

NGHIÊN CỨU TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH VÀ BIẾN DẠNG CÔNG TRÌNH HỒ ĐÀO SÂU TRÊN NỀN ĐẤT SÉT YẾU BẢO HOÀ NƯỚC

Lê Hoàng Việt *

Tóm tắt

Bài viết trình bày kết quả nghiên cứu tính toán ổn định và chuyển vị hệ tường vây liên tục bằng bê tông cốt thép; chuyển vị nền đất xung quanh công trình hồ đào sâu trong quá trình thi công bằng phương pháp phần tử hữu hạn (phần mềm Plaxis). Kết quả tính toán sẽ cho phép dự báo chuyển vị của nền đất xung quanh và dưới đáy hồ đào; xác định phạm vi ảnh hưởng trong quá trình thi công hồ đào đến các công trình lân cận và tương quan giữa chiều sâu hồ đào với phạm vi ảnh hưởng xung quanh hồ đào. Kết quả dự báo được kiểm chứng bằng số liệu đo đạc và quan trắc thực tế tại một công trình với điều kiện địa chất khu vực thành phố Hồ Chí Minh cho thấy tính đáng tin cậy.

Từ khóa: Hồ đào sâu; Tường vây; Ổn định; Chuyển vị; Phạm vi ảnh hưởng xung quanh hồ đào.

Abstract

This article presents the results of calculation of stability and displacement of continuous diaphragm wall system of reinforced concrete; the displacement of the grounds neighbor to deep excavations during the construction using limited element methods (with the help of Plaxis software). Calculation results allow to predict the displacement of the bottom and neighbouring grounds of deep excavation; to identify the scope of influence during the excavation construction to nearby works and the correlation between the depth of excavation and the scope of influence around deep excavation. These forecast results are tested by measurements and observations at an actual work in Ho Chi Minh City. This shows the reliability of forecast results.

Key word: Deep excavation; Diaphragm wall; Stability; Displacement; Influence around deep excavation.

1. Đặt vấn đề

Trong thập niên qua, tại các đô thị lớn như Hà Nội và TP. Hồ Chí Minh, tốc độ phát triển kinh tế và mật độ dân số tăng đáng kể, diện tích đất xây dựng ngày càng bị thu hẹp và hầu hết công trình cao tầng là xây chen. Để đáp ứng nhu cầu xây dựng các công trình phục vụ cho đời sống dân sinh ở các thành phố này, nhiều công trình ngầm được xây dựng và khai thác hiệu quả không gian ngầm dưới mặt đất như: tầng hầm trong các cao ốc, đường ngầm metro, ... Với đặc điểm địa chất khu vực TP. HCM là đất sét yếu bảo hòa nước có khả năng chịu tải rất thấp, việc lựa chọn giải pháp kết cấu cho tường chắn trong các công trình hồ đào sâu phải đáp ứng các tiêu chí về độ cứng, chuyển vị của tường, chuyển vị của nền đất xung quanh hồ đào và hiệu quả đầu tư là những vấn đề hết sức quan trọng.

Hiện nay có rất nhiều giải pháp kết cấu tường chắn bảo vệ thành hồ đào sâu: tường vây bằng cọc đất trộn xi măng, cọc bản thép, cọc bản bê tông cốt thép, tường chắn bằng cọc khoan nhồi, tường vây

bê tông cốt thép (BTCT) liên tục trong đất, ... mỗi loại kết cấu tường chắn đều có những ưu và nhược điểm nhất định. Tuy nhiên, đối với đất sét yếu của khu vực TP.HCM, công trình có từ ba tầng hầm trở lên sử dụng loại kết cấu tường chắn là tường vây liên tục bằng BTCT liên tục sẽ có nhiều ưu điểm hơn.

1.1. Ưu điểm

Thân tường có độ cứng lớn, tính ổn định cao, chịu tải trọng ngang lớn, chống thấm tốt và kết hợp làm kết cấu tường chắn hồ đào với tường tầng hầm.

Trong quá trình thi công công trình: giảm chấn động, tiếng ồn, ít ảnh hưởng các công trình xây dựng và đường ống ngầm ở lân cận, dễ khống chế biến dạng về lún trong phạm vi lún ảnh hưởng lân cận.

Thi công nhanh và nền đất xung quanh hồ đào khá ổn định.

1.2. Nhược điểm

Việc xử lý bùn bentonite không đảm bảo kỹ thuật sẽ làm ô nhiễm môi trường.

Khi mực nước ngầm dâng lên nhanh, nếu tầng đất bên trên là lớp đất kẹp cát tơi xốp hoặc đất sét mềm yếu dễ dẫn đến sụt lở thành móng, lún mặt đất xung quanh, ảnh hưởng đến an toàn của các công trình lân cận.

Nếu dùng tường vây BTCT liên tục trong đất chỉ để làm tường chắn đất tạm thời trong giai đoạn thi công phần ngầm thì giá thành cao.

2. Tổng quan các kết quả nghiên cứu

Theo Peck (1969), độ lún ổn định xung quanh hố đào đạt 1% chiều sâu đào khi đào trong cát, sét trạng thái mềm đến cứng và hơn 2% cho sét yếu dày.

Brian Brenner, David L. Druss và Beatrice J.Nessen (2006) cho rằng, tổng chuyển vị của đất nền $t < [t_0] = 0,2 \text{ inch} \approx 5,08 \text{ mm}$ thì việc đào đất xem như không ảnh hưởng tất cả công trình hiện hữu.

Theo Clough và O'Rourke (2004), chuyển vị ngang lớn nhất đã chuẩn hoá $\frac{u_{max}}{z}$ với độ cứng của hệ tường chắn $\frac{EI}{\gamma h^4}$.

Trong đó:

E- module đàn hồi của tường

I- moment chống uốn

h- khoảng cách trung bình giữa các thanh chống

Hệ số an toàn $FS = \frac{N_c S_u}{\gamma z + p}$

Trong đó:

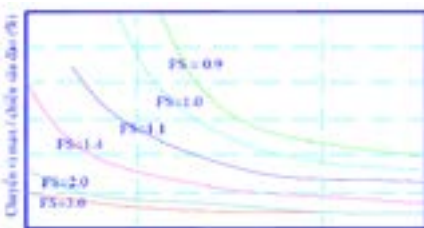
z- chiều sâu hố đào

γ - trọng lượng riêng của đất nền

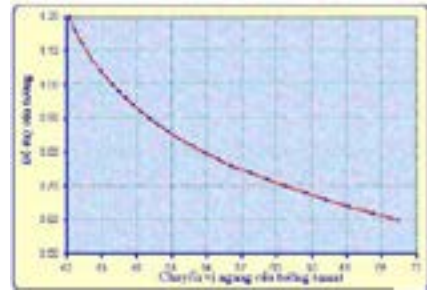
p- tải trọng mặt đất

S_u - sức chống cắt không thoát nước của đất tại đáy hố đào

N_c - hệ số phụ thuộc vào kích thước móng



Hình 1. Quan hệ giữa chuyển dịch u_{max}/z với độ cứng của tường



Hình 2. Quan hệ giữa chuyển vị ngang và bề dày của tường chắn

Với điều kiện địa chất của nền đất sét yếu bão hòa nước ở TP.Hồ Chí Minh, kết quả nghiên cứu của các tác giả:

Hà Quốc Dũng (2004), chuyển vị của tường theo kết quả tính toán lớn hơn kết quả quan trắc thực tế là $1,10 \div 1,83$ lần, chuyển vị lớn nhất có xu hướng xảy ra ở vùng có độ sâu từ $0,8H - 1,2H$ (H chiều sâu đào). Chuyển vị ngang lớn nhất của tường vây bằng $0,28 \div 0,17\%$ chiều sâu đào, tỉ lệ này giảm khi đáy hố đào vào các lớp đất tốt.

Trần Thanh Tùng (2004), khi tính chuyển vị của tường trong đất lấy mô đun đàn hồi của đất dính $E = 375c_u$ (c_u là lực dính đơn vị không thoát nước), mô đun đàn hồi của lớp đất cát $E = 766N$ (N là chỉ số SPT) thì kết quả tương đối sát với quan trắc thực tế.

3. Giới thiệu công trình và đặc điểm địa chất

3.1. Giới thiệu công trình

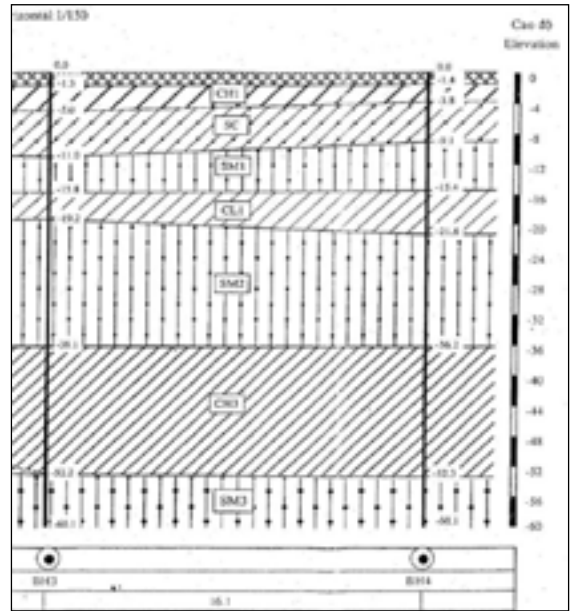
Công trình Times Square, địa điểm xây dựng: 22-36 Nguyễn Huệ và 57-69F Đồng Khởi, Phường Bến Nghé, Quận 1, TP. HCM; xây dựng trên diện tích khu đất: $4.573m^2$; diện tích xây dựng: $4.435m^2$. Quy mô 46 tầng (3 tầng hầm + 43 tầng lầu) với tổng mức đầu tư hơn 125 triệu USD; chiều cao công trình: 163,8m; tổng diện tích sàn $65.630m^2$; sàn tầng hầm: $12.900m^2$; sàn lầu $77.610m^2$; sàn mái $920m^2$. Chiều sâu tầng hầm 11,25m (3 tầng hầm).

Kết cấu tường chắn tầng hầm là tường BTCT liên tục trong đất gồm có: lớp ngoài tường dày 0.6m (từ cos 0.0 đến -14m); lớp trong tường dày 0.8m (từ cos -4.5 đến -26 m); hai tường này cách nhau khoảng trống 0.35m; bên trong là vách tầng hầm dày 0,5m kê sát với tường chắn dày 0,8. Sàn tầng hầm nằm trên nền cọc khoan nhồi, đường kính cọc 1.2, chiều dài cọc trung bình 68m. Chiều dày bản đáy tầng hầm trung bình 2.5m.

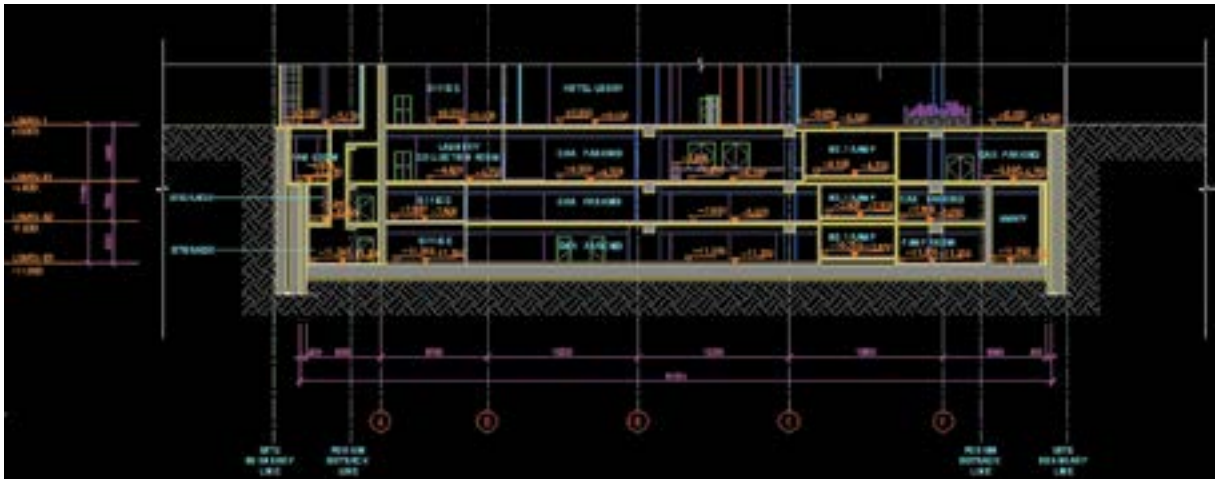
3.2. Đặc điểm địa chất công trình



Hình 3. Toàn cảnh công trình Time Square



Hình 4. Mặt cắt địa chất



Hình 5. Mặt cắt ngang công trình

Bảng 1: Các chỉ tiêu cơ lý của đất nền

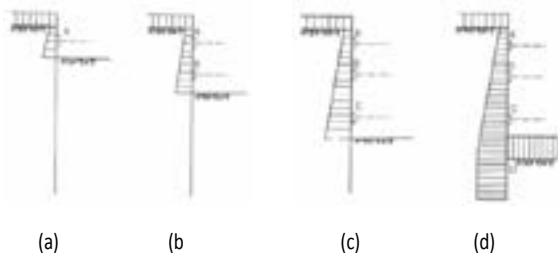
Tên đất	Ký hiệu	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6	Lớp 7
			CH1	SC	SM1	CL1	SM2	CH3	SM3
		Chiều dài (m)	3	6	6.8	4.3	15.7	10.4	-
			Bùn sét dẻo mềm, dẻo chảy	Cát pha sét dẻo mềm	Cát mịn, Trung chặt vừa	Sét lẫn bụi dẻo cứng	Cát mịn, Trung chặt vừa	Sét cát lẫn bụi, rất cứng	Sét cát lẫn bụi, nửa cứng
SPT	N		2 ÷ 4	9 ÷ 17	10 ÷ 12	9 ÷ 23	35 ÷ 69	29 ÷ 38	30 ÷ 69
Độ ẩm	W	%	50.5	23.3	29.4	20.3	19.7	21.5	19.7
Dung trọng tự nhiên	γ	g/cm ³	1.63	1.89	1.90	1.87	1.94	2.07	2.02
Dung trọng đầy nổi	γ'	g/cm ³	0.65	0.92	0.95	0.90	1.00	1.10	1.05
Dung trọng bão hòa	γ_{sat}	g/cm ³	1.65	1.92	1.95	1.90	2.00	2.10	2.05

Tỷ trọng	G _s	g/cm ³	2.648	2.671	2.689	2.673	2.727	2.689	2.672
Hệ số rỗng	e ₀		1.387	0.692	0.845	0.622	0.585	0.623	0.6
Độ rỗng	n	%	57.6	40.8	45.7	38.3	36.9	38.4	37.5
Độ bão hòa	S	%	95.9	91.8	93.9	86.9	91.9	92.6	87.8
Giới hạn nhão	W _L	%	54.5	27.2	44.4	-	52.6	41.6	
Giới hạn dẻo	W _p	%	26.3	15.6	22	-	25.4	20.5	
Cắt trực tiếp	C	kg/cm ²	0.127	0.079	0.213	0.048	0.762	0.314	0.048
	φ	độ	6 ⁰ 40'	21 ⁰ 38'	15 ⁰ 58'	27 ⁰ 45'	17 ⁰ 30'	19 ⁰ 25'	31 ⁰ 12'
Nén ba trục (U-U)	C _u	kg/cm ²	-	0.071	0.25	0.049	0.885	0.517	
	φ _u	độ	-	22 ⁰ 30'	15 ⁰ 07'	26 ⁰ 24'	17 ⁰ 45'	13 ⁰ 12'	
Nén ba trục (C-U)	C _{cu}	kg/cm ²	-	-	-		0.768	0.254	0.11
	φ _{cu}	độ	-	-	-		15 ⁰ 46'	16 ⁰ 39'	27 ⁰ 57'
	C' _{cu}	kg/cm ²	0.127	0.092	0.049	0.269	0.049	0.768	0.254
	φ' _{cu}	độ	6.7	18.6	26.4	14.8	26.4	15.7	16.6
Hệ số thấm	K	cm/s	5.79E-09	5.79E-08	1.16E-07	2.31E-09	1.16E-07	1.160E-10	2.31E-10

4. Cơ sở lý thuyết

4.1. Tính toán nội lực của tường chắn

Xem tường có nhiều tầng chống là dầm liên tục gối tựa cứng (tức là gối đỡ không chuyển vị), đồng thời phải thành lập hệ thống tính toán tĩnh cho mỗi giai đoạn thi công như sau:



Hình 6. Sơ đồ tính toán theo các giai đoạn thi công

(a). Giai đoạn đào trước khi lắp chống A có thể coi tường chắn là một cọc công-xôn ngầm trong đất.

(b). Giai đoạn đào trước khi lắp chống B, tường chắn là một dầm tĩnh định có hai gối, hai gối lần lượt là A và một điểm trong đất có áp lực đất tĩnh bằng không.

(c). Giai đoạn đào trước khi lắp chống C, tường chắn là một dầm liên tục có ba gối. Ba gối lần lượt là A, B và một điểm áp lực không trong đất.

(d). Giai đoạn đào trước khi đổ bê tông bản đáy, tường chắn là một dầm liên tục ba nhịp với bốn gối.

4.2. Tính toán ổn định nền ở đáy hố đào

+ Theo Terzaghi: trường hợp hố đào nông và rộng (h/b < 1) có hai trường hợp cụ thể. Hệ số an toàn FS của đất đáy hố đào được tính :

- Chiều sâu lớp đất dưới đáy hố đào r > 0,7b:

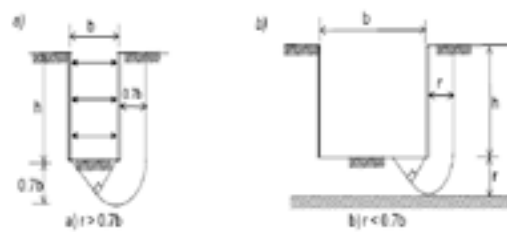
$$FS = \frac{5,7c_u}{h \left(\gamma - \frac{c_u \sqrt{2}}{b} \right)} \quad (1)$$

- Chiều sâu lớp đất dưới đáy hố đào r < 0,7b:

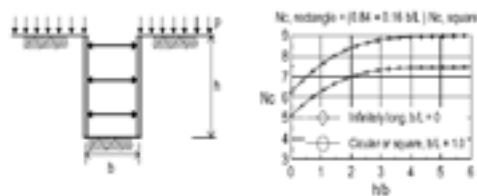
$$FS = \frac{5,7c_u}{h \left(\gamma - \frac{c_u}{r} \right)} \quad (2)$$

Trong đó: c_u là sức chống cắt không thoát nước của đất nền

γ là trọng lượng riêng của đất nền



Hình 7. Cân bằng ổn định đáy hố đào (h/b < 1) theo Terzaghi, 1943



Hình 8. Cân bằng ổn định đáy hố đào (h/b > 1) theo Bejerrum, 1956

+ Theo Bjerrum ($h/b > 1$): $FS = \frac{N_c c_u}{h\gamma + p}$ (3)

Trong đó:

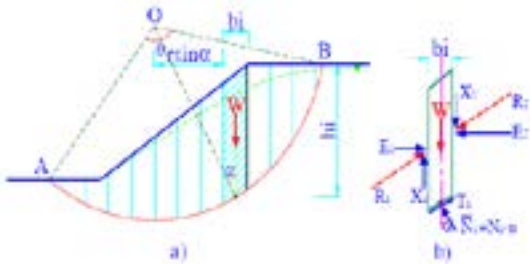
N_c là hệ số sức chịu tải

p là áp lực trên mặt đất xung quanh hố móng

γ là dung trọng của đất nền

4.3. Tính toán ổn định tổng thể của tường và khối đất trước - sau lưng tường

+ Phương pháp số: tính toán kiểm tra ổn định tổng thể phương pháp phổ biến là phương pháp phân mảnh. Giả sử mặt trượt trụ tròn xảy ra với tâm trượt O, bán kính r. Chia cung trượt AB thành n mảnh có bề rộng mỗi mảnh là bi (thường chọn bề rộng các mảnh bằng nhau để tính toán).



Hình 9. Phương pháp phân mảnh, a) Phân mảnh khối trượt, b) Các lực tác dụng lên mảnh thứ i

Tại trạng thái cân bằng giới hạn, tổng mômen gây trượt M_{gt} sẽ cân bằng với tổng mômen của lực chống trượt M_{ct} dọc theo AB.

- Mômen gây trượt là:

$M_{gt} = \sum M_i_{gt} = \sum S T_i * r$ (4)

- Mômen chống trượt là:

$M_{ct} = \sum M_i_{ct} = \sum S S_i * r$ (5)

- Hệ số ổn định trượt F được xác định như sau:

$F = \frac{\sum_{i=1}^n M_{ct}^i}{\sum_{i=1}^n M_{gt}^i}$ (6)

+ Phương pháp phần tử hữu hạn: Sử dụng phần mềm Plaxis để tính toán kiểm tra ổn định theo phương pháp “Phi- C reduction”. Hệ số an toàn

$\sum M_{sf} \frac{S_{maximum\ available}}{S_{needed\ for\ equilibrium}}$ (7)

Trong đó:

S : sức chống cắt của đất;

$S_{maximum\ available}$: Sức chống cắt lớn nhất có thể có của đất theo điều kiện làm

$S_{needed\ for\ equilibrium}$: Sức chống cắt cần thiết để cân bằng theo điều kiện làm việc.

5. Mô phỏng bài toán bằng plaxis

5.1. Mô hình tính toán

Xác định kích thước hình học của mô hình bài toán. Theo đề nghị của J.E Bowels (1990), sơ đồ vùng ảnh hưởng của hố đào được chọn sơ bộ kích thước mô hình tính như sau:

- Chiều rộng mô hình:

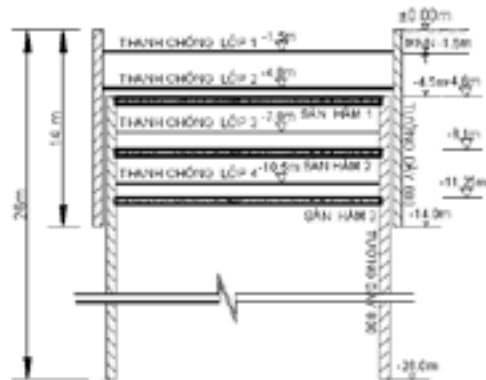
$W = B + H_w = 50 + 31 = 81m$

- Chiều sâu mô hình:

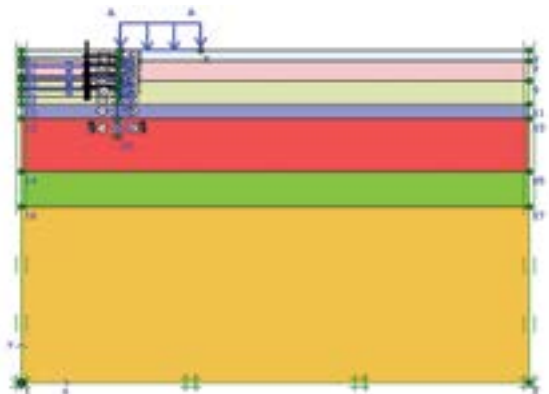
$H = 1.5B + H_w = 1.5 * 50 + 31 = 106m$

Chọn kích thước mô hình: 800x100m

Bài toán đối xứng trục, vì vậy ta có thể mô hình bài toán đối xứng theo phương trục thẳng đứng. Trong đó thanh chống được mô phỏng bằng 1/2 chiều dài thật. Sử dụng mô hình Mohr – Coulomb để tính toán.



Hình 10. Mặt cắt ngang hố đào



Hình 11. Mô hình bài toán

Bảng 2: Các số liệu sử dụng cho tính toán bằng phần mềm Plaxis

Các thông số phục vụ tính toán	Ký hiệu	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6	Lớp 7
Tên đất	-	Bùn sét dẻo mềm - dẻo chảy	Cát pha sét dẻo mềm	Cát mịn-trung chặt vừa	Sét lẫn bụi dẻo cứng	Cát mịn-trung chặt vừa	Sét cát lẫn bụi, rất cứng	Sét cát lẫn bụi, nửa cứng
Mô hình	-	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC
Trạng thái	-	Undrain ed	Undrain ed	Drained	Undrain ed	Drained	Undrain ed	Undrain ed
Dung trọng trên mực nước ngầm (kN/m ³)	γ	16.3	18.9	19.0	18.7	19.4	20.7	20.2
Các thông số phục vụ tính toán	Ký hiệu	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6	Lớp 7
Dung trọng đầy nổi(kN/m ³)	γ'	6.5	9.2	9.5	9	10	11	10.5
Dung trọng dưới mực nước ngầm (kN/m ³)	γ_{sat}	16.5	19.2	19.5	19	20	21	20.5
Hệ số thấm ngang (cm/s)	$k_x=k_y$	5×10^{-6}	5×10^{-5}	10^{-4}	2×10^{-6}	10^{-4}	10^{-7}	2×10^{-7}
Module biến dạng(kN/m ²)	E_{oed}	2721	25888	27540	20302	29640	29110	31251
Hệ số Poisson	ν	0.35	0.3	0.25	0.3	0.25	0.3	0.3
Lực dính (kN/m ²)	c'	10.7	7.2	2.9	16.9	1.0	16.8	15.4
Góc nội ma sát (độ)	φ'	20.7	25.6	29.4	24.8	30.4	26.7	26.6
Góc giãn nở (độ)	ψ	0	0	0	0	0	0	0
Chiều dày lớp đất (m)	H	3	6	6.8	4.3	15.7	10.4	-

MC: ký hiệu mô hình Morh – Coulomb

Bảng 3: Các thông số của tường, sàn tầng hầm

Thành phần	Đơn vị	Thông số	Tường 600	Tường 800	Bản dáy	Sàn hầm 1 & 2
Loại mô hình	Material type		Elastic			
Độ cứng dọc trục	kN/m	EA	1.5E+7	2.0E+7	6.25E+7	5E+06
Độ cứng chống uốn	kNm ² /m	EI	0.45E+6	1.1E+6	3.25E+6	1.67E+04
Bề dày	m	d	0.6	0.8	2.5	0.2
Hệ số Poisson		ν	0.2	0.2	0.2	0.2

Bảng 4: Các thông số thanh chống

Thanh chống	Cao trình (m)	Loại thanh chống	Độ cứng dọc trục EA (kN)	Khoảng cách (m)
Thanh chống 1	-1.5	H300x300x10x15	2.457×10^6	5
Thanh chống 2	-4.0	H400x400x13x21	4.505×10^6	5
Thanh chống 3	-7.0	2H350x350x12x19	7.150×10^6	5
Thanh chống 4	-10.5	2H350x350x12x19	7.150×10^6	5

Bảng 5: Lực dọc trong thanh chống ở các giai đoạn thi công

Thanh chống	Đào lớp 1	Đào lớp 2		Đào lớp 3		Đào lớp 4		Đào lớp 5	
		Trước kích	Sau kích	Trước kích	Sau kích	Trước kích	Sau kích	Trước kích	Sau đổ BT
Thanh 1	-	-172.90	-147.60	-1210	-118.80	-94.29	-96.24	91.13	-100.1
Thanh 2		-150*		45.16	-93.37	-61.74	-62.19	47.83	-71.29
Thanh 3				-200*		-357.30	-241.3	256.9	-327.7
Thanh 4						-250*		318.0	-372.4
BT Bản đáy								-200*	

* Là các giá trị điều chỉnh; Các giá trị còn lại được đo trực tiếp trên các thanh chống bằng sensor.

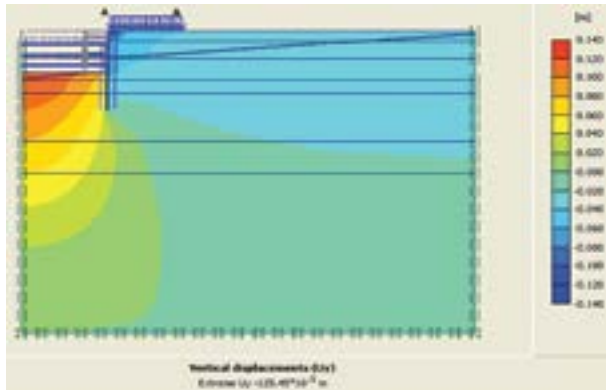
Bảng 5: Các phase tính toán theo các bước thi công

Initial phase	0	0	N/A	0	0
Tải ngoài	1	0	Staged construction	1	3
Tường cừ	2	1	Staged construction	4	5
Hạ MNN đến cos -3m	3	2	Staged construction	6	7
Đào lớp 1 dày 2m	4	3	Staged construction	8	12
Lắp thanh chống 1	5	4	Staged construction	13	14
Kích lực -150KN thanh chống 1	6	5	Staged construction	15	16
Hạ MNN đến cos -5.5m	7	6	Staged construction	17	18
Đào lớp 2 dày 2.5m	8	7	Staged construction	19	23
Lắp thanh chống 2	9	8	Staged construction	24	25
Kích lực -200KN thanh chống 2	10	9	Staged construction	26	29
Hạ MNN đến cos -8.5m	11	10	Staged construction	30	31
Đào lớp 3 dày 3m	12	11	Staged construction	32	44
Đổ liên kế hai tường	13	12	Staged construction	45	47
Lắp thanh chống 3	14	13	Staged construction	48	58
Kích lực -250KN thanh chống 3	15	14	Staged construction	59	62
Hạ MNN đến cos -12m	16	15	Staged construction	63	64
Đào lớp 4 dày 3.5m	17	16	Staged construction	65	69
Lắp thanh chống 4	18	17	Staged construction	70	73
Kích lực -200KN thanh chống 4	19	18	Staged construction	74	75
Hạ MNN đến cos -14m	20	19	Staged construction	76	77
Đào lớp 5 dày 2.75m	21	20	Staged construction	78	83
Đổ BTCT sàn đáy	22	21	Staged construction	84	86
Tháo thanh chống 4	23	22	Staged construction	87	88

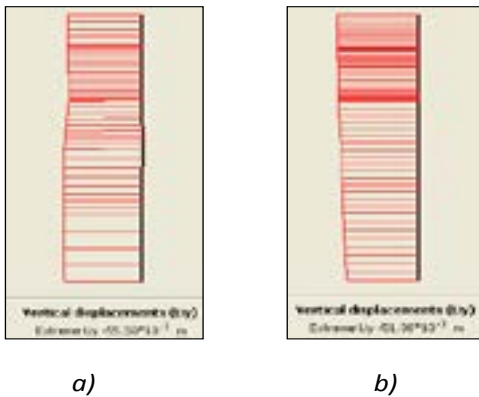
5.2. Kết quả tính toán

5.2.1. Chuyển vị đứng của tường

Thời gian thi công hoàn thành tường vây 12 tháng



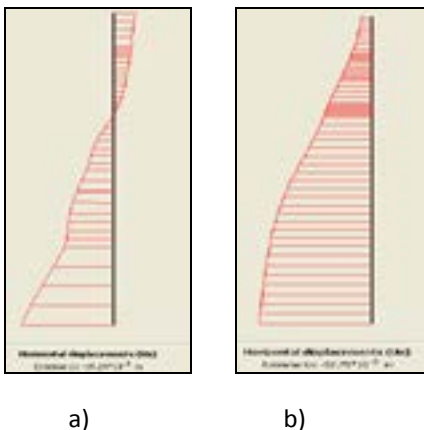
Hình 12. Độ lún của nền sau 12 tháng ($U_{y\max}=125.52\text{mm}$)



Hình 13. a). Độ lún của tường dày 600 sau 12 tháng ($U_{y\max}=55.50\text{mm}$)

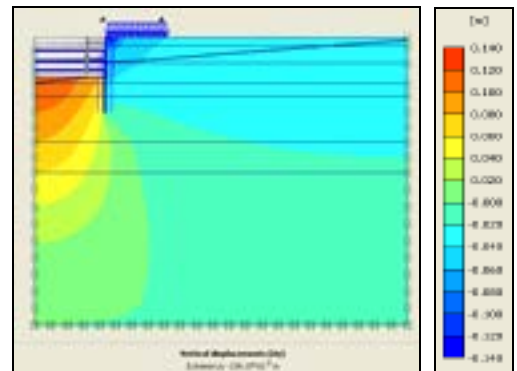
Hình 13. b). Độ lún của tường dày 800 sau 12 tháng ($U_{y\max}=51.38\text{mm}$)

5.2.2. Chuyển vị ngang của tường và chuyển vị đứng của đất nền



Hình 14. a). Chuyển vị ngang của tường dày 600 sau khi đổ BT bản đáy ($U_{x\max}=19.24\text{mm}$)

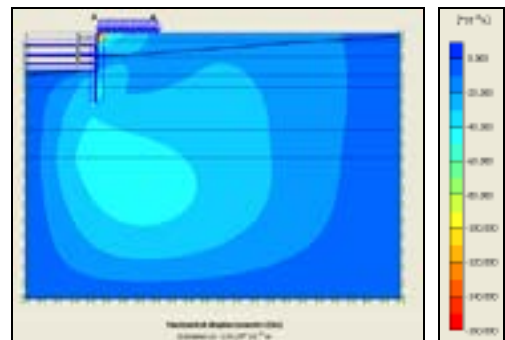
Hình 14. b). Chuyển vị ngang của tường dày 800 sau khi đổ BT bản đáy ($U_{x\max}=32.75\text{mm}$)



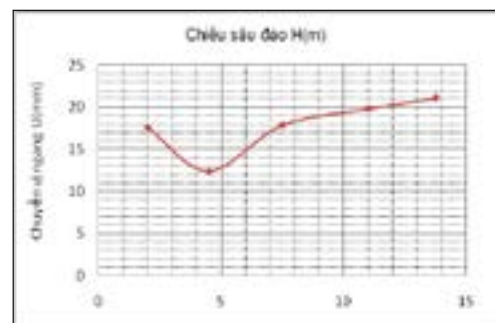
Hình 15. Chuyển dịch theo phương đứng của khối đất $U_y \approx 14\text{cm}$

Nhận xét: Tường dày 600 chuyển vị ngang lớn nhất $U_{\max} = -21.08\text{mm}$ tại chân tường (cao độ -14m) khi thi công đào xong lớp 5. Tường dày 800 chuyển vị ngang lớn nhất $U_{\max} = -33.41\text{mm}$ tại chân tường (cao độ -26m) khi thi công đào xong lớp 5.

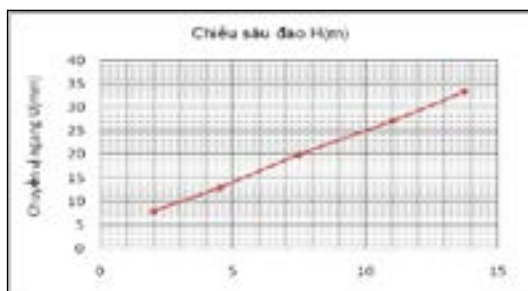
5.2.3. Chuyển vị đứng của đất sau lưng tường



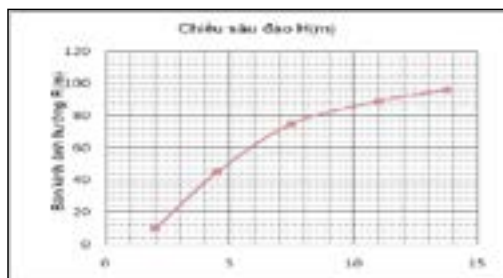
Hình 16. Chuyển dịch theo phương ngang của khối đất $U_x \approx 13.5\text{cm}$



Hình 17. Quan hệ giữa chiều sâu đào và chuyển vị ngang của tường 600



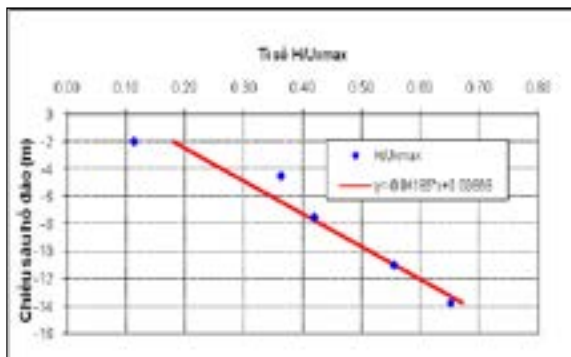
Hình 18. Quan hệ giữa chiều sâu đào và chuyển vị ngang của tường 800



Hình 19. Quan hệ giữa chiều sâu đào và các bán kính vùng ảnh hưởng vùng lân cận

Nhận xét:

- Chuyển vị ngang lớn nhất của tường dày 600 $\approx 1.53 H$ ở độ sâu 4.5m.
- Quan hệ giữa $U - H$ của tường dày 800 gần như là một đường tuyến tính, có chuyển vị ngang lớn nhất của tường $\approx 2.43 H$ ở độ sâu 26m.



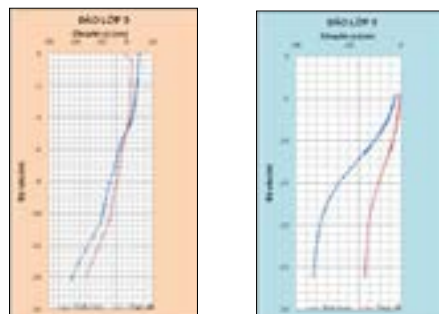
Hình 20. Quan hệ giữa chiều sâu đào và tỷ lệ H/U_{max}

Nhận xét:

- Bán kính ảnh hưởng bằng $5H \div 10H$ (H chiều sâu đào). Chiều sâu đào gia tăng thì độ lớn và bán kính vùng chuyển dịch ngang càng lớn.
- Tỉ số quan hệ giữa chiều sâu đào – chuyển vị ngang lớn nhất và tỉ số quan hệ giữa chiều sâu đào tăng, thể hiện qua phương trình đường thẳng có dạng như sau: $y = 0.04185 \cdot x + 0.09669$.

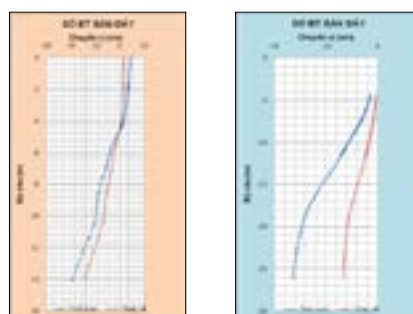
6. So sánh kết quả tính và kết quả quan trắc tại công trình

6.1. Chuyển vị ngang của tường khi thi công lớp 5



Hình 21. a) Chuyển vị ngang của tường dày 600 sau khi đào lớp 5

Hình 21. b) Chuyển vị ngang của tường dày 800 sau khi đào lớp 5



Hình 21. a) Chuyển vị ngang của tường dày 600 sau khi đổ BT bản đáy

Hình 21. b) Chuyển vị ngang của tường dày 800 sau khi đổ BT bản đáy

6.2. Chuyển vị ngang của tường khi đổ BT bản đáy

Nhận xét:

Về hình dạng đường cong chuyển vị giữa kết quả tính toán và kết quả đo thực đồng dạng.

Về giá trị chuyển vị ngang giữa kết quả tính toán và kết quả thực đo, kết quả tính toán lớn hơn kết quả thực đo: $1.35 \div 4$ lần.

Khi thi công ở các giai đoạn đầu, chuyển vị lớn nhất xảy ra ở vùng đỉnh tường và thi công ở các giai đoạn sau, chuyển vị lớn nhất có xu hướng xảy ra ở vùng có độ sâu từ $(1.0 \div 1.2)H$. Chuyển vị ngang lớn nhất của tường vây bằng $(0.20 \div 0.24)\%H$, tỉ lệ này giảm khi đáy hố đào vào các lớp đất tốt.

7. Kết luận và kiến nghị

7.1. Kết luận

Từ những kết quả nghiên cứu tính toán bằng phương pháp phần tử hữu hạn (phần mềm Plaxis) và so sánh với kết quả quan trắc, đo đạc tại hiện trường Công trình Time Square, rút ra những kết luận sau:

- (1). Hình dạng của biểu đồ chuyển vị ngang giữa tính toán và kết quả đo được tại công trình là đồng dạng. Về giá trị giữa kết quả tính toán và kết quả thực đo lớn hơn: $1.35 \div 4$ lần.
- (2). Chuyển vị ngang lớn nhất (Umax) của tường dày 600 1.53 H ở độ sâu 4.5m.
- (3). Quan hệ giữa chuyển vị (U) – chiều sâu đào (H) của tường dày 800 gần như là một đường tuyến tính, có chuyển vị ngang lớn nhất của tường 2.43H ở độ sâu 26m.
- (4). Tỉ số quan hệ giữa chiều sâu đào – chuyển vị ngang lớn nhất và tỉ số quan hệ giữa chiều sâu đào tăng (H – H/Umax), thể hiện qua phương trình đường thẳng có dạng như sau: $y=0.04185*x + 0.09669$.
- (5). Bán kính ảnh hưởng bằng $5H \div 10H$. Chiều sâu đào gia tăng thì độ lớn và bán kính vùng chuyển dịch ngang càng lớn.
- (6). Do sự ép ngang của tường khi đào đất hố đào và sự chênh lệch mực nước ngầm trong và ngoài hố đào, khối đất ở đáy hầm sẽ bị trôi.
- (7). Ổn định tổng thể của hố đào $FS=2.31$.

7.2. Kiến nghị

- (1). Thực hiện tính toán nhiều công trình tương tự bằng công nghệ Plaxis 3D, xem xét ảnh hưởng của chiều dài công trình tới sự làm việc của tường. Đồng thời xem xét ứng xử của nền đất xung quanh vị trí hố đào này.
- (2). Nghiên cứu nguyên lý làm việc của các khe nối các panel.
- (3). Cần phải tiến hành phân tích, tính toán bằng các thông số không thoát nước cho nhiều công trình có hố đào có tường chắn ở TP. HCM và khu vực Đồng bằng sông Cửu Long. Từ đó, tìm được mối tương quan giữa chiều sâu đào và phạm vi ảnh hưởng của đất nền ngoài phạm vi hố đào cho nhiều loại đất khác nhau, các vùng khác nhau trong vùng khảo sát. Nhằm khuyến cáo các nhà thiết kế chọn giải pháp móng và tường chắn đạt yêu cầu kỹ thuật và hiệu quả kinh tế cao nhất.
- (4). Xác định mối tương quan khi dùng các thông số sức chống cắt không thoát nước và các thông số sức chống cắt thoát nước để tính toán phạm vi ảnh hưởng xung quanh hố đào sâu trong quá trình thi công.
- (5). Thiết lập mối quan hệ giữa chuyển vị ngang, đứng và bán kính ảnh hưởng đến các công trình lân cận trong quá trình thi công các công trình ngầm ở khu vực TP. HCM và các tỉnh Đồng bằng sông Cửu Long.

Tài liệu tham khảo

Clough và O'Rourke . 2004. *Kiểm soát những tác động của sự dịch chuyển đất trong xây dựng hầm đô thị*. Tạp chí cầu đường Việt Nam. số 7. trang 18-23.

Châu Ngọc Ân. 2008. *Một vài điểm cần lưu ý khi thiết kế ổn định và thi công phần tầng ngầm*. Hội thảo khoa học Công trình xây dựng có phần ngầm - bài học từ các sự cố và giải pháp phòng chống Tp.HCM.

H.G. Kempfert, B. Gebreselassie. 2006. *Excavations and Foundations in Soft Soils*. Springer.

Hà Quốc Dũng. 2004. *Phân tích ứng xử đất và tường vây của hố đào trong điều kiện đất yếu ở Tp. Hồ Chí Minh*. Luận văn Thạc sĩ Kỹ thuật. Trường Đại học Bách Khoa - ĐHQG TP. HCM.

Lê Bá Lương, Pierre Larael, Nguyễn Thành Long, Nguyễn Quang Chiêu, Vũ Đức Lục. 2001. *Công trình trên đất yếu trong điều kiện Việt Nam*. Nhà xuất bản Xây dựng.

Lê Hoàng Việt. 2009. *Nghiên cứu ảnh hưởng các thông số không thoát nước xung quanh hố đào sâu trên nền đất yếu*. Luận văn Thạc sĩ Kỹ thuật. Trường Đại học Bách Khoa - ĐHQG TP. HCM.

“Liên hiệp khoa học địa chất – nền móng – vật liệu xây dựng” (UGEFEM). 2004. *Báo cáo Khảo sát địa chất công trình của Công trình Khu nhà ở cao cấp Time Square*.

Plaxis finite element code for soil and rock analysis version 8.2.

Trần Quang Hộ. 2005. *Công trình trên đất yếu*. Nhà xuất bản ĐHQG TP.HCM.

Trần Thanh Tùng. 2004. *Nghiên cứu phương pháp tính toán và kiểm tra ổn định công trình tường trong đất bảo vệ hai tầng hầm của nhà 14 tầng trên đất yếu ở Tp. Hồ Chí Minh*. Luận văn Thạc sĩ Kỹ thuật. Trường Đại học Bách Khoa - ĐHQG TP. HCM.