

PHÂN TÍCH SỰ CÙNG LÀM VIỆC CỦA TƯỜNG CHẮN CHỮ L VỚI ĐẤT NỀN VÀ ĐẤT ĐẤP LÀ CÁT THEO MÔ HÌNH VẬT LIỆU HARDENING SOIL

TS. NGUYỄN HỒNG NAM

Bộ môn Địa kỹ thuật, Trường Đại học Thủy lợi,

Tóm tắt: Phân tích biến dạng tường chắn chữ L được thực hiện theo phương pháp phần tử hữu hạn với nhiều phương án khác nhau về kích thước tường, mô hình vật liệu đất, và tải trọng bề mặt tác dụng. Kết quả mô phỏng cho thấy khi chiều cao tường tăng, chuyển vị tổng cực đại tăng, hệ số ổn định tổng thể giảm. Trong mỗi phương án kích thước tường, mô hình Hardening Soil cho giá trị lớn nhất về chuyển vị tổng cực đại, trong khi mô hình đàn hồi tuyến tính và Mohr-Coulomb cho các giá trị nhỏ hơn và xấp xỉ nhau. Khi chiều cao tường tăng, tường có xu thế xoay về phía lưng tường khi áp dụng mô hình đàn hồi tuyến tính và Mohr-Coulomb; tuy nhiên, tường bị đối chiều xoay từ phía lưng tường sang phía ngực tường tại $H=9m$ khi áp dụng mô hình Hardening Soil. Sự khác nhau nói trên có thể chủ yếu là do sự phụ thuộc trạng thái ứng suất của các đặc tính biến dạng của đất cát đã được xem xét trong mô hình Hardening Soil.

I. GIỚI THIỆU

Đối với một số khu vực biên giới, ven biển tại Quảng Ninh, Hải Phòng, Quảng Bình v.v.. vật liệu đất đắp và đất nền phần lớn là đất cát, có nơi chiều dày phân bố hàng chục mét (Viện khoa học Thủy lợi, 2005; Trường Đại học Thủy lợi, 2006). Tại những khu vực này, việc xây dựng các công trình tường chắn là hết sức cần thiết vì ngoài các yêu cầu về kỹ thuật, kinh tế, công trình còn phải đáp ứng yêu cầu về quốc phòng, an ninh.

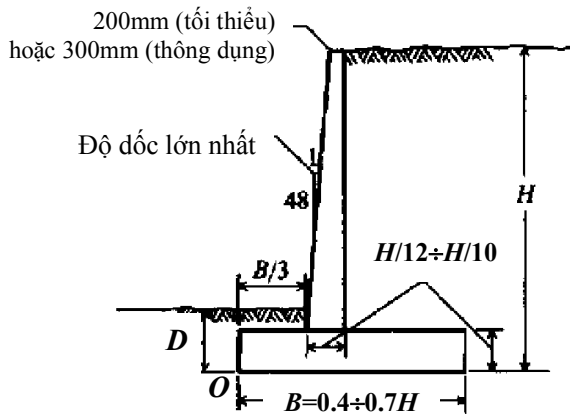
Những nghiên cứu gần đây trên thế giới cho thấy sự phụ thuộc trạng thái ứng suất rõ rệt của các đặc tính biến dạng của đất cát như mô đun Young, mô đun kháng cắt, hệ số Poisson (Tatsuoka và Kohata, 1995; HongNam và Koseki, 2005). Các đặc tính biến dạng này là những thông số đầu vào cần thiết để thiết kế công trình.

Trong thiết kế tường chắn, một số quy phạm

đã được sử dụng rộng rãi như Hướng dẫn thiết kế tường chắn công trình thủy lợi H.D.T.L-C-4-76 (Nguyễn Xuân Bảo và Nguyễn Công Mẫn, 1977). Tuy nhiên, cần chú ý rằng sự phụ thuộc trạng thái ứng suất của các đặc tính biến dạng của đất chưa được xem xét đầy đủ trong các tiêu chuẩn thiết kế công trình thủy lợi hiện nay.

Tường chắn dạng chữ L (Hình 1) được sử dụng khá phổ biến trên thế giới, thích hợp trong các trường hợp: khi vùng đất đắp phía sau tường chắn bị hạn chế và/hoặc cần phải sử dụng đất tại chỗ làm vật liệu đắp; tại những vùng đô thị cần có yêu cầu về mỹ quan và ổn định lâu dài; tường thấp và chiều dài không lớn (Bowles, 1997).

Nghiên cứu này nhằm mục đích phân tích biến dạng tường chắn chữ L, có xét sự phụ thuộc trạng thái ứng suất của các đặc tính biến dạng của đất cát dùng làm nền và vật liệu đắp (Nguyễn Hồng Nam và nnk, 2008).



Hình 1. Tường chắn chữ L (Bowles, 1997).

II. PHÂN TÍCH BIẾN DẠNG TƯỜNG CHẮN CHỮ L

2.1 Mô phỏng bài toán

Phân tích biến dạng tường chắn chữ L được thực hiện theo phương pháp phần tử hữu hạn. Các phương án khác nhau về kích thước hình học, mô hình vật liệu đất và tải trọng bề mặt tác dụng được phân tích chi tiết dưới đây.

2.1.1 Kích thước hình học

Tám phương án khác nhau về kích thước tường, trong đó chiều cao tường H thay đổi từ 3m đến 10m được xem xét (xem Bảng 1 và Hình 2).

Các kích thước này được lựa chọn chủ yếu dựa trên kinh nghiệm thực tế tích lũy từ các công trình tường chắn chữ L ổn định theo lời giải Rankine (Bowles, 1997).

2.1.2 Trường hợp tính toán

Trường hợp tính toán được xét là trường hợp thi công. Quá trình thi công tường có thể được chia làm các giai đoạn chính như sau:

- Giai đoạn 1: Đào hố móng và thi công tường chắn;
- Giai đoạn 2: Đắp đất đến cao trình đỉnh tường (không có tải trọng bề mặt);
- Giai đoạn 3: Tường đã đắp xong, trên đỉnh tường có tải trọng bề mặt phân bố đều với cường độ $q=25 \text{ kN/m}^2$.

Lưu ý phía sau lưng tường được đắp đất hoàn toàn, phạm vi đắp đủ lớn.

Mực nước ngầm được xem như không thay đổi trong quá trình thi công. Cao trình mực nước ngầm được giả thiết ngang cao trình đáy

móng ứng với phương án tường cao $H=10\text{m}$. Như vậy cao trình mực nước ngầm luôn thấp hơn cao trình đáy móng đối với các phương án còn lại với chiều cao tường dưới 10m.

Chú ý, trong trường hợp vận hành khai thác, nhờ sử dụng thiết bị thoát nước tại chân tường nên có thể giả thiết đất đắp sau tường luôn khô ráo, mực nước ngầm không dâng cao nên không gây ảnh hưởng bất lợi đến sự ổn định tường chắn.

2.1.3 Mô hình vật liệu

a) Tường chắn

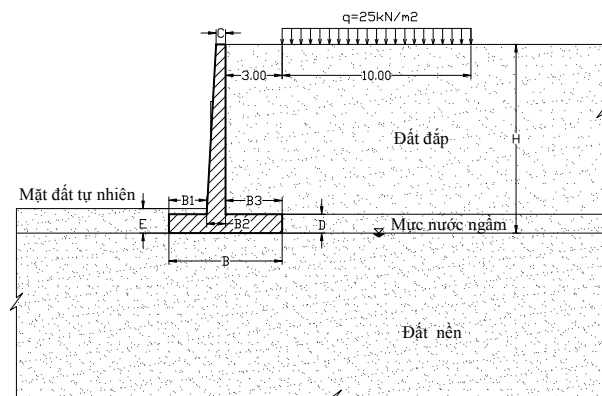
Tường chắn được làm bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ, bê tông mác 300. Vì vậy, tường chắn được mô phỏng theo mô hình đàn hồi tuyến tính, không rỗng với các tham số mô hình được thể hiện trong Bảng 2 dưới đây.

b) Đất nền và đất đắp

Đất nền và đất đắp tường chắn đều thuộc loại đất cát.

- Mẫu cát nền được lấy tại Đồ Sơn, Hải Phòng (gọi tắt là cát Hải Phòng) thuộc loại cát hạt mịn, màu xám đen, có lẫn vỏ sò ($e_{\max}=1.147$, $e_{\min}=0.773$, $e_0=0.835$, $D_{r0}=83.4\%$, $G_s=2.66$). Đường cấp phối hạt của cát Hải Phòng được thể hiện trên Hình 3.

- Mẫu cát đắp được lấy tại Chí Linh, Hải Dương (gọi tắt là cát Hải Dương) thuộc loại cát hạt trung, lẫn sạn, màu vàng ($e_{\max}=0.811$, $e_{\min}=0.627$, $e_0=0.69$, $D_{r0}=65.8\%$, $G_s=2.66$). Đường cấp phối hạt của cát Hải Dương được thể hiện trên Hình 4.



Hình 2. Sơ đồ mô phỏng bài toán thiết kế tường chắn chữ L.

Bảng 1. Các phương án kích thước tường chắn.

Thông	PA	PA	PA	PA	PA	PA	PA	PA
-------	----	----	----	----	----	----	----	----

số	1	2	3	4	5	6	7	8
H (m)	3	4	5	6	7	8	9	10
B (m)	1.8	2.4	3	3.6	4.2	4.8	5.4	6
B1 (m)	0.6	0.8	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2
B2 (m)	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
B3 (m)	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4	2.7	3
C (m)	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.5
D (m)	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
E (m)	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3

Bảng 2. Tham số mô hình đàn hồi tuyến tính đối với tường chắn.

Tham số	Đơn vị	Giá trị
Trọng lượng riêng tự nhiên γ_w	kN/m ³	25
Mô đun đàn hồi Young E	kN/m ²	2.9×10^7
Hệ số Poisson ν	-	0.2

Các mẫu cát Hải Phòng được chế bị với độ chặt tự nhiên $D_{r0}=83.4\%$, $w=11.36\%$, $\gamma_w=1.615\text{T/m}^3$, $\gamma_k=1.45\text{T/m}^3$, $e_0=0.835$.

Các mẫu cát Hải Dương được chế bị với $w=2.8\%$, $\gamma_w=1.617\text{T/m}^3$, $\gamma_k=0.95\gamma_{kmax}=1.573\text{T/m}^3$, $e_0=0.691$ theo yêu cầu về độ chặt thiết kế.

Để nghiên cứu ảnh hưởng của các mô hình đất khác nhau đối với biến dạng tường chắn, ứng với mỗi phương án kích thước tường khác nhau, đất nền và đất đắp mỗi loại đều được mô phỏng lần lượt theo từng mô hình đất khác nhau là mô hình đàn hồi tuyến tính, Mohr-Coulomb và Hardening Soil trong điều kiện thoát nước (Hình 5). Các Bảng 3, 4 và 5 lần lượt thể hiện các tham số của từng mô hình đất nói trên. Các tham số mô hình này được lựa chọn dựa trên các kết quả thí nghiệm trong phòng trên các máy nén 3 trục và máy nén cố kết 1 trục (Nguyễn Hồng Nam và nnk, 2008).

Chi tiết về các mô hình đất đàn hồi tuyến tính, Mohr-Coulomb và Hardening Soil, có thể tham khảo Brinkgreve và nnk (2006). Chú ý rằng trong 3 mô hình nghiên cứu, chỉ có mô hình Hardening Soil có xét sự phụ thuộc trạng thái ứng suất của các đặc tính biến dạng của đất.

Tương tác giữa tường và đất được mô phỏng bởi các phần tử tiếp xúc.

2.1.4 Phần mềm tính toán

Phần mềm phần tử hữu hạn Plaxis 8.6 của hãng Plaxis, Hà Lan (Brinkgreve và nnk, 2006)

được sử dụng để mô phỏng biến dạng công trình.

Miền tính toán được rời rạc hoá bởi các phần tử tam giác biến dạng phẳng 15 điểm nút. Số lượng phần tử thay đổi theo mỗi phương án kích thước trong khoảng từ 500 đến 900 phần tử (Hình 6).

Tổng số trường hợp phân tích là 48, trong đó 8 phương án về kích thước tường, 3 phương án về mô hình vật liệu, 2 phương án về tải trọng bề mặt tác dụng.

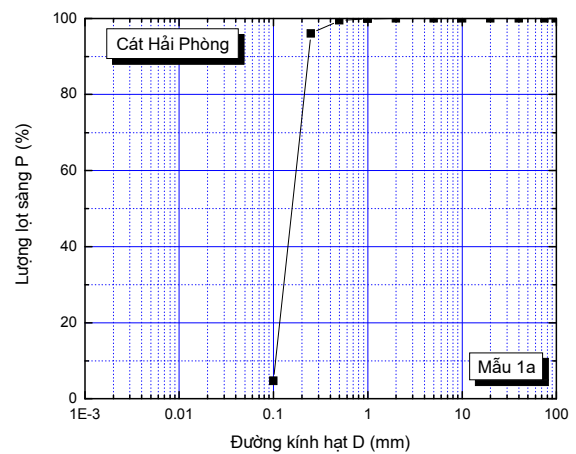
2.2 Kết quả mô phỏng và thảo luận

2.2.1 Chuyển vị tổng cực đại

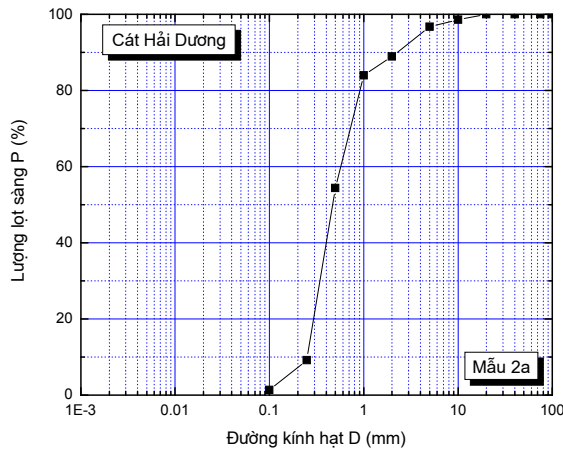
Hình 7 thể hiện kết quả tính chuyển vị tổng cực đại của công trình tại giai đoạn 2 khi đắp đất đến cao trình đỉnh tường ứng với 8 phương án kích thước tường và 3 mô hình đất khác nhau nói trên. Có thể thấy rằng khi chiều cao tường tăng, chuyển vị tổng cực đại tăng.

Trong mỗi phương án kích thước tường, mô hình Hardening Soil cho giá trị lớn nhất về chuyển vị tổng cực đại; hai mô hình đàn hồi tuyến tính và Mohr-Coulomb cho các giá trị nhỏ hơn và gần bằng nhau về chuyển vị tổng cực đại.

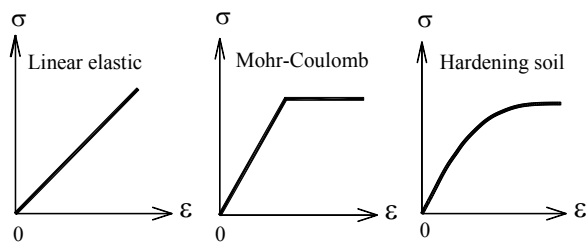
Hình 8 thể hiện kết quả tính chuyển vị tổng cực đại của công trình tại giai đoạn 3 khi tường đã được đắp xong, trên đỉnh tường có tải trọng phân bố đều $q=25\text{kN/m}^2$, ứng với các phương án khác nhau về kích thước tường và mô hình đất nói trên.



Hình 3. Đường cấp phối hạt của cát Hải Phòng.



Hình 4. Đường cấp phối hạt của cát Hải Dương.



Hình 5. Các mô hình đất được sử dụng mô phỏng.

Bảng 3. Tham số mô hình đàn hồi tuyến tính đối với đất nền và đất đắp.

Tham số	Đơn vị	Đất nền ¹	Đất đắp ²
Trọng lượng riêng tự nhiên γ_w	kN/m ³	15.63	16.53
Trọng lượng riêng bão hoà γ_{bh}	kN/m ³	19.9	21.6
Mô đun đàn hồi Young E	kN/m ²	32000	35000
Hệ số Poisson ν	-	0.2	0.2
Hệ số thấm $K_x=K_y$	m/day	1.0	1.0

Bảng 4. Tham số mô hình Mohr-Coulomb đối với đất nền và đất đắp.

Tham số	Đơn vị	Đất nền ¹	Đất đắp ²
Trọng lượng riêng tự nhiên γ_w	kN/m ³	15.63	16.53
Trọng lượng riêng bão hoà γ_{bh}	kN/m ³	19.9	21.6
Mô đun đàn hồi Young E_{ref}	kN/m ²	32000	35000
Lực dính c	kN/m ²	7.3	7.85
Góc ma sát trong φ	°	37	38
Góc nở ψ	°	7	8

Hệ số Poisson ν_{ur}	-	0.2	0.2
Hệ số thấm $K_x=K_y$	m/day	1.0	1.0

Bảng 5. Tham số mô hình Hardening Soil đối với đất nền và đất đắp.

Tham số	Đơn vị	Đất nền ¹	Đất đắp ²
Trọng lượng riêng tự nhiên γ_w	kN/m ³	15.63	16.53
Trọng lượng riêng bão hoà γ_{bh}	kN/m ³	19.9	21.6
E_{s0}^{ref} (với $p_{ref} = 100kPa$)	kN/m ²	32000	35000
E_{ur}^{ref} (với $p_{ref} = 100kPa$)	kN/m ²	96000	105000
E_{oed}^{ref} (với $p_{ref} = 100kPa$)	kN/m ²	32000	35000
Lực dính c	kN/m ²	7.3	7.85
Góc ma sát trong φ	°	37	38
Góc nở ψ	°	7	8
Hệ số Poisson ν_{ur}	-	0.2	0.2
Hệ số mũ m	-	0.5	0.5
Hệ số K_0^{nc}	-	0.398	0.384
Cường độ kéo	kN/m ²	0.0	0.0
Tỷ số phá hoại	-	0.9	0.9
Hệ số thấm $K_x=K_y$	m/day	1.0	1.0

Chú thích: 1: Cát Hải Phòng. 2: Cát Hải Dương

Có thể nhận thấy kết quả chuyển vị trong giai đoạn 3 tương tự kết quả chuyển vị trong giai đoạn 2. Tuy nhiên, trong giai đoạn 3, giá trị chuyển vị tổng cực đại khi áp dụng mô hình Hardening Soil lớn hơn đáng kể giá trị chuyển vị tổng cực đại khi áp dụng mô hình Mohr-Coulomb hoặc đàn hồi tuyến tính (Hình 8).

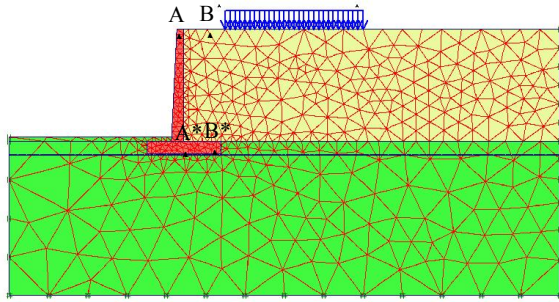
Do ảnh hưởng của tải trọng bề mặt, với cùng một phương án kích thước tường và mô hình đất, chuyển vị tổng cực đại trong giai đoạn 3 có giá trị lớn hơn giá trị chuyển vị tương ứng trong giai đoạn 2 (không có tải trọng bề mặt).

2.2.2 Chuyển vị ngang tại lưng tường

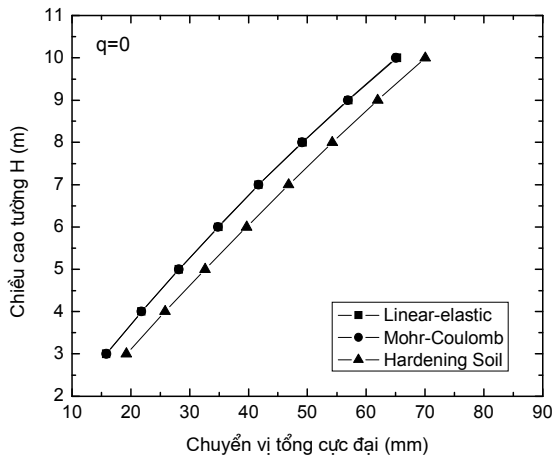
Quan hệ giữa chuyển vị ngang, u_x , tại mặt cắt lưng tường chắn A-A* (Hình 6) với chiều cao tường, H (tính từ chân tường) ứng với các phương án khác nhau về kích thước tường và mô hình đất tại giai đoạn thi công thứ 2 được thể hiện trên các Hình 9 đến 11.

Kết quả tính toán khi áp dụng mô hình đất đàn hồi tuyến tính (Hình 9) và Mohr-Coulomb

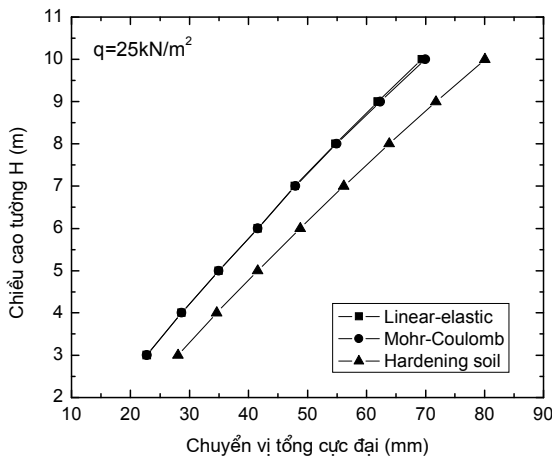
(Hình 10) cho thấy khi chiều cao tường tăng,



Hình 6. Lưới phần tử hữu hạn mô phỏng sự làm việc của tường chắn chữ L.



Hình 7. Chuyển vị tổng cực đại theo các phương án chiều cao tường và mô hình đất khác nhau tại giai đoạn 2.



Hình 8. Chuyển vị tổng cực đại theo các phương án chiều cao tường và mô hình đất khác nhau tại giai đoạn 3.

Các điểm tại chân tường bị đẩy dịch về phía

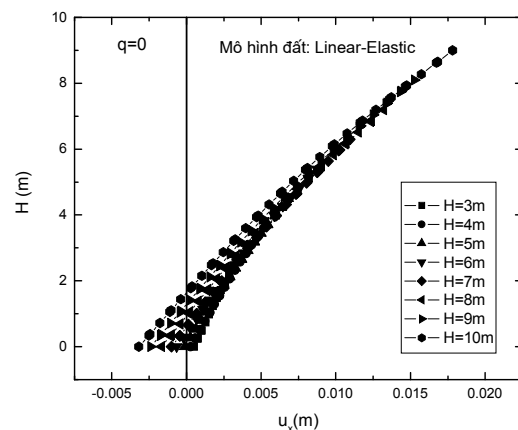
ngược tường khi $H > 4\text{m}$, còn các điểm tại đỉnh tường bị chuyển dịch về phía đất đắp. Nói cách khác, tường có xu thế bị xoay về phía đất đắp khi chiều cao tường tăng.

Tuy nhiên, kết quả phân tích bởi mô hình Mohr-Coulomb (Hình 10) cho thấy các điểm tại đỉnh tường tăng chuyển vị ngang về phía đất đắp khi chiều cao tường tăng từ $H = 3\text{--}8\text{m}$, và giảm chuyển vị ngang khi $H = 9\text{--}10\text{m}$.

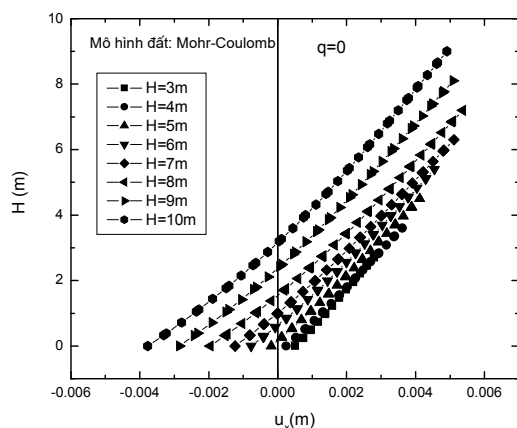
Hình 11 cho thấy chuyển vị ngang tại mặt cắt lưng tường khi áp dụng mô hình đất Hardening Soil. Các điểm tại chân tường bị đẩy dịch hoàn toàn về phía ngực tường khi chiều cao tường tăng. Các điểm tại đỉnh tường cũng bị đẩy dịch về phía ngực tường khi $H > 5\text{m}$. Cần đặc biệt chú ý có sự đổi chiều xoay của tường từ trạng thái xoay về phía lưng tường khi $H < 9\text{m}$ sang trạng thái xoay về phía ngực tường khi $H > 9\text{m}$ (Hình 11). Để an toàn nên thiết kế tường với chiều cao dưới 8m . Khi thiết kế tường cao trên 9m , cần đặc biệt chú ý các biện pháp gia cường nhằm tăng độ cứng của tường.

Tại giai đoạn 3 (có xét tải trọng bề mặt $q = 25\text{ kN/m}^2$), kết quả tương tự kết quả tại giai đoạn 2 được thể hiện trên các Hình 12 đến 14.

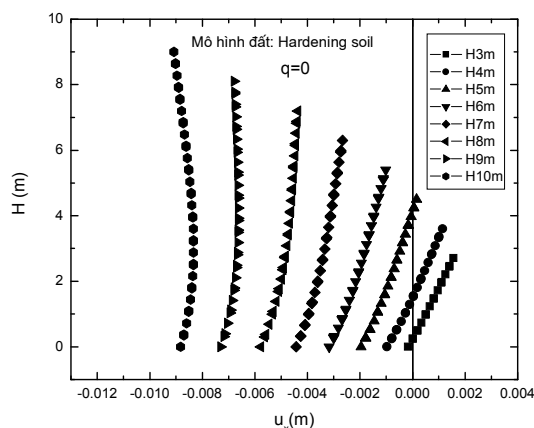
Kết quả phân tích chuyển vị ngang tại giai đoạn 3 với mô hình đàn hồi tuyến tính (Hình 12) và mô hình Mohr-Coulomb (Hình 13) cho thấy tường có xu thế xoay về phía lưng tường khi chiều cao tường tăng. Tuy nhiên, do ảnh hưởng của tải trọng bề mặt, chuyển vị ngang tại đỉnh tường có giá trị lớn hơn giá trị tương ứng tại giai đoạn 2 (Hình 9 và 10).



Hình 9. Chuyển vị ngang tại lưng tường tại giai đoạn 2 (mô hình đất đàn hồi tuyến tính).



Hình 10. Chuyển vị ngang tại lưng tường tại giai đoạn 2 (mô hình đất Mohr-Coulomb).



Hình 11. Chuyển vị ngang tại lưng tường tại giai đoạn 2 (mô hình đất Hardening Soil).

Kết quả tính toán chuyển vị ngang khi áp dụng mô hình Hardening Soil trong giai đoạn 3 (Hình 14) tương tự kết quả trong giai đoạn 2 (Hình 11), tuy nhiên, giá trị tuyệt đối chuyển vị ngang tại đỉnh và đáy tường lớn hơn. Chú ý rằng tường bị xoắn chiều xoay từ phía lưng tường khi $H < 9\text{m}$ sang phía ngực tường khi $H > 9\text{m}$.

Các kết quả phân tích biến dạng tại các giai đoạn thi công số 2 và 3 cho thấy mô hình đất có ảnh hưởng quan trọng đến chuyển vị công trình. Nhìn chung mô hình đàn hồi tuyến tính và mô hình Mohr-Coulomb cho kết quả không phản ánh ứng xử thực của đất về sự phụ thuộc trạng thái ứng suất của các đặc tính biến dạng vì sử dụng các hằng số mô đun đàn hồi (Bảng 3 và 4). Trong khi đó, mô hình Hardening Soil có xét sự phụ thuộc trạng thái ứng suất của các đặc tính biến dạng của đất, tức là độ cứng của đất tăng theo chiều sâu theo công thức (1) dưới đây (Brinkgreve và nnk, 2006), nên cho kết quả hợp

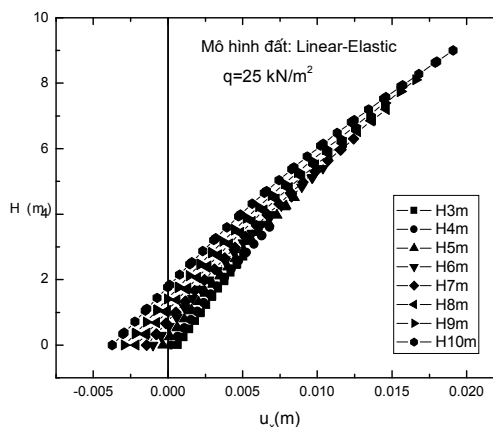
lý hơn.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi + \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (1)$$

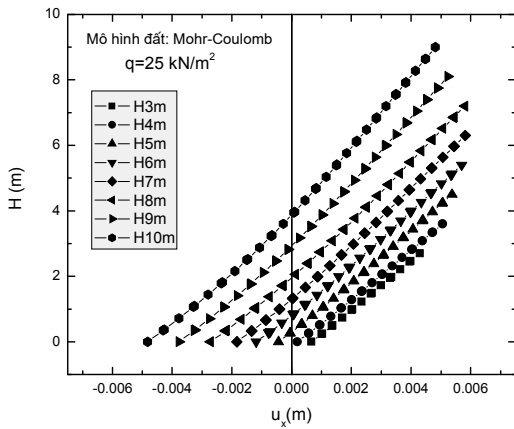
Theo công thức (1), tại độ sâu tham chiếu, $\sigma'_3 = P_{ref} (=100 \text{ kPa})$ nên $E_{50} = E_{50}^{ref}$. Đối với mô hình Hardening Soil, tại độ sâu tham chiếu, mô đun Young của đất E_{50}^{ref} có giá trị bằng các giá trị (hằng số) tương ứng E đối với mô hình đàn hồi tuyến tính (Bảng 3) và E_{ref} đối với mô hình Mohr-Coulomb (Bảng 4); tại độ sâu nhỏ hơn độ sâu tham chiếu nói trên, giá trị mô đun Young của đất nhỏ hơn giá trị tương ứng đối với hai mô hình còn lại. Vì vậy trong phạm vi kích thước bài toán nghiên cứu hiện tại ($H=3\text{-}10\text{m}$), chuyển vị ngang của tường tính theo mô hình Hardening Soil có thể có giá trị lớn hơn chuyển vị ngang của tường tính theo mô hình đàn hồi tuyến tính và Mohr-Coulomb.

Tatsuoka và Kohata (1995) cho rằng mô đun đàn hồi của đất theo một phương nào đó tỷ lệ thuận với giá trị ứng suất pháp tác dụng theo phương đó. Điều này có nghĩa là mô đun đàn hồi của đất sẽ tăng khi chiều cao tường tăng. Vì vậy, khó khăn khi áp dụng mô hình đàn hồi tuyến tính và Mohr-Coulomb chính là việc lựa chọn giá trị mô đun đàn hồi thích hợp với mức ứng suất. Việc áp dụng mô hình Hardening Soil có thể khắc phục được khó khăn nói trên.

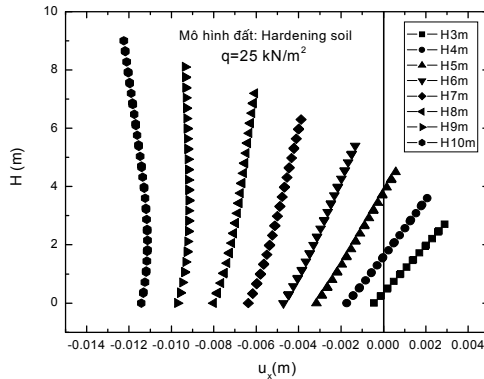
Tuy nhiên, để kiểm nghiệm các kết quả mô phỏng hiện tại, việc thu thập các số liệu chuyển vị tường chắn tại hiện trường hoặc mô hình tỷ lệ thực là rất cần thiết.



Hình 12. Chuyển vị ngang tại lưng tường tại giai đoạn 3 (mô hình đất đàn hồi tuyến tính).



Hình 13. Chuyển vị ngang tại lưng tường tại giai đoạn 3 (mô hình đất Mohr-Coulomb).



Hình 14. Chuyển vị ngang tại lưng tường tại giai đoạn 3 (mô hình đất Hardening Soil).

2.2.3 Áp lực đất tác dụng lên tường chắn

Hình 15 và 16 lần lượt so sánh giá trị ứng suất theo phương ngang σ'_x trong đất đắp được tính, tại giai đoạn 2, theo 3 mô hình đất khác nhau nói trên tại mặt cắt thẳng đứng BB* đi qua điểm gót móng tường (Hình 6) với các giá trị áp lực đất chủ động $\sigma'_a = K_a \gamma z$ và áp lực đất tĩnh $\sigma'_{xo} = K_o \gamma z$ đối với phương án tường thấp ($H=3\text{m}$) và phương án tường cao ($H=10\text{m}$). Trong quá trình mô phỏng, vì lực dính nhỏ nên có thể bỏ qua. Các hệ số áp lực đất chủ động và áp lực đất tĩnh được tính lần lượt theo các công thức Rankine và Jaky như sau: $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ và $K_o = 1 - \sin \varphi$. Trọng lượng riêng γ và góc ma sát trong φ của đất đắp được lấy theo Bảng 5. z là độ sâu tính toán kể từ đỉnh tường.

Nhìn chung các giá trị σ'_x tính với mô hình đàn hồi tuyến tính và Mohr-Coulomb không hợp lý vì σ'_x quá lớn (đối với mô hình đàn hồi tuyến tính) tại các điểm gần đỉnh tường (Hình

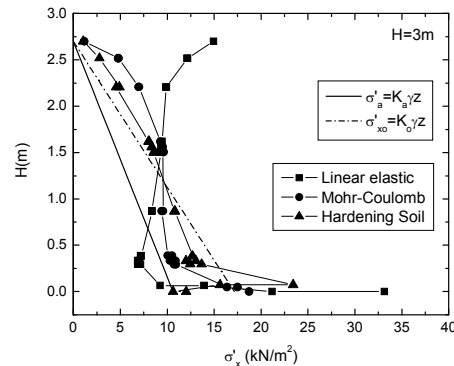
15, 16) hoặc $\sigma'_x < \sigma'_a$ (đối với cả hai mô hình) tại các điểm gần chân tường (Hình 16).

Ngược lại, mô hình Hardening Soil cho giá trị σ'_x hợp lý hơn, nằm trong khoảng áp lực đất chủ động và áp lực đất tĩnh: $\sigma'_a < \sigma'_x < \sigma'_{xo}$ (Hình 15, 16).

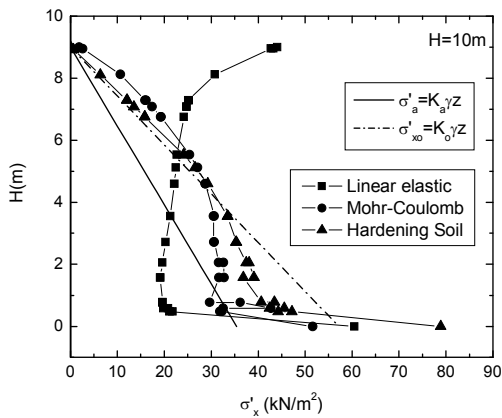
Tường chắn chữ L thuộc loại tường chắn ổn định cơ học. Dựa trên kết quả tính ứng suất theo mô hình Hardening Soil nói trên, có thể giải thích cơ chế chuyển vị tường như sau:

Đối với phương án tường thấp (PA1, $H=3\text{m}$, Hình 15), tỷ số giữa mô men của các lực giữ (ví dụ do trọng lượng đất đắp phía trên bản đáy móng) và mô men của các lực gây lật (ví dụ do áp lực đất) đối với điểm mũi tường O (Hình 1) có thể lớn. Nhờ vậy làm hạn chế sự hình thành áp lực đất chủ động. Trạng thái ứng suất trong đất đắp gần với trạng thái cân bằng tĩnh, chưa đạt trạng thái cân bằng giới hạn chủ động (Hình 15). Khả năng tường thấp xoay về phía đất đắp có thể xảy ra.

Ngược lại, đối với phương án tường cao (PA8, $H=10\text{m}$, Hình 16), tỷ số giữa mô men giữ và mô men lật nói trên có thể giảm nhỏ. Do đó, nếu chuyển vị ngang của tường đủ lớn có thể hình thành áp lực đất chủ động tác dụng lên tường. Vì vậy, trạng thái ứng suất trong đất đắp gần trạng thái cân bằng giới hạn chủ động, đặc biệt đối với các điểm gần chân tường (Hình 16). Khả năng tường đổi chiều xoay, từ phía đất đắp sang phía ngực tường, là có thể xảy ra. Potts và Zdravkovic (2001) khẳng định ưu điểm của các loại mô hình thuộc loại Hardening Soil so với các mô hình đàn hồi tuyến tính và Mohr-Coulomb trong việc mô phỏng chuyển vị của tường chắn và sự phân bố áp lực đất.



Hình 15. So sánh các giá trị ứng suất theo phương ngang (phương án tường thấp $H=3\text{m}$).



Hình 16. So sánh các giá trị ứng suất theo phương ngang (phương án tường cao $H=10\text{m}$).

III. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH TƯỜNG CHẮN

Phân tích ổn định tổng thể của tường chắn được thực hiện theo phương pháp phần tử hữu hạn, sử dụng kỹ thuật giảm cường độ chống cắt của đất (Matsui và San, 1992; Brinkgreve và nnk, 2006). Theo đó, các tham số cường độ chống cắt của đất c và $\text{tg}\varphi$ được giảm liên tiếp cho đến khi đất bị phá hoại hoàn toàn. Hệ số an toàn ổn định F_s được tính như sau:

$$F_s = \frac{c}{c^*} = \frac{\text{tg}\varphi}{\text{tg}\varphi^*} \quad (2)$$

trong đó, c^* và $\text{tg}\varphi^*$ là các tham số cường độ chống cắt được giảm trong quá trình phân tích.

Hình 17 cho thấy hệ số ổn định tổng thể của tường giảm khi chiều cao tường tăng. Do ảnh hưởng của tải trọng bề mặt, hệ số ổn định giảm so với trường hợp không có tải trọng bề mặt.

IV. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

4.1 Kết luận

Nghiên cứu biến dạng tường chắn chữ L được thực hiện theo phương pháp phần tử hữu hạn đối với nhiều phương án khác nhau về kích thước hình học, mô hình vật liệu, tại các giai đoạn thi công khác nhau. Tổng số trường hợp phân tích là 48, trong đó 8 phương án kích thước tường ($H=3\text{-}10\text{m}$), 3 mô hình đất nền và đất đắp (đàn hồi tuyến tính, Mohr-Coulomb và Hardening Soil), 2 phương án tải trọng bề mặt ($q=0$ và $q=25 \text{ kN/m}^2$). Kết quả mô phỏng cho thấy:

Khi chiều cao tường tăng, chuyển vị tổng cực đại tăng, hệ số ổn định tổng thể giảm. Trong mỗi phương án kích thước tường, mô hình đất

Hardening Soil cho giá trị lớn nhất về chuyển vị tổng cực đại; hai mô hình đàn hồi tuyến tính và Mohr-Coulomb cho các giá trị chuyển vị tổng cực đại gần bằng nhau nhưng nhỏ hơn giá trị chuyển vị tổng cực đại tính theo mô hình Hardening Soil.

Kết quả phân tích chuyển vị ngang tại mặt cắt lưng tường cho thấy đối với mô hình đàn hồi tuyến tính và Mohr-Coulomb, khi chiều cao tường tăng, tường có xu thế xoay về phía lưng tường; tuy nhiên, đối với mô hình Hardening Soil, tường bị đổi chiều xoay từ phía lưng tường sang phía ngực tường khi $H=9\text{m}$.

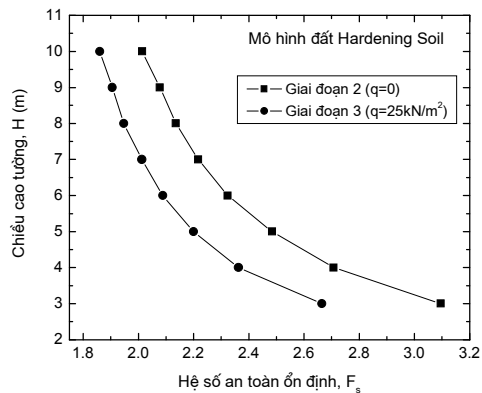
Sự khác nhau về cơ chế chuyển vị nói trên khi sử dụng các mô hình đất khác nhau có thể chủ yếu là do mô hình Hardening Soil đã xem xét sự phụ thuộc trạng thái ứng suất của các đặc tính biến dạng của đất cát, trong khi hai mô hình còn lại không xem xét vấn đề nói trên.

4.2 Tồn tại và kiến nghị

Nghiên cứu hiện tại chỉ tập trung mô phỏng sự làm việc của tường chắn chữ L theo các mô hình đất khác nhau.

Để kiểm nghiệm các kết quả mô phỏng nói trên, cần tiến hành các thí nghiệm mô hình hoặc quan trắc chuyển vị tường chắn tại hiện trường.

Nội dung nghiên cứu của đề tài nên áp dụng đối với các loại vật liệu đất rời khác nhau và hạng mục công trình có kích thước lớn như đập cao, hồ đào sâu.



Hình 17. Hệ số ổn định tổng thể với các chiều cao tường khác nhau tại giai đoạn 2 và 3.

LỜI CẢM ƠN

Nghiên cứu được thực hiện dựa vào nguồn vốn ngân sách nhà nước dành cho khoa học.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- 1) Nguyễn Hồng Nam, Nguyễn Công Mẫn, Nguyễn Quang Tuấn và nnk (2008). Nghiên cứu sự phụ thuộc trạng thái ứng suất của các đặc tính biến dạng của đất cát trong thiết kế tường chắn đất, Thuyết minh đề tài nghiên cứu khoa học và phát triển công nghệ, Đại học Thủy lợi.
 - 2) Nguyễn Xuân Bảo và Nguyễn Công Mẫn (1977). Hướng dẫn thiết kế tường chắn đất công trình thủy lợi H.D.T.L-C-4-76, Bộ Thủy lợi.
 - 3) Trường Đại học Thủy Lợi (2006). Báo cáo khảo sát địa chất công trình kè Văn Hoá, Tuyên Hoá, Quảng Bình.
 - 4) Viện Khoa học Thủy Lợi (2005). Báo cáo khảo sát địa chất công trình kè Sa Vỹ, Móng Cái, Quảng Ninh.
 - 5) Bowles, J.E. (1997). Foundation analysis and design, 5th edition, McGraw- Hill.
 - 6) Brinkgreve, R.B.J, Broere, W., Waterman, D. (2006). PLAXIS 2D-Version 8, Material Models Manual, Plaxis BV, The Netherlands.
 - 7) HongNam, N. and Koseki, J. (2005). Quasi-elastic deformation properties of Toyoura sand in cyclic triaxial and torsional loadings, Soils and Foundations, Vol. 45, No. 5, pp. 19-38.
 - 8) Matsui, T. and San, K.C. (1992). Finite element stability analysis by shear strength reduction technique. Soils and Foundations, Vol. 32, No.1, pp.59-70.
 - 9) Potts, D. M. and Zdravkovic, L. (2001). Finite element analysis in geotechnical engineering, Application. Thomas Telford, London, pp. 75-124.
- Tatsuoka, F. and Kohata, Y. (1995). Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Prefailure deformation of geomaterials, Shibuya, Mitachi and Miura (eds.), Balkema, Vol. 2, pp. 947-1063.

Abstract:

DEFORMATION ANALYSIS OF THE CANTILEVER WALL INTERACTED WITH BACKFILL AND IN-SITU SANDY SOILS MODELLED USING HARDENING SOIL MODEL

Deformation analysis of cantilever wall was implemented by using finite element method for various cases of wall dimensions, soil models, and surcharges. The simulation results showed that when the wall height increased, the extreme total displacement increased, and the total factor of safety decreased. In each case of dimension, the Hardening Soil model yielded the maximum value of extreme total displacement, while both linear elastic and Mohr-Coulomb models yielded smaller and similar values. When the height increased, the wall tended to rotate to the backfill soil when applying both linear elastic and Mohr-Coulomb models, while the wall reversed the rotation direction from backfill soil to the front face at H=9m when applying the Hardening Soil model. Such differences could be due to the stress state dependencies of deformation properties of sand were considered in the Hardening Soil model.