

ĐÁNH GIÁ MỨC ĐỘ PHÁ HOẠI CÔNG TRÌNH DO VIỆC XÂY DỰNG NHỮNG HỒ ĐÀO SÂU Ở HÀ NỘI

ĐÀO SỸ ĐÁN*, ĐÀO VĂN HÙNG**

The assessment of building damage degree due to deep excavations in Hanoi

Abstract: The development of underground space is necessary trend of large cities. Therefore, deep excavation projects for high-rise buildings and underground transport networks have been conducted in the recent years. These projects are often located very close to existing buildings. As a result, they can cause deformations or damages on adjacent buildings. However, the studies for predicting responses of adjacent buildings caused by deep excavations are very limited in Hanoi conditions. The objective of this paper is to analyse and predict building damages caused by deep excavations in Hanoi. Both the building types, i.e buildings on spread footings and buildings on mat footing, are investigated in this study. The effects of building position on building damage are also explored. Results pointed out that footing type, building position and footing stiffness all affect the building deformation parameters. At the most unfavorable location of building- 5 m far from excavation, building damage degrees found are from very slight to moderate damage for spread footing cases, but they are from negligible to slight damage for the case of mat footing.

Keywords: deep excavation, building damage, numerical analysis, Ha Noi.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hà Nội là thủ đô của Việt Nam, là một thành phố lớn và đang trên đà phát triển rất nhanh. Vì vậy, những dự án hố đào sâu cho những công trình ngầm, như tầng hầm của những tòa nhà cao tầng, hệ thống giao thông ngầm, những trung tâm thương mại và giải trí dưới mặt đất, đã và đang được xây dựng ngày càng nhiều. Những hố đào này thường nằm trong những vùng trung tâm và rất gần với những công trình đã có. Do đó, chúng có thể gây biến dạng hoặc phá hoại cho các công trình lân cận. Trên thế giới, đã có nhiều nghiên cứu

được làm để phân tích và phỏng đoán những phản ứng hay ứng xử của những công trình lân cận do việc xây dựng những hố đào sâu gây ra, như Hsieh và Ou (1998), Ou (2006), Son và Cording (2011), và Dao (2015). Tuy nhiên, những nghiên cứu tương tự là rất hạn chế trong điều kiện địa chất của thành phố Hà Nội. Mục tiêu của bài báo này là phân tích và phỏng đoán mức độ phá hoại công trình do việc xây dựng những hố đào sâu ở Hà Nội. Kết quả nghiên cứu chỉ ra rằng, kiểu móng, vị trí công trình và độ cứng của móng công trình đều có ảnh hưởng đến những thông số biến dạng công trình. Tại vị trí bất lợi nhất của công trình, được tìm thấy là 5 m trong nghiên cứu này, mức độ biến dạng công trình được tìm thấy là từ mức độ phá hoại rất nhẹ đến trung bình cho những công trình trên móng băng, nhưng

* Khoa Công trình, Trường Đại học Giao thông Vận tải,
Email: sydandao@utc.edu.vn

** Khoa Công trình, Trường Đại học Thủy lợi,
Email: dvhung@tlu.edu.vn

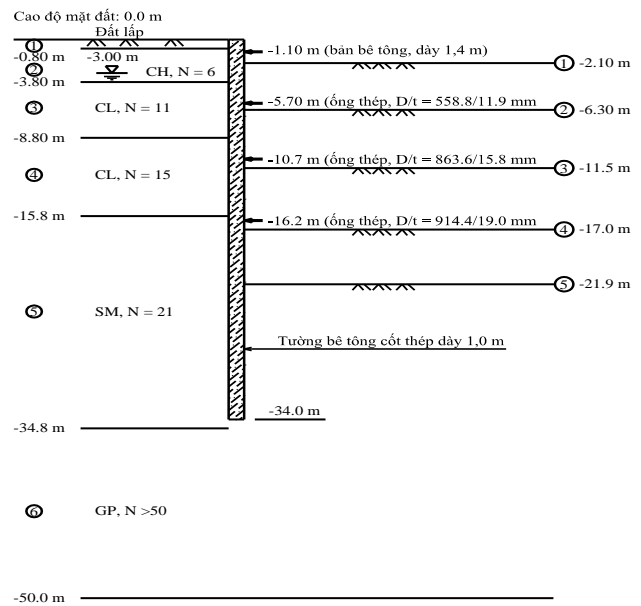
chúng là từ mức độ phá hoại không đáng kể đến mức độ phá hoại nhẹ cho những công trình trên móng bê. Bài báo này được mong ước là hữu ích cho những kỹ sư cũng như những nhà nghiên cứu trong việc sử dụng những phân tích số để đánh giá phản ứng của những công trình lân cận do việc xây dựng những hố đào sâu, đặc biệt là những hố đào sâu ở Hà Nội.

2. PHÂN TÍCH CHUẨN CHO VIỆC PHÒNG ĐOÁN LÚN ĐẤT

Một hố đào sâu tương lai gần ở Hà Nội, tên là Ga 12, được sử dụng làm cơ sở cho những phân tích số trong nghiên cứu này. Hố đào này là ga cuối, cạnh ga đường sắt Hà Nội, của Tuyến 3 trong hệ thống tàu điện ngầm Hà Nội.

Hố đào này có dạng hình chữ nhật với chiều dài 160,4 m và chiều rộng 22,7 m. Hố đào được thực hiện bằng phương pháp bán ngược (semi top-down construction method) và được chắn giữ bằng tường bê tông có chiều dày 1,0 m và chiều sâu 34,0 m. Nó được đào tới chiều sâu lớn nhất là 21,9 m với năm giai đoạn đào. Tường chắn được chống đỡ bằng một mức bản sàn bê tông và ba mức của những thanh chống thép. Khoảng cách ngang trung bình của những thanh chống thép là khoảng 3,5 m. Hình 1 bên dưới mô tả mặt cắt ngang và điều kiện địa chất của hố đào tại Ga 12 (SYSTRA, 2011).

Một phân tích phần tử hữu hạn hai chiều, gọi là “phân tích chuẩn”, được thực hiện để mô phỏng hố đào trên. Phân tích chuẩn này được thực hiện để xác nhận tính đúng đắn của những mô hình vật liệu cũng như những thông số nhập vào của chúng cho sự phỏng đoán lún đất được gây ra bởi hố đào trên. Phần mềm thương mại PLAXIS 2D, phiên bản 9 (2009), được sử dụng như một công cụ số cho những phân tích phần tử hữu hạn 2D trong nghiên cứu này. PLAXIS 2D là một chương trình phần tử hữu hạn hai chiều, được phát triển tại trường Đại học Kỹ thuật Delft, Hà Lan và được thương mại hóa bởi PLAXIS Bv, Amsterdam, Hà Lan.



Hình 1. Mặt cắt ngang và điều kiện địa chất của hố đào tại Ga 12

Theo những nghiên cứu trước đó, như Clough và O'Rourke (1990), Ou và cộng sự (1993), Bowles (1996), Ou và Hsieh (2011), và Dao (2015), thì mô hình đất cứng dần có xét đến độ cứng biến dạng nhỏ của đất - Hardening soil model with small strain stiffness (sau đây gọi là mô hình HSS) là mô hình thích hợp nhất cho việc phỏng đoán lún đất được gây ra bởi những hố đào sâu. Mô hình HSS là mô hình được hiệu chỉnh từ mô hình đất cứng dần - Hardening soil model (sau đây gọi là mô hình HS) có cân nhắc đến những đặc điểm biến dạng nhỏ của đất, dựa trên nghiên cứu của Benz (2007). Ngoài những thông số nhập vào tương tự như mô hình HS, mô hình HSS đòi hỏi thêm hai thông số bổ sung. Hai thông số này là mô đun chống cắt tham khảo tại mức biến dạng rất nhỏ (G_0^{ref}) và biến dạng cắt tại thời điểm khi mô đun chống cắt cát tuyến tương đương với 70% giá trị ban đầu của nó ($\gamma_{0.7}$). Vì vậy, có tổng cộng 12 thông số nhập vào cho mô hình HSS. Bảng 1 và Bảng 2 dưới đây thể hiện những thông số nhập vào của mô hình HSS cho hố đào tại Ga 12.

Bảng 1. Những thông số đất nhập vào cho mô hình HS

Lớp	Chiều sâu (m)	Loại đất	γ_t (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)	ν_{ur}	m	R_f	K_0
1	0,00-0,80	Đất lấp	19	0,5	30	0	12000	12000	36000	0,2	0,5	0,90	0,50
2	0,80-3,80	CH	16	5	20	0	5400	3780	16200	0,2	1	0,90	0,66
3	3,80-8,80	CL	18,5	10	25	0	13500	9450	40500	0,2	1	0,90	0,58
4	8,80-15,8	CL	19	25	25	0	27000	18900	81000	0,2	1	0,90	0,58
5	15,8-34,8	SM	20	0,5	34	4	25200	25200	75600	0,2	0,5	0,90	0,44
6	34,8-50,0	GP	21	0,5	40	10	60000	60000	180000	0,2	0,5	0,90	0,36

Bảng 2. Hai thông số đất nhập vào bổ sung cho mô hình HS

Lớp	Chiều sâu (m)	Loại đất	Giá trị N	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	G_0^{ref} (kPa)	$\gamma_{0.7}$
1	0,00-0,80	Đất lấp	-	176	$5,88 \times 10^4$	$2,03 \times 10^5$	10^{-4}
2	0,80-3,80	CH	6	171	$4,69 \times 10^4$	$1,01 \times 10^5$	5×10^{-5}
3	3,80-8,80	CL	11	213	$8,41 \times 10^4$	$1,04 \times 10^5$	5×10^{-5}
4	8,80-15,8	CL	15	239	$1,08 \times 10^5$	$9,09 \times 10^4$	5×10^{-5}
5	15,8-34,8	SM	21	235	$1,11 \times 10^5$	$6,93 \times 10^4$	10^{-4}
6	34,8-50,0	GP	> 50	330	$2,29 \times 10^5$	$1,10 \times 10^5$	10^{-4}

Tường chắn bê tông được mô phỏng bằng những phần tử bản, và những thanh chống thép được mô phỏng bằng những phần tử thanh. Mô hình đàn hồi tuyến tính được sử dụng để mô phỏng cho cả tường chắn bê tông và những thanh chống thép. Mô hình này đòi hỏi hai thông số nhập vào, đó là mô đun đàn hồi và hệ số Poisson. Hệ số Poisson được lấy bằng 0,2 cho cả tường bê tông và những thanh chống thép. Mô đun đàn hồi của tường bê tông và bản sàn bê tông được tính theo công thức của ACI 318M-11 (2011) như sau:

$$E = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (1)$$

trong đó, f'_c (MPa) là cường độ chịu nén quy định của bê tông. Mô đun đàn hồi của thép được lấy bằng $2,0 \times 10^5$ MPa. Theo đề nghị của Ou (2006), độ cứng của cả tường bê tông và những thanh chống thép được giảm đi tương ứng 30% và 40% từ giá trị danh định của nó để cân nhắc đến những vết nứt trong tường bê tông do chịu

mô men uốn và để cân nhắc tới việc sử dụng lặp lại và sự cài đặt không chính xác của những thanh chống thép. Bảng 3 và Bảng 4 diễn tả những thông số nhập vào cho tường chắn bê tông và những thanh chống thép được sử dụng trong phân tích chuẩn. Trọng lượng bản được tính bằng cách nhân trọng lượng đơn vị bản với chiều dày bản. Cần chú ý rằng, trọng lượng đơn vị của bản được trừ đi trọng lượng đơn vị đất bởi vì tường chắn được mô phỏng bằng những phần tử không thể tích trong chương trình PLAXIS. Những phần tử giao diện cũng được mô phỏng để diễn tả ma sát giữa đất và tường chắn. Như được đề xuất bởi PLAXIS 2D (2009), Khoiri và Ou (2013), hệ số giảm cường độ của phần tử giao diện, R_{inter} , có thể được lấy bằng 0,67 để mô phỏng sự xáo trộn của đất giữa tường chắn và đất xung quanh. Cũng cần chú ý rằng, những thông số nhập vào của bản sàn bê tông cốt thép được tính cho một đơn vị chiều rộng bản.

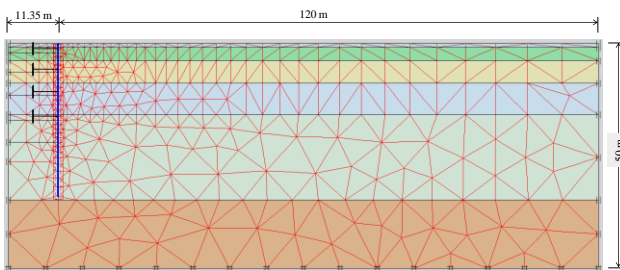
Bảng 3. Những thông số nhập vào của tường chắn bê tông

Thông số	Tên	Giá trị	Đơn vị
Cường độ chịu nén quy định của bê tông	f'_c	35	MPa
Mô đun đàn hồi	E	$2,78 \times 10^7$	kPa
Chiều dày	d	1	m
Độ cứng dọc trục x 70%	70%EA	$1,95 \times 10^7$	kN/m
Độ cứng chống uốn x 70%	70%EI	$1,62 \times 10^6$	kNm^2/m
Trọng lượng	w	5,5	kN/m/m
Hệ số Poisson	v	0,2	-

Bảng 4. Những thông số nhập vào của những thanh chống

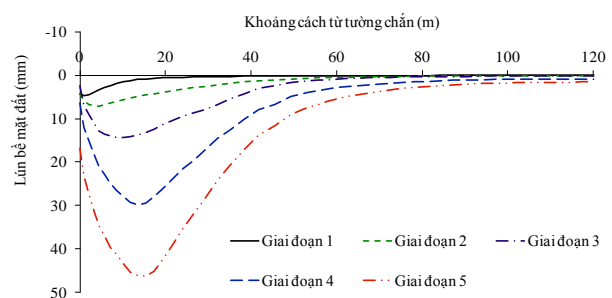
Mức chống đỡ	Mô tả	Diện tích mặt cắt (m^2)	EA (kN)	60%EA (kN)
1	Bản bê tông, dày 1,4 m, $f'_c = 35$ MPa	1,400	$3,89 \times 10^7$	$2,34 \times 10^7$
2	Ống thép, D/t = 558,8/11,9 mm	0,020	$4,29 \times 10^6$	$2,58 \times 10^6$
3	Ống thép, D/t = 863,6/15,8 mm	0,042	$8,84 \times 10^6$	$5,30 \times 10^6$
4	Ống thép, D/t = 914,4/19,0 mm	0,053	$1,12 \times 10^7$	$6,73 \times 10^6$

Hình 2 dưới đây diễn tả mô hình lưới phần tử hữu hạn của phân tích chuẩn. Chỉ một nửa của hố đào được mô phỏng do tính đối xứng của hố đào. Nền (cạnh đáy) của mô hình được đặt tại độ sâu 50 m bên dưới bề mặt đất, tức là khoảng 15 m ngập sâu vào lớp đất GP, lớp mà được giả thiết là có biến dạng rất nhỏ khi xây dựng hố đào. Khoảng cách từ đường biên hông của mô hình tới tường chắn được lấy là 120 m, nó xấp xỉ năm lần chiều sâu hố đào. Giá trị này được cân nhắc bởi vì theo nhiều nghiên cứu, như Clough và O'Rourke (1990), Ou và cộng sự (1993), Hsieh và Ou (1998), Ou (2006), Ou và Hsieh (2011), và Dao (2015), lún đất thường bằng không cho những vị trí cách xa tường chắn lớn hơn bốn lần chiều sâu hố đào. Sự dịch chuyển ngang được kiểm chế trên những đường biên hông, nhưng cả sự dịch chuyển ngang và đứng được kiểm chế trên đường biên đáy của mô hình.



Hình 2. Mô hình lưới phần tử hữu hạn của phân tích chuẩn

Hình 3 thể hiện những lún bề mặt đất được phỏng đoán từ phân tích chuẩn. Như được thể hiện trong hình vẽ này, sự trôi không hợp lý của bề mặt đất gần tường chắn là không được nhìn thấy. Thêm nữa, những lún đất rộng hơn và lớn hơn trong vùng ảnh hưởng thứ yếu là cũng không được tìm thấy trong phân tích chuẩn sử dụng mô hình HSS. Những lún bề mặt đất trong vùng ảnh hưởng thứ yếu là rất nhỏ. Vì vậy, những kết quả phỏng đoán lún đất của phân tích chuẩn là phù hợp với những nghiên cứu trước đó của Clough và O'Rourke (1990), Ou và cộng sự (1993), Bowles (1996), Ou và Hsieh (2011), và Dao (2015).

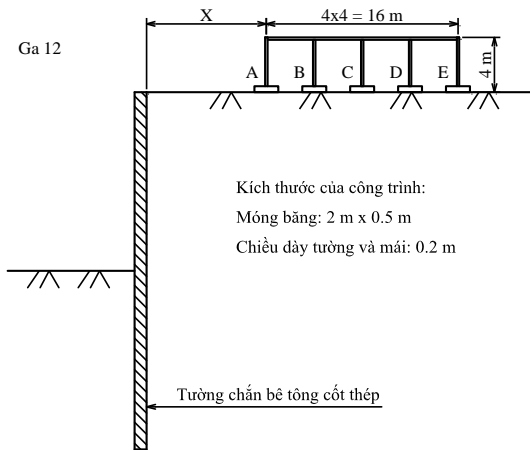


Hình 3. Những lún bề mặt đất được phỏng đoán từ phân tích chuẩn

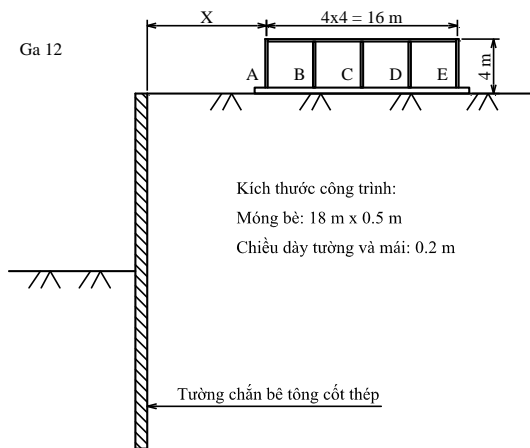
3. PHÂN TÍCH SỐ

Để kiểm tra những phản ứng của công trình lân cận bị gây ra bởi hố đào sâu tại Ga 12, những

phân tích số đã được thực hiện với hai kiểu công trình khác nhau, đó là công trình trên móng những băng và công trình trên móng bè. Hình 4 và Hình 5 là những cấu hình của công trình trên những móng băng và móng bè được sử dụng cho những phân tích số ở đây. Để thấy rõ những lún công trình do hố đào sâu gây ra, những công trình được phân tích ở đây là những công trình một tầng trên móng nông. Với những công trình như vậy, những lún công trình được gây ra bởi trọng lượng bản thân của nó là không đáng kể. Với công trình nhiều tầng, những lún công trình do trọng lượng bản thân sẽ rất lớn, và nó sẽ gây khó khăn cho việc phân tích những phản ứng công trình do hố đào sâu, hoặc móng của nó sẽ rất phức tạp như là quá sâu, móng cọc, móng giằng chìm, v.v.



Hình 4. Cấu hình của công trình trên những móng băng



Hình 5. Cấu hình của công trình trên móng bè

Như có thể được nhìn thấy từ những hình vẽ này, những công trình được phân tích ở đây cao 4 m, dài 16 m và có bốn nhịp giống nhau. Chiều dày của tường và mái là 0,2 m. Mỗi móng băng có chiều dài 2,0 m và dày 0,5 m; móng bè có chiều dài 18,0 m và dày 0,5 m. Cường độ chịu nén quy định của bê tông công trình là 30 MPa. Tường, mái và móng của công trình được mô phỏng bằng những phần tử bản. Bảng 5 và Bảng 6 dưới đây diễn tả những thông số nhập vào của tường, mái và móng của công trình. Trong Bảng 6, trọng lượng của móng được lấy bằng không để loại bỏ sự sai khác giữa trọng lượng của những móng băng và trọng lượng của móng bè.

Bảng 5. Những thông số nhập vào cho tường và mái công trình

Thông số	Tên	Giá trị	Đơn vị
Cường độ chịu nén quy định của bê tông	f_c	30	MPa
Mô đun đàn hồi	E	$2,57 \times 10^7$	kPa
Chiều dày	d	0,2	m
Độ cứng dọc trục	EA	$3,60 \times 10^6$	kN/m
Độ cứng chống uốn	EI	$1,20 \times 10^4$	kNm^2/m
Trọng lượng	w	4,8	kN/m/m
Hệ số Poisson	ν	0,2	-

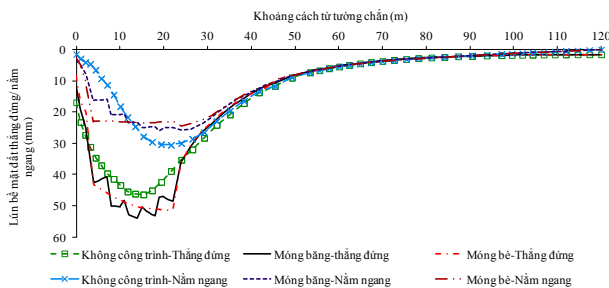
Bảng 6. Những thông số nhập vào cho móng công trình

Thông số	Tên	Giá trị	Đơn vị
Cường độ chịu nén quy định của bê tông	f_c	30	MPa
Mô đun đàn hồi	E	$2,57 \times 10^7$	kPa
Chiều dày	d	0,5	m
Độ cứng dọc trục	EA	$9,01 \times 10^6$	kN/m
Độ cứng chống uốn	EI	$1,88 \times 10^5$	kNm^2/m
Trọng lượng	w	-	kN/m/m
Hệ số Poisson	ν	0,2	-

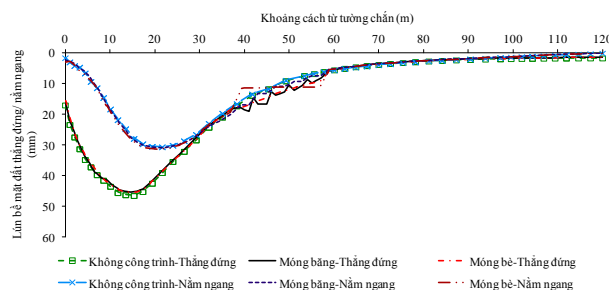
Để kiểm tra vị trí của công trình ảnh hưởng thế nào đến những phản ứng công trình, khoảng cách từ công trình đến tường chắn (X) được cho thay đổi theo các giá trị 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35 và 40 m. Với những khoảng cách được cân nhắc này, thì vị trí của công trình có thể thay đổi đầy đủ trên toàn bộ phạm vi của vùng ảnh hưởng chính yếu của lún đất được gây ra bởi hố đào sâu.

4. KẾT QUẢ VÀ THẢO LUẬN

Hình 6 và Hình 7 thể hiện những lún bề mặt đất thẳng đứng và nằm ngang cho những kiểu khác nhau của móng công trình và những giá trị khác nhau của vị trí công trình (X). Nó được nhìn thấy rõ ràng rằng, những lún bề mặt đất bên ngoài phạm vi công trình là rất gần với lún bề mặt đất của trường hợp không có công trình, hay sự hiện diện của công trình có ảnh hưởng không quan trọng đến lún bề mặt đất bên ngoài phạm vi công trình. Những lún công trình thẳng đứng lớn hơn một chút so với lún bề mặt đất khi không có công trình tại những vị trí tương ứng. Sự sai khác này được cho là do trọng lượng bản thân của công trình gây ra.

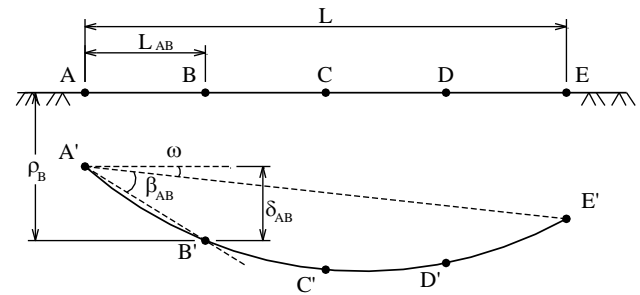


Hình 6. Những lún đất thẳng đứng và nằm ngang cho những kiểu móng khác nhau khi X = 5 m



Hình 7. Những lún đất thẳng đứng và nằm ngang cho những kiểu móng khác nhau khi X = 40 m

Dựa trên những kết quả trên, những thông số biến dạng công trình gồm biến dạng ngang và méo mó góc, cái mà ảnh hưởng đến mức độ phá hoại công trình, có thể được xác định như dưới đây.



Hình 8. Những thông số biến dạng công trình

Trong đó:

ρ_i = lún thẳng đứng của công trình tại điểm i;

ρ_{hi} = lún nằm ngang của công trình tại điểm i;

$\epsilon_{hij} = \left| \frac{\rho_{hj} - \rho_{hi}}{L_{ij}} \right|$ = biến dạng ngang của công trình giữa hai điểm i và j;

$\omega = \left| \frac{\rho_E - \rho_A}{L} \right|$ = góc quay tổng thể của cả khối công trình;

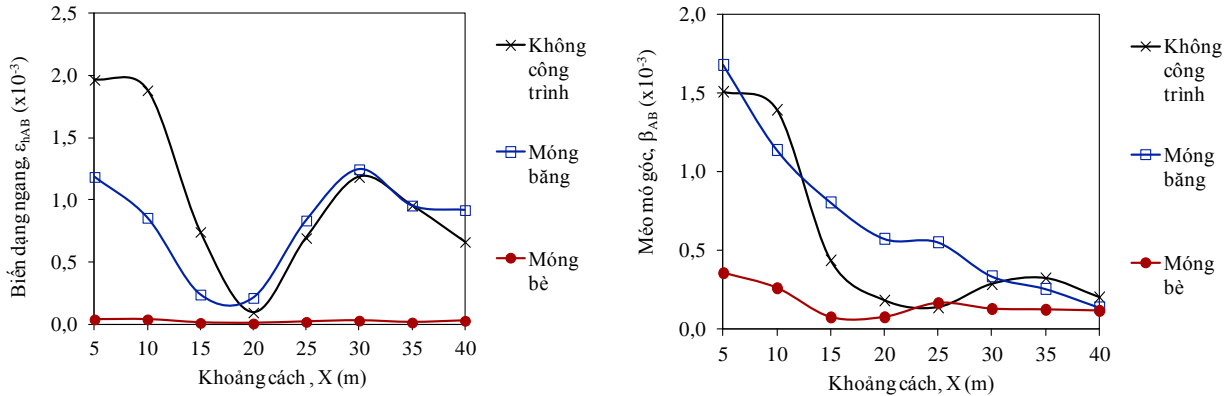
$\beta_{ij} = \left| \left(\frac{\rho_j - \rho_i}{L_{ij}} \right) - \omega \right|$ = méo mó góc của công trình giữa hai điểm i và j.

Theo phương pháp được đề xuất bởi Boscardin và Cording (1989), mức độ phá hoại công trình phụ thuộc vào hai thông số biến dạng công trình là biến dạng ngang và méo mó góc. Hình 9 dưới đây thể hiện sự so sánh những thông số biến dạng công trình cho những kiểu khác nhau của công trình, đó là trường hợp không có công trình, công trình trên móng băng và công trình trên móng bê.

Nó được nhìn thấy rõ ràng từ Hình 9 rằng, những thông số biến dạng công trình cho trường hợp không có công trình và công trình trên móng băng là khá gần nhau, và chúng lớn hơn những giá trị đó tương ứng cho trường hợp móng bê. Vì vậy, những thông số biến dạng công trình cho những công trình trên móng băng có thể được lấy xấp xỉ bằng những giá trị tương

ứng với trường hợp không có công trình. Những kết quả này là đồng nhất với những báo cáo trước đó của Hsieh và Ou (1998), Ou (2006), và Dao (2015). Lý do chính có thể liên quan đến thực tế rằng, móng bè là một kết cấu liên tục,

ngược lại những móng băng là những kết cấu không liên tục. Như một kết quả, sự di chuyển tương đối giữa những phần tử trong móng bè bị kiểm chế bởi độ cứng dọc trục và độ cứng chống uốn của nó.

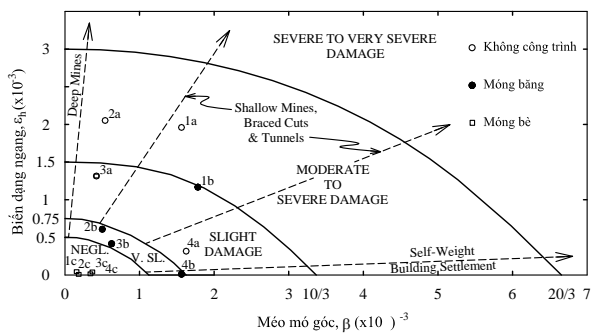


Hình 9. Những mối quan hệ giữa những thông số biến dạng công trình và khoảng cách từ công trình tới tường chắn cho những kiểu khác nhau của móng công trình

Nó cũng được nhìn thấy rằng, những thông số biến dạng công trình giảm dần với sự tăng của khoảng cách từ công trình đến tường chắn (X), và vị trí bất lợi nhất của công trình là tương ứng với giá trị $X = 5$ m. Tại vị trí bất lợi nhất của công trình, đó là $X = 5$ m, mức độ phá hoại công trình dựa trên phương pháp của Boscardin và Cording (1989) được thể hiện trong những bảng và hình vẽ dưới đây.

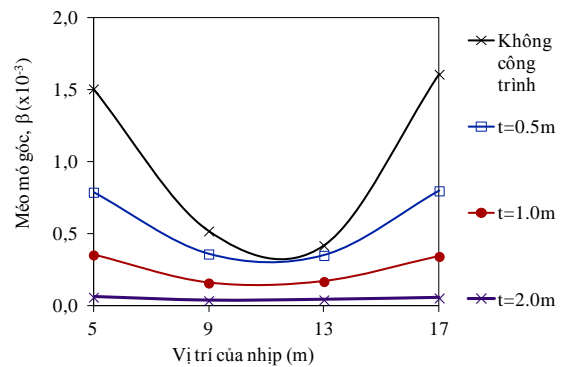
trên móng băng; nhưng chúng là không đáng kể đến phá hoại nhẹ cho trường hợp công trình trên móng bè. Những thông số biến dạng công trình của trường hợp móng bè là nhỏ hơn rất nhiều những giá trị đó tương ứng cho trường hợp không có công trình và công trình trên móng băng.

Để kiểm tra xem độ cứng của móng bè ảnh hưởng như thế nào đến những thông số biến dạng công trình, những phân tích số được thực hiện với những giá trị khác nhau của chiều dày móng bè tương ứng với trường hợp công trình ở vị trí bất lợi nhất ($X = 5$ m). Những kết quả phân tích tìm thấy được thể hiện trong Hình 11 dưới đây.



Hình 10. Sự đánh giá mức độ phá hoại công trình bằng phương pháp của Boscardin và Cording (1989)

Như có thể được nhìn thấy từ hình trên, mức độ phá hoại công trình là từ rất nhẹ đến trung bình cho trường hợp không có công trình và công trình



Hình 11. Ảnh hưởng của chiều dày móng bè đến méo mó góc công trình

Từ kết quả trong Hình 11, ta thấy, những thông số biến dạng công trình giảm tỷ lệ thuận với chiều dày của móng bè. Lý do có thể bởi vì móng bè được mô phỏng bằng mô hình đàn hồi tuyến tính.

5. KẾT LUẬN

(1) Mô hình HSS là mô hình thích hợp nhất cho việc phỏng đoán lún đất được gây ra bởi những hố đào sâu ở Hà Nội.

(2) Lún bề mặt đất bên ngoài phạm vi của công trình là rất gần với những giá trị đó tương ứng với trường hợp không có công trình, hay sự hiện diện của công trình có ảnh hưởng không đáng kể đến lún bề mặt đất bên ngoài phạm vi công trình.

(3) Những thông số biến dạng công trình cho trường hợp không có công trình và công trình trên móng băng là tương đối gần với nhau, và chúng là lớn hơn những giá trị đó tương ứng với trường hợp công trình trên móng bè.

(4) Những thông số biến dạng công trình giảm dần với sự tăng của khoảng cách công trình tới tường chắn (X), và vị trí bất lợi nhất của công trình được tìm thấy là $X = 5$ m.

(5) Mức độ phá hoại công trình là từ rất nhẹ đến trung bình cho trường hợp không có công trình và công trình trên móng băng, nhưng chúng là từ không đáng kể đến phá hoại nhẹ cho trường hợp công trình trên móng bè.

(6) Những thông số biến dạng công trình là tỷ lệ ngược với chiều dày của móng bè.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. ACI 318M-11 (2011), Building Code Requirements for Structure Concrete and Commentary, American Concrete Institute.
2. Benz, T. (2007), Small Strain Stiffness of Soils and Its Numerical Consequences, Ph. D dissertation, Universität Stuttgart, Germany.
3. Boscardin, M. D. and Cording, E. J. (1989), Building Response to Excavation Induced Settlement, Journal of Geotechnical Engineering,

ASCE, Vol. 115, No. 1, pp. 1-15.

4. Bowles, J. E. (1996), Foundation Analysis and Design, 5th Edition, McGraw-Hill Book Company, New York, USA.

5. Clough, G. W. and O'Rourke, T. D. (1990), Construction-Induced Movements of in Situ Walls, Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Special Publication, No. 25, pp. 439-470.

6. Dao, S. D. (2015). Application of numerical analyses for deep excavations in soft ground, PhD dissertation, National Kaohsiung University of Applied Sciences, Taiwan.

7. Hsieh, P. G. and Ou, C. Y. (1998), Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, pp. 1004-1017.

8. Khoiri, M., and Ou, C. Y. (2013), Evaluation of Deformation Perammeter for Deep Excavations in Sand through Case Studies, Computers and Geotechnics, Vol. 47, pp. 57-67.

9. Ou, C. Y. (2006), Deep Excavation: Theory and Practice, Taylor & Francis, Netherlands.

10. Ou, C. Y., Hsieh, P. G., and Chiou, D. C. (1993), Characteristics of Ground Surface Settlement during Excavation, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, pp. 758-767.

11. Ou, C.Y. and Hsieh, P. G. (2011), A Simplified Method for Predicting Ground Settlement Profiles Induced by Excavation in Soft Clay, Computers and Geotechnics, Vol. 38, pp. 987-997.

12. PLAXIS 2D (2009), Reference Manual, Plaxis BV, Amsterdam, the Netherlands.

13. Son, M. and Cording, E. J. (2011), Responses of Buildings with Different Structural Types to Excavation-Induced Ground Settlements, Journal of Geotechnical and GeoEnvironmental Engineering, ASCE, Vol. 137, No. 4, pp. 323-333.

14. SYSTRA (2011), Report on Geotechnical Investigation, Technical Design Report, Line 3 of Ha Noi MRT System (Nhon-Ha Noi Railway Station), Ha Noi, Vietnam.

Người phân biện: PGS, TS HOÀNG VIỆT HÙNG