

Phân tích chuyển vị tường chắn đất có cốt với mặt tường được lắp ghép từ các cấu kiện bê tông đúc sẵn

Displacement analysis of a geogrid-reinforced retaining wall with modular precast concrete facing

Phạm Ngọc Thạch^{1*}, Hoàng Khắc Tuấn²

¹Trường Đại học Giao thông vận tải Thành phố Hồ Chí Minh

²Công ty Trách nhiệm hữu hạn Boydens Vietnam Part Of Sweco

*Tác giả liên hệ: thach.pham@ut.edu.vn

Ngày nhận bài: 23/2/2024 ; Ngày chấp nhận đăng: 15/3/2024

Tóm tắt:

Tường chắn đất có cốt ngày càng được ứng dụng rộng rãi trong các công trình giao thông như đường đắp, đường dẫn đầu cầu và móng cầu. Khi chiều cao tường lớn, trọng lượng đất đắp cùng với tải trọng xe có thể làm mặt tường chuyển vị ngang lớn, từ đó, ảnh hưởng đến khả năng phục vụ dài hạn của công trình. Trong thực tế, đã có nhiều công trình tường chắn sử dụng kết cấu mặt tường được lắp ghép từ các cấu kiện bê tông đúc sẵn, nhưng phần lớn các nghiên cứu trong nước tập trung vào tường chắn sử dụng kết cấu mặt tường bê tông cốt thép liên tục. Do đó, để hiểu rõ về những đặc điểm chuyển vị của tường chắn đất có cốt với chiều cao tường lớn và kết cấu mặt tường được lắp ghép từ các cấu kiện bê tông đúc sẵn, nhóm tác giả nghiên cứu ứng xử chuyển vị của một tường chắn đất có cốt cao 8.4 m thuộc nền đường đắp cao cầu vượt Mỹ Phước - Tân Vạn, Bình Dương. Nghiên cứu được thực hiện bằng mô phỏng trên phần mềm phần tử hữu hạn, có xét đến ứng xử phi tuyến của vật liệu đất đắp, đất nền, cốt gia cường và sự tương tác giữa các cấu kiện bê tông mặt tường.

Từ khóa: Tường chắn đất; Lưới địa kỹ thuật; Phần tử hữu hạn.

Abstract:

Reinforced earth retaining walls are widely used in transportation projects, such as embankments, bridge access roads, and bridge abutments. When the wall height is large, the weight of the embankment soil and vehicle loads can cause large wall displacements, thereby affecting the serviceability of the wall system. Although many retaining wall projects use wall-facing structures assembled from precast concrete components, most domestic studies have focused on continuous reinforced concrete wall-facing structures. Therefore, to understand the displacement behavior of reinforced retaining walls when the wall height is large, we investigated the displacement behavior of an earth retaining wall in the My Phuoc-Tan Van overpass project, Binh Duong Province. This study uses a finite element simulation that considers the nonlinear behavior of backfill soil, foundation soil, geotextiles, and the interaction between precast concrete units.

Keywords: Soil retaining wall; Geotextile; Finite element method.

1. Giới thiệu

Tường chắn đất có cốt được tạo từ ba thành phần chính: Mặt tường, đất đắp sau tường và các lớp cốt gia cường. Trong đó, mặt tường có dạng kết cấu bê tông cốt thép liên tục hoặc được lắp ghép từ các

cấu kiện bê tông đúc sẵn (khối định hình, tấm panel và rọ đá), đất đắp sau tường là các loại đất rời được đầm chặt, các lớp cốt gia cường là lưới địa kỹ thuật hoặc vải địa kỹ thuật. Các thành phần vật liệu này được kết hợp với nhau để tạo nên một

hệ tường chắn đất có độ ổn định cao. Nhờ đặc điểm này, tường chắn đất có cốt ngày càng được ứng dụng rộng rãi trong các công trình đường đắp, đường dẫn đầu cầu và móng cầu [1]-[3]. Các nghiên cứu về tính toán tường chắn đất có cốt chủ yếu tập trung vào hai vấn đề: Phân tích ổn định và phân tích biến dạng. Trong phân tích biến dạng, chuyển vị ngang mặt tường là một tham số được nhiều nhà nghiên cứu quan tâm.

Ling và cộng sự [4] trình bày nghiên cứu thực nghiệm trên một hệ tường chắn đất có cốt cao 6 m. Mặt tường được làm từ các cấu kiện bê tông đúc sẵn. Kết quả thực nghiệm chỉ ra rằng dưới tải trọng của đất đắp, chuyển vị ngang lớn nhất của mặt tường có giá trị khoảng 28 mm và xảy ra tại khu vực giữa chiều cao tường. Các kết quả đo đạc thực nghiệm của nghiên cứu [4] là dữ liệu quan trọng được dùng trong nhiều nghiên cứu sau này để kiểm chứng các mô hình số, ví dụ như các nghiên cứu [5]-[7].

Ngân và Thắng [8] đã nghiên cứu ứng xử của một tường chắn đất có cốt cao 6 m bằng mô hình phần tử hữu hạn. Kết quả nghiên cứu cho thấy khi chiều dài lớp cốt tăng, chuyển vị ngang của mặt tường giảm. Tuy nhiên, khi chiều dài của cốt lớn hơn 0.7 lần chiều cao tường, chuyển vị ngang mặt tường không bị ảnh hưởng đáng kể. Từ đó, nhóm nghiên cứu này đã kiến nghị chiều dài hợp lý của cốt nên được chọn trong khoảng 0.6 đến 0.7 lần chiều cao tường. Hà và Thanh [9] đã nghiên cứu ứng xử của một tường chắn đất có cốt sau móng cầu bằng mô hình phần tử hữu hạn. Trong đó, mặt tường có kết cấu bằng bê tông cốt thép và có chiều cao 5 m. Kết quả nghiên cứu chỉ ra rằng khi chiều dài lớp cốt được tăng từ 1.0 đến 2.0 lần chiều cao tường, chuyển vị ngang của đỉnh tường chắn giảm chưa đến 10 %.

Có thể nhận thấy, các nghiên cứu trên tập trung chủ yếu vào tường chắn đất có cốt với chiều cao nằm trong phạm vi 5 m đến 6 m. Tuy nhiên, nhiều công trình giao thông có tường chắn cao hơn 6 m. Khi chiều cao tường lớn, trọng lượng đất đắp cùng với tải trọng xe trong quá trình khai thác có thể làm cho mặt tường có chuyển vị ngang lớn, từ đó, ảnh hưởng đến khả năng phục vụ lâu dài của công

trình. Bên cạnh đó, trong thực tế, đã có nhiều công trình tường chắn sử dụng kết cấu mặt tường được lắp ghép từ các cấu kiện bê tông đúc sẵn, nhưng phần lớn các nghiên cứu trong nước chỉ tập trung vào kết cấu mặt tường bê tông cốt thép liên tục và mô hình hóa kết cấu này như là một tấm console liên tục chịu uốn [8]-[10]. Riêng trong [11], nhóm nghiên cứu đã khảo sát ứng xử của một hệ tường chắn có cốt với mặt tường được làm từ các cấu kiện bê tông đúc sẵn. Tuy nhiên, khi mô hình hóa sự làm việc của mặt tường, nhóm nghiên cứu đã giả định bỏ qua sự tương tác giữa các cấu kiện bê tông và toàn bộ mặt tường được mô tả như là một kết cấu console liên tục chịu uốn như các nghiên cứu [8]-[10].

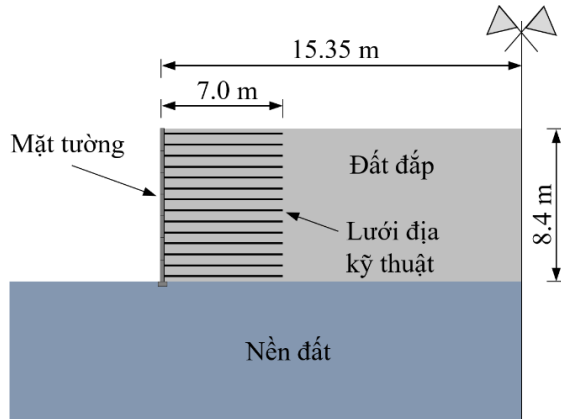
Để hiểu rõ hơn về những đặc điểm chuyển vị của tường chắn đất có cốt với chiều cao tường lớn và kết cấu mặt tường được lắp ghép từ các cấu kiện bê tông đúc sẵn, nhóm tác giả nghiên cứu ứng xử chuyển vị của một tường chắn đất có cốt cao 8.4 m thuộc nền đường đắp cao công trình cầu vượt Mỹ Phước - Tân Vạn, tỉnh Bình Dương. Nghiên cứu được thực hiện bằng mô phỏng trên phần mềm phần tử hữu hạn, có xét đến ứng xử phi tuyến của vật liệu đất đắp, đất nền, cốt gia cường và tương tác giữa các cấu kiện bê tông mặt tường.

2. Tường chắn đất Mỹ Phước - Tân Vạn

Hình 1 trình bày mặt cắt công trình tường chắn đất Mỹ Phước - Tân Vạn. Tường có chiều cao 8.4 m và được tạo nên từ các cấu kiện bê tông đúc sẵn với kích thước 1.2 m x 0.2 m. Chân tường được đặt trên móng bê tông có kích thước 0.3 m x 0.5 m và bên dưới là nền đất tự nhiên. Đất đắp sau tường được gia cường bằng các lớp lưới địa kỹ thuật loại một trục RE570 của hãng Tensar. Các lớp lưới cách nhau 0.6 m và đầu lưới được neo vào cấu kiện bê tông mặt tường. Các tham số vật liệu được tóm tắt trong Bảng 1. Trong đó, các tham số của nền và đất đắp được xác định từ số liệu báo cáo địa chất tại khu vực xây dựng, các tham số của lưới địa kỹ thuật và cấu kiện bê tông đúc sẵn được xác định từ quy chuẩn kỹ thuật của nhà sản xuất.

Tải trọng tác dụng lên hệ trong quá trình xây dựng bao gồm trọng lượng bản thân của đất đắp,

nền, cốt gia cường và các cấu kiện bê tông mặt tường. Trọng lượng riêng của các vật liệu được trình bày tại Bảng 1. Ngoài ra, trong quá trình khai thác, hệ chịu thêm tải trọng phân bố 16 KN/m² trên đỉnh khối đất đắp. Tải trọng này đại diện cho xe có trọng lượng 30 tấn và được quy đổi tương đương theo tiêu chuẩn cơ sở “Áo đường mềm - Các yêu cầu và chỉ dẫn kỹ thuật” [12].



Hình 1. Tường chắn đất Mỹ Phước - Tân Vạn

Bảng 1. Tham số vật liệu.

Các cấu kiện bê tông mặt tường	
Module đàn hồi (kPa)	28750 x 10 ³
Hệ số Poisson	0.2
Trọng lượng riêng (kN/m ³)	2.4
Mô hình vật liệu	Đàn hồi
Lưới địa kỹ thuật	
Module đàn hồi (kPa)	2153 x 10 ³
Hệ số Poisson	0.3
Cường độ chịu kéo (kN/m)	118.4
Biến dạng chảy dẻo	10%
Mô hình vật liệu	Đàn hồi - dẻo
Đất đắp sau tường	
Module đàn hồi (kPa)	50 x 10 ³
Hệ số Poisson	0.35
Trọng lượng riêng (kN/m ³)	1.8
Góc ma sát trong (°)	30
Góc giãn nở (°)	0
Lực dính (kPa)	0
Mô hình vật liệu	Mohr-Coulomb

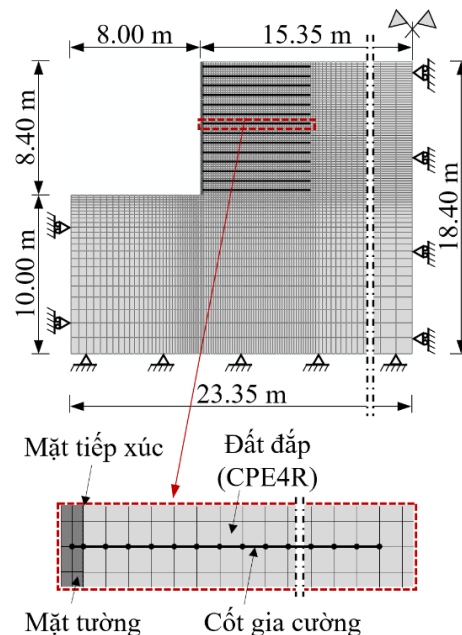
Nền đất

Module đàn hồi (kPa)	40 x 10 ³
Hệ số Poisson	0.35
Trọng lượng riêng (kN/m ³)	1.75
Góc ma sát trong (°)	30
Góc giãn nở (°)	0
Lực dính (kPa)	0
Mô hình vật liệu	Mohr-Coulomb

3. Phương pháp mô phỏng

3.1. Mô hình phần tử hữu hạn

Ứng xử của tường chắn đất Mỹ Phước – Tân Vạn được mô phỏng bằng phần mềm ABAQUS [13]. Giả thuyết mô hình hai chiều biến dạng phẳng được áp dụng khi xây dựng mô hình. Hình 2 trình bày lưới phần tử hữu hạn (PTHH) của hệ. Loại phần tử được dùng cho vật liệu đất đắp, nền đất và các cấu kiện bê tông mặt tường là phần tử biến dạng phẳng tứ giác đẳng tham số CPE4R. Phần tử này gồm có 04 nút, trường chuyển vị tuyến tính và dùng thuật toán tích phân thu gọn cho nội lực nút phần tử [13], [14]. Loại phần tử được dùng cho các lớp cốt gia cường là phần tử thanh giàn T2D2. Phần tử này có 02 nút, biến dạng kéo/nén và trường chuyển vị tuyến tính [13], [14]. Mỗi lớp cốt được chia thành nhiều phần tử T2D2.



Hình 2. Mô hình phần tử hữu hạn.

Vật liệu được sử dụng cho đất đắp sau tường là đất rời. Đối với vật liệu này, nhóm sử dụng mô hình đàn hồi dẻo lý tưởng Mohr-Coulomb [13] với các tham số: Module đàn hồi, hệ số Poisson, góc ma sát trong, lực dính và góc giãn nở. Ghi chú, theo [15], góc giãn nở được xấp xỉ bằng quan hệ $\psi = \varphi - 30^\circ$ đối với đất rời, φ là góc ma sát trong của đất. Đất đắp có $\varphi = 30^\circ$, do vậy, góc giãn nở $\psi = 0^\circ$. Mỗi cấu kiện bê tông đúc sẵn được giả định có ứng xử đàn hồi với 02 tham số vật liệu: Module đàn hồi và hệ số Poisson. Ứng xử chịu kéo của cốt gia cường đặc trưng bằng mô hình vật liệu đàn hồi dẻo lý tưởng với các tham số: Module đàn hồi, hệ số Poisson, biến dạng chảy dẻo ε_y và cường độ chịu kéo T_{max} . Giá trị của các tham số này thể hiện tại Bảng 1.

Các cấu kiện bê tông tương tác với nhau tại các mặt tiếp xúc. Ngoài ra, các cấu kiện bê tông và đất đắp có sự tương tác tại mặt tiếp xúc giữa chúng. Trong mô hình, sự tương tác giữa các mặt tiếp xúc được tạo ra bằng phần tử tiếp xúc [13], trong đó, ứng xử ma sát giữa hai mặt được đặc trưng bằng mô hình ma sát trượt Coulomb có hệ số ma sát $\mu = \tan\delta$, với δ là góc ma sát giữa hai vật liệu tiếp xúc. Theo [16], góc δ giữa mặt tường và đất đắp có giá trị xấp xỉ bằng 2/3 góc ma sát trong của đất đắp. Dựa theo kiến nghị này, nhóm giả định $\delta = 20^\circ$, từ đó, xác định được $\mu = \tan\delta = 0.36$. Ngoài ra, dựa theo nghiên cứu [17], nhóm giả định hệ số ma sát giữa các cấu kiện bê tông là $\mu = 0.3$. Các lớp cốt được chôn trong đất đắp. Nút của phần tử cốt T2D2 được giả định liên kết chặt với nút phần tử đất đắp CPE4R. Các phần tử đất và cốt tương thích về chuyển vị nút và không có sự trượt tương đối giữa chúng. Đầu của các lớp cốt buộc chặt vào các cấu kiện bê tông. Ứng xử này được mô tả bằng cách liên kết chặt nút của phần tử cốt T2D2 vào nút của phần tử bê tông CPE4R.

Ứng xử của hệ được mô phỏng qua 16 giai đoạn. Giai đoạn đầu tiên là mô phỏng trường ứng suất hữu hiệu trong nền đất tự nhiên; 14 giai đoạn tiếp theo là mô phỏng quá trình xây dựng hệ tường chắn đất, mỗi giai đoạn tương ứng với một lớp vật liệu, bao gồm đất đắp, cốt gia cường và cấu kiện

bê tông đúc sẵn. Giai đoạn cuối tương ứng với tải trọng xe 16 KN/m² trong quá trình khai thác.

3.2. Kiểm chứng

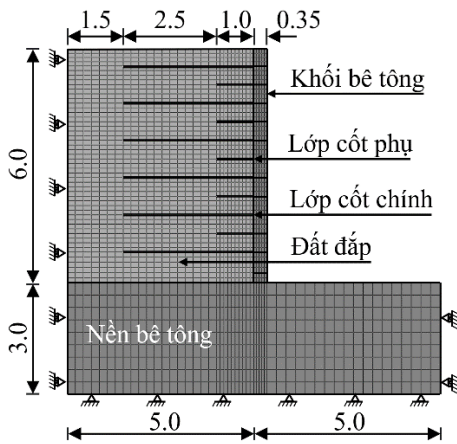
Kết quả nghiên cứu thực nghiệm trong [4] được sử dụng để kiểm chứng phương pháp mô phỏng PTHH. Hệ là một tường chắn có cốt được xây dựng trên nền bê tông. Chiều cao và chiều rộng của đất đắp sau tường là 6 m và 5 m. Hệ có tổng cộng 11 lớp lưới địa kỹ thuật. Trong đó, các lớp lưới dài 3.5 m được bố trí xen kẽ với các lớp lưới dài 1.0 m. Mặt tường chắn được làm từ các cấu kiện bê tông đúc sẵn với kích thước 0.45 m x 0.55 m trên thân tường và 0.50 m x 0.35 m tại chân tường. Các tham số vật liệu được trình bày trong Bảng 2. Các thiết bị đo đạc được bố trí trên mặt tường để đo chuyển vị ngang của mặt tường.

Bảng 2. Tham số vật liệu [4].

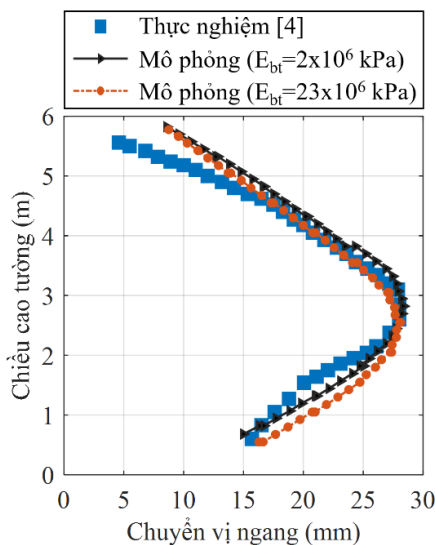
Bê tông	
Module đàn hồi (kPa)	2 x 10 ⁶
Hệ số Poisson	0.17
Trọng lượng riêng (kN/m ³)	23
Lưới địa kỹ thuật	
Module đàn hồi (kPa)	1.57 x 10 ⁶
Hệ số Poisson	0.30
Cường độ chịu kéo (kN/m)	54.6
Biến dạng chảy dẻo	12%
Đất đắp sau tường	
Module đàn hồi (kPa)	1 x 10 ⁴
Hệ số Poisson	0.42
Trọng lượng riêng (kN/m ³)	16
Góc ma sát trong (°)	45
Góc giãn nở (°)	15
Lực dính (kPa)	0

Hình 3 trình bày mô hình PTHH của bài toán kiểm chứng. Trong đó, việc chọn loại phần tử, gán mô hình vật liệu và ứng xử tiếp xúc giữa các thành phần được thực hiện tương tự như mô hình tường chắn Mỹ Phước - Tân Vạn. Ghi chú, đất đắp có góc ma sát trong $\varphi = 45^\circ$; dựa theo [15], góc giãn nở có giá trị $\psi = \varphi - 30^\circ = 15^\circ$. Ứng xử của hệ được mô phỏng qua 12 giai đoạn tương ứng với trình tự

xây dựng các lớp vật liệu đắp. Kết quả chuyển vị ngang mặt tường được trình bày trên Hình 4. So sánh kết quả mô phỏng và đo đạc thực nghiệm tại Hình 4, phương pháp mô phỏng PTHH cho kết quả tương đối phù hợp với kết quả đo đạc thực nghiệm. Trong nghiên cứu [4], các cấu kiện bê tông mặt tường được giả định có module đàn hồi 2×10^6 kPa (Bảng 2). Giá trị này khá nhỏ so với giá trị thông thường của module đàn hồi bê tông (lớn hơn 20×10^6 kPa). Để nhận thấy tình trạng thay đổi của chuyển vị ngang mặt tường khi module đàn hồi của bê tông được chọn gần với giá trị thông dụng, nhóm nghiên cứu đã thực hiện thêm trường hợp tính toán với module đàn hồi $E_{bt} = 23 \times 10^6$ kPa. Kết quả chuyển vị ngang mặt tường được thể hiện tại Hình 4. So sánh chuyển vị ngang mặt tường giữa hai trường hợp mô phỏng PTHH có E_{bt} khác nhau cho thấy sự chênh lệch tương đối nhỏ.



Hình 3. Mô hình PTHH của bài toán kiểm chứng.

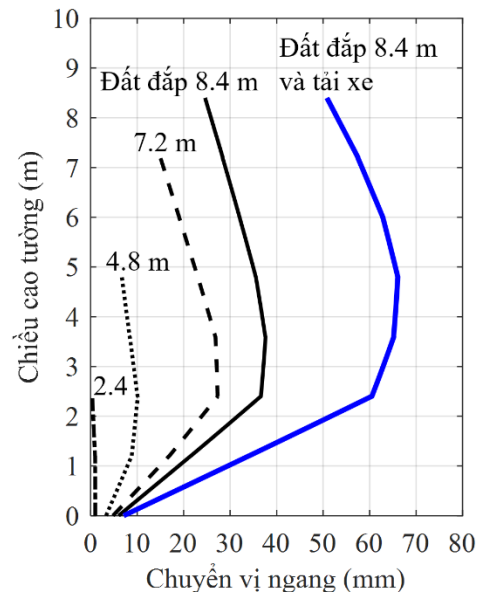


Hình 4. So sánh kết quả mô phỏng với kết quả thực nghiệm.

4. Kết quả và thảo luận

4.1. Chuyển vị ngang mặt tường

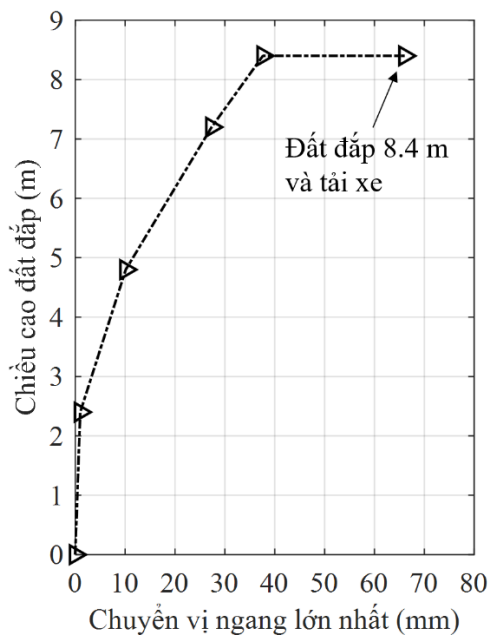
Chuyển vị ngang mặt tường Mỹ Phước - Tân Vạn được trình bày trên Hình 5. Quan sát hình cho thấy chuyển vị ngang mặt tường tăng mạnh sau mỗi giai đoạn xây dựng đất đắp. Sự gia tăng này có thể được giải thích như sau: Khi chiều cao đất đắp và ứng suất do trọng lượng bản thân đất tăng, dẫn đến áp lực đất tác dụng lên mặt tường càng tăng, từ đó, làm cho chuyển vị ngang mặt tường tăng lên tại mọi vị trí theo chiều cao mặt tường. Quan sát trường hợp đất đắp 8.4 m, dưới tác dụng của tải trọng bản thân đất đắp, đỉnh tường có chuyển vị ngang 24.6 mm. Chuyển vị lớn nhất có giá trị 37.6 mm và xuất hiện tại vị trí 3.6 m tính từ chân tường.



Hình 5. Chuyển vị ngang mặt tường.

Chuyển vị ngang lớn nhất (Δ_{max}) trong mỗi trường hợp chiều cao đất đắp trên Hình 5 được tổng hợp tại Hình 6. Quan sát thấy rằng Δ_{max} tăng theo chiều cao đất đắp và theo quan hệ phi tuyến, nghĩa là Δ_{max} biến thiên càng mạnh khi đất đắp được xây dựng càng cao. Khi chiều cao đất đắp vượt 4.8 m, Δ_{max} tăng khá nhanh. Cụ thể, khi chiều cao đất đắp tăng từ 4.8 m đến 8.4 m (chiều cao tăng 75%), Δ_{max} tăng từ 10.1 mm đến 37.6 mm (Δ_{max} tăng 272%). Ngoài ra, trong quá trình khai thác, áp lực đất do tải trọng xe cộng tác dụng với áp lực đất do trọng lượng bản thân đất đắp, từ đó làm cho chuyển vị ngang lớn nhất của mặt tường có giá trị 66.1 mm,

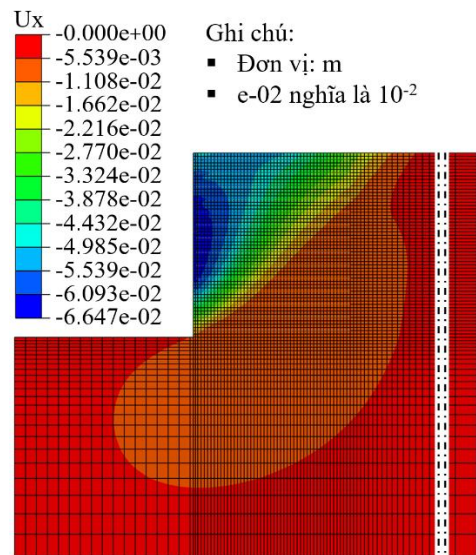
nghĩa là tăng 76% so với trường hợp chỉ chịu tải trọng bản thân đất đắp.



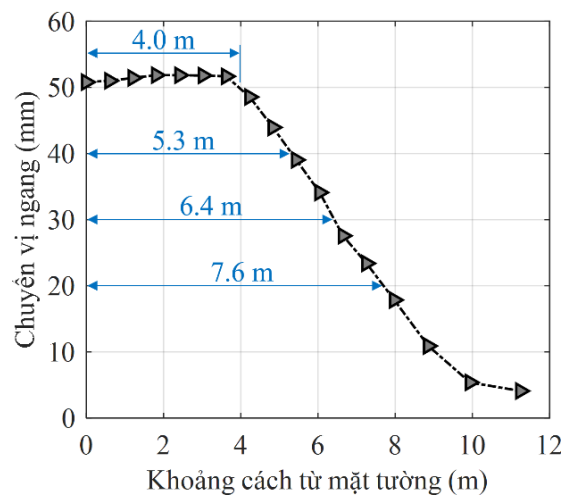
Hình 6. Chuyển vị ngang lớn nhất của mặt tường.

4.2. Chuyển vị ngang của đất đắp

Hình 7 trình bày trường chuyển vị ngang của toàn hệ khi hệ chịu tác dụng của tải trọng bản thân đất đắp cao 8.4 m và tải trọng xe quy đổi 16 kN/m^2 . Quan sát hình cho thấy, theo phương đứng, chuyển vị ngang trong khối đất đắp nhỏ nhất tại vùng chân tường, tăng dần theo chiều cao tường và lớn nhất tại vùng giữa chiều cao tường. Theo phương ngang, chuyển vị ngang trong khối đất đắp có giá trị lớn ở những vị trí gần mặt tường và giảm dần ở những vị trí càng xa mặt tường. Sự phân bố chuyển vị ngang trên bề mặt đất đắp được trình bày tại Hình 8. Có thể nhận thấy rằng chuyển vị ngang trên bề mặt đất đắp có độ lớn đáng kể và phân bố không đều theo chiều ngang. Những vị trí có chuyển vị ngang lớn hơn 50 mm, có phạm vi rộng 4.0 m ($0.48 H$, với H là chiều cao tường), lớn hơn 40 mm có phạm vi rộng 5.3 m ($0.63 H$), lớn hơn 30 mm có phạm vi rộng 6.4 m ($0.76 H$) và lớn hơn 20 mm có phạm vi rộng 7.6 m ($0.90 H$). Quan sát này cho thấy, về lâu dài, chuyển vị ngang lớn và không đều trên bề mặt đất đắp có thể góp phần vào sự hình thành dần dần của các vết nứt trên mặt đường, khi mặt đường chịu tác dụng lặp đi lặp lại của tải trọng xe thiết kế.



Hình 7. Trường chuyển vị ngang toàn hệ.



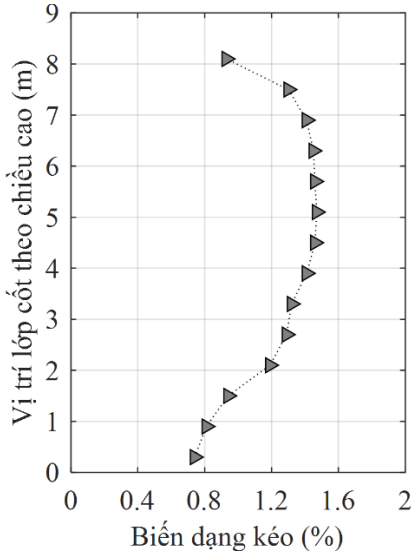
Hình 8. Chuyển vị ngang trên bề mặt đất đắp.

4.3. Biến dạng của các lớp cốt gia cường

Hình 9 trình bày biến dạng kéo lớn nhất trong mỗi lớp cốt. Biến dạng này xảy ra tại vị trí neo cốt vào mặt tường chắn. Hình cũng cho thấy rằng, các lớp cốt ở vùng giữa chiều cao tường chịu biến dạng kéo lớn nhất, các lớp cốt ở vùng chân tường và đỉnh tường chịu biến dạng kéo nhỏ hơn. Quan sát này phù hợp với kết quả chuyển vị mặt tường trên Hình 5, vùng giữa tường (bụng tường) có chuyển vị ngang lớn nhất, trong khi, vùng chân tường và đỉnh tường có chuyển vị ngang nhỏ hơn.

Từ Bảng 1, các lớp cốt có biến dạng chảy dẻo là 10%. Kết quả trên Hình 9 cho thấy các lớp cốt đều có biến dạng nhỏ hơn 10%. Như vậy, dưới tác dụng của tải trọng bản thân đất đắp và tải trọng xe, các lớp cốt không bị biến dạng dẻo và đều làm việc trong phạm vi đàn hồi của vật liệu.

Ngoài ra, tất cả lớp cốt đều chịu biến dạng kéo, nghĩa là đều sinh ra lực kéo chống lại áp lực đất tác dụng lên mặt tường. Nói cách khác, các lớp cốt giữ vai trò như là các kết cấu neo giữ mặt tường, chúng sinh ra phản lực neo giúp hạn chế chuyển vị ngang mặt tường do áp lực đất gây ra.



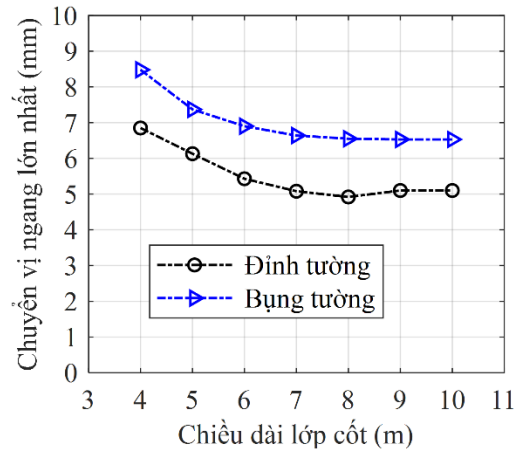
Hình 9. Biến dạng kéo lớn nhất trong các lớp cốt.

4.4. Ảnh hưởng của chiều dài các lớp cốt

Quan sát Hình 1, chiều dài lớp cốt được chọn là 7.0 m ($\approx 0.83 H$, với H là chiều cao tường). Nếu chiều dài cốt được chọn lớn hơn 7.0 m thì chuyển vị ngang mặt tường liệu có thể giảm hay không. Để khảo sát ảnh hưởng của chiều dài lớp cốt đến chuyển vị ngang mặt tường, nhóm thực hiện tính toán cho nhiều trường hợp khác nhau với chiều dài lớp cốt (L) được thay đổi trong phạm vi từ 4 m đến 10 m.

Hình 10 trình bày kết quả quan hệ giữa chiều dài lớp cốt và chuyển vị ngang mặt tường tại hai vị trí: Nơi có chuyển vị lớn nhất (bụng tường) và đỉnh tường. Quan sát Hình 10, khi chọn chiều dài lớp cốt nhỏ hơn 7.0 m thì chuyển vị ngang mặt tường thay đổi đáng kể theo chiều dài lớp cốt. Ngược lại, khi chọn chiều dài lớp cốt bằng hoặc lớn hơn 7.0 m thì chuyển vị ngang mặt tường gần như không thay đổi theo chiều dài lớp cốt. Như vậy, $L = 0.83 H$ là chiều dài cốt hợp lý đối với tường chắn Mỹ Phước - Tân Vạn. Nghĩa là giá trị này đủ để chuyển vị ngang của tường nhỏ nhất, nếu chiều dài cốt được chọn lớn hơn $0.83 H$ thì cũng không làm giảm chuyển vị ngang của tường.

Bên cạnh đó, nghiên cứu [8] đã khảo sát một tường chắn có cốt cao 6.0 m và kết luận chiều dài cốt hợp lý nằm trong khoảng $0.6 H$ đến $0.7 H$. Trong khi đó, nhóm khảo sát tường chắn Mỹ Phước - Tân Vạn cao 8.4 m và kết quả cho thấy chiều dài cốt hợp lý có giá trị $0.83 H$. Qua đó cho thấy rằng khi chiều cao tường chắn càng lớn, giá trị hợp lý của chiều dài cốt càng tăng.



Hình 10. Quan hệ giữa chiều dài lớp cốt và chuyển vị ngang mặt tường.

5. Kết luận

Trong quá trình xây dựng tường chắn, chuyển vị ngang lớn nhất của mặt tường (Δ_{max}) tăng theo chiều cao đất đắp và theo quan hệ phi tuyến, nghĩa là Δ_{max} biến thiên càng mạnh khi đất đắp được xây dựng càng cao. Ngoài ra, khi chiều cao đất đắp vượt 4.8 m, Δ_{max} tăng khá nhanh. Cụ thể, khi chiều cao đất đắp tăng từ 4.8 m lên 8.4 m (chiều cao tăng 75%), Δ_{max} tăng từ 10.1 mm lên 37.6 mm (Δ_{max} tăng 272%).

Trong quá trình khai thác, áp lực đất do tải trọng xe cộng tác dụng với áp lực đất do trọng lượng bản thân đất đắp, từ đó, làm cho chuyển vị ngang lớn nhất của mặt tường có giá trị 66.1 mm, nghĩa là tăng 76% so với trường hợp chỉ chịu tải trọng bản thân đất đắp.

Trên bề mặt khối đất đắp, chuyển vị ngang phân bố không đều theo chiều ngang. Những vị trí có chuyển vị ngang lớn hơn 50 mm có phạm vi rộng 4.0 m, lớn hơn 40 mm có phạm vi rộng 5.3 m và lớn hơn 20 mm có phạm vi rộng 7.6 m. Kết quả này chỉ ra rằng, theo thời gian, chuyển vị ngang lớn và không đều trên bề mặt đất đắp có thể

góp phần vào sự hình thành dần các vết nứt trên mặt đường khi mặt đường chịu tác dụng lặp lại nhiều lần của tải trọng xe thiết kế.

Dưới tác dụng của tải trọng bản thân đất đắp và tải trọng xe, các lớp cốt không bị biến dạng dẻo và đều làm việc trong phạm vi đàn hồi của vật liệu. Ngoài ra, tất cả lớp cốt đều chịu biến dạng kéo, nghĩa là, đều sinh ra lực kéo chống lại áp lực đất tác dụng lên mặt tường. Nói cách khác, các lớp cốt giữ vai trò như là các kết cấu neo giữ mặt tường, chúng sinh ra phản lực neo giúp hạn chế chuyển vị ngang mặt tường do áp lực đất gây ra.

$L = 0.83 H$ là chiều dài cốt hợp lý đối với tường chắn Mỹ Phước - Tân Vạn. Giá trị này đủ để chuyển vị ngang của tường nhỏ nhất, nếu chiều dài cốt được chọn lớn hơn $0.83 H$ cũng không làm giảm chuyển vị ngang của tường. Bên cạnh đó, nghiên cứu [8] đã khảo sát một tường chắn có cốt cao 6.0 m và kiến nghị chiều dài cốt hợp lý nằm trong khoảng $0.6 H$ đến $0.7 H$. Từ kiến nghị của [8] và kết quả thể hiện trong bài báo này cho thấy rằng khi chiều cao tường chắn càng lớn, giá trị hợp lý của chiều dài cốt càng tăng.

Tài liệu tham khảo

- [1] J. Evans, D. Ruffing, and D. Elton, *Fundamentals of ground improvement engineering*. FL, USA: CRC Press. 2022.
- [2] D. N. Hải, *Thiết kế và thi công tường chắn và đất có cốt*. Hà Nội, Việt Nam: NXB Xây dựng, 2017.
- [3] J. Han, *Principles and practice of ground improvement*. NJ, USA: Wiley, 2015.
- [4] H. I. Ling and C. P. Cardany, L. -X. Sun, and H. Hashimoto, "Finite element study of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall with concrete block facing," *Geosynth. Int.*, 2000 vol. 7, no. 2, pp. 137-162, Jan. 2000, doi: 10.1680/gein.7.0170.
- [5] S. M. Sravanam, U. Balunaini, and R. M Madhira, "Behavior of connected and unconnected back-to-back walls for bridge approaches," *Int. J. Geomech.*, vol. 20, no. 7, Apr. 2020, Art. no. 06020013, doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001692.
- [6] A. Bhattacharjee and M. U. Amin, "Behaviour of two-tiered geosynthetic-reinforced soil walls," *INAE Lett.*, vol. 4, pp. 91-100, Jun. 2019, doi: 10.1007/s41403-019-00069-7.
- [7] H. I. Ling, S. Yang, D. Leshchinsky, and H. Liu, "Finite-element simulations of full-scale modular-block reinforced soil retaining walls under earthquake loading," *J. Eng. Mechan.*, vol. 136, no. 5, pp. 653-661, Apr. 2010, doi: 10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000108.
- [8] N. T. Ngân và P. Q. Thắng, "Phân tích các thông số ảnh hưởng đến ứng xử của tường chắn đất có cốt" *TC KHCN XD*, số 4/2016, tr. 71-79, 2016. [Online]. Available: https://ibst.vn/upload/documents/file_upload/1487666409NguyenThiNgan.pdf.
- [9] N. M. Hà., P. T. Thanh, "Nghiên cứu sự làm việc của tường chắn đất có cốt sau mô phỏng chức năng riêng biệt trong điều kiện Việt Nam," *TC ĐVN*, số 9, tr. 10-15, 2021.
- [10] P. T. T. Trúc và L. B. Khánh, "Nghiên cứu ảnh hưởng các thông số đến ứng xử của tường có cốt," *TC KHCN XD*, số 4/2014, tr. 46-52, 2014. [Online]. Available: <http://thegioitailieuso.dlib.vn/tvs/doc/nghien-cuu-anh-huong-cua-cac-thong-so-den-ung-xu-cua-tuong-co-cot-413622.html>.
- [11] N. T. Sơn, T. N. Thiện và N. T. Quyền, "Mô hình số phân tích ứng xử của tường chắn đất có cốt sử dụng các loại vật liệu đất đắp tại chỗ khác nhau," *TC KHCN XD*, tập 17, số 4V, tr. 123-138, 2023, doi: 10.31814/stce.huce2023-17(4V)-11.
- [12] *Áo đường mềm - Các yêu cầu và chỉ dẫn kỹ thuật*, TCCS 38:2022/TCĐBVN, Bộ Giao thông vận tải, Hà Nội, Việt Nam, 2022.
- [13] Dassault Systèmes, 2016, "Abaqus theory guide," Dassault Systèmes. [Online]. Available: <http://130.149.89.49:2080/v2016/books/stm/default.htm>.
- [14] T. Belytschko, W. K. Liu, B. Moran, and K. Elkhodary, *Nonlinear finite elements for continua and structures*, 2nd ed. NJ, USA: John Wiley & Sons, 2014.
- [15] M. D. Bolton, "The strength and dilatancy of sands," *Géotechnique*, vol. 36, no. 1, pp. 65-78.

- [Online]. Available: http://www-civ.eng.cam.ac.uk/geotech_new/people/bolton/mdb_pub/14_Geotechnique_No36_Is1_65_78.pdf.
- [16] AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 6th ed. Washington, D.C, USA, 2012.
- [17] H. I. Ling and H. Liu, "Deformation analysis of reinforced soil retaining walls - simplistic versus sophisticated finite element analyses," *Acta Geotech.*, vol. 4, pp. 203-213, Sep. 2009, doi: 10.1007/s11440-009-0091-6.