

PHÂN TÍCH ẢNH HƯỞNG CỦA TRỤ ĐẤT XI MĂNG ĐẾN ỔN ĐỊNH VÁCH HỒ ĐÀO TƯỜNG LIÊN TỤC

PHẠM VĂN MINH

Viện Thủy công – Viện Khoa học Thủy Lợi Việt Nam - vanminhvtc@gmail.com

VŨ BÁ THAO

Viện Thủy công – Viện Khoa học Thủy Lợi Việt Nam - vubathao@gmail.com

NGUYỄN QUỐC DŨNG

Viện Thủy công – Viện Khoa học Thủy Lợi Việt Nam - nguyenquocdunghsc@gmail.com

(Ngày nhận: 9/9/2016; Ngày nhận lại: 28/10/16; Ngày duyệt đăng: 14/11/2016)

TÓM TẮT

Trong quá trình thi công hồ đào làm tường liên tục thường dùng vữa bentonite để khống chế chuyển vị vách đào và lún mặt đất. Tuy nhiên, khi gần hố đào có các công trình xây dựng và địa chất phức tạp như: đất yếu, cát chảy, v.v... thì việc bảo vệ vách đào bằng vữa bentonite là không đủ an toàn cho công trình. Bài báo này đề xuất sử dụng phương án trụ đất xi măng kết hợp vữa bentonite để gia cố vách đào và khống chế lún cho các công trình lân cận. Bài toán được mô phỏng trên phần mềm 3D Midas GTS để phân tích lún cho các công trình lân cận, chuyển vị ngang và hình thức phá hoại của vách hố đào. Bài báo cũng phân tích phương án tối ưu trụ đất xi măng để nâng cao an toàn cho công trình trong quá trình thi công.

Từ khóa: Tường liên tục; hình thức phá hoại; lún; chuyển vị; trụ đất xi măng.

Analysis of the effects of soil cement columns on stability of diaphragm wall trench

ABSTRACT

The diaphragm wall construction process for deep vertical trenches is often filled up with bentonite slurry to control displacement of trench and surrounding settlement. However, when the diaphragm wall trenches near the adjacent buildings and complex geology such as soft soil, sand boiling, etc... using bentonite slurry to protect the stability of trenches would not be safe enough for the excavation. This paper proposes a method combining between the soil cement columns with the bentonite slurry for increasing the stability of trench and control settlement for adjacent buildings. The models were simulated by Midas GTS 3D software to analyze the settlement of adjacent buildings, the displacement and failure modes of the trench. Optimal schemes of soil cement columns to improve the safety of the excavation in the construction process were also analyzed.

Keywords: Diaphragm wall; failure mode; settlement; displacement; soil cement column.

1. Đặt vấn đề

Nhu cầu sử dụng đất để xây dựng công trình trong các thành phố lớn ngày càng tăng. Vì vậy, tầng hầm của các nhà cao tầng không ngừng tăng về độ sâu để nâng cao hiệu quả sử dụng không gian ngầm. Đối với hố móng sâu, hình thức tường chắn đất thường được chọn là tường liên tục hoặc tường hàng cọc khoan nhồi kết hợp với trụ đất xi măng (TĐXM). Trong quá trình thi công hồ đào làm tường liên tục cho hố móng thường dùng vữa bentonite để khống chế chuyển vị vách đào và lún mặt đất.

Tuy nhiên, khi gần hố đào có các công trình xây dựng và nền địa chất phức tạp như đất yếu, cát chảy, v.v... thì việc bảo vệ vách đào bằng vữa bentonite là không đủ an toàn cho công trình. Bài báo này đề xuất sử dụng phương án trụ đất xi măng kết hợp vữa bentonite để gia cố vách đào và khống chế lún cho các công trình lân cận. Các trường hợp tính toán được mô phỏng trên phần mềm 3D Midas GTS để phân tích lún cho các công trình lân cận, chuyển vị ngang và hình thức phá hoại của vách hố đào. Bài báo cũng so sánh lựa chọn phương án tối

ưu để nâng cao an toàn cho công trình trong quá trình thi công.

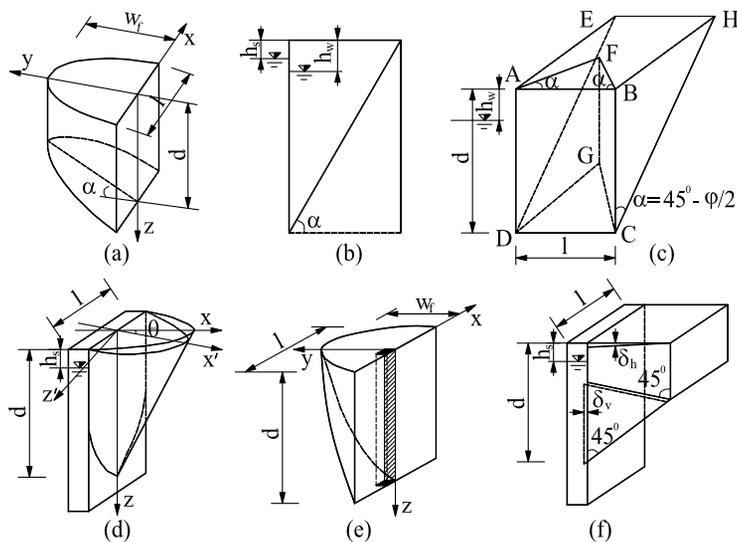
2. Tổng quan các hình thức phá hủy vách hố đào trong quá trình thi công

Trong một số nghiên cứu cho thấy sự phá hoại của vách hố đào tường liên tục thường phân thành hai dạng phá hoại: (1) phá hoại do mất ổn định tổng thể; (2) phá hoại do mất ổn định cục bộ (Liu và Wang, 2009).

2.1. Mất ổn định tổng thể

Mất ổn định tổng thể thường xuất hiện từ miệng đến đáy hố đào. Trong tính toán thường giả thiết hai dạng phá hoại là phá hoại hình nêm trụ và hình nêm tam giác (Liu và Wang, 2009). Thông qua phân tích kết quả tính toán giữa mô hình 2D và mô hình 3D cho thấy: Trong mô hình 2D sự phá hoại thường xuất hiện ở vị trí sâu hơn trong mô hình 3D. Một số hình dạng phá hoại trong các điều kiện cụ thể được các tác giả nghiên cứu như: Piaskowski

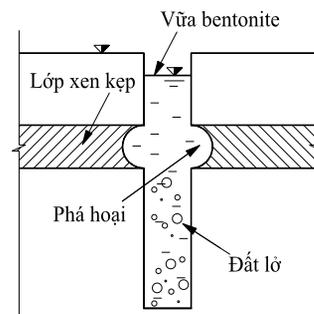
và Kowalewski (1965) đưa ra hình dạng phá hoại kiểu nêm trụ, hình 1a. Morgenstern và Amir-Tahmasseeb (1965) thông qua việc giả định mặt trượt (hình 1b) để tìm ra góc trượt phá hoại α đối với đất nền không dính $\alpha = 45^\circ + \varphi/2$ (φ góc ma sát trong của đất nền). Washbourne (1984) nghiên cứu phân tích ổn định vách hố đào trên nền đất dính và không dính, với giả thiết hình dạng phá hoại là hình nêm tam giác, hình 1c. Tsai và Chang (1996) chỉ ra hình thức phá hoại như hình 1d đối với đất nền không dính. Yu Shaofeng và Ji Chongping (1998) đã giả thiết hình thức phá hoại như hình 1e và căn cứ vào hình thức chịu lực của khối bị phá hoại, từ đó xác định vị trí phá hoại nguy hiểm nhất trên vách đào. Aas (1976) giả thiết hình thức phá hoại cho đất nền không thoát nước như được minh họa trong hình 1f.



Hình 1. Các hình dạng phá hoại tổng thể của vách hố đào

2.2. Mất ổn định cục bộ

Mất ổn định cục bộ thường xảy ra khi trong đất nền tồn tại một lớp đất yếu xem kẽ, hình 2 (Liu và Wang, 2009). Mất ổn định này xuất hiện trước rồi phát triển dần đến mất ổn định tổng thể. Khi hiện tượng này xảy ra sẽ yêu cầu khối lượng bê tông lớn để làm tường, giải pháp thi công phức tạp, dẫn đến tăng giá thành công trình. Ổn định vách hố đào lúc này phụ thuộc vào việc xâm nhập vữa bentonite.



Hình 2. Hình dạng phá hoại cục bộ của vách hố đào

Trước khi vữa bentonite hình thành được màng bảo vệ thì vách tường tại vị trí xem kẹp (lớp đất yếu) đã hình thành lực thấm thấu và chính điều này làm ảnh hưởng đến việc ổn định vách hố đào. Căn cứ vào phương trình cân bằng lực tại vách hố đào đưa ra được hệ số an toàn n .

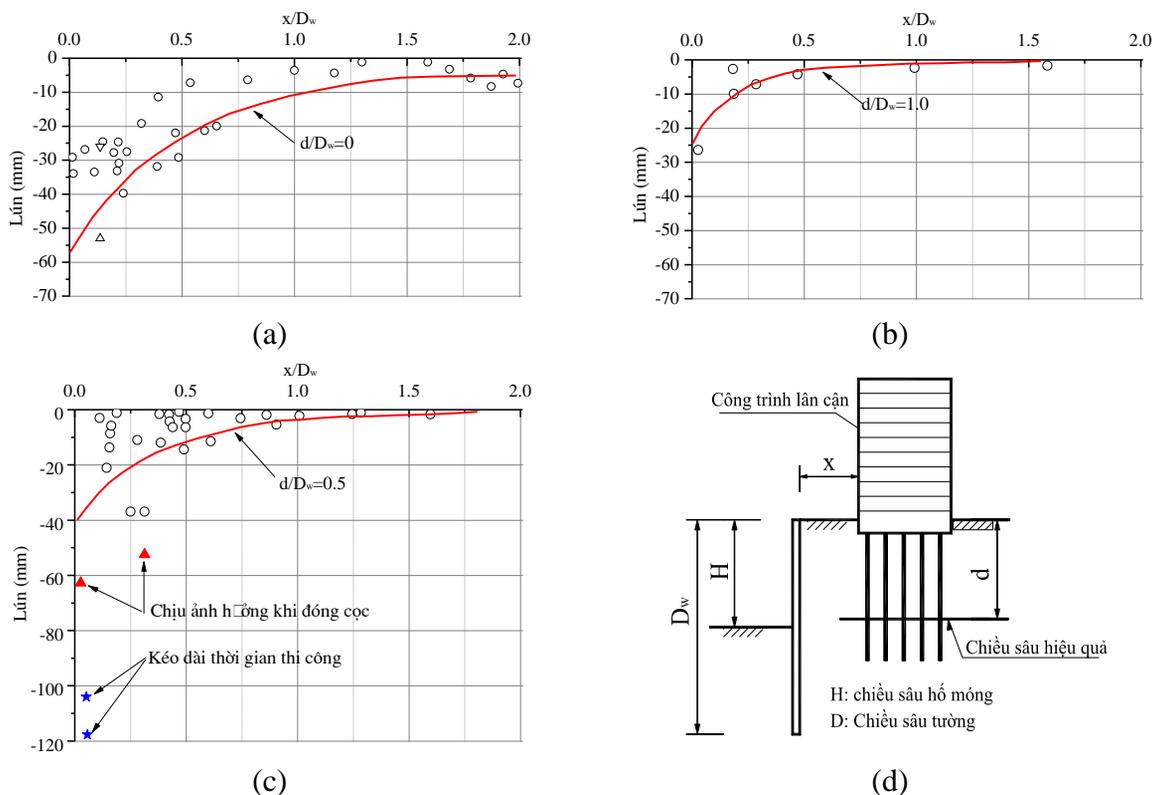
$$n = \frac{\gamma_w i_0 \tan \varphi}{\gamma_f - \gamma_s} \quad (1)$$

Trong đó: γ_w : là trọng lượng riêng của nước (kN/m^3); i_0 : là độ dốc thủy lực; φ : là góc ma sát trong của vữa bentonite ($^\circ$); γ_f : là trọng lượng riêng của vữa bentonite (kN/m^3); γ_s : là trọng lượng riêng của đất (kN/m^3).

2.3. Giới hạn lún công trình lân cận

Khi thi công hố đào trạng thái ứng suất

của đất biến đổi tương đối phức tạp. Áp lực đất và áp lực vữa bentonite tác dụng lên vách hố đào không cân bằng, dẫn đến biến dạng vách, ảnh hưởng đến lún mặt đất và công trình lân cận. Cowland và Thorley (1985) nghiên cứu cho thấy phạm vi ảnh hưởng của việc thi công hố đào tường liên tục đến công trình lân cận là $1H$ (H là độ sâu rãnh đào) và trong tính toán không thể bỏ qua. Budge-Reid và nnk (1984) đã tổng kết các kết quả đo đạc của các công trình hố móng tàu điện ngầm ở Hồng Kông cho thấy, khi công trình lân cận có móng nông chịu ảnh hưởng lún lớn hơn công trình lân cận có móng sâu, hoặc khi kéo dài thời gian thi công hố đào, gần vị trí hố đào có công tác đóng cọc thì ảnh hưởng lún cũng tăng lên, hình 3.



Hình 3. Ảnh hưởng của việc thi công hố đào đến lún công trình lân cận Budge-Reid và nnk (1984)

Clough và O'Rourke (1990) dựa vào các tài liệu quan trắc công trình nằm trên nền đất yếu, đất sét dẻo cứng, đất sét cứng đã chỉ ra khi thi công hố đào sẽ làm ảnh hưởng đến lún mặt đất là $0.15\%H$. Ou Changyu (2004) nghiên cứu cho thấy khi thi công hố đào làm

tường liên tục cho công trình hố móng tàu điện ngầm ở Đài Bắc – Đài Loan độ lún mặt đất là $0.05\%H$, độ lún lớn nhất đo được từ $10 \sim 15$ mm, phạm vi ảnh hưởng là $1H$. Cowland và Thorley (1985) nghiên cứu cho thấy tổng biến dạng của việc thi công hố đào tường liên tục

bằng khoảng 40 ~ 50 % tổng biến dạng của việc thi công đào hố móng. Theo Tiêu chuẩn hố móng Thượng Hải - Trung Quốc (2010) quy định độ lún của mặt đất đối với công trình cấp I là 0.15%h, công trình cấp II là 0.25%h,

công trình cấp III là 0.55%h (h là độ sâu hố móng). Bjerrum chỉ ra giá trị giới hạn của biến dạng góc xoay ω (Δ/L – Chuyển vị/ chiều dài móng) để đánh giá lún và kết cấu công trình lân cận (Chang, 2006), xem Bảng 1.

Bảng 1

Giới hạn biến dạng góc xoay

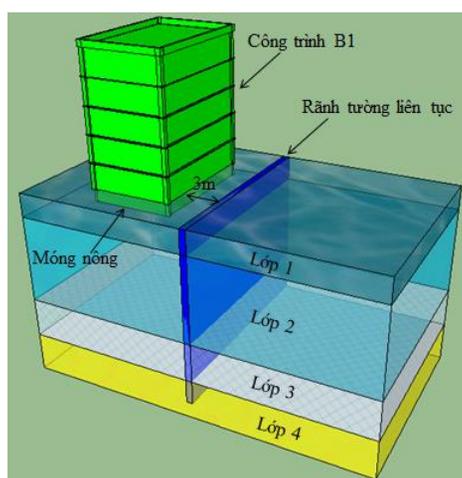
TT	Δ/L	Kiểu phá hoại công trình
1	1/750	Ảnh hưởng đến cơ chế nhạy cảm lún.
2	1/600	Tồn hại đến kết cấu khung dầm của công trình.
3	1/500	Giới hạn an toàn nứt của công trình (xét đến hệ số an toàn).
4	1/300	Xuất hiện vết nứt trên tường (chưa xét đến hệ số an toàn).
5	1/250	Công trình xuất hiện nghiêng.
6	1/150	Sàn và tường xuất hiện nứt đáng kể.
7	1/150	Nguy cơ tồn hại đến kết cấu công trình.

3. Phân tích ảnh hưởng của trụ đất xi măng trong việc ổn định vách hố đào

3.1. Giới thiệu công trình

Công trình hố móng Tòa nhà 97-99 Láng Hạ, phường Láng Hạ, quận Đống Đa, thành phố Hà Nội, tổng diện tích 3295 m², chu vi 223 m, cao trình mặt đất tự nhiên bình quân -1.000 m, cao trình đáy móng -11.900 m, độ

sâu hố móng thiết kế h=10.9 m (độ sâu cục bộ lớn nhất là h₁=13.0 m), thiết kế 3 tầng hầm. Phía Đông Nam công trình cách nhà tập thể 5 tầng B1 là khoảng 3 m. Tiêu chuẩn hố móng Thượng Hải - Trung Quốc (2010) quy định cấp bảo vệ môi trường xung quanh công trình là cấp I, (khoảng cách từ công trình lân cận đến mép hố móng là 3 m nhỏ hơn h=10.9 m).



Hình 4. Mô phỏng hiện trạng công trình

Chống giữ hố móng bằng tường liên tục có chiều rộng 800 mm, sâu 22 m; gia cố tường hố móng bằng 3 tầng thanh chống bê tông cốt

thép, tầng 1 có cao trình -1.000 m, tầng 2 có cao trình -4.300 m, tầng 3 cao trình -7.300 m. Công trình lân cận có móng nông sâu 1.4 m

và nằm trên đệm cát dày 2,3 m, phía dưới là lớp đất 2 dạng bùn yếu. Tải trọng khai thác

của tòa nhà B1 lớn $T = 90 \text{ kN/m}^2$. Địa chất vị trí nghiên cứu phức tạp, xem Bảng 2.

Bảng 2

Địa chất vị trí công trình nghiên cứu

Lớp đất	Độ dày (m)	$\gamma_{\text{tự nhiên}}$ (kN/m^3)	$\gamma_{\text{bão hòa}}$ (kN/m^3)	ν	E (kN/m^2)	c (kN/m^2)	φ ($^\circ$)
Lớp 1: Đất lấp	3,0	15,0	18,0	0,20	3000	15,0	10,0
Lớp 2: Sét pha, dẻo chảy	11,0	15,9	16,7	0,35	1000	6,9	2,0
Lớp 3: Sét pha, dẻo cứng	4,5	19,7	20,1	0,25	9000	23,8	11,2
Lớp 4: Cát hạt nhỏ - trung, chặt vừa	6,5	20,1	20,1	0,20	14000	1,0	31,0
Móng nhà B1		22,0	22,0	0,20	2500000		
Xi măng đất		16,0	18,0	0,20	50000	250	0,0

3.2. Trường hợp tính toán

Căn cứ vào tài liệu địa chất, vị trí công trình lân cận, và điều kiện máy thi công tương liên tục, v.v... Bài báo phân tích một số trường hợp tính toán để tìm ra hình thức phá hoại vách hố đào, lún công trình lân cận. Các trường hợp tính toán với chiều dài rãnh đào giảm dần từ 6 m, 5 m, 4 m, đến 3m. Ứng với mỗi chiều dài

này sẽ tính thêm 3 trường hợp: (1) vách hố đào không được gia cố bằng TĐXM; (2) vách hố đào được gia cố bằng 1 hàng TĐXM có chiều dài 22 m, đường kính cọc $\Phi 800@600$; (3) vách hố đào được gia cố bằng 2 hàng TĐXM có chiều dài 22 m, đường kính cọc $\Phi 800@600$, trường hợp tính toán xem Bảng 3.

Bảng 3

Trường hợp tính toán

TT	Số hàng cọc	Trường hợp 1 $l = 6 \text{ m}$	Trường hợp 2 $l = 5 \text{ m}$	Trường hợp 3 $l = 4 \text{ m}$	Trường hợp 4 $l = 3 \text{ m}$
1	0	TH1-0	x	x	TH4-0
2	1	TH1-1	TH2-1	TH3-1	TH4-1
3	2	TH1-2	TH2-2	TH3-2	TH4-2

Ghi chú: x là trường hợp không tính toán.

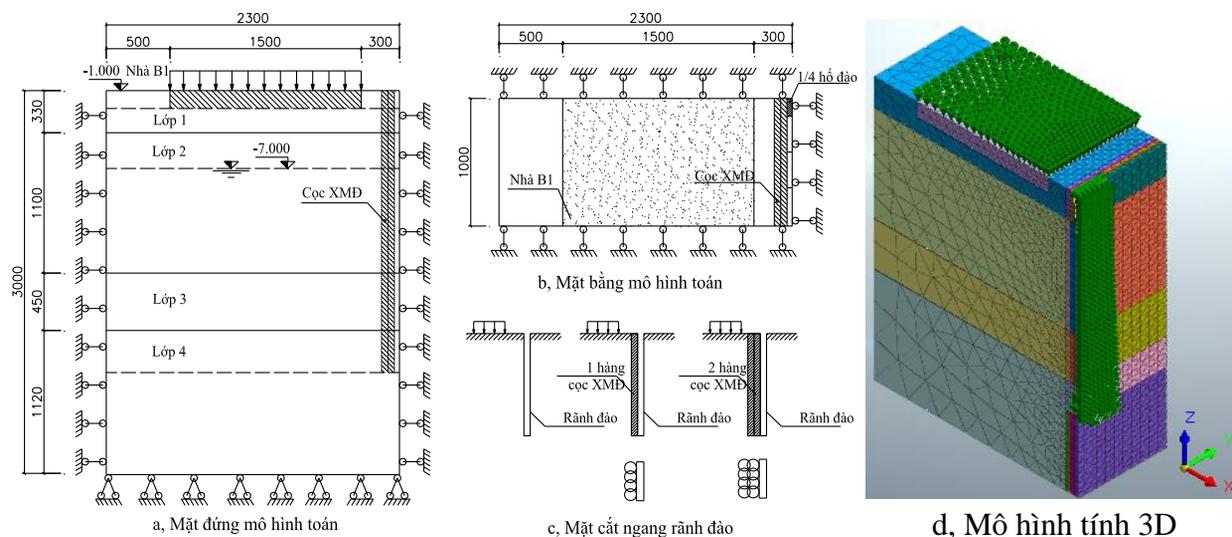
3.3. Lập mô hình tính

Do tính chất đối xứng của công trình nên lấy 1/4 kích thước rãnh đào để lập mô hình tính toán. Sử dụng mô hình Mohr – Coulomb trong phần mềm Midas GTS (2014) để tính toán, với các kích thước mô hình là: chiều rộng 10 m, chiều dài 23 m, chiều cao 30 m.

Kích thước hố đào có chiều dài thay đổi từ 3 m, 2.5 m, 2 m, và 1.5 m, chiều rộng 0.4 m (1/2 chiều dài, rộng rãnh thực tế), chiều sâu 22 m. TĐXM có đường kính $\Phi 800@600$, chiều dài 22 m. Tải trọng tính toán bao gồm: tải trọng bản thân các lớp đất, tải trọng T của nhà B1, áp lực do dung dịch bentonite sinh ra.

Điều kiện biên: biên phương X được cố định phương X, biên phương Y được cố định phương Y, biên phương Z tại mặt đáy mô hình được cố định phương X, Y, Z, mặt trên mô hình không gắn điều kiện biên, xem hình 5.

Bước tính toán: tính toán ứng suất do bản thân các lớp đất gây ra, tính toán ứng suất do tải trọng ngôi nhà và hàng TĐXM gây ra (nếu có), tính ổn định hố đào khi thi công đào đất đồng thời bơm vữa bentonite.



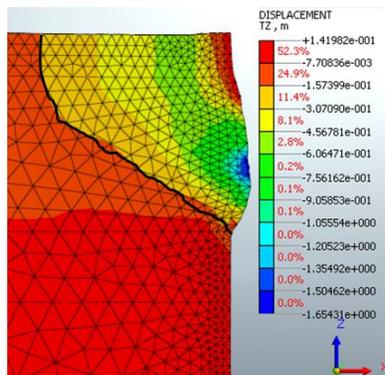
Hình 5. Sơ đồ tính toán

3.4. Phân tích kết quả

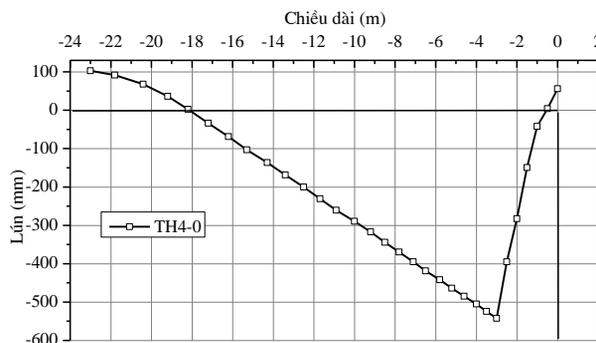
3.4.1. Hình thức phá hoại vách hố đào

Khi tính toán trường hợp TH1-0 (chiều dài hố đào $l=6$ m, vách không được gia cố) đã xảy ra hiện tượng phá hoại lớn, nên kết quả tính toán trên phần mềm Midas GTS không hội tụ được. Tính toán với trường hợp TH4-0

(chiều dài hố đào $l=3$ m, vách không được gia cố), vách hố đào bị phá hoại tổng thể, hình 6, hình thức phá hoại giống như hình 1a. Độ lún lớn nhất tính toán là - 542 mm. Khi giảm chiều dài hố đào từ 6 m xuống 3 m (vách không gia cố) không khống chế được lún và an toàn cho công trình lân cận.



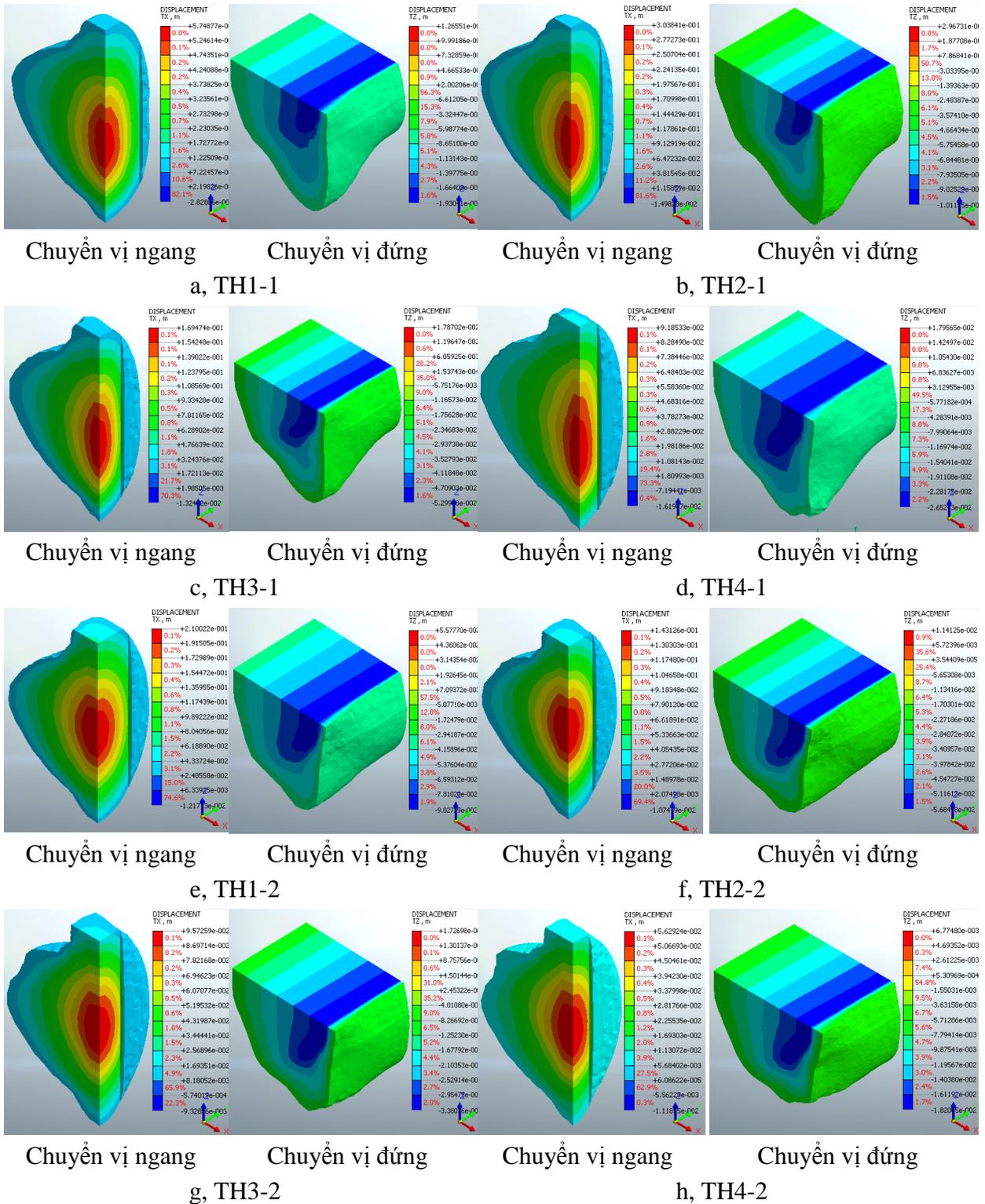
Hình 6. Hình thức phá hoại tổng thể vách tường theo phương đứng TH4-0



Hình 7. Kết quả tính toán lún theo TH4-0

Lựa chọn phương án gia cố vách hố đào bằng trụ đất xi măng, ta thấy hình thức phá hoại tổng thể không thể hiện rõ rệt mà chủ yếu xảy ra hình thức phá hoại cục bộ. Hiện tượng

phá hoại này xảy ra là do tồn tại một lớp đất yếu xen kẹp (lớp 2), tuy nhiên phá hoại được khống chế khi số hàng TĐXM tăng lên và chiều dài rãnh giảm, xem Hình 8.



Hình 8. Hình thức phá hoại của các trường hợp

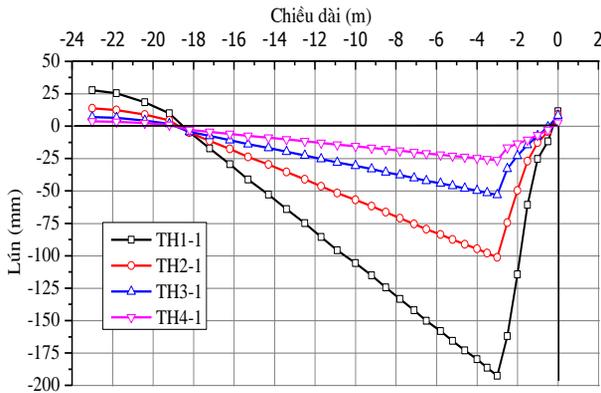
3.4.2. Lún công trình lân cận và chuyển vị ngang vách hố đào

Lún của công trình lân cận và chuyển vị ngang của vách hố đào giảm dần khi chiều dài rãnh đào giảm từ 6 m đến 3 m (gia cố bằng

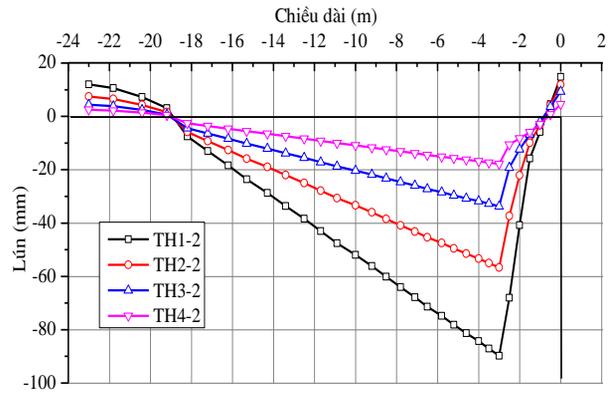
hàng TĐXM). Kết quả tính toán cho thấy hiệu quả gia cố của TĐXM cho vách hố đào và công trình lân cận. Khi chiều dài rãnh đào 4 m, gia cố 1 hàng TĐXM lún là -53 mm, chuyển vị 169 mm thì tương đương với chiều dài rãnh

đào 5 m, gia cố 2 hàng TĐXM, lún là -57 mm, chuyển vị 143 mm; chiều dài rãnh đào 3 m, gia cố 1 hàng TĐXM, lún là -26 mm, chuyển

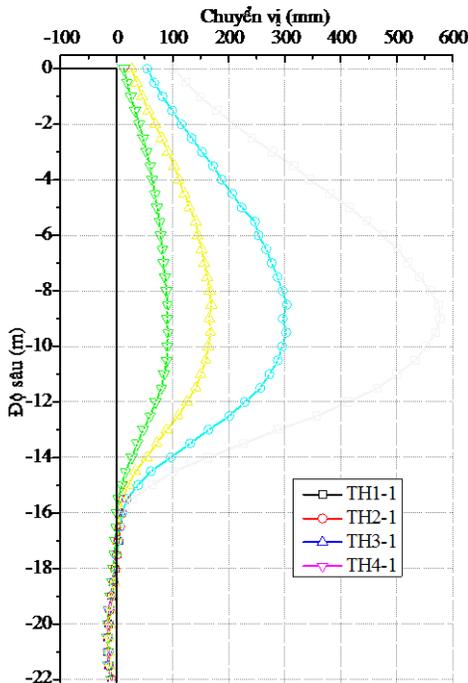
vị 92 mm thì tương đương với chiều dài rãnh đào 4 m, gia cố 2 hàng TĐXM, lún là -34 mm, chuyển vị 93 mm, xem Bảng 4.



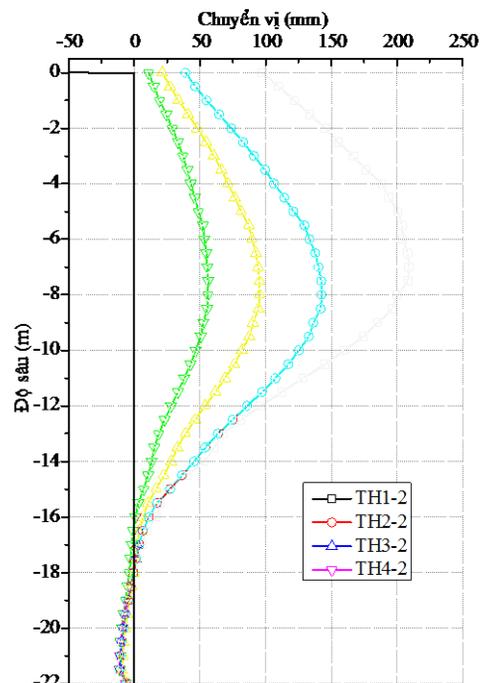
Hình 9. Kết quả tính toán lún của các trường hợp ứng với 1 hàng TĐXM



Hình10. Kết quả tính toán lún của các trường hợp ứng với 2 hàng TĐXM



Hình 11. Kết quả tính toán chuyển vị của các trường hợp ứng với 1 hàng TĐXM



Hình12. Kết quả tính toán chuyển vị của các trường hợp ứng với 2 hàng TĐXM

Độ lún lớn nhất tập trung ở mép móng gần hố đào và giảm dần khi số hàng TĐXM tăng lên, (hình 9, 10). Trong trường hợp gia cố 1 hàng TĐXM chuyển vị lớn nhất xuất hiện ở vị trí cách miệng hố đào khoảng 9 m (hình 11), khi gia cố bằng 2 hàng TĐXM chuyển vị lớn nhất xuất hiện ở vị trí cách

miệng hố đào chỉ còn khoảng 7 m (hình 12).

Đánh giá khả năng phá hoại công trình lân cận khi thi công hố đào theo Bjerrum (Chang, 2006), trường hợp TH4-2 là ảnh hưởng nhỏ nhất đến công trình lân cận, nền công trình bị lún nhỏ -18 mm, không ảnh hưởng đến kết cấu của tòa nhà, Bảng 4.

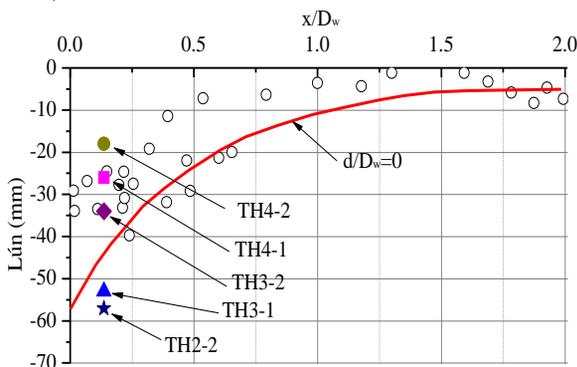
Bảng 4

Đánh giá khả năng phá hoại công trình lân cận khi thi công hố đào theo Bjerrum (Chang, 2006)

Trường hợp tính toán	Chuyển vị (mm)	Lún (mm)	Δ/L	Đánh giá khả năng phá hoại công trình lân cận	
TH1-1	575	-193	1/78	Nguy cơ tồn tại đến kết cấu công trình.	Ảnh hưởng
TH2-1	304	-101	1/149	Sàn và tường xuất hiện nứt đáng kể.	Ảnh hưởng
TH3-1	169	-53	1/283	Xuất hiện vết nứt trên tường.	Ảnh hưởng
TH4-1	92	-26	1/577	Tồn tại đến kết cấu khung dầm của công trình.	Ảnh hưởng
TH1-2	209	-90	1/167	Công trình xuất hiện nghiêng.	Ảnh hưởng
TH2-2	143	-57	1/263	Xuất hiện vết nứt trên tường.	Ảnh hưởng
TH3-2	96	-34	1/441	Ảnh hưởng đến giới hạn an toàn nứt của công trình.	Ảnh hưởng
TH4-2	56	-18	1/833	Ảnh hưởng đến cơ chế nhạy cảm lún.	Không ảnh hưởng

Chú ý: L Là chiều rộng móng của công trình lân cận, L=15 m.

So sánh kết quả tính toán lún với kết quả đo đạc lún của các công trình hố móng có công trình lân cận ở Hồng Kông của Budge-Reid, ta thấy trường hợp TH3-2, TH4-1 và TH4-2 có độ lún nằm trong phạm vi lún an toàn, hình 13.



Hình 13. So sánh kết quả tính toán lún với kết quả đo đạc lún của các công trình thực tế ở Hồng Kông

Theo tiêu chuẩn hố móng Thượng Hải (2010), khống chế độ lún cho công trình lân cận là $0.15\% h = 0.15\% \times 13 = 19.5$ mm. Kết quả tính toán trường hợp TH4-2 là 18 mm < 19.5 mm (giá trị cho phép), thỏa mãn.

Dựa vào các đánh giá trên về lún công

trình lân cận, chuyển vị ngang và hình thức phá hoại vách hố đào, chọn được phương án tối ưu là trường hợp TH4-2 (chiều rộng rãnh đào $l = 3$ m, vách hố đào được gia cố bằng 2 hàng TĐXM có chiều dài 22 m, đường kính trụ $\Phi 800 @ 600$).

4. Kết luận

Thông qua phân tích các trường hợp thi công hố đào để làm tường liên tục cạnh các công trình xây dựng, bài báo có thể đưa ra một số kết luận như sau:

- Khi vách hố đào không được gia cố thì xảy ra hiện tượng phá hoại tổng thể, phá hoại này không còn xuất hiện khi sử dụng TĐXM để gia cố và lúc này vách hố đào chỉ bị phá hoại cục bộ tại vị trí lớp đất yếu xen kẽ.

- Vị trí có độ lún lớn nhất tập trung ở phía mép hố móng. Vị trí phá hoại phụ thuộc vào số hàng TĐXM gia cố, khi số hàng TĐXM ít thì vị trí phá hoại ở xa hơn khi số lượng hàng cọc tăng lên.

- Nghiên cứu tiếp theo sẽ tập trung vào phân tích tìm giải pháp gia cố tại khu vực gần với móng của công trình lân cận để giảm bớt số hàng TĐXM ■

Tài liệu tham khảo

- Liu, G.L. and Wang, W. D. (2009). Excavation engineering manual. *China architecture & building press*, Beijing.
- Piaskowski, A., Kowalewski, Z. (1965). Application of tixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting. *6th Int.Conf.SMFE Montreal*, 3, 526-529.
- N.R. Morgenstern, J. Amir-Tahmasseb. (1965). The stability of a slurry trench in cohesionless soils. *Geotechnique*, 15(4), 387-395.
- Washbounre. (1984). The three-dimensional stability analysis of diaphragm wall Excavations [J], *Ground Engineering, the magazine of the British Geotechnical Association*, 17(4), 24-26, 28-29.
- Tsai, J.S., Chang, J.C. (1996). Three-dimensional stability analysis for slurry trench wall in cohesionless soil. *Canada Geotechnical Journal*, 33, 798-808.
- Yu, S.F. and Ji, C.P. (1998). A method of stability analysis for sludge sump of underground continuous wall. *Underground space*, 18(3), 48-62.
- Aas. (1976). G, Stability of slurry trench excavations in soft clay [A], *Proceedings of the 6th European Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering [C]*, Vienna, 1, 103 -110.
- Cowland J.W., and Thorley C.B.B. (1985). Ground and building settlement associated with adjacent slurry trench excavation. Proceedings of the Third International Conference on Ground Movements and Structures. *University of Wales Institute of Science and Technology*, Geddes J.D.,ed., Pentech Press, London, Englandpp, 723-738.
- Budge-Reid A.J., Cater R.W., and Storey F.G. (1984). Geotechnical and construction aspects of the Hong Kong Mass Transit Railway system[C]. *Proceedings of the Second Conference on Mass Transportation in Asia*, Singapore, 30p.
- Clough G.W. and O'Rourke T.D. (1990). Construction induced movements of in situ walls. Proceedings, ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures. *Geotechnical Special Publication*, 25, ASCE, New York, 439-470.
- 欧章煜. (2004). 深开挖工程分析设计理论与实务[M], 台北: 科技图书股份有限公司.
- Shanghai technical code for excavation engineering. (2010). DG/TJ08-61-2010.
- Chang Y.O. (2006). Deep excavation theory and practice. *Taylor & Francis/ Balkema*.
- Công trình hồ móng Tòa nhà 97-99 Láng Hạ. (2014). *Công ty CPTV đầu tư và thiết kế xây dựng Việt Nam*.
- Midas Geotechnical and Tunnel Analysis System. (2014). *MIDAS Information Technology Co., Ltd.,*