

Một số vấn đề khi thiết kế biện pháp để ổn định hố đào sâu trong điều kiện nền đất yếu tại Ecopark

Some problems when designing method statement for stabilize to deep excavation in soft soil condition at Ecopark

Nguyễn Ngọc Thanh

Tóm tắt

Bài báo tập trung bàn luận một số vấn đề liên quan tới thiết kế biện pháp ổn định hố đào sâu trong xây dựng tầng hầm trong điều kiện nền đất yếu tại dự án Khu đô thị Ecopark- tỉnh Hưng Yên. Các phân tích, bàn luận về lựa chọn biện pháp thi công hầm, thông số đầu vào, mô hình đất nền và so sánh kết quả dự tính chuyển vị ngang theo lý thuyết với kết quả quan trắc thực tế trong quá trình thi công cho một công trình thuộc dự án Ecopark sẽ được giới thiệu.

Từ khóa: Hố đào sâu, mô hình đất nền, đất yếu, Ecopark

Abstract

This paper focuses on discussing some problems related to the design of a method statement for the stability of deep excavation in basement construction in soft soil conditions at the Ecopark urban area project in Hung Yen province. The analysis and discussion on the selection of method statement, input parameters, the ground soil model, and the comparison of the estimated results of horizontal displacement from the calculated model with the results of displacement monitoring during construction on a project in this urban area will be introduced.

Key words: Deep excavation, numerical modelling, Soft soil, Ecopark

1. Đặt vấn đề

Khu đô thị Ecopark với quy mô diện tích lên tới gần 500ha nằm cách trung tâm Thành phố Hà Nội 12km, cạnh làng gốm Bát Tràng nổi tiếng với vốn đầu tư hơn 8 tỷ đô la Mỹ. Đây là một trong những dự án khu đô thị có quy mô lớn nhất miền Bắc, được xây dựng và phát triển dựa trên mối tương quan cân bằng giữa không gian đô thị và môi trường tự nhiên, tạo nên một thành phố đa chức năng và hiện đại khu vực miền Bắc. Nằm trong khu vịnh đảo thuộc khu đô thị này, các công trình cao tầng đều được thiết kế với 02 hầm nằm trong phạm vi phân bố của các lớp đất yếu (bùn hoặc bùn sét pha chứa hữu cơ, trạng thái dẻo chảy) có chiều dày từ vài mét tới vài chục mét. Ngoài ra, các công trình này đều bị ảnh hưởng bởi hệ thống sông hồ hoặc đầm lầy có trong khu vực và lớp đất lấp có bề dày lớn mới được san lấp. Điều này đặt ra vấn đề cần phải lựa chọn giải pháp thi công hợp lý (tường vây và phương án semi - topdown; tường vây/cọc vây và neo; tường cọc xi măng đất; tường cừ và chống hay tường cừ và neo...). Các loại mô hình tính toán và việc lựa chọn thông số đầu vào của đất nền trong các mô hình tính toán sao cho phù hợp với đặc điểm của công trình và điều kiện địa chất tại khu vực nhằm đảm bảo an toàn trong thi công, giảm chi phí, rút ngắn thời gian thi công là vấn đề cần được quan tâm giải quyết.

2. Cơ sở lựa chọn biện pháp thi công, mô hình nền

Nhìn chung, các giải pháp thi công tầng hầm tại khu vực vịnh đảo trong Khu đô thị Ecopark (bao gồm các tòa CT7, CT7A, CT4, CT5A, CT6, CT21-22) đều được thiết kế với 02 hầm và 40 tầng nổi. Nhiều phương án chủ đạo trong thi công đã được đặt ra như: phương án sử dụng tường vây hay tường cọc có chiều dài đủ sâu vượt qua các lớp đất yếu lớn hơn 3,0 ~ 5,0m sẽ an toàn. Tuy nhiên, các giải pháp này có chi phí cao, thời gian thi công lâu. Nếu dùng tường cọc xi măng đất thì chiếm dụng mặt bằng thi công ngoài hố đào, ảnh hưởng đến dòng sông cạnh hố đào, thời gian thi công kéo dài nên không khả thi. Trong khi đó, nếu dùng cừ Larsen thì điều quan trọng là phải đảm bảo chân cừ vượt qua lớp đất yếu để đảm bảo không bị mất ổn định tổng thể. Do yêu cầu về tiến độ của dự án chỉ khoảng 24 tháng, và các công trình này đều có khối cao tầng ở phần lõi của mỗi khu đất nên để đẩy nhanh tiến độ phần khối cao tầng được sử dụng phương án semi top down ở khu vực cao tầng và thi công đào mở cừ Larsen kết hợp neo đất ở phần hầm phía ngoài khu vực cao tầng nhằm tối ưu hóa cả về thời gian và chi phí.

Cừ Larsen là loại tường mềm nên vị trí, số lượng điểm chống đỡ bằng chống hay neo cần phải tính toán và lựa chọn trên cơ sở bài toán lập đề đảm bảo an toàn cho hố đào. Trong bán kính 50m tính từ mép hố đào cũng không có các công trình quan trọng nào nên đây là cơ sở cho phép có thể chấp nhận phương án sử dụng tường cừ Larsen và chuyển vị hố đào có thể chấp nhận H/100- H/150 (trong đó H là độ sâu hố đào). Với bài toán khảo sát có bề dày lớp đất yếu lớn, mặt bằng công trình rất rộng, việc sử dụng phương án văng chống, chống xiên phải kết hợp hệ thống Kingpot với mật độ lớn, điều này vừa gây khó khăn cho công tác đào đất và công tác thi công kết cấu hầm sau này. Hơn nữa vì tính chất biến thiên của đất trong khu vực rất lớn nên tiềm ẩn nguy cơ mất ổn định chung của kết cấu chống đỡ cao. Khi sử dụng neo đất, với lợi thế chiều dài neo có thể thiết kế để vượt qua lớp đất yếu để đặt bầu neo vào các lớp đất có tính chất xây dựng tốt hơn, từ đó tạo ra không gian rộng mở cho việc thi công hố đào và kết cấu hầm nên đẩy nhanh được tiến độ thi công. Kết cấu hầm thi công theo tuần tự từ dưới lên, chất lượng bê tông cốt thép và công tác chống thấm để dàng kiểm soát. Mặt khác, ngoài vấn đề về lớp đất yếu dày, biến đổi mạnh, lại còn chịu ảnh hưởng của hệ thống sông (hồ) ở lân cận nên để đảm bảo cho hệ neo ổn định thì ta lựa chọn các loại neo mở rộng bầu và có thể bơm lại nhiều lần nhằm tăng độ cho kết cấu chống đỡ. Hình 2 thể hiện hình ảnh thi công tại công trường sử dụng neo và cừ để thi công hố đào tại Ecopark.

TS. Nguyễn Ngọc Thanh

Bộ môn Địa kỹ thuật và Công trình ngầm
Khoa Xây dựng

Email: <thanhn@hau.edu.vn>

Ngày nhận bài: 23/5/2022

Ngày sửa bài: 30/5/2022

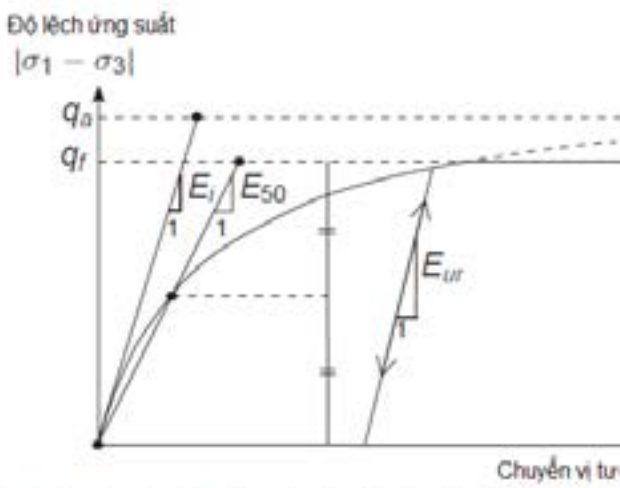
Ngày duyệt đăng: 02/01/2024



Hình 1. Tổng quan về Khu đô thị Ecopark tỉnh Hưng Yên [7]

Để kiểm soát rủi ro, trong quá trình thi công cần hết sức chú ý đến yếu tố hạ thấp mực nước dưới đất; kiểm soát chuyển vị thông qua hệ thống quan trắc đỉnh cừ, bụng cừ và quan trắc chuyển vị dọc thân cừ kết hợp với quan trắc lún bề mặt. Các kết quả quan trắc này sẽ là cơ sở để so sánh, đánh giá sự phù hợp của biện pháp thi công theo từng bước thi công.

Trong điều kiện địa chất tại khu vực xây dựng phức tạp như tại dự án Ecopark (các lớp đất yếu phân bố gần mặt đất, cao độ đáy lớp biến đổi mạnh từ - 7.0 ~ 24.0m tính từ cao độ mặt đất tự nhiên), mực nước dưới đất cách mặt đất tự nhiên khoảng - 6.0m và biến đổi theo mùa, xung quanh có nhiều sông hồ, mực nước dưới đất chịu chi phối mạnh



Hình 2. Thi công hố đào sâu tại Ecopark

bởi hệ thống nước mặt... Điều này khiến cho các kỹ sư cần phải thận trọng khi sử dụng mô hình tính toán, bởi lời giải của bài toán lý thuyết biến dạng tuyến tính hay lý thuyết về cân bằng giới hạn, lý thuyết dầm tựa trên gối cứng, hay dựa lý thuyết Winkler thì khi tính toán không phản ánh đúng được ứng xử của loại đất nền này. Vì vậy, cần xem nền đất là phi tuyến, đây chính là lợi thế và vai trò của bài toán mô hình hóa. Do kích thước hố đào rất lớn nên việc xem xét bài toán phẳng 2D là có thể chấp nhận được. Tuy nhiên, vấn đề đặt ra là lựa chọn loại mô hình nền nào phù hợp với đặc điểm địa tầng trong khu vực này. Thông dụng nhất hiện nay có 3 loại mô hình nền mà chúng ta có thể lựa chọn là: mô hình Mohr - Coulomb, mô hình Soft - Soil và Hardening Soil cho bài toán phân tích và khảo sát [6].

Như ta đã, biết mô hình Mohr-Coulomb (MC) là một mô hình đàn hồi - thuần dẻo, biến dạng và tốc độ biến dạng được phân tích thành hai thành phần: phần đàn hồi và phần thuần dẻo. Định luật Hooke được sử dụng để thể hiện mối quan hệ giữa gia tăng ứng suất và biến dạng. Khi trạng thái đất đã vượt ra giai đoạn làm việc đàn hồi này thì xem như đất bị phá hoại hoàn toàn, tức là biến dạng phát triển lớn đến vô cùng trong khi ứng suất không tăng. Tuy nhiên, trong đó khi phân tích hố đào sâu thì mô hình Hardening - Soil tỏ ra có nhiều lợi thế bởi đây là mô hình đất hyperbol nâng cao được xây dựng trong khuôn khổ của độ dẻo cứng, mô hình này đa mặt dẻo. Cụ thể là đó là một mô hình hai mặt dẻo kết hợp, mặt dẻo trượt và mặt dẻo hình chóp mũ. Sự tăng bền phụ thuộc vào cả biến dạng dẻo và biến dạng thể tích. Khác với mô hình đàn hồi dẻo lý tưởng, mặt chảy dẻo của mô hình HSM không cố định trong không gian ứng suất chính mà nó giãn ra do biến dạng dẻo. Có thể phân ra thành hai loại tăng bền là tăng bền trượt và tăng bền nén. Tăng bền trượt được dùng để mô phỏng biến dạng không phục hồi do ứng suất lệch gây ra, được đặc trưng bởi module biến dạng trong thí nghiệm ba trục và được mô hình bằng mặt dẻo trượt. Trong khi đó tăng bền nén được dùng để mô phỏng biến dạng không phục hồi do ứng suất nén đẳng hướng gây ra được đặc trưng bởi module biến dạng trong thí nghiệm nén Oedometer và được mô hình bằng mặt dẻo hình chóp mũ. Trong mô hình HSM, không phải chỉ có một độ cứng như các mô hình MC, độ cứng của lần đầu chất tải, độ cứng đỡ tải và tải chất tải là khác nhau. Các thông số đầu vào của mô hình HSM bao gồm c: lực dính hữu hiệu, ϕ : góc ma sát trong; ψ : góc giãn nở [6].

Các thông số cơ bản cho độ cứng của đất (các thông số độ cứng Stiffness):

E_{50}^{ref} : độ cứng cát tuyến trong thí nghiệm ba trục;
 E_{oed}^{ref} : độ cứng tiếp tuyến trong thí nghiệm oedometer;
 m : số mũ biểu thị quan hệ ứng suất - độ cứng;
 E_{ur}^{ref} : độ cứng dãn tải/ chất tải (mặc định $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$);
 p^{ref} : ứng suất chọn để tính độ cứng (mặc định $p^{ref} = 100$ đơn vị ứng suất);
 K^{nc} : giá trị trong nén cố kết thường (mặc định $K^{nc}_0 \approx 1 - \sin\phi$);

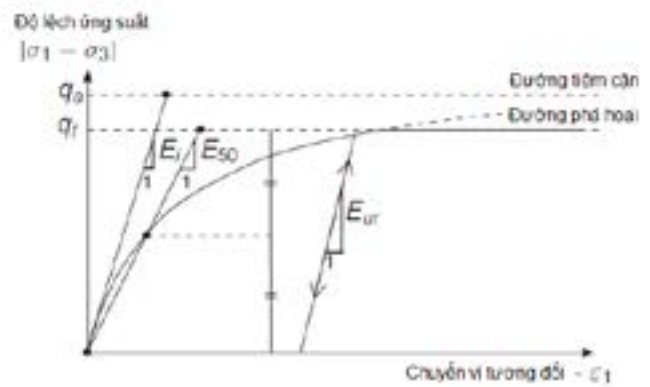
Mô hình Soft - Soil (SS) được sử dụng để nhằm mô phỏng các loại đất yếu, có hệ số nén lún lớn. Trong thực tế, các loại đất này thường là đất sét, đất bùn ở trạng thái cố kết bình thường bão hòa nước, mô hình SS dựa trên đồng thời cả hai mô hình Mohr - Coulomb và mô hình Cam - Clay [6]. Các tham số cho mô hình nền SS:

- λ^* : chỉ số nén đã hiệu chỉnh (hoặc C_c);
- κ^* : chỉ số nở đã hiệu chỉnh (hoặc C_s);
- c' : lực dính hữu hiệu; ϕ' : góc ma sát trong;
- ψ : góc trương nở;
- μ : hệ số Poisson.

Chính vì những lý do trên nên trong đất yếu người ta thường lựa chọn mô hình SS hoặc mô hình HSM thay bằng chọn mô hình MC.

3. Mô hình 2D để khảo sát, tính toán định hố đào

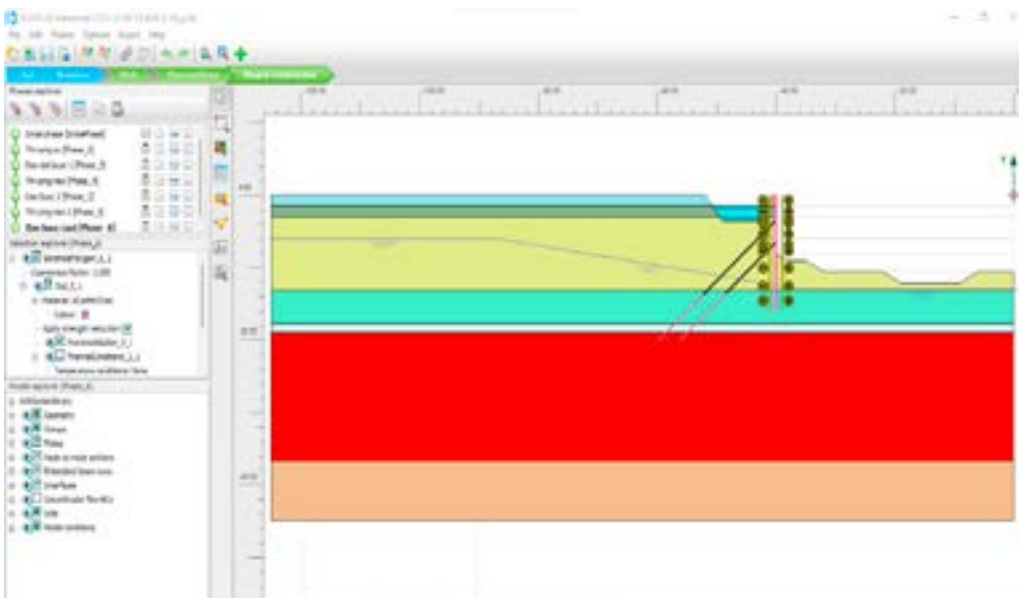
Để thực hiện tính toán hố đào sâu, tác giả thực hiện mô hình theo từng bước thi công đào trình tự thi công chia làm các bước kết hợp giữa đào đất và thi công neo đất chống đỡ cho từng giai đoạn đào: (i) Đào đất từ cốt $\pm 0,00m$ đến cốt $-4,3m$ áp sát cừ và $-3,0m$ phía cách cừ $1,5m$ (tạo rãnh thu hồi dung dịch khoan và tiến hành lắp dầm H để phân phối tải từ neo vào cừ, tạo làm việc đồng thời) để làm mặt bằng khoan neo, (ii) thi công lắp đặt và kéo căng neo đất lớp 1 tại cao độ $-3,5m$, bước neo theo phương ngang $2,4m$ và lực neo gia tải trước 30 tấn; (iii) đào đất tiếp tục xuống cốt $-7,30m$ phía sát cừ và $-6m$ cách cừ $1,5m$ để tiến hành khoan neo lớp 2; (iv) thi công lắp đặt và kéo căng neo đất lớp 2 tại cao độ $-6,5m$, bước neo theo phương ngang $2,4m$ và lực neo gia tải trước 30 tấn; (v) thi công bước đào tiếp theo đến cao độ $-9,1m$ (đài biên) và $-10,6m$ (đài khối cao tầng), cục bộ đài thang máy tới



Hình 3. Sự làm việc mô hình Hardening Soil

cao độ $-12,2m$; sau đó tiến hành thi công kết cấu đài giằng, sàn tầng hầm B2, tường và thực hiện chu trình vòng ngược để thi công tường và sàn hầm B1, sau đó là sàn nền và sàn tầng 1. Sử dụng phần mềm Plaxis 2D 2020, khảo sát phân tích bài toán với mô hình đất nền lần lượt là SS, MC và HSM kích thước hố đào và mô hình ở Hình 4.

Với tường cừ thì mô hình tính toán được sử dụng là mô hình đàn hồi tuyến tính với các đặc trưng cơ bản của cừ. Phần tử tiếp xúc được sử dụng với giả định $R_{inter} = 0,5$ (tương ứng mặt tiếp xúc đất và thép). Mặt cắt tính toán là mặt cắt qua sông, các công trình lân cận cách công trình trên $50m$ nên không xét thêm các tải phụ thêm. Trong khi đó, nếu xét tới ảnh hưởng của mực nước sông ở khu vực lân cận và giả sử cốt mực nước ở sông nằm thấp hơn cốt đỉnh cừ $-2,0m$, các mặt cắt khác có đường chính, đường công vụ sử dụng tải thi công là $2 T/m^2$. Mực nước ngầm theo kết quả khảo sát là $-6,0m$ và sẽ được hạ thấp bằng các giếng bơm hút theo từng bước đào nhằm hạn chế ảnh hưởng tối đa đến mực nước xung quanh khu đô thị. Để khảo sát ảnh hưởng của việc lựa chọn mô hình đất nền và các thông số địa kỹ thuật, tiến hành sử dụng thử nghiệm với các loại mô hình nền khác nhau (HSM, MC và SS) đối với lớp đất yếu nhằm lựa chọn mô hình hợp lý. Các thông số đầu vào cơ bản được thể hiện trong Bảng 1.



Hình 4. Mô hình 2D với từng bước đào thi công

Bảng 1. Thông số cơ lý của các lớp đất sử dụng trong mô hình

Thông số	Kí hiệu	1.Đất lấp	2a.Sét pha	3.Cát pha	4.Sét pha	5.Cát pha	6.Sét pha	Đơn vị
			đẻo mềm	đẻo	đẻo mềm	đẻo	đẻo cứng	
Mô hình nền	Mô hình	HSM	HSM	HSM	HSM	HSM	HSM	-
Loại ứng xử	Loại	Thoát nước	Không t.n	Không t.n	Không t.n	Thoát nước	Thoát nước	-
Dung trọng tự nhiên	γ_{unsat}	17.0	18.5	18.9	18.3	18.9	19.3	kN/m ³
Dung trọng bão hòa	γ_{sat}	17.5	19.2	19.5	19.5	19.8	19.8	kN/m ³
Mô đun Young	E_{50}^{ref}	6000	8000	6950	6640	11350	19000	kN/m ²
Mô đun Oedometer	E_{oed}^{ref}	6000	8000	6950	6640	11350	19000	kN/m ²
Mô đun dỡ tải	E_{ur}^{ref}	18000	24000	20850	19920	34050	57000	kN/m ²
Hệ số mũ	m	0.5	0.7	0.72	0.72	0.5	0.5	
Hệ số Poisson	ν	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	-
Ứng suất tham chiếu	P_{ref}	100	100	100	100	100	100	kN/m ²
Lực dính	c	0.5	43.75	3.0	18.9	20.7	24.8	kN/m ²
Góc ma sát trong	φ	20	0	26.75	21.7	14	15	o
Góc trương nở	Ψ	0	0	0	0	0	0	o
Hệ số tiếp xúc	R_{inter}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	-
K_0^{nc}	$K_0=1-\sin\varphi$	0.658	1.000	0.550	0.630	0.758	0.741	

Thông số	Kí hiệu	7. Cát pha	8.Cát mịn	2b.Sét pha	2b.Sét pha	2b.Sét pha	Đơn vị
		đẻo	lẫn sỏi sạn	đẻo chảy	đẻo chảy	đẻo chảy	
Mô hình nền	Mô hình	HSM	HSM	MC	HSM	SS	-
Loại ứng xử	Loại	Thoát nước	Thoát nước	Không t.n	Không t.n	Không t.n	-
Dung trọng tự nhiên	γ_{unsat}	19.3	19.5	16.7	16.7	16.7	kN/m ³
Dung trọng bão hòa	γ_{sat}	19.5	20.5	17.6	17.6	17.6	kN/m ³
Mô đun Young	E_{50}^{ref}	100000	50000	E= 3000	4500	Cc =0.268	kN/m ²
Mô đun Oedometer	E_{oed}^{ref}	100000	50000		4500	Cr = 0.75	kN/m ²
Mô đun dỡ tải	E_{ur}^{ref}	300000	150000		13500		kN/m ²
Hệ số mũ	m	0.5	0.5		0.7		
Hệ số Poisson	ν	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	-
Ứng suất tham chiếu	P_{ref}	100	100			0	kN/m ²
Lực dính	c	1.0	1.0	10.40	18.72	10.40	kN/m ²
Góc ma sát trong	φ	18	35	19.19	0	19.19	o
Góc trương nở	Ψ	0	5	0	0	0	o
Hệ số tiếp xúc	R_{inter}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	-
K_0^{nc}	$K_0=1-\sin\varphi$	0.691	0.426	0.671	1.000	0.671	

Phần tử interface được sử dụng để mô hình tiếp xúc đất và cừ Larsen IV và lựa chọn $R_{inter} = 0,5$; giá trị K_0 được mặc định sử dụng theo biểu thức của Jaky. Cừ Larsen được sử dụng có chiều dài 16,0m và sử dụng với phần tử «Plates» với các đặc trưng là đàn hồi tuyến tính. Mô hình neo đất được sử dụng phần tử «Embedded beam row» kết hợp với phần tử «Anchor» với đường kính 0,225m (gấp 1,5 lần đường kính lỗ khoan do lựa chọn loại neo bơm vữa 2 lần qua ống «Tube à manchettes (TAM)» và bơm vữa áp lực cao tối thiểu 2MPa bằng thiết bị chuyên dụng «Double parkers» với hàm lượng vữa tối thiểu 75lít/mét chiều dài bầu neo theo TA2020 [8]). Chiều dài bầu neo là 10,0m, bầu neo được đặt vào dưới lớp 2b và góc nghiêng là 40° để vượt nhanh qua lớp đất yếu.

4. Bàn luận về kết quả tính toán từ mô hình 2D

Kết quả tính toán, phân tích từ mô hình cho phép chúng ta so sánh với kết quả chuyển vị ngang của tường cừ Larsen theo từng bước đào với kết quả quan trắc chuyển vị ngang thực tế. Các kết quả thu được cho thấy chuyển vị ngang của tường cừ Larsen từ các mô hình MC, HSM và SS đều cho

dạng chuyển vị cơ bản phù hợp với dạng chuyển vị từ kết quả quan trắc. Tuy nhiên, các mô hình SS và HSM cho kết quả sát hơn với kết quả quan trắc, trong khi đó kết quả tính theo mô hình MC có sự khác biệt đáng kể so với kết quả quan trắc theo hướng lớn hơn. Điều này là phù hợp bởi đối với đất yếu thì quan hệ ứng suất – biến dạng là phi tuyến (ngay cả khi tải trọng tác dụng lên nền là nhỏ). Kết luận này cũng phù hợp với nhiều kết quả nghiên cứu của các tác giả khác khi sử dụng mô hình MC trong điều kiện nền đất yếu (cho chuyển vị lớn hơn thực tế từ 1,5 tới 2 lần). Tuy nhiên, sự khác biệt này có thể đến từ nhiều nguyên nhân như: sự không đồng nhất ngay ở trong từng lớp, ảnh hưởng của hiện tượng đất chưa cố kết, ảnh hưởng của mực nước trong đất, ảnh hưởng của mực nước từ sông hồ tới tường chắn do dòng thấm ngang tại thời điểm thi công khác với kết quả khảo sát, chiều sâu phân bố của các lớp đất, ảnh hưởng của các tải trọng thi công mà các bài toán mô hình chưa xét hết, ảnh hưởng của bài toán phẳng 2D, ảnh hưởng của chất lượng thi công cừ, mô hình nền MC chưa xét đến vấn đề dỡ tải.

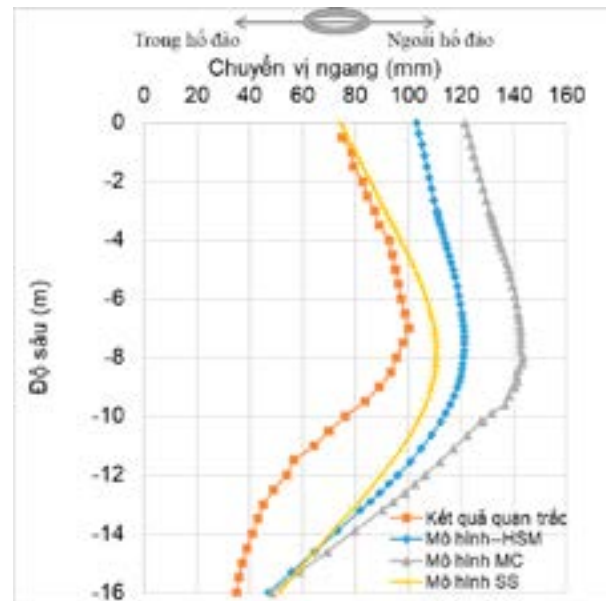
Ở bước đào lớn nhất ta thấy chuyển vị của bụng cừ là lớn nhất với kết quả quan trắc là 10cm. Trong khi đó chuyển vị khi tính toán theo các mô hình MC, HSM và SS lần lượt là 14,3cm, 12,0cm và 11,0cm. Trong khi đó ở đỉnh tường ta thấy các kết quả chuyển vị ngang của mô hình SS gần sát nhất với kết quả quan trắc (7,5cm), chuyển vị tính từ mô hình HS và SS lần lượt là 10,3 cm và 12,1cm. Tuy nhiên chuyển vị tại chân tường từ ba mô hình này lại cơ bản giống nhau. Điều này có thể được giải thích là chân tường cừ trong bài toán khảo sát đã được cắm vào lớp đất tốt và ảnh hưởng chủ yếu đến sự khác biệt của chuyển vị phía trên là do sự ứng xử của nền đất yếu trong phạm vi hố đào. Ngoài ra, chính việc lựa chọn vị trí đặt neo hợp lý đã giúp xu hướng chuyển vị phía trên của cừ tại vị trí lớp neo 1 nhỏ hơn chuyển vị tại lớp neo số 2, điều này sẽ giúp hạn chế phần nào ảnh hưởng của chuyển vị tới các khu vực lân cận hố đào (Hình 5).

Một vấn đề khác mà chúng ta cần quan tâm là lực neo trong các bước đào. Đối với neo lớp 1 nguy hiểm nhất là khi đào xuống để thi công neo lớp 2, lúc đó neo lớp 2 chưa được kéo căng (lực neo đạt tới 42 tấn) và neo lớp 2 nguy hiểm nhất khi thi công ở bước đào cuối cùng (lực neo lên 43 tấn). Theo TA-2020, có thể thấy toàn bộ neo được đặt vào lớp đất số 3 và 4, là các lớp đất có tính chất xây dựng không tốt nên cần lựa chọn loại neo mở rộng bầu (chiều dài bầu neo được thiết kế là 10m) với lực neo cho phép là 43 tấn. Để chắc chắn hệ thống hoạt động theo thiết kế thì chúng ta phải thử neo trước khi thi công neo đại trà tới 1,25 lần lực thiết kế với từng cấp tải quy định trong EN1537 -2020 [8]. Lực neo ở bước cuối phải được giữ tối thiểu 30 phút để đảm bảo hệ thống neo hoạt động đúng theo thiết kế. Để kiểm soát lực neo ở từng bước đào, chúng ta có thể sử dụng load cell hoặc bằng thí nghiệm nhỏ nệm để kiểm tra lực căng trong cáp. Các kết quả hiện trường cho thấy lực neo cơ bản khá sát với tính toán, lần lượt là 39 tấn với lớp neo số 1 và 40,5 tấn đối với lớp neo số 2.

Hệ số ổn định tổng thể khi tính toán theo các mô hình HS, SS và MC lần lượt là $M_{sf} = 1,5$; $1,4$ và $1,25$. Do đó hố đào được xem là ổn định và phù hợp với yêu cầu của dự án. Tuy nhiên kết quả cũng chỉ ra rằng khi tính mô hình MC dường như cho dự báo thiên về an toàn hơn so với 2 mô hình HS và SS.

5. Kết luận

Việc sử dụng phương án kết hợp cừ larsen và neo đất để giữ ổn định thành hố đào khi thi công hầm trong điều



Hình 5. So sánh biểu đồ chuyển vị ngang của tường ở bước đào sâu nhất

kiện đất nền có sự phân bố của các lớp đất yếu với bề dày lớn như khu vực nghiên cứu là khả thi. Kết quả tính toán và số liệu quan trắc thực tế đã được chứng minh là phù hợp, giúp giảm chi phí và rút ngắn thời gian thi công. Một trong những vấn đề mấu chốt là chúng ta nên sử dụng loại neo mở rộng bầu để làm tăng ma sát và khả năng chịu tải của neo, từ đó làm tăng tính ổn định hố đào.

Phân tích lựa chọn mô hình nền là vấn đề hết sức quan trọng trong tính toán ổn định hố đào sâu, nhất là trong khu vực xây dựng có sự phân bố của các lớp đất yếu với có bề dày lớn phân bố gần mặt đất. Trong bài toán khảo sát ở dự án CT21-22 Ecopark, thì các kết quả tính theo mô hình HSM và SS cho chuyển vị hố đào khá sát với các kết quả quan trắc. Trong khi đó nếu tính theo mô hình MC cho kết quả chuyển vị lớn hơn khoảng 1,5 lần. Tóm lại, dạng chuyển vị của cừ của cả 3 mô hình đất nền đều cho hình dạng cơ bản phù hợp với kết quả quan trắc thực tế. Vì vậy, có thể khẳng định với đặc điểm điều kiện địa tầng tại Khu đô thị Ecopark thì nên sử dụng mô hình HS hoặc SS mà không nên lựa chọn mô hình MC./.

Tài liệu tham khảo

1. Nguyễn Bá Kế (2012), *Thiết kế và thi công hố móng sâu. Nhà xuất bản xây dựng*;
2. Brinkgreve R. B. J. (2005), *Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*;
3. Janbu N., (1963) *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In: Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden; 1963. p. 19-25*;
4. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. and Brinkgreve R. B. J. (1999), *Hardening Soil Model: Formulation and Verification, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, pp. 281-290*;
5. Strom, R. W., Ebeling, R. M. (2001) *State of the practice in the design of tall, stiff, and flexible tieback retaining walls. Technical Report ERDC/ITL TR-01-1, U.S. Army Corps of Engineers.*
6. *Reference Manual Plaxis 2D*;
7. *Tổng quan về quy hoạch khu đô thị Ecopark năm 2020*;
8. *Tirants d'ancrage TA2020, Règles professionnelles relatives à la conception, au calcul, à l'exécution, au contrôle et à la surveillance, CFMS, 2020*;
9. *BS EN1537-2000, Execution of special geotechnical work-Ground anchors, (geotechnicaldesign.info).*