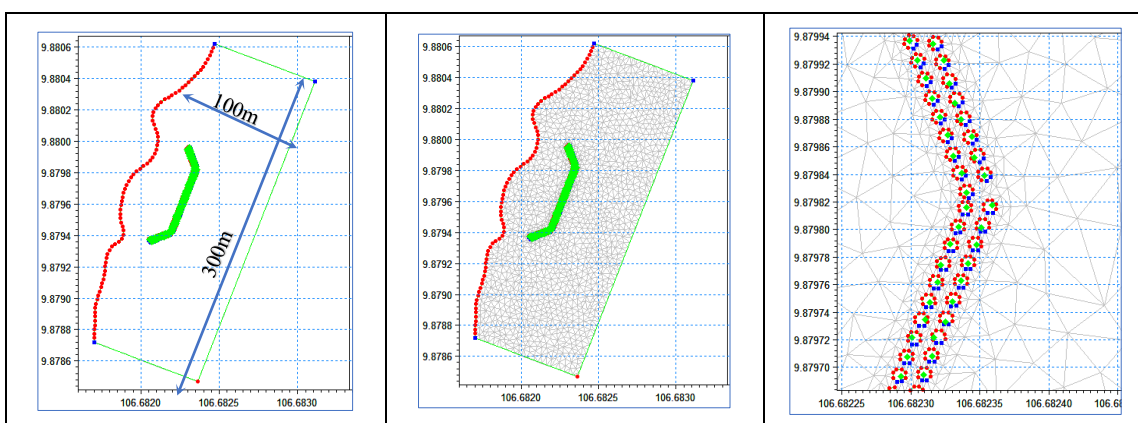
lớp xe (theo thiết kế) vì vậy, kỹ thuật mô phỏng hình dạng kích thước kết cấu giảm sóng trong mô hình được đưa vào là một dạng công trình khác tương tự được thay thế để mô phỏng cho các cọc (bao gồm lớp xe) [4]. Toàn bộ cọc và lớp xe sẽ được mô phỏng thành một công trình dề ngăn không cho nước tràn qua, khoảng cách giữa các cọc và khoảng cách hai hàng cọc được lấy theo kích thước ứng với các kích bản tương ứng (hình 4).



Hình 4: Kỹ thuật mô phỏng hình dạng kích thước kết cấu dề trong mô hình

Do số lượng các cọc trong công trình dề giảm sóng là khá lớn vì vậy để giảm thiểu thời gian mô phỏng cũng như đảm bảo diện tích ô lưới phù hợp (khi chia lưới trong vùng công trình), phạm vi mô

phỏng mô hình thủy động lực có kích thước là 300m x 100m (hình 5), diện tích ô lưới được chia nhỏ nhất mà mô hình có thể chia được là $10^{-9}(\text{deg}^2)$.



Hình 5: Phạm vi mô hình mô phỏng thủy động lực

3. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU VÀ THẢO LUẬN

3.1. Các kịch bản tính toán

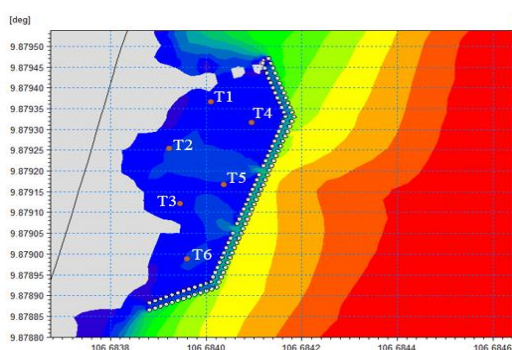
Để tính toán được mức độ giảm sóng

sau khi có đê, tính toán với một kịch bản hiện trạng (chưa có đê) và các kịch bản thay đổi khoảng cách cọc theo chiều ngang và chiều dọc khác nhau. Các kịch bản được mô tả như sau:

Các kịch bản tính toán			
Kịch bản	Diễn giải	K/c ngang A (m)	K/c 2 hàng cọc B (m)
KB0	Hiện trạng chưa có công trình		
KB1	- Giữ nguyên khoảng cách 2 hàng cọc (B = 1,8m) - Thay đổi khoảng cách ngang các cọc (A)	1,40	1,80
KB2		1,60	
KB3		2,00	
KB4		2,20	
KB5		2,50	
KB6	- Giữ nguyên khoảng cách ngang các cọc (A = 1,6m) - Thay đổi khoảng cách giữa 2 hàng cọc (B)	1,60	1,60
KB7			1,80
KB8			2,00
KB9			2,20
KB10			2,50

3.2. Các vị trí trích xuất kết quả

Để đánh giá được mức độ giảm sóng của tuyến đê, các vị trí được trích kết quả bao gồm 06 điểm, trong đó 03 điểm thuộc các vị trí sát bờ - cách đê 20m (T1, T2, T3); 03 điểm thuộc các vị trí gần tuyến đê - cách chân đê phía bờ 5m (T4, T5, T6).

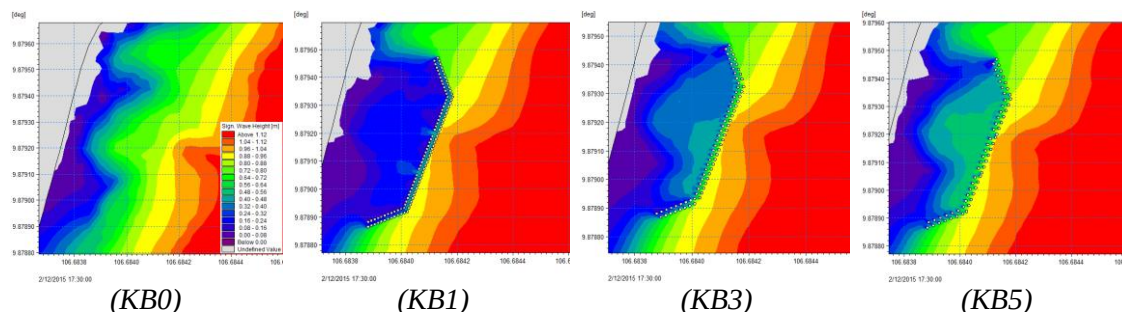


Hình 6: Các vị trí trích xuất kết quả

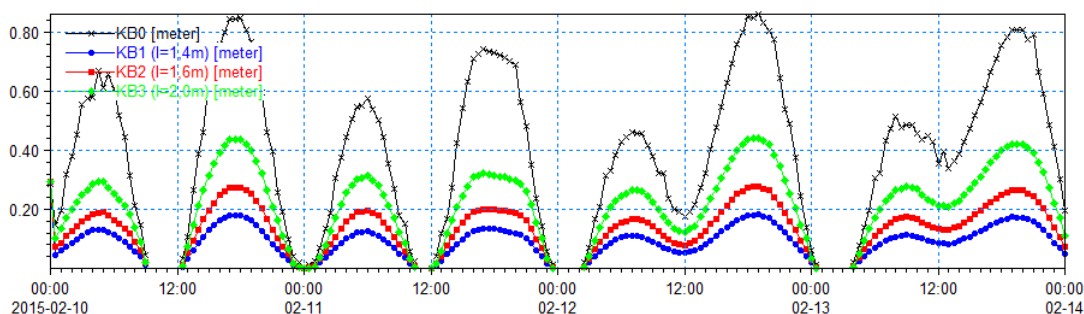
3.3. Kết quả và thảo luận

a) Kịch bản hiện trạng (chưa có công trình – KB0): cho thấy chiều cao sóng lớn nhất (trong thời đoạn mô phỏng) tại khu vực nghiên cứu khoảng $0,40 \div 0,55\text{m}$ đối với các vị trí ven bờ, và khoảng $0,65 \div 0,85\text{m}$ đối với các vị trí sau kè dự kiến.

b) Các kịch bản thay đổi khoảng cách cọc (A): cho thấy mức độ giảm sóng phụ thuộc rất nhiều vào yếu tố này (A). Đối với kịch bản KB1 (A = 1,4m) thì chiều cao sóng lớn nhất sau công trình lớn nhất chỉ còn khoảng 0,18m (hệ số giảm sóng trung bình 0,75), khi tăng khoảng cách giữa các cọc thì chiều cao sóng sau công trình tăng theo. Với KB3 (A = 2,0m), chiều cao sóng sau công trình lớn nhất khoảng 0,45m và sát bờ là 0,36m. Với KB 5 (A = 2,5m), chiều cao sóng sau công trình lớn nhất tăng lên đến 0,55m và sát bờ là 0,45m.



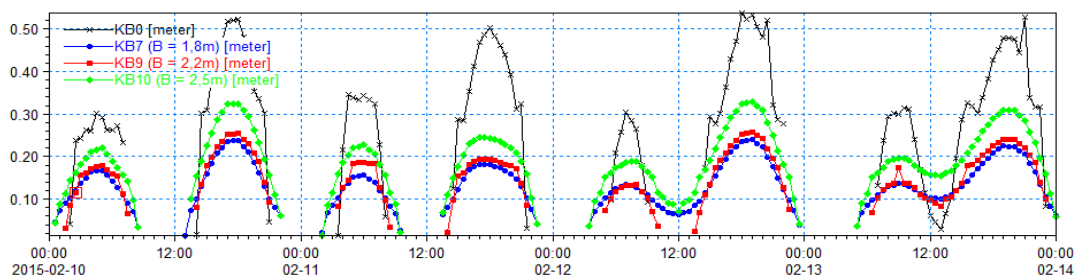
Hình 7: Phổ màu biểu thị chiều cao sóng trước và sau khi có công trình với một số kịch bản (KB0, KB1, KB3, KB5)



Hình 8: Kết quả tính toán sóng tại vị trí T5 với KB0, KB1, KB2

c) Các kịch bản thay đổi khoảng cách hàng cọc (B): cho thấy với các kịch bản thay đổi khoảng cách giữa hai hàng cọc thì mức giảm sóng không thay đổi nhiều. Với kịch bản KB10 ($B = 2,5m$),

chiều cao sóng sau công trình lớn nhất khoảng 0,35m và sát bờ là 0,30m. Với KB7 ($B = 1,8m$), chiều cao sóng sau công trình lớn nhất khoảng 0,25m và sát bờ là 0,22m.



Hình 9: Kết quả tính toán sóng tại vị trí T5 với KB0, KB7, KB8

d) Xây dựng tương quan giữa hiệu quả giảm sóng (ϵ) và các thông số đề

Trích xuất kết quả chiều cao sóng tại các điểm T1-T6 trong thời đoạn mô phỏng với các kịch bản khác nhau ta sẽ có các giá trị về chiều cao sóng trước và sau khi

có công trình. Trị số chiều cao sóng (H_s) trong nghiên cứu này là chiều cao sóng trung bình các đỉnh sóng lớn trong thời đoạn mô phỏng. Hiệu quả giảm sóng (ϵ) phản ánh tỷ lệ giảm sóng trước và sau khi có công trình:

$$\varepsilon = \frac{H_1}{H_0} \times 100\%$$

Trong đó:

ε : Hiệu quả giảm sóng (%)

H_0 : Chiều cao sóng tại một vị trí trước khi có công trình

H_1 : Chiều cao sóng tại cùng vị trí lấy H_0

Bảng 1: Chiều cao sóng (trung bình các đỉnh sóng) tại các vị trí

Kịch bản	Thông số		Vị trí					
	A	B	T1	T2	T3	T4	T5	T6
KB0			0,48	0,54	0,49	0,82	0,85	0,64
KB1	1,4	1.8	0,16	0,19	0,17	0,17	0,17	0,17
KB2	1,6		0,24	0,24	0,24	0,24	0,27	0,28
KB3	2,0		0,34	0,36	0,35	0,39	0,40	0,43
KB4	2,2		0,36	0,44	0,40	0,42	0,46	0,46
KB5	2,5		0,38	0,45	0,46	0,48	0,51	0,51
KB6	1.6	1,6	0,23	0,22	0,24	0,22	0,25	0,26
KB7		1,8	0,24	0,24	0,24	0,24	0,27	0,28
KB8		2	0,23	0,21	0,26	0,25	0,26	0,27
KB9		2,2	0,24	0,24	0,28	0,26	0,29	0,28
KB10		2,5	0,28	0,30	0,28	0,30	0,34	0,34

Bảng 2: Hiệu quả giảm sóng trước và sau khi có công trình

Kịch bản	Thông số		Vị trí					
	A	B	T1	T2	T3	T4	T5	T6
KB1	1,4	1.8	66,67	64,15	65,12	79,30	80,33	73,41
KB2	1,6		49,38	55,14	51,59	70,74	67,73	55,77
KB3	2,0		28,19	33,13	28,92	52,29	52,66	32,82
KB4	2,2		24,64	18,07	18,76	49,20	46,09	27,62
KB5	2,5		20,84	16,64	5,85	41,92	39,95	20,40
KB6	1.6	1,6	51,86	59,10	51,74	73,33	71,04	59,97
KB7		1,8	49,38	55,14	51,59	70,74	67,73	55,77
KB8		2	51,76	61,16	47,08	69,84	69,99	58,28
KB9		2,2	49,94	56,27	43,35	68,35	66,30	55,89
KB10		2,5	40,76	44,22	43,12	63,50	60,55	46,14

Kết quả mô phỏng cho thấy khi có đê, hiệu quả giảm sóng khá tốt, từ 20-80% tùy từng kịch bản về bố trí mặt bằng và tùy từng vị trí trích xuất kết quả. Khoảng

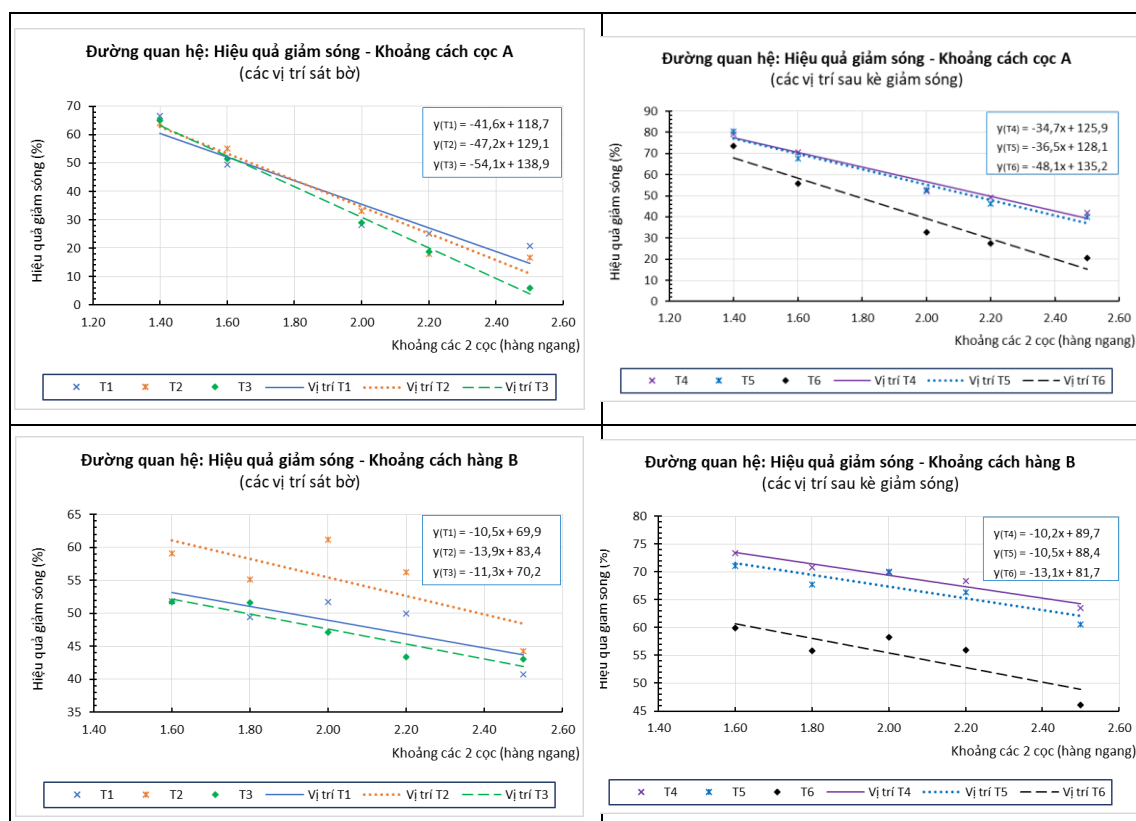
cách cọc theo hàng ngang (A) càng gần nhau thì hiệu quả càng lớn, khi khoảng cách 2 hàng cọc là 1,4m (tương ứng với độ hở sau khi xếp chồng lớp xe vào còn

khoảng 30cm) thì hiệu quả lên đến 80%, tuy nhiên khi khoảng cách $A = 2,6\text{m}$ thì hiệu quả chỉ đạt được khoảng 15-25%.

Với các kích bản thay đổi khoảng cách 2 hàng cọc (B), hiệu quả giảm sóng biển động không lớn bằng biến động của (A), hiệu quả giảm sóng biển

động từ 40-70% với các kích bản thay đổi (B) từ 1,6-2,5m.

Hiệu quả giảm sóng tại các vị trí cũng khác nhau, các vị trí càng gần công trình (cách 5m) hiệu quả giảm sóng tốt hơn so với các vị trí xa công trình (gần bờ), mức độ chênh lệch về hiệu quả từ 10-20%.



Hình 10. Đường quan hệ - Tính theo trung bình đỉnh sóng max trong thời đoạn

4. KẾT LUẬN

Do tác động của biến đổi khí hậu, nước biển dâng, do việc xây dựng các hồ trữ thượng nguồn sông Mekong, do việc khai thác cát quá mức v.v... đã làm cho biến động hình thái bờ sông, bờ biển vùng ĐBSCL đang hết sức xáo trộn. Xu thế bờ biển ngày càng bị xói lở, xâm thực. Trong vài chục năm gần đây đã có nhiều giải pháp công trình, phi công trình được thực thi nhằm hạn chế xói lở, xâm thực bờ

biển, một số giải pháp đã từng bước phát huy hiệu quả giảm sóng gây bồi tạo bãi. Trong nghiên cứu này nhóm tác giả đề xuất giải pháp tái sử dụng lớp xe cũ làm vật chắn sóng cho đê giảm sóng.

Để phân tích, đánh giá hiệu quả giảm sóng, bằng một phương pháp khác, cụ thể là phương pháp mô hình toán thủy động lực học, nhóm tác giả đã mô phỏng được kết cấu đê trong mô hình toán và với một số kích bản khác nhau về kích thước,

hình dạng kết cấu. Kết quả nghiên cứu đã xây dựng được các phương trình tương quan về hiệu quả giảm sóng với các kích thước khác nhau về mặt bằng công trình.

Từ kết quả nghiên cứu này, nhóm nghiên cứu đã chọn được kích thước tối ưu và ứng dụng chúng vào việc thiết kế, thi công đê giảm sóng cho vùng bờ biển Thạnh Phú, tỉnh Bến Tre. Sau khi mô hình

xây dựng hoàn thành sẽ được tiếp tục theo dõi, đánh giá hiệu quả giảm sóng bằng việc đo đạc thủy văn tại khu vực công trình. Qua đó cũng là cơ hội để kiểm nghiệm lại kết quả tính toán. Nhóm tác giả sẽ có một bài báo tiếp theo để công bố mức độ chính xác của mô hình toán khi có được kết quả đo đạc thực tế sau một vài năm đưa công trình vào sử dụng.

.....

P/S:

Bài báo này là sản phẩm nghiên cứu của đề tài NCKH cấp Bộ: “*Nghiên cứu giải pháp công nghệ chống xói lở để bảo vệ rừng ngập mặn vùng ven biển Đồng bằng sông Cửu Long*”, do Ths. Đỗ Đức Hải – Viện KHTL miền Nam làm chủ nhiệm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. DHI Water & Environment (2014), MIKE 21 Spectral Waves FM, Hydrodynamic Module, User Guide.
2. Báo cáo khảo sát địa hình (2021), Nghiên cứu giải pháp công nghệ chống xói lở để bảo vệ rừng ngập mặn vùng ven biển Đồng bằng sông Cửu Long, Đề tài NCKH cấp Bộ, Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
3. Website : <http://cfs.ncep.noaa.gov/cfs>.
4. DANIDA (2002), Mô hình toán MIKE 11, MIKE 21 và MIKE FLOOD, Hội thảo khoa học, Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
5. Nguyễn Phú Quỳnh (2014), Nghiên cứu giải pháp tổng thể xây dựng tuyến đê biển Vĩnh Rạch Giá – Kiên Giang, Đề tài NCKH cấp Nhà nước, Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
6. Trần Bá Hoàng (2019), Nghiên cứu đánh giá tổng thể qua trình xói lở và dự báo diễn biến bờ biển Đồng bằng sông Cửu Long phục vụ đề xuất giải pháp nhằm ổn định vùng ven biển, Đề tài NCKH cấp Nhà nước, Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

**NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ TÚI ĐỊA KỸ THUẬT
ĐỂ NÂNG CẤP ĐÊ BAO KẾT HỢP XÂY DỰNG ĐƯỜNG GIAO THÔNG
NÔNG THÔN Ở VÙNG VEN BIỂN TÂY ĐỒNG BẰNG
SÔNG CỬU LONG**

***Research of applying geographic bags technology to upgrade dikes combined
with rural roads construction in the west coast of the Mekong Delta***

Tổng Đình Quyết, Doãn Văn Huế, Lương Quốc Tuấn.

TÓM TẮT: Trong những năm gần đây, yêu cầu xây dựng đê bao, bờ bao ở vùng Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) phát triển rất mạnh, ngoài mục đích ngăn lũ bảo vệ sản xuất nông nghiệp, dân cư, công trình trong vùng đê bao còn tạo điều kiện phát triển giao thông nông thôn và cơ sở hạ tầng ven đê. Thông thường, đê bao, bờ vùng ở ĐBSCL được đắp bằng đất lấy từ lòng sông, rạch lên đắp, trong đất chứa nhiều nước và chất hữu cơ nên sức chịu lực của đất rất thấp. Do đó nếu dùng đất để đắp ngay để đạt đủ độ cao và bề rộng đê theo thiết kế thì mái đê dễ bị sạt lở, bị chìm lún. Nhưng với loại đất này, người ta phải để một thời gian dài từ 3÷12 tháng (tùy theo loại đất và theo mùa) để đất nền tự ổn định và đất đắp để bốc hơi nước, có kết lại rồi mới đắp thành đê để làm tăng khả năng dính kết và chịu lực của đất. Vì vậy việc nghiên cứu nghiên cứu ứng dụng công nghệ túi địa kỹ thuật để nâng cấp đê bao kết hợp xây dựng đường giao thông nông thôn sẽ giúp đa dạng hóa nguồn vật liệu xây dựng vốn ngày càng khan hiếm như hiện nay, bên cạnh đó còn giúp giảm khối lượng đắp, tăng độ ổn định so với phương án đắp đất truyền thống.

Từ khóa: túi địa kỹ thuật, đê bao, ĐBSCL, geosynthetic bag, embankment, Mekong Delta.

ABSTRACT: In recent years, require construction of building dikes and embankments has developed very strongly in many places, in addition to preventing floods, protecting agricultural production, population, and works in the dike areas, it also creates favorable conditions for development of rural transport and infrastructure. Normally, embankment in the Mekong Delta are filled with soil taken from river beds and canals. The soil contains a lot of water and organic matter, so the bearing capacity of the soil is very low. If we use this soil to fill immediately to reach the design height and width of the dyke, the dyke roof is prone to landslides and subsidence. But with this type of soil, it takes a long time from 3÷12 months (depending on the type of soil and the season) for the foundation soil to stabilize itself and the embankment soil to evaporate, consolidate, and then build the dyke to increase the cohesion and bearing capacity of the soil. Therefore, the research and application of geosynthetic bag technology to upgrade dikes in combination with the construction of rural roads will help diversify sources of construction materials which are increasingly scarce. It also helps to reduce the embankment volume and increase the stability compared to the traditional embankment method.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong những năm gần đây, phong trào xây dựng đê bao, bờ bao ở vùng Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) phát triển rất mạnh, ngoài mục đích ngăn lũ

bảo vệ sản xuất nông nghiệp, dân cư, công trình trong vùng đê bao còn tạo điều kiện phát triển giao thông nông thôn và cơ sở hạ tầng ven đê. Tuy nhiên, những năm gần đây nhiều đoạn đê bao, bờ bao bị sạt lở và lún sụt ngoài yếu tố khí hậu (nước biển

dâng, hạn hán,...) gây ra, còn do nguyên nhân là tuyến đê bao, bờ bao trước đó được xây dựng trên nền đất yếu, qua lung bùn mà quá trình khảo sát thiết kế chưa xem xét đến. Việc đê bao bị sạt lở, lún sụt đã để lại hậu quả nặng nề cho nhân dân sinh sống trong vùng, làm thiệt hại về kinh tế và hư hỏng cơ sở hạ tầng. Để bảo vệ dân cư và cơ sở vật chất thì việc xây mới và cải tạo hệ thống đê bao hiện có rất cần thiết và cực kì quan trọng. Hệ thống đê bao, bờ bao được hình thành qua nhiều thế hệ, phần lớn là thi công thủ công, vật liệu đắp đê không đạt được tiêu chuẩn về cấp phối hạt, vấn đề lún sụt không thể tránh khỏi, do thân đê được đắp trên nền đất yếu. Do đó việc sửa chữa và cải tạo gặp rất nhiều khó khăn. Giải pháp sử dụng túi vải địa kỹ thuật để xử lý các sự cố và làm mới các tuyến đê bao, bờ bao hiện nay là 1 giải pháp hợp lý.

Với khả năng chịu kéo và phân bố đều áp lực lên đất nền giảm được hiện tượng lún không đều. Bên cạnh đó sử dụng túi vải địa kỹ thuật tận dụng được vật liệu địa phương cát biển nguồn vật liệu dồi dào, vật liệu bơm vào túi có thể bơm liên tục cho tới khi đầy túi mà không cần dừng lại chờ cố kết. Bên cạnh đó việc thi công túi vải địa kỹ thuật đơn giản, thi công chủ yếu bằng máy. Trong nghiên cứu tập trung tính toán túi vải cường độ chịu lực và khả năng làm việc với nền đất yếu. Từ đó đưa ra những kiến nghị cần thiết khi ứng dụng giải pháp này trong thực tế xây dựng công trình.

Với các lý do nêu trên thì việc: *“Nghiên cứu ứng dụng công nghệ túi địa kỹ thuật để nâng cấp đê bao kết hợp xây dựng đường giao thông nông thôn ở vùng ven biển Tây ĐBSCL”* có ý nghĩa khoa học và ý nghĩa thực tiễn.

2. PHƯƠNG PHÁP TIẾP CẬN VÀ NGHIÊN CỨU

Nhóm tác giả sử dụng đồng thời các phương pháp tiếp cận và nghiên cứu chính sau đây:

2.1. Phương pháp tiếp cận nghiên cứu

- Trên cơ sở nghiên cứu lý thuyết, cơ chế hoạt động của vật liệu, thực tiễn các công trình đã được nghiên cứu ứng dụng từ trước đến nay, bằng phương pháp phân tích sẽ đánh giá được ưu nhược điểm của giải pháp xây dựng và nâng cấp đê ở ĐBSCL. Trên cơ sở tính toán đề xuất giải pháp ứng dụng túi địa kỹ thuật trong xây dựng nâng cấp đê ở ĐBSCL.

- Tiếp cận thực tiễn: Tiếp cận thực trạng và yêu cầu thực tiễn trong xây dựng và nâng cấp đê ở ĐBSCL nhằm rút ra ưu điểm và hạn chế của các giải pháp hiện có.

- Tiếp cận phương pháp khai thác, sử dụng hợp lý vật liệu mới: Tiếp cận với các thành tựu khoa học công nghệ, các tiến bộ kỹ thuật trên thế giới về công nghệ, kỹ thuật để ứng dụng vật liệu địa kỹ thuật.

- Tiếp cận các thí nghiệm và kết quả đã nghiên cứu trước đây về xây dựng và nâng cấp đê tổng hợp bổ sung hoàn thiện cơ sở dữ liệu phục vụ đề tài nghiên cứu.

2.2. Phương pháp thực hiện:

- Phương pháp khảo sát thực địa: Dựa trên kinh nghiệm thực tế, thu thập điều tra các loại tài liệu tổng quan về đê, bờ bao ở ĐBSCL.

- Phương pháp kế thừa, chọn lọc: Sử dụng chọn lọc các kết quả nghiên cứu ứng dụng về túi địa kỹ thuật có trên thế giới và trong nước liên quan đến đề tài.

- Phương pháp phân tích thống kê: để tổng hợp và phân tích các số liệu và tài

liệu thu thập theo định hướng mong muốn cho việc phân tích, đánh giá.

- Phương pháp nghiên cứu lý thuyết, phần mềm mô phỏng: Dựa trên các tài liệu thu thập được, xây dựng các sơ đồ tính toán hợp lý, mô phỏng nguyên lý làm việc thực tế bằng các phần mềm tính toán địa kỹ thuật. Từ kết quả tính toán đề xuất phạm vi, hình thức sử dụng túi địa kỹ thuật để xây dựng, nâng cấp đê, bờ bao.

3. HIỆN TRẠNG HỆ THỐNG ĐÊ, BỜ BAO Ở ĐBSCL

3.1. Thành tựu của hệ thống đê ĐBSCL

Cùng với hệ thống công trình thủy lợi khác được hình thành qua hàng trăm năm cũng như trong hơn 30 năm đầu tư xây dựng; hệ thống đê, bờ bao ở ĐBSCL đã góp phần to lớn trong thành tựu chung của hệ thống thủy lợi ĐBSCL, phần nào đáp ứng nhu cầu phát triển kinh tế xã hội của khu vực. Hệ thống đê bờ bao ĐBSCL đã đạt được một số thành tựu sau đây:

Về kiểm soát lũ, ngay từ những năm đầu thập niên 90 của thế kỷ 20, đứng trước yêu cầu tăng vụ, đảm bảo sản xuất vụ Hè - Thu, người dân vùng ngập lũ ĐBSCL đã triển khai dạng bờ bao kiểm soát lũ đầu vụ (tháng Tám), mang lại hiệu quả thiết thực cho vùng ngập lũ. Cùng với hệ thống các cụm dân cư được xây dựng theo chương trình dân cư vùng ngập lũ, hệ thống giao thông kết hợp thủy lợi đã kết nối các khu dân cư với hệ thống giao thông liên huyện, liên tỉnh và quốc gia, tạo thành địa bàn sinh sống vững chắc, an toàn và chủ động trong vùng ngập lũ.

Về kiểm soát mặn, triều cường: hệ thống đê vùng ven biển và cửa sông ĐBSCL đã từng bước ngăn mặn, kiểm soát triều cường, sóng cao và đang nâng dần lên khả năng chống chọi với nước dâng do bão.

Nhiều tuyến đê đã phát huy tốt hiệu quả trong kiểm soát mặn và phòng tránh thiên tai, như các tuyến đê biển Tiền Giang, Trà Vinh, Sóc Trăng, Bạc Liêu, Kiên Giang... Các tỉnh Bến Tre, Cà Mau, tuy hệ thống đê biển chưa khép kín nhưng từng đoạn tuyến cũng đã phát huy tác dụng tích cực trong bảo vệ sản xuất nông nghiệp.

Về kết hợp giao thông - thủy lợi - dân cư, nhờ thực hiện Quyết định 99/QĐ-TTg, hầu hết công trình thủy lợi xây dựng trong thời gian sau này ở tất cả các vùng đều có sự kết hợp khá tốt giữa nạo vét, nâng cấp kênh, xây dựng bờ bao với giao thông nông thôn, giao thông liên huyện, bố trí địa bàn dân cư..., đặc biệt ở vùng ngập lụt.

Về chống xói lở bờ biển, xói lở, bồi lắng sông, kênh, trong những năm qua đã có nhiều công trình bảo vệ bờ được xây dựng, việc nạo vét cửa sông, dọc kênh cũng được thực hiện, mang lại hiệu quả nhất định trong bảo vệ các khu dân cư, các công trình ven biển, ven sông, đảm bảo khả năng cấp nước, thoát lũ của toàn hệ thống...

3.2. Những hạn chế, tồn tại

Hầu hết các tuyến đê biển và đê cửa sông ĐBSCL đều có đặc điểm: được xây dựng qua nhiều thời kỳ, với nhiều chủ đầu tư, không có quy hoạch tổng thể, vì thế không thống nhất về tuyến, về chỉ tiêu kỹ thuật, hầu như chưa đề cập tới nhu cầu lợi dụng tổng hợp, thiếu tầm nhìn để phát triển cho tương lai lâu dài. Nhiều tuyến đê biển, đê cửa sông hiện chưa có đủ khả năng phòng chống thiên tai, trước nước dâng do gió bão, triều cường. Các tuyến đê biển, đê cửa sông chưa khép kín, nhiều đoạn đê còn thiếu cầu, cống hoặc có nhiều nhưng hầu như hư hỏng nặng, do đó chưa chủ động trong tiêu úng, tiêu phèn, hạn

chế hiệu quả ngăn mặn, giữ ngọt, chưa đáp ứng yêu cầu nuôi trồng thủy sản, chưa đảm bảo yêu cầu kết hợp giao thông ven biển, chưa đáp ứng được yêu cầu chuyển đổi sản xuất cho một số vùng.

Các tuyến đê được phê duyệt nâng cấp theo QĐ 667 năm 2009 của Chính phủ chủ yếu là đê biển và đê cửa sông. Tuy nhiên, việc đầu tư chưa được tập trung, thiếu đồng bộ, mang nặng tính chắp vá chưa kiên cố chủ yếu mới chỉ tập trung vào củng cố vững chắc thân đê, xử lý nền đê, cứng hóa mặt đê, trồng cây chắn sóng ven đê. Các tuyến đê này còn rất nhiều tồn tại cần khắc phục:

- Về tổng thể tuyến đê: chưa được khép kín, nhiều đoạn cong, cua, chiều rộng mặt đê hiện trạng khoảng (1,5-5)m nên khi bão lũ xảy ra kết hợp với triều cường dâng cao tràn bờ làm ảnh hưởng rất lớn đến đời sống, các hoạt động canh tác cũng như an toàn sinh mạng của người dân sống trong vùng bảo vệ của tuyến đê. Đặc biệt, rất khó khăn trong công tác ứng phó, cứu hộ trong mùa mưa lũ, bão.
- Đê nằm sâu trong khu dân cư, trong khi dân ra ngoài sinh sống, sản xuất từ nhiều năm nay nhưng không được bảo vệ.
- Về quy mô, kết cấu đê, kè chỉ đảm bảo chống bão cấp 9, triều cường 5%. Với trường hợp bão trên cấp 9 gặp triều cường sẽ xảy ra tình trạng hư hỏng dẫn tới nguy cơ mất an toàn đê điều ở các tuyến đê biển.
- Về cao trình mặt đê: cao trình đỉnh đê ở nhiều đoạn còn thấp và thiếu nhiều so với cao trình đê thiết kế (nhiều đoạn cao trình đỉnh đê chỉ đạt từ +2,7 - +3,3). Nhiều đoạn

mặt đê chưa được cứng hóa nên dễ bị hư hỏng khi nước tràn qua gây xói mặt và mái hạ lưu. Nhiều đoạn đê bị lún, không còn giữ được cao trình thiết kế.

- Về mái đê: Mái đê phía biển thường có hệ số mái từ 2÷4 và phía đồng từ $m=1,5\div 3$, nhiều đoạn không có cỏ bảo vệ, rất nguy hiểm khi có sóng vượt mặt đê tác động trực tiếp lên mái.
- Chưa chú trọng tới giải pháp trồng và bảo vệ rừng ngập mặn phía ngoài đê.
- Đê không được duy tu thường xuyên vì thế nhiều đoạn đã xuống cấp, rất nhiều công dưới đê bị hư hỏng nặng hoặc bị bồi lắng, gây trở ngại lớn cho vận hành, cho thoát lũ. [3].

4. PHÂN TÍCH ĐÁNH GIÁ MỘT SỐ VẤN ĐỀ CẦN GIẢI QUYẾT VỀ XÂY DỰNG, NÂNG CẤP ĐÊ Ở ĐBSCL LIÊN QUAN ĐẾN NGHIÊN CỨU

4.1. Một số hư hỏng thường gặp của đê, bờ bao ở ĐBSCL

Những đoạn đê trực diện với biển, chịu ảnh hưởng trực tiếp của gió bão, triều cường và sóng lớn, thường rất dễ bị sạt sập, có trường hợp mái sạt sập và sóng cuốn trôi $1/3\div 1/2$ thân đê. Sạt sập là hiện tượng phổ biến nhất của đê ở ĐBSCL hiện nay, không phải chỉ đối với các tuyến đê được đắp bằng cát có tầng lọc ngược và lớp chống thấm, mà ngay cả đối với những đoạn đê có lát đá kè mái hoặc tấm lát bê tông tự chèn bảo vệ mái.

Những đoạn đê có kết cấu bảo vệ yếu, sóng sẽ làm sập mái đê phía biển. Những đoạn đê bảo vệ cứng phía biển, do

cấp đê biển chưa đáp ứng được sản xuất thiết kế nên sóng leo tràn qua đỉnh đê làm hư hỏng mái đê phía đông có thể dẫn đến hiện tượng vỡ đê.

Nhiều đoạn đê trước đây có rừng phòng hộ chắn sóng nên đoạn đê cơ bản vẫn đảm bảo an toàn trước điều kiện bất lợi của tự nhiên. Hiện nay rừng phòng hộ bị phá hủy, đê chịu trực tiếp của sóng và thủy triều do vậy xảy ra dễ xảy ra nguy cơ sạt lở, vỡ đê.

Trường hợp lũ lớn, lượng nước phía đông tập trung nhanh do lưu lượng thoát lũ của cửa sông không kịp, sóng và triều ở mực nước biển thấp cũng là nguyên nhân gây ra sạt lở đê.

Những đoạn đê có nền yếu khi nước triều lên rồi xuống rất nhanh, dòng chảy do triều sẽ moi rỗng nền dẫn đến sạt lở hoặc sập đê ở những đoạn xung yếu.



Hình 1: Mái đê bị nứt và sạt trượt



Hình 2: Đê biển Cà Mau bị sụt lún do đất chưa kịp cố kết

4.2. Các vấn đề sẽ đề xuất giải pháp trong nghiên cứu

a. Về vật liệu xây dựng

Công trình đê ở ĐBSCL thường có khối lượng đất dùng để đắp đê rất lớn. Nếu lựa chọn đất tốt để đắp thì phải vận chuyển xa rất tốn kém và không phù hợp với điều kiện giao thông còn khó khăn

trong vùng. Vì thế, hầu hết các tuyến đê đều sử dụng vật liệu tại chỗ để đắp.

Đất đắp được khai thác từ các bãi vật liệu dọc tuyến đê, có độ ẩm cao, khả năng thoát nước kém lại được đắp trên nền đất yếu do đó không thể dùng máy đầm có tải trọng lớn để đầm đạt dung trọng cao. Vật liệu đắp đê không tốt

thường gây ra các vấn đề như: mất ổn định mái (sạt, trượt mái); lún nhiều làm cho đê không đảm bảo cao trình thiết kế sau một thời gian đưa vào sử dụng.

Giải pháp bảo vệ mái đê phía sông/biển hầu hết đều dùng các giải pháp cứng thông thường như bê tông tấm lát, đá đổ, đá xây, cấu kiện bê tông đúc sẵn,... không phù hợp xu hướng sinh thái, thân thiện môi trường hiện nay. Hơn nữa, giải pháp cứng thường có giá thành cao, kém linh hoạt để thích ứng với các vấn đề lún, biến dạng của nền nên thường xảy ra đứt gãy, hư hỏng khi nền chuyển vị, sạt lở.

b. Về thi công

Việc sử dụng vật liệu đắp đê tại chỗ thường kéo dài thời gian thi công do phải chờ từng lớp đất cố kết. Mặt khác sử dụng đất tại chỗ nên độ ẩm rất cao nên không thể đầm nén theo tiêu chuẩn hiện hành mà chỉ sử dụng máy ủi hoặc máy đào san và đầm. Chính vì vậy khi các tuyến đê thi công xong đưa vào khai thác vận hành một thời gian thì kết cấu mặt đê thường bị phá vỡ, lồi lõm phải đắp dặm và chỉnh sửa.

Hơn nữa với đặc thù ở ĐBSCL, việc đưa các thiết bị thi công lớn đến công trường đắp đê gặp nhiều khó khăn do đường bộ còn thiếu thốn, hệ thống sông rạch chằng chịt nhưng nhỏ, cạn và vướng các công trình giao thông nông thôn bắc ngang kênh.

Giải pháp đắp đê bằng đất hiện nay không thể thi công trong mùa mưa là một hạn chế lớn đối với việc đẩy nhanh tiến độ thi công xây dựng công trình.

5. KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

5.1. Giải pháp thiết kế túi địa kỹ thuật

Túi địa kỹ thuật được làm từ cát, đất hoặc các vật liệu khác đổ đầy trong các túi vải địa kỹ thuật. Ứng dụng túi địa kỹ thuật

đã có lịch sử trên 50 năm và đang ngày càng trở nên phổ biến trên thế giới. Việc sử dụng túi địa kỹ thuật được xem là một giải pháp mềm mới thay thế cho các vật liệu cứng truyền thống trong các công trình thủy lợi, ổn định mái dốc. Một loạt các công trình bảo vệ bờ thành công sử dụng giải pháp này được tìm thấy ở nhiều nơi trên thế giới như Australia, Đức, Canada...

Một số ưu điểm của túi vải địa kỹ thuật có thể tóm tắt như sau:

- Có thể làm tăng khả năng chịu lực của nền đất yếu lên 5÷10 lần
- Sử dụng túi địa kỹ thuật là giải pháp thân thiện môi trường do không sử dụng xi măng và các thành phần hóa học.
- Không yêu cầu thiết bị đặc biệt, có thể xây dựng chỉ bằng nhân lực.
- Túi vải địa kỹ thuật có trọng lượng hầu như tương đương với trọng lượng đất nền.
- Có thể sử dụng vật liệu đắp là chất thải vật liệu xây dựng như bê tông, nhựa đường, ngói vỡ cũng như các hạt sau khi xử lý rác thải. Như vậy, túi vải địa kỹ thuật cũng có thể góp phần vào việc tái chế vật liệu phế thải.
- Các túi vải địa kỹ thuật có sức chịu nén rất cao.
- Có tác dụng làm giảm tiếng ồn và rung động trong quá trình thi công, nhất là so với phương pháp đóng cọc thường sử dụng trong gia cố nền đất yếu.
- Có thể sử dụng ngay cả đối với nền đất yếu ngập nước. (Hajime Matsuoka and Sihong Liu, 2006)

Tận dụng những ưu điểm trên, đề xuất nghiên cứu việc ứng dụng túi địa kỹ

thuật vào xây dựng, nâng cấp đê ở ĐBSCL. Giải pháp bảo vệ mềm này đem lại lợi ích cả về kinh tế và môi trường hơn các giải pháp sử dụng vật liệu cứng truyền thống dùng bê tông, đá. Giải pháp sẽ đem lại hiệu quả nhờ các đặc tính nổi bật sau:

- Ngăn được tác động đứt tách hạt vật liệu cuốn theo dòng chảy nên lớp vật liệu trên cùng có tác dụng là màn chống xói mòn.
- Kết cấu là vật liệu mềm, nếu nền bị biến dạng thì bao biến dạng theo nên các hạt đất mịn ở đáy, hai bên bờ sông không thể chảy theo dòng nước, do đó tác dụng xâm thực của dòng nước bị khống chế.
- Kết cấu lắp ghép theo từng đơn nguyên nên yêu cầu xây dựng tương đối đơn giản, sử dụng các thiết bị thi công đất, vật liệu và lao động phổ thông sẵn có tại địa phương; Có thể thi công trong điều kiện ngập nước, không cần xử lý nền móng. Điều này đặc biệt phù hợp với điều kiện tự nhiên của vùng và điều kiện kinh tế của nước ta hiện nay.
- Kết cấu linh hoạt và dễ dàng điều chỉnh cũng như loại bỏ khi cần nâng cấp hay thay đổi. Ngoài ra, có thể trồng cỏ ngay trên bao cát vừa bảo vệ bao đồng thời tạo thảm cỏ xanh tự nhiên hòa hợp với cảnh quan sông nước xung quanh [1].

Từ những ưu điểm và tính khả thi trong thực tiễn xây dựng, yêu cầu đặt ra của thiết kế túi địa kỹ thuật là phải đảm bảo độ chắc chắn, chống chịu được các tác động của tự nhiên, dễ dàng sản xuất và thuận tiện trong quá trình xây dựng bởi các thiết bị thi công đơn giản và lao động thủ công. Việc thiết kế túi địa kỹ thuật trong chương này bao gồm chọn vật liệu

đắp, vật liệu may túi, cách thức may túi và hình dạng, kích thước túi thích hợp.

5.1.1. Chọn lựa vật liệu đắp

Một trong những lợi ích của việc sử dụng túi vải địa kỹ thuật trong xây dựng và nâng cấp đê cho phép sử dụng vật liệu đắp tại chỗ địa phương giá rẻ. Do đó, hầu hết các loại đất, cát, vật liệu thải có thể được sử dụng làm vật liệu đắp. Tuy nhiên, đề xuất sử dụng cát làm vật liệu chứa trong túi vì những lý do sau:

- Cát là tài nguyên có sẵn ở nhiều nơi trong khu vực ĐBSCL
- Cát có tính thoát nước nhanh giúp thoát nước trong khối đắp phía sau
- Cát có cường độ chịu lực lớn so với các vật liệu như đất đắp
- Cát có thể trồng được một số loại thực vật, tạo thảm xanh thân thiện môi trường cho công trình.

5.1.2. Chọn lựa vật liệu may túi

a. Sơ lược về vật liệu địa kỹ thuật

Vật liệu địa kỹ thuật được sản xuất từ những loại chủ yếu của vật liệu polimer:

- Polyester (PET)
- Polypropylene (PP)
- Polyethylene (PE)
- Polyamide (PA)

Không có sản phẩm địa kỹ thuật tổng hợp nào được làm bằng polymer 100% nhựa. Các nhựa trên được trộn lẫn hoặc pha chế với chất chống oxy hóa, sàng lọc, chất độn và nguyên liệu khác cho nhiều mục đích. Tổng số lượng của mỗi chất phụ gia trong một công thức được đưa ra rất khác nhau từ tối thiểu là 1% cho tới 50%. Các phụ gia có chức năng như hấp thụ tia UV, chất chống oxy hóa, chất ổn định nhiệt,...[5].

Bảng 1: So sánh tính chất vật liệu địa kỹ thuật

Đặc tính	Nhóm polymer			
	Polyester (PET)	Polyamide (PA)	Polypropylene (PP)	Polyethylen (PE)
Cường độ	3	2	1	1
Modul đàn hồi	3	2	1	1
Biến dạng phá hoại	2	2	3	3
Độ rão	1	2	3	3
Trọng lượng đơn vị	3	2	1	1
Giá thành	3	2	1	1
Tính kháng UV	3	2	3	3
Kháng kiềm	1	3	3	3
Chống nấm, mối mọt, côn trùng	2	2	2	3
Chống cháy	2	2	1	1
Kháng chất tẩy rửa	3	3	3	3

Ghi chú: 1: thấp; 3: cao,

Bảng 2: Một số thông số vật liệu polymer

Vật liệu cơ bản	Khối lượng đơn vị (kg/m ³)	Cường độ chịu kéo ở 20 ⁰ C (N/mm ²)	Modul đàn hồi (N/mm ²)	Biến dạng tới hạn (%)
PET	1.380	800 – 1.200	12.000 - 18.000	8 - 15
PP	900	400 - 600	2.000 – 5.000	10 - 40
LDPE	920	80 - 250	200 – 1.200	20 - 80
HDPE	950	350 - 600	600 – 6.000	10 - 45
PA	1.140	700 - 900	3.000 – 4.000	15 - 30
PVC	1.250	20 - 50	10 -100	50 -150

b. Đặc tính, chức năng và ứng dụng của vải địa kỹ thuật

Khi thiết kế công trình, dựa trên mục tiêu, nhiệm vụ của công trình để phân tích các yêu cầu cần thiết; sau đó chọn lựa vật liệu và cấu kiện thích hợp đáp ứng các yêu cầu đặt ra. Tương tự, khi ứng dụng vải địa kỹ thuật cho công trình nhất định, có thể chọn được loại vải địa kỹ thuật bằng

cách xác định các chức năng chính cần có để đáp ứng yêu cầu của công trình.

Trong các công trình xây dựng, vải địa kỹ thuật thường có 5 chức năng chính tách biệt hoặc kết hợp sau đây: lọc, phân cách, thoát nước, gia cường và bảo vệ.

Bước đầu tiên để đánh giá thiết kế và công dụng của vải địa kỹ thuật là xác

định chức năng chủ yếu cần ứng dụng. ứng dụng thường gặp được biểu diễn ở
 Các chức năng chủ yếu của một số loại bảng sau:

Bảng 3: Quan hệ giữa chức năng, đặc tính và ứng dụng

Chức năng	Đặc tính yêu cầu	Ứng dụng	Vật liệu
Gia cường	Bền, cứng, giữ đất, thấm nước	Gia cố mái dốc	PET - dệt
		Đắp trên nền đất yếu	
Lọc, thoát nước và phân cách	Đàn hồi, giữ đất, thấm nước	Bảo vệ bờ và nền	PET, PP, PE, PA dệt hay không dệt
		Bảo vệ mái dốc chống xói lở	
		Làm lớp giữ đất phía sau công trình	
		Phân cách các lớp đất hoặc thoát nước	
Bảo vệ/màn chắn	Đàn hồi, giữ đất, kín nước	Làm lớp lót/chống thấm cho hồ chứa	HDPE, LDPE, PVC-PECB, CPE
		Bảo vệ hố đào và hố móng sâu	
		Giữ chất thải	

Bước tiếp theo là xác định các hệ số ảnh hưởng hay tác động tới hiệu quả của vải địa kỹ thuật và xác định các tính chất cần thiết để chống lại ảnh hưởng này.

Các tính chất như cường độ và độ dẫn dài bắt nguồn từ vật liệu cơ bản (polymers) và từ hình dạng sản phẩm (tính thấm và giữ đất). Ví dụ, đối với vật liệu địa kỹ thuật, độ bền và độ cứng là hai đặc tính khác biệt của gia cố đất, do đó, nó đòi hỏi một vật liệu bền, tương đối cứng và phải thấm nước. Hơn nữa sự thay đổi nhiệt độ, phong hóa, trượt và phá hoại có tác động lớn đến ứng suất cho phép. Vì vậy vải dệt bằng polyester là sự lựa chọn hợp lý. Do đó, chỉ có vải dệt PE và lưới PE với modul đàn hồi cao mới thích hợp như vật liệu gia cường.

c. Chọn vải địa kỹ thuật để may túi

Chọn vải địa kỹ thuật là một trong những yếu tố quan trọng ảnh hưởng trực tiếp đến chất lượng túi vải địa kỹ thuật và chi phí xây dựng. Vì vậy, cần chọn đúng loại vải địa kỹ thuật phù hợp với chức năng ứng dụng và điều kiện khu vực xây dựng.

Như giới thiệu ở trên vải địa kỹ thuật được chia thành ba loại chính: vải địa kỹ thuật dệt, vải địa kỹ thuật không dệt và vải địa kỹ thuật dệt kim. Vải địa kỹ thuật dệt và dệt kim được đặc trưng bởi độ bền kéo cao, do đó chủ yếu được sử dụng như lớp cốt gia cố và lớp ngăn cách. Hơn nữa, do độ dày nhỏ chúng có tính giãn dài kém và độ bền chống xuyên thủng nhỏ. Ngược lại, đặc tính của vải địa kỹ thuật không dệt là tính giãn dài cao. Vải không dệt có cường độ biến dạng chống thủng lớn, sức chịu ma sát cao nhờ độ dày lớn và được sử dụng chủ yếu như là lớp lọc (PIANC, 2011). Ngoài ra, vải địa kỹ thuật không dệt có góc ma sát lớn hơn vải địa kỹ thuật dệt. Các đặc tính của vải địa kỹ thuật không dệt thích hợp để sử dụng chế tạo túi ĐKT.

Chọn loại vải phải dựa vào điều kiện làm việc của các túi ĐKT. Các túi vải địa kỹ thuật chịu sự mài mòn liên tục do cát, sỏi, đá trong dòng chảy và sóng, vì vậy vải địa kỹ thuật phải có sức chịu ma sát cao. Ngoài ra, các túi vải địa kỹ thuật còn

chịu tác động thay đổi giữa ướt và khô theo chu kỳ do sự thủy triều. Độ thấm của vải địa kỹ thuật quyết định khoảng thời gian bão hòa của vật liệu đắp sau khi bị ngập nước. Sự ổn định của công trình phụ thuộc tính thoát nước của vải, càng thoát nước nhanh công trình càng ổn định. Hơn nữa, góc ma sát rất quan trọng khi đánh giá sự ổn định công trình. Ngoài ra, tuổi thọ của túi vải địa kỹ thuật phụ thuộc vào thời gian tiếp xúc với tia cực tím (UV) từ bức xạ mặt trời, nhiệt, oxy và các yếu tố khí hậu khác [6].

Ở khu vực Đồng bằng sông Cửu Long, dòng chảy chủ yếu mang phù sa và sinh vật phù du nên khả năng mài mòn và chọc thủng bao không cao. Do vậy có thể chọn lựa vải có chiều dày vừa phải để giảm giá thành.

Ngoài ra, sức chịu kéo của vải địa kỹ thuật phải được đảm bảo trong quá trình xây dựng. Độ bền và sức chịu kéo của vải may túi sẽ được thí nghiệm kiểm tra ở phần sau.

Từ các điều kiện trên, các loại vải không dệt có ổn định hoạt hóa UV phù hợp để làm bao cát. Do chúng mềm dẻo dãn may bao cũng như chiều dày lớn hơn, ma sát cao hơn và thường ứng dụng làm tầng lọc ngược so với các loại vải dệt. Bên cạnh đó, bằng cách kết hợp với việc trồng cỏ trên bao cát sẽ hình thành lớp bọc bảo vệ bao cát từ các tác động dòng chảy và ánh nắng mặt trời. Vì vậy, sơ bộ có thể chọn vải không dệt TS30 hoặc tương đương có ổn định hoạt hóa UV để làm vật liệu may túi.

Bảng 4: Tiêu chuẩn kỹ thuật vải địa kỹ thuật TS30

	Chỉ tiêu – Properties	Phương pháp	Đơn vị	Giá trị
1	Cường độ chịu kéo <i>Tensile Strength</i>	ISO 01319	kN / m	11,5
2	Dãn dài khi đứt <i>Elongation at break</i>	ISO 10319	%	75/35
3	Năng lượng chịu kéo	Tính	kN / m	3,2
4	Sức kháng thủng CBR <i>CBR Puncture Resitance</i>	ISO 12236	N	1750
5	Rơi côn – Cone Drop	ISO 13433	Mm	27
6	Kích thước lỗ O90 <i>Opening size O90</i>	ISO 12956	mm	0,1
7	Hệ số thấm tại 50mm <i>Permeability at 50mm</i>	ISO 11058	l/m ² /s	100
8	Hệ số thấm tại 100mm <i>Permeability at 100mm</i>	ISO 11058	l/m ² /s	187
9	Hệ số thấm đứng <i>Permeability</i>	ISO 11058	m/s	3,10-3

10	Lưu lượng thấm ngang 20kPa	ISO 12958	l/m.h	7
11	Lưu lượng thấm ngang 200kPa	ISO 12958	l/m.h	2,2
12	Trọng lượng <i>Mass per Unit area</i>	ISO 9864	g/m ²	155
13	Độ dày P=2kPa <i>Thickness under 2kPa</i>	ISO 9863	mm	1,5
14	Kéo giãn <i>Grab tensile strength</i>	ASTM D 4632	N	690/600
15	Độ giãn đứt kéo giãn <i>Grab elongation</i>	ASTM D 4595	%	75/40
16	Kích thước lỗ O95 <i>Opening size O95</i>	ASTM D 4751	mm	0,25
17	Hệ số thấm <i>Permeability</i>	ASMT D 4491	s-1	2,7
19	Chiều dài x Rộng		m x m	225 x 4
21	Trọng lượng cuộn		kg	150
22	Tính chất vật lý + Polymer	Vải không dệt xuyên kim sợi dài liên tục 100% polypropylene chính phẩm được ổn định hóa UV		
24	Sức kháng UV - Lực kéo + chọc thủng	Giữ được hơn 70% cường độ ban đầu sau 03 tháng phơi ngoài trời		
26	Sức kháng hóa học	Không bị ảnh hưởng bởi pH = 2 - 13		

5.1.3. Cách thức may túi

Độ bền của túi địa kỹ thuật sau khi thi công không chỉ phụ thuộc vào cường độ kéo của vải mà còn phụ thuộc phần lớn vào cường độ của mối nối. Các mối nối thường là nơi tập trung ứng suất kéo và có cường độ kéo nhỏ hơn vải. Vì vậy, độ bền tổng thể của túi sẽ bị giới hạn bởi độ bền của các mối nối.

Có nhiều kỹ thuật nối túi vải địa kỹ thuật như may, móc cài, cột, nối bằng nhiệt, keo dán. May túi là cách nối chắc

chắn nhất, đơn giản và nhất là có thể thực hiện ngay tại công trường.

a. Kiểu may

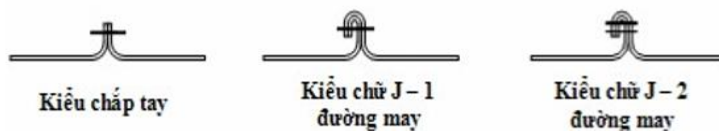
Để tính toán đúng cường độ của túi, cần phải xét đến cường độ chịu kéo của các đường may, kiểu may và tỷ lệ giữa cường độ mối nối so với cường độ của vải. Cường độ các mối nối phụ thuộc vào kiểu may và có thể thay đổi từ 30÷70% cường độ của vải địa kỹ thuật. Một số kiểu may thông dụng để khâu nối vải địa kỹ thuật được đưa ra trong bảng dưới [6]:

Bảng 5: Một số kiểu may nối thông dụng

Tên	Kiểu may	Cường độ mối nối
Kiểu chấp tay		30 - 50% cường độ sợi
Kiểu con bướm		40 - 70% cường độ sợi
Kiểu chữ J		30 - 60% cường độ sợi
Kiểu chữ J đôi		50 - 70% cường độ sợi

Tùy thuộc vào kích thước túi, phương pháp xếp đặt túi và nguy cơ tác động tới túi mà dùng đường may đơn, may đôi hay may ba cho các mối nối. Đối với các túi chứa từ 1m^3 vật liệu trở lên yêu cầu phải sử dụng đường may đôi. Các kiểu may cuộn (kiểu con bướm hay chữ J)

có độ giữ đất tốt hơn, nhất là đối với đất hạt mịn. Kiểu chấp tay thường được dùng nhất tuy nhiên có độ giữ đất kém hơn. Tuy nhiên, để thuận tiện cho việc may túi với thiết bị hiện nay và dễ áp dụng tại công trường, 3 loại kiểu may sau được chọn và làm thí nghiệm kéo.



Hình 3: Các loại kiểu may chọn làm thí nghiệm

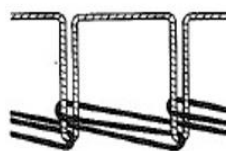
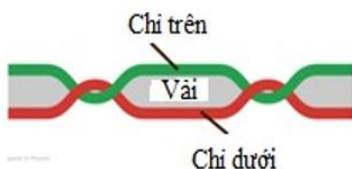
b. Mũi may và chỉ khâu

Để đảm bảo mối nối không bị rách trong quá trình thi công, cường độ mối nối phải đạt xấp xỉ cường độ sợi vải mà phụ thuộc vào loại mũi may và loại chỉ khâu. Lưu ý ngay tại mối nối cần để dư một ít mép vải.

Chỉ may có vài loại như chỉ nylon, chỉ polymer cường độ cao,... được chọn tùy theo loại vải sử dụng. Chỉ khâu phải có độ bền cao, khả năng chống mài mòn và chống tia UV ổn định và đáp ứng các yêu cầu kỹ thuật. Chỉ khâu cũng phải mềm dẻo và cho các bong bóng khí thoát ra.

Hai loại mũi may túi vải ĐKT được sử dụng phổ biến hiện nay, bao gồm mũi

khâu chằng và mũi may móc xích kép như minh họa ở dưới đây [6].



Hình 4: Mũi may chằng (trái), mũi may móc xích (phải)

5.1.4. Chọn lựa hình dạng, kích thước túi

a. Chọn hình dạng và kích thước túi/bao địa kỹ thuật

Các túi/bao địa kỹ thuật có thể được chế tạo theo các kích cỡ và hình dạng khác nhau nhằm phù hợp với yêu cầu thiết kế và xây dựng. Kích thước bao có thể được xác định dựa vào các điều kiện thủy lực và điều kiện làm việc, vận chuyển. Các túi địa kỹ thuật có thể tích lên tới $2,5\text{m}^3$ đã được ứng dụng thành công trong các công trình bảo vệ bờ biển. Các bao địa kỹ thuật nhỏ khoảng 100 kg sẽ dễ dàng cho việc sản xuất cũng như vận chuyển, lắp đặt bằng thủ công. Do đó, chọn túi địa kỹ thuật loại nhỏ để nghiên cứu ứng dụng (từ đây gọi là bao cát).

Một điểm cần quan tâm khác là hình dạng của bao sẽ ảnh hưởng tới ổn định của mái bờ do nó tác động tới diện tích mặt tiếp xúc giữa các đơn nguyên bao cát gần kề với nhau. Các bao cát phải có hình

dạng đảm bảo cân bằng ổn định khi xếp chồng chúng lên nhau.

Để chọn kích thước tối ưu, 02 loại bao được may thử nghiệm. Bao loại A được may theo hình khối ($100 \times 40 \times 20$)cm, và bao loại B may 2 mép bao có kích thước (100×60)cm. Sau khi đổ đầy cát, 2 bao được buộc đầu bằng dây cáp rút. Cả 2 bao có trọng lượng khoảng $85 \div 90$ kg. Tuy nhiên, bao loại A có dạng hình hộp, do đó sẽ dễ sắp xếp và sẽ ổn định hơn so với bao loại B. Vì vậy, đề nghị chọn bao loại A để làm túi địa kỹ thuật.

Sau khi đổ cát và đóng bao bằng cát khô, bao sẽ có dạng hình khối có kích thước hoàn thiện ($60 \times 40 \times 20$)cm. Một mái dốc nhỏ 1:1 với 3 tầng bao được xây dựng thử từ bao cát được chọn đã chứng tỏ rằng cấu trúc đạt được độ ổn định cần thiết (Hình 6: Bao cát sau khi được đổ đầy (trái) và mái dốc bằng bao thí điểm (phải)).



Hình 5: Bao cát sau khi được đổ đầy (trái) và mái dốc bằng bao thí điểm (phải)

b. Bao cát địa kỹ thuật

Các bao cát ĐKT được xem là vật liệu mềm, một giải pháp thay thế cho các vật liệu cứng truyền thống (đá, hộc, bê tông...) để bảo vệ bờ. Các bao được xếp chồng lệch nhau theo mái dốc để tạo thành lớp gia cố mái. Vì vậy, sự hư hỏng của mỗi túi cát hay một nhóm túi ảnh hưởng tới ổn định cho toàn bộ cấu trúc.

Trong quá trình xây dựng, các bao cát có thể được thả xuống hay đổ đồng từ trên cao mà dẫn tới hư hỏng bao. Các hình thức phá hoại bao có khả năng xảy ra bao gồm: thùng bao, hỏng đường may bao, đứt dây buộc hay biến dạng làm mất hình dạng thiết kế ban đầu bao.

Kết quả thí nghiệm thả rơi bao trên nền cứng và nền mềm được tổng kết trong nhận xét như sau:

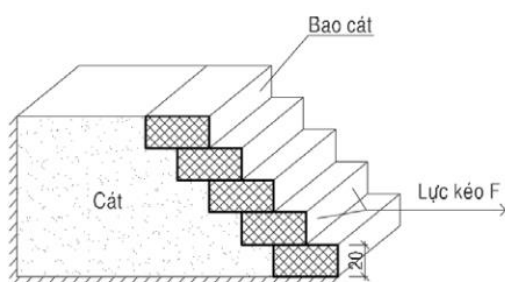
Thử nghiệm thả rơi bao sẽ bị hư hỏng

khi chúng rơi trên nền cứng. Đối với nền mềm, cát bao cát có thể được sử dụng lại sau khi được sửa chữa và thay dây buộc mới khi chúng rơi từ độ cao 2m. Tuy nhiên, để đảm bảo an toàn cũng như ổn định cho toàn bộ công trình, kiến nghị chiều cao thả rơi bao trên nền mềm là 1m.

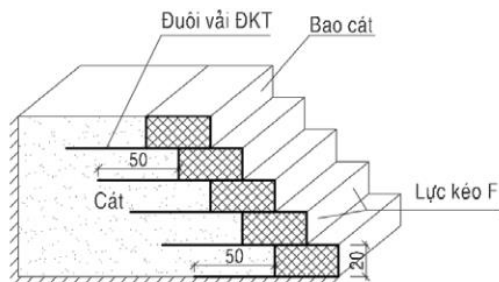
Ngoài ra, thí nghiệm chỉ ra rằng thùng bao, đứt dây buộc, và biến dạng lớn là những hình thức phá hoại chính của bao cát trong thử nghiệm thả rơi. Điều này chứng tỏ rằng chỉ may và các mối nối chọn may bao đảm bảo yêu cầu thiết kế.

c. Giải pháp bao cát địa kỹ thuật có đuôi neo

Một trong những cơ chế phá hoại phổ biến của lớp mái bằng bao cát là khả năng trượt của bao dưới tác động của sóng. Để tăng khả năng chống trượt, có thể tăng kích thước bao tuy nhiên như vậy dễ dẫn đến khó khăn trong sản xuất và thi công.



Trường hợp 1 : Bao cát không có đuôi



Trường hợp 2 : Bao cát có đuôi

Hình 6: Bao cát ĐKT không có đuôi và có đuôi neo

Một giải pháp khác là sử dụng bao cát đkt có đuôi đóng vai trò như cột neo làm tăng khả năng chống trượt của bao. Giải pháp này xuất phát từ ý tưởng kết hợp bao cát đkt và tác dụng làm lớp cốt gia cường của vải đkt để tăng lực kháng trượt của bao. Kết quả thí nghiệm kéo thấy rằng lực chống kéo trượt của bao cát có đuôi tăng trên 150%÷200% so với bao

cát không đuôi. Kết luận đuôi bao đã cải thiện đáng kể sức kháng trượt của bao cát. Như vậy bao cát có đuôi có thể ứng dụng để bảo vệ mái các kết cấu chứa vật liệu đắp phía trong như mái đê, bờ bao, kè, tường chắn.

Kết luận: Từ các phân tích và đánh giá trên, nhóm nghiên cứu lựa chọn túi địa

kỹ thuật chứa cát may bằng vải địa kỹ thuật không dệt TS30, 100% sợi polypropylene đục lỗ kim, kháng UV có độ bền kéo 11,5 KN/m; kích thước bao sau khi đổ cát xấp xỉ (60x40x20)cm với trọng lượng khoảng 90 kg; đuôi bao bằng vải địa kỹ thuật dệt PP50 để tính toán và đánh giá ổn định kết cấu ở phần tiếp theo khi đi vào sử dụng.

5.2. Kết quả tính toán ổn định

5.2.1. Trường hợp tính toán

Việc tính toán ổn định được thực hiện cho mái đất và mái sử dụng bao cát đkt địa kỹ thuật, với mỗi kiểu mái tính cho 5 trường hợp hệ số mái thay đổi từ 1,0 tới 3,0. Tổng cộng có 10 trường hợp tính toán nêu dưới đây:

Bảng 6: Các trường hợp tính toán ổn định địa kỹ thuật

Hệ số mái dốc	Trường hợp tính toán	
	Mái đất	Mái sử dụng bao cát đkt
m = 1,0	1A	1B
m = 1,5	2A	2B
m = 2,0	3A	3B
m = 2,5	4A	4B
m = 3,0	5A	5B

5.2.2. Tính toán đại diện cho trường hợp A – đắp đất tự nhiên

a. Thông số tính toán:

- Cao trình đắp +3,0 m

- Cao trình mặt đất tự nhiên +0,0 m

- Mức nước trong thân đê do mưa +2,0 m

- Tải trọng phân bố (thiết bị thi công) 10 KN/m²

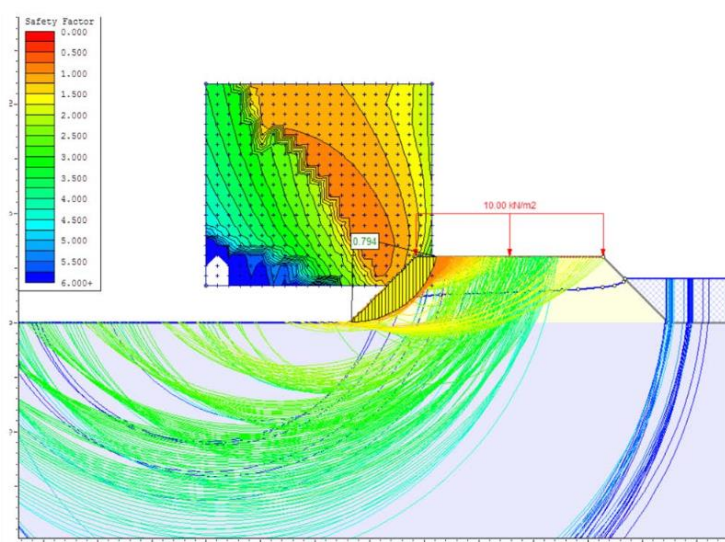
Bảng 7: Thông số đất đắp, đất nền

Thông số	Thông số đất đắp	Thông số đất nền
Dung trọng tự nhiên, γ_{tn} , kN/m ³	16,2	18,5
Dung trọng bão hoà, γ_{bh} , kN/m ³	17	18,86
Lực dính C, KN/m ²	6	14,91
Góc ma sát trong (φ)	4 ⁰ 30'	14 ⁰ 50'



Hình 7: Sơ đồ tính toán trường hợp A – đắp đất tự nhiên

b. Kết quả tính toán



Hình 8: Kết quả tính toán trường hợp A – đắp đất tự nhiên

5.2.3. Tính toán đại diện cho trường hợp B – sử dụng bao cát ĐKT bảo vệ mái

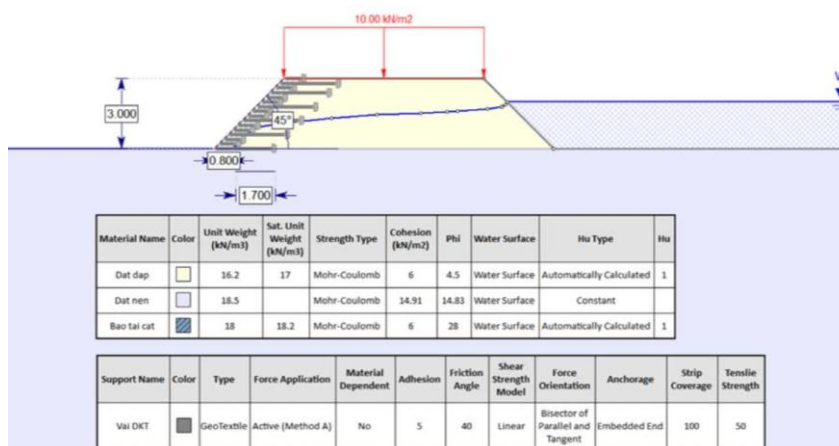
a. Thông số tính toán:

- Cao trình đắp +3,0 m
- Cao trình mặt đất tự nhiên +0,0 m

- Mức nước trong thân đê do mưa +2,0 m
- Tải trọng phân bố (thiết bị thi công) 10 KN/m²
- Bề mặt gia cố 2 lớp bao cát địa kỹ thuật kích thước 60x40x20cm
- Chiều dài neo 2,5m; 60cm/đuôi neo

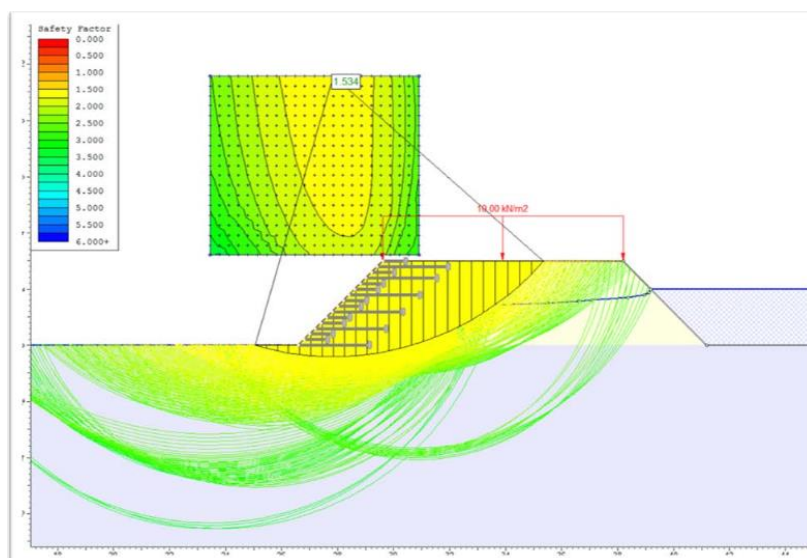
Bảng 8: Thông số địa kỹ thuật

Thông số	Thông số đất đắp	Thông số đất nền	Thông số cát trong bao	Thông số vải địa kỹ thuật làm cốt neo
Dung trọng tự nhiên, γ_{tn} , kN/m ³	16,2	18,5	18	
Dung trọng bão hòa, γ_{bh} , kN/m ³	17	18,73	18,2	
Lực dính C, Kn/m ²	6	14,91	6	50 kN/m (Cường độ chịu kéo) 5 kN/m ² (Sức bám dính)
Góc ma sát trong (φ)	4 ⁰ 30'	14 ⁰ 50'	28	40 ⁰



Hình 9: Sơ đồ tính toán trường hợp B – sử dụng bao cát ĐKT bảo vệ mái dề

b. Kết quả tính toán:



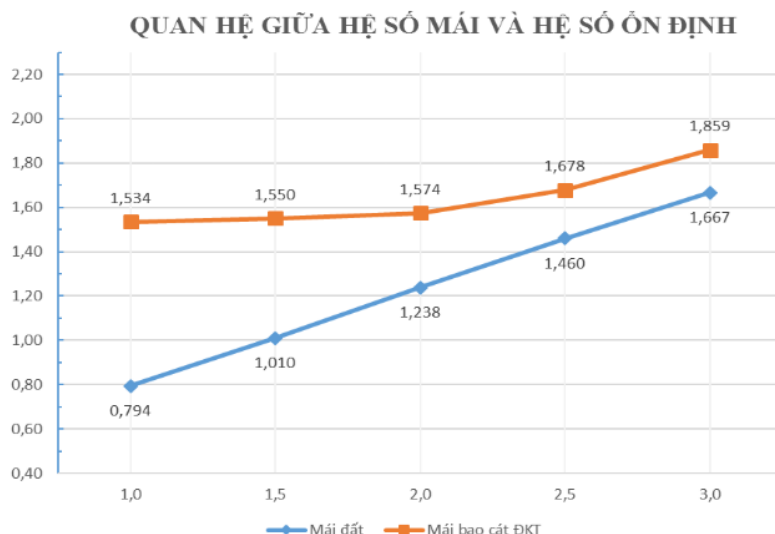
Hình 10: Kết quả tính toán trường hợp B – sử dụng bao cát ĐKT bảo vệ mái dề

c. Tổng hợp kết quả tính toán

Kết quả tính toán ổn định cho các hệ số mái cho kết quả trong bảng dưới:

Bảng 9: Tổng hợp kết quả tính toán hệ số ổn định

STT	Hệ số mái dốc	Hệ số ổn định FS		Chênh lệch hệ số ổn định
		Mái đất	Mái bao cát ĐKT	
1	1,0	0,794	1,534	0,740
2	1,5	1,010	1,550	0,540
3	2,5	1,238	1,574	0,336
4	2,5	1,460	1,678	0,218
5	3,0	1,667	1,859	0,192



Hình 11: Biểu đồ phân tích quan hệ giữa hệ số ổn định trong 2 trường hợp A - B

6. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Việc sử dụng bao cát ĐKT trong xây dựng nâng cấp đê có hiệu quả thiết thực thể hiện rõ qua hệ số ổn định công trình. Ngoài tác dụng giảm khối lượng đắp, giảm kích thước mặt cắt, tăng chiều cao khối đắp còn tăng độ ổn định so với phương án đắp đất truyền thống.

Ứng dụng bao cát ĐKT bảo vệ mái có hiệu quả lớn nhất đối với các mái dốc đứng có hệ số mái nhỏ. Khi khối đất đắp càng thoải, chênh lệch hệ số ổn định giữa mái bằng bao cát ĐKT và mái đất càng nhỏ, nghĩa là hiệu quả của bao cát ĐKT càng giảm đi.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Đề tài cấp Bộ: “Nghiên cứu giải pháp xây dựng mới và nâng cấp các công trình kiểm soát mặn ở ĐBSCL nhằm thích ứng với BĐKH” - Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam; 2009-2011; Chủ nhiệm: TS. Nguyễn Phú Quỳnh.
2. Viện Quy hoạch Thủy lợi miền Nam, 2015. Rà soát quy hoạch hệ thống đê biển từ Quảng Ngãi đến Kiên Giang, Tp. Hồ Chí Minh.
3. Nghiên cứu ứng dụng túi địa kỹ thuật trong xây dựng, nâng cấp đê ở ĐBSCL.
4. Hoàng Việt Hùng, Trịnh Minh Thụ, Ngô Trí Viêng và Nguyễn Hoà Hải, 2009. Một số vấn đề tính toán thiết kế thi công và ứng dụng túi vải địa kỹ thuật. Tạp chí Khoa học kỹ thuật Thủy lợi và Môi trường, số 27-2009.
5. TCVN 9138:2012 "Vải địa kỹ thuật – Phương pháp xác định cường độ chịu kéo của mỗi nối".
6. Trần Hoàng Bá, Trần Minh Tuấn và Trịnh Công Ván, 2015. Nghiên cứu thử nghiệm giải pháp kết cấu thảm cát bảo vệ bờ sông trên địa bàn tỉnh Tiền Giang, Tp. Hồ Chí Minh.

GIỚI THIỆU MỘT SỐ GIẢI PHÁP CÔNG NGHỆ SỬ DỤNG VẬT LIỆU THÂN THIỆN VỚI MÔI TRƯỜNG HẠN CHẾ XÓI LỞ BỜ, BÃI ĐỂ BẢO VỆ, PHỤC HỒI RỪNG NGẬP MẶN VÙNG VEN BIỂN ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG

Đỗ Đắc Hải, Ung Ngọc Nam, Nguyễn Đăng Huy
Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam

TÓM TẮT: Bài báo này giới thiệu đề xuất một số giải pháp công nghệ thân thiện với môi trường hạn chế xói lở bờ, bãi để bảo vệ, phục hồi rừng ngập mặn vùng ven biển Đồng bằng sông Cửu Long dựa trên các đặc điểm tự nhiên, các giải pháp công nghệ bảo vệ bờ, công nghệ về vật liệu chống sạt lở, xói bãi hiện nay tại Việt Nam và trên thế giới.

Từ khóa: Công nghệ, thân thiện với môi trường, xói lở, bảo vệ bãi, rừng ngập mặn, ven biển ĐBSCL.

ABSTRACT: This paper has introduced and proposed a number of environmentally friendly technological solutions to limit shoreline and beach erosion to protect and restore mangrove forests in the coastal area of the Mekong Delta based on natural characteristics, technological solutions for shore protection, technology of materials to prevent the erosion currently in Vietnam and around the world.

Keywords: Technology, environmental friendly, erosion, shoreline protection, mangroves, coastal Mekong Delta.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trước diễn biến xói lở bờ biển, bãi bồi làm suy giảm, mất rừng ngập mặn (RNM) vùng ven biển Đồng bằng sông Cửu Long (ĐBSCL) ngày càng phức tạp, diễn ra nhanh trong thời gian gần đây. Thời gian vừa qua và hiện nay, khu vực Đồng bằng sông Cửu Long đã được Đảng, Nhà nước quan tâm, chủ động triển khai các chương trình hợp tác với các nước trên thế giới cùng các cơ quan ban ngành trong nước có liên quan tham gia nghiên cứu, ứng phó tình trạng sạt lở bờ sông, bờ biển, mất rừng ngập mặn để hạn chế thiệt hại về tài sản, hạ tầng kỹ thuật, chống mất đất, mất rừng. Việc xây dựng các hệ thống công trình bảo vệ bờ biển, bảo vệ RNM các hạng mục trên công trình là tổ hợp cơ sở hạ tầng bảo vệ an toàn cho giải đất ven biển gồm RNM, đê biển, khu dân cư và các hoạt động kinh tế xã hội vùng ven biển phía sau công trình.

Với thực tế của công tác chống xói lở, gây bồi tạo bãi bảo vệ rừng ngập mặn, bảo vệ bãi bồi ven biển theo truyền thống trước đây hầu hết các giải pháp chống xói lở bảo vệ bờ biển được xác lập chủ yếu phải đảm bảo kỹ thuật và thông qua chỉ tiêu kinh tế được quy đổi bằng tiền. Tuy nhiên, với sự phát triển của xã hội, chính trị và xu hướng hội nhập quốc tế, theo quan điểm hiện nay, ngoài yếu tố về kỹ thuật và kinh tế thì các yếu tố liên quan đến xã hội, môi trường cần phải được xem xét khi đưa ra quyết định lựa chọn phương án, nhằm đảm bảo tính phát triển bền vững, đa mục tiêu và đầu tư không hối tiếc và giải pháp công nghệ thân thiện với môi trường hiện nay đang được quan tâm và chắc chắn sẽ phát triển trong tương lai.

Để có thêm thông tin nhằm hỗ trợ lựa chọn giải pháp công trình bảo vệ RNM cho các nhà quản lý, tư vấn và cán bộ khoa học, trong khuôn khổ bài viết

này, nhóm tác giả tập trung đề cập một số giải pháp công nghệ thân thiện với môi trường chống xói lở bãi để bảo vệ, phục hồi rừng ngập mặn vùng ven biển ĐBSCL dựa trên các đặc thù điển hình như: độ cao sóng biển không quá lớn, bãi biển rộng và nông, khu vực ít xảy ra các cơn bão mạnh, nền móng địa chất mềm yếu và đối tượng bảo vệ là rừng ngập mặn có yêu cầu thời gian bảo vệ có thể không quá dài để RNM có thể phục hồi và phát triển.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Phạm vi và đối tượng nghiên cứu

Phạm vi nghiên cứu là vùng ven biển ĐBSCL từ Tiền Giang tới Kiên Giang.

Đối tượng nghiên cứu chính là một số giải pháp công nghệ thân thiện với môi trường chống xói lở bãi để bảo vệ, phục hồi rừng ngập mặn ven biển.

2.2. Phương pháp nghiên cứu

- Phương pháp điều tra khảo sát hiện trường: Điều tra khảo sát vùng ven biển ĐBSCL, hiện trạng RNM, các khu vực xói bồi, các công trình bảo vệ bờ, công trình giảm sóng gây bồi trên dải ven biển từ Tiền Giang đến Kiên Giang.

- Phương pháp kế thừa - tổng hợp - thống kê: Kế thừa các kết quả nghiên cứu về các giải pháp bảo vệ bờ, giảm sóng gây bồi trên thế giới và Việt Nam, các kết quả đề tài, dự án đã thực hiện liên quan đến vấn đề nghiên cứu.

- Phương pháp chuyên gia: Tham khảo ý kiến các chuyên gia thông qua các buổi hội thảo, trao đổi học thuật, hợp tác nghiên cứu kết hợp với kinh nghiệm nghiên cứu.

3. MỘT SỐ TIÊU CHÍ THÂN THIỆN VỚI MÔI TRƯỜNG

Thực hiện các giải pháp công nghệ

chống xói để bảo vệ phục hồi và phát triển RNM, ít nhiều sẽ làm thay đổi đến môi trường ở khu vực xây dựng công trình và thậm chí có thể ảnh hưởng đến những vùng rộng lớn hơn lân cận khu vực xây dựng công trình. Do đó xem xét các yếu tố tác động đến môi trường là hết sức quan trọng trong quyết định lựa chọn giải pháp thiết kế, thi công và vật liệu phù hợp với đặc điểm tự nhiên, dân sinh kinh tế khu vực ven biển.

Các tiêu chí đánh giá về tác động đến môi trường của giải pháp bảo vệ và phát triển RNM lựa chọn được đề xuất xem xét dựa các tiêu chí: không làm ảnh hưởng xấu đến môi trường tự nhiên xung quanh đồng thời ảnh hưởng tích cực nhiều hay ít tới cả môi trường và người dân sinh sống quanh khu vực nhằm tạo ra một môi trường sống và phát triển lành mạnh cho các loài động thực vật và con người cũng như góp phần bảo vệ môi trường tại mỗi địa phương khi xây dựng công trình; các vật liệu xây dựng phù hợp với môi trường khu vực khi xây dựng và đưa vào vận hành, công trình được xây dựng từ các loại vật liệu tự nhiên, vật liệu địa phương, vật liệu tại chỗ lẫn vật liệu tái chế, tận dụng các nguồn vật liệu từ các hoạt động kinh tế, xây dựng khác... và quá trình hoạt động hạn chế ô nhiễm, chất thải, hủy hoại môi trường tự nhiên.

Ngoài ra các giải pháp công nghệ còn xem xét đến các yếu tố tác động đến môi trường kinh tế, xã hội như: tập quán sinh hoạt, sinh kế của người dân, ổn định sản xuất, ổn định thu nhập, thay đổi nhận thức và xã hội hóa công nghệ để doanh nghiệp, người dân có thể tham gia...

4. CÁC GIẢI PHÁP CÔNG NGHỆ ĐỀ XUẤT

Các giải pháp công nghệ hạn chế sạt

lở bãi RNM, chống xói bãi trước RNM là các giải pháp bảo vệ bị động để chống chịu tác động của sóng biển, dòng chảy ven bờ. Trên cơ sở các đặc điểm tự nhiên, các giải pháp hiện có, các công nghệ bảo vệ bờ, chống sạt lở, xói bãi hiện nay và các công nghệ về vật liệu... trong khuôn khổ bài báo này giới thiệu đề xuất một số giải pháp thân thiện với môi trường, chi phí thấp hơn so với các dạng, giải pháp công trình cứng kiên cố để bảo vệ chống sạt lở, xói bãi trước của RNM.

4.1. Bảo vệ bãi bằng kết cấu túi địa kỹ thuật

Giải pháp dùng các sản phẩm từ ống địa kỹ thuật (Geotube) đã được dùng để làm các đê ngầm giảm sóng, gia cố bảo vệ bờ tại các vùng ven biển tuy nhiên nó gặp phải một số vấn đề như: tuổi thọ của sản phẩm không cao, do chiều dài của ống Geotube thông thường khoảng 25-50m do đó nếu bị rách do tác động của ngoại lực, hay hàu bám vào thì cát chứa bên trong sẽ bị lôi hết ra ngoài dẫn tới hư hỏng cả chiều dài túi dẫn tới hư hỏng công trình. Để khắc phục nhược điểm này hiện nay thay vì dùng các ống Geotube dài thì có thể thay thế bằng các bao, túi cát lớn thể tích $>1\text{m}^3$ và nặng >2 tấn và dùng vật liệu cát tại địa

chỗ để lấp đầy. Về nguyên lý bảo vệ bờ các túi địa kỹ thuật là lớp áo bảo vệ lớp đất phía trong dưới tác động của sóng và dòng chảy bảo vệ vùng đất phía sau nó ngăn ngừa xói mòn thêm. Các túi, bao địa kỹ thuật có được cấu tạo để ngăn vật liệu lấp đầy (cát, đất...) thoát ra ngoài. Túi, bao địa kỹ thuật có nhiều hình dạng, hình trụ tròn, hình ngũ giác được dốc ở một bên, thẳng đứng ở phía đối diện và mở ở trên cùng để làm đầy. Mỗi túi được kết nối dạng tiếp xúc với nhau theo kiểu tổ ong (nếu bố trí nhiều hàng túi) hình tròn hoặc tiếp xúc cạnh nếu là hình ngũ giác, mỗi túi được làm bằng vải địa kỹ thuật dệt có độ bền cao từng đơn nguyên túi được khép kín, kích thước có thể đủ để chống lại tác động của sóng nhưng chúng được sắp xếp, tổ hợp dựa vào nhau để tăng thêm sức mạnh. Một ưu điểm của công nghệ này là nếu một trong các túi bị tổn hại, hư hỏng, nó sẽ không ảnh hưởng đến phần còn lại của công trình, sẽ vẫn đứng vững và có thể thay thế trong quá trình duy tu, bảo dưỡng công trình. Một ưu thế nữa là các lớp bảo vệ bằng túi địa kỹ thuật mềm nên khi sóng tác dụng vào sóng phản xạ lại sẽ nhỏ do đó việc xói chân công trình được hạn chế và cần gia cố vừa phải.



Hình 1: Một số hình ảnh chống sạt lở bãi bằng túi địa kỹ thuật kích thước lớn (2T) [6]

Hiện nay, các túi, bao địa kỹ thuật là sản phẩm được sản xuất bởi các nguyên

liệu chất lượng cao như Polypropylen, carbon đen và chất chống tia cực tím

(UV)..., sản phẩm đáp ứng được tất cả các điều kiện thời tiết, tính năng sử dụng, phương pháp thi công và thiết kế. Tùy theo yêu cầu và mục đích sử dụng mà chọn lựa các loại bao, túi có tuổi thọ độ bền phù hợp với thời gian sử dụng một số loại thời gian bền tối đa lên tới 30 năm.

4.2. Gia cố bảo vệ bãi bằng rọ đá Polyester

Trong các công trình giao thông, thủy lợi, các công trình đê kè chắn sóng, chống sạt lở thường sử dụng giải pháp rọ đá để gia cố mái, chân công trình để bảo vệ chống xói mòn. Rọ đá thông thường

được đan bằng dây thép mạ kẽm hay bọc nhựa có độ bền khá cao trong môi trường nước ngọt, tuy nhiên đối với các khu vực nước nhiễm mặn, công trình biển khi sử dụng rọ đá được sản xuất từ vật liệu thép rất nhanh hư do bị ăn mòn dẫn tới tuổi thọ công trình giảm và nhiều trường hợp gây hư hỏng công trình. Để khắc phục và hạn chế những yếu điểm này việc sử dụng rọ đá Polyester là một giải pháp phù hợp. Hiện nay, rọ đá Polyester đã được sản xuất với nhiều loại kích thước khác nhau: với khối lượng thể tích như 1 tấn, 2 tấn, 3 tấn, 4 tấn, 8 tấn vật liệu đá.



Hình 2: Hình ảnh sử dụng rọ đá Polyester ngoài thực tế [9]

Khác với các rọ đá truyền thống làm bằng kẽm, dễ gãy và chịu ăn mòn nhanh chóng trong môi trường nước mặn biển hay các khu vực bị ô nhiễm mặn, rọ đá Polyester là sản phẩm rọ, túi lưới có cấu tạo hai lớp lưới sử dụng sợi Polyester tái sinh, carbon đen và chất chống tia cực tím (UV). Thông qua 2 lớp lưới Polyester, cấu trúc túi rất chắc chắn và mắt lưới dày giữ được toàn bộ vật liệu bên trong túi. Ngay cả khi túi bị hư hỏng hai lớp này, túi vẫn giữ được toàn bộ vật liệu đựng bên trong. Với tính đàn hồi, túi rọ thích hợp bảo vệ chân công trình, và có thể thay đổi kích thước phù hợp với ta luy dốc, bề mặt bãi, tính mềm dẻo và linh hoạt của túi rọ nên

khả năng lấp đầy các bề mặt bảo vệ rất tốt. Rọ đá Polyester có sức chống chịu trong môi trường sinh hóa, tia tử ngoại, dung dịch kiềm và môi trường chua, mặn. Rọ đá Polyester chống chịu được thời tiết, chống hóa chất, chịu nhiệt độ cao, không bị ăn mòn bởi nước mặn.

4.3. Thảm địa kỹ thuật

Cũng tương tự như rọ đá Polyester, thảm địa kỹ thuật là một sản phẩm thay thế thảm đá thông thường được đan bằng sợi kim loại bọc PVC hiện nay. Thảm địa kỹ thuật được cấu tạo là các ô, khoang chứa đầy đá được ngăn cách và bao phủ bên ngoài bằng lưới địa kỹ thuật cường độ

cao. Lưới địa kỹ thuật gia cường, là một tổng hợp của các vật liệu sản xuất từ chế phẩm của dầu mỏ Polyethylene hoặc polypropylen, polyester hoặc Polyviyl, các biến thể của lưới địa kỹ thuật ngày nay còn được sản xuất với cốt sợi thủy tinh, hoặc các lớp lõi bằng HDPE và lớp phủ bằng sợi cacbon với độ bền trong môi trường tự nhiên và sức căng rất lớn. Do cấu tạo từ các vật liệu composit tổng hợp nên lưới địa kỹ thuật có khả năng chịu ăn mòn cao đặc biệt trong các môi trường nước mặn và cả trong môi trường axit. Đồng thời, hiện nay nhiều loại lưới địa kỹ thuật có khả năng chống tia cực tím 100% và sẽ không bị hư hỏng, phá hoại hoặc

xuống cấp dưới ánh sáng mặt trời trực tiếp.[5]

Các tấm lưới kỹ thuật được đan thắt với nhau để tạo thành các tấm hình thảm chứa đầy đá nhỏ tương tự như làm thảm đá thông thường. Do thảm được cấu tạo bởi các ô do các tấm lưới địa kỹ thuật gia cường tạo thành nên thảm sẽ chịu được tác động của sóng, dòng chảy lớn hơn so với các loại thảm đá thông thường hiện nay không có các ô ngăn nên đá xếp trong thảm sẽ lỏng lẻo hơn và có thể bị xô đẩy do tác động của sóng lớn hay dòng chảy mạnh. Hiện nay, thảm địa kỹ thuật khá nhiều chủng loại đa dạng kích cỡ được sản xuất bởi nhiều nhà sản xuất khác nhau trên thế giới.



Hình 3: Thảm địa kỹ thuật bảo vệ bờ [5]

4.4. Lưới địa kỹ thuật

Với đặc điểm địa chất nền của khu vực ven biển ĐBSCL rất mềm yếu do đó khi xây dựng các công trình bảo vệ bờ biển, các công trình đề giảm sóng vẫn đề lún công trình rất cần được quan tâm. Hiện nay nhiều công trình bị lún sụt đặc biệt là các công trình đề giảm sóng, gây bồi bị lún dẫn đến không đủ cao trình theo yêu cầu thiết kế, hay lớp đá đổ trong thân đề giảm sóng hai hàng cọc ly tâm BTCT, đề giảm sóng Geotube bị lún chìm sau một thời gian đưa vào sử dụng. Hiện nay, để giảm lún cho công trình đặc biệt các công trình đề giảm sóng cho vùng địa chất mềm yếu

hay dùng bè cừ tràm, hay tre mặc dù đây là giải pháp thân thiện với môi trường, chi phí thấp nhưng tuổi thọ không cao do đó trên cơ sở thực tế, yêu cầu chống lún, gia cố nền trong nội dung này nhóm nghiên cứu đề xuất sử dụng lưới địa kỹ thuật gia cường trong các công trình bảo vệ bờ và đề giảm sóng gây bồi.

Lưới địa kỹ thuật là một trong những sản phẩm được sử dụng phổ biến trong xây dựng nền móng, ở Việt Nam hiện nay sử dụng rất nhiều loại, cũng như nhập khẩu từ Nhật Bản, Hàn Quốc, Trung Quốc và Đài Loan. Lưới địa được sản xuất lâu đời và nổi tiếng trên thế giới lưới địa

của hãng Tensar một hãng lưới địa có từ lâu đời tại nước Anh, Tensar được sản xuất khá sớm từ năm 1978 [5]

Lưới địa kỹ thuật gia cường, là một tổng hợp của các vật liệu sản xuất từ chế phẩm của dầu mỏ Polyethylene hoặc polypropylen, polyester hoặc Polyviyl, các biến thể của lưới địa kỹ thuật ngày nay còn được sản xuất với cốt sợi thủy tinh, hoặc các lớp lõi bằng HDPE và lớp phủ bằng sợi các bon với độ bền trong môi trường tự nhiên và sức căng rất lớn nên khả năng gia cường cho các mái dốc và lún nền rất tốt. Tùy theo công nghệ sản xuất của nhà cung cấp lưới địa mà có các sản phẩm và chế phẩm được cung cấp cho thị trường xây dựng hạ tầng cơ bản khác nhau. Về cấu tạo có các loại lưới địa 2 trục, lưới địa 3 trục và lưới địa xoắn kép. Lưới một trục: có sức kéo theo hướng dọc máy, thường để gia cố mái dốc, tường chắn v.v. Lưới hai trục: có sức kéo cả hai

hướng, thường dùng để gia cố nền đường, nền móng công trình v.v... [5]

Ưu điểm, nổi bật của lưới địa kỹ thuật là khả năng chịu lực kéo căng rất lớn, cấu tạo từ các vật liệu composit tổng hợp nên lưới địa kỹ thuật có khả năng chịu ăn mòn cao đặc biệt trong các môi trường nước mặn và cả trong môi trường axit (khai thác mỏ). Đồng thời, hiện nay nhiều loại lưới địa kỹ thuật có khả năng chống tia cực tím 100% và sẽ không bị hư hỏng, phá hoại hoặc xuống cấp dưới ánh sáng mặt trời trực tiếp. Vật liệu dùng làm lưới địa có sức chịu kéo đứt rất lớn 40.000 psi (so với sắt là 36.000 psi). Tính chất chặt với vật liệu chung quanh, tạo nên một lớp móng vững chắc, nhất là chống lại sự trượt của đất đắp dùng làm đê đập, tường chắn đất. [5].

Khi dùng lưới địa kỹ thuật trong bảo vệ bãi RNM thì cây con có thể mọc, sinh trưởng và phát triển ở phía trên lưới.



Hình 4: Ứng dụng lưới địa kỹ thuật chống xói bãi RNM [5]

4.5. Thảm sinh học

Hiện nay, trên thế giới một số nơi sử dụng các sản phẩm (thảm, cuộn, khối...) tự nhiên được chế tạo từ các vật liệu địa phương, vật liệu tự nhiên như rơm, rạ, xơ dừa trong công tác bảo vệ các mái dốc, phủ bãi để chống, giảm xói mòn trong thời

đoạn ngắn và làm giá thể cho các loại thực vật phát triển trên đó để tăng cường khả năng bảo vệ mái bờ hoặc bãi. Các thảm sinh học hiện nay phần lớn được chế tạo bằng các loại sợi tự nhiên như rơm, xơ dừa, sợi gỗ, đây có thể phân hủy dưới ánh sáng mặt trời hoặc trong môi trường nước để

tăng khả năng về độ bền và tính ổn định khi xây dựng công trình các thảm sinh học có thể kết hợp với lưới địa kỹ thuật gia cường polypropylene trong một số trường hợp cần thiết. Hai sản phẩm có tính khả thi cao có thể ứng dụng cho khu vực ĐBSCL là thảm sinh học từ rom, rạ và từ xơ dừa vì đây là hai nguồn nguyên liệu sẵn có trong khu vực.

Thảm rom rạ: Được sản xuất từ rom rạ, đây là thảm tự phân hủy sinh học trong thời gian ngắn (thường từ 6 tháng đến 2 năm). Cường độ chịu kéo không cao do đó chúng có thể sử dụng cho các khu vực mái dốc có độ dốc nhỏ. Hầu hết các, thảm rom rạ được thiết kế với chất liệu độn bên trong và được giữ cố định bằng lưới sợi bên ngoài. Thảm rom có mặt ngoài đơn hoặc kép bằng sợi đay hoặc polypropylene để tăng cường khả năng chịu lực và ổn định của thảm. [7]

Thảm xơ dừa: Thảm xơ dừa có độ bền lớn hơn thảm rom rạ tốc độ phân hủy sinh học của chúng chậm kéo dài trong vài năm (thường từ 4 đến 6 năm). Thảm xơ dừa được chế tạo từ lưới đan bằng các sợi chỉ xơ dừa, sợi xơ dừa được tạo ra bằng cách sử dụng vỏ dừa. Do kết cấu của thảm xơ dừa có khả năng chịu lực khá lớn nên có thể dùng cho các loại mái dốc và tác động của dòng chảy, sóng cao hơn so với thảm rom rạ. Với đặc tính này thảm xơ dừa có thể được sử dụng ở nhiều vị trí với các điều kiện khác nhau trong các công trình xây dựng. Thảm xơ dừa cũng được sử dụng để gia cường cho các lớp đất đắp trên nền địa chất mềm yếu (có GS Trần Như Hối – Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam đã thử nghiệm thảm xơ dừa trong đắp đê vùng ĐBSCL)... Có thể cuộn các thảm xơ dừa thành các cuộn xơ dừa là những cuộn hình trụ được kết hợp bằng

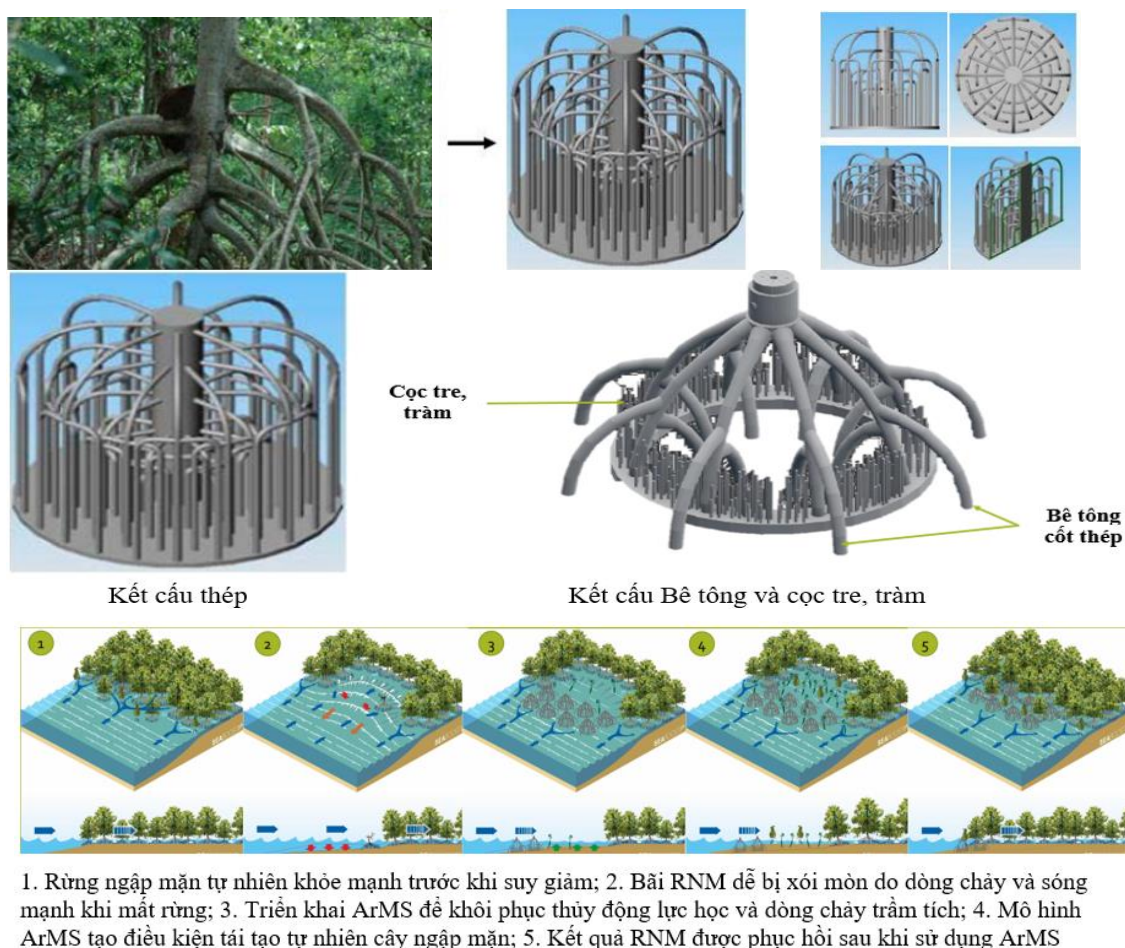
các sợi xơ dừa và được giữ lại với nhau bằng lưới. Các cuộn thường dài từ 3m đến 6m và có thể được khâu lại với nhau để cung cấp khả năng bao phủ theo đường bờ, bãi liên tục cần bảo vệ. [7]

Nhóm nghiên cứu nhận thấy việc sử dụng các sản phẩm này có thể phù hợp trong việc bảo vệ bờ, bãi cho khu vực ven biển ĐBSCL vì một số lý do sau: Nguồn nguyên vật liệu có sẵn rất tiềm năng và khối lượng lớn tại các địa phương vùng ĐBSCL; Vật liệu thân thiện với môi trường phù hợp cho việc bảo vệ tạo điều kiện cho phát triển phục hồi RNM trong thời gian không quá dài (<3 năm); Tạo sinh kế và điều kiện thu nhập cho người nông dân vùng ĐBSCL có thể tạo các sản phẩm từ các phế phẩm nông nghiệp. Với đặc điểm của sản phẩm là từ vật liệu sinh học tự phân hủy theo thời gian do đó việc lựa chọn các loại thảm này sẽ phụ thuộc vào điều kiện tự nhiên của dự án, mục tiêu và nhiệm vụ, và đặc biệt là yêu cầu tuổi thọ của dự án. Từ vấn đề này mà các thảm sinh học sẽ phối trộn tỷ lệ khác nhau trên cơ sở vật liệu được sử dụng để chế tạo thảm. Có thể sử dụng thảm sinh học kết hợp gia cố mái taluy của bãi RNM để tăng cường độ ổn định, khả năng chống chịu sóng và dòng chảy nhỏ kết hợp tạo giá thể cho các loại thực vật biển như rau muống biển, cỏ biển phát triển. Đồng thời, các thảm sinh học có thể dùng trong việc phủ bãi trước RNM để giảm xói mòn bãi trước RNM, tăng cường khả năng bồi phù sa cho bãi trước tạo điều kiện cho khả năng bồi bãi, làm giá thể cho các loại cỏ biển tự nhiên hay trồng cỏ biển nếu các thảm sinh học có trộn hạt cỏ biển. Đối với các khu vực trồng mới RNM thảm sinh học cũng có thể dùng để phủ bãi chống xói mòn bảo vệ cây non mới trồng.



Hình 5: Sử dụng thảm sinh học trong bảo vệ bờ và phủ bãi

4.6. Giải pháp bảo vệ bãi bằng kết cấu giả lập hệ thống rễ rừng ngập mặn



Hình 6: Kết cấu ArMS bảo vệ bãi chống xói phát triển RNM [9]

Xuất phát từ hiệu quả giảm sóng là do bộ rễ chùm nổi trên mặt bãi, đóng góp tạo bãi tự nhiên của RNM chủ yếu một vai trò thiết yếu trong việc giảm tác

động của sóng biển, dòng chảy ven bờ, tạo điều kiện lắng đọng và lưu giữ trầm tích. Từ chức năng của bộ rễ RNM này một giải pháp kết cấu mô hình giả lập hệ thống rễ cây ngập mặn nhân tạo (ArMS - Artificial Mangrove Root System) đã được phát triển để sử dụng bảo vệ bãi biển thay thế cho các kết cấu cứng kè BTCT, BT hay đá xây... Hệ thống kết cấu giả lập này có thể làm cấu trúc đê chắn, giảm sóng hay một dạng rạn nhân tạo có cấu tạo như hệ thống rễ rừng ngập mặn. Kết cấu ArMS được thiết kế bằng cách lấy hệ thống rễ cây ngập mặn phức tạp và đơn giản hóa chúng thành một cấu trúc chìm xóp. Cấu trúc và kết cấu mô phỏng này mục đích là giảm sóng, gây bồi bảo vệ khu vực ven biển ngăn chặn sự xói mòn bãi và bờ biển để phục hồi đất ngập nước, cải thiện sinh vật biển. Về nguyên lý hoạt động gần như bộ rễ của một RNM trưởng thành có thể hoạt động như một lớp bảo vệ cho cây con rừng ngập mặn trên nguyên tắc phá, giảm tiêu tan năng lượng sóng và cho phép tích tụ trầm tích gây bồi. Kết cấu này đã được nghiên cứu thử nghiệm mô hình vật lý trong máng sóng tại Phòng thí nghiệm thủy lực của Viện Kỹ thuật Ven biển và Ngoài khơi tại Đại học Teknologi Malaysia và mô hình số được xây dựng bằng cách sử dụng phần mềm Flow-3D và xây dựng thực tế. Kết cấu ArMS có thể dùng các vật liệu như thép, BTCT, nhựa PVC kết hợp với các vật liệu địa phương sẵn có tại vùng ven biển như cừ trầm, tre...[9].

4.7. Giải pháp bảo vệ bãi bằng thảm cỏ biển

Đồng cỏ biển là những cánh đồng cỏ ẩn dưới nước bảo vệ bờ biển và là nơi trú ẩn của nhiều sinh vật biển đồng thời là một lớp phủ mặt giảm sóng, gây bồi và chống xói mòn đáy. Hiện nay, do một số

hoạt động của con người, như các phương pháp đánh bắt thủy sản quét qua đáy biển trước RNM bằng những tấm lưới nặng, giã cào hay nước thải ô nhiễm từ các hoạt động ven biển (nuôi trồng thủy sản, phát triển dân cư...) khiến hệ sinh thái quan trọng này gặp nguy hiểm nghiêm trọng và nhiều nơi biến mất. Tại Việt Nam, theo thống kê từ các tài liệu hiện có thì diện tích cỏ biển đang suy giảm từ 40% - 50% trong đó các vùng biển phía bắc giảm đi đến 90%.

Cỏ biển, giống như cây ngập mặn, là thực vật có hoa tiến hóa từ đất liền trở lại cuộc sống trên biển, khoảng 100 triệu năm trước. Như với tất cả các loài thực vật có hoa (còn được gọi là thực vật hạt kín), cỏ biển thường ra hoa mỗi năm một lần trong mùa sinh sản của chúng, giống như cách nhiều loài thực vật trên đất liền làm trong mùa xuân và trong điều kiện bình thường cỏ biển phát triển khá mạnh. Với hệ thống cỏ biển phát triển đủ dày trên bãi trước RNM sẽ làm suy giảm tác động của sóng biển và giúp trầm tích vận chuyển trong nước biển bồi tụ tại những khu vực có cỏ. Khi thảm cỏ biển phát triển trưởng thành hệ thống lá của chúng kéo dài ngoi lên bề mặt nước biển, làm giảm năng lượng sóng ven bờ và làm chậm các dòng hải lưu vận chuyển trầm tích và các hạt khác dẫn tới lắng đọng trầm tích này giữa rễ và lá của cỏ biển. Bằng cách này, cỏ biển giúp tạo thành các lớp trầm tích mới trên những lớp cũ hơn. Mặc dù bị bồi lắng trầm tích đè lên và bao phủ nhưng thảm cỏ biển vẫn phát triển vì khả năng và mức độ thích nghi phi thường của chúng. Hệ sinh thái cỏ biển liên tục thay đổi nhờ thân rễ, mỗi cây cỏ biển duy nhất có thể điều chỉnh sự phát triển của nó và theo kịp sự lắng đọng, tích tụ cát, đất sét, mảnh vụn đá và bụi bẩn lắng xuống đáy biển. Với sự phát triển, tồn tại liên tục của thảm cỏ biển

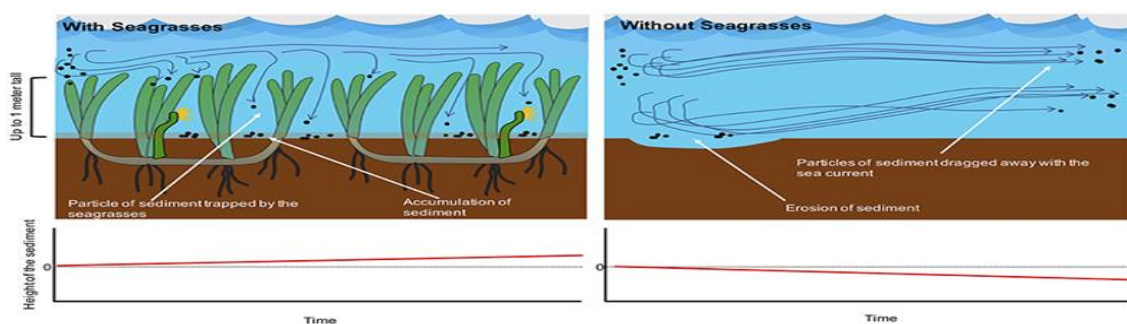
sẽ giúp trầm tích tích tụ, cỏ biển sẽ bảo vệ bờ bãi trước RNM khỏi sạt lở, xói mòn phá hủy đồng thời gia tăng bồi lắng trước bãi. [3, 4]

Để đánh giá khả năng bảo vệ xói mòn, gây bồi bãi biển, một thí nghiệm hiện trường đã được thực hiện dọc theo bờ Biển Đỏ thuộc Ả Rập Xê Út (Saudi Arabia), kết quả thí nghiệm cho thấy cỏ biển đã giúp tích tụ trầm tích, với tốc độ bồi trầm tích 7,84 mm/năm, trong khi ở các khu vực đối chứng không có cỏ biển bao phủ xói mòn lên tới 30,9 mm/năm. [3, 4]

Phương pháp phục hồi thảm cỏ biển: Các phương pháp chủ động phục hồi cỏ lươn bao gồm cấy ghép các cá thể lấy từ các thảm cỏ khỏe mạnh hoặc cây con được nuôi trong điều kiện phòng thí nghiệm, các vườn ươm. Trong một số

trường hợp hạt giống có thể được trồng trực tiếp hoặc phát tán thả trôi theo dòng chảy và sóng, có thể kết hợp các phương pháp với nhau để đạt hiệu quả tốt nhất.

Phương pháp phục hồi tự nhiên: Cách tiếp cận phục hồi cỏ biển này tập trung vào hạn chế thấp nhất các yếu tố tác động đến quá trình sinh trưởng và phát triển của cỏ biển như: cải thiện chất lượng nước trong khu vực nghiên cứu với giả định rằng một khi điều kiện phù hợp được thiết lập, cỏ biển sẽ tự nhiên tái xâm chiếm. Cách tiếp cận này liên quan đến một nỗ lực phối hợp lâu dài của các cấp để hạn chế xả thải ra môi trường biển. Không duy trì các hoạt động đánh bắt thủy sản ven biển làm ảnh hưởng đến sự tồn tại phát triển của các thảm cỏ biển.



Hình 7: Minh họa thực nghiệm bồi xói của thảm cỏ biển [3, 4]



Hình 8: Hình ảnh thảm cỏ biển bảo vệ bãi [3,4]

Phục hồi nhân tạo: Khôi phục nhân tạo thảm cỏ biển là một cách tiếp cận chủ động để phục hồi liên quan đến việc di dời cây con đã được trồng trong vườn ươm, hoặc cây trưởng thành được lấy từ các thảm cỏ khỏe mạnh đến địa điểm phục hồi trong điều kiện thích hợp đã được thiết lập để cỏ lươn có thể sống sót. Giải pháp phục hồi thảm cỏ biển sớm nhất đã được Addy (1947) thực hiện từ Massachusetts và một số địa điểm khác ở ven biển Đại Tây Dương. Tuy nhiên, trong thời gian gần đây, các phương pháp phục hồi thảm cỏ biển đã được tinh chỉnh và hoàn thiện hơn. Một phương pháp cấy ghép đặc biệt được gọi là “Khôi phục thảm cỏ lươn bằng khung định vị” (TERF), được phát triển bởi tiến sĩ Fred Short của Đại học New Hampshire, Hoa Kỳ. Phương pháp TERF liên quan đến việc sử dụng các cụm thực vật tạm thời được buộc bằng vật liệu dễ phân hủy vào một khung lưới thép. Để tăng cường khả năng bồi tụ, giảm xói lở bề mặt thì việc khôi phục, trồng mới các thảm cỏ biển là cần thiết nhưng tại các khu vực đã xói mòn đáy thì việc khôi phục thảm cỏ trở nên khó hoặc không thể thực hiện được vì các khu vực bị xói mòn cây con không có chỗ bám vì dòng chảy quá mạnh. Để giải quyết vấn đề này giải pháp sử dụng thảm tổng hợp cỏ biển nhân tạo đặt dưới đáy biển làm giá thể cho cỏ tự nhiên. Cỏ biển nhân tạo giảm dòng chảy, sóng đủ để tạo điều kiện và cho phép cây cỏ tự nhiên bén rễ phát triển trở lại. Ngoài ra, những tấm thảm nhân tạo này được cấu tạo đan hờ để đáy biển bên dưới

chúng không bị kín đồng nghĩa với việc không có sinh vật bản địa nào khác bị tổn hại. [3,4]

5. KẾT LUẬN

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu từ đề tài cấp Bộ “Nghiên cứu giải pháp công nghệ chống xói lở để bảo vệ rừng ngập mặn vùng ven biển Đồng bằng sông Cửu Long”, trong bài báo này nhóm tác giả đã tóm tắt giới thiệu và đề xuất một số giải pháp công nghệ thân thiện với môi trường chống xói bãi, gây bồi để bảo vệ, phục hồi rừng ngập mặn cho vùng ven biển ĐBSCL. Các giải pháp này mang tính khả thi cao phù hợp với đặc điểm tự nhiên điển hình cho vùng nghiên cứu như: địa hình bãi bồi khá thoải, nền địa chất bãi, bờ mềm yếu, điều kiện sóng không quá cao, đồng thời phù hợp với yêu cầu và đối tượng bảo vệ là RNM.

Tuy nhiên, một số giải pháp công nghệ thân thiện với môi trường được giới thiệu có thể là mới hoặc mới áp dụng cho vùng nghiên cứu, đối tượng nghiên cứu nên khả năng phổ biến thông tin chưa thật rộng rãi, một số vấn đề về tính toán, nguyên lý hoạt động, độ bền, ưu nhược điểm, phạm vi ứng dụng nên rất cần có những nghiên cứu chuyên sâu cho từng loại giải pháp, đồng thời cho triển khai các mô hình thí nghiệm vật lý và thử nghiệm thực tế để quan trắc từ đó rút ra được những vấn đề kỹ thuật phù hợp để có thể nhân rộng ra ngoài thực tế.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Nghiên cứu giải pháp công nghệ chống xói lở để bảo vệ rừng ngập mặn vùng ven biển Đồng bằng sông Cửu Long; Đề tài cấp Bộ, Viện Khoa học Thủy lợi miền Nam.
2. Trần Như Hối & nnk, Đê biển Nam Bộ, NXB Nông nghiệp, TP. Hồ Chí Minh, 2003.
3. http://www.edc.uri.edu/restoration/html/tech_sci/restsea.htm

4. Fusi M and Daffonchio D (2019) "How Seagrasses Secure Our Coastlines". *Frontiers for Young Minds*. 7: 114. doi:10.3389/frym.2019.00114
5. <https://www.stormh2o.com/erosion-control/vegetation-management/article/13009506/the-evolution-of-coastal-erosion-control-technology>).
6. <https://www.tensarinternational.com/Systems-Products/Triton-Systems/Triton-Marine-Cells>
7. <https://trapbag.com/solutions/>
8. <https://climateactiontool.org/content/restore-natural-coastal-buffers-bioengineering-coastal-banks>.
9. Biodegradable Erosion Control Blankets | Specs, Prices (erosioncontrol-products.com).
10. E Fatimah, AKA Wahab, H Ismail, 2008, Numerical modeling approach of an artificial mangrove root system (ArMS) submerged breakwater as wetland habitat protector, Proceeding of the seventh, Dubai, UAE.
11. Giới thiệu về Rọ đá Polyester của tập đoàn Maeda Kosen.