

Giải pháp ổn định hố đào sâu khi tăng số lượng hầm trong trường hợp tường chắn hiện hữu cho công trình IGG Hạ Long

Solution to stabilize deep excavation when increasing the number of basement in case of existing retaining walls for IGG Ha Long project

Nguyễn Ngọc Thanh¹, Phùng Văn Kiên¹
Bùi Hữu Kiên², Lương Xuân Khải², Đặng Minh Mạnh², Đỗ Văn Nam²

Tóm tắt

Ngày nay, đứng trước sự gia tăng nhanh về dân số tại các đô thị lớn, chủ đầu tư của một số công trình cao tầng có tầng hầm có nhu cầu cải tạo, mở rộng quy mô công trình, trong đó bao gồm việc tăng số lượng tầng hầm. Bài báo này tập trung nghiên cứu các giải pháp chống đỡ và gia cường tường chắn đất hiện hữu để ổn định hố đào sâu khi tăng độ sâu hố đào, tương ứng với việc thay đổi quy mô tầng hầm trong điều kiện địa chất phức tạp. Các phân tích, bàn luận về lựa chọn giải pháp ổn định, gia cố tường chắn đất khi tăng số tầng hầm sẽ được đề cập. Bên cạnh đó, các kết quả dự tính chuyển vị, nội lực bên trong tường chắn từ mô hình tính toán 2D bằng phần mềm Plaxis cho công trình IGG Hạ Long khi thay đổi quy mô từ 02 tầng hầm lên 04 tầng hầm cũng được giới thiệu và phân tích cụ thể.

Từ khóa: Công trình ngầm đô thị, hố đào sâu, ổn định hố đào, gia cố đất, neo đất

Abstract

Recently, in the face of rapid population growth in major cities, investors in some high-rise buildings with basements are seeking to renovate and expand the scale of their projects, which includes increasing the number of basement floors. This paper focuses on investigating solutions for bracing and reinforcing existing retaining walls to stabilize deep excavations when increasing excavation depth, corresponding to the expansion of basement floors, under complex geological conditions. The analyses and discussions on the selection of stabilization and reinforcement solutions for retaining walls when increasing the number of basement floors will be addressed. Additionally, the predicted results for displacements and internal forces within the retaining walls, derived from a 2D calculation model using Plaxis software, for the IGG Ha Long when scaling up from 2 to 4 basement floors are also introduced and specifically analyzed.

Key words: Urban underground structures, deep excavations, excavation stability, soil improvement, ground anchor

¹Giảng viên Bộ môn Địa kỹ thuật và CTN, Khoa Xây dựng
Trường Đại học Kiến Trúc Hà Nội

²Sinh viên 20XN, Khoa Xây dựng
Trường Đại học Kiến Trúc Hà Nội
Email: kien1892002@gmail.com, ĐT: 0398792192

Ngày nhận bài: 06/05/2024
Ngày sửa bài: 14/05/2024
Ngày duyệt đăng: 19/05/2024

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, thành phố Hạ Long đang được xây dựng và phát triển nhanh chóng, nhu cầu về xây dựng công trình ngầm, tầng hầm nhà cao tầng ngày càng tăng lên không chỉ về số lượng công trình mà còn về chiều sâu, kích thước của hầm. Bên cạnh việc xây dựng các công trình mới có nhiều hầm thì còn có những công trình hiện hữu muốn thay đổi chiều sâu, chiều rộng tầng hầm nhằm đáp ứng thêm nhu cầu về không gian ngầm để tăng diện tích sử dụng.

Đối với những công trình khi thay đổi quy mô tầng hầm, tăng độ sâu hố đào khi mà kích thước tường chắn đã hiện hữu luôn là vấn đề khó khăn, tiềm ẩn nhiều nguy cơ mất an toàn khi thi công do hiện tại các kỹ sư chưa có nhiều kinh nghiệm để thiết kế và thi công trong những trường hợp này. Hơn nữa, công trình còn chịu ảnh hưởng nhiều bởi các công trình hiện hữu, ảnh hưởng của điều kiện địa hình, địa chất công trình và địa chất thủy văn tương đối phức tạp của thành phố Hạ Long với các lớp đất phong hóa ở phía trên và các loại cát kết, sét kết trước khi gặp tầng đá cứng phía dưới. Các lớp đất phủ và lớp phong hóa phía trên rất dễ ngập nước và suy giảm cường độ rất nhanh khi gặp nước mưa nên rất dễ mất ổn định.

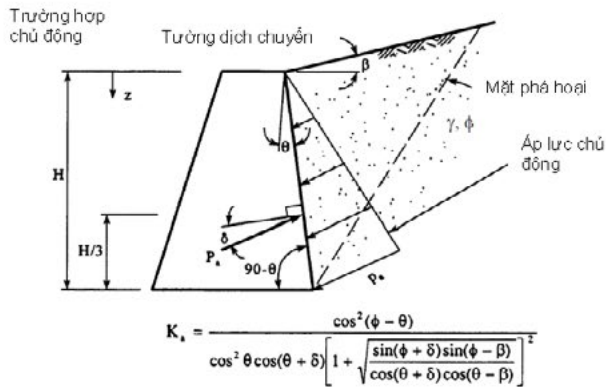
Chính vì thế, việc lựa chọn giải pháp chống đỡ, gia cường hợp lý để ổn định hố đào sâu khi tăng quy mô tầng hầm khi đã có tường chắn hiện hữu thi công trước đó là hết sức cần thiết. Các giải pháp có thể cân nhắc, so sánh phương án như sử dụng phương án semi - top down, top down, hoặc đào mở tường chắn kết hợp neo, chống và gia cường nền đất hạn chế chuyển vị, đảm bảo an toàn cho tường chắn là các tiêu chí chính để lựa chọn, bên cạnh việc tối ưu chi phí, rút ngắn thời gian thi công.

2. Cơ sở lý thuyết và đề xuất giải pháp ổn định hố đào khi tăng quy mô số hầm

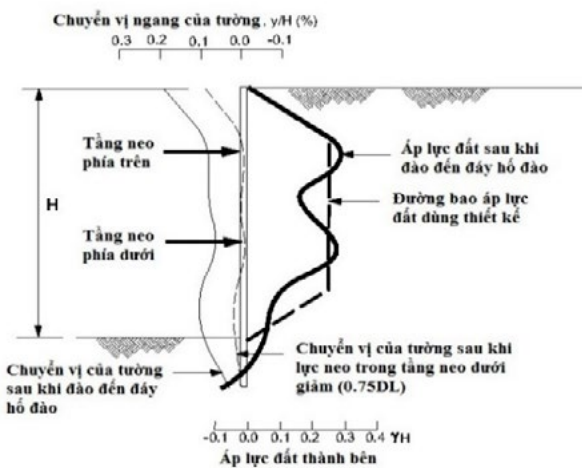
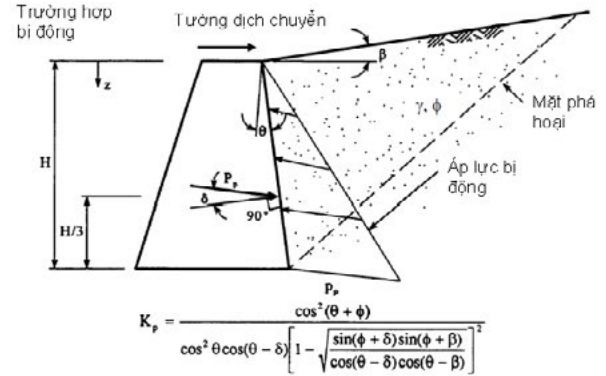
2.1. Cơ sở lý thuyết về áp lực đất lên tường chắn

Hệ thống tường được thiết kế để chống lại áp lực ngang của đất nền và nước ngầm phía sau tường. Áp lực đất tác dụng lên tường là do trọng lượng đất phía sau tường, sự dịch chuyển đất đá do động đất và các tải trọng chất thêm bên trên. Khi thiết kế cần xem xét 3 trạng thái áp lực đất như sau: áp lực đất ở trạng thái nghỉ, áp lực đất chủ động, áp lực đất bị động.

Hệ số áp lực chủ động và bị động dựa trên lý thuyết về mặt phẳng trượt, được xem xét ảnh hưởng của ma sát với tường, độ dốc của đất đắp và độ dốc của bề mặt tường, được đề xuất lần đầu tiên bởi C. A. Coulomb (1776) được dựa trên điều kiện cân bằng dẻo của đất và được chỉ ra trong Hình 1. Áp lực đất khi đó được tính toán bằng việc sử dụng các hệ số áp lực đất tương ứng được gọi là áp lực đất Coulomb.



Hình 1. Hệ số Coulomb Ka và Kp cho trường hợp tường tổng quát [3]



Hình 2. Chuyển vị và áp lực đất theo phương ngang khi đào đến cao độ thiết kế [4]

Sự phân bố áp lực đất sau tường phụ thuộc vào chuyển vị tương đối giữa tường và đất và phụ thuộc khá nhiều vào biện pháp thi công lựa chọn. Nếu phương pháp thi công tường neo là từ trên xuống dưới, với chu kì lặp lại: đào đất, lấp neo, tạo ứng suất, truyền ứng suất cho neo mà mô hình biến dạng và áp lực đất khác so với giả thiết áp lực đất hoàn toàn chủ động (tăng tuyến tính theo chiều sâu). Do đặc điểm của mô hình biến dạng này mà ứng suất tác động vào các đoạn tường sẽ nhỏ hơn so với mô hình áp lực đất hoàn toàn chủ động. Mặt khác khi tường ngàm vào lớp đất tốt, áp lực ngang của đất có giá trị lớn nhất ở gần vị trí của neo và giá trị áp lực nhỏ hơn xuất hiện ở đoạn chân tường ngàm vào trong đất.

Trong công thức trên:

ϕ : Góc nội ma sát của vật liệu đất đắp; δ : Góc ma sát của vật liệu đắp với lưng tường;

θ : Góc nghiêng của lưng tường; β : Góc nghiêng của khối trượt với mặt ngang.

Đường bao biểu đồ áp lực đất biểu kiến chỉ phù hợp với hệ thống tường mềm, được đặt trong đất tương đối tốt và có sự phân bố lại áp lực đất cho hệ thống chống đỡ. Mô hình áp lực đất và chuyển vị này không phù hợp cho trường hợp tường ngàm vào đất yếu có chuyển vị xoay lớn gần bề mặt đào, dẫn đến phát triển áp lực đất sau tường theo trạng thái áp lực đất chủ động (Hình 2).

Đối với các công trình xây dựng trong thành phố nơi tập trung nhiều công trình hiện hữu, cạnh các khu vực dân cư thì việc khống chế chuyển vị là bắt buộc. Ta nên lựa chọn chuyển vị ngang lớn nhất khoảng giữa $H/200 \sim H/500$ (trong đó H là độ sâu hố đào) nhằm giảm ảnh hưởng cho các công trình hiện hữu. Đồng thời cũng phải thiết lập hệ số ổn định tổng thể từ tính toán yêu cầu cho công trình $M_{sf} > 1,2$ để đảm bảo an toàn trong quá trình thi công, không gây mất ổn định hố đào. Ngoài ra, kiểm soát rủi ro cho hố đào, ta thiết lập hệ thống quan trắc biến dạng cho công trình xây dựng bao gồm quan trắc dọc thân tường bằng Inclinomater, quan trắc đỉnh tường vây bằng toàn đạc, quan trắc lún của nền xung quanh hố đào, quan trắc lún và quan trắc nghiêng cho các công trình lân cận để làm cơ sở so sánh đối chiếu với các kết quả tính toán mô hình.

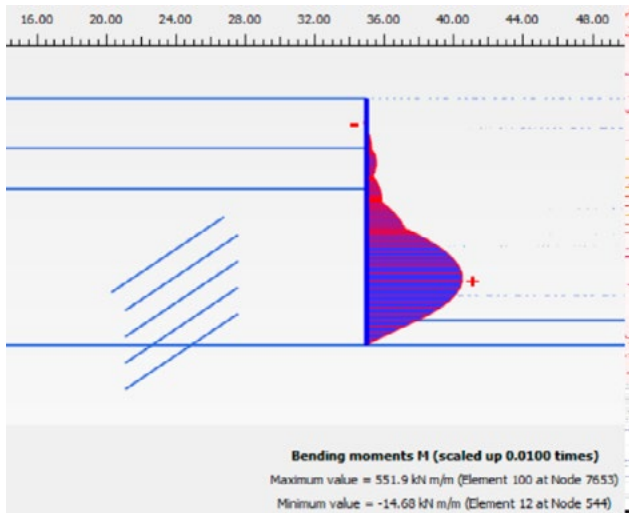
2.2. Đề xuất giải pháp ổn định hố đào khi tăng quy mô số hầm

Việc tăng quy mô hầm, tức là tăng độ sâu hố đào trong điều kiện kết cấu tường chắn đã thi công trước và hiện hữu và phù hợp với độ sâu hố đào nông hơn. Do vậy, việc thiết kế biện pháp thi công để đảm bảo an toàn, ổn định cho hố đào sâu là hết sức cần cần thiết, nhằm tránh việc phải loại bỏ kết cấu tường chắn cũ, ta có thể xem xét một số giải pháp như sau:

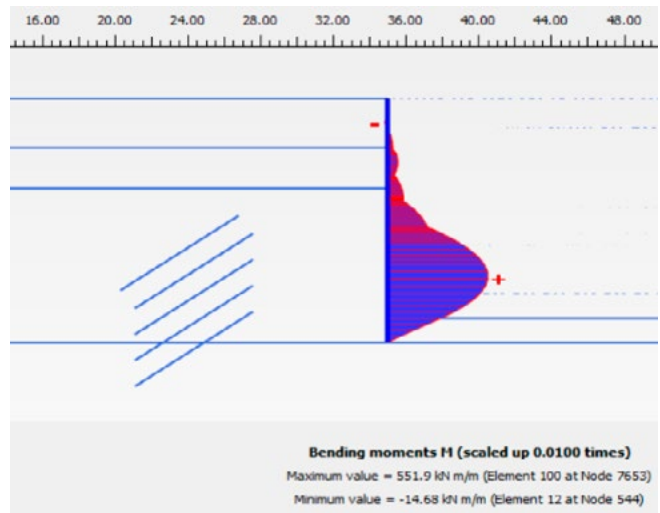
- Gia cường nền đất phía bên ngoài tường chắn, hoặc phía trong tường để giảm áp lực đất chủ động lên tường chắn hoặc tăng áp lực đất bị động. Các phương pháp có thường dùng như Silicat hóa, Jet grouting, đất trộn xi măng tại chỗ tạo ra hỗn hợp có cường độ và tính chống thấm cao. Ưu điểm là thi công nhanh, tiết kiệm thời gian và phạm vi áp dụng rộng rãi phù hợp nhiều loại đất nền khác nhau;

- Hạ mực nước dưới đất: một số biện pháp hạ mực nước ngầm như: biện pháp giếng điểm nhẹ - “lợi dụng hình phễu nước rút” khi nước trong giếng rút xuống do bắt đầu bơm hút thì nước ngầm trong tầng chứa nước ở xung quanh chảy vào trong giếng; giếng điểm phun - lợi dụng động năng của bơm cao áp chuyển thành áp năng, đẩy nước khuếch tán lên cao... Với phương pháp này sẽ giúp loại bỏ áp lực của nước lên tường chắn đồng thời giảm lún công trình;

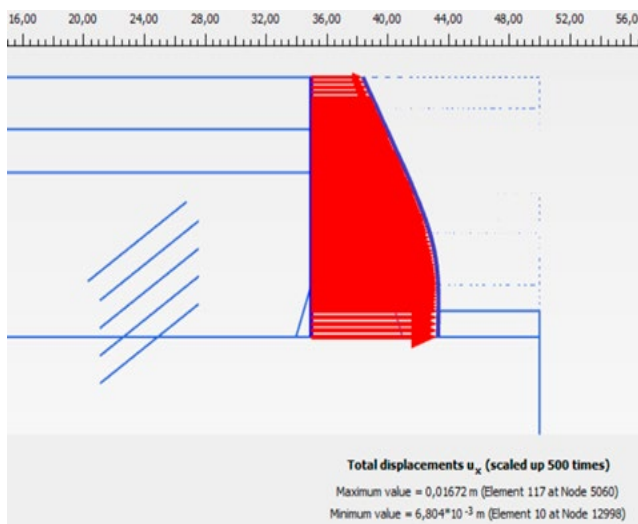
- Gia cường hệ kết cấu tường chắn: độ cứng của tường chắn là hữu hạn, do đó việc gia tăng áp lực đất có thể gây biến dạng, gây uốn, cắt tường chắn, từ đó có thể gây phá hoại tường chắn (khi chiều sâu hố đào tăng lên nằm ngoài phạm vi thiết kế ban đầu). Ngoài ra, cần gia cường để chống lật, chống đẩy trôi, giảm chuyển vị của đất nền và tường



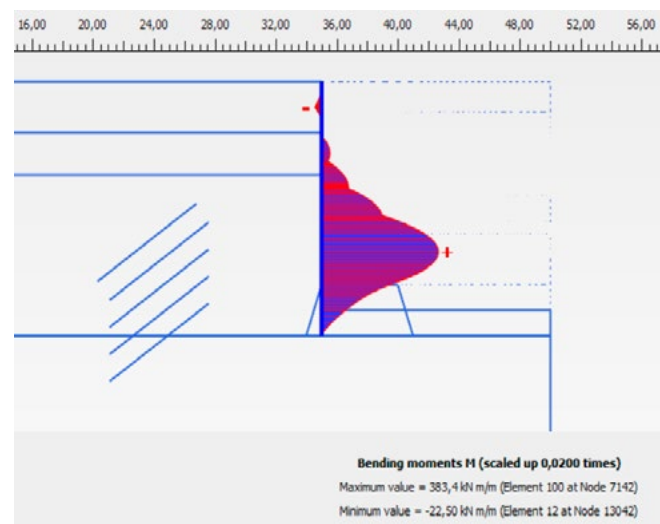
Hình 6. Biểu đồ chuyển vị ngang của tường chắn tại bước đào sâu nhất -13,5m ($U_{\max} = 107,5\text{mm}$)



Hình 7. Biểu đồ mô men thân tường chắn tại bước đào sâu nhất -13,5m ($M_{\max} = 551,9\text{kNm/m}$)



Hình 8. Biểu đồ chuyển vị ngang của tường chắn tại bước đào sâu nhất -13,5m ($U_{\max} = 16,72\text{mm}$)



Hình 9. Biểu đồ mô men thân tường chắn tại bước đào sâu nhất ($M_{\max} = 358,4\text{kNm/m}$)

nhien, công trình đã thi công xong hệ tường chắn, nên với chiều sâu đào đất ứng với 04 tầng hầm là 13,5m, chân tường chắn hiện hữu còn nằm trong đất là 1,5m thì hệ tường chắn này không còn đảm bảo về các yêu cầu chuyển vị và khả năng chống lật của tường chắn nếu chúng ta không có biện pháp thi công phù hợp.

3.2. Lựa chọn giải pháp ổn định hố đào

Nhiều phương án gia cố ổn định hố đào đã được đặt ra:

- Phương án bổ sung thêm chống đỡ cho hệ tường vây. Tuy nhiên phương án này khiến thời gian thi công lâu do chiếm dụng mặt bằng bên trong hố đào;

- Phương án bổ sung thêm tường chắn phía ngoài, bằng tường cọc hoặc cọc xi măng đất phía ngoài tường thì sẽ chiếm dụng mặt bằng bên ngoài hố đào, có thể gây mất ổn định cho các công trình lân cận, thời gian thi công kéo dài không khả thi;

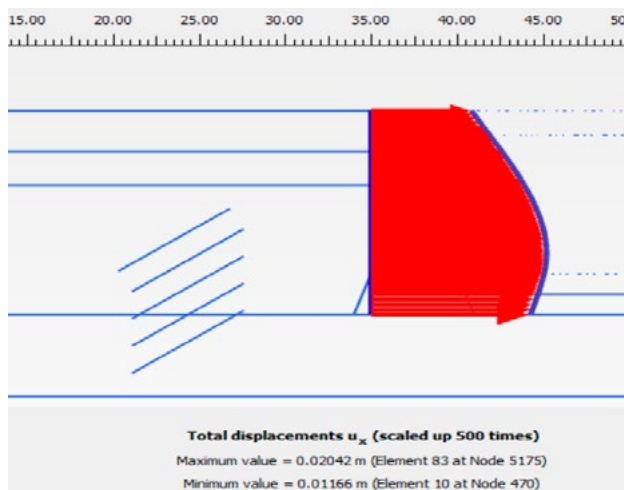
- Phương án thi công top down hoặc semi - topdown có bổ sung thêm các sàn biện pháp;

- Sử dụng phương án thi công neo trong đất nhưng thay vì thi công 03 tầng neo như thiết kế ứng với chiều sâu đào chỉ khoảng 7,5m thì bổ sung thêm 02 tầng neo (tổng 05 tầng neo) đồng thời nên bổ sung thêm biện pháp gia cố chân tường chắn bằng phương pháp bơm vữa gia cố phần nền đất chân tường vây nhằm làm giảm nguy cơ đẩy trượt chân tường vây hiện hữu do sau khi tăng lên 04 tầng hầm từ 02 tầng hầm thì đoạn ngàm chân tường chỉ còn lại 1,5m sẽ khả thi hơn so với các phương án thi công khác cả về thời gian lẫn chi phí cho chủ đầu tư.

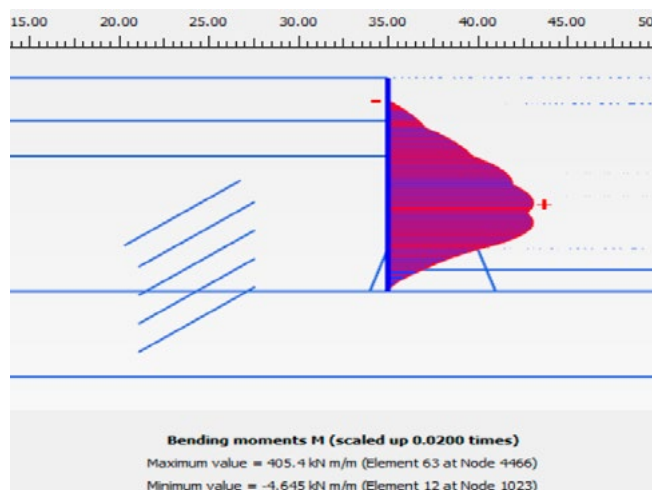
Sau khi phân tích kỹ các ưu nhược điểm của từng phương án, ta thấy phương án sử dụng phương án sử dụng neo sẽ cho phép thi công thuận lợi hơn do có mặt bằng mở, có chi phí tiết kiệm và tiến độ thi công nhanh.

3.3. Khảo sát mô hình tính toán mặt cắt công trình trên phần mềm Plaxis 2D

- 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 13 bước để ổn định tường chắn, hố đào cho công trình mở



Hình 10. Biểu đồ chuyển vị ngang của tường chắn tại bước đào sâu nhất -13,5m
($U_{\max} = 20,4\text{mm}$)



Hình 11. Biểu đồ mô men thân tường chắn tại bước đào sâu nhất -13,5m
($M_{\max} = 405,4\text{kNm/m}$)

rộng từ 02 hàm thành 04 hàm: (I) Kích hoạt tường cọc, tải trọng mặt đất, khai báo chuyển vị về 0; (II) Đào đất cao độ -1,5m; (III) Kích hoạt tầng neo thứ nhất cao độ -1,5m; (IV) Đào đất lần 2 đến cao độ -3,5m; (V) Kích hoạt tầng neo tại cao độ -3,1m; (VI) Đào đất lần 3 cao độ -5m; (VII) Kích hoạt tầng neo cao độ -4,7m; (VIII) Đào đất đến cao độ -6,5m; (IX) Kích hoạt tầng neo ở cao độ -6,3m; (X) Đào đất xuống cao độ -8,3m; (XI) Kích hoạt tầng neo tại cao độ -7,9m; (XII) Đào đất đến cao độ -13,5m; (XIII) Tính toán ổn định. Sử dụng phần mềm Plaxis 2D, khảo sát và phân tích bài toán với mô hình đất nền lần lượt là MC (Mohr – Coulomb) và HSM (Hardening Soil) kích thước hố đào và mô hình ở Hình 5. Để khảo sát ảnh hưởng của việc gia cường khối đất, ta sẽ cho tiến hành phun vữa xi măng cứng hóa khối đất tạo khối gia cường đất với kích thước là dày 1,5m, bề rộng 5m bên dưới chân tường chắn rồi tính toán kiểm tra lại chuyển vị của tường chắn.

Với tường vây thì mô hình tính toán được sử dụng là mô hình đàn hồi tuyến tính với đặc trưng cơ bản của tường vây. Phần tử tiếp xúc được sử dụng với giả định $R_{\text{inter}} = 0,5$ (tương ứng mặt tiếp xúc đất và thép). Mặt cắt tính toán là mặt cắt điển hình, các công trình lân cận nằm gần công trình IGG Hạ Long nên cần xét đến thêm các tải lân cận là 20 kPa. Không tính đến mực nước ngầm. Để khảo sát ảnh hưởng của việc lựa chọn mô hình ổn định hố đào và tính toán các thông số địa kỹ thuật cho hố đào, tiến hành lập các mô hình khác nhau nhằm lựa chọn phương án gia cố hố đào hợp lý.

Phần tử interface được sử dụng để mô hình tiếp xúc đất và tường vây với $R_{\text{inter}} = 0,5$; giá trị K_0 được mặc định sử dụng theo biểu thức của Jaky ($K = 1 - \sin \phi$). Tường vây được sử dụng có chiều dài 15,0m và sử dụng phần tử “Plates” với các đặc trưng 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

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

STT	Tên gọi các lớp đất	γ (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	I_s	c (kPa)	ϕ^0	a_{1-2} (cm ² /kG)	R_0 (kPa)	E_0 (kPa)
1	Đất lấp	17,00	-	-	-	-	-	-	-
2	Cát pha trạng thái chảy đến dẻo	20,15	2,68	0,74	9,50	13,42	0,03	76,00	7500,00
3	Cát trung kết cấu xốp	12,80	2,66	-	-	-	-	80,00	10500,00
4	Sét pha trạng thái dẻo mềm đến dẻo cứng	15,50	2,72	0,54	17,00	10,20	0,04	36,00	7300,00
5	Sét pha trạng thái nửa cứng đến cứng	18,10	2,70	-0,11	40,60	17,28	0,02	235,00	28500,00
6	Đá vôi, đá phong hóa nứt nẻ vừa	26,77	2,71	-	-	-	-	-	-
7	Đá phong hóa	26,16	2,67	-	-	-	-	-	-
8	Sét pha trạng thái cứng đến rất cứng	21,60	2,68	-0,48	49,10	18,26	0,01	286,00	34000,00
9	Đá sét kết, đá cứng chắc trung bình	26,24	2,64	-	-	-	-	-	-
10	Đá cát sạn kết, đá phong hóa nứt nẻ vừa	26,44	2,68	-	-	-	-	-	-

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 75 lít/m chiều dài bầu neo theo TA2020 [5]). Chiều dài bầu neo là 8,0m, bầu neo được đặt vào dưới lớp 5 và góc nghiêng là 35° để vượt nhanh qua lớp đất yếu.

3.4. Phân tích kết quả tính toán từ mô hình Plaxis 2D

Kết quả tính toán chuyển vị và mô men của tường chắn trong một số trường hợp nghiên cứu như sau:

+ Chuyển vị và mô men của tường chắn khi không có khối gia cường đất tại chân tường chắn với bước neo = 1,6m (hình 6, 7)

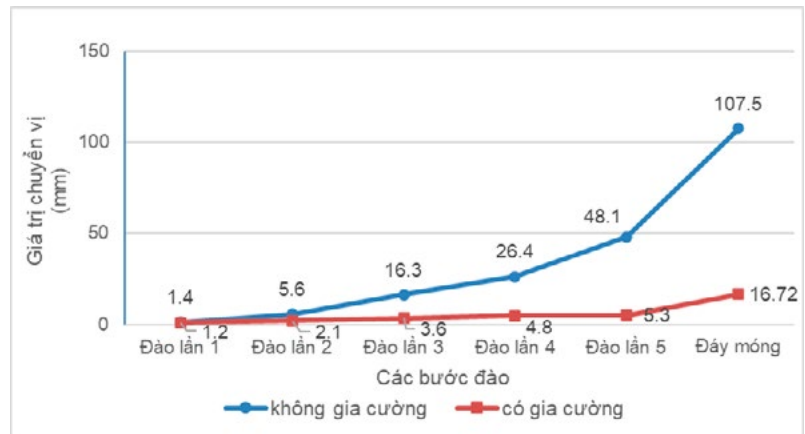
+ Chuyển vị và mô men của tường chắn khi có khối gia cường đất tại chân tường chắn với bước neo = 1,6m (hình 8, 9)

+ Chuyển vị và mô men của tường chắn khi có khối gia cường đất tại chân tường chắn với bước neo = 2,0m (hình 10, 11)

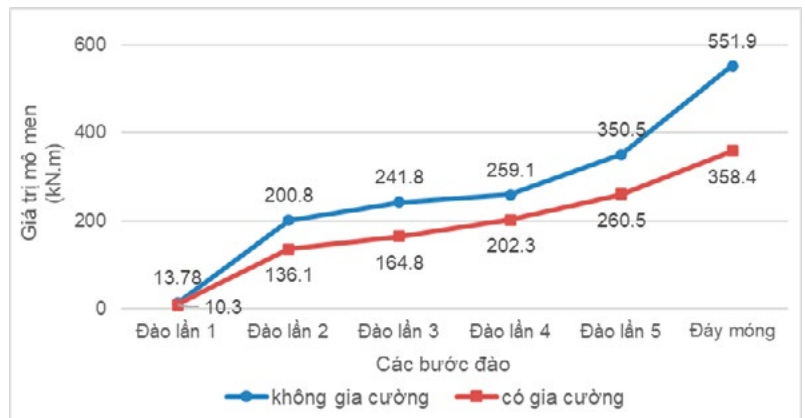
Kết quả tính toán, phân tích từ các mô hình cho phép chúng ta so sánh các kết quả chuyển vị ngang và mô men của tường chắn theo từng biện pháp gia cố và ổn định hố đào khác nhau. Các kết quả thu được cho thấy chuyển vị ngang của tường vây từ các mô hình khi có khối gia cường đất tại chân tường là thỏa mãn với yêu cầu chuyển vị trong khoảng H/200 - H/300 (16,72mm và 20,4mm < 67,5mm ~ 45mm). Mặt khác, M_{max} tại chân tường của 2 trường hợp có gia cường khối đất chân tường này cũng bé hơn nhiều so với mô hình khi không có khối gia cường đất tại chân tường chắn (551,9kNm/m > 358,4kNm/m và 405,4kNm/m, trong khi khả năng chịu mô men tối đa của tường chỉ là 410 kNm/m).

Một vấn đề khác mà chúng ta cần quan tâm là lực neo trong các bước đào. Theo TA-2020, có thể thấy toàn bộ neo được đặt vào lớp đất số 5, là lớp đất có tính chất xây dựng khá tốt tuy nhiên với việc mở rộng số tầng hầm từ 02 tầng lên 04 tầng hầm của công trình thì nên lựa chọn loại neo mở rộng bầu (chiều dài bầu neo được thiết kế là 8,0m) với lực neo cho phép 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. Lực neo ở bước cuối phải giữ tối thiểu 30 phút nhằm đảm bảo hệ thống neo hoạt động đúng 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.

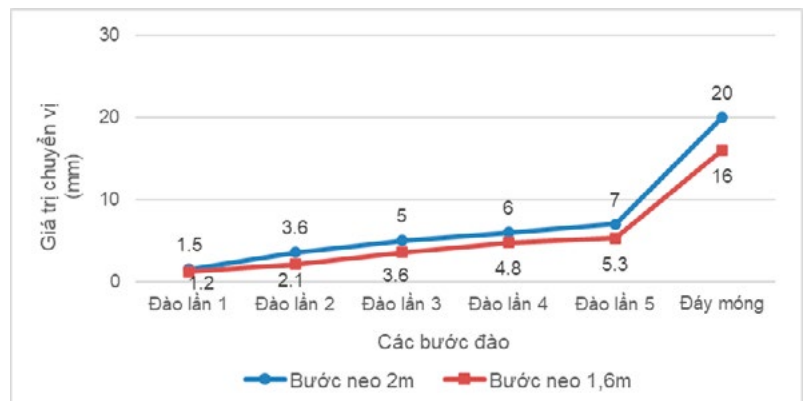
Hệ số ổn định tổng thể FS khi tính toán theo các mô hình không có gia cố chân tường chắn với bước neo là 1,6m, có gia cố chân tường chắn với bước neo là 2,0m và có gia cố chân tường chắn với bước neo là 1,6m lần lượt là $M_{sf} = 1,12; 1,36; 1,583$. Như vậy nếu theo yêu cầu của TCVN9362-2012 với yêu cầu hệ số an toàn tối thiểu là 1,2 thì chỉ khi gia cường khối đất thì hệ số an toàn mới đảm bảo yêu cầu.



Hình 12. Chuyển vị ngang của tường chắn



Hình 13. Mô men của tường chắn



Hình 14. Chuyển vị ngang của tường chắn

Hình 12 chỉ ra việc sử dụng khối gia cường đất làm giảm chuyển vị tường chắn đến 84,4% so với việc không dùng khối gia cường đất.

Hình 14 chỉ ra việc sử dụng bước neo 1,6m giúp giảm chuyển vị của tường chắn đến 18,04% so với việc sử dụng bước neo 2m để ổn định tường chắn.

Việc gia cố chân tường chắn là điều vô cùng cần thiết do điều kiện địa chất đặc biệt tại khu vực và chân tường chắn chỉ còn một đoạn ngàm ngắn ở trong đất dễ gây đẩy vùng, đẩy trượt qua chân tường chắn. Đồng thời việc bổ sung thêm 02 tầng neo (tổng 05 tầng neo) và tăng độ dày các bước neo (1,6m) cũng làm cho sự phân bố mô men và lực cắt trong tường vây nhỏ hơn so với bước neo thiết kế ban đầu (2,0m) nhờ đó có thể giảm thiểu nguy cơ nứt, gãy tường.

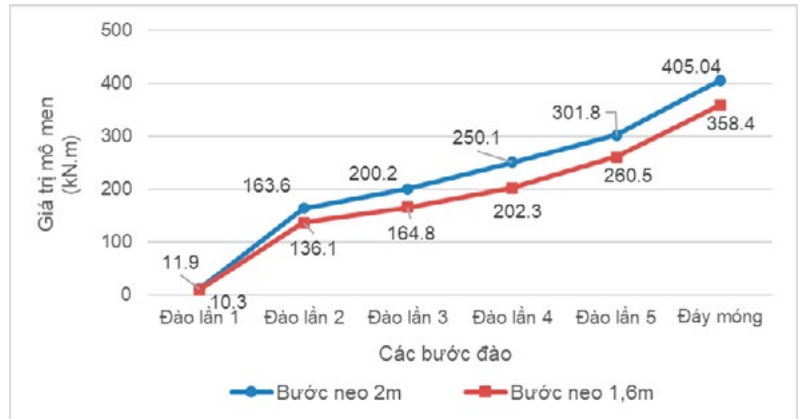
Sử dụng kết hợp giữa biện pháp neo với bước neo là 1,6m và có sử dụng khối gia cường đất thì chuyển vị ngang tường chắn có giá trị tính toán là 16,72mm nhỏ hơn giá trị cho phép là 67,5mm, chuyển vị ngang của tường chắn nằm trong giới hạn cho phép, hệ số ổn định tổng thể của hố đào qua tính toán $M_{sf} = 1,583 > 1,2$ (yêu cầu của TCVN9362-2012) và $> 1,4$ theo yêu cầu của Bishop nên hố đào được xem là ổn định và phù hợp với yêu cầu bài toán.

Như vậy việc lựa chọn biện pháp neo với bước neo là 1,6m và có sử dụng khối gia cường đất tại chân tường để ổn định hệ tường chắn của công trình là hợp lý cho công trình với địa chất tại thành phố Hạ Long.

Kết luận

Với những công trình đã thi công tường chắn, khi thay đổi quy mô tầng hầm ta cần phải xem xét tổng thể các giải pháp để ổn định và đảm bảo an toàn chịu lực của tường chắn hiện hữu. Một trong các giải pháp đó là sử dụng neo trong đất hoặc văng chống trên cơ sở lựa chọn các điểm đặt neo, chống phù hợp. Có thể xem xét bổ sung thêm các biện pháp gia cố nền đất phía ngoài tường chắn hoặc trong tường chắn ở đáy hố đào bằng đất gia cố xi măng.

Việc khảo sát tính toán dựa trên khảo sát phần mềm Plaxis 2D bằng tại công trình IGG Hạ Long khi tăng số hầm từ 02 hầm lên 04 hầm trong điều kiện tường hầm đã thi công trước đó bằng neo đất kết hợp gia cường chân cọc bằng đất trộn xi măng cho thấy đây là giải pháp hoàn toàn khả thi, các kết quả chuyển vị là khá nhỏ và ổn định hố đào đảm bảo lớn



Hình 15. Mô men của tường chắn

hơn hệ số an toàn tổng thể theo yêu cầu của tiêu chuẩn. Giải pháp này sẽ giúp chủ đầu tư không phải phá dỡ hệ cọc vây cũ đã thi công trước đó mà hoàn toàn có thể tận dụng nhưng vẫn đảm bảo an toàn trong thi công hố đào.

Giải pháp tăng số tầng neo và sử dụng khối gia cường đất tại chân tường chắn hoàn toàn phù hợp với điều kiện địa chất khu vực công trình IGG Hạ Long. Để áp dụng giải pháp này tại khu vực có điều kiện địa chất khác là chưa thể khẳng định được bởi khả năng chịu lực của neo phụ thuộc rất lớn vào đất nền, không thể sử dụng cho đất yếu. Tuy nhiên, đây cũng là một giải pháp tối ưu, có thể sử dụng để khảo sát bằng mô hình số tại các công trình có điều kiện địa chất khác nhưng có nhu cầu thay đổi tương tự công trình IGG Hạ Long./.

Tài liệu tham khảo

1. Nguyễn Bá Kế (2012), *Thiết kế và thi công hố móng sâu*, Nhà xuất bản Xây dựng;
2. Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng - Bộ Xây dựng (2012), TCVN 9362:2012 *Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình*, Bộ Khoa học và Công nghệ;
3. Naval Facilities Engineering Command (1986), *Foundations and Earth Structures*, U.S. Government Printing Office;
4. Long, J.H., Weatherby, D.E., and Cording, E.J. (1998), *Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Volume I: Current Practice and Limiting Equilibrium Analyses*, U.S. Department of Transportation;
5. Tirants d'ancrage TA2020, *Règles professionnelles relatives à la conception, au calcul, à l'exécution, au contrôle et à la surveillance*, CFMS, 2020;
6. Brinkgreve R. B. J. (2005), *Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application*, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE;
7. 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;
8. 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;
9. 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;
10. Reference Manual Plaxis 2D.