

TIỂU BAN
ĐỊA KỸ THUẬT - TRẮC ĐỊA CÔNG TRÌNH

SESSION:
GEOTECHNICAL AND SURVEYING ENGINEERING

ĐẶC TÍNH KỸ THUẬT CỦA TRO XỈ NHIỆT ĐIỆN KHI LÀM VẬT LIỆU SAN LẤP THAY THẾ VẬT LIỆU TRUYỀN THỐNG

TECHNICAL PROPERTIES OF THERMAL POWER PLANT COAL ASH FOR TRADITIONAL BACKFILL MATERIAL REPLACEMENT

Đình Quốc Dân¹, Đoàn Thế Tường, Đỗ Ngọc Sơn, Nguyễn Thị Thanh Thủy

¹*Viện Khoa học công nghệ Xây dựng, Email: dida.ibst@gmail.com*

TÓM TẮT: Việc tiêu thụ và xử lý tro xỉ phát thải từ các nhà máy nhiệt điện là nhiệm vụ cần thiết hiện nay, trong đó việc sử dụng tro xỉ làm vật liệu san lấp là một hướng giải pháp khả thi cho phép tiêu thụ khối lượng lớn tro xỉ tồn chứa và đang phát thải từ các nhà máy nhiệt điện đốt than hiện nay. Trong khuôn khổ bài báo nhóm tác giả đã tiến hành nghiên cứu đặc trưng kỹ thuật, chỉ tiêu cơ lý của tro xỉ của một số nhà máy nhiệt điện đốt than trên cơ sở đó đánh giá khả năng sử dụng tro xỉ vào san lấp. Các kết quả nghiên cứu tập trung vào đặc trưng tính chất địa kỹ thuật để đánh giá về mặt kỹ thuật khả năng sử dụng vật liệu này như là vật liệu san lấp cũng như các giải pháp kỹ thuật nâng cao tính năng kỹ thuật và mở rộng phạm vi áp dụng của thể đắp sử dụng vật liệu tro xỉ với điều kiện tro xỉ đáp ứng các yêu cầu về an toàn môi trường theo quy định.

TỪ KHÓA: Sản phẩm đốt than, tro xỉ nhiệt điện, tro xỉ phối trộn, vật liệu san lấp, đặc trưng cơ lý

ABSTRACTS: Nowadays, the consumption and handling with coal ash from thermal power plants are becoming an essential task, using thermal power plant coal ash as a backfill material is a possible solution for the mass volume of coal ash inventory consumption. Within the framework of the paper, the authors have carried out a study on technical characteristics and mechanical properties of ash of some coal-fired thermal power plants on the basis of their assessment of the using coal ash. The results of the study focused on geo-technical features to assess the technical feasibility of using this material as backfill material as well as technical solutions that enhance technical and open specifications. The scope of application of backfill material is as wide as the ash condition that meets the required environmental safety requirements.

KEYWORDS: CCPs, coal ash, mixing coal ash, filling material, mechanical property.

1. VẬT LIỆU SAN LẤP TRUYỀN THỐNG

Cát xây dựng từ lâu đã đóng vai trò quan trọng như là một trong những vật liệu thiết yếu đối với sự phát triển của ngành xây dựng nói chung. Cát san lấp là loại cát xây dựng được khai thác từ các nguồn sông và biển và thường lẫn tạp chất dùng rất phổ biến trong san lấp công trình với nhiều ưu điểm về đặc tính kỹ thuật. Tuy nhiên, nhu cầu và nguồn cung mỗi chỗ sẽ khác nhau, việc khai thác quá mức cát từ các nguồn tự nhiên dẫn đến việc suy kiệt tài nguyên và gây ra những tác động tiêu cực đến môi trường như sạt lở và thay đổi dòng chảy các con sông [1]. Tiếp theo, đất tự nhiên cũng là vật liệu cũng được dùng nhiều trong san lấp. Đất san lấp có thể được khai thác từ đất tự nhiên, mỏ đất hoặc khai thác từ quá trình bóc các lớp đất tự nhiên hoặc trong khai thác khoáng sản. Đất san lấp có nhiều ưu điểm trong san lấp và tận dụng tốt yếu tố địa phương khi sử dụng vật liệu này với khối lượng lớn. Những năm gần đây việc khai thác quá mức cũng đang dẫn tới việc phải kiểm soát nguồn tài nguyên này. Các loại phế phẩm xây dựng cũng thường được sử dụng trong san lấp, tuy nhiên đây là lại vật liệu có tính chất không đồng nhất và nguồn cung không thường xuyên.

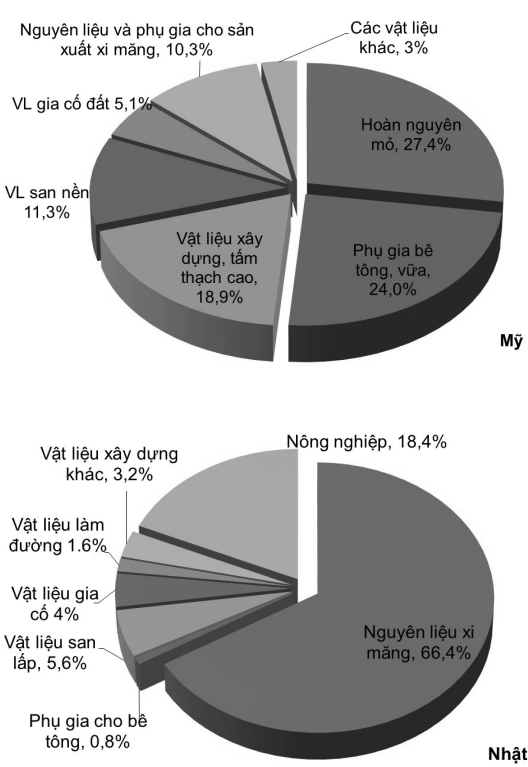
Việc phụ thuộc quá nhiều vào các loại vật liệu san lấp như cát hoặc đất từ tự nhiên dẫn đến suy kiệt tài nguyên và gây ra những hậu quả xấu đến môi trường và hệ sinh thái. Chính vì vậy nhiều chủ trương trong những năm gần đây đã nhấn mạnh việc tìm ra vật liệu mới góp phần mở ra hướng đi mới cho vật liệu san lấp. Tro xỉ nhiệt điện là sản phẩm thải loại của nhà máy nhiệt điện đốt than, với khối lượng sẵn có tương đối lớn có thể thay thế một phần vật liệu san lấp truyền thống, tiết kiệm nguồn tài nguyên thiên nhiên đồng thời góp phần giảm ô nhiễm môi trường, giảm diện tích đất tồn chứa [2].

2. TRO XỈ NHIỆT ĐIỆN

Quá trình vận hành các nhà máy nhiệt điện đốt than đã thải ra các sản phẩm cháy từ than bao gồm tro bay và xỉ đáy. Về thành phần vật chất, tro bay là các chất vô cơ không cháy được có sẵn trong than, sau quá trình đốt biến thành vật chất cấu trúc dạng thủy tinh và vô định hình và các dạng vô định hình có ý nghĩa lớn trong đánh giá hoạt tính của vật liệu. Tro bay thường có dạng hạt hình cầu kích thước từ 0.5 μm đến 300 μm , khối lượng thể tích ở trạng thái khô xấp xỉ 450 kg/m^3 đến 700 kg/m^3 và trọng lượng riêng 1.800 kg/m^3 đến 2.300 kg/m^3 . Xỉ đáy là những hạt thô

và to hơn tro bay, là thành phần không cháy thu được ở phần đáy lò thường ở dạng cục hoặc hạt có kích thước từ 0.125 mm đến 2 mm, khối lượng thể tích ở trạng thái khô xấp xỉ 700kg/m^3 đến 900kg/m^3 và trọng lượng riêng 2.000kg/m^3 đến 2.600kg/m^3 . Thông thường lượng tro bay chiếm khoảng 80% - 90%, còn xỉ chỉ chiếm khoảng 10% - 20%.

Cùng với sự phát triển kinh tế đất nước, nhu cầu tiêu thụ điện ngày một tăng dẫn đến khối lượng tro xỉ trong hồ chứa tại các nhà máy nhiệt điện đang ngày một tăng thêm, tạo ra sức ép lớn về diện tích tồn chứa cũng như đối với môi trường. Khối lượng tro xỉ phát thải hiện nay của cả nước khoảng 14 triệu tấn/năm [3] và con số này còn tăng theo thời gian. Tổng lượng tro xỉ nhiệt điện phát thải trên phạm vi toàn cầu vào khoảng 780 triệu tấn vào năm 2011. Mức độ tái sử dụng hiệu quả tro xỉ là 415 triệu tấn (53 % tổng sản lượng) và ở mức độ khác nhau tại mỗi quốc gia [4]. Tỷ lệ sử dụng hiệu quả lớn nhất là 96,4 % và tỷ lệ thấp nhất là khoảng 10,6 %. Sản lượng tro xỉ cũng được dự báo sẽ tăng trong những năm tới do ngành năng lượng của thế giới còn phụ thuộc nhiều vào sản lượng điện được sản xuất bằng việc đốt than. Tại Mỹ và liên Minh châu Âu EU tổng sản lượng tro xỉ hàng năm ước tính vào khoảng 115 triệu tấn, Ấn Độ khoảng 140 triệu tấn năm. Sản lượng tro xỉ tại Trung Quốc cũng tăng nhanh hàng năm và dự báo đạt 580 triệu tấn vào năm 2015 [5].



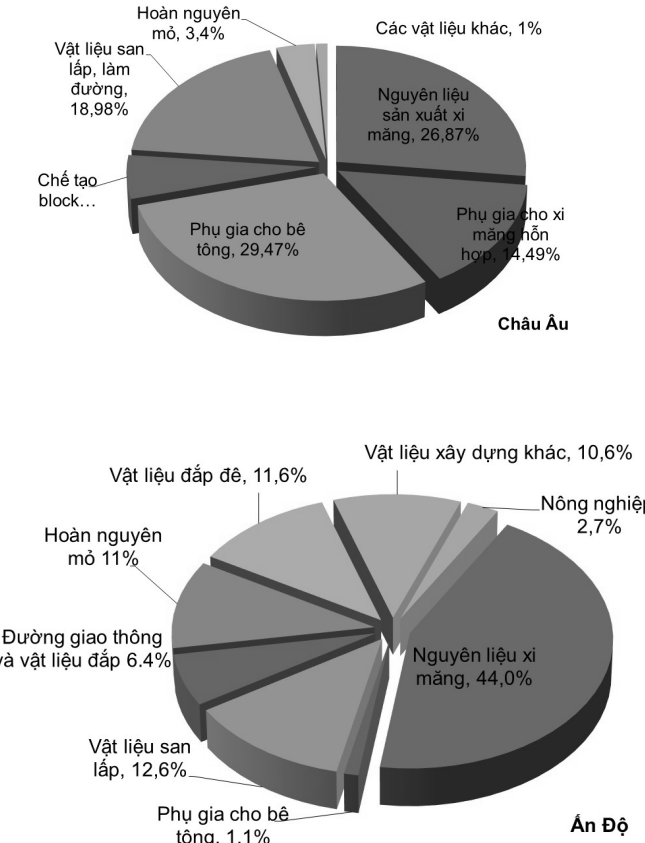
Hình 1. Tái sử dụng tro xỉ nhiệt điện tại một số quốc gia [6]

Tại một số quốc gia có nền kinh tế phát triển hay có mức độ phát thải tro xỉ nhiệt điện lớn thì tro xỉ nhiệt điện được tái sử dụng rộng rãi trong nhiều lĩnh vực để tận thu tài nguyên như làm phụ gia cho xi măng, bê tông, làm vật liệu cho gạch, vữa xây không nung, cải tạo đất nông nghiệp và phần lớn phục vụ làm vật liệu xử lý nền, san lấp công trình hoặc hoàn nguyên mỏ... Theo số liệu từ hội thảo tro than thế giới năm 2013 đưa ra [6] trong Hình 1, đối với lĩnh vực san lấp mức độ sử dụng ở mức khá như ở châu Âu với 18,98 %, ở Ấn Độ với 6,4 % cho đắp đường giao thông và 12,6 % cho san nền. Ở Hoa Kỳ chỉ hơn 11% được sử dụng để san lấp và thấp nhất là Nhật Bản với 5,6 %. Tuy nhiên ở một mức độ nhất định, có thể chắc chắn rằng tro xỉ nhiệt điện sử dụng với khối lượng không hề nhỏ trong san lấp ở các nước trên.

Việc thúc đẩy tiêu thụ và xử lý tro xỉ đã được đặt ra, trong khuôn khổ bài báo nhóm tác giả trình bày các nghiên cứu sử dụng tro xỉ nhiệt điện trong san lấp trên cơ sở nghiên cứu xác định các đặc trưng cơ lý của tro xỉ để đánh giá khả năng sử dụng loại tro xỉ nhiệt điện trong san lấp, đánh giá độ bền của hỗn hợp tro xỉ và xi măng với các tỷ lệ xi măng khác nhau trên các mẫu tro xỉ, mẫu tro, mẫu xỉ được lấy tại nhà máy nhiệt điện tại Việt Nam.

3. CÁC ĐẶC TRƯNG VỀ TÍNH CHẤT ĐỊA KỸ THUẬT CỦA TRO XỈ NHIỆT ĐIỆN

Vật liệu tro xỉ nhiệt điện làm vật liệu san lấp trước tiên phải đáp ứng các điều kiện vật liệu an toàn môi trường theo quy định.



Các đặc trưng tính chất địa kỹ thuật sẽ đánh giá khả năng về yêu cầu kỹ thuật sử dụng vật liệu tro xỉ nhiệt điện làm vật liệu san lấp được xét trên cơ sở các đặc trưng tính chất vật lý, các đặc trưng tính chất cơ học và các đặc trưng về khả năng đầm chặt.

3.1 Các đặc trưng tính chất vật lý

Kết quả thí nghiệm trong phòng xác định các đặc trưng vật lý theo các tiêu chuẩn hiện hành trên các mẫu tro, xỉ và tro xỉ hỗn hợp được lấy từ các nhà máy nhiệt điện được tổng hợp và trình bày ở Bảng 1.

Bảng 1. Các đặc trưng vật lý của tro, xỉ và tro xỉ hỗn hợp của các nhà máy nhiệt điện

STT	Đặc trưng vật lý	Tro	Xỉ	Tro xỉ
1	Thành phần hạt, %			
	+ Hạt sét <0,005	2,2	-	4 (1,8-9,8)
	+ Hạt bụi 0,005-0,05	53,9	28,1	51,6 (32,1-70,3)
	+ Mịn 0,005-0,01	14,6	6,8	11,2 (3,8-17,6)
	+ Thô 0,01-0,05	39,3	21,3	39,6 (28,3-53,3)
	+ Hạt cát 0,05-2	43,9	56,8	48,7 (26,6-71,6)
	- Mịn 0,05-0,1	42,8	16,4	30,1 (4,1-46,5)
	- Nhỏ 0,1-0,25	0,6	13,1	6,3 (1,1-16,5)
	- Trung 0,25-0,5	0,3	8,3	5,5 (0,3-18,8)
	- To 0,5-1	0,1	7,7	4,3 (0,1-18,3)
	- Thô 1-2	0,1	11,3	4,7 (0,2-26,4)
2	Đặc trưng cấp phối hạt			
	+ Hệ số đồng nhất, Cu	7,2	20	8,1 (3,8-13,1)
	+ Hệ số cấp phối, Cs	0,8	0,7	0,9 (0,7-1,0)
3	Khối lượng thể tích hạt, g/cm ³	2,42	2,01	2,53 (2,35-2,69)
4	Khối lượng thể tích khô, g/cm ³	1,44	1,44	1,27 (1,06-1,81)
	+Trạng thái chặt nhất	0,95	1,01	1,01 (0,65-1,41)
	+Trạng thái xốp nhất			
5	Hệ số rỗng			
	+Trạng thái chặt nhất	0,40	0,68	0,84 (0,46-1,34)
	+Trạng thái xốp nhất	1,12	1,40	1,66 (0,82-2,62)
6	Hệ số thấm, 10 ⁻³ cm/s			2,19-3,18

Giá trị các đặc trưng vật lý của vật liệu tro xỉ hỗn hợp là giá trị trung bình của các kết quả thí nghiệm các mẫu lấy được từ các bãi lưu giữ tro xỉ của các nhà máy nhiệt điện Duyên Hải, Quảng Ninh, Na Dương, Sơn Động, Cẩm Phả, Uông Bí, Na Dương, Mông Dương, Vĩnh Tân. Các giá trị trong ngoặc đơn là khoảng biến đổi của các giá trị tương ứng. Riêng các giá trị các đặc trưng vật lý của vật liệu tro và xỉ là từ nhà máy nhiệt điện Quảng Ninh.

Từ các kết quả thí nghiệm các đặc trưng tính chất vật lý trên các mẫu vật liệu tro xỉ, có thể thấy:

- Giá trị các đặc trưng vật lý khá phân tán giữa các nhà máy nhiệt điện, các giá trị này là hợp lý nằm trong khoảng thường thấy đã được công bố trên các nghiên cứu trong, ngoài nước và thống nhất với nhau theo các quy luật đã biết;

- Theo thành phần hạt, vật liệu tro xỉ có thể xếp vào nhóm đất Bụi thô nhiều cát mịn;

- Theo giá trị khối lượng thể tích hạt, có thể thấy tro xỉ thuộc loại vật liệu nhẹ, nhẹ hơn nhiều so với vật liệu cát (2,53 g/cm³ so với 2,65-2,69 g/cm³ của vật liệu cát). Đây là ưu điểm của vật liệu tro xỉ khi sử dụng làm vật liệu san lấp vì có trọng lượng bản thân nhẹ hơn so với các vật liệu san lấp truyền thống;

- Theo các đặc trưng cấp phối hạt, các đặc trưng vật lý ở trạng thái xốp nhất và chặt nhất, có thể đánh giá vật liệu tro xỉ có khả năng nén chặt tốt vì cấp phối hạt bất đồng nhất, cấu trúc cốt hạt dạng tinh thể cầu sẽ dễ sắp xếp khi đầm.

Như vậy, theo các đặc trưng vật lý, vật liệu tro xỉ có bản chất ứng xử như là vật liệu đất bụi thô nhiều cát mịn, nhẹ và có khả năng đầm nén.

3.2. Các đặc trưng tính chất cơ học

Các đặc trưng cơ học bao gồm các đặc trưng về biến dạng và độ bền được sử dụng để đánh giá chất lượng thể đắp với vật liệu tro xỉ. Kết quả nghiên cứu được tiến hành cùng với vật liệu tro xỉ được gia cường bằng xi măng với các tỷ lệ phối trộn khác nhau. Các mẫu tro xỉ thí nghiệm các đặc trưng cơ học được lấy tại 2 nhà máy nhiệt điện Quảng Ninh và Duyên Hải. Ngoài ra, các đặc trưng cơ học còn được thí nghiệm tại hiện trường san đắp bãi thí công thử tại Quảng Ninh và Duyên Hải bằng thí nghiệm bần nén.

a) Đặc trưng biến dạng

Tính nén lún của vật liệu tro xỉ được đặc trưng bằng thông số Hệ số nén lún a₁₋₂ (cm²/kG) xác định bằng thí nghiệm nén không nở hông ở trong phòng với các trạng thái độ chặt khác nhau (K = 0,85; 0,90 và 0,95 so với độ chặt tiêu chuẩn) và được phối trộn với xi măng ở các tỷ lệ khác nhau (5 – 10 – 15 – 20 % xi măng theo trọng lượng vật liệu tro xỉ khô) cũng như với điều kiện bảo dưỡng mẫu thí nghiệm (thí nghiệm ngay sau khi chế bị mẫu, bảo dưỡng sau 7 ngày và mẫu được bão hòa nước). Kết quả thí nghiệm được trình bày trong Bảng 2.

Tính nén lún của vật liệu tro xỉ cũng được nghiên cứu xác định bằng thí nghiệm nén bần nén hiện trường trên khối đắp vật liệu tro xỉ đầm nén. Thí nghiệm

nén bàn nén tại khối đắp vật liệu tro xỉ tại nhà máy nhiệt điện Duyên Hải, cho kết quả giá trị mô đun biến dạng E trong khoảng 7,8 MPa đến 9,4 MPa ở độ chặt K = 0,95. Tải trọng nén thí nghiệm lên tới 500 kPa với độ lún bàn nén trong khoảng 1,29 cm đến 1,51 cm.

Bảng 2. Giá trị Hệ số nén lún a_{1-2} của vật liệu tro xỉ tại Quảng Ninh

Loại mẫu thí nghiệm		Hệ số nén lún a_{1-2} ở độ chặt của mẫu		
		K = 0,85	K = 0,90	K = 0,95
Tro xỉ	Nén ngay	0,082	0,059	0,029
	7 ngày	0,033	0,024	0,022
	Bão hòa	0,039	0,036	0,034
Tro xỉ và 5% xi măng	Nén ngay	0,088	0,061	0,024
	7 ngày	0,015	0,008	0,008
	Bão hòa	0,013	0,010	0,010
Tro xỉ và 10% xi măng	Nén ngay	0,037	0,031	0,019
	7 ngày	0,009	0,008	0,006
	Bão hòa	0,014	0,011	0,005
Tro xỉ và 15% xi măng	Nén ngay	0,023	0,016	0,011
	7 ngày	0,006	0,005	0,003
Tro xỉ và 20% xi măng	Nén ngay	0,020	0,014	0,008
	7 ngày	0,006	0,005	0,006

b) Đặc trưng độ bền

Độ bền của vật liệu tro xỉ được nghiên cứu xác định bằng các thí nghiệm cắt trong phòng theo mặt phẳng định trước xác định lực dính c (Pa) và góc ma sát trong φ (độ) trên các mẫu được xử lý với xi măng ở các tỷ lệ khác nhau (5 – 10 – 15 – 20 % xi măng của trọng lượng vật liệu tro xỉ khô) ở trạng thái độ chặt khác nhau (K = 0,85; 0,90 và 0,95 so với độ chặt tiêu chuẩn). Các mẫu thí nghiệm cắt cũng được tiến hành với 3 điều kiện bảo dưỡng (thí nghiệm ngay sau khi chế bị mẫu, bảo dưỡng sau 7 ngày và mẫu được bão hòa nước). Đối với thí nghiệm nén nở hông trong phòng xác định sức kháng nén nở hông, thí nghiệm được tiến hành với 3 điều kiện bảo dưỡng (bảo dưỡng ở 7, 14 và 24 ngày). Các kết quả thí nghiệm được trình bày lần lượt trong Bảng 3 và 4.

Bảng 3. Các thông số sức kháng cắt của vật liệu tro xỉ tại nhà máy nhiệt điện Quảng Ninh

Loại mẫu thí nghiệm		Sức kháng nén nở hông (kN/m^2) ở độ chặt		
		K = 0.85	K = 0.90	K = 0.95
Tro xỉ	7 ngày	3,97	6,04	8,81
	14 ngày	4,13	6,55	9,13
Tro xỉ và 5% xi măng	7 ngày	53,59	64,29	82,13
	28 ngày	59,93	71,97	97,16
Tro xỉ và 10% xi măng	7 ngày	63,09	138,79	175,99
	28 ngày	78,09	170,86	214,15
Tro xỉ và 15% xi măng	7 ngày	88,24	178,93	249,39
	28 ngày	122,91	248,02	359,92
Tro xỉ và 20% xi măng	7 ngày	149,56	190,80	296,61
	28 ngày	280,99	367,46	512,48

Bảng 4. Sức kháng nén nở hông của vật liệu tro xỉ tại nhà máy nhiệt điện Quảng Ninh

Loại mẫu thí nghiệm		Lực dính c và góc ma sát trong φ của vật liệu tro xỉ ở độ chặt					
		K = 0,85		K = 0,90		K = 0,95	
		c 10 ⁵ Pa	φ độ	c 10 ⁵ Pa	φ độ	C 10 ⁵ Pa	φ độ
Tro xỉ	Cắt ngay	0,145	11°02'	0,148	12°02'	0,173	16°21'
	7 ngày	0,149	11°40'	0,155	12°34'	0,180	16°50'
	Bão hòa	Tan rã		Tan rã		Tan rã	
Tro xỉ + 5% xi măng	Cắt ngay	0,168	12°49'	0,172	13°05'	0,191	17°24'
	7 ngày	0,239	26°01'	0,260	35°28'	0,328	39°15'
Tro xỉ + 10% xi măng	Cắt ngay	0,202	18°36'	0,221	19°01'	0,254	19°45'
Tro xỉ + 15% xi măng	Cắt ngay	0,210	19°33'	0,252	20°11'	0,292	22°17'
Tro xỉ + 20% xi măng	Cắt ngay	0,223	20°09'	0,267	22°32'	0,321	23°35'

Từ các số liệu trong các Bảng 1, 2, 3 và 4 về kết quả tính chất cơ học của vật liệu tro xỉ có thể có các nhận xét như sau đây:

- Vật liệu tro xỉ, khi không được nén chặt đầy đủ, là loại vật liệu rời, có tính chất cơ học yếu: lún nhiều với hệ số nén lún a_{1-2} lớn hơn $0,050 \text{ cm}^2/\text{kG}$, góc ma sát trong nhỏ, dưới 12° , sức kháng nén nở hông thấp, dưới 10 kN/m^2 ;

- Vật liệu tro xỉ có tính chất cơ học phụ thuộc khả năng hoạt tính và khả năng tự tăng cứng của thành phần tro bay.

- Vật liệu tro xỉ tan rã trong nước dù được nén chặt ở bất cứ mức độ nào;

- Vật liệu tro xỉ, khi được nén chặt tới độ chặt $K = 0,95$ so với độ chặt tiêu chuẩn, có tính chất cơ học được cải thiện nhiều: lún ít với a_{1-2} nhỏ hơn $0,025 \text{ cm}^2/\text{kG}$, góc ma sát trong lớn hơn 16° , nhưng sức kháng nén nở hông tăng không đáng kể;

- Tính chất cơ học của vật liệu tro xỉ được cải thiện đáng kể khi gia cường bằng trộn thêm các chất liên kết vô cơ. Trong nghiên cứu này, chỉ với 5 % xi măng trộn thêm, hệ số nén lún đã giảm mạnh, chỉ còn $0,015 \text{ cm}^2/\text{kG}$ sau 7 ngày bảo dưỡng ở độ chặt $K = 0,85$ và $0,08$ ở độ chặt $0,95$; góc ma sát trong tăng đến 26° ở độ chặt $K = 0,85$ và là 39° ở độ chặt $K = 0,95$; lực dính tăng thêm gấp 2 lần và sức kháng nén nở hông tăng thêm gấp 10 lần;

- Với mục đích sử dụng vật liệu tro xỉ như là vật liệu san lấp, để đảm bảo ổn định lún, thể đắp vật liệu tro xỉ cần được nén chặt ít nhất tới độ chặt $K = 0,95$ còn để đảm bảo ổn định về cường độ, cần gia cường bằng chất liên kết, ví dụ với chất liên kết vô cơ như xi măng với hàm lượng xi măng tối thiểu là 5 %, sự khác biệt lớn của đặc trưng biến dạng khi sử dụng tỷ lệ xi măng từ 10 % trở lên. Tính chất cơ học của vật liệu tro xỉ được cải thiện rõ rệt hơn bằng cách gia cường với chất liên kết hơn là theo sự tăng độ đầm chặt của vật liệu.

3.3. Các đặc trưng tính chất đầm nén của vật liệu tro xỉ

Các đặc trưng tính chất đầm nén của vật liệu tro xỉ được nghiên cứu xác định bằng thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn ở trong phòng. Các thông số đặc trưng của nó bao gồm khối lượng thể tích khô lớn nhất ($\gamma_{\max}$, g/cm^3) và độ ẩm tốt nhất (ω_{tu} , %) tương ứng với nó. Thí nghiệm đầm chặt tiêu chuẩn trong phòng được tiến hành với 2 loại thiết bị có công đầm nén khác nhau: Proctor tiêu chuẩn và Proctor cải tiến với mục đích xem xét khả năng chịu đầm nén của vật liệu ở các công đầm nén khác nhau. Vật liệu thí nghiệm là vật liệu tro, xỉ, hỗn hợp tro và xỉ ở tỷ lệ trộn khác nhau và vật liệu tro xỉ lấy tại bể lưu trữ của nhà máy được gia cường thêm với chất liên kết xi măng ở các tỷ lệ xi măng khác nhau (5 – 10 – 15 – 20 %).

Các Bảng 5, 6 dưới đây cho các kết quả thí nghiệm nói trên với các vật liệu tro xỉ lấy tại bể chứa của nhà máy nhiệt điện Quảng Ninh.

Bảng 5. Đặc trưng đầm nén của tro xỉ Quảng Ninh

Loại vật liệu thí nghiệm	Kết quả thí nghiệm đầm chặt theo phương pháp			
	Tiêu chuẩn		Cải tiến	
	$\gamma_{\max}$ g/cm^3	ω_{tu} %	$\gamma_{\max}$ g/cm^3	ω_{tu} %
Tro xỉ	1,412	20,8	1,442	18,7
Tro xỉ + 5% xi măng	1,423	18,9	1,457	18,0
Tro xỉ + 10% xi măng	1,433	17,9	1,487	17,1
Tro xỉ + 15% xi măng	1,455	17,3	1,521	16,5
Tro xỉ + 20% xi măng	1,488	16,7	1,547	15,4

Bảng 6. Đặc trưng đầm nén của tro xỉ Quảng Ninh

Đặc trưng đầm chặt	Tỉ lệ tro:xỉ					
	100% tro	100% xỉ	90% tro + 10% xỉ	80% tro + 20% xỉ	70% tro + 30% xỉ	50% tro + 50% xỉ
$\gamma_{\max}$, g/cm^3	1,456	1,275	1,476	1,470	1,462	1,448
ω_{tu} , %	18,8	14,6	17,6	17,3	17,0	16,4

Từ các số liệu trong Bảng 5, 6 cho thấy:

- Vật liệu hỗn hợp tro xỉ cho hiệu quả đầm nén tốt hơn vật liệu tro hoặc xỉ riêng rẽ, hỗn hợp tro-xỉ tốt nhất là 90% tro và 10% xỉ và đây cũng là tỷ lệ phổ biến xảy ra của sản phẩm đốt than của các nhà máy nhiệt điện;

- Hiệu quả đầm nén cao hơn khi áp dụng công đầm nén lớn hơn so với việc tăng tỷ lệ gia cường bằng chất liên kết xi măng.

Thí nghiệm CBR được tiến hành với mục đích kiểm chứng hiệu quả nén chặt của vật liệu tro xỉ. Thí nghiệm này tiến hành theo tiêu chuẩn 22TCN 332-2006, phương pháp đầm theo Proctor cải tiến - phương pháp II-B trên mẫu ở hai trạng thái khi khô và khi được bão hòa lấy tại nhà máy nhiệt điện Quảng Ninh và nhà máy nhiệt điện Duyên Hải. Bảng 7 cho kết quả thí nghiệm xác định CBR nói trên.

Giá trị CBR của vật liệu tro xỉ tại hai trạng thái trước và sau bão hòa không chênh nhau nhiều do độ chặt sau khi bão hòa không thấp hơn nhiều so với độ chặt trước khi bão hòa. Giá trị CBR của vật liệu tro xỉ thí nghiệm so với vật liệu cát san lấp thấp hơn (cát san lấp có giá trị CBR tại $0,98 \gamma_{\max} \geq 10$).

Bảng 7. Giá trị CBR của tro xỉ

Điều kiện thí nghiệm	CBR tại các độ chặt		
	$\gamma_{\max}$	$0,98\gamma_{\max}$	$0,95\gamma_{\max}$
Chưa bão hòa	11,6	8,8	4,5
Bão hòa	9,3	7,2	4,2

3.4. Các đặc trưng cơ học của hỗn hợp vật liệu tro xỉ - xi măng theo thời gian

Đánh giá sự phát triển theo thời gian của các tính chất cơ học với mục đích nâng cao hiệu quả và mở rộng phạm vi ứng dụng của vật liệu tro xỉ trong san lấp. Tro xỉ Quảng Ninh lấy từ bãi thải của nhà máy được xử lý phối trộn với chất kết dính là xi măng theo các tỉ lệ khác nhau để theo dõi các đặc trưng cơ học theo thời gian. Các mẫu thí nghiệm được chế bị và tạo mẫu tương tự như công nghệ bê tông đầm lăn điều này được xem là tương đồng với phương pháp thi công khối vật liệu san lấp sử dụng thiết bị san gạt, lu lèn, lu rung truyền thống.

Đánh giá độ bền của bê tông tro xỉ thông qua chỉ tiêu cường độ chịu nén và cường độ chịu uốn của mẫu bê tông. Kết quả thí nghiệm sự phát triển cường độ uốn và nén theo thời gian của mẫu tro xỉ với xi măng ở các tỉ lệ khác nhau được thể hiện trong 8. Độ ẩm

tối ưu của hỗn hợp tro xỉ - xi măng thay đổi tăng dần từ 16,7 % lên đến 18,9 % theo hàm lượng tro xỉ trong hỗn hợp từ 80 % lên 95 %.

Kết quả cho thấy, hỗn hợp tro xỉ khi phối trộn với xi măng từ 5 % đến 20 % thì cường độ sau 28 ngày tăng từ 0,7 MPa lên 8,3 MPa và các giá trị này vẫn tiếp tục tăng ở các tuổi đến 180 ngày từ 1,2 MPa đến 11,3 MPa. Cường độ uốn của hỗn hợp tro xỉ kết hợp với xi măng cũng tăng theo tỉ lệ xi măng có trong hỗn hợp và thường bằng 20 % đến 40 % giá trị cường độ nén.

Có thể thấy, do quá trình thí nghiệm sử dụng hỗn hợp tro xỉ ở dạng tự nhiên lấy trực tiếp tại bãi phế thải của nhà máy nên trong thành phần tro xỉ có nhiều cục tro bị vón cục làm cho hỗn hợp tro xỉ - xi măng không hoàn toàn đồng nhất, điều này làm ảnh hưởng lớn đến các kết quả khi uốn và nén mẫu, dẫn đến các kết quả bị dao động khá lớn.

Kết quả thí nghiệm Mô đun đàn hồi của bê tông tro xỉ ở các tỉ lệ phối trộn xi măng khác nhau được trình bày trong Bảng 9. Giá trị mô đun đàn hồi của bê tông này rất thấp và ở các tuổi 60 ngày và 180 ngày gần như không còn tăng so với tuổi 28 ngày.

Bảng 8. Sự phát triển cường độ uốn và nén theo thời gian ở các tỉ lệ phối trộn

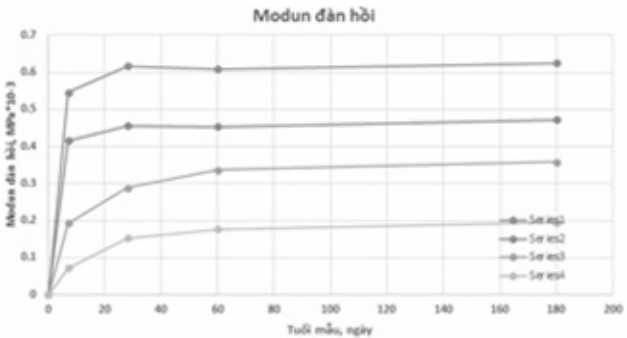
STT	Tỷ lệ Tro/XM	Độ ẩm (%)	N/X	Cường độ uốn (MPa)				Cường độ nén (MPa)			
				7 ngày	28 ngày	60 ngày	180 ngày	7 ngày	28 ngày	60 ngày	180 ngày
1	80-20	16,7	0,199	1,20	1,64	2,06	2,21	6,07	8,31	9,87	11,28
2	85-15	17,3	0,209	0,94	1,45	1,72	1,90	3,80	6,10	7,53	9,49
3	90-10	17,9	0,204	0,83	1,08	1,34	1,36	2,48	4,52	4,56	5,64
4	95-5	18,9	0,199	0,27	0,32	0,34	0,34	0,71	0,74	0,94	1,24

Bảng 9. Sự phát triển Mô đun đàn hồi của bê tông tro xỉ theo thời gian

S TT	Tỷ lệ Tro/X M	N/X	Modun đàn hồi (MPa*10 ⁻³)			
			7 ngày	28 ngày	60 ngày	180 ngày
1	80-20	0,199	0,55	0,62	0,61	0,62
2	85-15	0,209	0,42	0,46	0,45	4,47
3	90-10	0,204	0,19	0,29	0,34	0,36
4	95-5	0,199	0,07	0,15	0,18	0,19

Kết quả thí nghiệm độ biến dạng của bê tông tro xỉ ở các tỉ lệ cấp phối khác nhau được trình bày trong Hình 2. Độ co của bê tông tro xỉ ở tuổi 28 ngày giảm từ 0,13 mm/m xuống 0,05 mm/m theo tỉ lệ xi măng giảm từ 20 % xuống còn 5 %. Độ co của bê tông tro xỉ diễn ra tương đối dài và ở tuổi 180 ngày độ co của

hỗn hợp có tỉ lệ phối trộn với xi măng ở mức 20 %, 15 %, 10 % và 5 % tương ứng là 0,47 mm/m; 0,39 mm/m; 0,19 mm/m và 0,15 mm/m.



Hình 2. Biến dạng của hỗn hợp tro xỉ theo thời gian

Các kết quả đặc trưng cơ học của hỗn hợp tro xỉ phối trộn cho thấy quy luật chung khi sử dụng tro xỉ với tỉ lệ phối trộn xi măng khác nhau như sau:

- Khi sử dụng xi măng làm vật liệu để gia cường hỗn hợp tro xỉ, với tỉ lệ xi măng từ 5 % đến 20 % phối trộn tro xỉ với thì cường độ sau 28 ngày tăng từ 0,7 MPa lên 8,3 MPa và các giá trị này vẫn tiếp tục tăng ở các tuổi đến 180 ngày từ 1,2 MPa đến 11,3 MPa;

- Cường độ uốn của hỗn hợp tro xỉ kết hợp với xi măng cũng tăng theo tỉ lệ xi măng có trong hỗn hợp và thường bằng 20 % đến 40 % giá trị cường độ nén;

- Mô đun đàn hồi của hỗn hợp tro xỉ gia cường bằng xi măng tăng theo tỉ lệ phối trộn xi măng và ở các tuổi 60 ngày và 180 ngày gần như không còn tăng so với tuổi 28 ngày. Ở 20 % hàm lượng xi măng mô đun đàn hồi đạt 0,62.10³ MPa;

- Độ co của hỗn hợp tro xỉ gia cường bằng xi măng giảm theo tỉ lệ phối trộn xi măng và thời gian co của hỗn hợp càng dài khi tăng tỉ lệ xi măng.

4. NHẬN XÉT VÀ KẾT LUẬN

Từ kết quả nghiên cứu trên cơ sở các số liệu thí nghiệm thực tế của nhóm tác giả cho thấy:

Vật liệu tro xỉ là sản phẩm của quá trình đốt than của các nhà máy nhiệt điện ở Việt Nam có thể được xếp vào vật liệu rời thuộc loại từ bụi thô nhiều cát mịn đến cát mịn nhiều bụi thô, nhẹ và có khả năng nén chặt.

Về tính chất địa kỹ thuật, vật liệu tro xỉ, khi không được nén chặt đầy đủ, là loại vật liệu rời, có tính chất cơ học yếu: lún nhiều, độ bền thấp, nhưng khi được nén chặt đủ (hệ số đầm chặt tối thiểu 0,95) hoặc được gia cường bằng chất liên kết (như xi măng), tính chất cơ học được cải thiện đáng kể đáp ứng với yêu cầu sử dụng như là vật liệu san lấp.

a) Khi sử dụng vật liệu tro xỉ làm vật liệu san lấp, để đảm bảo độ ổn định lún của thể đắp, cần đầm nén tới độ chặt tối thiểu $K = 0,95$.

b) Để đảm bảo ổn định độ bền, ổn định mái dốc thể đắp cần gia cường mái dốc bằng các vật liệu khác có độ bền cao hơn, chống được xói lở hoặc bằng hỗn hợp vật liệu tro xỉ gia cường với chất liên kết như xi măng.

c) Khi sử dụng xi măng làm vật liệu để gia cường hỗn hợp tro xỉ, nên sử dụng hàm lượng không ít hơn 10 % trọng lượng.

d) Kiến nghị sử dụng vật liệu tro xỉ nhiệt điện hoàn toàn có thể đáp ứng các điều kiện cơ - lý làm vật liệu san lấp thay thế cho các vật liệu san lấp truyền thống.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Khai thác cát sạn cho các công trình xây dựng. Thông tin Khoa học Công nghệ Vật liệu Xây dựng. Số 3/2006.
- [2] Quyết định 1696/QĐ-TTg, Về một số giải pháp thực hiện xử lý tro, xỉ, thạch cao của các nhà máy nhiệt điện, nhà máy hóa chất phân bón để làm nguyên liệu sản xuất vật liệu xây dựng. 23/09/2014.
- [3] Bộ Xây dựng, Điều tra, khảo sát đánh giá và đề xuất giải pháp sử dụng triệt để nguồn tro xỉ nhiệt điện trong sản xuất vật liệu xây dựng. 2016.
- [4] Barnes, I., Ash Utilisation- Impact of recent changes in power generation practices. London England: International Energy Agency Clean Coal Center, 2010.
- [5] Heidrich, C., Summary of Technical Options for Coal Combustion Products Utilisation in Australia Ed. 1 ed. Ash Development Association of Australia, 2005.
- [6] WCA, World of Coal Ash Conference. in Kentucky, 2013.

ĐỀ XUẤT HƯỚNG SOÁT XÉT TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ NỀN MÓNG TRONG GIAI ĐOẠN CHUYỂN TIẾP

TS. Trịnh Việt Cường
Email: trinh_viet_cuong@ibst.vn

TÓM TẮT: Chuyển đổi hệ thống tiêu chuẩn thiết kế kết cấu công trình xây dựng cho hài hòa với tiêu chuẩn của các nước tiên tiến trên thế giới là yêu cầu cấp bách của quá trình hội nhập kinh tế thế giới. Bài báo này trình bày kết quả nghiên cứu về một số hệ thống tiêu chuẩn quan trọng, từ đó đề xuất trong giai đoạn quá độ soát xét tiêu chuẩn nền móng hiện hành theo hướng áp dụng những nguyên lý tính toán tiên tiến và hiệu quả như phương pháp LRFD, qua đó đáp ứng yêu cầu hội nhập trong khi vẫn có thể tiếp tục áp dụng một số tiêu chuẩn quan trọng của hệ thống cũ chưa chuyển đổi.

ABSTRACT: Transforming the system of structural design standards for harmonizing with the standards of advanced countries in the world is an urgent requirement of the process of international economic integration. This paper presents the results of the study on some important systems of standards, thus proposes the revision of current foundation standards by applying advanced and effective principles. such as the LRFD method, which meets the requirements of international integration while continuing current key standards.

1. MỞ ĐẦU

Trong thời kỳ đổi mới và đặc biệt là gần 2 thập kỷ gần đây các công trình qui mô lớn với nguồn vốn đầu tư từ một số quốc gia khác nhau được đưa vào triển khai ở Việt Nam. Cũng qua các công trình đó, một số hệ thống tiêu chuẩn thiết kế kết cấu đã được đưa vào áp dụng trong điều kiện Việt Nam. Những tiêu chuẩn quan trọng nhất trong số này là Tiêu chuẩn châu Âu EN 1997 và Tiêu chuẩn thiết kế cầu AASHTO LRFD.

Quá trình triển khai một số tiêu chuẩn nước ngoài ở Việt Nam đã cho phép các kỹ sư thiết kế có dịp tiếp cận những hệ thống tiêu chuẩn tiên tiến mới, qua đó có thể thấy được những khía cạnh tích cực của các tiêu chuẩn tiên tiến và qua đó rút ra những bài học góp phần hoàn thiện các tiêu chuẩn thiết kế địa kỹ thuật của Việt Nam khi soát xét các tiêu chuẩn này.

Trong bài báo này chỉ đề cập đến một số vấn đề liên quan đến thiết kế theo trạng thái giới hạn về độ bền của nền móng.

2. NGUYÊN LÝ CHUNG CỦA CÁC TIÊU CHUẨN

Cho tới nay hầu hết các tiêu chuẩn thiết kế địa kỹ thuật trên thế giới đều áp dụng nguyên lý thiết kế theo trạng thái giới hạn. Đáng chú ý là Mỹ nằm trong số những quốc gia chuyển đổi sang thiết kế theo trạng thái giới hạn tương đối muộn, chỉ bắt đầu từ những năm 1990. Đối với trạng thái giới hạn thứ nhất, khi đất nền chịu một tác động thiết kế thì điều kiện cần thỏa mãn là:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

trong đó

E_d là tác động thiết kế, trong một số trường hợp còn được gọi là tải trọng thiết kế;

R_d là độ bền thiết kế của nền móng, trong một số trường hợp còn được gọi là sức chịu tải thiết kế.

Mặc dù các tiêu chuẩn đều qui định điều kiện phải thỏa mãn (1) khi tính toán cho trạng thái an toàn về độ bền, trong mỗi tiêu chuẩn đều có những qui định riêng hoặc có những hệ số khác nhau được cho là để thiết kế phù hợp hơn với điều kiện của các quốc gia khác nhau. Những sự khác nhau đó được trình bày trong các 2.1, 2.2 và 2.3 của báo cáo này.

2.1 Tiêu chuẩn AASHTO LRFD

AASHTO là tổ chức đi tiên phong trong chuyển đổi từ thiết kế theo ứng suất cho phép sang thiết kế theo trạng thái giới hạn ở Mỹ. Phương pháp thiết kế trong tiêu chuẩn của AASHTO được gọi là thiết kế theo hệ số tải trọng và sức kháng (design to load and resistance factor - LRFD). Tên gọi này xuất phát từ việc áp dụng các hệ số an toàn riêng cho tải trọng và sức chịu tải – điều có thể không lạ đối với những người đã quen với phương pháp thiết kế theo trạng thái giới hạn của các tiêu chuẩn của châu Âu (bao gồm cả Nga). Phương trình biểu thị điều kiện bền trong AASHTO LRFD là:

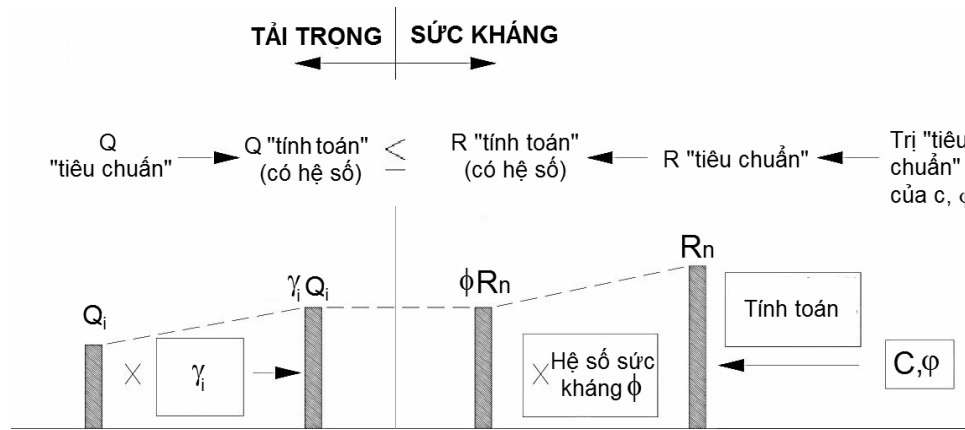
$$E_D = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R \quad (2)$$

trong đó R là sức kháng danh định của nền, η_i là hệ số điều chỉnh tải trọng xét đến tính dẻo, mức độ dư

sức kháng và tầm quan trọng của công trình, γ_i là hệ số tải trọng (còn gọi là hệ số vượt tải), Q_i là tác động danh định và ϕ là hệ số sức kháng.

Trong AASHTO LRFD, khi tính toán R sẽ sử dụng các giá trị đặc trưng của độ bền của đất nền

(ví dụ c, ϕ). Như vậy hệ số sức kháng ϕ sẽ được áp dụng cho kết quả tính toán từ các giá trị “tiêu chuẩn” của đặc trưng độ bền của nền. Tích số ϕR được so sánh với tải trọng đã có hệ số, như yêu cầu của (1). Quá trình này được thể hiện trên Hình 1.



Hình 1. Thiết kế theo phương pháp hệ số tải trọng và sức kháng (LRFD)

Hệ số sức kháng ϕ được cho tùy theo phương pháp xác định sức kháng. Ví dụ đối với móng nông $\phi = 0,5$ đối với phương pháp sử dụng công thức lý thuyết và $\phi = 0,45$ nếu sử dụng SPT cho móng đặt trên đất cát. Đối với móng cọc đóng, hệ số cao nhất $\phi = 0,80$ cho trường hợp xác định sức chịu tải theo nén tĩnh và hệ số thấp nhất $\phi = 0,10$ nếu sử dụng công thức đóng cọc (ví dụ công thức Engineering News). Trong khi đó các tiêu chuẩn khác hầu như chỉ quy định hệ số an toàn riêng cho một số lượng hạn chế các điều kiện có thể gặp trong thực tế.

Nếu như trong các tiêu chuẩn khác người sử dụng hầu như không thể xác định được hệ số sức kháng áp dụng khi sử dụng những công thức tính toán nằm ngoài phạm vi tiêu chuẩn thì AASHTO cung cấp cơ sở để định chuẩn hệ số sức kháng áp dụng cho những công thức đó^{[1], [2]}. Ở Việt Nam, một số tác giả đã xác định hệ số sức kháng áp dụng cho tính toán sức chịu tải theo TCXD 205:1998 và một số tiêu chuẩn khác trên cơ sở phân tích các kết quả nén tĩnh cọc ở hiện trường^{[3], [4]}. Đây là một ưu điểm nổi bật của AASHTO LRFD so với các tiêu chuẩn khác.

Như vậy trong AASHTO LRFD chỉ áp dụng duy nhất một hệ số ϕ cho sức kháng của đất nền, do đó việc tính toán đơn giản hơn so với một số tiêu chuẩn khác. Ngoài ra hệ số ϕ có thể được xác định cho các phương pháp tính toán không nằm trong tiêu chuẩn, qua đó mở rộng phạm vi áp dụng của tiêu chuẩn này.

2.2. Tiêu chuẩn châu Âu EN 1997

EN 1997 là tiêu chuẩn rất chặt chẽ về phương pháp luận. Sức kháng R_D trong (1) được xác định theo một số tổ hợp như:

$$R_D = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (3a)$$

hoặc:

$$R_D = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\} / \gamma_R \quad (3b)$$

hoặc:

$$R_D = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} / \gamma_R \quad (3c)$$

trong đó F_{rep} là trị đặc trưng của tác động; γ_F , γ_M và γ_R lần lượt là hệ số riêng áp dụng cho tác động, đặc trưng của đất và sức kháng.

Có thể nhận xét:

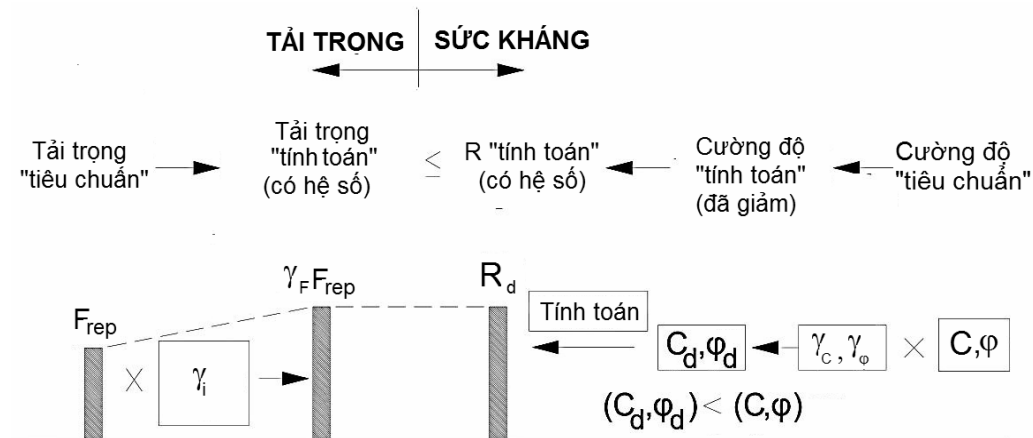
- Trong (3a), hệ số riêng γ_M được áp dụng cho đặc trưng cường độ của đất khi tính toán R_d . Cách này đã áp dụng từ khi thiết kế theo trạng thái giới hạn bắt đầu được đưa vào tiêu chuẩn của một số nước ở châu Âu;

- Trong (3b), hệ số riêng γ_R được áp dụng cho sức kháng để xác định R_d . Cách này giống như hệ số sức kháng được áp dụng trong AASHTO LRFD;

- Trong (3c) áp dụng cả γ_M và γ_R nên tính toán trở nên phức tạp hơn. Tuy vậy, thực tế cách này không được áp dụng vào các bài toán của EN 1997. Đáng chú ý, (3c) có nhiều điểm tương tự cách tính toán trong TCVN 10304:2014 và TCVN 9362:2012 (xem 2.3).

EN 1997 cũng yêu cầu các quốc gia thiết lập phụ lục cho riêng mình, trong đó có rất nhiều tham số không dễ xác định nhất là ở những nước còn chậm phát triển như Việt Nam.

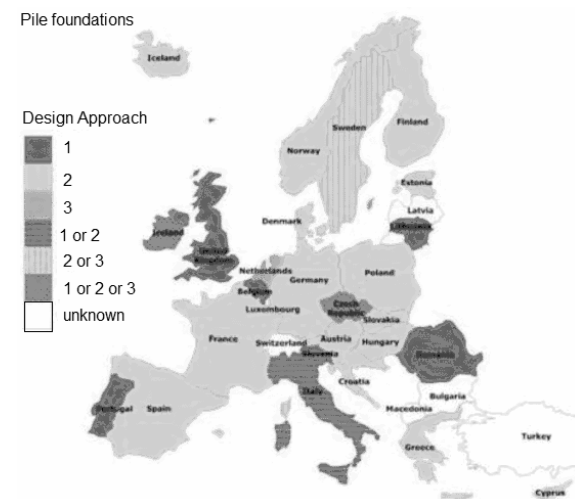
Quá trình tính toán theo (3a) được mô tả trong Hình 2.



Hình 2. Thiết kế theo hệ số tải trọng và hệ số cường độ (EN 1997)



Hình 3. Lựa chọn Design Approach cho thiết kế móng nông của các nước châu Âu^[5]



Hình 4. Lựa chọn Design Approach cho thiết kế móng cọc của các nước châu Âu^[5]

EN 1997 cho phép các quốc gia thành viên được lựa chọn các Phương pháp tiệm cận thiết kế (Design Approach - DA) phù hợp. Hình 3 và Hình 4 thể hiện lựa chọn của các quốc gia châu Âu cho thiết kế móng nông và móng sâu. Có thể thấy nhiều quốc gia đã lựa chọn áp dụng DA1 và DA3. Do hai tổ hợp đó có áp dụng hệ số riêng cho các chỉ tiêu cường độ trong tính toán sức kháng nên nhiều tác giả đã đánh giá phương pháp tính toán thể hiện trên hình 2 là đặc trưng của EN 1997. Cũng có thể nhận thấy là một số lượng đáng kể các quốc gia lựa chọn DA2 cho thiết kế móng cọc (với phương pháp tiệm cận giống như phương pháp LRFD).

2.3. Các tiêu chuẩn thiết kế nền móng của Việt Nam

Hệ thống tiêu chuẩn về thiết kế xây dựng của Nga được lấy làm cơ sở cho các tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam. Hai tiêu chuẩn tiêu biểu về thiết kế móng là TCVN 9362:2012 (móng nông) và TCVN 10304:2014 (móng cọc). Nói chung các tiêu chuẩn của Việt Nam có nhiều khác biệt so với các tiêu chuẩn phương Tây, và những sự khác biệt này đã gây ra

những cản trở nhất định cho sự hội nhập quốc tế trong lĩnh vực xây dựng.

Tiêu chuẩn Việt Nam phân biệt các giá trị của chỉ tiêu cường độ của đất để sử dụng trong tính toán sức chịu tải (C_I và φ_I) và để kiểm tra điều kiện tính toán độ lún của nền (C_{II} và φ_{II}). Các giá trị tiêu chuẩn (C_{Ic} và φ_{Ic}) chỉ sử dụng như số liệu trung gian khi xử lý thống kê các số liệu thí nghiệm. Điều kiện (1) khi áp dụng vào TCVN 9362:2012 có dạng:

$$E_D \leq R_D = \frac{R\{C_I, \varphi_I\}}{k_{Ic}} \quad (4)$$

trong đó $k_{Ic} \geq 1,2$ là hệ số độ tin cậy.

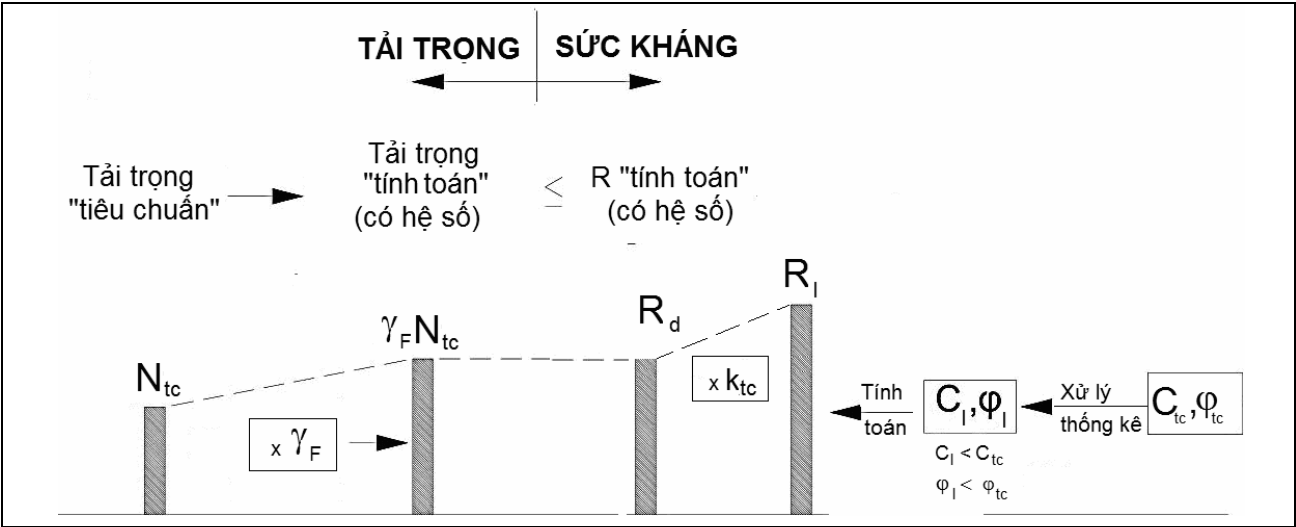
Quá trình tính toán theo TCVN 9362:2012 được mô tả trên Hình 5.

Về mức độ chênh lệch giữa các giá trị tính toán và giá trị tiêu chuẩn của lực dính và của góc ma sát trong của đất, có thể lấy ví dụ về xử lý số liệu thí nghiệm trong Phụ lục F của TCVN 9153:2012^[10] với các kết quả được tóm tắt trong Bảng 1.

Bảng 1. Các giá trị của chỉ tiêu cường độ

Chỉ tiêu	Giá trị tính toán (V^{tt})	Giá trị tiêu chuẩn (V^{tc})	Tỷ số V^{tt}/V^{tc} (%)
Lực dính C (Kg/cm ²)	0,37	0,486	76.1
Góc ma sát trong φ (độ)	6°14'	9°22'	-
tg φ	0,108	0,165	65.5
Sức chịu tải q_f (kG/cm ²)	2,14	2,95	72.5

Vì giá trị của C_I và φ_I thấp hơn đáng kể so với C^{tc} và φ^{tc} nên sức kháng của đất R_I sẽ thấp hơn giá trị R^{tc} thu được nếu áp dụng các giá trị tiêu chuẩn của cường độ để tính toán sức kháng giống như các tiêu chuẩn khác. Từ đó có thể coi là một dạng hệ số riêng đã được áp dụng cho các chỉ tiêu cường độ của nền khi tính toán, rồi sau đó áp dụng thêm hệ số k_{tc} - một dạng hệ số sức kháng - để xác định sức chịu tải tính toán theo công thức (3).



Hình 5. Quá trình thiết kế theo tiêu chuẩn Nga

Đối với thiết kế móng cọc, TCVN 10304 :2014 cũng sử dụng những quy định bất cập và khó có thể hòa nhập với các tiêu chuẩn phương Tây. Ví dụ sức chịu tải giới hạn của cọc xác định theo kết quả nén tĩnh được lấy theo độ lún tương ứng với $(0,1 \div 0,2\%)S_{gh}$, trong đó S_{gh} là độ lún cho phép của nhà. Vì vậy cùng một cây cọc có thể có nhiều tải trọng giới hạn trong khi các tiêu chuẩn phương Tây đều thống nhất coi cọc đạt tải trọng giới hạn khi độ lún tăng không ngừng trong khi tải trọng không tăng. Như vậy giá trị tải trọng giới hạn của cọc là khách quan và duy nhất. Ngoài ra còn có nhiều quy định khác trong tiêu chuẩn Nga có thể cản trở sự sáng tạo của người thiết kế và cản trở áp dụng những công nghệ nền móng mới.

3. ĐÁNH GIÁ VỀ ĐỘ AN TOÀN TRONG THIẾT KẾ THEO CÁC TIÊU CHUẨN KHÁC NHAU

So sánh về mức độ an toàn và tính kinh tế của các tiêu chuẩn khác nhau là công việc không dễ dàng và hầu như khó có thể có câu trả lời thỏa đáng. Một nghiên cứu đáng chú ý về vấn đề này đã được Fenton^[11] thực hiện. Tác giả đã áp dụng tiêu chuẩn

của Canada, Mỹ, châu Âu và Úc để tính toán diện tích móng trong cùng một điều kiện về tải trọng và đất nền. Các số liệu cơ bản là : Tĩnh tải DL= 3700 kN, hoạt tải LL = 1000 kN, lực dính $c' = 100$ kPa và góc ma sát trong $\varphi' = 30^\circ$.

Tác giả của bài báo này đã bổ sung tính toán theo phương pháp của TCVN 9362:2012 để có thể đánh giá về mức độ an toàn và tính kinh tế của tiêu chuẩn Việt Nam so với các tiêu chuẩn khác. Tính toán được thực hiện cho 2 trường hợp: a) $C_I = 0,7 \cdot 100$ kPa và $tg \varphi_I = 0,7 \cdot tg 30^\circ$ và b) $C = 100$ kPa và $tg \varphi = tg 30^\circ$. Trước khi tính toán cũng đã tiến hành so sánh tải trọng do các tiêu chuẩn khác nhau quy định (chủ yếu là hoạt tải), qua đó xác định là giá trị tiêu chuẩn của hoạt tải quy định trong TCVN 2737:1995 thấp hơn so với các tiêu chuẩn châu EN 1992, Mỹ và Canada nhưng không nhiều.

Kết quả tính toán được thể hiện cùng với các kết quả do Fenton^[11] thực hiện trong Bảng 2. Thứ tự các tiêu chuẩn ở trong bảng được sắp xếp theo thứ tự giảm dần của diện tích móng.

Bảng 2. Kết quả tính toán diện tích móng theo một số tiêu chuẩn (theo Fenton^[11])

Tiêu chuẩn	γ_F (tải trọng)		γ_M (vật liệu)		γ_R (sức kháng)		A (m ²)	%	q (kPa)
	DL	LL	tg ϕ'	c'	Nén	Trượt			
CFEM-1992 (Canada)	1,25	1,5	0,8	0,5÷0,65	-	-	5,22	183,8	117,3
NCHRP 343-1991 (Mỹ)	1,3	2,17	-	-	0,35÷0,6	0,8÷0,9	4,88	171,8	143,0
NCHRP12-55-2004 (Mỹ)	1,25	1,75	-	-	0,45	0,8	4,70	165,5	135,6
Denmark 1965	1	1,5	0,8	0,57	-	-	4,47	157,4	116,3
AASHTO 2007 (Mỹ)	1,25	1,75	-	-	0,45÷0,55	0,8÷0,9	4,23	148,9	150,7
B. Hansen 1956 (Đan Mạch)	1	1,5	0,83	0,59	-	-	4,15	146,1	125,3
AS 5100-2004 (Úc)	1,2	1,8	-	-	0,35÷0,65	0,35÷0,65	4,14	145,8	150,7
CHBDC-2006 (Canada)	1,2	1,7	-	-	0,5	0,8	4,07	143,3	150,9
AS 4678-2002 (Úc)	1,25	1,5	0,75 ÷0,95	0,5÷0,9	-	-	3,89	137,0	157,5
TCVN 9362:2012 (PA-A) (*)	1,1	1,2	0,7	0,7	(1/1,2)	-	3,8	133,8	138,7
EN 1997 Model 1	1	1,3	0,8	0,8	-	-	3,06	107,7	163,4
EN 1997 Model 2	1,35	1,5	-	-	0,71	0,91	3,04	107,0	213,7
TCVN 9362:2012 (PA-B) (**)	1,1	1,2	1	1	0,8	-	2,95	103,9	178,6
ANSI A85-1980	1,2-1,4	1,6	-	-	0,67÷0,83	-	2,84	100,0	212,7
<i>Ghi chú:</i> DL và LL - Tĩnh tải và hoạt tải γ_M - Hệ số, áp dụng cho tác động của tải trọng; γ_R - Hệ số, áp dụng cho sức kháng của đất nền A – Diện tích móng; q – Tỷ số giữa tổng tải trọng (đã có hệ số) và diện tích móng A; (*) Sử dụng $C_I = 0,7C^{tc}$ và $\phi_I = 0,7\phi^{tc}$ (**) Sử dụng C^{tc} và ϕ^{tc}.									

Kết quả tính toán cho phép nhận xét về tính kinh tế và độ an toàn của các tiêu chuẩn:

- Chênh lệch lớn của diện tích tính toán của móng, với mức chênh cao nhất lên tới 184%;
- Diện tích móng lớn nhất (kém kinh tế nhất) thuộc CFEM-92. Diện tích móng nhỏ nhất (kinh tế nhất) thuộc ANSI A58-1980;
- Eurocode 7 cho kết quả thuộc loại kinh tế nhất. TCVN 9362:2012 cũng thuộc nhóm kinh tế nhất nếu sử dụng các chỉ tiêu cường độ $C = C^{tc}$ và $\phi = \phi^{tc}$ (PA-B);
- TCVN 9362:2012 là tiêu chuẩn duy nhất sử dụng cả γ_M và γ_R (PA-A). Theo cách tính toán “truyền thống” này thì diện tích móng tính toán thuộc nhóm trung bình;
- Áp lực đáy móng trung bình (đã áp dụng hệ số γ_F) thể hiện độ an toàn của thiết kế. Theo tiêu chí này thì CFEM-92 là tiêu chuẩn an toàn nhất, còn kém an toàn nhất là tiêu chuẩn của Đan Mạch. Tiêu chuẩn của Việt Nam thuộc nhóm có độ an toàn tương đối thấp.

4. ĐỀ XUẤT VỀ SOÁT XÉT CÁC TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ NỀN MÓNG TRONG GIAI ĐOẠN CHUYÊN TIẾP

Việc chuyển đổi sang áp dụng một hệ thống tiêu chuẩn mới thường kéo dài trong nhiều năm. Kinh nghiệm chuyển đổi từ hệ tiêu chuẩn BS sang Eurocodes ở Anh cho thấy quá trình này kéo dài 5 năm^[12], mặc dù sẵn có nhiều sự tương đồng giữa 2 hệ tiêu chuẩn đó. Sơ đồ mô tả nội dung của quá trình chuyển đổi được thể hiện trên Hình 6. Mặc dầu vậy, một số lĩnh vực của ngành xây dựng, ví dụ lĩnh vực kết cấu thép, đã lên tiếng yêu cầu kéo dài quá trình này thêm ít nhất 5 năm^[13].

Ở Việt Nam, Bộ Xây dựng có chủ trương chủ trương hoàn thiện hệ thống tiêu chuẩn và quy chuẩn kỹ thuật xây dựng theo hướng hội nhập. Nhiều tiêu chuẩn nước ngoài đã được chuyển dịch sang tiếng Việt từ cách đây khoảng 15 năm nhưng đến nay vì nhiều lý do nên vẫn chưa được ban hành. Vì vậy nếu như ở Anh phải cần đến 5 năm để chuyển từ BS sang Eurocode thì thời gian cần thiết để chuyển từ TCVN sang áp dụng một hệ tiêu chuẩn mới ít nhất phải là 10 năm. Trong điều kiện này có thể lựa chọn giải pháp biên soạn tiêu chuẩn cho giai đoạn chuyển tiếp.

Tiêu chuẩn về thiết kế địa kỹ thuật trong giai đoạn chuyên tiếp cần có tính mở, tính hội nhập cao và cũng cho phép kế thừa và sử dụng những kinh nghiệm sau hàng chục năm thiết kế nền móng trong điều kiện Việt Nam. Xét theo những tiêu chí đó, tác giả của báo cáo này đề xuất soát xét tiêu chuẩn thiết kế nền móng với các nội dung sau:

a) Duy trì về cơ bản các nội dung chính của tiêu chuẩn hiện tại, nhưng thay đổi triệt để về phương pháp tính theo nguyên tắc hệ số tải trọng và hệ số sức kháng (LRFD) như đã giới thiệu ở trên;

b) Loại bỏ một số khái niệm và nội dung không hòa nhập với hệ thống tiêu chuẩn phương Tây trong tiêu chuẩn cũ, bổ sung những nội dung mới, cập nhật và hòa nhập;

c) Xác định hệ số sức kháng áp dụng cho các phương pháp tính toán áp dụng trong thiết kế mới, bao gồm những phương pháp tính của tiêu chuẩn cũ đã chứng tỏ có hiệu quả và những phương pháp tính của tiêu chuẩn phương Tây nhưng chưa được kiểm chứng trong điều kiện đất nền Việt Nam (Hệ số sức kháng của tiêu chuẩn phương Tây phải được hiệu chuẩn lại còn do các hệ số tải trọng của tiêu chuẩn Việt Nam khác với các tiêu chuẩn phương Tây). Mặt khác, các phương pháp tính toán quen thuộc của Việt Nam cũng cần được hiệu chuẩn để áp dụng trong tính toán theo nguyên tắc mới. Ví dụ Trịnh Việt Cường và Đặng Thị Thanh Thùy[3] đã xác định hệ số sức kháng $\phi = 0,47$ khi sử dụng số liệu xuyên tiêu chuẩn để tính toán sức chịu tải của cọc đóng/ép theo công thức C.2.2 của TCVN 205:1998 (giá trị khuyến cáo cho các công thức tương tự của AASHTO LRFD là $\phi = 0,45$). Tương tự như vậy, nếu sử dụng phương pháp tra bảng của TCVN 10304:2014 để tính toán thì $\phi = 0,42$. Trong cả hai trường hợp đã áp dụng chỉ số tin cậy mục tiêu $\beta_T = 2,5$.

Tiêu chuẩn soát xét theo nguyên tắc trên có thể hòa nhập được với các tiêu chuẩn phương Tây vốn được áp dụng ở nhiều nước trong khu vực và ở nhiều nước khác có vai trò quan trọng trong đầu tư và buôn bán với Việt Nam. Tiêu chuẩn cũng có thể được áp dụng như một bước chuyển tiếp sang một hệ thống mới – nếu cơ quan quản lý lựa chọn theo hướng đó. Tiêu chuẩn mới cũng cho phép xác định những hệ số sức kháng áp dụng cho công thức tính mới hoặc công nghệ nền móng mới, tức là tạo sự chủ động cho áp dụng những cái mới thay cho sự tuân thủ máy móc đối với tiêu chuẩn gốc được biên soạn cho điều kiện nước ngoài. Với cách soát xét này vẫn có thể tiếp tục áp dụng một số tiêu chuẩn quan trọng khác của hệ thống tiêu chuẩn hiện hành, ví dụ tiêu chuẩn về tải trọng và tác động, phân loại đất, v.v., cũng như tiếp tục sử dụng các kết quả thí nghiệm trong phòng bằng phương pháp truyền thống.



Hình 6. Chuyển đổi sang Eurocode ở Anh^[12]

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

a) Nghiên cứu về phương pháp tính toán nền móng của Việt Nam có nhiều nhược điểm và thiếu tính hội nhập;

b) Kinh nghiệm về chuyển đổi hệ thống tiêu chuẩn ở trong nước và nước ngoài cho thấy đây là quá trình đòi hỏi nhiều thời gian, nguồn lực và sự tham gia của nhiều lĩnh vực ngành nghề có liên quan. Việc quyết định hướng chuyển đổi hệ thống tiêu chuẩn phải dựa trên những nghiên cứu khách quan và sâu sắc đối với tất cả các yếu tố có thể ảnh hưởng đến quá trình chuyển đổi và quan trọng hơn nữa là những ảnh hưởng của hệ thống mới đối với xã hội và nền kinh tế của đất nước.

c) Đề nghị nghiên cứu soát xét tiêu chuẩn thiết kế nền móng theo hướng thay thế phương pháp tính toán hiện nay bằng phương pháp hệ số tải trọng và sức kháng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Federal Highway Administration, Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures - Reference Manual and Participant Workbook, Publication No. FHWA HI-98-032, 2001. 4.
- [2] Transportation Research Board, Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design, Washington D.C, 2005.
- [3] Trịnh Việt Cường, Đặng Thị Thanh Thùy (2011) Đánh giá hệ số sức kháng cho một số phương pháp dự báo sức chịu tải của cọc chuyển dịch lớn trong điều kiện đất nền Việt Nam, Tuyển tập báo cáo Hội nghị khoa học Viện KHCN Giao thông vận tải, Hà Nội.
- [4] Ngô Châu Phương (2014), Phân tích các yếu tố ảnh hưởng và cơ sở xác định các hệ số sức kháng cọc khoan nhồi móng mố trụ cầu ở khu vực thành phố

- Hồ Chí Minh, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Đại học Giao thông vận tải Hà Nội.
- [5] A. J. Bond, B. Schuppener, G. Scarpelli & T. L.L. Orr (2013), Eurocode 7: Geotechnical Design Worked examples, Workshop on Eurocode 7: Geotechnical Design, Dublin, Ireland
- [6] B. Simpson, P. Morrison, S.Yasuda, B. Townsend (2009) State of the art report: Analysis and design, Proceedings of the 17th Int. Conf.on Soil Mech. and Geotech. Eng., Alexandria, Egypt.
- [7] EN 1997-1:2004 Geotechnical Design - General rules.
- [8] TCVN 10304:2014 Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế.
- [9] TCVN 9362:2012 Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình.
- [10] TCVN 9153:2012 Công trình thủy lợi – Phương pháp chỉnh lý kết quả thí nghiệm mẫu đất.
- [11] G. Fenton (2011) Load and Resistance Geotechnical Factor Design Development in Canada, Workshop on Safety Concept and Calibration of Partial Factors in European and North American Codes of Practice, Delft University of Technology.
- [12] Office of the Deputy Prime Minister (2003), Implementation of Structural Eurocodes in the UK.
- [13] New Steel Construction (2007) Industry calls for longer Eurocodes transition period, April 1, London.

EFFECT OF VARIATION OF PERMEABILITY COEFFICIENTS DURING VACUUM CONSOLIDATION ẢNH HƯỞNG CỦA SỰ THAY ĐỔI HỆ SỐ THẨM TRONG CỐ KẾT CHÂN KHÔNG

Van-tuan Vu¹

¹*Institute of Techniques for Special Engineering, Le Quy Don Technical University,
Email: vutuan2601@yahoo.com*

ABSTRACTS: The varying coefficient of permeability has a great influence on the accuracy of the numerical prediction results. This study aims to estimate the range of deviation of numerical results if not considering the varying coefficient of permeability during the consolidation time. Three models, one with constant permeability and the others with the varying coefficient of permeability corresponding to different values of C_v/C_k , were used to simulate the consolidation behaviour of soft clay in the large-scale consolidometer under combined vacuum and surcharge preloading. Comparing those predicted values together and to the measured values, the results show that: the settlement value and the decrease in pore water pressure value of the model which did not consider the change in permeability coefficient were higher than those of the models which considered the change in permeability coefficient during the consolidation process; the bigger the C_v/C_k ratio, the smaller the settlement and the smaller the decrease in pore water pressure.

KEYWORDS: Soft ground, vacuum preloading, PVD, finite element method.

TÓM TẮT: Sự thay đổi của hệ số thẩm ảnh hưởng lớn tới tính chính xác của các kết quả dự đoán số. Bài báo này sẽ hướng tới việc xác lập phạm vi sai lệch của kết quả số khi không xét đến sự thay đổi của hệ số thẩm trong thời gian cố kết. Ba mô hình số (một mô hình không xét đến sự thay đổi của hệ số thẩm, hai mô hình còn lại xét tới sự thay đổi của hệ số thẩm tương đương với các giá trị C_v/C_k khác nhau) mô phỏng ứng xử của đất mềm dưới tác dụng của chân không và gia tải mặt đất trong thiết bị thí nghiệm cố kết chân không biến dạng lớn sẽ được thiết lập. So sánh số liệu của các mô hình số với nhau và với số liệu của thực nghiệm, kết quả cho thấy: độ lún và sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng trong mô hình không xem xét sự biến thiên của hệ số thẩm lớn hơn so với những mô hình có xem xét sự thay đổi của hệ số thẩm trong quá trình cố kết; tỷ số C_v/C_k càng lớn thì giá trị độ lún và sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng càng nhỏ.

TỪ KHÓA: Đất yếu, gia tải chân không, PVD, mô hình phần tử hữu hạn.

1. INTRODUCTION

Since it was introduced in 1952 by Kjellmann [1], vacuum preloading method has been becoming popular for the soil improvement of large areas. The combination of vacuum preloading with surcharge can accelerate the consolidation of the soft clays, reduce lateral displacements and the surcharge height. Thus, it gets a lot of attention from scholars in the geotechnical engineering field.

Finite element analysis (FEA) is known as a powerful method for modelling the system of vertical drains combined with vacuum preloading [2-14]. It can model very difficult cases such as complex loadings, geometries and material properties, even for the modelling of a large-scale radial drainage consolidometer [15], where it is hard to obtain by analytical solutions.

Many scholars believe that the difference between the numerical predictions and measure data is due to numerous factors: soil disturbance - smear zones, time-dependent load, well resistance, and partial

penetration of drains, but they focus more on the material properties such as soil mechanic model and permeability laws. Tarefder, Zaman [16] successfully predicted the field behaviour of a full-scale test embankment constructed by using the modified Cam-Clay model and drainage parameters. Indraratna, Rujikiatkamjorn [17] introduced a Darcian-based analytical model with the effects of a varying coefficient of horizontal permeability and coefficient of compressibility during the consolidation process. Toshifumi, Akira [18] presented a numerical analysis using an elasto-plastic finite element program (FEM) for soil-water coupled problems, incorporating the SYS Cam-clay. Sun, Jia [19] introduced a plain strain FEM program that was coded with the application of the non-linearity constitutive relation Duncan-Chang's model and the non-linear permeability law into the Biot's consolidation theory. Indraratna, Zhong [20] developed a numerical solution for large-strain consolidation incorporating non-Darcian (nonlinear) radial flow with varying compressibility and permeability coefficients.

It can be seen that the varying coefficient of permeability and the permeability laws strongly influence the results of numerical prediction. This study aims to evaluate the deviation range of numerical prediction results if not take the varying coefficient of permeability into consideration. Three models, one with constant permeability and the others with the varying coefficient of permeability corresponding to different values of C_c/C_k , were used to simulate the consolidation behaviour of soft clay in the large-scale consolidometer under combined vacuum and surcharge preloading. The effect of variation of permeability coefficients on numerical prediction results and some relative conclusions would be drawn by comparing the predicted values between numerical models together as well as the values between numerical models and measured values.

2. CORRELATION BETWEEN EFFECTIVE STRESS AND PERMEABILITY COEFFICIENT

Tavenas, Leblond [21] suggested the following two formulas:

$$\bar{e} = e_0 - C_c \log \left(\frac{\sigma'}{\sigma_i} \right) \tag{1}$$

$$\bar{e} = e_0 + C_k \log \left(\frac{k_h}{k_{hi}} \right) \tag{2}$$

Where:

$\bar{e}$ and e_0 : The void ratio and the in-situ void ratio, respectively;

k_h and k_{hi} : The permeability and the in-situ permeability, respectively;

σ' and σ_i : The effective stress and the initial effective stress, respectively;

C_k and C_c : Permeability change index and the compression index, respectively (for overconsolidated range the recompression index C_r is used rather than C_c).

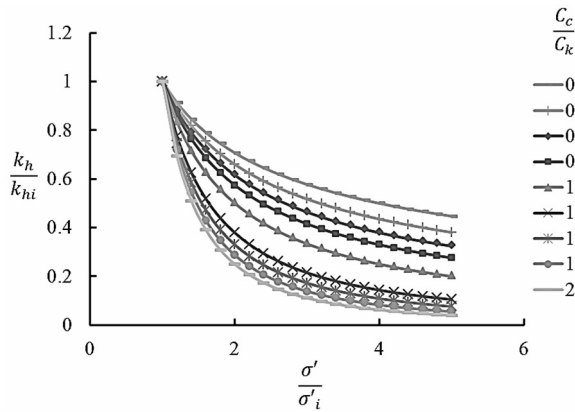


Figure 1. k_h / k_{hi} plotted against σ' / σ_i for varying C_c / C_k

From Eq. (1) and (2) it follows that:

$$\frac{k_h}{k_{hi}} = \left(\frac{\sigma'}{\sigma_i} \right)^{-\frac{C_c}{C_k}} \tag{3}$$

Berry and Wilkinson [22] found that the typical value of C_c/C_k for soil is in the range of 0.5÷2.0. Figure 1 shows k_h / k_{hi} plotted against σ' / σ_i for varying C_c / C_k .

3. LABORATORY TESTING

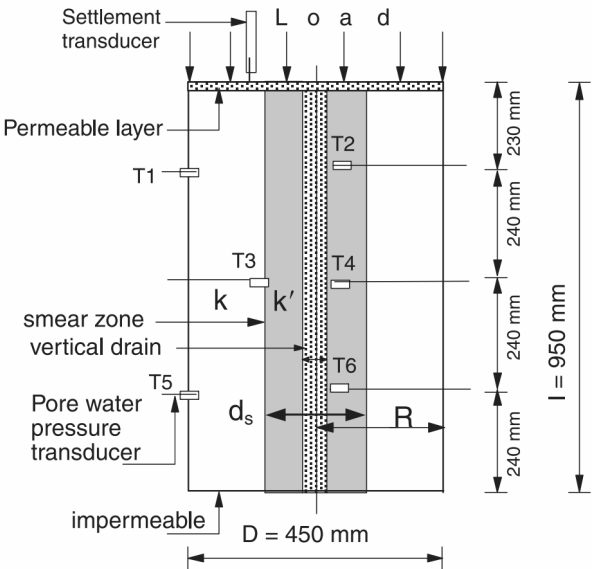


Figure 2. Schematic illustration of the large-scale radial drainage consolidometer [15]

Table 1. Soil properties of the reconstituted clay sample used in consolidometer analysis [15]

Soil properties	
κ	0.05
λ	0.15
Critical state line slope, M	1.1
Critical state void ratio, e_{cs}	1.55
Poisson's ratio, ν	0.25
Permeability in smear zone, k'_{hp} (m/s)	3.6×10^{-11}
Permeability in undisturbed zone, k_{hp} (m/s)	9.1×10^{-11}

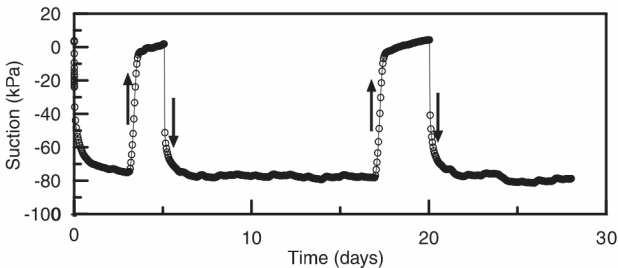


Figure 3. Vacuum loading for laboratory test [15]

The test was conducted in the large-scale radial drainage consolidometer which was introduced by Indraratna, Bamunawita [15]. Figure 2 shows a schematic illustration of the large-scale radial drainage consolidometer. The internal diameter and height of sample tank are 450 and 950 mm, respectively. The friction effect along the cell boundary was reduced by inserting a 1.5 mm thick Teflon sheet around the internal cell boundary and at the bottom of the cell. An air jack compressor system combined with a rigid piston to form the loading system. A linear variable displacement transducer (LVDT) was placed at the top of the piston to measure the settlement. The excess pore-water pressures at various points were measured by an array of diaphragm-type piezometers. Thin stainless steel tubes were used to keep the piezometer tips in position. Soft Moruya clay (alluvial) was used for laboratory testing. Soil properties of the reconstituted clay sample used in consolidometer analysis are shown in Table 1.

A prefabricated vertical band drain (PVD) of cross section $100 \text{ mm} \times 3 \text{ mm}$ was installed after applying an initial consolidation pressure of 20 kPa. The surcharge load was applied in two stages, 40 and 100 kPa (Figure 5). The vacuum pressure was 100 kPa. In order to investigate the effects of vacuum unloading and reloading the vacuum pressure was released in two stages (Figure 3).

4. THE EFFECT OF VARIATION OF PERMEABILITY COEFFICIENTS ON NUMERICAL PREDICTION RESULTS

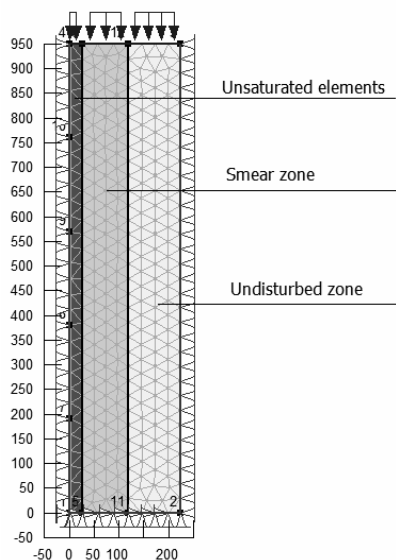


Figure 4. Axisymmetric finite-element mesh (mm)

The effect of vacuum pressure was simulated by assigning the negative pore pressure along the drain boundaries, similar to Indraratna, Bamunawita [15].

GeoStudio SIGMA/W 2007, a FEM with Biot consolidation theory, was used to simulate the

laboratory test. Three models were established with the same a two-dimensional axisymmetric mesh. After choosing the global element size (0.03 m) and the finite-element mesh pattern (triangles), a finite-element mesh was generated automatically (Figure 4). At the top, the surcharge load was applied. The horizontal, vertical displacements of the bottom edge and the horizontal displacement of the right and the left sides were restricted. An impervious boundary was assigned to all the boundaries; however, the negative pore pressure was applied along the drain boundary. The maximum value of the negative pore water pressure (100 kPa) was at the top and the minimum value of the negative pore water pressure (75 kPa) was at the bottom of the PVD [15].

Model 1: This model was established to verify numerical models, which would be used to estimate the effect of variation of permeability coefficients on numerical prediction results. All conditions are similar to those of Model 3 by Indraratna, Bamunawita [15]. The soil was fully saturated; however a thin layer of unsaturated elements with the thickness that did not change with time was activated at the PVD boundary. The unsaturated layer of elements was governed by elastic properties (elastic modulus $E = 1 \text{ MPa}$, Poisson's ratio $\nu = 0.25$). The outer soil elements obey the modified Cam-Clay model (Table 1). The varying coefficient of horizontal permeability due to the changing of void ratio did not take into account.

Model 2: Conditions were identical to those of Model 1. However, the varying coefficient of horizontal permeability due to the changing of void ratio (or the effective stress) was corresponding to $C_v/C_k = 0.5$.

Model 3: Conditions were identical to those of Model 1. However, the varying coefficient of horizontal permeability due to the changing of void ratio (or the effective stress) was corresponding to $C_v/C_k = 2$.

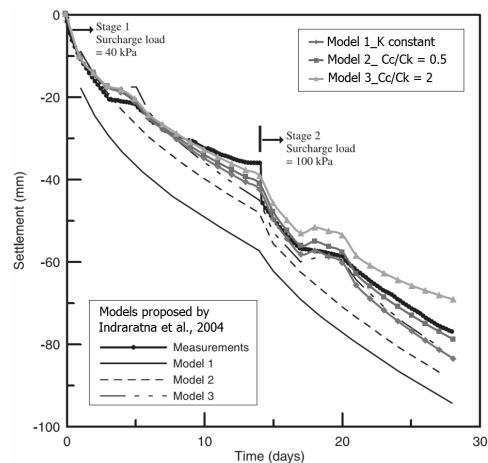


Figure 5. The measured settlement and predicted settlement of all the numerical models

Figure 5 shows the measured settlement and the predicted settlement of models proposed by Indraratna, Bamunawita [15], as well as the numerical models established in this paper. Figure 6 shows the measured and predicted pore water pressure of all those numerical models at the transducer T2 (Figure 2), respectively. The agreement between the predicted values of Model 3 proposed by Indraratna, Bamunawita [15] and Model 1 (this paper) in all the figures proves that the parameters used to simulate the laboratory testing were acceptable.

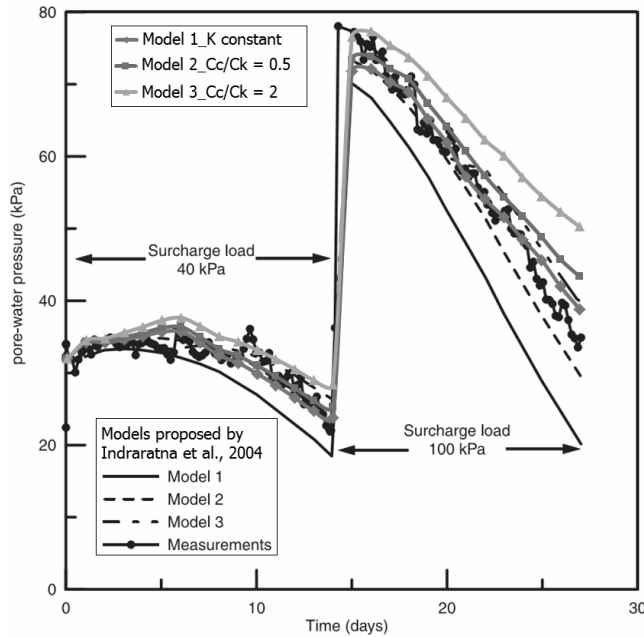


Figure 6. The measured and predicted pore water pressure of all numerical models at the transducer T2

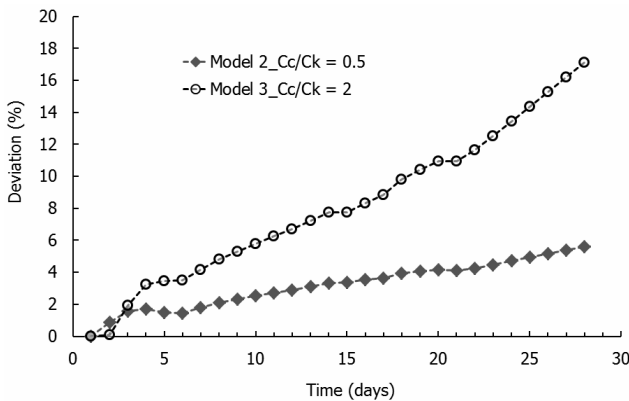


Figure 7. The deviation-ratio of the settlement

In order to easily evaluate the effect of variation of permeability coefficients on the numerical prediction results, a formula for calculating a deviation-ratio is proposed as follows:

$$D = \frac{(S_{k=const} - S)}{S_{k=const}} \times 100 \quad (4)$$

Where:

D is deviation-ratio;

$S_{k=const}$ is the settlement value without considering the change of permeability coefficient;

S is the settlement value considering the change of permeability coefficient.

It can be seen from Figure 5 that the settlement value without considering the change of permeability coefficient is higher than that which considering the change of permeability coefficient. The bigger the C_c/C_k ratio, the smaller the settlement. The smallest settlement is corresponding to $C_c/C_k = 2$. This phenomenon is also reflected through the deviation-ratio of the settlement in Figure 7: the maximum deviation ratio curve is in the case of $C_c/C_k = 2$, the smallest deviation ratio curve is in the case of $C_c/C_k = 0.5$.

It is indicated in Figure 7 that the deviation ratio value increased over time. At the end of the test (28 days), it reached the maximum value of 17.11% and 5.59 % in the cases of $C_c/C_k = 2$ and $C_c/C_k = 0.5$, respectively. However, this value increased only slightly when the vacuum was first released (the state from 3 days to 5 days).

The variation in the pore pressure value was similar to the variation in the settlement value and it can be seen in Figure 6. The variation in pore water pressure value in the case of constant permeability coefficient is larger than that in the cases of variable permeability coefficients, and the smallest variation is corresponding to the case of $C_c/C_k = 2$.

5. CONCLUSION

In this study, three models, one with constant permeability and the others with the varying coefficient of permeability corresponding to different values of C_c/C_k , were used to simulate consolidation behaviour of soft clay in the large-scale consolidometer under combined vacuum and surcharge preloading. Comparing those predicted values together and to the measured values, the following conclusions can be drawn.

- The settlement value and the decrease in pore water pressure value given by the model which did not consider the change of permeability coefficient were higher than those given by the model which considered the change of permeability coefficient in the consolidation process. The bigger the C_c/C_k ratio, the smaller the settlement. The maximum deviation ratio curve was in the case of $C_c/C_k = 2$, the smallest deviation ratio curve was in the case of $C_c/C_k = 0.5$.

- The deviation ratio value increased over time. At the end of the test (28 days), it reached the maximum value of 17.11% and 5.59% in the cases of $C_c/C_k = 2$ and $C_c/C_k = 0.5$, respectively. The position of the measured data between the curves of the models which were corresponding to $C_c/C_k = 2$ and $C_c/C_k = 0.5$

indicate that: in order to increase the accuracy of the numerical model or minimize the deviation ratio value, it's vital to consider the varying coefficient of horizontal permeability due to the change in void ratio in the consolidation process.

REFERENCES

- [1] Kjellmann W. (1952). *Consolidation of clay soil by means of atmospheric pressure*. in Proceedings on Soil Stabilization Conference, Boston, U.S.A.
- [2] Le Gia Lam, Bergado D.T , and Takenori Hino. (2015). *PVD improvement of soft Bangkok clay with and without vacuum preloading using analytical and numerical analyses*. Geotextiles and Geomembranes, 43 (6): 547-557.
- [3] Wu Hui and Hu Li-ming. (2013). *Numerical model of soft ground improvement by vertical drain combined with vacuum preloading*. Journal of Central South University, 20 (7): 2066-2071.
- [4] Chai Jinchun, Bergado Dennes T., and Shen Shui-Long. (2013). *Modelling prefabricated vertical drain improved ground in plane strain analysis*. Ground Improvement: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 166 (2): 65-77.
- [5] Ong CY, Chai JC, and Hino T. (2012). *Degree of consolidation of clayey deposit with partially penetrating vertical drains*. Geotextiles and Geomembranes, 34 (10): 19-27.
- [6] Duong Ngo Trung, Teparaksa Wanchai, and Tanaka Hiroyuki. (2012). *Simulation vacuum preloading method by Tri-Axial apparatus*. International Journal of Geosciences, 3 (1): 211-221.
- [7] Saowapakpiboon J, et al. (2011). *PVD improvement combined with surcharge and vacuum preloading including simulations*. Geotextiles and Geomembranes, 29 (1): 74-82.
- [8] Ghandeharioon Ali, Indraratna Buddhima, and Rujikiatkamjorn Cholachat. (2011). *Laboratory and finite-element investigation of soil disturbance associated with the installation of mandrel-driven prefabricated vertical drains*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138 (3): 295-308.
- [9] Chai JC, et al. (2009). *Optimum PVD installation depth for two-way drainage deposit*. Geomechanics and Engineering, 1 (3): 179-192.
- [10] Tran Tuan Anh and Mitachi Toshiyuki. (2008). *Equivalent plane strain modeling of vertical drains in soft ground under embankment combined with vacuum preloading*. Computers and Geotechnics, 35 (5): 655-672.
- [11] Rujikiatkamjorn Cholachat, Indraratna Buddhima, and Chu Jian. (2007). *Numerical modelling of soft soil stabilized by vertical drains, combining surcharge and vacuum preloading for a storage yard*. Canadian Geotechnical Journal, 44 (3): 326-342.
- [12] Indraratna Buddhima and Redana IW. (2000). *Numerical modeling of vertical drains with smear and well resistance installed in soft clay*. Canadian Geotechnical Journal, 37 (1): 132-145.
- [13] Voottipruex P., et al. (2013). *Simulations of PVD improved reconstituted specimens with surcharge, vacuum and heat preloading using equivalent vertical flow conditions*. Geotechnical Engineering, 44 (4): 177-182.
- [14] Rujikiatkamjorn C. and Indraratna B. (2013). *Current State of the Art in Vacuum Preloading for Stabilising Soft Soil*. Geotechnical Engineering, 44 (4): 77-87.
- [15] Indraratna Buddhima, Bamunawita Chamari, and Khabbaz Hadi. (2004). *Numerical modeling of vacuum preloading and field applications*. Canadian Geotechnical Journal, 41 (6): 1098-1110.
- [16] Tarefder Rafiqul, et al. (2009). *Finite element modeling of soft ground with PVD under vacuum and embankment preloading*. International Journal of Geotechnical Engineering, 3 (2): 233-249.
- [17] Indraratna Buddhima, Rujikiatkamjorn Cholachat, and Sathananthan Iyathurai. (2005). *Radial consolidation of clay using compressibility indices and varying horizontal permeability*. Canadian Geotechnical Journal, 42 (5): 1330-1341.
- [18] Toshifumi Shibata, Akira Murakami, and Makoto Fujii. (2014). *Prediction of embankment behavior of regulating reservoir with foundation improved by vacuum consolidation method*. Soils and Foundations, 54 (5): 938-954.
- [19] Sun Li-qiang, et al. (2015). *Numerical solutions for consolidation of under-consolidated dredger fill under vacuum preloading*. Journal of Coastal Research, 73 (4): 277-282.
- [20] Indraratna Buddhima, et al. (2017). *Large-Strain Vacuum-Assisted Consolidation with Non-Darcian Radial Flow Incorporating Varying Permeability and Compressibility*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 143 (1): 1-9.
- [21] Tavenas F., et al. (1983). *The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement*. Canadian Geotechnical Journal, 20 (20): 629-644.
- [22] Berry PL and Wilkinson WB. (1969). *The Radial Consolidation of Clay Soils*. Géotechnique, 19 (19): 253-284.

GIẢI PHÁP ĐÁNH GIÁ ĐỘ TIN CẬY CỦA THIẾT BỊ INCLINOMETER TRONG QUAN TRẮC CHUYỂN DỊCH NGANG KHI THI CÔNG HỒ ĐÀO SÂU

RELIABILITY ASSESSMENT SOLUTION OF INCLINOMETER EQUIPMENT IN THE HORIZONTAL SHIFT TO MONITOR THE DEEP-HOLE CONSTRUCTION

TS. Đinh Thị Lệ Hà¹, TS Lê Văn Hùng²

¹ Trường Đại học Mỏ - Địa chất; Email: dinhleha77hung@gmail.com

² Viện KHCN Xây dựng; Email: hungleibst@gmail.com

TÓM TẮT: Trong quá trình thi công hồ đào sâu, cần phải có các giải pháp chống đỡ và theo dõi sự chuyển dịch của thành hồ đào để đảm bảo sự an toàn cho hồ đào nói riêng và công trình nói chung. Ở nước ta, việc sử dụng thiết bị Inclinator trong quan trắc chuyển dịch ngang tường chắn hồ đào để cảnh báo, phòng ngừa các sự cố cho công trình và các công trình lân cận. Tuy nhiên, vấn đề đặt ra là, độ tin cậy của phép đo sử dụng thiết bị Inclinator để quan trắc chuyển dịch ngang của tường chắn được xác định với độ tin cậy như thế nào để đảm bảo rằng việc phát hiện và cảnh báo chuyển dịch ngang tường chắn là cần thiết mà không bị độ nhạy “thái quá” của thiết bị dẫn đến những cảnh báo không cần thiết. Bài báo này đề xuất phương thức đánh giá độ tin cậy của quá trình đo chuyển dịch ngang bằng thiết bị Inclinator trên mô hình từ đó đưa ra khuyến nghị và chỉ dẫn kỹ thuật về việc sử dụng thiết bị này trong quan trắc chuyển dịch ngang tường chắn khi thi công hồ đào sâu.

TỪ KHÓA: Hồ đào, chuyển dịch ngang, cảm biến, inclinometer, ống dẫn hướng...

ABSTRACT: During the deep-hole construction, we must have solution for protect and monitor the movement of pits to keep the hole and the works safety. In our country, the use of Inclinator equipment in monitoring the horizontal shifting of pits to predict, correct and prevent incidents for new works and nearby works has been attention. We need high-reliability early warning horizontal movement devices to avoid wrong alarm affected by over-sensitive devices. This article proposes a method for assessing the reliability of horizontal movement measured by Inclinator device on the model then provide technical recommendations and guidance to use this device.

KEYWORDS: deep-hole, horizontal shift, sensor, inclinometer, casing pipe direction...

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Quá trình thi công các hồ đào sâu cho các công trình nhà cao tầng, công trình hầm, ngầm, công trình dạng tháp... sẽ làm thay đổi trạng thái ứng suất, làm thay đổi mực nước ngầm dẫn đến biến dạng đất nền xung quanh khu vực hồ đào. Từ đó, dẫn đến nền đất, móng, các hạng mục công trình đang thi công và những công trình lân cận có thể bị lún, trượt, dịch chuyển... gây hư hỏng thậm chí phá hủy các công trình. Vì vậy, các giải pháp chống đỡ thành hồ đào thường được áp dụng là: tường cừ thép, tường cừ cọc xi măng - đất, tường cừ barrette... sau đây sẽ gọi chung là tường chắn.



Hình 1. Hồ đào bị biến dạng

Yêu cầu chung của tường chắn là phải đảm bảo về cường độ cũng như độ ổn định dưới tác dụng của áp lực đất và các loại tải trọng. Câu hỏi được đặt ra và cần phải trả lời chính xác là: tường chắn và các lớp đất đá xung quanh tường chắn cũng như các công trình lân cận có bị dịch chuyển ngang hay không trong quá trình thi công hồ đào? Nếu có thì độ chuyển dịch là bao nhiêu, có đảm bảo an toàn hay không? Để trả lời câu hỏi này, nhất thiết phải tiến hành quan trắc. Đồng thời, để đảm bảo sự an toàn cho hồ đào nói riêng và công trình nói chung thì việc theo dõi chuyển dịch ngang tường chắn theo chiều sâu là rất cần thiết và quan trọng trong việc lập kế hoạch, phối hợp, điều chỉnh công tác đào đắp ngoài hiện trường, dự báo chuyển dịch, biến dạng công trình cũng như làm cơ sở để giải quyết các tranh chấp pháp lý khi có sự cố công trình xảy ra. Để quan trắc chuyển dịch ngang tường chắn, có thể sử dụng các thiết bị trắc địa hoặc thiết bị cảm biến. Ở nước ngoài, ứng dụng thiết bị cảm biến để quan trắc chuyển dịch biến dạng công trình đã trở nên phổ biến trong mấy chục năm trở lại đây. Ở nước ta, việc sử dụng công nghệ này khi quan trắc chuyển dịch ngang theo chiều sâu của tường chắn và nền đất

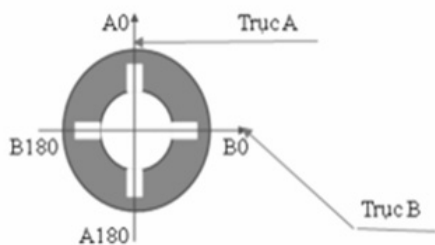
xung quanh để dự báo, khắc phục và phòng ngừa các sự cố cho công trình đang xây và các công trình lân cận cũng được quan tâm.

Tuy nhiên, vấn đề đặt ra là, độ tin cậy của phép đo sử dụng thiết bị Inclinator để quan trắc chuyển dịch ngang của tường chắn nhằm cảnh báo sớm nguy cơ chuyển dịch biến dạng được xác định với độ tin cậy như thế nào để đảm bảo rằng việc phát hiện và cảnh báo chuyển dịch ngang tường chắn là cần thiết mà không bị độ nhạy “thái quá” của thiết bị dẫn đến những cảnh báo không cần thiết. Bài báo này đề xuất phương thức đánh giá độ tin cậy của quá trình đo chuyển dịch ngang bằng thiết bị Inclinator trên mô hình từ đó đưa ra khuyến nghị khi sử dụng thiết bị này trong quan trắc thi công hố đào sâu.

2. PHƯƠNG PHÁP LUẬN

2.1. Nguyên lý đo chuyển dịch ngang theo chiều sâu bằng thiết bị cảm biến

Đo chuyển dịch bằng Inclinator là đo gián tiếp chuyển dịch của đối tượng cần quan trắc thông qua chuyển dịch của ống dẫn hướng. Khi đo chuyển dịch, đầu đo chuyển dịch ngang có bánh xe chạy theo các rãnh dọc theo ống dẫn hướng, bao gồm hai tốc kế đã cân bằng lực, một tốc kế đo độ nghiêng trong mặt phẳng của các bánh xe đầu đo chuyển dịch ngang, mặt phẳng này chứa trục A, tốc kế kia đo độ nghiêng trong mặt phẳng vuông góc với mặt phẳng của các bánh xe, mặt phẳng này chứa trục B (hình 2).



Hình 2. Các hướng quy ước trong quan trắc bằng Inclinator

Phương pháp tính toán trong việc quan trắc chuyển dịch ngang bằng Inclinator là lấy đáy của ống đo làm cơ sở để xác định các chuyển dịch tại các vị trí đo phía trên, do vậy đáy của ống đo phải đảm bảo điều kiện không được chuyển dịch.

Trên hình 3, độ lệch ngang cho từng vị trí đo theo một trục được xác định theo công thức [4]:

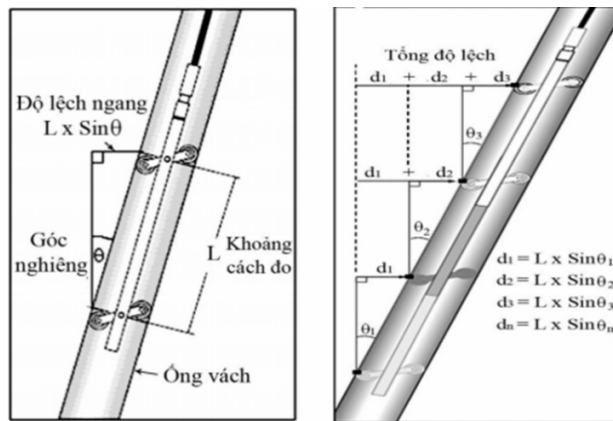
$$d_i = L \cdot \sin \theta_i \quad (1)$$

trong đó:

d_i - độ lệch ngang giữa hai điểm đo liên nhau theo một trục;

L - khoảng cách đo giữa hai điểm liên nhau;

θ_i - góc nghiêng so với phương thẳng đứng ở điểm đo thứ i .



Hình 3. Sơ đồ tính toán trong đo chuyển dịch ngang bằng Inclinator

Kết quả được hiển thị trên thiết bị thu tín hiệu và xuất ra không phải là góc nghiêng hay độ lệch của ống dẫn hướng. Giá trị đo được phụ thuộc vào góc nghiêng của ống và hằng số quan trắc, được thể hiện theo công thức sau [4]:

$$A = IC \cdot \sin \theta \quad (2)$$

trong đó:

A - giá trị đo tại mỗi vị trí (theo trục A);

IC - hằng số quan trắc của thiết bị đo chuyển dịch ngang.

Trong phép đo hai trục, kết quả có được là 2 giá trị trên mỗi trục cho mỗi vị trí đo sau hai lần đo. Đầu đo quy ước hướng “0” cho lần đo đầu và “180” cho lần đo thứ hai. Phép đo hai trục này cho phép loại bỏ sai số tín hiệu có thể xảy ra trong quá trình đo. Ngoài ra phép đo này còn chỉ ra những lỗi thông qua giá trị kiểm tra, giá trị kiểm tra này là tổng đại số giá trị đo theo hai phương “0” và “180” cho mỗi trục. Để loại trừ sai số của phép đo, giá trị đo trên một trục tại mỗi vị trí được tính bằng hiệu đại số giá trị đo theo hai phương “0” và “180”:

$$A = \frac{A_0 - A_{180}}{2} \quad (3)$$

trong đó:

A_0 - giá trị đo theo phương “0” của trục A;

A_{180} - giá trị đo theo phương “180” của trục A.

Độ lệch ngang của ống dẫn hướng theo một trục (trục A) cho từng vị trí đo được tính theo công thức:

$$d_i = L \cdot \sin \theta_i = L \cdot \frac{A}{IC} = L \cdot \frac{A_0 - A_{180}}{2IC} \quad (4)$$

Sự thay đổi độ lệch ngang tại mỗi khoảng cách đo ở các chu kỳ quan trắc cho thấy ống dẫn hướng có sự chuyển dịch. Chuyển dịch này được tính bằng cách lấy độ lệch ngang hiện tại trừ đi độ lệch ngang ban đầu. Đồ thị của tổng các chuyển dịch cho thấy sự chuyển dịch của ống dẫn hướng, đây cũng là sự chuyển dịch của đối tượng được quan trắc. Giá trị độ lệch ngang của một

điểm bất kỳ theo một trục là tổng giá trị đo từ đáy ống đến điểm ấy (hình 2), nó được gọi là giá trị tích lũy (d) và được tính theo công thức sau:

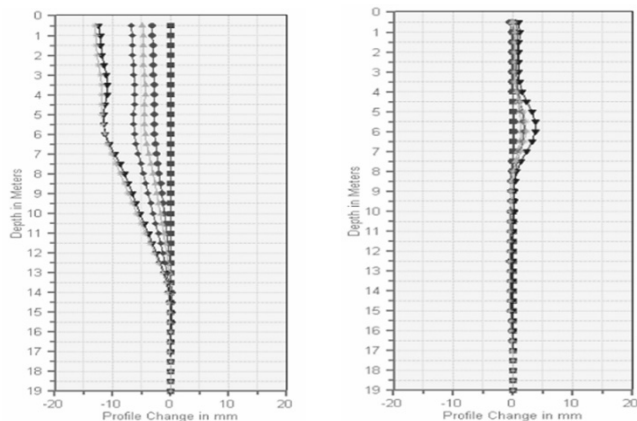
$$d = d_1 + d_2 + d_3 + \dots + d_n \quad (5)$$

trong đó:

d - độ lệch ngang của điểm n kể từ đáy ống (theo 1 trục);

d_i - độ lệch ngang của từng điểm theo 1 trục ($i = 1 \div n$).

Tổng các độ lệch ngang được gọi là tổng độ lệch của ống dẫn hướng, đồ thị của tổng độ lệch cho thấy độ nghiêng của ống dẫn hướng so với phương thẳng đứng. Phần mềm chuyên dụng dựa trên các số liệu đã được xử lý để xây dựng biểu đồ chuyển dịch của ống dẫn hướng (móc). Mỗi vị trí quan trắc được thể hiện bằng 2 biểu đồ (hình 3).



Hình 4. Đồ thị chuyển dịch của điểm quan trắc bằng Inclinometer

Trên hình 4:

- Biểu đồ bên trái thể hiện chuyển dịch theo hướng

$A_0 - A_{180}$;

- Biểu đồ bên phải thể hiện chuyển dịch theo hướng $B_0 - B_{180}$.

Mỗi biểu đồ được quy định thống nhất như sau:

- Trục tung: Độ sâu (m);

- Trục hoành: Chuyển dịch lũy tích tính từ đáy (mm);

- Đường thẳng kéo dài bắt đầu từ tọa độ (0.0) lên được gọi là đường biểu diễn lần đo gốc (số liệu 0) S0, đây là lần đo đầu tiên, nên được coi là chưa có chuyển dịch.

2.2. Sai số đo quan trắc chuyển dịch ngang theo chiều sâu bằng thiết bị cảm biến

Từ nguyên lý đo chuyển dịch ngang theo chiều sâu bằng thiết bị cảm biến inclinometer đã nêu ở trên, ta thấy đáy ống dẫn hướng được coi là điểm ổn định, phương của đường dây dọi đi qua điểm đáy ống được coi là trục tham chiếu. Tức là coi chuyển dịch ngang theo chiều sâu của ống dẫn hướng sẽ quay quanh trục tham chiếu đó. Theo [1] thì phạm vi dao động của

ống dẫn hướng là $\pm 7,8\text{mm}$ quanh trục tham chiếu này (bao gồm cả sai số ngẫu nhiên và sai số hệ thống của thiết bị, đối với một ống dẫn hướng dài 30m). Sai số ngẫu nhiên của thiết bị (sau khi giả định đã loại bỏ toàn bộ sai số hệ thống) khoảng $\pm 1,24\text{mm}$ trên 30m chiều sâu của ống dẫn hướng. Mặt khác, độ chính xác đo độ nghiêng của đầu dò có thể đạt $\pm 0,1$ mm trên khoảng L (khoảng cách đo giữa hai điểm liên nhau, thường là 0,5m). Theo các nhà sản xuất thiết bị inclinometer thì hiện nay, các đầu dò cho phép đọc số trong phạm vi ống dẫn hướng bị nghiêng $\pm 30^\circ$. Ở Việt Nam hiện nay, việc đo chuyển dịch ngang theo chiều sâu của các đối tượng, công trình trong lòng đất bằng thiết bị cảm biến được quan tâm trong nhiều năm trở lại đây nhưng cũng chưa có tài liệu, tiêu chuẩn nào xác định giới hạn chuyển dịch ngang theo chiều sâu. Tuy nhiên, trong thực tiễn quan trắc, có thể tham khảo giới hạn là $H/200$ ($0,5\%H$) với H là chiều sâu hố đào. Ở Hàn Quốc thì tiêu chuẩn này là $H/150$ với khu vực đô thị và $H/300$ với khu xa dân cư. Ở Mỹ thì tiêu chuẩn này là $1/200H - 1/500H$.

Theo Mikkelsen, sai số đo quan trắc chuyển dịch ngang bằng thiết bị cảm biến gồm có hai nguồn sai số là sai số ngẫu nhiên và sai số hệ thống. Trong đó, ảnh hưởng của sai số ngẫu nhiên đến kết quả đo nhỏ hơn nhiều so với sai số hệ thống. Vấn đề đặt ra theo Mikkelsen là, các sai số có thể được nhận dạng và hiệu chỉnh hay không? Như ta đã biết, độ chính xác của một phép đo phụ thuộc vào một số yếu tố mang tính hệ thống của phép đo, trong đó, đáng kể nhất chính là quy trình đo của thiết bị, tính chất của thiết bị, trình độ và kinh nghiệm của người thực hiện các phép đo, cách thức xử lý và diễn giải các kết quả đo. Trong đó, việc phân tích kết quả đo lại rất quan trọng, phụ thuộc kinh nghiệm và trình độ của người xử lý số liệu.

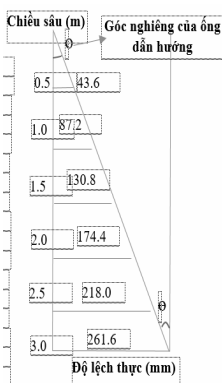
Ngoài ra, cần xác định mục đích đo lường, các thông số, thiết bị đo lường và kết quả đo lường để lựa chọn thiết bị đo phù hợp với mục đích đo lường, thông số đo lường và dự kiến các kết quả. Kinh nghiệm và kiến thức về phân tích kết quả là rất quan trọng trong quá trình xử lý số liệu, bởi vì cần phải xác định và hiệu chỉnh các lỗi đã xảy ra trong quá trình quan trắc. Như vậy, có các nguồn sai số như sau ảnh hưởng đến kết quả đo: sai số do máy móc, thiết bị, sai số do con người và sai số do ảnh hưởng của điều kiện ngoại cảnh. Ba nguồn sai số này sẽ tạo nên các loại sai số các nhau, nhưng theo [1] thì có bốn loại sai số ảnh hưởng lớn nhất đến kết quả đo, đó là: sai số do đáy ống dẫn hướng bị dịch chuyển, sai số ngẫu nhiên của thiết bị, sai số hệ thống của cả quá trình đo, sai số do trục của ống dẫn hướng bị lệch so với trục tham chiếu. Xuất phát từ những lý luận nêu trên, nhóm tác giả đã tiến hành thực nghiệm đo quan trắc chuyển dịch ngang bằng thiết bị inclinometer khi cho ống dẫn hướng bị lệch khỏi trục tham chiếu đi 5° để kiểm tra độ lệch của ống dẫn hướng so với độ lệch thực trong giới hạn như thế nào?

3. THỰC NGHIỆM

Trên cơ sở phân tích nguyên lý đo và các nguồn sai số chủ yếu như đã nêu ở trên. Nhóm tác giả đã tiến hành thực nghiệm như sau:



Hình 5a



Hình 5b

Hình 5a. Kiểm tra độ thẳng đứng của ống dẫn hướng bằng máy toàn đạc điện tử

Hình 5b. Tính giá trị chuyển dịch thực của ống dẫn hướng khi đáy ống bị dịch chuyển 5°

- Chọn một đoạn ống dẫn hướng dài 3m, đặt ống dẫn hướng ở vị trí thẳng đứng (0°), dùng máy toàn đạc điện tử để kiểm tra độ thẳng đứng của ống dẫn hướng (áp dụng phương pháp A3 trong TCVN 9400:2012);

- Cứ mỗi 0,5m chiều dài ống dẫn hướng ở vị trí thẳng đứng (0°) đọc số một lần bằng đầu dò cảm biến trong 3 lần;

- Sử dụng máy toàn đạc điện tử và thước có vạch chia milimet để điều chỉnh cho đáy ống dẫn hướng lệch so với trục tham chiếu một góc θ là 5°. Dùng máy toàn đạc điện tử, với chế độ đo góc thiên đỉnh để kiểm tra lại góc θ . Tại các vị trí chiều dài tương ứng của ống dẫn hướng là 3.0m, 2.5m, 2.0m, 1.5m, 1.0m, 0.5m tính được độ lệch thực của ống dẫn hướng là 261.6mm; 218.0mm; 174.4mm; 130.8mm; 87.2mm; 43.6mm. Các giá trị này được coi là chuyển dịch thực của ống (hình 5b);

- Khi cho đáy ống dịch chuyển 5°, cứ mỗi 0,5m chiều dài tiến hành đọc số trong 3 lần;

- So sánh với các trị đo chuyển dịch ngang nói trên với độ lệch thực của ống dẫn hướng.

Kết quả đo và tính toán thực nghiệm được trình bày trong các bảng sau:

Bảng 1: Số liệu đo và tính toán thực nghiệm lần đọc số thứ 1 và thứ 2 tại vị trí thẳng đứng của ống dẫn hướng

Độ sâu (m)	Số liệu đo				Chuyển dịch ngang		Current Incr. Dev.	Current Incr. Dev.	Incr. Disp.	Cum. Disp.
	Lần 1		Lần 2		Lần 1	Lần 2				
	B0	B180	B0	B180	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
3.0	-160	343	-163	340	0	0.06	-5.03	-5.03	0.00	0.06
2.5	-182	368	-181	369	0	0.06	-5.50	-5.50	0.00	0.06
2.0	-159	321	-160	320	0	0.06	-4.80	-4.80	0.00	0.06
1.5	-89	275	-93	274	0	0.06	-3.64	-3.67	-0.03	0.06
1.0	4	179	9	177	0	0.09	-1.75	-1.68	0.07	0.09
0.5	19	136	21	136	0	0.02	-1.17	-1.15	0.02	0.02

Bảng 2: Số liệu đo và tính toán thực nghiệm lần đọc số thứ 1 và thứ 3 tại vị trí thẳng đứng của ống dẫn hướng

Độ sâu (m)	Số liệu đo				Chuyển dịch ngang		Current Incr. Dev.	Current Incr. Dev.	Incr. Disp.	Cum. Disp.
	Lần 1		Lần 3		Lần 1	Lần 3				
	B0	B180	B0	B180	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
3.0	-160	343	-168	336	0	-0.02	-5.03	-5.04	-0.01	-0.02
2.5	-182	368	-189	363	0	-0.01	-5.50	-5.52	-0.02	-0.01
2.0	-159	321	-169	317	0	0.01	-4.80	-4.86	-0.06	0.01
1.5	-89	275	-99	266	0	0.07	-3.64	-3.65	-0.01	0.07
1.0	4	179	1	169	0	0.08	-1.75	-1.68	0.07	0.08
0.5	19	136	11	127	0	0.01	-1.17	-1.16	0.01	0.01

Ở vị trí đáy ống dẫn hướng được xô dịch đi một góc 5° tương ứng với chiều dài dịch chuyển là 261.6mm, số liệu đo và tính toán thực nghiệm trong 3 chu kỳ thể hiện trong các bảng sau:

Bảng 3: Số liệu đo và tính toán thực nghiệm lần đọc số thứ 1 và thứ 2 tại vị trí đáy ống dẫn hướng dịch chuyển 5°

Độ sâu (m)	Số liệu đo				Chuyển dịch ngang		Current Incr. Dev.	Current Incr. Dev.	Incr. Disp.	Cum. Disp.
	Lần 1		Lần 2		Lần 1	Lần 2				
	B0	B180	B0	B180	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
3.0	1661	-1488	1664	-1485	0	-0.30	31.49	31.49	0.00	-0.30
2.5	1654	-1479	1647	-1490	0	-0.30	31.33	31.37	0.04	-0.30
2.0	1676	-1509	1667	-1522	0	-0.34	31.85	31.89	0.04	-0.34
1.5	1750	-1597	1759	-1570	0	-0.38	33.47	33.29	-0.18	-0.38
1.0	1905	-1742	1906	-1734	0	-0.20	36.47	36.40	-0.07	-0.20
0.5	1983	-1830	1986	-1814	0	-0.13	38.13	38.00	-0.13	-0.13

Bảng 4: Số liệu đo và tính toán thực nghiệm lần đọc số thứ 1 và thứ 3 tại vị trí đáy ống dẫn hướng dịch chuyển 5°

Độ sâu (m)	Số liệu đo				Chuyển dịch ngang (mm)		Current Incr. Dev.	Current Incr. Dev.	Incr. Disp.	Cum. Disp.
	Lần 1		Lần 3		Lần 1	Lần 3				
	B0	B180	B0	B180			(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
3.0	1661	-1488	1653	-1478	0	0.45	31.49	31.31	-0.18	0.45
2.5	1654	-1479	1655	-1483	0	0.63	31.33	31.38	0.05	0.63
2.0	1676	-1509	1677	-1516	0	0.58	31.85	31.93	0.08	0.58
1.5	1750	-1597	1769	-1608	0	0.50	33.47	33.77	0.30	0.50
1.0	1905	-1742	1910	-1749	0	0.20	36.47	36.59	0.12	0.20
0.5	1983	-1830	1994	-1827	0	0.08	38.13	38.21	0.08	0.08

So sánh kết quả dịch chuyển giữa 3 lần đọc số khi ống dẫn hướng ở vị trí thẳng đứng so với vị trí bị dịch chuyển 5° ta có các bảng sau:

Bảng 5: Kết quả dịch chuyển của ống dẫn hướng ở lần đọc số thứ 1

Độ sâu (m)	Số liệu đo				Chuyển dịch ngang		Current Incr. Dev.	Current Incr. Dev.	Incr. Disp.	Cum. Disp.
	Lần 1 (0°)		Lần 1 (5°)		Độ lệch 0° - 0°	Độ lệch 0° - 5°				
	B0	B180	B0	B180	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
3.0	-160	343	1661	-1488	0	224.63	-5.03	31.49	36.52	224.63
2.5	-182	368	1654	-1479	0	188.11	-5.50	31.33	36.83	188.11
2.0	-159	321	1676	-1509	0	151.28	-4.80	31.85	36.65	151.28
1.5	-89	275	1750	-1597	0	114.63	-3.64	33.47	37.11	114.63
1.0	4	179	1905	-1742	0	77.52	-1.75	36.47	38.22	77.52
0.5	19	136	1983	-1830	0	39.30	-1.17	38.13	39.30	39.30

Bảng 6: Kết quả dịch chuyển của ống dẫn hướng ở lần đọc số thứ 2

Độ sâu (m)	Số liệu đo				Chuyển dịch ngang		Current Incr. Dev.	Current Incr. Dev.	Incr. Disp.	Cum. Disp.
	Lần 2 (0°)		Lần 2 (5°)		Độ lệch 0° - 0°	Độ lệch 0° - 5°				
	B0	B180	B0	B180	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
3.0	-163	340	1664	-1485	0	224.27	-5.03	31.49	36.52	224.27
2.5	-181	369	1647	-1490	0	187.75	-5.50	31.37	36.87	187.75
2.0	-160	320	1667	-1522	0	150.88	-4.80	31.89	36.69	150.88
1.5	-93	274	1759	-1570	0	114.19	-3.67	33.29	36.96	114.19
1.0	9	177	1906	-1734	0	77.23	-1.68	36.40	38.08	77.23
0.5	21	136	1986	-1814	0	39.15	-1.15	38.00	39.15	39.15

Bảng 7: Kết quả dịch chuyển của ống dẫn hướng ở lần đọc số thứ 3

Độ sâu (m)	Số liệu đo				Chuyển dịch ngang		Current Incr. Dev.	Current Incr. Dev.	Incr. Disp.	Cum. Disp.
	Lần 3 (0°)		Lần 3 (5°)		Độ lệch 0° - 0°	Độ lệch 0° - 5°				
	B0	B180	B0	B180	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
3.0	-168	336	1653	-1478	0	225.10	-5.04	31.31	36.35	225.10
2.5	-189	363	1655	-1483	0	188.75	-5.52	31.38	36.90	188.75
2.0	-169	317	1677	-1516	0	151.85	-4.86	31.93	36.79	151.85
1.5	-99	266	1769	-1608	0	115.06	-3.65	33.77	37.42	115.06
1.0	1	169	1910	-1749	0	77.64	-1.68	36.59	38.27	77.64
0.5	11	127	1994	-1827	0	39.37	-1.16	38.21	39.37	39.37

So sánh giá trị chuyển dịch trong 3 lần đọc số bằng thiết bị inclinometer với giá trị chuyển dịch thực của ống dẫn hướng ta có bảng sau:

Bảng 8: Giá trị chuyển dịch trong 3 lần đọc số bằng thiết bị inclinometer với giá trị chuyển dịch thực

Độ sâu (m)	Lần 1 (mm)	Lần 2 (mm)	Lần 3 (mm)	Lệch thực (mm)	Lệch thực – lệch incl. (mm)			Trung bình (mm)
					(5) – (2)	(5) – (3)	(5) – (4)	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)				
3.0	224.63	224.27	225.1	261.6	37.0	37.3	36.5	36.9
2.5	188.11	187.75	188.8	218.0	29.9	30.3	29.3	29.8
2.0	151.28	150.88	151.9	174.4	23.1	23.5	22.6	23.1
1.5	114.63	114.19	115.1	130.8	16.2	16.6	15.7	16.2
1.0	77.52	77.23	77.64	87.2	9.7	10.0	9.6	9.7
0.5	39.3	39.15	39.37	43.6	4.3	4.5	4.2	4.3

4. KẾT LUẬN

Dựa vào kết quả xử lý số liệu có thể rút ra được một số kết luận sau:

- Khi ống dẫn hướng ở vị trí thẳng đứng, đọc số bằng đầu dò thiết bị inclinometer cho giá trị chuyển dịch ngang lớn nhất là 0.09mm ở vị trí độ sâu 1.0m trong lần đọc số thứ 1 (bảng 1, 2 cột thứ 2 từ phải sang). Khi cho đáy ống dẫn hướng lệch 5° so với vị trí thẳng đứng, đọc số bằng đầu dò inclinometer cho giá trị

chuyển dịch ngang lớn nhất là 0.63mm ở vị trí độ sâu 2.5m (bảng 3, 4 cột thứ 2 từ phải sang).

- So sánh kết quả dịch chuyển giữa 3 lần đọc số khi ống dẫn hướng ở vị trí thẳng đứng so với vị trí bị dịch chuyển 5°, kết quả đầu dò phát hiện được giá trị chuyển dịch lớn nhất là 225.10mm trong lần đọc số thứ 3 ở vị trí đáy ống dẫn hướng. Trong khi giá trị chuyển dịch thực của đáy ống dẫn hướng là 261.6mm (26.16cm) (bảng 7);

- Lượng chuyển dịch ngang trung bình trong 3 lần đọc số bằng thiết bị inclinometer là 224.7mm, trong khi giá trị chuyển dịch thực là 261.6mm. Độ lệch trung bình đo bằng inclinometer so với chuyển dịch thực của ống dẫn hướng trong 3 lần đọc số là 36.9mm (3.69cm) ở vị trí đáy ống ứng với mức độ sâu 3.0m.

Hạn sai cho phép trong đo chuyển dịch ngang theo chiều sâu hiện nay quy định tạm thời là H/200, với H=3m, khi đó hạn sai cho phép là 1.5cm. Trong khi độ lệch trung bình trong 3 lần đọc số đo bằng inclinometer so với giá trị chuyển dịch thực là 3.69cm. Như vậy, trong điều kiện được coi là lý tưởng khi đặt ống dẫn hướng ở trên mặt đất, hoàn toàn không bị chôn sâu trong lòng đất, gần như không chịu ảnh hưởng của bất kỳ lực tác động nào thì đầu dò cảm biến inclinometer chỉ phát hiện được sự chuyển dịch ngang là 22.47cm so với chuyển dịch thực tế là 26.16cm, lệch 3.69cm so với hạn sai cho phép là 1.5cm. Như vậy, lượng chênh lệch này cần phải được hiệu chỉnh vào số đọc của đầu dò trong quan trắc chuyển dịch ngang bằng thiết bị cảm biến.

- Qua kết quả tính toán và phân tích số liệu đo thực nghiệm, nhóm tác giả đưa ra một số kiến nghị sau:

+ Cần tiến hành thêm các thực nghiệm với chiều dài ống dẫn hướng khác nhau, ứng với nhiều mức độ sâu khác nhau trong các điều kiện nhiệt độ, áp suất khác nhau để kiểm chứng độ tin cậy của đầu dò đọc số bằng thiết bị cảm biến inclinometer để xác định lượng hiệu chỉnh vào kết quả đo;

+ Cần tiến hành với nhiều lần đọc số hơn nữa để kiểm nghiệm độ tin cậy của đầu dò đọc số;

+ Cần tiến hành đo chuyển dịch ngang bằng thiết bị cảm biến với điều kiện cho đỉnh, đáy của ống dẫn hướng dịch chuyển trong các khoảng từ 10^0 đến 30^0 để kiểm chứng độ tin cậy của đầu dò đọc số.

+ Từ các kết quả thực nghiệm, tiến hành tính toán và đưa ra những khuyến cáo để tính lượng hiệu chỉnh cho đầu dò đọc số theo các mức độ sâu khác nhau, ứng với các điều kiện nhiệt độ, áp suất khác nhau.

+ Trong các nghiên cứu tiếp theo, cần đưa ra biện pháp hiệu chỉnh lượng chênh lệch của đầu dò đọc số khi đáy ống bị dịch chuyển vào kết quả xử lý số liệu quan trắc chuyển dịch ngang theo chiều sâu bằng thiết bị inclinometer.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Mikkelsen, P.E.: Advances in inclinometer Data Analysis, Proceedings of the 6th International Symposium on Field.
- [2] Measurements in Geomechanics, Oslo, pp. 555-567, 2003.
- [3] SlopeIndicator: ApplicationsGuide, SecondEdition, SlopeIndicator Company, 1994.
- [4] ZlatkoMihalinec, Mario Bačić, MehoSašaKovačević. Riskidentification in landslidemonitoringRiskidentification in landslidemonitoring. GRAĐEVINAR 65 (2013) 6, 523-536.
- [5] Digitiltinclinometerprobe 50302599 (2011)
- [6] Dinh Thi Le Ha, 2016. Technologicalmeasurementprocess and data processingformeasuringdeformationalong the depth of the constructionpitwallbyinclinometersensors. International ConferenceonGeology and Georesources (GAG), HanoiUniversity of Mining and Geology, Hanoi, Vietnam.
- [7] Đinh Thị Lệ Hà, 2017. Nghiên cứu quy trình đo và thành lập chương trình xử lý số liệu quan trắc chuyển dịch ngang tường cừ bằng thiết bị cảm biến từ trong thi công nền - móng khi xây dựng nhà cao tầng. Đề tài cấp cơ sở mã số T17-22.

GIẢI PHÁP KIỂM TRA ĐỘ THẲNG ĐỨNG CÔNG TRÌNH TRONG THI CÔNG NHÀ SIÊU CAO TẦNG SOLUTION FOR TESTING OF WORK VERTICAL DIRECTION OF SUPER HIGH - RISE BUILDING CONSTRUCTION

Diêm Công Trang¹, Nguyễn Quang Thắng²

¹*Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: trangdc.ibst@gmail.com*

²*Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Email: mdathang@gmail.com*

TÓM TẮT: Đảm bảo độ thẳng đứng công trình là một trong những nhiệm vụ quan trọng nhất của công tác trắc địa trong xây dựng nhà cao tầng và siêu cao tầng. Trong báo cáo đã đề xuất giải pháp thiết lập sơ đồ đo và quy trình đo đạc kiểm tra độ thẳng đứng nhà siêu cao tầng trong quá trình thi công. Báo cáo cũng đề cập một số vấn đề quan trọng cần quan tâm trong công tác xử lý số liệu, nghiên cứu lựa chọn giải pháp tính toán hợp lý tổ hợp dữ liệu đo đạc nhằm kiểm tra và đảm bảo độ thẳng đứng công trình nhà siêu cao tầng. Tính đúng đắn của các giải pháp xử lý dữ liệu này được minh chứng bằng kết quả tính toán xử lý số liệu đo đạc ứng dụng công nghệ định vị vệ tinh (GNSS) và máy toàn đạc điện tử thế hệ mới để kiểm tra độ thẳng đứng một công trình nhà cao tầng trong thực tế ở Việt Nam.

TỪ KHÓA: Độ thẳng đứng, công nghệ GNSS, máy toàn đạc điện tử, giải pháp xử lý số liệu.

ABSTRACT: That ensuring straightness of works is one of the most important tasks of surveying in construction of high - rise buildings and super high - rise buildings. The report includes proposal on solutions for the establishment of measurement diagrams and procedures for testing vertical direction of super high - rise buildings in the construction process. The report also mentioned some important issues that need attention in the data processing, research and selection of reasonable solutions in combining measurement data to test and ensure the straightness of super high - rise buildings. The correctness of these data processing solutions is evidenced by the results of data processing by applying the Global Navigation Satellite System (GNSS) and new generation electronic total station to test the vertical direction of a super high - rise building actually in Viet Nam.

KEY WORD: vertical direction, Global Navigation Satellite System (GNSS), electronic total station, solution of data processing.

1. GIỚI THIỆU

Việc xây dựng nhà siêu cao tầng đang dần trở thành phổ biến ở nước ta. Trong thi công nhà siêu cao tầng, công tác trắc địa ở các tầng được lặp lại nhiều lần với yêu cầu độ chính xác cao. Trị số sai lệch theo chiều thẳng đứng của kết cấu ảnh hưởng trực tiếp tới khả năng chịu lực của công trình, cho nên công tác đo đạc xác định và đảm bảo độ thẳng đứng của công trình trong suốt quá trình thi công là hết sức quan trọng.

Hiện nay đối với nhà siêu cao tầng, để chuyển trục công trình lên các sàn xây dựng có thể sử dụng các phương pháp khác nhau. Trên thế giới, sử dụng công nghệ GPS để xác định độ thẳng đứng của công trình đã được đăng ký bằng sáng chế tại Mỹ [1]. Công nghệ GPS cũng được sử dụng để chuyển tọa độ lên công trình và kiểm tra độ thẳng đứng tại tòa nhà cao nhất thế giới - Tháp Burj Dubai tại Tiểu vương quốc Ả Rập [2, 3]. Việc sử dụng công nghệ GNSS để kiểm tra độ thẳng đứng nhà siêu cao tầng bằng phương pháp quan trắc liên tục được giới thiệu trong tài liệu [4]. Ở Việt Nam, độ chính xác của việc đo GPS khi xác định tọa độ trên công trình đã được chứng minh qua nhiều

nghiên cứu của tác giả [5, 6...]. Công nghệ GPS đã được sử dụng để kiểm tra kết quả chuyển trục tại một số công trình nhà cao tầng tiêu biểu ở Việt Nam như tòa nhà Keangnam và tòa nhà Lotte Hanoi Tower tại Hà Nội [7].

Ở nước ta hiện nay thường sử dụng phương pháp chiếu đứng quang học để chuyển trục công trình lên các sàn xây dựng. Đối với nhà siêu cao tầng, cần thực hiện cách chiếu phân đoạn (mỗi phân đoạn khoảng 10 tầng). Các khảo sát cho thấy sai số chiếu điểm bằng máy chiếu đứng quang học lên các sàn thi công sẽ tăng dần theo chiều cao chiếu. Do vậy để nâng cao độ chính xác chuyển trục, cần chính xác hóa lưới trục đã được chiếu lên mặt sàn đầu tiên của mỗi phân đoạn, làm cơ sở cho việc chiếu tiếp theo. Công tác này nên thực hiện bằng cách kết hợp công nghệ GNSS và máy toàn đạc điện tử (TĐĐT) độ chính xác cao [8].

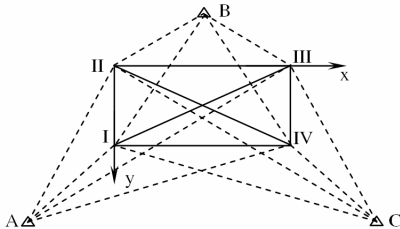
Nội dung báo cáo đề cập đến một số vấn đề cần lưu ý khi chính xác hóa lưới trục trên mặt sàn đầu tiên của mỗi phân đoạn bằng công nghệ GNSS kết hợp TĐĐT. Hệ tọa độ phù hợp nhất trong trường hợp này là hệ tọa độ địa diện, với trục Oz trùng với pháp tuyến

của ellipsoid quy chiếu đi qua điểm gốc [9]. Khi đó độ lệch dây dọi sẽ ảnh hưởng đến kết quả chuyển trục lên cao và cần được hiệu chỉnh. Ảnh hưởng do độ không song song của các đường dây dọi đến khoảng cách chiếu tăng lên theo chiều cao mặt chiếu và cũng cần được hiệu chỉnh vào kết quả đo chiều dài. Độ lệch giữa góc đo trên sàn tầng và góc tương ứng chiếu xuống mặt bằng móng cũng cần được xem xét hiệu chỉnh trước khi bình sai. Khi xử lý lưới kết hợp GNSS - mặt đất, cần quan tâm lựa chọn thuật toán bình sai, sao cho có được giải pháp tính toán hợp lý nhất.

2. THIẾT LẬP SƠ ĐỒ VÀ QUY TRÌNH ĐO ĐẶC KIỂM TRA ĐỘ THẲNG ĐỨNG NHÀ SIÊU CAO TẦNG TRONG GIAI ĐOẠN THI CÔNG

Để kiểm tra độ thẳng đứng nhà siêu cao tầng, cần lập các điểm khống chế bên ngoài công trình và đo nối các điểm này với lưới khống chế cơ sở trên mặt bằng móng bằng công nghệ GNSS. Ở đây cần xác định số điểm hợp lý đặt bên ngoài công trình. Thông thường chỉ cần một điểm khống chế bên ngoài là đã có thể đo nối và chuyển tọa độ cho các điểm cơ sở. Tuy nhiên để kiểm tra và đánh giá được độ ổn định của mốc thì số lượng điểm hợp lý nên chọn là ba điểm. Mặt khác, khi đo đặc để chính xác hóa lưới trục trên sàn tầng đầu tiên của mỗi phân đoạn, chúng ta chỉ sử dụng các phép đo theo chu kỳ chứ không phải các phép đo liên tục trong suốt quá trình thi công. Do vậy chi phí cho việc đo đặc với ba điểm khống chế bên ngoài công trình so với trường hợp đo với một điểm tầng lên không nhiều.

Với những phân tích nêu trên, sơ đồ hợp lý ứng dụng lưới GNSS - mặt đất để chính xác hóa lưới trục ở đầu mỗi phân đoạn chiếu trong thi công nhà siêu cao tầng đã được thiết lập và biểu diễn trên hình 1. Trên hình này các điểm I, II, III, IV là điểm khống chế cơ sở trên mặt bằng móng; A, B, C là ba điểm khống chế bên ngoài công trình (điểm khống chế GNSS), được nối với các điểm khống chế trên mặt bằng móng bằng trị đo GGNS tương đối.



Hình 1. Hệ thống lưới khống chế GNSS - mặt đất trong thi công nhà siêu cao tầng

Trong lần đo đầu tiên, sau khi lập xong lưới khống chế cơ sở trên mặt bằng móng (tứ giác trắc địa I-II-III-IV), đặt máy thu GNSS tại tất cả các điểm lưới tiến hành đo theo phương pháp đo tĩnh; dùng máy TĐĐT đo các góc và cạnh của lưới tứ giác (trị đo mặt đất). Sau đó bình sai lưới GNSS - mặt đất để xác định

tọa độ các điểm trên mặt bằng gốc. Trong các lần đo tiếp theo để chính xác hóa lưới trục, sau khi chiếu các điểm I, II, III, IV lên sàn đầu tiên của mỗi phân đoạn bằng máy chiếu đứng, đặt máy GNSS tại A, B, C và các điểm chiếu tiến hành đo tương tự như ở lần đo đầu, đồng thời đo góc và cạnh lưới tứ giác trắc địa tạo bởi các điểm chiếu bằng máy TĐĐT. Kết quả đo được xử lý bằng thuật toán bình sai lưới GNSS - mặt đất, từ đó xác định được tọa độ các điểm chiếu trên sàn tầng đầu tiên của mỗi phân đoạn. Độ lệch tọa độ các điểm chiếu này và tọa độ tương ứng của chúng trên mặt bằng móng thể hiện độ chính xác chuyển trục công trình lên cao, cho phép kiểm tra độ thẳng đứng của công trình trong quá trình thi công.

3. GIẢI PHÁP XỬ LÝ SỐ LIỆU ĐO KIỂM TRA ĐỘ THẲNG ĐỨNG NHÀ SIÊU CAO TẦNG

3.1. Các số hiệu chỉnh khi xử lý lưới GNSS - mặt đất trong chuyển trục công trình lên các sàn xây dựng

3.1.1. Số hiệu chỉnh vào các trị đo lưới trục trên sàn tầng (lưới mặt đất) bằng máy TĐĐT

a) Số hiệu chỉnh vào chiều dài đo trong lưới mặt đất

Trước khi bình sai, các trị đo lưới mặt đất được chiếu về mặt phẳng tọa độ xOy theo phép chiếu trực giao.

Như đã biết, đường dây dọi có phương vuông góc với thủy chuẩn (mặt cong), các đường dây dọi không song song với nhau do đều hướng về tâm Trái đất. Khoảng cách giữa hai điểm trên mặt bằng móng và giữa hai điểm chiếu tương ứng trên mặt sàn tầng sẽ chênh nhau một lượng là ΔS_h (mm). Khi chiều cao chiếu tăng lên, độ chênh khoảng cách này cũng tăng theo. Số hiệu chỉnh khoảng cách do độ không song song của các đường dây dọi để chuyển chiều dài đo trên các sàn tầng về mặt bằng gốc được tính theo công thức [8]:

$$\Delta S_h = -\frac{\Delta H}{R_m} \cdot S \quad (1)$$

trong đó: S - khoảng cách giữa các điểm đang xét; $\Delta H = H_m - H_0$, với H_m là độ cao mặt sàn xây dựng, H_0 là độ cao mặt bằng móng; $R_m = R_0 + H_0$, với R_0 là bán kính trung bình của Ellipsoid (thường lấy $R_0 = 6371$ km).

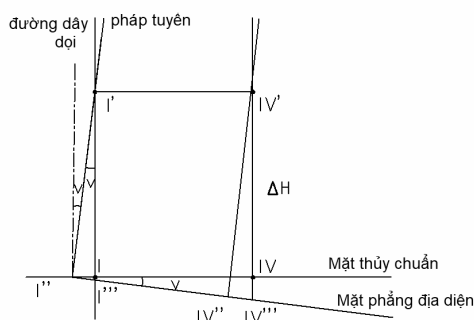
b) Số hiệu chỉnh vào góc đo trong lưới mặt đất

Trong lưới tứ giác trắc địa trên sàn tầng ở đầu mỗi phân đoạn chiếu, tiến hành đo các góc ngang bằng máy TĐĐT. Các điểm của tứ giác trắc địa nằm trên một mặt thủy chuẩn, do đó độ cao của chúng bằng nhau. Các góc đo được chiếu xuống mặt phẳng địa diện xOy đi qua điểm gốc trên mặt bằng móng theo phép chiếu trực giao. Do vậy số hiệu chỉnh để chuyển các góc đo trên sàn thi công về mặt phẳng địa diện xOy bằng 0, tức là giá trị các góc giữ nguyên sau phép chiếu.

3.1.2. Số hiệu chỉnh vào tọa độ do ảnh hưởng của độ lệch dây dọi

Trong thi công nhà siêu cao tầng, khi sử dụng lưới GNSS - mặt đất để chính xác hóa lưới trục ở đầu mỗi đoạn chiếu nên sử dụng hệ tọa độ địa diện quy ước có điểm gốc trùng với một điểm khống chế cơ sở (chẳng hạn điểm I - hình 1), trục Oz trùng với pháp tuyến của ellipsoid quy chiếu, các trục Ox, Oy song song với trục tương ứng của công trình. Khi đó mặt phẳng địa diện sẽ nghiêng với mặt thủy chuẩn đi qua các điểm khống chế cơ sở trên mặt bằng móng một góc bằng giá trị độ lệch dây dọi (hình 2).

Trên hình 2, điểm I' và IV' nằm trên các đường dây dọi đi qua I và IV trên mặt bằng móng; I'', IV'' là hình chiếu của I' và IV' xuống mặt phẳng địa diện theo phương vuông góc với mặt phẳng địa diện (phương pháp tuyến với ellipsoid quy chiếu); góc ν thể hiện độ lệch dây dọi; đoạn thẳng I' - I là ảnh hưởng của độ lệch dây dọi đến vị trí điểm chiếu. Trên phạm vi nhỏ của công trình nhà siêu cao tầng, có thể coi vector ảnh hưởng của độ lệch dây dọi tại các điểm I, II, III, IV là như nhau cả về độ lớn và hướng.



Hình 2. Ảnh hưởng của độ lệch dây dọi đến kết quả chuyển trục lên sàn xây dựng

Chênh lệch khoảng cách giữa đường dây dọi và pháp tuyến với ellipsoid ở những sàn tầng có chiều cao khác nhau được tính theo công thức:

$$\Delta S_v = \frac{\nu}{\rho} \cdot \Delta H \quad (2)$$

Số hiệu chỉnh tọa độ do ảnh hưởng của độ lệch dây dọi theo phương kinh tuyến và phương vuông góc trong mặt phẳng thẳng đứng thứ nhất được tính theo công thức:

$$\Delta S_\xi = \frac{\xi}{\rho} \cdot \Delta H ; \quad \Delta S_\eta = \frac{\eta}{\rho} \cdot \Delta H \quad (3)$$

trong đó ξ, η - giá trị độ lệch dây dọi thành phần theo hai hướng trên.

Để xác định độ lệch dây dọi, trong phạm vi nhỏ của công trình xây dựng nhà siêu cao tầng có thể sử dụng các trị đo thủy chuẩn hình học và trị đo GNSS tương đối độ chính xác cao, với thuật toán và quy trình nêu trong [10].

3.2. Giải pháp xử lý số liệu đo lưới GNSS - mặt đất trong kiểm tra và đảm bảo độ thẳng đứng nhà siêu cao tầng

3.2.1. Lựa chọn phương pháp bình sai lưới GNSS - mặt đất để chính xác hóa lưới trục chiếu theo phương pháp phân đoạn trong thi công nhà siêu cao tầng

Lưới GNSS - mặt đất để chính xác hóa lưới trục chiếu theo phương pháp phân đoạn trong thi công nhà siêu cao tầng là loại lưới chuyên dụng trắc địa công trình, có những đặc trưng khác biệt so với các loại lưới khác.

Theo quy trình chiếu và chính xác hóa lưới trục đã nêu ở mục 2, qua phân tích chúng tôi thấy rằng nên áp dụng phương pháp bình sai lưới tự do để xử lý số liệu đo lưới GNSS - mặt đất ở đầu mỗi đoạn chiếu với 3 điểm định vị được chọn là các điểm A, B, C bên ngoài công trình (hình 1) vì những lý do sau đây:

- Thông thường các trị đo GNSS (các baseline giữa các điểm A, B, C và giữa các điểm này với các điểm khống chế bên trong công trình) có độ chính xác thấp hơn so với các trị đo lưới tứ giác trắc địa I, II, III, IV bằng máy TĐĐT;

- Vì lý do không mong muốn, trong quá trình thi công điểm khống chế bên ngoài công trình (A, B, C) có thể bị dịch chuyển, nếu bình sai lưới với một điểm gốc (số khuyết $d = 0$) sẽ gây nên sai lệch vị trí tất cả các điểm của mạng lưới (đặc biệt khi điểm dịch chuyển được chọn làm điểm gốc), ảnh hưởng đến kết quả tính toán tọa độ các điểm bên trong công trình.

Khi bình sai tự do lưới GNSS - mặt đất ở hình 1, các điểm của lưới tứ giác trắc địa I, II, III, IV sẽ không được coi là điểm định vị, do vị trí của chúng có thể thay đổi trong quá trình thi công công trình.

Bình sai lưới GNSS - mặt đất tự do với ba điểm định vị được chọn như trên sẽ khắc phục được những hạn chế này, đồng thời cho phép phát hiện được điểm bị dịch chuyển và loại trừ ảnh hưởng của điểm đó đến kết quả tính toán tọa độ khi chính xác hóa lưới trục ở đầu mỗi đoạn chiếu.

3.2.2 Giải pháp bình sai không gian lưới GNSS - mặt đất theo thuật toán bình sai lưới tự do (với số khuyết $d > 0$)

Lý thuyết về bình sai lưới mặt đất hay lưới GNSS riêng rẽ theo thuật toán bình sai tự do đã được công bố trong nhiều tài liệu, giáo trình. Tuy nhiên, chưa có công trình nào đề cập đến bài toán bình sai lưới không gian GNSS - mặt đất không có điểm gốc theo thuật toán bình sai lưới tự do. Ở đây các tác giả của bài báo đã nghiên cứu xây dựng thuật toán bình sai và tiến hành tính toán thực nghiệm cho kết quả (nêu trong mục 4) phù hợp với nghiên cứu lý thuyết.

Như đã phân tích ở trên, trong thành lập và xử lý số liệu đo lưới GNSS - mặt đất để kiểm tra và đảm

bảo độ thẳng đứng nhà siêu cao tầng, nên sử dụng hệ tọa độ địa diện quy ước với điểm gốc trùng với một điểm của lưới cơ sở trên mặt bằng móng, mặt phẳng tọa độ xOy vuông góc với trục Oz (pháp tuyến của ellipsoid quy chiếu).

Với hệ tọa độ được lựa chọn như vậy, trước khi bình sai lưới cần phải tính chuyển các giá số tọa độ địa tâm và ma trận hiệp phương sai trong hệ địa tâm từ kết quả đo GNSS thành các giá số tọa độ địa diện và ma trận hiệp phương sai trong hệ địa diện M_{xyz} thông qua ma trận xoay R theo các công thức sau [9]:

$$\begin{bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \\ \Delta z \end{bmatrix} = R^T \cdot \begin{bmatrix} \Delta X \\ \Delta Y \\ \Delta Z \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$M_{xyz} = R^T \cdot C_{XYZ} \cdot R \quad (5)$$

với C_{XYZ} - ma trận hiệp phương sai trong hệ tọa độ địa tâm.

Ma trận xoay R có dạng như sau:

$$R = \begin{bmatrix} -\sin B_G \cos L_G & -\sin L_G & \cos B_G \cos L_G \\ -\sin B_G \sin L_G & \cos L_G & \cos B_G \sin L_G \\ \cos B_G & 0 & \sin B_G \end{bmatrix} \quad (6)$$

Trọng số của trị đo GNSS thường được lấy từ kết quả xử lý số liệu đo GNSS nhưng chưa thật sự chính xác, đặc biệt khi đưa vào bài toán bình sai hỗn hợp có cả trị đo mặt đất. Để ước lượng lại trọng số cho trị đo GNSS cần bình sai riêng rẽ lưới GNSS để tìm được sai số trung phương trọng số đơn vị là μ_{GNSS} . Sau đó sử dụng giá trị này để tính lại trọng số của các trị đo GNSS theo công thức:

$$\check{P}_{GNSS} = (\mu_{GNSS}^2 \cdot M_{xyz})^{-1} = \frac{1}{\mu_{GNSS}^2} \cdot M_{xyz}^{-1} \quad (7)$$

Trọng số các trị đo góc và cạnh của lưới mặt đất được tính theo công thức:

$$P_\beta = \frac{1}{m_\beta^2}; P_{s_i} = \frac{1}{m_{s_i}^2} \quad (8)$$

Khi bình sai lưới GNSS - mặt đất tự do (với $d = 3$), việc giải hệ phương trình chuẩn sẽ không thực hiện được vì ma trận chuẩn R bị suy biến ($\det(R) = 0$). Để giải được hệ phương trình chuẩn, cần bổ sung hệ d phương trình:

$$C^T K + L_C = 0 \quad (9)$$

Với các điểm định vị, ma trận C_i có dạng:

$$C_i = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (10)$$

Với các điểm không phải là điểm định vị, ma trận C_i có dạng:

$$C_i = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \quad (11)$$

Từ đó lập hệ phương trình chuẩn dưới dạng ma trận khối theo công thức:

$$\begin{pmatrix} R & C \\ C^T & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X \\ K \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} b \\ L_C \end{pmatrix} = 0 \quad (12)$$

Ma trận $R_C = \begin{pmatrix} R & C \\ C^T & 0 \end{pmatrix}$ không suy biến. Như vậy sẽ tồn tại ma trận nghịch đảo:

$$R_C^{-1} = \begin{pmatrix} R & C \\ C^T & 0 \end{pmatrix}^{-1} = \begin{pmatrix} \bar{R} & T \\ T^T & 0 \end{pmatrix} \quad (13)$$

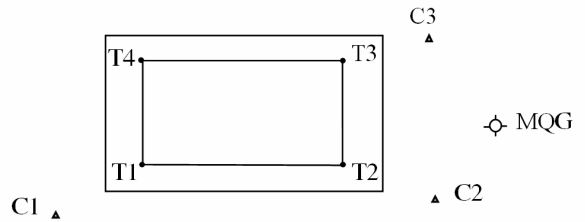
trong đó $\bar{R}$ là ma trận nghịch đảo tổng quát, có thể tính theo công thức:

$$\bar{R} = (R + CPC^T)^{-1} - TPT^T \quad (14)$$

Việc đánh giá độ chính xác các yếu tố của lưới được thực hiện theo các công thức đã biết của bình sai lưới tự do.

4. THỰC NGHIỆM

Vị trí thực nghiệm: Nhà CT2A (28 tầng), Khu nhà ở Quân đội, xã Thạch Bàn, quận Long Biên, Hà Nội. Sơ đồ lưới thực nghiệm được nêu ở hình 3.



Hình 3. Sơ đồ vị trí các điểm lưới thực nghiệm

Trên hình 3: C_1, C_2, C_3 là các điểm khống chế trên mặt đất ở xung quanh công trình; T_1, T_2, T_3, T_4 là 4 điểm khống chế đặt trên mái ngôi nhà. Máy móc dùng cho đo đạc thực nghiệm: máy thu GPS Trimble 2 tần Trimble R8s; máy toàn đạc điện tử Leica TC-1201 có độ chính xác đo đạc $m_s = \pm (1 + 1.5\text{ppm} \cdot D)\text{mm}$; $m_\beta = \pm 1''$. Tiến hành đo GPS toàn bộ 7 điểm lưới. Để có số liệu khởi tính, tiến hành đo nối lưới với một điểm khống chế Quốc gia có tọa độ trong hệ VN-2000.

Đồng thời với việc đo GPS, tiến hành đo các góc và cạnh của tứ giác trắc địa trên mái nhà ($T_1 T_2 T_3 T_4$) nhiều lần bằng máy TĐĐT và lấy giá trị trung bình.

Để xử lý số liệu theo các thuật toán nêu trên, đã tiến hành lập trình bài toán bình sai lưới không gian GPS - mặt đất tự do bằng ngôn ngữ Visual Basic. Việc tính toán xử lý số liệu đo được thực hiện theo trình tự sau:

1) Bình sai lưới GPS - mặt đất tự do với 3 điểm định vị C₁, C₂ và C₃ (chu kỳ 1): kết quả tính tọa độ địa diện các điểm của lưới được thống kê trong bảng 1.

Bảng 1. Tọa độ địa diện của các điểm sau bình sai ở chu kỳ 1 (đơn vị m)

Điểm	x	y	z
T1	2325318.372	593982.487	101.235
T2	2325321.594	593999.340	101.236
T3	2325339.000	594009.330	101.222
T4	2325346.116	593995.520	101.215
C1	2325238.228	593780.240	17.469
C3	2325214.224	594091.667	11.554
C2	2325142.715	593812.068	17.571

2) Ở chu kỳ 2, do chưa có dữ liệu đo nên chúng tôi đã chủ động dịch chuyển tọa độ địa tâm điểm C1 với các giá trị như sau:

$\delta X = X_{(2)} - X_{(1)} = -7 \text{ mm}; \delta Y = Y_{(2)} - Y_{(1)} = +1 \text{ mm};$
 $\delta Z = Z_{(2)} - Z_{(1)} = -3 \text{ mm}.$

ở đây: chỉ số (2) ký hiệu tọa độ điểm ở chu kỳ 2 (đã bị làm lệch), chỉ số (1) ký hiệu tọa độ điểm ở chu kỳ 1.

Theo các công thức (4) và (6) tính được độ lệch tọa độ địa diện như sau:

$\delta x = -4 \text{ mm}; \delta y = +6 \text{ mm}; \delta z = 0 \text{ mm}.$

Từ tọa độ địa tâm của điểm C1 và tọa độ các điểm còn lại (được giữ nguyên), tính lại giá số tọa độ địa tâm theo các cạnh (baseline) đo để làm đầu vào bài toán bình sai lưới ở chu kỳ 2.

Sau khi bình sai lưới GPS - mặt đất tự do với 2 điểm định vị C₂ và C₃ ở chu kỳ 2 ta có kết quả tính tọa độ địa diện các điểm của lưới, từ đó tính được độ lệch tọa độ địa diện của các điểm giữa chu kỳ 2 và chu kỳ 1. Độ lệch này được thống kê trong bảng 2.

Bảng 2. Độ lệch tọa độ các điểm giữa hai chu kỳ (đơn vị mm)

Điểm	δx	δy	δz
T1	0	0	0
T2	0	0	0
T3	0	0	0
T4	0	0	0
C1	-4	+6	0
C3	0	0	0
C2	0	0	0

Từ kết quả tính toán nêu ở bảng 1 và bảng 2 có thể rút ra một số nhận xét sau:

1) Chênh lệch tọa độ địa diện của điểm C1 đúng bằng giá trị dịch chuyển tọa độ, có nghĩa là chúng ta đã phát hiện được chính xác dịch chuyển của điểm không chế nhờ bình sai lưới GNSS - mặt đất tự do.

2) Chênh lệch tọa độ sau bình sai của các điểm còn lại giữa hai chu kỳ bằng không, do các điểm này (kể cả các điểm trên sàn tầng) không bị dịch chuyển. Điều này chứng tỏ tính đúng đắn và hợp lý của thuật toán bình sai lưới GNSS - mặt đất tự do đã trình bày ở mục 3 để xử lý số liệu đo đạc nhằm chính xác hóa lưới trục ở đầu mỗi đoạn chiếu trong thi công nhà siêu cao tầng.

5. KẾT LUẬN

Từ những nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm nêu trên, có thể rút ra một số kết luận như sau:

1) Sơ đồ và quy trình đo đạc lưới GNSS - mặt đất khi chính xác hóa lưới trục ở đầu mỗi đoạn chiếu theo phương pháp chiếu phân đoạn bằng máy chiếu đứng trình bày trong bài báo là hợp lý và có tính khả thi cao, cho phép kiểm tra và đảm bảo độ thẳng đứng nhà siêu cao tầng trong quá trình thi công.

2) Cần lưu ý tới các số hiệu chỉnh do ảnh hưởng của độ không song song của các đường dây dọi và độ lệch dây dọi vào trị đo cũng như tọa độ nhận được trong kết quả chiếu trục, đồng thời nên ứng dụng giải pháp bình sai lưới không gian lưới GNSS - mặt đất tự do đã được nghiên cứu và triển khai thực hiện trong bài báo khi xử lý số liệu đo đạc để chính xác hóa lưới trục ở đầu mỗi đoạn chiếu trong thi công nhà siêu cao tầng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Gary Sedman Chisholm, Jason Scott Daly, Michael Anthony Hansby (1998). *Relating to the determination of verticality in tall building and other structures*. 5841353, Nov.28, 1998.
- [2] Joël Van Cranenbroeck, Doug Hayes, Soang Hun OH, Mohammed Haider (2009). *Core Wall Control System - The State of Art*. 7th FIG Regional Conference, Viet Nam.
- [3] Douglas MCL Hayes, Ian R Sparks, and Joël Van Cranenbroeck (2006). *Core Wall Survey Control System for High Rise Building*. XXIII FIG Congress: Shaping the Change, Munich, Germany.
- [4] N. Quesada-Olmoa, M.J. Jimenez-Martinez, M. Farjas-Abadia (2018). *Real-time high-rise building monitoring system using global navigation satellite system technology*. Http: www.elsevier.com, 2018.
- [5] Trần Mạnh Nhất và nnk (2002). Nghiên cứu ứng dụng công nghệ GPS trong trắc địa công trình công nghiệp và nhà cao tầng. Đề tài cấp Bộ, Hà Nội.
- [6] Trần Viết Tuấn (2007). *Nghiên cứu ứng dụng công nghệ GPS trong trắc địa công trình ở*

*Việt Nam. Luận án tiến sĩ kỹ thuật, Trường Đại học
Mỏ địa chất, Hà Nội.*

- [7] Lê Ngọc Giang, Nguyễn Quang Minh (2012). *Xác định độ thẳng đứng của công trình nhà cao tầng bằng công nghệ GPS*. Tạp chí Khoa học kỹ thuật Mỏ - Địa chất, số 40 - 10/2012: 69 - 75.
- [8] Nguyễn Quang Thắng (2016). *Luận giải ảnh hưởng của một số yếu tố đến độ chính xác chuyển trục công trình lên các sàn xây dựng trong thi công nhà siêu cao tầng*. Tạp chí Khoa học kỹ thuật Mỏ - Địa chất, số 53, tháng 1/2016: 63 - 67.
- [9] Lê Văn Hùng (2013), *Nghiên cứu bình sai kết hợp trị đo GPS và trị đo mặt đất trong hệ tọa độ vuông*

*góc không gian địa diện chân trời áp dụng cho các
mạng lưới trắc địa công trình*. Luận án tiến sĩ kỹ
thuật, Trường Đại học Mỏ - Địa chất.

- [10] Nguyễn Quang Thắng, Vũ Thái Hà, Diêm Công Trang (2017), *Solution for reduction of effects of some factors on accuracy of staking out axis to working platforms in contruction of skyscraper*. The International Conference on Geo-Spatial Technologies and Earth Resources in Hanoi, Vietnam, October 2017, pg 67 - 73.

KHẢO SÁT KẾT CẤU ĐỒ HÌNH LƯỚI GPS ĐẾN ĐỘ CHÍNH XÁC CHUYỂN TRỤC CÔNG TRÌNH TRONG XÂY DỰNG NHÀ CAO TẦNG

Nguyễn Việt Hà, Nguyễn Hà
Trường đại học Mở - Địa chất, Email: nguyenvietha@humg.edu.vn

TÓM TẮT: Lưới khống chế mặt bằng phục vụ thi công nhà cao tầng có thể thành lập bằng công nghệ GPS, công nghệ GPS có nhiều ưu điểm như độ chính xác cao, không tích lũy sai số phân đoạn, không phụ thuộc điều kiện thời tiết, không cần thông hướng... tuy nhiên khi đồ hình lưới không phù hợp sẽ cho kết quả xử lý đảm bảo độ chính xác nhưng tọa độ không đúng. Nội dung bài báo này tác giả tiến hành khảo sát ảnh hưởng của kết cấu đồ hình lưới GPS đến độ chính xác chuyển trục công trình trong thi công xây dựng nhà cao tầng, chỉ ra những điểm không hợp lý khi thiết kế đồ hình lưới GPS và những kinh nghiệm để khắc phục.

TỪ KHÓA: Kết cấu đồ hình lưới GPS, thiết kế đồ hình lưới GPS, lưới khống chế mặt bằng...

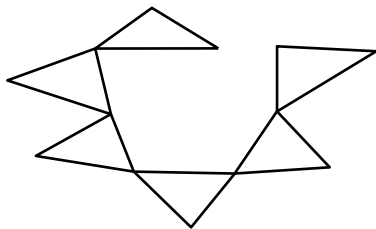
ABSTRACT: Ground netting for high-rise buildings can be established by GPS technology, GPS technology has many advantages such as high accuracy, no accumulation of segment error, regardless of condition weather, no navigation ... but when the grid is not suitable will result in processing accuracy but coordinates are not correct. In this article, the author examines the influence of the GPS grid structure to the accuracy of shifting axes in the construction of tall buildings, pointing out unreasonable points when designing grid GPS and experience to overcome.

KEYWORDS: GPS grid structure, GPS grid design, grid control ...

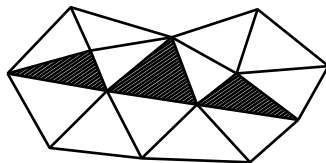
1. GIỚI THIỆU

Lưới khống chế mặt bằng phục vụ thi công nhà cao tầng ngày nay thường được thành lập bằng công nghệ GPS nên có xu hướng nâng cao hiệu quả về kinh tế, không hạn chế số tầng sàn khi xây dựng nhà siêu cao tầng và không bị tích lũy sai số khi chuyển qua các tầng sàn.

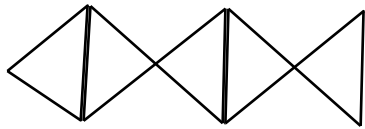
Khi thiết kế đồ hình lưới GPS, căn cứ vào mục đích sử dụng, thông thường có 4 phương thức cơ bản thành lập lưới: liên kết điểm, liên kết cạnh, liên kết hồ trợ cạnh điểm. Ngoài ra còn có liên kết hình sao, liên kết đường chuyển phù hợp, liên kết chuỗi tam giác. Lựa chọn phương thức nào là tùy thuộc độ chính xác yêu cầu của công trình, điều kiện bên ngoài thực địa và số lượng máy thu GPS [2].



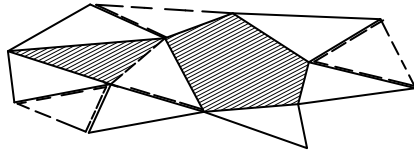
1a. Đồ hình liên kết dạng điểm



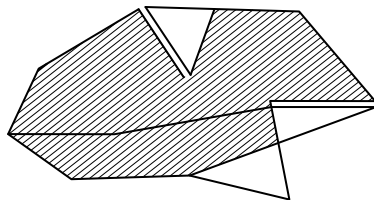
1b. Đồ hình liên kết dạng cạnh



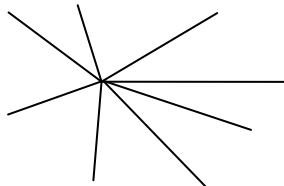
1c. Đồ hình dạng liên kết chuỗi tam giác



1d. Đồ hình liên kết cạnh - điểm



1e. Đồ hình liên kết lưới đường chuyển



1f. Đồ hình dạng hình sao

Hình 1: Một số đồ hình liên kết

2. THIẾT KẾ LƯỚI GPS TRONG THI CÔNG XÂY DỰNG NHÀ CAO TẦNG

2.1. Thiết kế các ca đo

Ca đo được gọi là Session đo (hay đoạn đo) gồm một số máy thu GPS đặt tại các điểm khác nhau và thu tín hiệu trong cùng một khoảng thời gian thống nhất để xác định cạnh (*baselines*) giữa các điểm đặt máy.

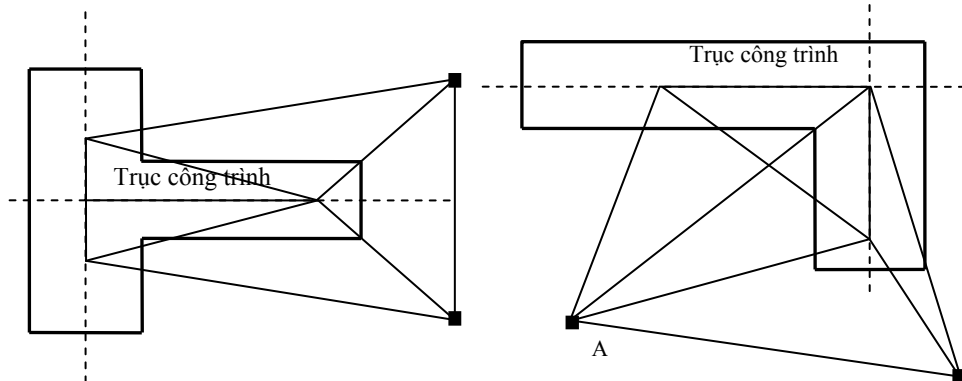
Thiết kế các ca đo hợp lý sẽ giảm được thời gian di chuyển máy thu trong lúc đo thực địa, người đo di chuyển trên những đoạn đường ngắn nhất, với số lần dọi tâm cân bằng máy là ít nhất, v.v...

Nếu ta có N máy thu thì trong một ca đo sẽ xác định được K cạnh, K được tính theo công thức sau [3]:

$$K = \frac{N(N-1)}{2} \quad (1)$$

Trong đó chỉ có (N-1) cạnh độc lập, để chọn (N-1) cạnh độc lập ta có phương án, được tính theo công thức sau:

$$P = \frac{K!}{(N-1)!(K-N+1)} \quad (2)$$



Hình 2. Sử dụng máy thu GPS

Trên hình 2, A và B là hai điểm của lưới khống chế thi công, đã có tọa độ công trình. Sử dụng tối thiểu 3 máy thu GPS: Hai máy đặt tại A và B, máy còn lại đặt tại vị trí gần đúng của các điểm trục đã được đánh dấu trên mặt sàn. Thời gian thu tín hiệu có thể kéo dài trong khoảng 45 đến 60 phút. Kết quả sẽ xác định được tọa độ công trình của tâm pha anten máy thu GPS. Cuối cùng sẽ hoàn nguyên điểm về vị trí trục thiết kế.

3. ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỒ HÌNH LƯỚI GPS TRONG THI CÔNG XÂY DỰNG NHÀ CAO TẦNG

Để khảo sát mức độ ảnh hưởng của đồ hình lưới đo bằng công nghệ GPS đến tọa độ vị trí điểm đo, nhóm nghiên cứu đã tiến hành thực nghiệm tại khu vực Ngọc Lặc, Thanh Hóa, là khu vực có nhiều đồi núi,

Khi tính cạnh theo phần mềm TBC, với N máy thu ta có N tệp số liệu (*.DAT) trong cùng ca đo, khi đó có thể tính tất cả các cạnh (ALL SET) hoặc tính các cạnh độc lập (INDEPENDENT SET). Khi chọn tính các cạnh độc lập, phần mềm sẽ ưu tiên và lựa chọn (N-1) cạnh ngắn để tính.

Trong quá trình đo, lập kế hoạch di chuyển máy trên cơ sở các ca đo đã lập sao cho số lần di chuyển máy ít nhất và tổng quãng đường là ngắn nhất. Thường sau mỗi ca đo sẽ có 1 máy đứng yên và (N-1) máy phải di chuyển.

2.2. Thiết kế đồ hình đo

Do đặc điểm của lưới khống chế trong thi công xây dựng nhà cao tầng, để có cơ sở hình học cho việc bố trí chi tiết trên từng tầng thi công, cần phải thành lập hệ thống lưới trục trên mỗi sàn tầng. Hệ thống lưới trục này phải đảm bảo tính đồng dạng, đồng kích thước và đặc biệt là phải đồng trục (theo phương thẳng đứng) kể từ sàn tầng đầu tiên. Mỗi một trục công trình được xác định bởi 2 điểm thuộc trục. Thông thường, người ta không chuyển tất cả các trục từ dưới lên trên mà chỉ chuyển một số trục đặc trưng nào đó. Trong trường hợp này, điểm thuộc trục được chọn để chuyển từ dưới lên thường là giao điểm của các trục đặc trưng [1]. Lưới thường được thiết kế như hình 2.

có đặc điểm tương đối giống nhà cao tầng và đo đạc với đồ hình lưới sau:

Kết quả bình sai lưới thực nghiệm theo hình 3a được thể hiện như bảng 1; vẫn đồ hình này ta thay đổi tọa độ điểm gốc 208424 đi 5cm và bình sai cho kết quả không đạt yêu cầu.

Lưới thực nghiệm sau đó được bỏ đi một số cạnh chéo như hình 3b; để làm rõ được sự ảnh hưởng của đồ hình đến độ chính xác của lưới khống chế tác giả đã giữ nguyên tọa độ của một điểm gốc là 207408 và thay đổi tọa độ một mốc gốc của lưới (điểm 208424) dịch chuyển đi các trường hợp lần lượt là 0cm, 5cm, 10cm, 15cm.

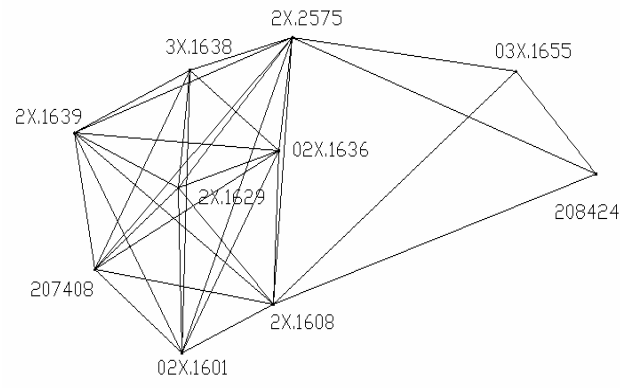
Sau khi đã bình sai và có bảng tọa độ ta tiến hành tính toán khoảng cách giữa các điểm.

Khoảng cách giữa các điểm được tính theo công thức:

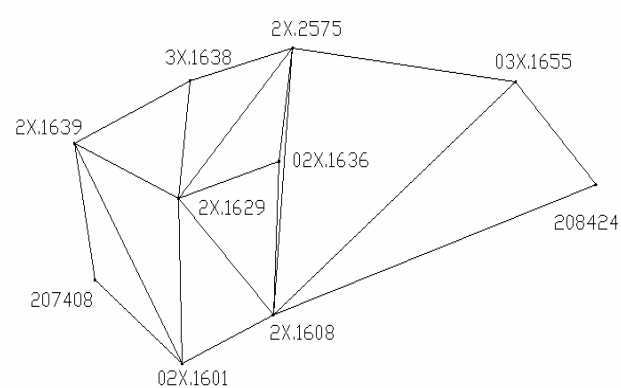
$$S = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2} \tag{3}$$

trong đó: S là khoảng cách (m), X và Y là tọa độ các điểm cùng tên.

Tọa độ sau bình sai khi dịch điểm gốc 208424 cho 4 trường hợp đều đảm bảo về độ chính xác yêu cầu, tuy nhiên tọa độ của các điểm dịch chuyển được trình bày trong bảng 2 và giá trị độ lệch tọa độ các điểm thể hiện ở bảng 3:



Hình 3a. Đồ hình lưới đo thực nghiệm



Hình 3b. Đồ hình lưới đo thực nghiệm bớt cạnh chéo

Bảng 1. Kết quả sau bình sai lưới thực nghiệm

Tên điểm	Y (Met)	m _y (Met)	X (Met)	m _x (Met)	h (Met)	m _h (Met)
02X.1601	551164.667	0.002	2208115.538	0.003	14.156	0.007
02X.1636	552856.291	0.005	2204726.632	0.004	15.570	0.009
03X.1655	556924.901	0.005	2203615.755	0.004	12.665	0.033
207408	549669.313	--	2208280.981	--	16.310	--
208424	558303.652	--	2205260.146	--	18.273	--
2X.1608	552745.371	0.003	2207342.197	0.004	16.827	0.010
2X.1629	551097.152	0.003	2205485.172	0.003	15.684	0.007
2X.1633	549312.746	0.003	2204585.077	0.004	18.526	0.006
2X.2575	553082.230	0.005	2203056.998	0.004	13.338	0.008
3X.1638	551309.185	0.004	2203598.873	0.004	15.575	0.007

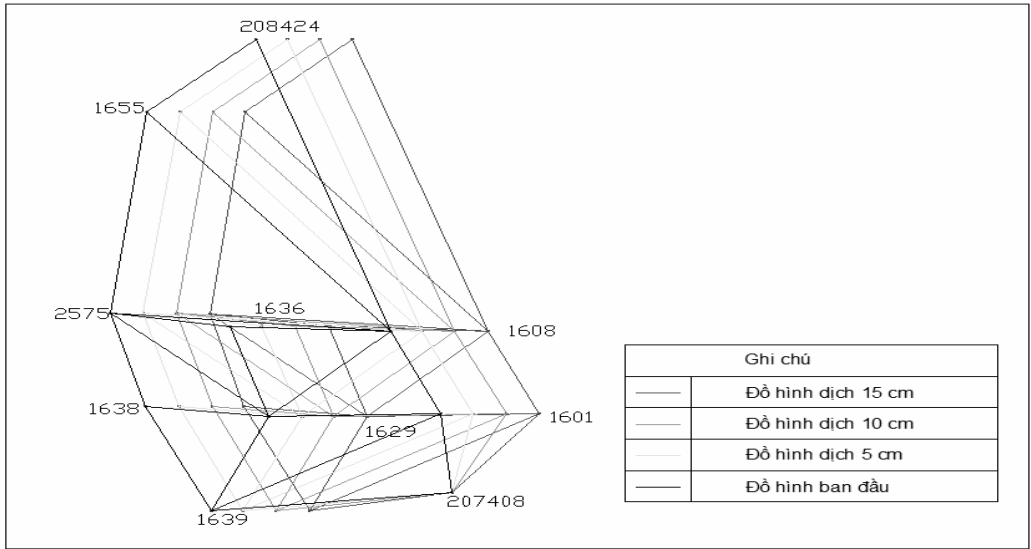
Bảng 2. Tọa độ mới sau khi dịch chuyển và bình sai

Điểm	0		5		10		15	
	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
02X.1601	2208115.538	551164.667	2208115.548	551164.674	2208115.558	551164.680	2208115.568	551164.686
02X.1636	2204726.632	552856.291	2204726.642	552856.326	2204726.653	552856.362	2204726.663	552856.397
03X.1655	2203615.755	556924.901	2203615.789	556924.958	2203615.824	556925.014	2203615.859	556925.071
207408	2208280.981	549669.313	2208280.981	549669.313	2208280.981	549669.313	2208280.981	549669.313
208424	2205260.146	558303.652	2205260.196	558303.702	2205260.246	558303.752	2205260.296	558303.802
2X.1608	2207342.197	552745.371	2207342.215	552745.388	2207342.234	552745.405	2207342.252	552745.422
2X.1629	2205485.172	551097.152	2205485.172	551097.177	2205485.173	551097.201	2205485.174	551097.225
2X.1633	2204585.077	549312.746	2204585.062	549312.771	2204585.047	549312.796	2204585.032	549312.820
2X.2575	2203056.998	553082.230	2203057.005	553082.278	2203057.011	553082.326	2203057.017	553082.374
3X.1638	2203598.873	551309.185	2203598.868	551309.223	2203598.864	551309.261	2203598.860	551309.299

Bảng 3. Kết quả độ lệch các điểm

Đơn vị: mét (m)

Điểm	Độ lệch so với đồ hình thực nghiệm			Độ lệch tương quan giữa các đồ hình bỏ cạnh chéo								
	Lệch trục X	Lệch trục Y	Lệch thực tế	Lệch trục X			Lệch trục Y			Lệch thực tế		
	15-0	15-0	15	5-0	10-0	15-0	5-0	10-0	15-0	5	10	15
02X.1601	0.029	0.018	0.034	0.01	0.02	0.03	0.007	0.013	0.019	0.012	0.024	0.036
02X.1636	0.031	0.106	0.110	0.01	0.021	0.031	0.035	0.071	0.106	0.036	0.074	0.110
03X.1655	0.104	0.17	0.199	0.034	0.069	0.104	0.057	0.113	0.17	0.066	0.132	0.199
207408	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000
208424	0.15	0.15	0.212	0.05	0.1	0.15	0.05	0.1	0.15	0.071	0.141	0.212
2X.1608	0.054	0.05	0.074	0.018	0.037	0.055	0.017	0.034	0.051	0.025	0.050	0.075
2X.1629	0.002	0.072	0.072	0	0.001	0.002	0.025	0.049	0.073	0.025	0.049	0.073
2X.1633	-0.045	0.073	0.086	-0.015	-0.03	-0.045	0.025	0.05	0.074	0.029	0.058	0.087
2X.2575	0.018	0.144	0.145	0.007	0.013	0.019	0.048	0.096	0.144	0.049	0.097	0.145
3X.1638	-0.012	0.115	0.116	-0.005	-0.009	-0.013	0.038	0.076	0.114	0.038	0.077	0.115



Hình 4. Kết quả đồ hình dịch chuyển

Từ hình vẽ 4 và kết quả thực nghiệm theo bảng 3, bảng 4 có thể thấy được khi đồ hình lưới không đo thêm các cạnh chéo, nếu tọa độ điểm không chế bị dịch chuyển trong khoảng 15cm thì kết quả bình sai mặc dù đạt yêu cầu, nhưng tọa độ các điểm trong lưới bị kéo giãn theo hướng dịch chuyển của điểm gốc. Việc này sẽ làm cho lưới bị biến dạng mà không phát hiện được do kết quả bình sai vẫn đạt yêu cầu.

4. KẾT LUẬN

- Khi xây dựng lưới GPS không chế mặt bằng trong thi công xây dựng nhà cao tầng, số điểm trong lưới thường ít vì vậy lưới thường được đo với số lượng 3 máy thu, với đồ hình đo như vậy dẫn đến số lượng cạnh chéo ràng buộc ít, làm cho lưới có kết cấu

không vững có thể bị biến dạng trong một số trường hợp điểm gốc bị dịch chuyển.

- Từ kết quả tính toán thực nghiệm cho thấy khi kéo giãn đồ hình lưới GPS bằng điểm gốc lưới, nếu không có cạnh chéo ràng buộc thì kết quả bình sai vẫn đạt độ chính xác yêu cầu, tuy nhiên tọa độ các điểm lưới bị dịch chuyển theo hướng kéo giãn của điểm gốc mà không phát hiện được.

- Để thành lập lưới không chế mặt bằng trong thi công xây dựng nhà cao tầng bằng công nghệ GPS có hiệu quả, cần thiết kế hợp lý đồ hình đo GPS với các cạnh chéo ràng buộc hoặc đo bằng 4 máy thu GPS theo phương thức liên kết cạnh.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Nguyễn Việt Hà (2014). Chuyển trục công trình lên nhà cao tầng bằng máy chiếu đứng kết hợp với công nghệ GPS. Tạp chí KHKT Mô - Địa chất, 47: 82-87.
- [2] Trần Khánh (2010), *Ứng dụng công nghệ mới trong trắc địa công trình*. NXB Giao thông vận tải.
- [3] Nguyễn Văn Lam (2018), Nghiên cứu giải pháp kỹ thuật nâng cao độ chính xác thành lập lưới khống chế mặt bằng phục vụ đo vẽ bản đồ địa chính bằng công nghệ GPS. Luận văn thạc sĩ kỹ thuật.

NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA GỐC LƯỚI CƠ SỞ TỚI KẾT QUẢ PHÂN TÍCH CHUYỂN DỊCH BIẾN DẠNG CÔNG TRÌNH RESEARCH ON INFLUENCE OF THE ORIGIN OF THE BASE NETWORK TO DEFORMATION ANALYSIS RESULTS

Phạm Quốc Khánh

Đại học Mở - Địa chất Hà Nội, Email: khanhtdct@gmail.com

TÓM TẮT: Gốc lưới quan trắc chuyển dịch biến dạng công trình, đặc biệt là lưới cơ sở, được lựa chọn tùy thuộc vào phương pháp xử lý số liệu lưới, vì tọa độ các điểm lưới sau bình sai với gốc lưới khác nhau có kết quả khác nhau. Tuy nhiên, trong quá trình xử lý số liệu lưới cơ sở, chọn và quyết định gốc lưới ngoài việc dựa vào bài toán phân tích độ ổn định của điểm lưới, còn phải thống nhất gốc lưới để kết quả phân tích không bị sai lệch là hết sức quan trọng. Vì vậy, bài báo nghiên cứu sự tác động của gốc lưới cơ sở tới kết quả phân tích chuyển dịch biến dạng công trình. Từ đó rút ra được ý nghĩa của việc lựa chọn gốc lưới trong quy trình phân tích chuyển dịch biến dạng của công trình thực tế.

TỪ KHÓA: Gốc lưới cơ sở; Xử lý số liệu; Hệ tham khảo; Phân tích chuyển dịch biến dạng.

ABSTRACT: The selection of origin of the deformation monitoring grid, particularly in base network, depends on data processing method, because post-adjustment coordinates of points are different if the origins of the network are dissimilar. However, while data processing for base network, choosing and determining the origin of the net not only base on analyzing the stability of points in the network, but also the origin of the grid must be unified so that the analysis results are not distorted, it is very important. Therefore, the article studied about the effect of the origin of the base network on the analysis results of structure deformation. From this, it is possible to derive the meaning of the choosing the grid origin in deformation analyzing process of reality constructions.

KEYWORDS: The origin of base grid; Data processing; Reference system; Deformation analysis.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong bài toán bình sai lưới quan trắc chuyển dịch biến dạng công trình, tham số ẩn số cần tìm là số hiệu chỉnh tọa độ, độ cao của các điểm lưới. Nếu không có số liệu khởi tính nhất định, thì không thể tính được trị bình sai của các tham số ẩn số trực tiếp từ các trị đo. Số liệu khởi tính này gọi là gốc, hay hệ tham khảo, của bài toán bình sai. Gốc cho phép định nghĩa về vị trí, kích thước và phương vị của lưới không chế.

Lưới quan trắc chuyển dịch biến dạng thường được xây dựng hai bậc lưới là lưới cơ sở và lưới quan trắc. Trong đó, xử lý số liệu lưới cơ sở được coi là khâu quyết định vì cần phân tích độ ổn định của điểm lưới [1]. Khi bình sai lưới cơ sở dựa trên bài toán bình sai lưới tự do, tùy thuộc phương thức bình sai để lựa chọn gốc lưới cho phù hợp. Cụ thể, *gốc cố định* được dùng trong lưới tự do kinh điển, là lưới tự do có số khuyết bằng 0; *gốc trọng tâm*, được dùng cho lưới tự do có số khuyết dương. Gốc trọng tâm được chia thành hai dạng, thứ nhất là gốc trọng tâm dựa trên tất cả các điểm lưới, hai là gốc trọng tâm dựa vào một số điểm ổn định trong lưới [2], còn gọi là gốc trọng tâm cục bộ. Mấu chốt và quan trọng nhất là lựa chọn gốc lưới như thế nào để khi xử lý số liệu lưới cơ sở và tính toán chuyển dịch của các điểm quan trắc gắn trên công trình cho kết quả hợp lý, phù hợp với thực tế chuyển dịch biến dạng của công trình mới là vấn đề cần quan tâm nghiên cứu. Đó là nội dung chính được nêu và giải quyết trong khuôn khổ bài báo này.

2. GỐC TRONG BÌNH SAI LƯỚI CƠ SỞ QUAN TRẮC

Kết quả của bài toán bình sai lưới cơ sở là phải xem xét vị trí điểm lưới chuyển dịch như thế nào so với gốc. Nếu gốc không thống nhất, lượng thay đổi của điểm lưới sẽ bao gồm sai số của gốc; dẫn đến kết quả phân tích chuyển dịch biến dạng bị sai lệch. Vì vậy định nghĩa, sự thống nhất và tính ổn định của gốc trong xử lý lưới cơ sở quan trắc biến dạng có vai trò hết sức quan trọng [2,3].

Đối với lưới cơ sở của mỗi chu kỳ quan trắc, mô hình hàm số và mô hình ngẫu nhiên của bài toán bình sai theo Gauss-Markov là:

$$E(l) = AX ; D(l) = \sigma_0^2 Q \quad (1)$$

Phương trình chuẩn:

$$NX - A^T P l = 0 \quad (2)$$

trong đó, X là vector ẩn số, số hiệu chỉnh tọa độ gần đúng các điểm lưới; $N = A^T Q^{-1} A$.

Tương ứng với các phương thức giải bài toán bình sai lưới tự do (được áp dụng cho lưới cơ sở) nêu trên sẽ có ba loại là gốc cố định, gốc trọng tâm và gốc trọng tâm cục bộ. Nếu trong lưới có gốc cố định, tức là lưới bình sai có đầy đủ số liệu khởi tính, phương trình chuẩn (2) có lời giải duy nhất, có thể giải theo phương pháp bình sai gián tiếp thông thường. Nếu trong lưới không có gốc

cố định rõ ràng thì lưới bình sai không đủ số liệu khởi tính, ma trận phương trình chuẩn suy biến và có lời giải không duy nhất, đó chính là vấn đề của bình sai lưới tự do. Để có lời giải xác định duy nhất cần phải thêm điều kiện ràng buộc với gốc lưới. Từ ma trận trọng số gốc P thêm điều kiện ràng buộc $X^T P X = \min$ (hoặc thêm điều kiện ràng buộc đối với các ẩn số), khi đó lời giải của phương trình chuẩn là:

$$X = N^+ A^T P l; Q_X = N^+ \quad (3)$$

trong đó, N^+ là ma trận nghịch đảo tổng quát và là ma trận duy nhất của hệ phương trình chuẩn.

Điều kiện ràng buộc đối với các ẩn số trong lưới được biểu đạt bằng hệ phương trình.

$$G^T X = 0 \quad (4)$$

trong đó, G là ma trận hệ số của hệ phương trình gốc lưới. Ba dạng ma trận hệ số của hệ phương trình gốc lưới là [4]:

a) Ma trận hệ số hệ phương trình gốc lưới của bình sai tự do số khuyết bằng 0:

+ Với lưới độ cao, giả thiết điểm thứ 1 là điểm gốc thì:

$$G = (1 \ 0 \ 0 \ \dots \ 0)^T \quad (5)$$

+ Với lưới mặt bằng đo cạnh hoặc lưới mặt bằng đo góc - cạnh, giả thiết điểm thứ nhất là điểm đã biết, hướng của cạnh 1-2 là hướng đã biết (lưới tự do có số khuyết bằng 0) thì:

$$G = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ -y_1^0 & x_1^0 & -y_2^0 & x_2^0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix}^T \quad (6)$$

b) Khi lưới là lưới tự do và bình sai với gốc trọng tâm thì:

+ Lưới độ cao:

$$G = (1 \ 1 \ 1 \ \dots \ 1)^T \quad (7)$$

+ Lưới đo cạnh hoặc lưới đo góc - cạnh:

$$G = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 & \dots & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & \dots & 0 & 1 \\ -y_1^0 & x_1^0 & -y_2^0 & x_2^0 & \dots & -y_m^0 & x_m^0 \end{bmatrix}^T \quad (8)$$

c) Khi lưới là lưới tự do và bình sai với gốc trọng tâm cục bộ, tức là lưới bình sai dựa trên một số điểm ổn định trong lưới, giả thiết lưới có k điểm đầu tiên là điểm ổn định, hoặc qua phân tích cho thấy chúng ổn định thì:

+ Lưới độ cao:

$$G = (\underbrace{1 \ 1 \ \dots \ 1}_k \ 0 \ 0 \ \dots \ 0)^T \quad (9)$$

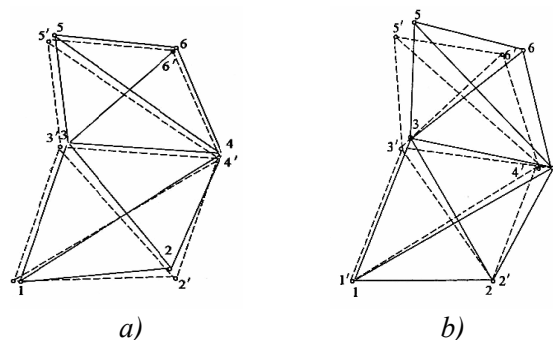
+ Lưới đo cạnh hoặc lưới đo góc - cạnh:

$$G = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 & \dots & 1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & \dots & 0 & 1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \underbrace{-y_1^0 \ x_1^0 \ -y_2^0 \ x_2^0 \ \dots \ -y_k^0 \ x_k^0}_{2k} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix}^T \quad (10)$$

Lý thuyết về bình sai lưới tự do đã chứng minh [2, 6], điều kiện ràng buộc đối với các ẩn số và ý nghĩa của ràng buộc ma trận trọng số gốc là như nhau. Nếu chọn gốc trọng tâm thì $P_X = E$ (E là ma trận đơn vị), có thể tiến hành bình sai lưới tự do; nếu chọn gốc trọng tâm cục bộ, ma trận trọng số gốc P_X có phần tử bằng 0, tiến hành bình sai lưới tự do với các điểm gốc cục bộ để xác định lời giải. Trên thực tế, bài toán bình sai lưới tự do chỉ là một phương pháp giải quyết vấn đề ma trận hệ phương trình chuẩn suy biến, không phải phương pháp này giải quyết được vấn đề bình sai không có số liệu khởi tính. Trong phân tích chuyển dịch biến dạng, quan trọng nhất là chọn gốc khi bình sai có phù hợp với tình trạng chuyển dịch biến dạng thực tế hay không, vì mỗi một phương pháp bình sai sẽ có gốc được chọn là không giống nhau. Do đó, cần khảo sát ảnh hưởng gốc lưới đến kết quả bình sai lưới cơ sở.

3. ẢNH HƯỞNG CỦA GỐC LƯỚI TỚI KẾT QUẢ BÌNH SAI LƯỚI TỰ DO

Để mô tả trực quan việc chọn gốc lưới ảnh hưởng đến kết quả bình sai của các chu kỳ, dẫn đến ảnh hưởng đến kết quả tính toán chuyển dịch. Hình 1 biểu thị xu hướng chuyển dịch của vị trí điểm lưới khi bình sai lưới tự do theo các phương pháp khác nhau, tức chọn gốc lưới khác nhau [3,5].



Hình 1: Ảnh hưởng của gốc lưới đối với chuyển dịch vị trí điểm

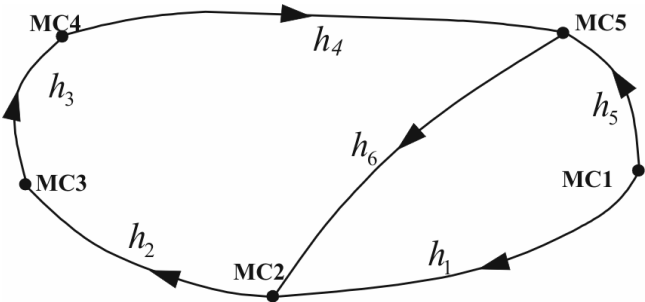
Trong đó: 1, 2... là vị trí điểm lưới trong chu kỳ 0; 1', 2'... là vị trí điểm trong chu kỳ sau. Hình 1a mô tả trường hợp bình sai lưới tự do với gốc trọng tâm; hình 1b mô tả trường hợp bình sai lưới tự do với số khuyết bằng 0, trong đó lấy điểm 1 và 2 là điểm gốc cố định. Từ hình vẽ ta thấy, sử dụng gốc khác nhau, lượng chuyển dịch tính được của các điểm chắc chắn sẽ khác nhau, dẫn đến kết quả bình sai lưới quan trắc khác nhau.

Xử lý lưới quan trắc chuyển dịch chuyển dịch biến dạng có thể tách ra thành 2 phương pháp là xử lý riêng biệt lưới cơ sở hoặc xử lý kết hợp lưới cơ sở và lưới quan trắc. Nhưng dù xử lý theo cách nào thì cũng phải phân tích độ ổn định của các mốc lưới cơ sở, trừ chu kỳ 0. Thông thường, chu kỳ 0 của lưới cơ sở được bình sai tự do dựa vào gốc trọng tâm; với các chu kỳ khác chu kỳ 0, sau khi phân tích độ ổn định các mốc lưới, nếu phát hiện lưới có điểm không ổn định, loại bỏ điểm này rồi tiếp tục bình sai lưới, tức là đã chọn lại gốc lưới; gốc lưới này là gốc trọng tâm cục bộ dựa vào các điểm ổn định. Theo phân tích ở trên, kết quả bình sai lưới cơ sở của chu kỳ đang xét với gốc trọng tâm cục bộ không trùng gốc trọng tâm của chu kỳ 0. Vì vậy, để có thể xác định chính xác chuyển dịch của điểm lưới, cần phải thống nhất gốc lưới cho cả hai chu kỳ, tức là các chu kỳ phải được bình sai với cùng gốc. Thực nghiệm dưới đây sẽ làm sáng tỏ điều này.

4. THỰC NGHIỆM VÀ THẢO LUẬN

4.1. Bình sai lưới cơ sở đo lún công trình

Lưới cơ sở quan trắc lún tòa nhà cao 15 tầng của công ty cổ phần Chúc An, xây dựng tại đường Trích Sài cạnh Hồ Tây, Hà Nội gồm 5 điểm bố trí bên ngoài công trình, nơi có điều kiện địa chất ổn định như hình 2, số liệu đo trong bảng 1.



Hình 2: Sơ đồ đo lưới cơ sở tòa nhà Chúc An

Bảng 1: Số liệu quan trắc lưới cơ sở chu kỳ 0

Số hiệu tuyến	Chênh cao (mm)	Số trạm máy	Số hiệu tuyến	Chênh cao (mm)	Số trạm máy
h ₁	-16.93	1	h ₄	-43.95	1
h ₂	193.09	1	h ₅	69.41	1
h ₃	-201.61	1	h ₆	52.36	1

Tiến hành bình sai lưới cơ sở này theo 3 phương pháp bình sai lưới tự do với gốc cố định (PP1), lấy điểm MC2 làm gốc; gốc trọng tâm cục bộ (PP2) và gốc trọng tâm dựa trên tất cả các điểm lưới (PP3) như lý thuyết nghiên cứu ở trên. Toạ độ gần đúng và kết quả bình sai được ghi trong bảng 2.

Bảng 2: Kết quả bình sai lưới tự do

STT	Tên điểm	Độ cao gần đúng (m)	Số hiệu chỉnh độ cao các mốc (mm)		
			PP1	PP2	PP3
1	MC2	7.00000	0.00	-0.04	-0.03
2	MC3	7.19309	0.02	-0.02	-0.01
3	MC4	6.99148	0.04	0.00	0.01
4	MC5	6.94752	0.07	0.02	0.03
5	MC1	7.01693	0.03	-0.01	0.00

Số hiệu chỉnh của các chênh cao đo trong cả ba phương pháp bình sai là như nhau:

$$V^T = [-0.03 \quad 0.02 \quad 0.02 \quad 0.02 \quad -0.03 \quad 0.05]$$

Nhận xét:

- Phương pháp bình sai 1 lấy điểm gốc là điểm MC2 nên điểm này là điểm cố định, số hiệu chỉnh sau bình sai bằng 0. Phương pháp bình sai 2 giả thiết có điểm MC2 không ổn định, sau khi xử lý số liệu điểm MC2 có số hiệu chỉnh lớn nhất. Phương pháp bình sai 3, gốc tham khảo là trọng tâm lưới nên sau bình sai các điểm lưới đều có số hiệu chỉnh độ cao.

- Số hiệu chỉnh của trị đo trong 3 phương pháp bình sai là như nhau, đây là nguyên lý số bình phương nhỏ nhất.

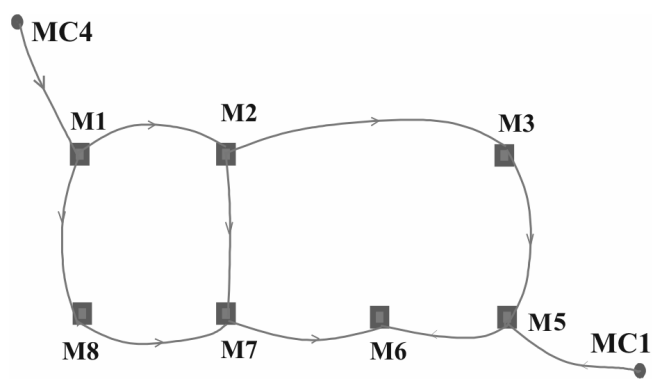
- Lượng chênh lệch của vector số hiệu chỉnh độ cao của các điểm trong lưới giữa các phương pháp bình sai với nhau là một hằng số, thực chất đó là sai lệch gốc của các phương pháp bình sai. Từ đây có thể thấy, nếu không sử dụng cùng một hệ thống mốc để bình sai cho các chu kỳ khi phân tích độ ổn định thì sẽ có sai số số liệu của gốc lưới trong kết quả tính toán.

4.2. Bình sai lưới quan trắc và phân tích độ lún

Lưới quan trắc của các chu kỳ đo lún ở Việt Nam thường được bình sai theo phương pháp bình sai gián tiếp với điểm gốc là các điểm ổn định của lưới cơ sở, hoặc có thể bình sai lưới tự do cùng với lưới cơ sở trong quá trình phân tích độ ổn định mốc lưới. Khi thực hiện tính toán theo một trong các cách trên, nếu không thống nhất gốc lưới sẽ dẫn đến kết quả tính toán như thế nào, xem xét 2 trường hợp sau:

4.2.1. Lưới quan trắc bình sai gián tiếp

Bình sai lưới cơ sở và lưới quan trắc của toàn nhà Chúc An riêng biệt, lưới cơ sở được bình sai tự do với gốc trọng tâm và các điểm lưới đều ổn định. Lưới quan trắc gồm 7 điểm (M1-M7) bố trí tại các cột chịu lực của công trình. Lưới cơ sở được đo nối với lưới quan trắc từ 2 điểm gốc MC1 và MC4 như hình 3. Số liệu khởi tính lấy trong bảng 2, trị đo ghi trong bảng 3.



Hình 3. Sơ đồ đo lưới quan trắc tòa nhà Ch�c An

Bảng 3. Số liệu đo

STT	Điểm sau	Điểm trước	Trị đo (mm)	Số trạm
1	MC1	M5	1676.90	2
2	M5	M6	44.36	1
3	M6	M7	-36.01	1
4	M7	M8	8.10	1
5	M8	M1	123.62	1
6	M1	M2	-132.77	2
7	M2	M3	67.51	1
8	M3	M5	-74.36	1
9	M2	M7	1.45	1
10	MC4	M1	1841.76	4

Sử dụng phương pháp bình sai gián tiếp để bình sai lưới này với 2 phương án; phương án 1 (PA1) sử dụng 1 điểm gốc là điểm MC1, phương án 2 (PA2) sử dụng 2 điểm gốc MC1 và MC4. Kết quả bình sai và độ lệch của các điểm lưới quan trắc ghi trong bảng 4.

Bảng 4. Kết quả bình sai gián tiếp và độ lệch

STT	Tên điểm	Độ cao sau bình sai PA1 (m)	Độ cao sau bình sai PA2 (m)	Sai lệch (mm)
1	M1	8.83371	8.83349	-0.22
2	M2	8.70076	8.7006	-0.16
3	M3	8.76825	8.76811	-0.14
5	M5	8.69386	8.69375	-0.11
6	M6	8.73819	8.73806	-0.13
7	M7	8.70216	8.70200	-0.16
8	M8	8.71017	8.70998	-0.19

4.2.2. Lưới quan trắc bình sai tự do cùng lưới cơ sở

Giả thiết ở chu kỳ 0 lưới quan trắc như trong mục 1 được bình sai cùng với lưới cơ sở, tức coi như chỉ có 1 cấp lưới, theo phương pháp tự do với gốc trọng tâm của các mốc cơ sở; chu kỳ 1 cũng bình sai lưới quan trắc cùng với lưới cơ sở, khi tính toán bình sai theo phương pháp tự do có số khuyết thì xảy ra 2 trường hợp (số liệu lấy từ bảng 2 và 3): trường hợp 1 là tất cả các mốc lưới cơ sở đều ổn định (TH1), tức sử dụng gốc trọng tâm như chu kỳ 0; trường hợp 2 là trong lưới có điểm không ổn định (TH2), sử dụng gốc trọng tâm cục bộ. Kết quả tính toán bình sai cho 2 trường hợp trên được ghi trong bảng 5 (với TH2 có điểm cơ sở MC2 không ổn định).

Bảng 5: Kết quả bình sai tự do có số khuyết và độ lệch

STT	Tên điểm	Độ cao sau bình sai TH1 (m)	Độ cao sau bình sai TH2 (m)	Sai lệch (mm)
1	M5	8.69333	8.69318	0.15
2	M6	8.73765	8.7375	0.15
3	M7	8.70159	8.70144	0.15
4	M8	8.70958	8.70944	0.14
5	M1	8.8331	8.83295	0.15
6	M2	8.7002	8.70005	0.15
7	M3	8.7677	8.76755	0.15
8	MC2	6.99942	6.99927	0.15
9	MC3	7.19348	7.19333	0.15
10	MC4	6.99118	6.99104	0.14
11	MC5	6.94843	6.94828	0.15
12	MC1	7.01651	7.01636	0.15

Nhận xét:

- Kết quả bình sai trong bảng 3 cho thấy, trong 1 chu kỳ, khi bình sai gián tiếp với số lượng điểm gốc khác nhau sẽ cho kết quả khác nhau, do vậy cần tính toán lưới quan trắc của các chu kỳ với cùng một số lượng điểm gốc để không bị sai lệch khi tính toán độ lún của các mốc quan trắc.
- Khi xử lý số liệu đo lún như 1 cấp lưới kết hợp phân tích độ ổn định, nếu lưới cơ sở có điểm không ổn định thì cũng thu được kết quả khác sau bình sai của lưới của lưới quan trắc do gốc khác nhau. Điều này chứng tỏ, không thống nhất gốc của lưới quan trắc sẽ có kết quả không chính xác do sai số của gốc.

5. KẾT LUẬN VÀ KHUYẾN NGHỊ

Lựa chọn gốc lưới hay phương pháp bình sai trong xử lý số liệu quan trắc biến dạng có ý nghĩa rất quan trọng. Qua nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm và phân tích ở trên có thể thấy:

- Khi bình sai lưới cơ sở, cần thống nhất gốc lưới khi bình sai để có kết quả tin cậy khi phân tích độ ổn định các điểm lưới;

- Lựa chọn gốc lưới phù hợp với chuyển dịch thực tế của các điểm lưới không những tránh được sai lầm khi lựa chọn phương pháp bình sai mà còn hạn chế được sai số của mô hình trong quá trình phân tích chuyển dịch biến dạng;

- Việc thống nhất gốc lưới phù hợp nhất là khi kết thúc một giai đoạn quan trắc, lúc đó sẽ đánh giá được sự ổn định hệ thống mốc chuẩn qua một thời gian quan trắc tương đối dài. Từ kết quả phân tích, sẽ lựa chọn mốc lưới cơ sở để tính toán cho giai đoạn quan trắc tiếp theo.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Trần Khánh, Nguyễn Quang Phúc, 2010, Quan trắc chuyển dịch và biến dạng công trình, NXB Giao thông vận tải.
- [2] 陶本藻. (2001). 自由网平差与变形分析. 武汉测绘科技大学出版社. (Tao Benzao.(2001). Bình sai lưới tự do và phân tích biến dạng, NXB Đại học Khoa học Trắc hội Vũ Hán).
- [3] 黄声享, 尹晖, 蒋征. (2012). 变形监测数据处理. 武汉大学出版. (Huang Shengxiang, Yin Hui, Jiang Zheng.(2012). Xử lý số liệu quan trắc biến dạng, NXB Đại học Vũ Hán).
- [4] 侯建国,王腾军. (2008). 变形监测理论与应用. 测绘出版社. (Hou Jianguo, Wang Tengjun.(2008). Lý thuyết và ứng dụng quan trắc biến dạng, NXB Trắc hội Bắc Kinh).
- [5] Pham Quoc Khanh. (2012). 工程变形监测数据处理及其在越南的应用研究. 博士论文. (Phạm Quốc Khánh, 2012. Nghiên cứu xử lý số liệu quan trắc biến dạng công trình và ứng dụng tại Việt Nam. Luận án tiến sĩ).
- [6] 陈永奇,吴子安,吴中如. (1998). 变形监测分析与预报. 测绘出版社. (Chen Yongqi, Wu Zi'an, Wu Zhongru. (1998). Phân tích và dự báo quan trắc biến dạng, NXB Trắc Hội Bắc Kinh).

**NGHIÊN CỨU CÁC THAM SỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN LÚN SỤP MẶT ĐẤT
KHI THI CÔNG HÀM TRONG ĐẤT YẾU Ở TP HCM
RESEARCH THE PARAMETERS THAT AFFECT TO SURFACE
SETTLEMENT BY THE CONSTRUCTION OF METRO BY THE SHIELD
TUNNELLING IN THE SOFT GROUND IN HO CHI MINH CITY**

Lê Bảo Quốc¹, Trần Quý Đức²

TÓM TẮT: Nghiên cứu các tham số môi trường đất nền, và các thông số kỹ thuật, công nghệ liên quan đến lún sụp bề mặt đất do thi công các tuyến metro bằng khiên đào trong đất yếu. Bài báo đưa ra phương pháp phân tích, đánh giá và rút ra quy luật lún mặt đất do đào hầm trong môi trường đất yếu bằng phương pháp khiên đào trong giai đoạn thi công. Kết quả nghiên cứu sẽ góp phần hỗ trợ các đơn vị thi công về định hướng việc lựa chọn các thông số tối ưu để thi công đường hầm nhằm giảm thiểu ảnh hưởng xấu đến công trình hiện hữu. Đồng thời cảnh báo các tham số ảnh hưởng lần lượt: chiều sâu, đường kính metro và các tham số môi trường đất nền: lực dính đơn vị, góc nội ma sát và mô đun đàn hồi.

TỪ KHÓA: dự đoán lún, hàm hồi quy, lún sụp bề mặt đất, khiên đào, nền đất yếu.

ABSTRACT: Research of geotechnical parameters, technical parameters and technology related to effects to surface settlement caused by the construction of metro by the shield tunnelling in the soft ground. The paper presents the method of analyzing, evaluating and deriving the rule of surface settlement by the shield tunnelling in soft soil by the method of digging in the construction phase. The research results will help the construction contractor to orient the selection of optimal parameters for tunnel construction in order to minimize negative impacts on the existing structures. The influence parameters are as follows: depth, metro diameter and geotechnical properties: soil cohesion, soil inner friction angle, and young's modulus of elasticity.

KEYWORDS: Prediction of ground deformation, regression function, ground surface settlement, shield tunnelling, soft ground.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

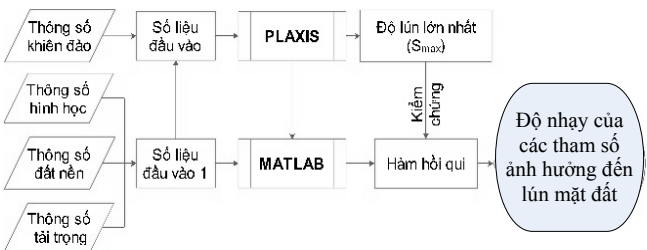
Khi thi công các tuyến metro trong đô thị lớn như TP Hà Nội, TP HCM thông thường các giải pháp được chọn là đào bằng TBM, nhưng trong quá trình đào không tránh khỏi các vấn đề lún sụp mặt đất. Dự đoán sụp lún mặt đất ở các vùng đất yếu và nghiên cứu các tham số quan trọng liên quan đến độ lún mặt đất như tham số môi trường đất nền, hay các thông số hình học kích thước hầm; khiên đào: áp lực bề mặt khiên đào, áp lực phụt vữa tại đuôi khiên đào, chiều dài khiên đào, bề dày của vỏ khiên đào) và thông số tải trọng liên quan... Bài báo nghiên cứu các tham số liên quan và tính toán dự đoán lún sụp mặt đất khi thi công tuyến metro số 6 tại TP HCM và kiến nghị các tham số quan trọng.

2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Dự đoán quy luật lún sụp bề mặt đất có rất nhiều phương pháp thực nghiệm và giải tích phần lớn được phát triển trên một số giả định đơn giản hóa, các phương pháp này ít xét tất cả các yếu tố có liên quan cùng tác động đến lún mặt đất do đào đường hầm và nên cần có phương pháp xét đến các tham số liên quan để dự báo độ lún mặt đất do đào đường hầm. Do sự không đồng nhất và phi tuyến của môi trường đất nền, mối quan hệ phi tuyến tính và đa chiều vốn có giữa lún mặt đất (do đào đường hầm bằng EPB gây ra)

với các yếu tố ảnh hưởng. Các phương pháp được nghiên cứu trên nền tảng trí tuệ nhân tạo như: Phương pháp mạng Nơ-ron nhân tạo (ANN) [1], Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System (ANFIS), phương pháp hồi quy [2]... đã được các nhà khoa học áp dụng để dự báo lún mặt đất do đào đường hầm trong thập kỷ qua.

Hàm tương quan giữa lún mặt đất và các yếu tố ảnh hưởng đến lún mặt đất được mô tả như sơ đồ Hình 1.



Hình 1. Sơ đồ khối phân tích độ nhạy của các tham số

3. XÂY DỰNG THUẬT TOÁN

Để nghiên cứu các mối quan hệ tương quan cần thực hiện các bước sau:

- + Xác định dạng của hàm hồi quy lý thuyết trên cơ sở phân tích lý luận và đường hồi quy thực nghiệm;
- + Xác định các tham số của hàm hồi quy lý thuyết: Cần phải xác định được mô hình gần nhất với

đường hồi quy thực nghiệm thông qua việc kiểm tra nhiều mô hình và phương pháp thường được sử dụng là phương pháp bình phương tối thiểu;

+ Kiểm định trình độ chặt chẽ và độ tin cậy của mô hình;

+ Phân tích kết quả;

+ Đề xuất các quyết định.

* Các dạng hàm hồi quy cơ bản thường được sử dụng là hàm tuyến tính đơn, hàm tuyến tính đa biến, hàm Hyperbol, hàm Parabol, hàm Cobb-Douglas, hàm đa thức bậc k, hàm phi tuyến đa biến.

+ Hàm tuyến tính đơn:

$$\bar{Y}_X = a_0 + a_1 X \quad (1)$$

+ Hàm tuyến tính đa biến:

$$\bar{Y}_{X_1, X_2, \dots, X_n} = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 + \dots + a_n X_n \quad (2)$$

+ Hàm parabol:

$$\bar{Y}_{X_1, X_2} = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2^2 \quad (3)$$

+ Hàm hyperbol:

$$\bar{Y}_X = a + \frac{b}{X} \quad (4)$$

+ Hàm mũ:

$$\bar{Y}_X = ab^X \quad (5)$$

+ Hàm đa thức bậc k:

$$\bar{Y}_X = a_0 + a_1 X + \dots + a_k X^k \quad (6)$$

+ Hàm phi tuyến đa biến:

$$\bar{Y}_{X_1, X_1, \dots, X_n} = a_0 + a_{11} X_1 + \dots + a_{n1} X_n + a_{12} X_1^2 + \dots + a_{n2} X_n^2 + a_{13} X_1^3 + \dots + a_{n3} X_n^3 + \dots + a_{1k} X_1^k + \dots + a_{nk} X_n^k \quad (7)$$

trong đó:

a_i, a_{ik} , và b - các hằng số của hàm hồi quy;

n - số biến (tức là số yếu tố ảnh hưởng);

X_i - các biến;

Y_X - biến phụ thuộc vào các biến X_i .

Các hàm tuyến tính, parabol, hyperbol và hàm đa thức bậc k đều là các dạng đặc biệt của hàm phi tuyến đa biến.

Để có được mô hình tốt nhất cần thử nhiều dạng mô hình, sau đó dựa vào độ lệch tiêu chuẩn (càng nhỏ càng tốt), hệ số R^2 (R^2 càng lớn càng tốt) và các kiểm định cần thiết để lựa chọn mô hình có thể biểu diễn sát nhất thực tế và đáng tin cậy nhất.

* Xác định dạng của hàm hồi quy dùng hàm phi tuyến đa biến dưới dạng hàm đa thức bậc ba để xây dựng mối tương quan phi tuyến giữa độ lún mặt đất và các yếu tố ảnh hưởng.

Hình thức của hàm đa thức bậc ba dựa trên sự cân nhắc chung về ảnh hưởng của các yếu tố đến lún mặt đất. Hàm xấp xỉ đa thức bậc ba được giả thiết có dạng như sau:

$$S = a_0 + \sum_{i=1}^m (a_{1i} X_i + a_{2i} X_i^2 + a_{3i} X_i^3) \quad (8)$$

trong đó:

S - tham số độ lún mặt đất lớn nhất;

m - số biến (số yếu tố ảnh hưởng), $m = 4$;

X_i - các biến số bao gồm đường kính đường hầm (X_1), chiều sâu đường hầm (X_2), phụ tải bề mặt phía trên (X_3), áp lực cân bằng bề mặt (X_4).

Mô đun dự báo lún mặt đất được áp dụng phương pháp hồi quy để xác định được hàm xấp xỉ đa thức bậc ba tốt nhất. Kết quả của mô đun thể hiện các hệ số ai của xấp xỉ đa thức bậc ba bằng phương bình phương tối thiểu. Chất lượng của hàm xấp xỉ đa thức bậc ba được đánh giá thông qua các hệ số thống kê như là: hệ số tương quan (R^2), sai số tuyệt đối trung bình (MAE), sai số bình phương trung bình quân phương (RMSE).

Hệ số tương quan (R^2) được tính như sau:

$$R^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (p_i - \bar{p})^2 (a_i - \bar{a})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (p_i - \bar{p})^2 \sum_{i=1}^n (a_i - \bar{a})^2}} \quad (9)$$

Sai số tuyệt đối trung bình (MAE) tính theo công thức:

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |a_i - p_i| \quad (10)$$

Sai số bình phương trung bình quân phương (RMSE) được tính bằng công thức:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (a_i - p_i)^2} \quad (11)$$

trong đó:

a - giá trị thực đo của độ lún mặt đất lớn nhất;

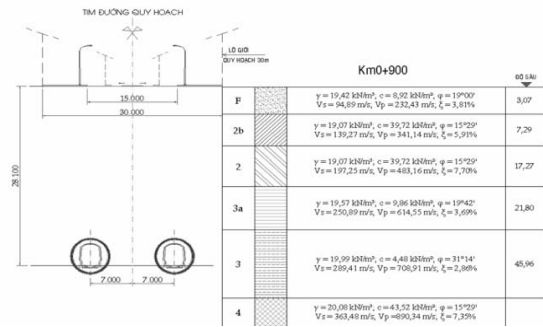
p - giá trị dự báo của độ lún mặt đất lớn nhất;

$\bar{a}, \bar{p}$ - lần lượt là giá trị trung bình của độ lún mặt đất lớn nhất thực đo và dự đoán;

n - số mẫu phân tích.

4. PHÂN TÍCH ĐÁNH GIÁ ẢNH HƯỞNG CỦA CÁC THAM SỐ ĐẾN LÚN MẶT ĐẤT DO ĐÀO ĐƯỜNG HẦM BẰNG KHIÊN ĐÀO

Nhóm tác giả nghiên cứu các tham số của tuyến tầu điện ngầm số 6 trong điều kiện môi trường đất yếu ở TP. HCM. Qua phân tích và đánh giá độ nhạy các tham số ảnh hưởng đến lún sụp bề mặt.



Hình 2. Mặt cắt ngang điển hình tuyến metro số 6

4.1. Ảnh hưởng của các đặc tính hình học của kết cấu hầm

a) Ảnh hưởng của đường kính hầm

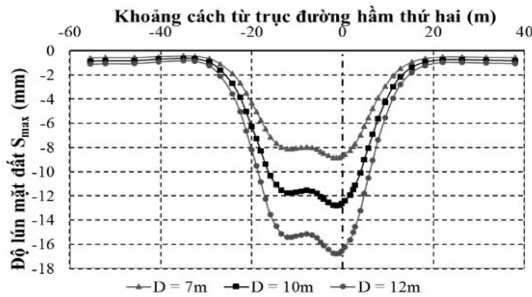
Xét tỷ số khoảng cách giữa 2 trục hầm và đường kính hầm thay đổi lần lượt 1,5; 2,0; 2,5; 3,0 và 3,5. Độ lún mặt đất có quan hệ tuyến tính với tỷ số khoảng cách hai đường hầm và đường kính hầm. Khi đường kính đường hầm thay đổi các đường quan hệ này gần như là tịnh tiến song song với nhau. Đường quan hệ này có thể mô tả bởi hàm hồi quy tuyến tính:

$$S = a_1 \cdot (L/R) + a_0 \quad (12)$$

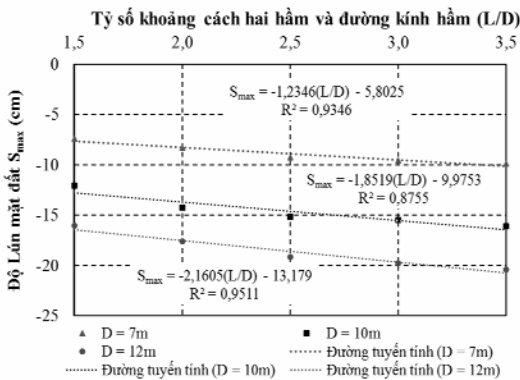
với giá trị $a_1 = 1,2346 \rightarrow 2,1605$

$$a_0 = (-5,8025) \rightarrow (-13,179).$$

Độ lún mặt đất tăng từ 10mm đến 20mm do tăng đường kính đường hầm từ 7 đến 12m trình bày Hình 3.



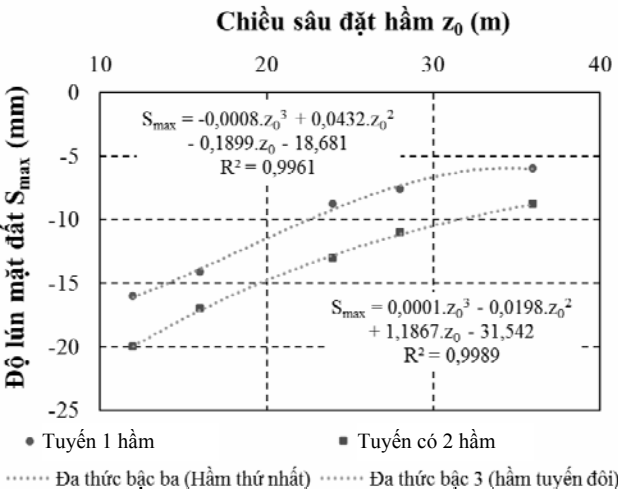
Hình 3. Ảnh hưởng của sự thay đổi đường kính đường hầm



Hình 4. Ảnh hưởng của sự thay đổi đường kính đường hầm và khoảng cách giữa hai hầm đến độ lún mặt đất lớn nhất tại đỉnh hầm

b) Ảnh hưởng của chiều sâu đặt hầm

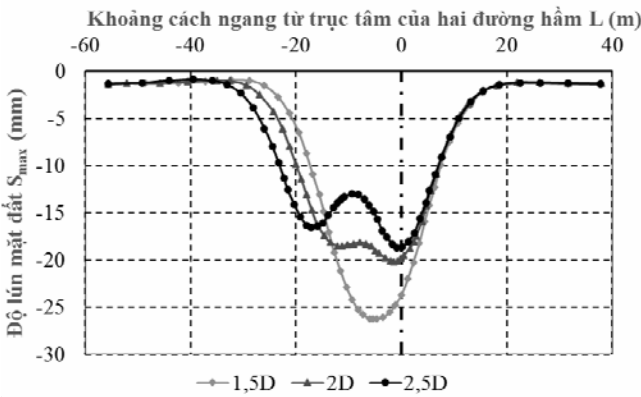
Thay đổi chiều sâu lần lượt là 12, 16, 24, 28 và 36m. Độ lún mặt đất lớn nhất có quan hệ nghịch biến với độ sâu đặt đường hầm.



Hình 5. Biểu đồ quan hệ giữa lún mặt đất và độ sâu đặt đường hầm tuyến đôi

c) Ảnh hưởng của khoảng cách giữa hai tuyến

Ảnh hưởng của sự thay đổi trong khoảng cách nằm ngang L đến chuyển vị của nền đất đã được nghiên cứu trong trường hợp độ sâu đặt đường hầm là 1,5D. Khoảng cách giữa hai đường hầm tuyến đôi lần lượt bằng 1,5D, 2D, 2,5D. Khi đó, đường cong lún mặt đất giảm dần theo tỷ số L/D được thể hiện hình 6.

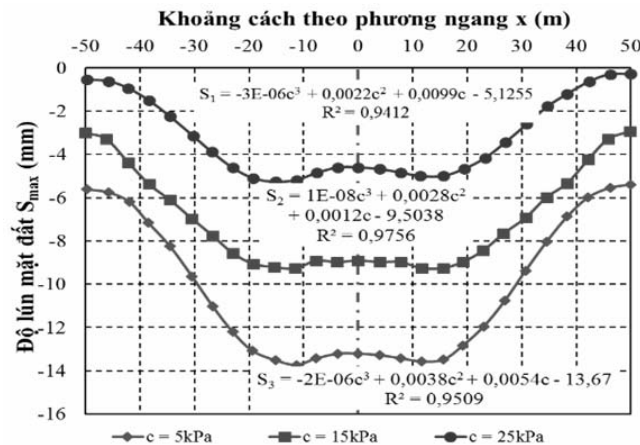


Hình 6. Độ lún mặt đất của hai đường hầm đặt song song khi thay đổi khoảng cách giữa hai đường hầm

4.2. Ảnh hưởng của các tham số môi trường đất nền

a) Ảnh hưởng của lực dính đơn vị

Xét chuyển vị của nền đất xung quanh đường hầm đặt ở độ sâu 3R đã được nghiên cứu với lực dính của đất nền bằng 15kPa. Sau đó, lực dính của đất nền được thay đổi lần lượt từ 5kPa đến 25kPa. Đồ thị này cho thấy lún mặt đất giảm khoảng 4mm khi lực dính của đất nền tăng 10kPa.

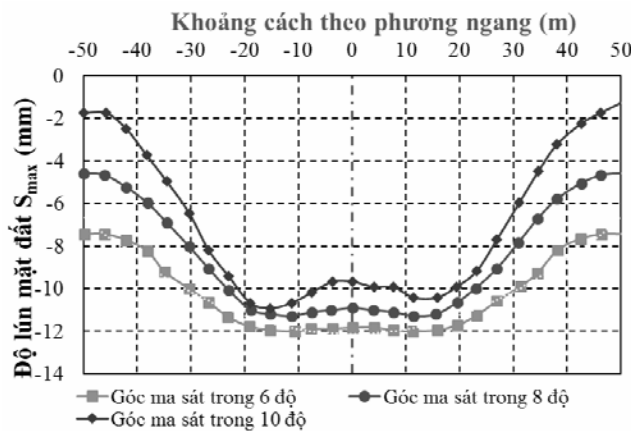


Hình 7. Ảnh hưởng của sự thay đổi lực dính của đất nền đến đường cong lún mặt đất

b) Ảnh hưởng của góc nội ma sát

Thay đổi góc nội ma sát trong của đất nền từ 2° đến 10° để khảo sát ảnh hưởng đến độ lún mặt đất. Từ số liệu tính toán bằng mô hình, thiết lập quan hệ giữa độ lún mặt đất lớn nhất (S_{max}) và góc ma sát trong (φ) xác định phương trình đại diện quan hệ trên có dạng hàm đa thức bậc 3 với $R^2 = 0,9873$;

$$S_{max} = 0,0055.\varphi^3 - 0,0961.\varphi^2 + 0,3024.\varphi + 12,551.$$

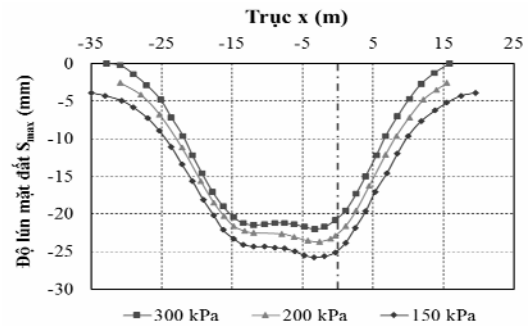


Hình 8. Ảnh hưởng của sự thay đổi góc ma sát trong của đất nền đến đường cong lún mặt đất

4.3. Ảnh hưởng của các đặc tính khiên đào SM

a) Ảnh hưởng của áp lực cân bằng bề mặt gương đào (P)

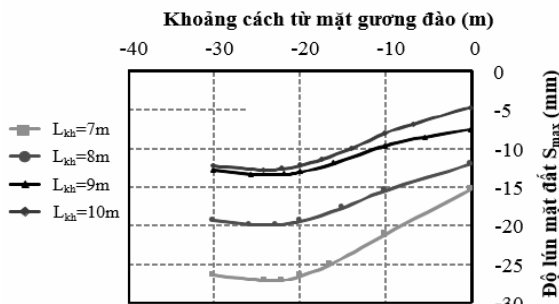
Ảnh hưởng của các áp lực cân bằng bề mặt gương khác nhau đối với độ lún mặt đất được minh họa Hình 9. Áp lực cân bằng bề mặt gương của EPB được điều chỉnh ở 150, 200, 300 kPa. Khi áp lực cân bằng bề mặt gương tăng, độ lún mặt đất giảm xuống, cho thấy rằng áp lực cân bằng bề mặt gương là một tham số quan trọng để kiểm soát độ lún mặt đất và tác động môi trường của đào đường hầm.



Hình 9. Sự thay đổi của đường cong lún do đào đường hầm tuyến đôi bằng khiên đào theo sự biến thiên của áp lực cân bằng bề mặt gương đào

b) Ảnh hưởng chiều dài khiên đào

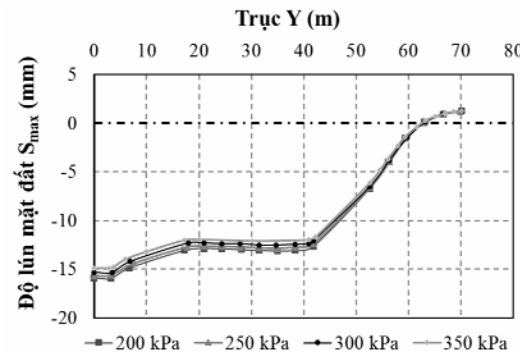
Chiều dài khiên đào ảnh hưởng đến hình dạng đường cong lún dọc trục hầm. Khi chiều dài khiên đào thay đổi từ 7-8m thì sự khác biệt về độ lún dọc trục đường hầm là không rõ nét. Tuy nhiên, khi chiều dài khiên đào tiếp tục tăng lên 8-9m thì lún dọc trục đường hầm đã thay đổi một cách rõ rệt. Khi chiều dài khiên đào tăng lên 1m thì lún dọc trục đường hầm có thể giảm tối đa là 7,5mm.



Hình 10. Ảnh hưởng chiều dài của khiên đào đến lún dọc trục đường hầm

c) Ảnh hưởng của áp lực phụt vữa chèn (Q)

Việc gia tăng áp lực phụt vữa cũng làm giảm độ lún mặt đất. Ảnh hưởng của áp lực phụt vữa lấp đầy khe hở là đáng kể. Khi áp lực phụt vữa chèn thay đổi 133% thì độ lún mặt đất lớn nhất giảm đi dưới 2mm (Hình 11).

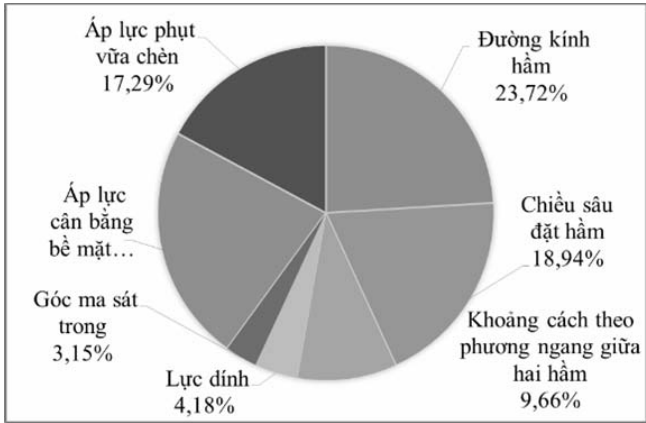


Hình 11. Độ lún mặt đất do đào đường hầm ứng với các giá trị khác nhau của áp lực phụt vữa ở đuôi của khiên đào

5. PHÂN TÍCH ĐỘ NHẠY CỦA CÁC YẾU TỐ ẢNH HƯỞNG ĐẾN ĐỘ LÚN MẶT ĐẤT DO ĐÀO ĐƯỜNG HÀM BẰNG KHIÊN TRONG ĐẤT YẾU

Nhóm tác giả tính toán khảo sát độ lún mặt đất khi thay đổi luân phiên giá trị của các tham số từ nhỏ nhất đến lớn nhất. Khi đó độ lún mặt đất sẽ thay đổi từ giá trị nhỏ nhất đến lớn nhất.

Tầm quan trọng của các yếu tố ảnh hưởng đến độ lún mặt đất được thể hiện bởi giá trị của độ nhạy. Độ nhạy càng lớn thì tầm quan trọng của yếu tố đối với độ lún mặt đất càng lớn (Hình 12). Qua tính toán trình bày cho thấy các yếu tố quan trọng nhất bao gồm: đường kính đường hầm (23,72%), áp lực cân bằng bề mặt gương đào (23,06%), chiều sâu đặt đường hầm (18,94%), áp lực phụt vữa chèn (17,29%), khoảng cách theo phương ngang giữa hai hầm (9,66%), lực dính của đất (4,18%), góc ma sát trong của đất (3,15%).



Hình 12. Tỷ lệ phần trăm của các yếu tố ảnh hưởng đến lún mặt đất

6. KẾT LUẬN

- Tính toán cho xây dựng tuyến tàu điện ngầm số 6 của TP. HCM. Kết quả nghiên cứu sẽ góp phần hỗ trợ các đơn vị thi công về định hướng việc lựa chọn các thông số tối ưu để thi công đường hầm nhằm giảm thiểu ảnh hưởng xấu đến công trình hiện hữu.

- Từ mô hình tính toán đường hầm bằng chương trình PLAXIS ta có thể tính toán được các giá trị độ lún mặt đất trong các giai đoạn thi công. Vì vậy nó hoàn toàn có thể được áp dụng để tính toán lún mặt đất khi đào đường hầm bằng khiên đào tại TP. HCM.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Kohestani. V.R and M.R. Bazarganlari (2017). Prediction of maximum surface settlement caused by earth pressure balance shield tunneling using random forest. Journal of AI and Data Mining, 5.1: 127-135.

[2] Ramoni, M. and G. Anagnostou (2010). Thrust force requirements for TBMs in squeezing ground". Tunnelling and Underground Space Technology, 25(4): 433-455.

[3] Suwansawat and Einstein (2006). Artificial neural networks for predicting the maximum surface settlement caused by EPB shield tunneling. Tunnelling Underground Space Technol, 21 p. 133-150.

NGHIÊN CỨU - ĐÁNH GIÁ VỀ MỘT PHƯƠNG ÁN CÔNG NGHỆ MỚI KHI GIA CỐ THÀNH HỒ ĐÀO SÂU TRONG ĐẤT YẾU SAU SỰ CỐ CHUYỂN DỊCH LỚN THÀNH HỒ ĐÀO VÀ MẤT ỔN ĐỊNH CỦA HỆ KẾT CẤU CHẮN GIỮ XẢY RA TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG

Trần Huy Tấn⁽¹⁾, Nguyễn Anh Dũng⁽²⁾

⁽¹⁾Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: tanibst@gmail.com

⁽²⁾Công ty TNHH TVXD và MT CE, Email: dzungcec@yahoo.com

TÓM TẮT: Các công trình nhà cao tầng, trạm bơm, đường ống... thường được xây dựng trong những hố đào mở với độ sâu đào từ vài mét đến hàng chục mét. Mặc dù hố đào công trình có tầm quan trọng đặc biệt, nhưng chỉ là công trình tạm thời nên mức độ quan tâm cũng như chi phí đầu tư thường bị hạn chế. Vấn đề này đặc biệt nguy hiểm và dễ có thể xảy ra sự cố sập thành hố đào trong quá trình thi công hố đào sâu trong vùng đất yếu có chiều dày lớn. Trong bài báo này trình bày một phương án độc đáo, mới có để gia cố thành hố đào sâu trong đất yếu sau sự cố chuyển dịch lớn thành hố đào và mất ổn định của hệ kết cấu chắn giữ xảy ra trong quá trình thi công tại một dự án ở nước ta.

TỪ KHÓA: hố đào, đất yếu.

ABSTRACTS: High rise buildings, pumping stations, pipelines ... are usually built in open excavation with depths from several meters to dozens of meters. Although the excavation pit is of special importance, it is only temporary, so the level of interest and investment costs are often limited. This problem is especially dangerous and it is possible to break the excavation during the construction of deep excavation in the soft soil of large thickness. This paper presents a unique new method of reinforcing the deep excavation in the soft soil after a failure and the instability of the block structure that occurs during the construction process.

KEYWORDS: excavation, soft soil.

1. GIỚI THIỆU

Việc xây dựng các loại công trình hố đào đặt ra yêu cầu về những biện pháp chắn giữ để bảo vệ thành hố đào và việc sử dụng công nghệ đào thích hợp về mặt kỹ thuật - kinh tế cũng như an toàn môi trường, không gây ảnh hưởng xấu đến công trình lân cận đã có từ nhiều năm trước.

Xây dựng hố đào sâu trong điều kiện đất yếu, mực nước ngầm cao, điều kiện hiện trường phức tạp rất dễ sinh ra trượt lở khối đất, mất ổn định hố đào. Do tính chất biến đổi thường xuyên và trong khoảng khá rộng của đất đá, làm tăng thêm sự khó khăn trong thiết kế - thi công. Hố đào trong thực tế là một dạng công trình trung gian phục vụ thi công móng hoặc xây dựng công trình ngầm. Các ngành công nghiệp (nhà máy Nhiệt điện, Xi măng, Đá nhân tạo...), các trạm bơm lớn, công trình thủy lợi - thủy điện khi xây dựng đều có các hạng mục cần đặt sâu vào lòng đất, hoặc các ga - tàu điện ngầm đô thị, các gara ô tô, các cao ốc văn phòng với nhiều tầng hầm.

Việc hố móng sâu đi qua tầng đất yếu vốn dễ bị biến đổi tính chất thường xuyên và khó lường theo thời gian, trong các giai đoạn thi công, đặc biệt là loại đất sét cổ kết thường và quá cổ kết nhẹ luôn là vấn đề được các nhà chuyên môn quan tâm nghiên cứu. Về phương diện cơ học, thi công hố móng có thể coi như bài toán đỡ tải đối với nền đất. Việc đỡ tải làm thay đổi

trạng thái ứng suất và biến dạng của nền. Sự cân bằng ban đầu bị vi phạm, trạng thái ứng suất thay đổi dẫn đến nguy cơ mất ổn định thành hố, sau đó là đáy hố móng và đất xung quanh.

Tại các thành phố lớn ở nước ta đã xuất hiện một vài sự cố sập thành hố đào sâu trong đất yếu trong mấy năm trở lại đây như TP.HCM, TP. Huế... Trước yêu cầu thực tế, chúng tôi đã nghiên cứu, đề xuất một phương án thiết kế mới, khác biệt với các phương án truyền thống trong việc xử lý sự cố công trình hố đào sâu.

Trong bài báo này giới thiệu một hố đào sâu trong nền đất yếu và gặp sự cố trong quá trình thi công tại TP.Huế, đồng thời trình bày phương án thiết kế và thi công nêu trên để gia cố thành hố đào, phù hợp với điều kiện thực tế, đảm bảo ổn định, tiếp tục thi công các bước tiếp theo của dự án, đáp ứng tiến độ của chủ đầu tư.

2. ĐIỂM QUA MỘT SỐ VẤN ĐỀ THI CÔNG HỐ MÓNG SÂU TRÊN NỀN ĐẤT YẾU

Khi hố đào trong đất yếu gặp sự cố thường có hiện tượng:

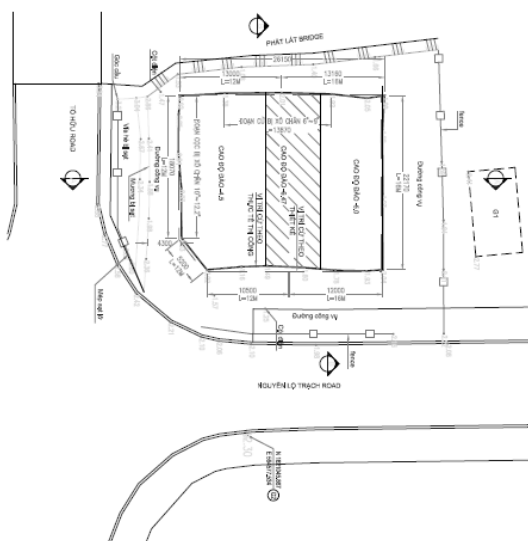
- Phá hoại nền và lún mặt đất xung quanh quá mức: Hiện tượng này xảy ra khi độ sâu hố đào tăng, đất bên ngoài tường tác động như một phụ tải đối với đất phía bên trong ở mức đáy hố đào và phát triển những lực ngang trong lớp đất bên dưới làm cho đất bên dưới hố đào trôi lên. Nếu hố đào quá sâu so với giới hạn độ

bền của đất, thì sự đẩy trôi đáy có thể sẽ không kiểm chế nổi, độ lún của mặt đất quanh hố móng sẽ vượt quá mức và hệ chống đỡ hố đào sẽ sập đổ;

- Phá hoại hệ thanh chống - thanh giằng: Hệ thống chống đỡ hố đào thường chủ yếu phá hoại theo kiểu uốn dọc thanh chống, bắt nguồn từ sự nứt rạn cục bộ do không đủ độ cứng để tiếp nhận tải trọng tập trung từ các thanh chống. Đôi khi do tường vây bị lún quá mức dẫn đến hệ chống bị xoắn, gây ra nứt rạn liên kết và gây mất ổn định tổng thể. Một cách để giảm chuyển vị chung của hệ thống chống là tạo ứng suất trước khi lắp đặt. Thường lấy ứng suất trước bằng (40%-70%) tải trọng chống dự tính lớn nhất.

Qua phân tích các hiện tượng nêu trên và xem xét trạng thái ứng suất-biến dạng (TTUSBD) của nền đất

xung quanh hố đào trong quá trình thi công bằng lời giải các phần mềm PLAXIS (Hà Lan), SIGMA/W (Canada)...kết hợp với một số phương pháp dự báo chuyển dịch thành hố đào của một số tác giả như Peck (1969), O'Rourke (1976), Mana và Clough (1981), Caspe (1966) và Bowles (1988)...Có thể nhận thấy một trong các hướng giải quyết bài toán ổn định hố đào bằng cách tăng sức kháng trượt cho đất nền quanh hố đào và cải thiện độ cứng của hệ kết cấu chống đỡ thành hố đào. Vấn đề này đặt ra trong thực tế là tìm kiếm giải pháp công nghệ tối ưu, phù hợp thực tế và thỏa mãn lý thuyết ổn định trên. Dưới đây xin trình bày một công nghệ đã áp dụng và thi công thử nghiệm lần đầu cho hố đào sâu tại TP.Huế.



Hình 1: Mặt bằng hiện trạng hố đào khi có sự cố

3. GIỚI THIỆU HỐ ĐÀO GẶP SỰ CỐ VÀ PHƯƠNG ÁN XỬ LÝ

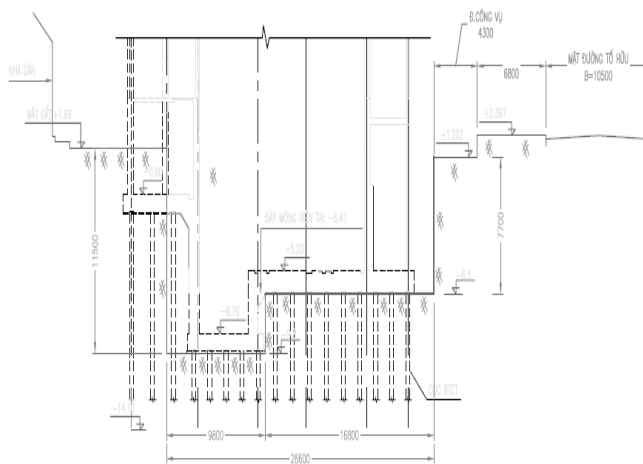
3.1. Hiện trạng hố đào

Trong quá trình thi công hố đào trạm bơm số 8, thuộc công trình H/ICB/1A 'Xây dựng Nhà máy xử lý nước thải, các trạm bơm và tuyến ống truyền tải' – Dự án cải thiện môi trường nước Thành phố Huế đã gặp sự cố. Hố đào có kích thước mặt bằng 22.17m x 28.0m (Hình 1 và Hình 3).

Vị trí hố đào nằm ở góc đường giao thông lớn của thành phố, bên cạnh là sông Phát Lát. Trên hình 2 thấy rõ 4 mặt hố đào, gồm:

- Mặt phía giáp đường Tô Hữu;
- Mặt phía giáp đường Nguyễn Lộ Trạch;
- Mặt phía giáp sông Phát Lát;
- Mặt phía giáp nhà cấp 4.

Hố đào được thiết kế theo hai cao trình đào khác nhau, đảm bảo phù hợp với kết cấu trạm bơm: với độ sâu khu vực hố Pit sâu 11m, khu thiết bị, máy móc trạm bơm sâu 8m (Hình 2).



Hình 2: Chiều sâu hố đào theo thiết kế trạm bơm

Để thi công đào, trong phương án cũ, người ta đã sử dụng cừ larsen4 kết hợp với hệ kết cấu chống đỡ bằng thép hình H350, chống theo 2 phương (Hình 3).

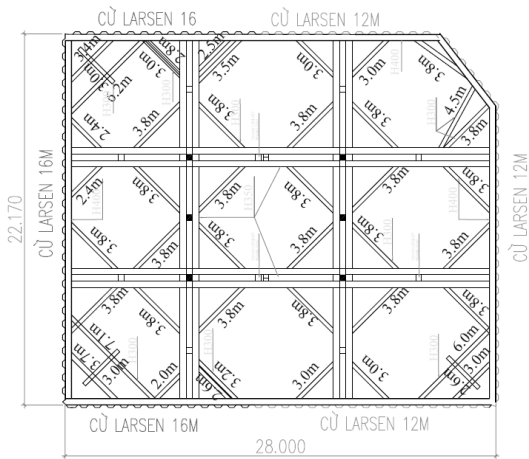
Tại khu vực có chiều sâu đào là 11.0 m, chiều dài của tường cừ Larsen hạ sâu 16.0 m và tại khu vực đào 8.0 m chiều sâu cừ là 12.0 (Hình 3).

Trong quá trình thi công, khi chiều sâu đào đạt khoảng 7.0 m (kể từ mặt đất), xảy ra hiện tượng dịch chuyển tường cừ. Toàn bộ hệ cọc BTCT đã được thi công xong (ép âm) trước khi đào hố móng (Hình 2).

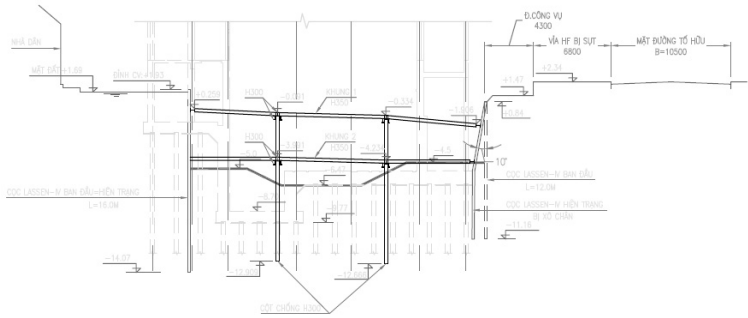
Trên hình 4 là hiện trạng sự cố hố đào gây xô nghiêng, đẩy chân cừ larsen vào phía trong hố đào, đỉnh cừ nghiêng ra ngoài hố (giáp đường Tô Hữu). lúc này hệ thanh chống bị lệch khỏi mặt phẳng ngang, chênh lệch cao độ khoảng 2m (Hình 4).

Tương tự, trên hình 5 cho thấy cừ ở các mặt giáp phía bờ sông Phát Lát bị đẩy vào trong lòng hố đào, các thanh văng chống vị vông giữa, các đầu điểm chống với tường bị trượt. Sự cố khiến phải dừng thi công và lấp cát trở lại vào hố đào.

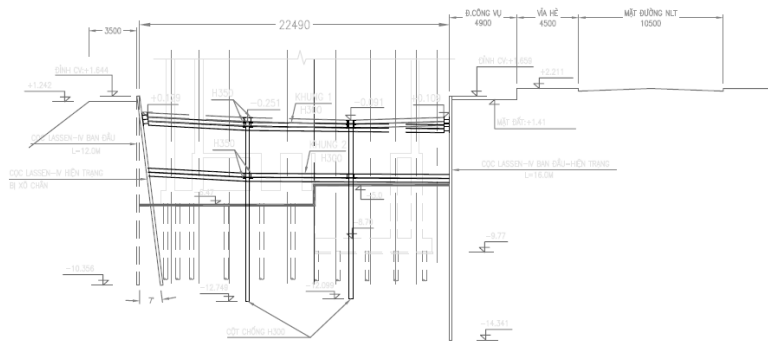
Theo báo cáo khảo sát địa chất, đất nền khu vực hố đào rất yếu, từ trên xuống đến độ sâu 16m ÷ 18m là sét, bùn sét, trạng thái dẻo mềm-dẻo chảy (Hình 6).



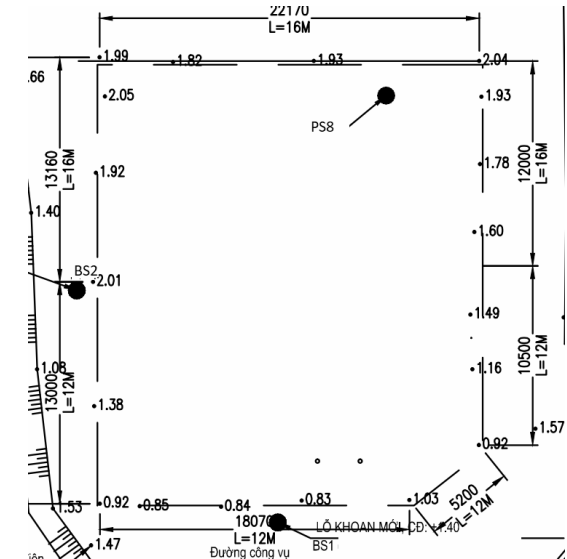
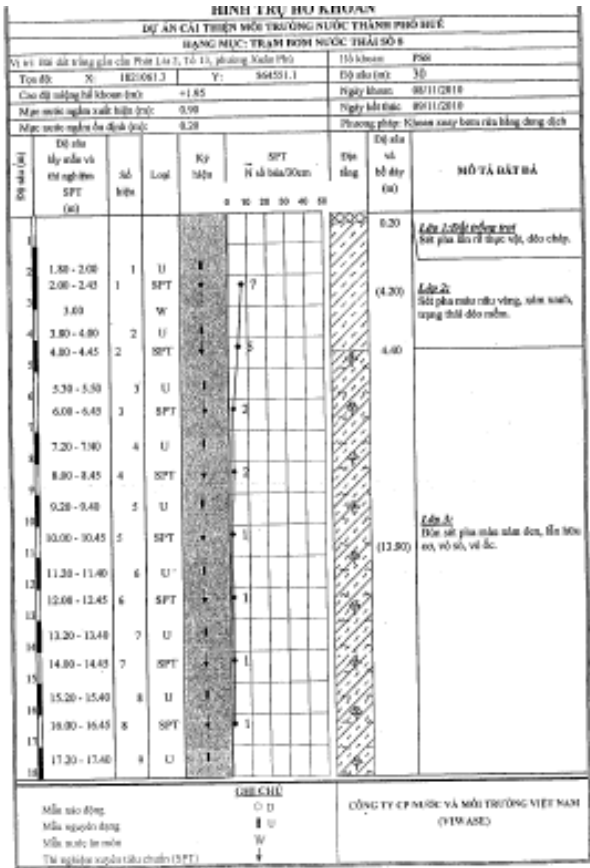
Hình 3: Mặt bằng hệ cừ và chống theo biện pháp thi công ban đầu



Hình 4: biến dạng hệ cừ và thanh chống



Hình 5: Xô nghiêng cừ larsen



Hình 6: Hình trụ lỗ khoan trong phạm vi chiều sâu hạ cừ & Vị trí mặt bằng hố khoan

Bảng 1: Chỉ tiêu cơ lý đất nền

Tham số	Lớp1	Lớp2	Lớp3	Lớp4	Lớp5	Lớp6	Lớp7	Lớp8
C.dày (m)	0.2	4.2	13.9	1.2	1.5	2.5	5.3	>1.2
γ_w (kG/cm ³)		1.87	1.71		1.9		1.91	1.88
γ_c (kG/cm ³)		1.4	1.17		1.46		1.5	1.43
C (kG/cm ²)		0.13	0.05		0.15		0.16	0.16
φ (độ)		9°53	4°30		13°36		15°21	12°17
e_0		0.898	1.3		0.84		0.79	0.88
E (kG/cm ²)		83.3	17.6	141.5	100.5	412	120	92.3
Độ sệt B		0.58	1.1		0.49		0.42	0.52

3.2. Xác định nguyên nhân

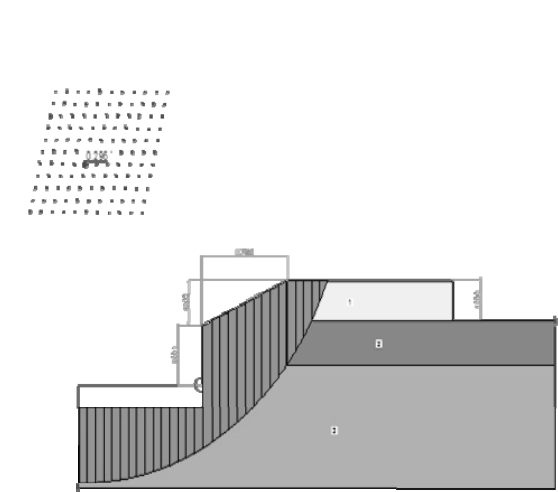
Nguyên nhân gây sự cố hố đào được xác định là nền đất khu vực hố đào quá yếu, góc ma sát trong của đất (trong phạm vi chiều sâu đào) khoảng 4°30' đến 9°53' (Bảng 2), chiều sâu hố đào lớn, chiều dài cừ larsen không đủ lớn dẫn đến cừ bị đẩy vào phía trong hố đào. Lúc này hệ thanh chống bằng kết cấu thép cũng mất ổn định và bị biến hình. Hiện tượng xảy ra với hố đào phù hợp với các nhận định lý thuyết nêu tại mục 2 và kết quả kiểm tra ổn định trong hình 7 và hình 8.

• Các thông số tính toán:

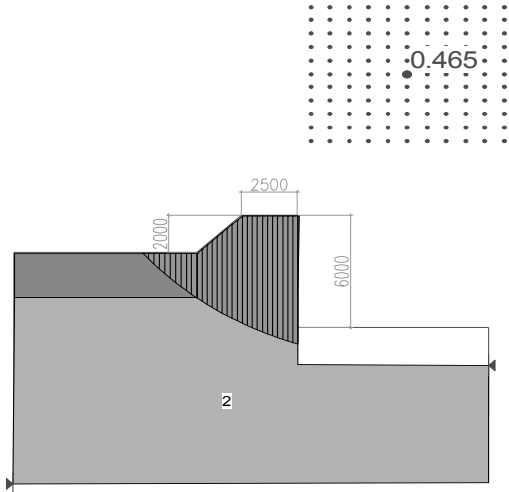
- Lớp đất đắp : $\gamma_w = 18 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 20^\circ$; $C = 10 \text{ kN/m}^2$;
- Lớp 2 : $\gamma_w = 18 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 9^\circ 53'$; $C = 13 \text{ kN/m}^2$;
- Lớp 3: $\gamma_w = 17 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 5^\circ 30'$; $C = 10.14 \text{ kN/m}^2$.

Trên hình 7 là kết quả kiểm tính ổn định của hố đào với cạnh giáp đường Tố Hữu, nơi có nền đất tự nhiên đắp cao. Chiều sâu cung trượt nằm dưới cao trình hiện tại của hố đào, hố đào mất ổn định (hệ số ổn định $F_s = 0.296 < 1.2$).

Tương tự, trên hình 8 là kết quả kiểm tra ổn định hố đào, mặt giáp sông Phát Lát, hệ số ổn định $F_s = 0.465$, hố đào mất ổn định.



Hình 7: Sơ đồ cung trượt phần đường Tố Hữu



Hình 8: Sơ đồ cung trượt phần bờ sông Phát Lát

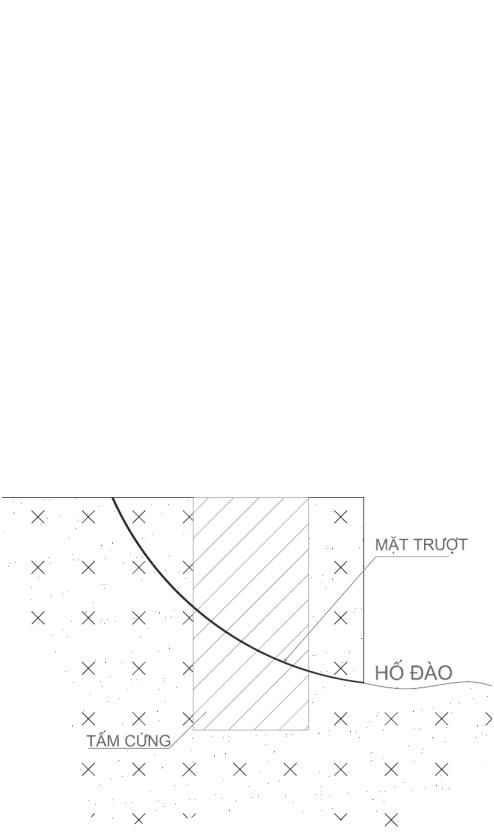
3.3. Phương án xử lý

Kết quả tính toán cho thấy, trong các trường hợp tất cả mặt trượt là sâu, dưới đáy hố đào, vì vậy các kết cấu gia cường phải có chiều sâu > độ sâu của cung trượt.

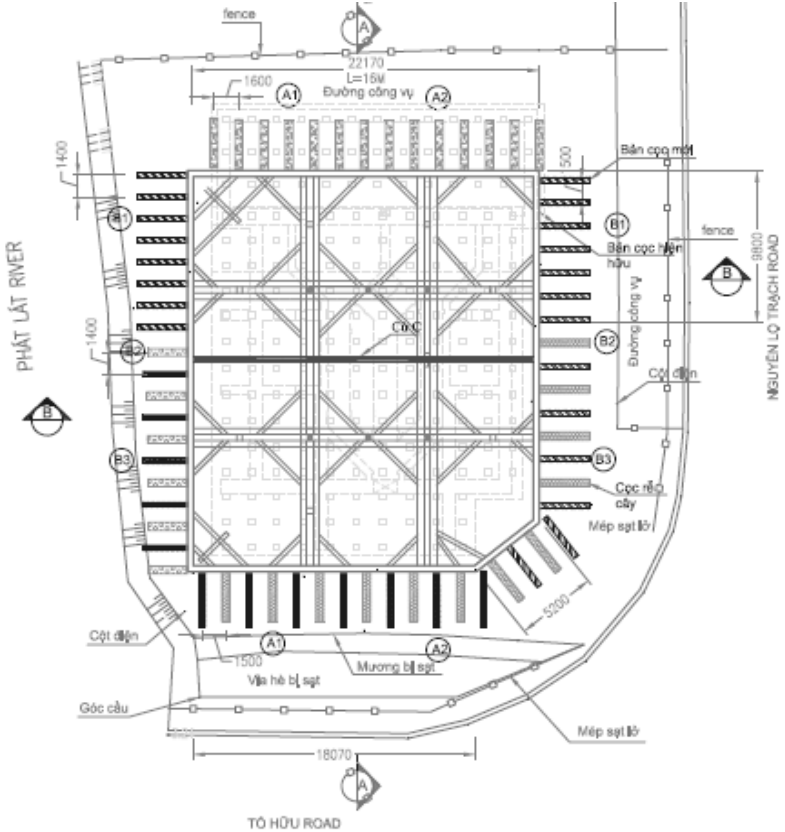
Phương án xử lý được đưa ra là tạo một bản cứng bằng cừ ván thép và cọc rỗng cây vược sâu qua mặt trượt. Phương án này cũng có ý nghĩa làm tăng độ cứng của hệ kết cấu chống đỡ (Hình 9).

Trên cơ sở nguyên lý nêu ở hình 9, thực hiện gia cố mới cho hố đào bằng cách đưa vào các bản cứng để gia cường cho hệ cừ larsen, hệ chống đã có từ biện pháp thi công cũ (Hình 10).

Từ sơ đồ bố trí kết cấu gia cố mới cho hố đào nêu trong hình 10, thực hiện tính toán mô hình hố đào bằng phần mềm Plaxis (mục 4.3) và kiểm tra điều kiện làm việc của hệ gia cố (mục 4.4) cho thấy hố đào hoàn toàn ổn định theo phương án gia cố mới.



Hình 9: Tăng cường sức kháng trên mặt trượt



Hình 10: Mặt bằng bố trí hệ gia cường hồ đào bằng tấm cứng

4. TÍNH TOÁN HỒ ĐÀO BẰNG PLAXIS

4.1. Số liệu ban đầu

Bảng 2. Tham số đất nền phục vụ tính Plaxis

Nội dung	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4
Chiều dày (TB)	m	0.2	4.2	13.9	
Dung trọng tự nhiên (γ_w)	kN/m ³		18.7	1.71	
Dung trọng khô (γ_k)	kN/m ³		14.15	11.69	
Lực dính (c)	kN/m ²		13.0	5.0	
Góc ma sát (ϕ)	Độ		9 ⁰ 53'	4 ⁰ 30'	13 ⁰ 36'
Modul biến dạng	kN/m ²		8330	1760	
Độ sâu mực nước ngầm	Cao độ mực nước sông là -1.0 m.				

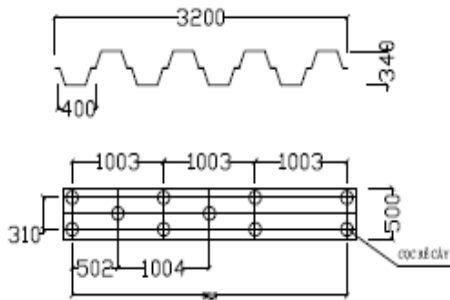
Các loại kết cấu tấm gia cố trong hình 10 và các thông số hình học được trình bày trong bảng 4.

Bảng 3: Thông số của cừ Larsen giữ thành hồ đào

TT	Tham số cừ larsen	Đơn vị	Giá trị
1	Độ cứng EA cừ larsen	KN/m	5.09×10 ⁶
2	Độ cứng EI cừ larsen	KNm ² /m	8.11×10 ⁵

Bảng 4. Diện tích của các tấm gia cường

Loại tấm	A _i (cm ²)	A tổng (cm ²)	I (kNm ² /m)
Tấm cừ thép Loại 1	96.99	678.9	0.044
Tấm cừ thép Loại 2	96.99	775.9	0.066
Tấm cừ thép Loại 3	96.99	872.9	0.093
Tấm cọc rễ cây, d = 130	132.66	1326.6	0.18



Hình 11: Kết cấu tấm gia cố

- Giá trị tham số tương đương của khối gia cố: Kết cấu gia cố nền đất xung quanh hố đào có các đặc trưng tương đương E , c và ϕ dựa theo các biểu thức dưới đây:

$$E_{td} = E_p \cdot a_p + (1 - a_p) \cdot E_s \quad (1)$$

$$c_{td} = c_p \cdot a_p + (1 - a_p) \cdot c_s \quad (2)$$

$$\phi_{td} = \phi_p \cdot a_p + (1 - a_p) \cdot \phi_s \quad (3)$$

$$a_p = \frac{\sum A_{pi}}{A_T} \quad (4)$$

trong đó: E_{td} là giá trị modul đàn hồi của lớp tương đương; c_{td} là lực dính của lớp tương đương; ϕ_{td} là góc ma sát của lớp tương đương; E_p : là giá trị modul đàn hồi của vật liệu tấm gia cố; c_p là lực dính của vật liệu tấm gia cố; ϕ_p là góc ma sát của vật liệu tấm gia cố; E_s : là giá trị modul đàn hồi của đất; c_s là lực dính của đất; ϕ_s là góc ma sát của đất; a_p là tỷ lệ diện tích thay thế; A_{pi} là diện tích của từng tấm gia cố trong khối; A_T tổng diện tích khối gia cố.

Bảng 5. Các thông số tính toán của khối gia cố

Tham số	E_{td} (kN/m ²)	C_{td} (kN/m ²)	ϕ_{td} (độ)
Cừ larsen	2.49×10^6	1.64×10^3	5.39
BT cọc rỗng cây	2.48×10^6	1.63×10^3	5.39

- Tải trọng tính toán trên mặt đất xung quanh thành hố đào:

+ Phía đường Tô Hữu, Nguyễn Lộ Trạch, nhà cấp 4 là 2 t/m²

+ Phía sông Phát Lát: 0.5 tấn/m².

4.2. Giá trị giới hạn

Kết quả tính toán bao gồm:

- + Dịch chuyển của tường cừ;
- + Giá trị moment uốn trong tường cừ;
- + Lực chuyển vào thanh chống;
- + Hệ số ổn định chống trượt.

Giá trị tính toán trên được đánh giá theo trị giới hạn sau:

4.2.1. Giới hạn dịch chuyển

Dịch chuyển của tường lấy bằng 2% của chiều sâu đào (G.B. Sowers, G.F. Sowers "Introducion a la Mecanica de Suelos y Cimentaciones"). Với chiều sâu đào là 8 m, giá trị dịch chuyển là 16 cm.

4.2.2. Giới hạn moment uốn

Moment uốn trong tường cừ $\leq [M]_{gh}$

+ Cừ thép loại FSN IV: $W = 362 \text{ cm}^2$, $R = 4850 \text{ kg/cm}^2$;

+ Biểu thức xác định $[M]_{gh} = W \cdot R$;

Trong đó: W là modul chống uốn của mặt cắt; R là cường độ của vật liệu thép.

+ Như vậy, giá trị $[M]_{gh}$ của 1 tấm cừ là: $1755700 \text{ kg.cm} = 175.57 \text{ kNm}$;

+ 1 m tường có 2.5 thanh cừ: Tổng giá trị $[M]_{gh}$ là: 438.925 kNm .

4.2.3. Khả năng chịu lực của thanh chống

+ Ứng suất σ do lực tác dụng vào thanh chống phải $\leq [R]_{gh}$ của thép thanh chống;

+ Thông số của thép thanh chống trong công trình là: Thép H350: $A = 173.9 \text{ cm}^2$, $r_x = 15.2 \text{ cm}$, $L_0 = 7 \text{ m}$. $[R] = 2,730 \text{ kg/cm}^2$, $E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$.

$$\lambda = \frac{L_0}{r_x} = \frac{700}{15.2} = 46.0 \quad (5)$$

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (6)$$

$$\phi = 1 - \left(0.073 - 5.53 \frac{f}{E} \right) \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}} = 0.85 \quad (7)$$

Công thức tính ổn định của thanh chống chịu nén đúng tâm:

$$\sigma = \frac{N}{\phi \cdot A} \leq f \quad (8)$$

trong đó: ϕ là hệ số ổn định (theo biểu thức (7)); A là tiết diện thanh chống; f là cường độ của thép, r_x là bán kính quay theo trục x - x; L_0 là chiều dài tự do của thanh chống; E là modul đàn hồi của thép. Trong thiết kế này, một hệ số độ tin cậy được áp dụng là 0.85 cho cường độ của thép vì vậy giá trị cường độ thép sử dụng là $= 2730 \cdot 0.85 = 2320.5 \text{ kg/cm}^2$.

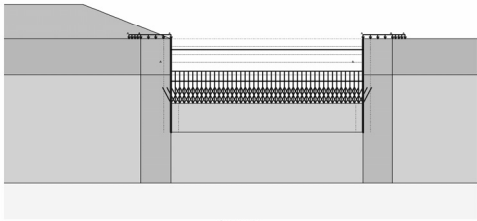
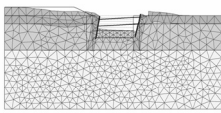
4.2.4. Hệ số ổn định

Hệ số ổn định chống trượt $F_s > 1.2$.

4.3. Kết quả tính toán bằng Plaxis

Kết quả tính toán với mặt cắt hố đào phân đường Tô Hữu, nơi có nguy cơ mất ổn định cao được trình bày trong bảng 6.

Bảng 6. Kết quả tính toán của khối gia cố

Nội dung	Kết quả	Hình ảnh
Sơ đồ bài toán		
Mô men M (KNm/m)	375.530	
Chuyển vị cử H = 8m	$U_{đỉnh} = 1.39\text{ cm}$	
	$U_{đáy} = 3.45\text{ cm}$	
	$\Delta = 2.06\text{ cm}$	
Lực thanh chống trên	$F_{trên} = 376.4\text{ KN/m}$	
Lực trong thanh dưới	$F_{dưới} = 184.4\text{ KN/m}$	
Áp lực vào cử, (R)	174.83 KN/m^2	
Ổn định (hố đào sâu 8m)	$\sum Mfs = 1.7$	

Theo Kết quả bảng 6 cho thấy:

- Dịch chuyển của đỉnh thành hố đào là 1.39 cm < 16cm.
- Giá trị moment ở thành hố đào là 375.53 kNm/m < 438.925 kNm.
- Lực ở các thanh chống:
 - + Thanh trên 376.4 KN/m;
 - + Thanh dưới 184.4 KN/m.

Bảng 7. Kết quả kiểm tra thanh chống

Thanh chống	Lực tính toán (KN)	A (cm ²)	σ (kg/cm ²)	[R] (kg/cm ²)
Trên	376.4	173.9	1,909.82	2320.5
Dưới	184.4	173.9	935.63	2320.5

- Hệ số ổn định: $K = 1.7 > 1.2$.

4.4. Kiểm tra điều kiện làm việc của hệ gia cố

Giả thiết tính toán:

- Chiều sâu hố đào là 8.0 m kể từ mặt đất;
- Tấm gia cố làm việc như một tấm cứng xoay quanh điểm O (hình 11);
- Cường độ khnags cắt (τ) giữa các tấm khóa cắt và đất xung quanh dựa theo biểu thức:

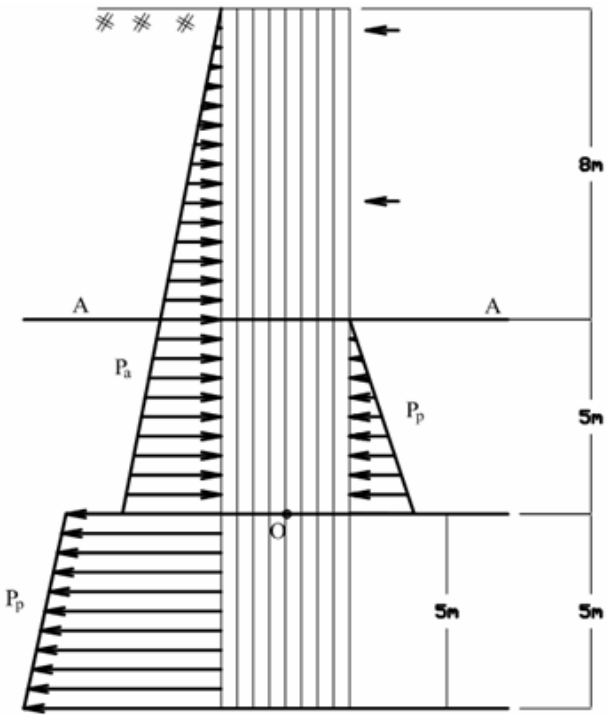
$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \tag{9}$$

trong đó: c là lực dính của nền đất; ϕ là góc ma sát trong của đất, σ_n là ứng suất pháp tác dụng trên mặt phẳng tính toán.

Áp lực pháp tuyến tác dụng lên mặt phẳng tính toán là áp lực chủ động.

Các loại ứng suất tác dụng bao gồm:

- Ma sát giữa 2 mặt tấm khóa cắt và đất;
- Áp lực tác dụng gây dịch chuyển của tấm khóa cắt là áp lực chủ động phát triển từ mặt đất đến độ sâu 13 m;
- Áp lực chủ động P_p tác dụng lên cạnh bên của tấm gia cố (hình 12).



Hình 12: Áp lực chủ động và bị động tác dụng lên tấm gia cố

Bảng 8 trình bày kết quả tính toán cho tấm gia cố cừ thép kích thước 3.2 × 0.34 m.

Bảng 8. Kết quả tính toán tấm gia cố

Chiều sâu m	Áp lực bản thân t/m ²	Áp lực chủ động t/m ²	Áp lực bị động (*) t/m ²	Cường độ kháng cắt (**) t/m ²	Lực ma sát hai mặt bên (ton/m)
0	0	-			
1	1.87	1.31		0.58	3.70
2	3.74	2.63		0.66	4.21
3	5.61	3.94		0.74	4.71
4	7.48	5.26		0.81	5.21
5	9.35	6.74		0.89	5.71
6	11.22	8.21		0.97	6.22
7	13.09	9.69		1.05	6.72
8	14.96	11.16	-	1.13	7.22
9	16.83	11.83	2.41	1.21	7.72
10	18.7	13.15	4.82	1.29	8.23
11	20.57	14.46	7.23	1.36	8.73
12	22.44	15.78	9.64	1.44	9.23
13	24.31	17.09	12.05	1.52	9.73
14	26.18		14.46	1.60	10.24
15	28.05		16.87	1.68	10.74
16	29.92		19.28	1.76	11.24
17	31.79		21.69	1.84	11.75
18	33.66		24.10	1.91	12.25
Tổng (T)		121.26	132.56		143.55

Ghi chú:

(*): Áp lực bị động cho 1 m chiều sâu.

(**): Cường độ kháng cắt tính toán bởi công thức (9).

Như vậy tổng áp lực chủ động (P_a) = 121.26 T.

Tổng áp lực bị động trong chiều dày 0.34m:

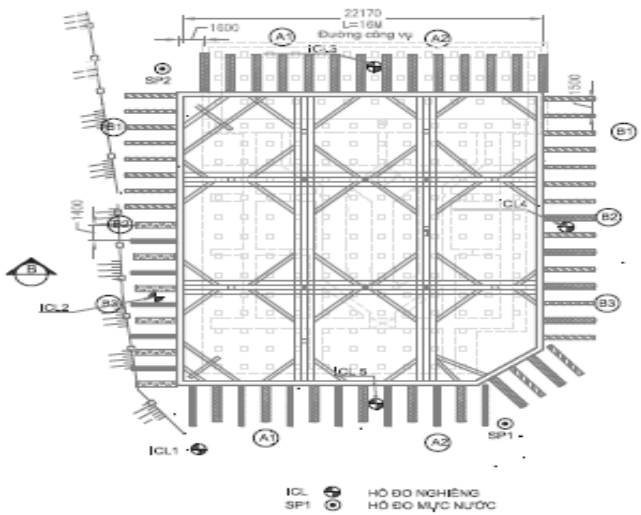
(P_p) = $132.56 \times 0.34 = 45$ T;

Lực ma sát (F) = 143.55 T;

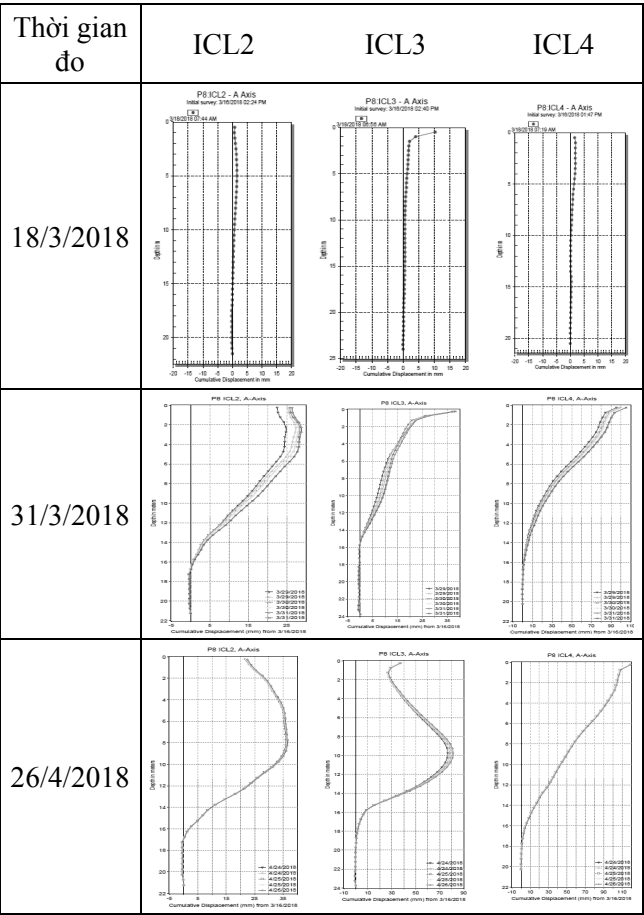
$P_a = 121.26 \text{ ton} < P_p + F = 188.55 \text{ T}$ (Thỏa mãn).

5. QUAN TRẮC HỒ ĐÀO

Trong quá trình thi công xử lý sự cố bằng phương án trên, tại hiện trường đã thực hiện công tác quan trắc chuyển vị của nền bằng Inclinometer. Số lượng điểm quan trắc được bố trí như hình 13.



Hình 13: Mặt bằng bố trí điểm quan trắc ICL



Hình 14: Kết quả quan trắc trong giai đoạn thi công theo phương án gia cố mới

Kết quả quan trắc cho thấy hồ đào ổn định. Số liệu quan trắc (mục 5) đủ nhận định kết quả tính toán (mục 4) đáp ứng được yêu cầu thi công. Cụ thể:

- Các chuyển dịch trong nền dao động khoảng 3cm đến 5cm, riêng điểm ICL4 có chuyển dịch lớn nhất là 11.9cm;
- Các chuyển dịch đều giảm dần theo độ sâu và tắt tại chân ống ICL;

- Tại cùng thời điểm quan trắc các chuyển dịch khác nhau là do phương án thi công đào từng vùng của hố đào, phù hợp với thực tế thi công;

- Chuyển vị nền tại các điểm ICL chỉ phát triển khi đào đến độ sâu thiết kế, sau đó các giá trị này ổn định, không phát triển gia tăng.

Bảng 9. Kết quả đo chuyển dịch ngang 18/3/2018

TT	Độ sâu (m)	Chuyển vị (mm)		
		ICL2	ICL3	ICL4
1	0.5	0.77	10.27	1.59
2	1.5	0.81	2.08	1.83
3	2.5	1.19	1.75	1.78
4	3.5	1.38	1.62	1.78
5	4.5	1.53	1.45	1.54
6	6	1.43	1.07	0.97
7	8.5	0.94	0.69	0.55
8	16	-0.04	0.47	0.29
9	20	-0.23	0.14	0.01

Bảng 10. Kết quả đo chuyển dịch ngang 26/4/2018

TT	Độ sâu (m)	Chuyển vị (mm)		
		ICL2	ICL3	ICL4
1	0.5	22.48	37.33	119.4
2	1.5	25.44	27.13	106.86
3	2.5	29.53	30.65	104.1
4	3.5	31.89	36.82	98.93
5	4.5	34.31	43.31	91.64
6	6	35.8	54.89	78.16
7	8.5	36.53	71.97	59.11
8	16	2.77	9.11	6.3
9	20	-0.51	0.03	0.23

6. KẾT LUẬN

- Phương án sử dụng tấm cứng để gia cố thành hố đào như nêu trong bài báo này là hoàn toàn đáp ứng được yêu cầu kỹ thuật, giữ ổn định được thành hố đào sâu trong đất yếu. Đây là một cách gia cố mới, lần đầu tiên áp dụng vào thiết kế và thi công cho một hố đào cụ thể ở nước ta;

- Đánh giá đây là một phương án tốt, khả thi, có thể áp dụng được cho thiết kế hố đào cả trong điều kiện kỹ thuật phức tạp. Vì vậy cần phải được áp dụng vào thực tế nhiều hơn nữa ở trong điều kiện địa chất khác nhau, qua đó sẽ tổng kết, công bố để áp dụng phổ biến trong lĩnh vực thi công hố đào sâu, góp phần nâng cao chất lượng, hiệu quả xây dựng, giảm thiểu các sự cố do thi công hố đào gây ra;

- Việc áp dụng cọc rỗng cây trong phương án trên thể hiện tính linh hoạt cao, có thể thi công cả trong điều kiện mặt bằng chật hẹp, không cho phép các thiết bị thi công lớn tiếp cận. Ngoài ra sử dụng cọc rỗng cây còn có khả năng cạnh tranh cao về giá thành và tiến độ thi công;

- Đề phát huy, kiểm chứng tốt phương án thiết kế, cần thiết kết hợp công tác thiết kế với việc quan trắc một cách chặt chẽ hố đào trong giai đoạn thi công.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Nguyễn Bá Kế (2008), *Thiết kế và thi công hố móng sâu*. Nhà xuất bản Xây dựng.
- [2] Nguyễn Bá Kế (2008), *Sự cố nền móng công trình*. Nhà xuất bản Xây dựng.
- [3] Vũ Công Ngữ (c.b) (2006), *Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng*. Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật.
- [4] A.J. Whittle, R.V. Davies (2006), *Nicoll Highway collapse: Evaluation of Geotechnical Factors Affecting Design of Excavation Support System*. International Conference on Deep Excavations/ 28-30 June 2006, Singapore.
- [5] Chang - Yu Ou (2008), *Deep excavation (theory and practice)*.
- [6] Gonzalo Andres Corral Jofre (2010), *Re – analysis of Deep Excavation Collapse using a Generalized Effective Stress Soil Model*. Civil engineer. Matssachusetts Institute of Technology.
- [7] Gonzalo Andres Corral Jofre (2013), *Methodology for updating numerical predictions of excavation performance*. Doctor of Science. Matssachusetts Institute of Technology.
- [8] Javier Artola (2005), *A solution to the Braced Excavation Collapse in Singapore*. Civil engineer. Matssachusetts Institute of Technology.

NGHIÊN CỨU PHƯƠNG PHÁP XỬ LÝ SỐ LIỆU LƯỚI GPS QUAN TRẮC CHUYỂN DỊCH NGANG CÔNG TRÌNH

RESEARCH METHODS OF DATA PROCESSING FOR GPS NETWORK IN MONITORING HORIZONTAL DISPLACEMENT OF WORKS

Trần Khánh⁽¹⁾, Trần Ngọc Đông⁽²⁾, Trần Thùy Linh⁽³⁾, Nguyễn Mạnh Hùng⁽⁴⁾

^{1,3}Trường Đại học Mở - Địa chất, Email: trankhanhtdct@gmail.com

²Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: tnongibst@gmail.com

⁴Công ty cổ phần tư vấn xây dựng Đông Ngàn, dongnganvnn@gmail.com

TÓM TẮT: Hệ thống lưới GPS quan trắc chuyển dịch ngang công trình thường được thiết kế gồm hai bậc: bậc một là lưới khống chế cơ sở và bậc hai là lưới quan trắc. Trong bài báo này có nội dung nghiên cứu xây dựng thuật toán và quy trình để phân tích độ ổn định của các mốc chuẩn đo bằng GPS, xây dựng thuật toán và quy trình xử lý số liệu khi kết hợp hai bậc của hệ thống lưới GPS quan trắc hợp thành một mạng lưới (lưới một bậc) nhằm nâng cao khả năng ứng dụng công nghệ GPS để quan trắc chuyển dịch ngang công trình.

TỪ KHÓA: chuyển dịch ngang, GPS.

ABSTRACT: The GPS network system used for horizontal displacement monitoring is usually designed with two levels: the first is the basic network and the second is the monitoring network. In this paper, we establish algorithms and procedures to analyze the stability of GPS benchmarks, and develop algorithms and procedures of data processing when combining the two levels of monitoring network system into one network. This is aimed to improve the application of GPS technology to monitor horizontal displacement of work.

KEYWORDS: horizontal displacement, Global Positioning System.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hệ thống lưới GPS quan trắc chuyển dịch ngang hoặc quan trắc chuyển dịch công trình được xây dựng gồm hai bậc: bậc một là lưới khống chế cơ sở và bậc hai là lưới quan trắc. Mục đích thành lập và xử lý số liệu đối với bậc lưới khống chế cơ sở là để xác định, đánh giá độ ổn định của hệ thống điểm trong bậc lưới này, tìm ra các điểm ổn định để làm cơ sở gốc cho toàn bộ mạng lưới. Toàn bộ hai bậc của hệ thống lưới quan trắc hợp thành một mạng lưới mặt bằng tự do và việc xử lý số liệu của hệ thống lưới đó thực chất là định vị lưới trong các chu kỳ đo theo số liệu ở chu kỳ được lấy làm mốc so sánh. Do đó áp dụng phương pháp bình sai lưới tự do là giải pháp thích hợp nhất trong việc xử lý số liệu hệ thống lưới quan trắc, trong trường hợp này vấn đề cần thiết là phải xác định được tiêu chuẩn phù hợp để định vị mạng lưới ở các chu kỳ đo khác nhau.

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT

2.1 Tính véc tơ cạnh

Kết quả đo GPS thường được xử lý bằng các phần mềm chuyên dùng do hãng cung cấp thiết bị thu tín hiệu vệ tinh thành lập (ví dụ phần mềm TBC).

Khi xử lý cạnh chỉ chấp nhận các cạnh đạt lời giải FIX, với RATIO không nhỏ hơn 2. Trong trường hợp không đạt lời giải FIX cần lưu ý tới sai số đa đường dẫn tín hiệu (Multipath). Nếu tính cạnh ở chế độ tự động không đạt thì phải xử lý cạnh theo phương pháp can thiệp. Trong trường hợp xử lý can thiệp mà không nhận được lời giải FIX thì phải đo lại.

Khi xử lý can thiệp có thể cắt bỏ bớt vệ tinh có tình trạng xấu hoặc cắt bỏ bớt thời gian đo nhưng không được cắt bỏ quá 20% thời gian thu tín hiệu.

2.2 Bình sai lưới GPS

Sau khi xử lý cạnh, kết quả kiểm tra véc tơ cạnh đạt yêu cầu thì tiến hành bình sai lưới theo các bước sau:

Bước 1: Dựa vào các cạnh đo GPS để xác lập đồ hình mạng lưới;

Bước 2: Lựa chọn và thiết lập các thông số của Elipxoid;

Bước 3: Định nghĩa phép chiếu trong hệ tọa độ phẳng (hệ tọa độ HN-72 hoặc VN2000);

Bước 4: Bình sai lưới với 1 điểm gốc (coi lưới GPS quan trắc là lưới tự do bậc 0). Điểm FIX tọa độ có thể được chọn là một điểm bất kỳ trong tập hợp điểm khống chế cơ sở của mạng lưới, như vậy thực chất mạng lưới đã được coi là lưới tự do bậc 0 và bước thực hiện này là quá trình “định vị tạm thời”

mạng lưới. Đối với lưới GPS quan trắc biến dạng công trình cần phải thực hiện phân tích độ ổn định của các điểm cơ sở và định vị lại mạng lưới, vấn đề này sẽ được trình bày trong mục 2.3.

2.3 Phân tích độ ổn định mốc cơ sở trong mạng lưới GPS quan trắc chuyển dịch ngang công trình

2.3.1 Tiêu chuẩn định vị lưới và tiêu chuẩn ổn định của các mốc cơ sở

Trong chu kỳ đang khảo sát, sau khi đã thực hiện bình sai lưới GPS quan trắc ở chế độ FIX tọa độ 1 điểm như đã nêu ở trên thì còn cần phải kiểm tra độ ổn định của các điểm cơ sở và định vị lại mạng lưới đó. Việc định vị hệ thống lưới quan trắc trong từng chu kỳ đo được thực hiện theo tiêu chuẩn:

1. Lưới được định vị vào vị trí trung bình các điểm không chế ổn định. Điều kiện này được cụ thể hoá bằng cách lựa chọn ma trận định vị C như sau:

$$\begin{cases} C_i = B_i \\ C_i = 0 \end{cases} \quad (1)$$

trong đó: $C_i = B_i$ đối với các điểm cơ sở ổn định và $C_i = 0$ đối với các điểm khác.

2. Tiêu chuẩn đánh giá độ ổn định của điểm cơ sở:

Điểm không chế cơ sở được coi là ổn định nếu chênh lệch tọa độ của điểm ở chu kỳ đang xét so với chu kỳ đầu không vượt quá sai số giới hạn xác định độ chênh lệch đó.

Tiêu chuẩn nêu trên được cụ thể hóa bằng biểu thức:

$$q_i \leq t.m_{q_i} \quad (2)$$

Cần lưu ý rằng, việc đánh giá độ ổn định của các điểm mốc cơ sở được dựa trên công thức (2). Tuy nhiên đối với các mạng lưới trắc địa, do cấu trúc đồ hình mà sau khi bình sai giá trị sai số vị trí của các điểm (m_p) thường có giá trị khác nhau, dẫn đến sai số xác định chuyển dịch (m_Q) cũng khác nhau. Do vậy, có thể chọn một giá trị sai số giới hạn Δ_0 nào đó để làm tiêu chuẩn thống nhất chung cho toàn mạng lưới, khi đó tiêu chuẩn (2) được viết lại là:

$$q \leq \Delta_0 \quad (3)$$

Không thể triển khai tính toán đồng thời với 2 biểu thức (1) và (3) do giữa 2 công thức đó có mối ràng buộc về điều kiện áp dụng. Giải pháp hợp lý trong trường hợp này là áp dụng phương pháp lặp nhích dần.

2.3.2 Quy trình phân tích độ ổn định của các mốc cơ sở

Khi bình sai lưới GPS trong mỗi chu kỳ quan trắc cần chọn xử lý ở chế độ FIX tọa độ 1 điểm (coi lưới GPS là lưới tự do bậc 0) để tránh ảnh hưởng của sai số số liệu gốc, sau đó cần định vị lại mạng lưới ở chu kỳ

đang xét về vị trí trung bình của các điểm không chế ổn định. Quá trình định vị lại này có thể được thực hiện thông qua việc áp dụng công thức chuyển đổi tọa độ:

$$X^{(2)} = X^{(1)} - B(C^T B)^{-1} C^T \delta X^{(1)} \quad (4)$$

Trong công thức (4): δX là vector chuyển dịch của các điểm cơ sở trong chu kỳ khảo sát so với chu kỳ 1; $X^{(1)}$ là vector tọa độ bình sai lưới ở chu kỳ đang xét ứng với chế độ FIX 1 điểm gốc và $X^{(2)}$ là vector tọa độ bình sai của lưới đó ứng với ma trận định vị C .

Đối với lưới GPS tự do ma trận B có dạng:

$$B = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = E_{2 \times 2} \quad (5)$$

Từ đó thu được biểu thức tính chuyển tọa độ bình sai giữa các phương án chọn điều kiện định vị khác nhau như sau:

1- Tính chuyển tọa độ của các điểm trong lưới (gồm n điểm cơ sở) từ chế độ FIX 1 điểm gốc về lưới tự do với $C = B$:

$$\begin{cases} x_i^{(2)} = x_i^{(1)} - \frac{[\delta x]}{n} \\ y_i^{(2)} = y_i^{(1)} - \frac{[\delta y]}{n} \end{cases} \quad (6)$$

2- Khi cần bớt đi 1 điểm định vị (ký hiệu là điểm t) trong tập hợp K điểm định vị:

$$\begin{cases} x_i^{(2)} = x_i^{(1)} - \frac{\sum_{m=1}^K \delta x_{m(m \neq t)}}{K-1} \\ y_i^{(2)} = y_i^{(1)} - \frac{\sum_{m=1}^K \delta y_{m(m \neq t)}}{K-1} \end{cases} \quad (7)$$

Trong trường hợp việc định vị lưới được thực hiện dựa trên công thức (1), nếu t là điểm không ổn định và cần phải loại bỏ khỏi quá trình định vị lưới (bằng cách gán cho điểm đó giá trị $C = 0$) thì tọa độ các điểm trong lưới sẽ được tính theo công thức:

$$\begin{cases} x^{(2)} = x^{(1)} + \frac{\delta x_t}{K-1} \\ y^{(2)} = y^{(1)} + \frac{\delta y_t}{K-1} \end{cases} \quad (8)$$

Xét đặc điểm của việc tính toán xử lý số liệu lưới GPS và trên cơ sở các công thức chuyển đổi tọa độ trong mạng lưới như đã nêu ở trên, chúng tôi áp dụng một quy trình phân tích độ ổn định lưới GPS cơ sở trong quan trắc chuyển dịch ngang công trình theo phương pháp lặp nhích dần như sau:

Bước 1: Trong chu kỳ đang khảo sát, thực hiện bình sai lưới không chế cơ sở như mạng lưới tự do với 1 điểm FIX tọa độ.

Bước 2: Tính chuyển tọa độ bình sai của các điểm trong mạng lưới về hệ tọa độ mới với điều kiện định vị $C = B$ (công thức 1).

Bước 3: Tính độ lệch tọa độ của tất cả các điểm trong lưới so với tọa độ các điểm đó ở chu kỳ đầu và áp dụng tiêu chuẩn (3) để kiểm tra, đánh giá độ ổn định của các điểm mốc (có $C = B$) trong lưới.

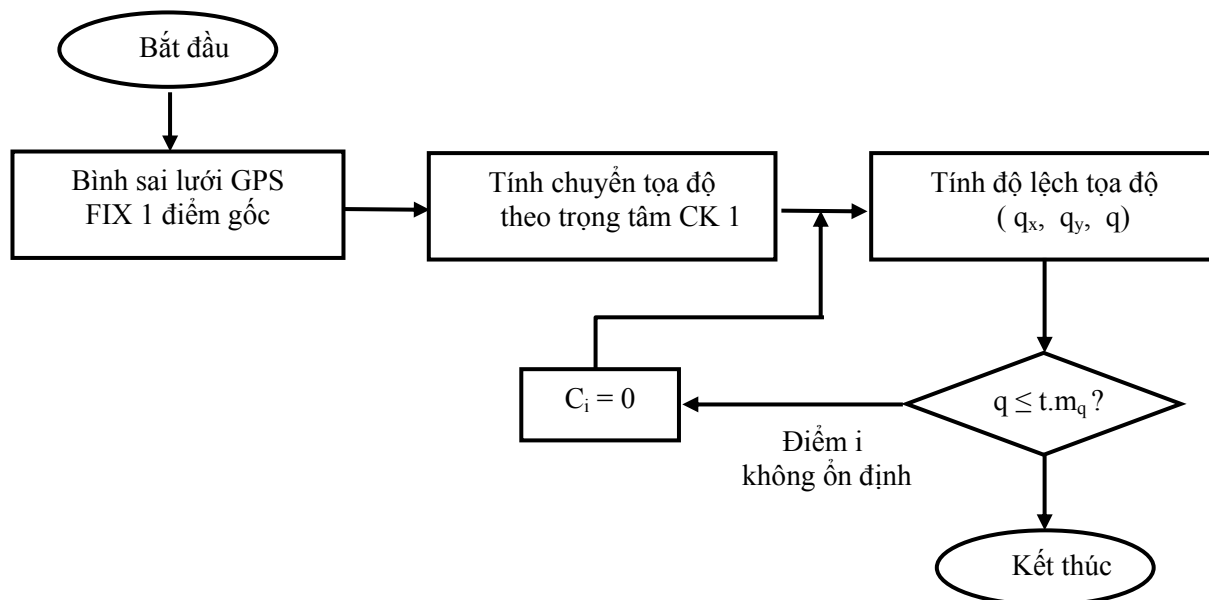
Bước 4: Có thể xảy ra một trong hai khả năng:

- Nếu phát hiện một (hoặc một số) điểm mốc không ổn định thì sẽ loại một điểm có độ lệch tọa độ

lớn nhất ra khỏi nhóm mốc ổn định bằng cách tính chuyển tọa độ theo công thức (8) và gán cho mốc đó giá trị $C = 0$.

- Nếu các điểm mốc còn lại (có giá trị $C = B$) đều thỏa mãn tiêu chuẩn (3) thì kết thúc quá trình kiểm tra. Việc định vị lưới được thực hiện gần đúng nhất so với các điểm ổn định.

Quy trình xử lý số liệu lưới quan trắc biến dạng công trình nêu trên được thể hiện một cách trực quan thông qua sơ đồ ở hình 1:



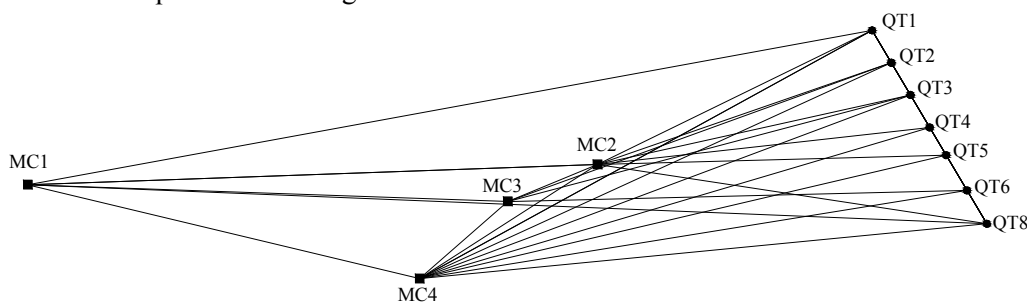
Hình 1. Sơ đồ xử lý số liệu lưới GPS quan trắc biến dạng công trình

3. THỰC NGHIỆM XỬ LÝ SỐ LIỆU LƯỚI GPS QUAN TRẮC CHUYỂN DỊCH NGANG CÔNG TRÌNH

3.1. Giới thiệu công trình thực nghiệm

Công trình thực nghiệm là một tường chắn đất bằng bê tông cốt thép có kích thước chiều dài là 700m và chiều rộng là 0,8m thuộc một công trình Cảng ở Hải Phòng. Số điểm quan trắc bao gồm 07 mốc

(QT1, QT2, QT3, QT4, QT5, QT6, QT7) gắn ở đỉnh tường chắn, số mốc cơ sở (mốc chuẩn) dùng để quan trắc là 04 mốc cơ sở (MC1, MC2, MC3, MC4). Độ chính xác yêu cầu quan trắc là $m_q = 5.0$ mm, mạng lưới quan trắc được thiết kế và đo đạc gồm một cấp lưới với yêu cầu là sai số trung phương vị trí điểm (m_p) của các điểm trong lưới sau bình sai phải ≤ 3.5 mm, sơ đồ lưới như hình 2.



Hình 2. Sơ đồ lưới GPS thực nghiệm

3.2. Xử lý số liệu quan trắc thực nghiệm

Quá trình thực nghiệm xử lý số liệu được thực hiện với 03 chu kỳ quan trắc (chu kỳ 1, 2, 3). Trên cơ sở dữ liệu đo của 3 chu kỳ, tiến hành xử lý cạnh và bình sai lưới bằng phần mềm TBC 3.5, các cạnh đo của 3 chu kỳ sau khi xử lý đều đạt lời giải FIX và đồ hình lưới của 3 chu kỳ được xác lập như hình 2.

Kết quả bình sai lưới chu kỳ 1, 2, 3 trong hệ tọa độ phẳng (hệ tọa độ VN-2000, múi chiếu 3^0 , kinh tuyến trục $106^000'00''$) ở chế độ FIX 1 điểm gốc (FIX điểm MC1) được đưa ra trong Bảng 1. Sai số trung phương vị trí điểm trong chu kỳ 1, 2 và 3 đều đạt yêu cầu ≤ 3.0 mm.

Bảng 1. Kết quả bình sai lưới chu kỳ 1, 2, 3 trong hệ tọa độ phẳng ở chế độ FIX 1 điểm gốc (FIX điểm MC1)

STT	Tên mốc	Tọa độ chu kỳ 01 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (10/10/2017)		Tọa độ chu kỳ 02 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (15/12/2017)		Tọa độ chu kỳ 03 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (15/03/2017)	
		X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)
1	MC1	2300836.196	591738.978	2300836.196	591738.978	2300836.196	591738.978
2	MC2	2300890.827	593357.108	2300890.831	593357.106	2300890.837	593357.105
3	MC3	2300786.840	593102.011	2300786.842	593102.010	2300786.852	593102.002
4	MC4	2300569.658	592851.441	2300569.658	592851.439	2300569.661	592851.434
5	QT1	2301267.824	594137.943	2301267.831	594137.941	2301267.836	594137.940
6	QT2	2301176.402	594192.428	2301176.406	594192.428	2301176.409	594192.428
7	QT3	2301085.411	594246.515	2301085.418	594246.515	2301085.423	594246.515
8	QT4	2300993.898	594300.976	2300993.902	594300.983	2300993.909	594300.984
9	QT5	2300915.494	594347.674	2300915.499	594347.678	2300915.502	594347.673
10	QT6	2300816.048	594406.783	2300816.051	594406.782	2300816.059	594406.784
11	QT7	2300722.122	594462.730	2300722.125	594462.730	2300722.135	594462.726

Tiến hành phân tích độ ổn định của mốc cơ sở và tính toán thông số chuyển dịch chu kỳ 2:

Dựa vào tọa độ các mốc khống chế MC1, MC2, MC3, MC4 ở chu kỳ 1 và 2 tiến hành phân tích độ ổn định của các mốc chuẩn. Tiêu chuẩn ổn định của các mốc chuẩn lấy $\Delta_0 = 2x_{mp} = 2x3.5 = 7.0$ mm. Kết quả tính toán và phân tích độ ổn định của các mốc chuẩn được thể hiện trong bảng 2, 3.

Bảng 2. Tham số tính chuyển chu kỳ 2

STT	Tên mốc	Tọa độ chu kỳ 01 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (10/10/2017)		Tọa độ chu kỳ 02 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (15/12/2017)		Độ lệch (m)	
		X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	dX(m)	dY(m)
1	MC1	2300836.196	591738.978	2300836.196	591738.978	0.000	0.000
2	MC2	2300890.827	593357.108	2300890.831	593357.106	0.004	-0.002
3	MC3	2300786.840	593102.011	2300786.842	593102.010	0.002	-0.001
4	MC4	2300569.658	592851.441	2300569.658	592851.439	0.000	-0.002
				$\Sigma dX, \Sigma dY$		0.006	-0.005
				Tham số tính chuyển		0.002	-0.001

Bảng 3. Kết quả đánh giá độ ổn định các mốc cơ sở chu kỳ 2

STT	Tên mốc	Tọa độ chu kỳ 01 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (10/10/2017)		Tọa độ chu kỳ 02 (sau điều chỉnh) (15/12/2017)		Độ lệch (mm)			Giới hạn ổn định (mm)	Kết quả đánh giá
		X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	q_x	q_y	q		
1	MC1	2300836.196	591738.978	2300836.194	591738.979	-2	1	2.2	7.0	Ổn định
2	MC2	2300890.827	593357.108	2300890.829	593357.107	2	-1	2.2	7.0	Ổn định
3	MC3	2300786.840	593102.011	2300786.840	593102.011	0	0	0.0	7.0	Ổn định
4	MC4	2300569.658	592851.441	2300569.656	592851.440	-2	-1	2.2	7.0	Ổn định

Từ kết quả ở bảng 3 nhận thấy các mốc cơ sở ở chu kỳ 2 đều ổn định nên lấy tham số tính chuyển ở bảng 1 để điều chỉnh tọa độ của các điểm quan trắc ở chu kỳ 2. Tọa độ sau điều chỉnh ở chu kỳ 2 và các thông số chuyển dịch tại các điểm quan trắc được đưa trong trong bảng 4.

Bảng 4. Kết quả tính toán thông số chuyển dịch (chu kỳ 2 so với chu kỳ 1)

STT	Tên mốc	Tọa độ chu kỳ 01 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (10/10/2017)		Tọa độ chu kỳ 02 (sau điều chỉnh) (15/12/2017)		Độ lệch (mm)		
		X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	q _x	q _y	q
1	QT1	2301267.824	594137.943	2301267.829	594137.942	5	-1	5.1
2	QT2	2301176.402	594192.428	2301176.404	594192.429	2	1	2.2
3	QT3	2301085.411	594246.515	2301085.416	594246.516	5	1	5.1
4	QT4	2300993.898	594300.976	2300993.900	594300.984	2	8	8.2
5	QT5	2300915.494	594347.674	2300915.497	594347.679	3	5	5.8
6	QT6	2300816.048	594406.783	2300816.049	594406.783	1	0	1.0
7	QT7	2300722.122	594462.730	2300722.123	594462.731	1	1	1.4

Tính toán phân tích độ ổn định của mốc cơ sở và tính toán thông số chuyển dịch chu kỳ 3:

Dựa vào tọa độ các mốc khống chế MC1, MC2, MC3, MC4 ở chu kỳ 1 và 3 tiến hành phân tích độ ổn định của các mốc chuẩn. Tiêu chuẩn ổn định của các mốc chuẩn lấy $\Delta_0 = 2x_{mp} = 2x3.5 = 7.0$ mm. Kết quả tính toán và phân tích độ ổn định của các mốc chuẩn được thể hiện trong bảng 5, 6, 7.

Bảng 5. Tham số tính chuyển chu kỳ 3

STT	Tên mốc	Tọa độ chu kỳ 01 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (10/10/2017)		Tọa độ chu kỳ 03 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (15/3/2018)		Độ lệch (m)	
		X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	dX(m)	dY(m)
1	MC1	2300836.196	591738.978	2300836.196	591738.978	0.000	0.000
2	MC2	2300890.827	593357.108	2300890.837	593357.105	0.010	-0.003
3	MC3	2300786.840	593102.011	2300786.852	593102.002	0.012	-0.009
4	MC4	2300569.658	592851.441	2300569.661	592851.434	0.003	-0.007
				ΣdX, ΣdY		0.025	-0.019
				Tham số tính chuyển		0.006	-0.005

Bảng 6. Kết quả đánh giá độ ổn định các mốc cơ sở chu kỳ 3 (lần 1)

STT	Tên mốc	Tọa độ chu kỳ 01 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (10/10/2017)		Tọa độ chu kỳ 03 (sau điều chỉnh) (15/3/2018)		Độ lệch (mm)			Giới hạn ổn định (mm)	Kết quả đánh giá
		X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	q _x	q _y	q		
1	MC1	2300836.196	591738.978	2300836.190	591738.983	-6	5	7.8	7.0	Không Ổn định
2	MC2	2300890.827	593357.108	2300890.831	593357.110	4	2	4.5	7.0	Ổn định
3	MC3	2300786.840	593102.011	2300786.846	593102.007	6	-4	7.2	7.0	Không Ổn định
4	MC4	2300569.658	592851.441	2300569.655	592851.439	-3	-2	3.6	7.0	Ổn định

Từ kết quả ở bảng 6 nhận thấy chu kỳ 3 có mốc chuẩn MC1 và MC3 là không ổn định. Mốc chuẩn MC1 có độ lệch lớn nhất nên loại điểm này ra khỏi nhóm mốc ổn định bằng cách tính chuyển tọa độ theo công thức (8) và gán cho mốc đó giá trị $C = 0$, kết quả tính toán được thể hiện trong bảng 7.

Bảng 7. Kết quả đánh giá độ ổn định các mốc cơ sở chu kỳ 3 (lần 2)

STT	Tên mốc	Tọa độ chu kỳ 01 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (10/10/2017)		Tọa độ chu kỳ 03 (sau điều chỉnh) (15/3/2018)		Độ lệch (mm)			Giới hạn ổn định (mm)	Kết quả đánh giá
		X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	q_x	q_y	q	Δ_0	
1	MC1	2300836.196	591738.978	2300836.188	591738.984	-8	6	10.0	7.0	Không Ổn định
2	MC2	2300890.827	593357.108	2300890.829	593357.111	2	3	3.6	7.0	Ổn định
3	MC3	2300786.840	593102.011	2300786.844	593102.008	4	-3	5.0	7.0	Ổn định
4	MC4	2300569.658	592851.441	2300569.653	592851.440	-5	-1	5.1	7.0	Ổn định

Từ kết quả ở bảng 7 nhận thấy các điểm mốc cơ sở còn lại là MC1, MC2, MC3 đều ổn định nên tiến hành định vị lại mạng lưới vào vị trí trung bình của các mốc chuẩn ổn định bằng cách tính lại tham số tính chuyển theo các mốc chuẩn ổn định (MC2, MC3, MC4); các tham số tính được là $\Sigma dX/3 = 0.008$ m, $\Sigma dY/3 = -0.006$ m. Sử dụng các tham số tính chuyển này để điều chỉnh tọa độ của các điểm quan trắc ở chu kỳ 3 và tính toán thông số chuyển dịch ở chu kỳ 3. Kết quả tính toán được thể hiện trong bảng 8 và 9.

Bảng 8. Kết quả tính toán thông số chuyển dịch (chu kỳ 3 so với chu kỳ 1)

STT	Tên mốc	Tọa độ chu kỳ 01 (Bình sai FIX 1 điểm MC1) (10/10/2017)		Tọa độ chu kỳ 03 (sau điều chỉnh) (15/3/2018)		Thông số chuyển dịch (mm)		
		X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	q_x	q_y	q
1	QT1	2301267.824	594137.943	2301267.828	594137.946	4	3	5.0
2	QT2	2301176.402	594192.428	2301176.401	594192.434	-1	6	6.1
3	QT3	2301085.411	594246.515	2301085.415	594246.521	4	6	7.2
4	QT4	2300993.898	594300.976	2300993.901	594300.990	3	14	14.3
5	QT5	2300915.494	594347.674	2300915.494	594347.679	0	5	5.0
6	QT6	2300816.048	594406.783	2300816.051	594406.790	3	7	7.6
7	QT7	2300722.122	594462.730	2300722.127	594462.732	5	2	5.4

Bảng 9. Kết quả tính toán thông số chuyển dịch (chu kỳ 3 so với chu kỳ 2)

STT	Tên mốc	Tọa độ chu kỳ 02 (sau điều chỉnh) (15/12/2017)		Tọa độ chu kỳ 03 (sau điều chỉnh) (15/3/2018)		Thông số chuyển dịch (mm)		
		X(m)	Y(m)	X(m)	Y(m)	q_x	q_y	q
1	QT1	2301267.829	594137.942	2301267.828	594137.946	-1	4	4.1
2	QT2	2301176.404	594192.429	2301176.401	594192.434	-3	5	5.8
3	QT3	2301085.416	594246.516	2301085.415	594246.521	-1	5	5.1
4	QT4	2300993.900	594300.984	2300993.901	594300.990	1	6	6.1
5	QT5	2300915.497	594347.679	2300915.494	594347.679	-3	0	3.0
6	QT6	2300816.049	594406.783	2300816.051	594406.790	2	7	7.3
7	QT7	2300722.123	594462.731	2300722.127	594462.732	4	1	4.1

4. KẾT LUẬN

Từ kết quả nghiên cứu lý thuyết và tính toán thực nghiệm chúng tôi rút ra một số kết luận như sau:

- Khi xử lý số liệu lưới GPS cần xử lý số liệu ở dạng lưới 1 cấp và bình sai lưới GPS trong mỗi chu kỳ quan trắc cần chọn xử lý ở chế độ FIX tọa độ 1 điểm (coi lưới GPS là lưới tự do bậc 0) để tránh ảnh hưởng của sai số số liệu gốc, sau đó tiến hành phân tích độ ổn định của các mốc chuẩn và định vị lại mạng lưới ở chu kỳ đang xét vào vị trí trung bình của các mốc chuẩn ổn định.

- Phương pháp xử lý số liệu lưới GPS quan trắc chuyển dịch ngang công trình được trình bày trong bài báo là phù hợp và có tính chặt chẽ, tính đúng đắn của thuật toán đã được chứng minh bằng kết quả

thực nghiệm. Quy trình tính phân tích độ ổn định của các mốc cơ sở trong mạng lưới thành lập bằng công nghệ GPS dễ dàng tự động hóa thông qua lập trình tính toán trên máy tính.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Hoàng Ngọc Hà (2006), *Bình sai tính toán lưới trắc địa và GPS*, Nxb Khoa học và kỹ thuật.
- [2] Trần Khánh, Nguyễn Quang Phúc (2010), *Quan trắc chuyển dịch và biến dạng công trình*, Nxb Giao thông Vận tải, Hà Nội.
- [3] TCVN 9401:2012 Kỹ thuật đo và xử lý số liệu GPS trong trắc địa công trình, Nxb Xây dựng
- [4] US. Army Corps of engineers (2002). *Structural Deformation Surveying*. Washington, DC 20314-1000.

NGHIÊN CỨU - THIẾT KẾ MÓNG BÈ CỌC CHỊU TẢI TRỌNG LỚN TRÊN NỀN ĐẤT SÉT YẾU ĐÃ ĐƯỢC XỬ LÝ BẰNG PHƯƠNG PHÁP HÚT CHÂN KHÔNG

Trần Huy Tấn

Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: tanibst@gmail.com

TÓM TẮT: Hiện nay, việc xây dựng một số dự án lớn thuộc khu vực đồng bằng Sông Cửu Long, Sông Hồng hoặc các khu vực cửa biển ở nước ta đều gặp phải vấn đề phức tạp trong xử lý nền đất yếu. Phần lớn các dự án công nghiệp như Nhà máy Nhiệt Điện, Nhà máy Xi măng... đều có thiết kế các hạng mục công trình với những công năng khác nhau phân bố khắp trên mặt bằng rộng lớn của dự án. Dưới điều kiện tải trọng khác nhau ở các hạng mục đều gây ra độ lún nhất định cho nền đất yếu. Để giải quyết bài toán về độ lún của nền đất yếu trong các trường hợp này, đa số các dự án lựa chọn giải pháp xử lý nền đất yếu dưới yêu cầu tải trọng khai thác chung (ví dụ $5T/m^2$ hoặc $10T/m^2$...) cho phần lớn hoặc trên toàn bộ mặt bằng của dự án. Tuy nhiên, tại một số hạng mục của dự án như các kho chứa nguyên liệu (Kho than, Kho đá vôi, Kho sét ...) có tải trọng tác dụng vào nền rất lớn (khoảng $20T/m^2$ hoặc lớn hơn) thì việc nền đã qua xử lý như trên vẫn chưa đáp ứng được khả năng chịu tải và phải tìm kiếm sang giải pháp móng cọc, móng bè cọc. Việc thiết kế móng trong trường hợp này đã đặt ra không ít khó khăn với các kỹ sư thiết kế trong việc tính toán sức chịu tải cọc cũng như độ lún của móng bè cọc. Vì vậy trong bài báo này đề cập việc nghiên cứu, phân tích thiết kế móng bè cọc chịu tải trọng lớn trên nền đất sét yếu có chiều dày lớn đã qua xử lý.

TỪ KHÓA: Móng bè cọc, đất yếu.

ABSTRACTS: The present, build projects at the area Song Cuu Long, Song Hong or the areas sea, which are have soft soil. The Industrial large projects as the thermal power plant, cement plant... are the items with the other function on the project. The other action load level is made the settlement of the soft soil. To resolve the settlement level of the ground, the projects selected that the solution vacuum-pump (example $5T / m^2$ or $10T / m^2$...) for large section or on the whole section of project. However, at the items as limestone storage, coal storage has overload on the background (large $20T / m^2$ or greater than). foundation design in this case is not Simple with the engineer. wherefore this report show design and analyze pile raft foundation on the soft soil.

KEYWORDS: Pile raft foundation, soft soil.

1. GIỚI THIỆU

Những khu vực ở đồng bằng Bắc Bộ và Nam Bộ trên lưu vực Sông Hồng và Sông Mê Kông có tầng đất sét yếu với chiều dày lớn. Hướng tới mục tiêu phát triển khu công nghiệp tại các vùng này, trong quá trình xây dựng người ta thường lựa chọn các giải pháp và công nghệ xử lý nền đất yếu phù hợp nhất. Để đạt được hiệu quả kinh tế, đáp ứng được quy mô xây dựng, các dự án công nghiệp lớn như Nhiệt điện, Xi măng... thường chọn giải pháp xử lý nền đất yếu cho phần lớn diện tích xây dựng. Ở điều kiện tải trọng khai thác, vận hành thường xuyên, mức xử lý nền phổ biến tại các dự án loại này thường đáp ứng cho tải trọng khai thác từ $5T/m^2 \div 10T/m^2$. Tuy nhiên, phần lớn các kho nguyên liệu, bể chứa... của công trình công nghiệp đều có tải trọng của nguyên liệu tác dụng vào nền rất lớn, khoảng vài chục T/m^2 . Trước thực tế như vậy, cần phải có phương án thiết kế móng vừa đảm bảo được khả năng chịu tải công trình, vừa tận dụng được kết quả nền đã được xử lý trong giai đoạn trước. Trong trường hợp này, giải pháp móng bè cọc

có thể đáp ứng được các bài toán về sức chịu tải của nền, về độ lún lớn và độ ổn định. Móng bè cọc cũng cho phép tận dụng khả năng chịu tải của nền đất dưới móng, từ đó giảm số lượng cọc bố trí cho móng.

Trong bài báo này đề cập việc tính toán móng bè cọc trong nền đất yếu có kể đến quá trình nền đất được gia tải trước đó bằng công nghệ hút chân không.

2. KHÁI QUÁT VỀ CÁC PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN

Từ những năm 50 - 60 của thế kỷ XX đến những năm đầu thế kỷ XXI nhiều công trình nghiên cứu về ứng xử của móng bè cọc đã được công bố, điển hình như: Zeveaert (1957), Davis & Poulos (1972), Hooper (1979, 1973), Burland (1977), Sommer et al. (1985), Franke (1991), O'Neill et al. (1996), van Impe & Lungu (1996), El - Mossallamy & Franke (1997), Poulos (1993, 1994, 1999, 2000, 2001, 2002), Chow & Small (2008), Yamashita et al. (2011, 2015)...., đặc biệt tại ISSMGE TC212 - Deep Foundation (2013) đã thông qua ISSMGE Combined Pile-Raft Foundation Guideline. Điều này chứng tỏ, móng bè cọc là một

đề tài được nhiều tác giả quan tâm nghiên cứu và phát triển.

Ở Việt Nam, sự làm việc đồng thời của cọc và đất nền đã được nhiều tác giả quan tâm nghiên cứu và đã có áp dụng kết quả nghiên cứu ở mức độ khác nhau vào một số công trình cụ thể.

Móng bè cọc đã được Randolph (1994) định nghĩa theo 3 nguyên lý thiết kế hệ bè – cọc. Ngoài ra phương pháp “cọc giảm lún” - một trường hợp đặc biệt của phương pháp “cọc từ biến” theo nguyên lý thiết kế 2 của Randolph (1994) cũng đã được nhiều tác giả đề cập đến, trong đó cọc làm việc tới sức chịu tải giới hạn. Trong trường hợp này vai trò chính của cọc là khống chế độ lún mặc dù chúng cũng góp phần làm tăng khả năng chịu tải của hệ móng.

Các phân tích đã cho thấy phương pháp thiết kế với “cọc giảm lún” là phương pháp kinh tế nhất trong khi vẫn đảm bảo hệ số an toàn của hệ thống nền móng công trình (Hình1).



Hình 1 Sự làm việc của hệ bè - cọc

Rất nhiều phương pháp phân tích hệ bè-cọc đã được nghiên cứu và các phương pháp này có thể được phân thành 3 nhóm (Theo Poulos 1997):

- Nhóm 1 – Phân tích đơn giản hóa: Giả thiết đơn giản hóa về mô hình nền và tải trọng;

- Nhóm 2 - Phân tích gần đúng bằng phần mềm:

+ “Băng trên lò xo”: Móng bè được mô phỏng bằng các móng băng kế tiếp, cọc được mô phỏng bằng các lò xo;

+ Dầm trên lò xo;

+ “Bản trên lò xo”: Móng bè được mô phỏng bằng các bản đặt trên các lò xo mô phỏng độ cứng của đất và cọc;

- Nhóm 3 - Phân tích sâu hơn bằng phần mềm:

+ Phần tử biên: Rời rạc hóa bản móng và cọc, phân tích theo lý thuyết đàn hồi;

+ Kết hợp phần tử biên khi phân tích cọc với phần tử hữu hạn khi phân tích bè móng;

+ Phần tử hữu hạn đơn giản hóa, hoặc sai phân hữu hạn: Phân tích bài toán phẳng hoặc đối xứng trục;

+ Phần tử hữu hạn 3D (ví dụ PLAXIS 3D) hoặc sai phân hữu hạn 3D (ví dụ FLAC 3D);

Trên thực tế có thể thực hiện theo 3 mức như sau:

✓ Sử dụng phương pháp PDR để bước đầu đánh giá gần đúng số lượng cọc cần thiết để đáp ứng các yêu cầu về độ lún và khả năng chịu tải;

✓ Sử dụng phương pháp đơn giản đã trình bày ở phần trên để xác định tải trọng lớn nhất tác dụng lên bè không có cọc. Từ đó có thể xác định tại các cột nào cần bố trí cọc, bề dày móng và các yêu cầu đối với cọc;

✓ Phân tích chi tiết để đi đến thiết kế cuối cùng bằng cách sử dụng phương pháp số (Sử dụng phần mềm GARP, FLAC 3D, PLAXIS 3D, v.v...) để đánh giá chi tiết hơn độ lún và độ lún lệch dưới các tổ hợp tải trọng khác nhau cũng như để xác định nội lực trong móng.

- Trong thực tế việc xác định các thông số địa kỹ thuật đóng vai trò cốt yếu. Trong nội dung bài báo này đã sử dụng các mối tương quan của đặc tính biến dạng nền sau quá trình HCK để xem xét độ lún của bè móng theo thời gian dưới tác dụng của tải trọng lớn hơn.

3. PHÂN TÍCH PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ THEO ĐỘ LÚN CỦA BÈ CỌC

Thông thường khi thiết kế móng, điều kiện đặt ra là phải đảm bảo sức chịu tải và độ lún cho phép. Tải trọng an toàn cho bè cũng theo hai tiêu chí trên. Đối với cọc, từ kết quả thí nghiệm, thông qua biểu đồ tải trọng – độ lún có thể đưa ra mức tải trọng an toàn cho cọc. Vì vậy, đối với một độ lún được chọn cho móng là “S”, nếu bè chịu tải P_b và cọc mang tải P_c , khi đó khả năng chịu tải của móng bè cọc P có thể được xác định:

$$P = P_b + P_c \quad (1)$$

Độ lún S của móng khi đó sẽ bao gồm cả lún tức thời và lún cố kết.

- Tính toán tải trọng cọc P_c : Giá trị độ lún S có thể được tính theo yêu cầu của mỗi bài toán hoặc lớp đất dưới bè và tải trọng nén trên cọc. Khi đó P_c có thể thu được từ biểu đồ quan hệ độ lún – tải trọng theo thí nghiệm nén tĩnh cọc. Ngược lại, giá trị độ lún S cũng có thể chọn giá trị thay đổi để đạt được giá trị tải trọng phân bố vào bè móng và cọc hợp lý;

- Tính tải trọng cho bè P_b : Như đã biết, độ lún S được coi là tổng độ lún của cả độ lún ban đầu và độ lún thứ cấp của bè. Giá trị của P_b tác dụng vào bè được tính toán với cả hai độ lún cố kết và độ lún tức thời theo đặc tính lớp đất hiện có. Ở độ lún cố kết S_i , ứng với tải trọng P_i . Dưới tải trọng P_i , sẽ gây ra độ lún tức thời tương ứng S_{dh} . Khi đó P_i được tính theo công thức:

$$S_{ck} = \frac{Cc}{1+e_0} H \log_{10} \frac{P_0 + P_t}{P_0} \quad (2)$$

Trong đó:

- C_c là chỉ số nén;
- e_0 là hệ số rỗng của đất;
- P_0 là áp lực ban đầu;

Từ công thức trên tìm được:

$$P_t = \left(10^{\frac{S_t}{C_c H}} \right) P_0 - P_0 \quad (3)$$

$$C_e = \frac{Cc}{1+e_0} \quad (4)$$

$$\text{Cuối cùng} \quad S = S_i + S_{dh} \quad (5)$$

Khi thiết kế móng bè cọc thì tổng độ lún của bè và cọc gần giống như nhau, và do đó P_b có thể viết:

$$P_b = P_i \quad (6)$$

Theo các phương trình trên, có thể nghiên cứu cơ chế chuyển tải giữa cọc và bè. Tương tự phần trên, độ lún theo thời gian của bè móng được tính toán để đạt được trạng thái cân bằng của móng bè cọc, khi đó việc truyền tải trọng và tổng độ lún của hệ cọc là không đáng kể và huy động được toàn bộ sức chịu tải của móng bè cọc.

4. ÁP DỤNG TÍNH TOÁN MÓNG BÈ CỌC

Ở đây chúng tôi nêu một ví dụ điển hình về việc tính toán gia cố nền bổ sung cho kho than tại một dự án Nhà máy Nhiệt điện (NMNĐ).

Tại dự án này, Kho than là một hạng mục chính của NMNĐ và có diện tích khoảng 9.465ha. Theo báo cáo khảo sát địa chất cho thấy khu vực xây dựng dự án NMNĐ nằm trên vùng đất yếu có chiều dày lớn. Theo hồ sơ thiết kế, giai đoạn 1 Kho than được xử lý nền đất yếu đảm bảo yêu cầu kỹ thuật theo phương pháp hút chân không (HCK). Độ cố kết của nền đạt > 90% đáp ứng khả năng chịu tải trọng khai thác 5T/m². Về lý thuyết, lúc này đặc trưng biến dạng (hệ số rỗng e) của đất nền đã thay đổi sau quá trình HCK đạt tải trọng $P_1 = 5T/m^2$, nghĩa là $e = f(p_1)$. Ở giai đoạn này, nền tiếp tục được gia tải ở tải trọng $p_2 > p_1$ nên ứng xử về độ lún của nền, cơ bản vẫn theo quan hệ hàm đã có $e = f(p_1)$. Tuy nhiên trong nội dung phần áp dụng của bài báo đã sử dụng số liệu khảo sát địa chất thực tế tại hiện trường sau khi HCK.

Lượng than chất trong kho than khi nhà máy vận hành lớn hơn nhiều lần mức tải trọng khai thác chung 5T/m² của nhà máy. Vì vậy giai đoạn 2 đã thực hiện xử lý nền theo phương án sử dụng cọc bê tông ly tâm ứng lực trước D400, với chiều dài $L = 35.5m$

và $L = 29.5m$ được bố trí khoảng cách theo bước cọc tăng dần từ giữa ra hai bên theo mặt cắt ngang kho than.

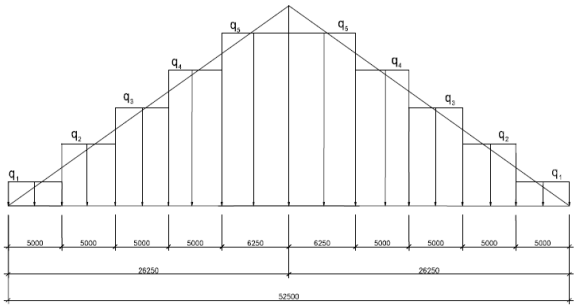
Kho than được chia thành 3 kho nhỏ, với kích thước:

- + Kho 1 có diện tích 1626.7m² = 307.5m x 52.9m;
- + Kho 2 có diện tích 1626.7m² = 307.5m x 52.9m;
- + Kho 3 có diện tích 1420.4m² = 268.5m x 52.9m.

Điều kiện tải trọng nêu trong Bảng 1.

Bảng 1: Tải trọng của kho than

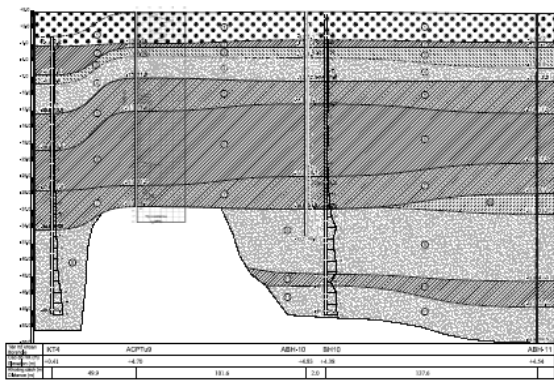
TT	Ký hiệu	Tải trọng (T/m ²)
1	q ₁	2.735
2	q ₂	8.204
3	q ₃	13.673
4	q ₄	19.142
5	q ₅	25.294



Hình 2: Mặt cắt ngang và sơ đồ chất tải Kho than

Theo BCKSĐC sau khi xử lý nền bằng PP HCK, địa chất khu vực kho than gồm các lớp sau:

- Lớp 1a: Cát san lấp hạt nhỏ, chặt vừa, dày từ 4.9m đến 5.6m;
- Lớp 2: Sét pha nâu hồng, dẻo cứng;
- Lớp 3: Bùn, cát hạt nhỏ màu xám đen, trạng thái dẻo;
- Lớp 4: Cát mịn, cát pha màu nâu, xám nâu, xốp đến chặt vừa;
- Lớp 5: Sét pha xen kẹp, màu xám đen, chứa tàn tích thực vật và vỏ sò hến;
- Lớp 6: bùn, bùn sét màu xám đen, xám ghi. Trạng thái dẻo;
- Lớp 7: Sét pha màu xám đen. Trạng thái cứng đến rất cứng;
- Lớp 8a: Cát pha màu nâu, xám vàng. Trạng thái dẻo;
- Lớp 9: Cát, trạng thái chặt vừa - chặt;
- Lớp 10: Sét màu nâu, nâu vàng. Trạng thái dẻo cứng đến cứng;
- Lớp 11: Cát lẫn bụi. Trạng thái chặt.



Hình 3: Mặt cắt địa chất Kho than

Theo báo cáo KSĐC, các tham số đất nền nêu tại bảng 2.

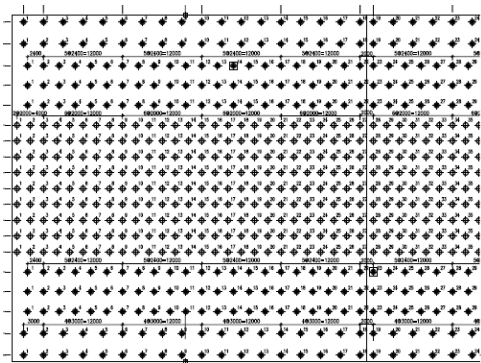
Bảng 2: chỉ tiêu đất nền

Tên lớp	Chiều dày (m)	γ (T/m ³)	e0	Cv (m/ng)	Pc (T/m ²)	Cc	Cr
Lớp 1A	5.20	1.90	0.70	0.013	6.0	0.00	0.00
Lớp 2	1.50	1.89	0.90	0.005	6.6	0.15	0.02
Lớp 3	2.75	1.95	0.75	0.005	10.5	0.13	0.02
Lớp 4	3.50	1.80	0.75	0.010	10.5	0.00	0.00
Lớp 5	5.00	1.83	1.00	0.015	12.8	0.17	0.02
Lớp 6	12.00	1.80	1.10	0.007	8.5	0.18	0.02
Lớp 7	6.00	1.95	0.82	0.260	16.0	0.14	0.01
Lớp 8	4.20	1.99	0.67	0.260	20.0	0.12	0.01
Lớp 9	8.65	1.80	0.75	0.010	20.0	0.00	0.00
Lớp 10	4.70	1.96	0.83	0.260	20.0	0.08	0.01
Lớp 11	6.50	1.80	0.75	0.010	20.0	0.00	0.00

Với điều kiện tải trọng như nêu tại bảng 1, gần như toàn bộ tải trọng kho than vượt quá tải trọng khai thác của nền (5T/m²) đã HCK

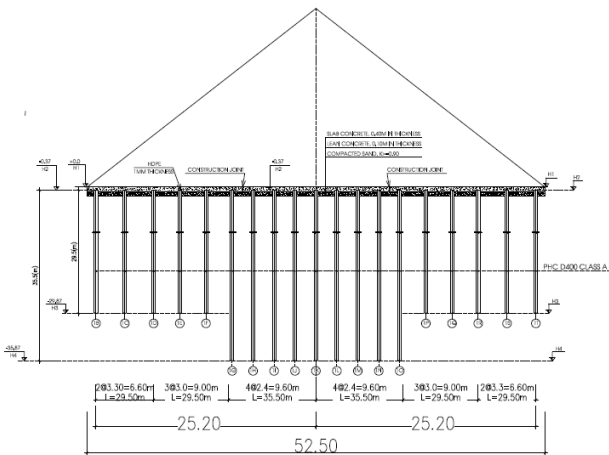
4.1 Kết cấu móng

Kho than có kích thước lớn, hồ sơ thiết kế đã phân thành 3 vùng với kết cấu móng khác nhau (Hình 4).



Hình 4: Mặt bằng móng Kho than

Tương tự trên (Hình 5) thể hiện rõ chiều sâu cọc khác nhau (loại L1 = 35.5m; loại L2 = 29.5m).



Hình 5: Chiều sâu cọc nền Kho than

4.2. Chọn SCT cọc

Bảng 3: Thiết kế cọc

Loại cọc	Vùng	Tải TK (T)	Lưới cọc	Chiều dài (m)
PHC-D400-	Giữa	77.3	2.4x2.0	35.50
	Biên	54.0	3.0x2.4	29.50
		54.0	3.3x3.0	29.50

4.3. Tải trọng cho bè móng và cho cọc

Theo mặt cắt móng (hình 5) và mặt cắt tải trọng (hình 2) thì 3 vùng nền của móng bè tương ứng với các mức tải trọng khác nhau của đồng than. Một cách gần đúng là:

a) Tại vùng 1 (vùng giữa) có lưới là 2m x 2.4m, tải trọng đồng than xuống móng bè cọc là q₅do vậy:

- Diện tích chịu tải trên cọc là:

$A = 2m \times 2.4m = 4.8m^2;$

- Tải trọng tác dụng trên móng là:

$P1 = q5. A = 25.294 \times 2 \times 2.4 = 121.411 \text{ T};$

- Tải trọng phân bè BTCT là:

$P2 = 0.4 \times 2.5 \times 2 \times 2.4 = 4.80 \text{ T};$

- Toàn bộ tải trọng tác dụng lên móng là:

$PM1 = P1 + P2 = 126.211 \text{ T};$

- SCT cọc chọn Pc = 77.3T;

- Tải trọng truyền lên bè móng là:

$q_{b1} = (126.211 \text{ T} - 77.3T) / 4.8m^2 = 10.19T/m^2.$

b) Tại vùng 2 (vùng biên) có lưới là 3m x 2.4m, tải trọng đồng than xuống móng bè cọc là q₃do vậy:

- Diện tích chịu tải trên cọc là:

$A = 3m \times 2.4m = 7.2m^2;$

- Tải trọng tác dụng trên móng là:

$$P_3 = q_3 \cdot A = 13.673 \times 3 \times 2.4 = 98.446 \text{ T};$$

- Tải trọng phần bè BTCT là: $P_2 = 4.80 \text{ T}$;

- Toàn bộ tải trọng tác dụng lên móng là:

$$P_{M2} = P_3 + P_2 = 103.25 \text{ T};$$

- SCT cọc chọn $P_c = 54\text{T}$;

- Tải trọng truyền lên bè móng là: $q_{bi} = (103.25 \text{ T} - 54\text{T}) / 7.2\text{m}^2 = 6.84\text{T/m}^2$.

c) Tại vùng 3 (vùng biên) có lưới là $3\text{m} \times 3.3\text{m}$, tải trọng đồng thân xuống móng bè cọc là q_2 do vậy:

- Diện tích chịu tải trên cọc là $A = 3\text{m} \times 3.3\text{m} = 9.9\text{m}^2$;

- Tải trọng tác dụng trên móng là:

$$P_4 = q_2 \cdot A = 8.204 \times 3 \times 3.3 = 81.22\text{T};$$

- Tải trọng phần bè BTCT là $P_2 = 4.80 \text{ T}$;

- Toàn bộ tải trọng tác dụng lên móng là:

$$P_{M3} = P_4 + P_2 = 86.02 \text{ T};$$

- SCT cọc chọn $P_c = 54\text{T}$;

- Tải trọng truyền lên bè móng là:

$$q_{bi} = (86.02 \text{ T} - 54\text{T}) / 9.9\text{m}^2 = 3.23\text{T/m}^2$$

- Dưới tác dụng của tải trọng q_{bi} sẽ gây ra độ lún S_{bi} cho nền dưới bè móng.

* Kiểm tra độ lún của nền theo thời gian ứng với q_{bi} theo công thức:

$$S_t = S_c \cdot U_V \quad (7)$$

U_V – độ cố kết theo phương đứng, là hàm của

T_V – nhân tố thời gian:

$$T_V = \frac{C_V^{TB}}{H^2} \cdot t$$

C_V^{TB} – hệ số cố kết trung bình theo phương thẳng đứng của các lớp đất yếu trong phạm vi chiều sâu tính lún:

$$C_V^{tb} = \frac{H_a^2}{\left[\sum \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right]^2}$$

Tương tự mục 2, tính toán độ lún của bè theo công thức:

- Đất nền đang cố kết ($OCR \leq 1$)

$$S_c = C_c \frac{H_o}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{P_o + \Delta p}{p_o} \right) \quad (8)$$

- Đất nền quá cố kết ($OCR > 1$)

Trường hợp: $p_0 + \Delta p < p_c$

$$S_c = C_r \frac{H_o}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{P_o + \Delta p}{p_o} \right) \quad (9)$$

Trường hợp: $p_0 + \Delta p > p_c$

$$S_c = C_r \frac{H_o}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{P_c}{p_o} \right) + C_c \frac{H_o}{1+e_o} \text{Log} \left(\frac{P_c + \Delta p}{p_c} \right) \quad (10)$$

Căn cứ bảng 2 về số liệu đất, và chiều dài cọc.

Từ kết quả tính độ lún ở bảng 4, ta thấy vùng độ lún cố kết cuối cùng của các vùng là khác nhau:

$$S_{c1} = 46\text{cm}; S_{c2} = 29\text{cm}; S_{c3} = 14\text{cm};$$

Theo thời gian, dưới tác dụng của tải trọng q_{bi} nền lún dần đến một giá trị lún S như (5) và về gần giá trị độ lún của cọc. Khi đó tải tác dụng vào bè như biểu thức(6), luôn đảm bảo phân phối tải trọng nêu ở (1).

Trong bảng 5, vùng chịu tải trọng lớn nhất (vùng 1) có độ lún sau 20 năm là 13cm; các vùng biên có độ lún giảm dần là 8.2cm và 4cm.

Bảng 4: Lún do tải trọng tác dụng vào nền

Tên lớp	Chiều dày (m)	e_0	P_c (T/m ²)	C_c	C_r	S_{c1} (m)	S_{c2} (m)	S_{c3} (m)
						0.46	0.29	0.14
Lớp 1A	5.20	0.70	6.0	0.00	0.00			
Lớp 2	1.50	0.90	6.6	0.15	0.02	0.04	0.02	0.01
Lớp 3	2.75	0.75	10.5	0.13	0.02	0.04	0.01	0.01
Lớp 4	3.50	0.75	10.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Lớp 5	5.00	1.00	12.8	0.17	0.02	0.08	0.04	0.01
Lớp 6	12.00	1.10	8.5	0.18	0.02	0.23	0.17	0.09
Lớp 7	6.00	0.82	16.0	0.14	0.01	0.07	0.05	0.03

Bảng 5: độ lún theo thời gian

St_1 (cm)	St_2 (cm)	St_3 (cm)	U_v	T_v	T (năm)
6.5	4.1	2.0	0.142	0.016	5.0
7.1	4.5	2.2	0.156	0.019	6.0
7.6	4.9	2.4	0.168	0.022	7.0
8.2	5.2	2.5	0.180	0.026	8.0
8.7	5.5	2.7	0.191	0.029	9.0
9.1	5.8	2.8	0.201	0.032	10.0
9.6	6.1	3.0	0.211	0.035	11.0
10.0	6.4	3.1	0.220	0.038	12.0
10.4	6.6	3.2	0.229	0.042	13.0
10.8	6.9	3.4	0.238	0.045	14.0
11.2	7.1	3.5	0.246	0.048	15.0
11.6	7.4	3.6	0.254	0.051	16.0
11.9	7.6	3.7	0.262	0.054	17.0
12.3	7.8	3.8	0.269	0.058	18.0
12.6	8.0	3.9	0.277	0.061	19.0
12.9	8.2	4.0	0.284	0.064	20.0

4.4. Tính toán sự làm việc của bè móng bằng plaxis 3D

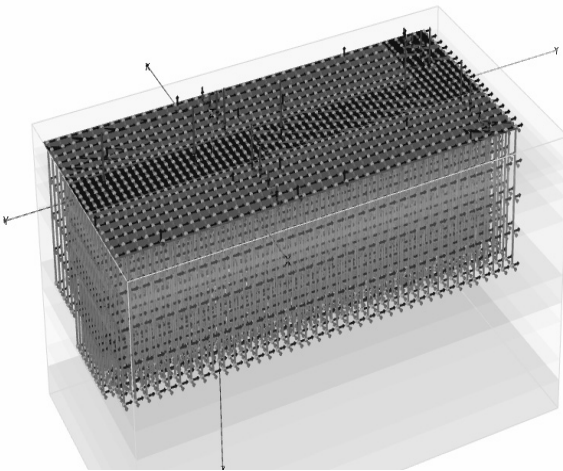
Trên cơ sở thiết kế kết cấu móng và số liệu đất nền nêu trên, sử dụng phần mềm Plaxis 3D để phân tích trạng thái ứng suất-biến dạng của móng bè cọc dưới tác dụng của tải trọng kho than như bảng 1.

Trong bảng 6 là số liệu đầu vào của bài toán.

Bảng 6: Các tham số đất nền

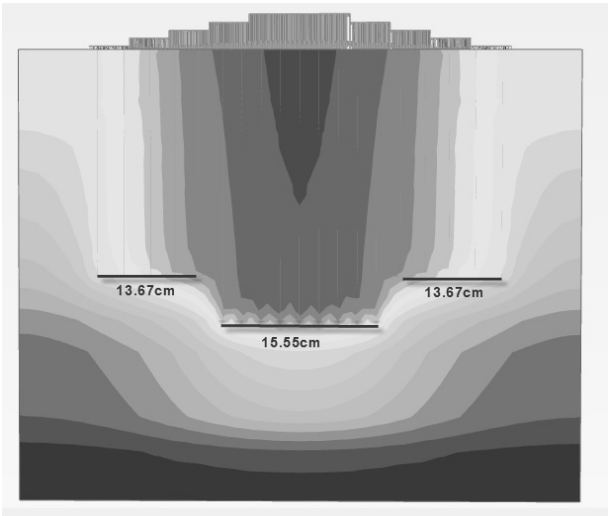
Lớp đất	Độ sâu (m)	Mô hình nền	γ (kN/m ³)	γ_{dn} (kN/m ³)	E (kN/m ²)
1a	-5.20	Mohr-Coulomb	19	0.90	26750
2	-6.70	Mohr-Coulomb	18.90	0.89	8000
3	-9.45	Soft Soil	19.50	0.95	-
4	-12.45	Mohr-Coulomb	18.0	0.80	15500
5	-17.95	Soft Soil	18.30	0.83	-
6	-29.95	Soft Soil	18.00	0.80	-
7	-35.95	Mohr-Coulomb	19.50	0.95	10000
8	-40.15	Mohr-Coulomb	19.90	0.99	13000
9	-48.80	Mohr-Coulomb	18.00	0.80	15580
10	-53.50	Mohr-Coulomb	19.60	0.96	20630
11	-60.00	Mohr-Coulomb	18.00	0.80	32000

Cọc và bè được mô phỏng theo không gian trực tiếp trong bài toán:



Hình 6: Kết cấu cọc và bản móng Kho than

Trên hình 7, thể hiện rõ vùng chuyển vị đứng dưới đáy móng – phù hợp với sơ đồ chất tải. Các khu vực biên có chuyển vị 13.67cm < 16.55cm của vùng giữa móng.



Hình 7: chuyển vị đứng móng Kho than

Kết quả như trong hình 7, cho thấy toàn bộ khu vực 1(móng cọc ép sâu 35.5m, mũi cọc tựa vào lớp cát pha dẻo) có độ lún lớn nhất. Độ lún này giảm dần ra vùng biên. Kết quả này khá phù hợp với sơ đồ chất tải của đồng than trên móng.

Với kết cấu móng đã chọn, vùng giữa kho là cọc ép sâu 35.5m, bước cọc 2.4m, các vùng biên cọc ngắn hơn: chiều dài L = 29.5m và mũi cọc nằm trong lớp 6-đất sét, trạng thái dẻo, bước cọc 3.0m và 3.3m cho thấy tải trọng truyền vào cọc tương đối hợp lý- thể hiện qua độ lún vùng giữa là 15.55cm và vùng biên là 13.67cm. So với giá trị độ lún cổ kết theo thời gian (bảng 5), tại vùng giữa, độ lún nền đạt khoảng 83% độ lún khối cọc. Tại vùng biên, độ lún nền đạt khoảng 60.16% độ lún nhóm cọc. Móng bè cọc trong trường hợp này phản ánh sự làm việc đồng thời của móng bè cọc là tốt ($S_{bè} < S_{cọc}$).

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

- Giải pháp móng bè cọc có thể sử dụng được trong những trường hợp nền đất yếu có chiều dày lớn và điều kiện tải trọng tác động lớn, phức tạp;
- Để phát huy được sự làm việc tương tác của móng bè cọc tốt nhất trong đất yếu, cần phân phối tải trọng vào bè hợp lý, đảm bảo độ lún theo thời gian của bè đủ để huy động SCT của cọc và toàn bộ móng bè cọc;
- Các phương pháp đơn giản có thể được sử dụng trong thiết kế sơ bộ, khi thiết kế chi tiết nên sử dụng các phân tích sâu hơn bằng phương pháp số phức tạp như FLAC 3D hoặc PLAXIS 3D;
- Nhất thiết phải xét đến các tương tác giữa cọc với cọc, cọc với bè và bè với đất. Các tương tác này

thường bị bỏ qua khi sử dụng cách tính thủ công hay các phần mềm tính toán kết cấu thông dụng để phân tích hệ bè-cọc và điều này làm cho kết quả tính toán độ lún và độ lún lệch cũng như phân tải trọng phân phối sang móng bè thiếu chính xác.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Bakholdin, B. V. “*Piled-raft foundations. design and characteristics of construction procedures*” Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 40, No. 5, 2003
- [2] Cooke, R.W., Bryden-Smith, D.W., Gooch, M.N & Sillet, D.F. “*Some observations of the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation in London Clay*”, Proc. Instn. Civ. Engs., Part 1, 1981, Aug. 433-460.
- [3] Golder, *Compensated Foundation*, Foundation Engineering Handbook (Editors: H.F. Winterkorn & H.Y. Fang) , Van Nostrand Reinhold Co., 1975.
- [4] R. Katzenbach, G. Bachmann, C. Gutberlet, A. Schmitt, J. Turek “*Deep Foundations Combined Pile-Raft Foundation of Frankfurt High-Rise Buildings*”.
- [5] Majima, M. & Nagao, T. “*Behaviour of piled raft foundation for tall building in Japan*” (Design and applications of raft foundations, Editor: Hemsley, J.A.), Thomas Telford, 2000.
- [6] Poulos, H. G. & Davis, E. H. (1980), *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley and Sons.
- [7] Tomlinson, M. J. (1996) *Foundation Design and Construction*, Longman Co., London.
- [8] U.S. Army Corps of Engineers (1990) *Settlement Analysis - Engineer Manual 1110-1-1904*.

NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG LƯỚI ĐƯỜNG CHUYỀN KÉP TRONG THI CÔNG XÂY DỰNG HÀM XE ĐIỆN NGẦM BẰNG CÔNG NGHỆ TBM

STUDYING ON THE APPLICATION OF DOUBLE-RUN TRAVERSE NETWORK TO THE CONSTRUCTION OF THE METRO TUNNEL BY TBM TECHNOLOGY

Diêm Công Huy¹, Trần Việt Tuấn²

¹Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, Email: dchuyibst@gmail.com

²Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Email: tranviettuandct@gmail.com

TÓM TẮT: Trong nội dung bài báo trình bày phương pháp thành lập lưới khống chế trong hầm ở dạng lưới đường chuyền kép, các công thức dùng để kiểm tra các chỉ tiêu kỹ thuật đo đạc ngoại nghiệp khi thành lập lưới khống chế thi công trong hầm ở dạng lưới đường chuyền kép. Phân tích ưu nhược điểm và khả năng ứng dụng dạng lưới đặc biệt này nhằm đảm bảo độ chính xác thi công xây dựng các tuyến hầm xe điện ngầm bằng công nghệ TBM (Tunnel boring machine) ở Việt Nam.

TỪ KHÓA: Đường chuyền kép, TBM.

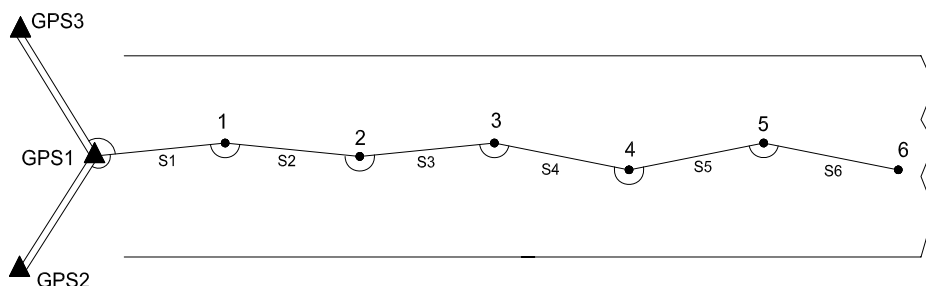
ABSTRACT: In this paper, the authors present a method for establishing the control network inside the tunnel in the form of a double-run traverse network, formulas used for checking surveying technical criteria when setting up the control network inside the tunnel in the form of double-run traverses. The authors also analyze the advantages and disadvantages as well as the ability of applying this special control network in order to ensure the construction accuracy in building metro tunnels by TBM (Tunnel Boring Machine) technology in Vietnam.

KEY WORDS: Double-run traverse network, TBM.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Từ trước đến nay ở nước ta, lưới khống chế thi công trong hầm được thành lập với mục đích chỉ hướng đào hầm và bố trí chi tiết trong thi công xây dựng các tuyến đường hầm thường được thành lập ở dạng tuyến đường chuyền treo (hình 1) do đặc điểm của địa hình và quy trình thi công đào hầm [1]. Với dạng lưới khống chế này thường không có điều kiện để kiểm tra chất lượng đo đạc do đó lưới có độ tin cậy

thấp vì không có các trị đo thừa. Khi thi công hầm bằng công nghệ TBM, do quy trình thi công liên hoàn (Bao gồm: đào hầm, gia cố, lắp đặt hoàn thiện vỏ hầm ngay) nên yêu cầu kỹ thuật định hướng hầm rất cao. Chính vì vậy cần phải nghiên cứu ứng dụng một dạng lưới khống chế đặc biệt nhằm đảm bảo các chỉ tiêu kỹ thuật cần thiết trong thi công hầm bằng công nghệ TBM ở nước ta.



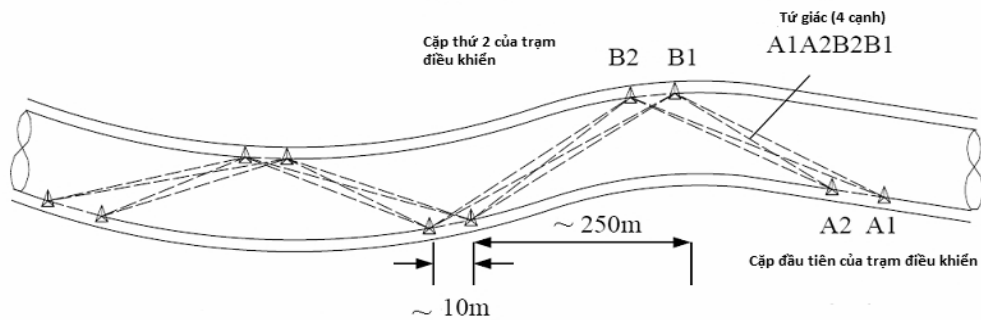
Hình 1. Lưới đường chuyền treo

2. GIẢI QUYẾT VẤN ĐỀ

2.1. Phương pháp thành lập lưới đường chuyền kép trong hầm

Đặc điểm thi công hầm bằng công nghệ TBM là lưới khống chế trong hầm thành lập phía sau hệ thống TBM trên đoạn hầm đã được hoàn thiện [5]. Trong

trường hợp này thay vì lập lưới khống chế trong hầm theo dạng lưới truyền thống (hình 1) ta cần thành lập một dạng lưới khống chế đặc biệt ở dạng lưới đường chuyền kép (hình 2).



Hình 2. Lưới đường chuyển kép

2.1.1. Thiết kế lưới đường chuyển kép

Khi thi công hầm bằng công nghệ TBM, lưới đường chuyển kép thường được thành lập trên đoạn hầm đã được hoàn thiện nằm ngay sau hệ thống TBM nên điều kiện đo đạc tương đối thuận lợi. Trường hợp này tùy theo bản thiết kế tuyến hầm ta có thể thiết kế chiều dài cạnh của đường chuyển kép

$S = 150 \text{ m} \div 250 \text{ m}$. Tại mỗi vị trí trên vách hầm tiến hành chọn một cặp điểm khống chế, cách nhau khoảng 10 m (hình 2).

Tại mỗi trạm máy (Hình 3 – trạm máy số 2) cần đo 3 góc $\beta_1, \beta_2, \beta_3$. Trong các tứ giác trắc địa 1-1'-2-2' đo tất cả các cạnh dài bằng máy toàn đạc điện tử, cạnh ngắn đo bằng máy toàn đạc điện tử hoặc thước thép.

Như vậy trong một đoạn đường chuyển kép như (hình 3) có hai phương trình điều kiện kiểm tra chất lượng đo cạnh theo góc dạng:

$$(V_{\beta})_1 + (V_{\beta})_2 + (V_{\beta})_4 + \omega = 0 \quad (1)$$

Kiểm tra chất lượng đo góc theo các công thức:

$$\beta_2 - \beta_1 = (\theta_1)_{\text{đo}} \quad (2)$$

$$\beta_3 - \beta_2 = (\theta_2)_{\text{đo}} \quad (3)$$

Và kiểm tra điều kiện:

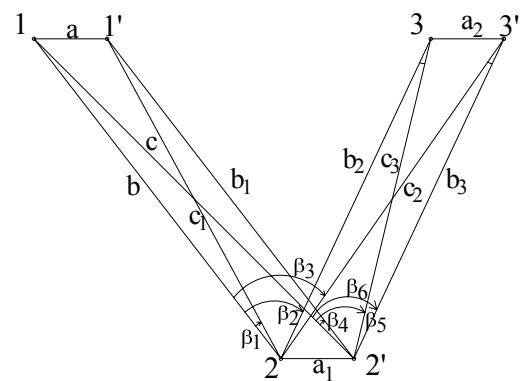
$$|\theta_{\text{đo}} - \theta_{\text{tính}}| \leq \delta \quad (4)$$

Trong đó: $(\theta)_{\text{đo}}$ - được tính theo công thức (2) và (3)

$(\theta)_{\text{tính}}$: - là góc tính theo các cạnh đo a, b, c bằng định lý hàm số cosin :

$$\theta_{\text{tính}} = \arccos\left(\frac{b^2 + c^2 - a^2}{2bc}\right) \quad (5)$$

So với dạng lưới đường chuyển treo (là dạng lưới khống chế trong hầm không có trị đo thừa r (hình 1) thì tại mỗi đoạn của lưới đường chuyển kép (hình 3) có khoảng 4 đến 5 trị đo thừa r. Do đó mà độ tin cậy của kết quả đo được nâng cao và độ chính xác của các yếu tố trong lưới tăng lên $\sqrt{r}$ lần [2]. Đây cũng chính là những tính chất ưu việt nổi bật của dạng lưới khống chế trong hầm thành lập bằng phương pháp đường chuyển kép.



Hình 3. Một đoạn lưới đường chuyển kép

2.1.2. Ước tính độ chính xác đo đạc lưới khống chế trong hầm dạng lưới đường chuyển kép

Khi thi công hầm bằng công nghệ TBM với chiều dài đoạn hầm $L \leq 4 \text{ km}$: Độ lệch của vỏ hầm cho phép $\Delta \leq \pm 75 \text{ mm}$ [4], [5].

Giá trị Δ được xác định theo công thức sau [3]:

$$\Delta^2 = \Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \Delta_3^2 + \Delta_4^2 + \Delta_5^2 \quad (6)$$

Trong đó:

Δ : Độ lệch cho phép của vỏ hầm tại mặt đào thông;

Δ_1 : Sai số của cơ sở khống chế trắc địa về mặt bằng;

Δ_2 : Sai số của cơ sở khống chế trắc địa về độ cao;

Δ_3 : Độ lệch khoan tròn vỏ hầm khi lắp đặt so với trục bố trí (độ lệch tâm);

Δ_4 : Độ lệch hình dạng hình học của khoan tròn vỏ hầm khi chế tạo so với thiết kế (hình ô van);

Δ_5 : Biến dạng khoan tròn vỏ hầm do áp lực đất đá bên ngoài tác động lên vỏ hầm.

Khi thi công các công trình hầm xe điện ngầm ở trên thế giới và ở Việt Nam có thể tham khảo một số giá trị sau đây [4], [5]:

$$\Delta_3 = \pm 25 \text{ mm} ; \Delta_4 = \pm 50 \text{ mm} ; \Delta_5 = \pm 25 \text{ mm} ;$$

$$\text{Nếu coi : } \Delta_2 = 0.5 \Delta_1$$

Và lấy: Sai số giới hạn bằng hai lần sai số trung phương $\Delta = 2 \text{ m}$ (7)

Thì từ công thức (6) sẽ tính được sai số trung phương hướng ngang trong thi công hầm

$$m_1 \leq \pm 19 \text{ mm.}$$

Từ đây có thể tính được sai số trung phương hướng ngang cho lưới khống chế trong hầm [3]:

$$(m_q)_4 \leq 0.50 m_1 \quad (8)$$

$$(m_q)_4 \leq \pm 9.5 \text{ mm}$$

Hiện nay ở Việt Nam theo thiết kế các ga trên tuyến xe điện ngầm thường cách nhau trên khoảng cách $L = 1 \text{ km}$ [4], khi đó ta có thể tính được sai số đo góc m_β cho lưới khống chế trong hầm theo công thức [1]:

$$(m_q)_4 = \frac{m_\beta}{\rho''} [S] \sqrt{\frac{n+1,5}{3}} \quad (9)$$

Trong đó: S là chiều dài cạnh đường chuyền trong hầm;

n là số cạnh trong đường chuyền.

Từ (9) có thể tính sai số trung phương đo góc trong đường chuyền

$$(m_\beta) = \frac{(m_q)_4}{[S]} \rho'' \sqrt{\frac{3}{n+1,5}} \quad (10)$$

Khi $L = 1 \text{ km}$; $S = 200 \text{ m}$; $n = 5$;

Ta tính được: $m_\beta \leq \pm 1.5''$.

Như vậy để sai số trung phương hướng ngang do lưới khống chế trong hầm gây ra $(m_q)_4 \leq \pm 9.5 \text{ mm}$ thì sai số đo góc trong đường chuyền: $m_\beta \leq \pm 1.5''$.

2.2. Thành lập công thức kiểm tra các chỉ tiêu kỹ thuật đo đạc trong lưới đường chuyền kép

Để kiểm tra chất lượng công tác đo đạc ngoại nghiệp khi thành lập lưới đường chuyền kép: ở ngoài thực địa và trước khi bình sai cần kiểm tra chất lượng đo góc trong đường chuyền theo công thức (4) và kiểm tra chất lượng đo cạnh theo giá trị sai số khép ω trong (1).

2.2.1. Kiểm tra chất lượng đo góc

Từ phương trình (2) hoặc (3) lập hàm số:

$$F = \beta_2 - \beta_1 - (\theta_1)_{\text{đo}} \quad (11)$$

Vì phân toàn phần (11) và chuyển sang sai số trung phương ta có:

$$m_F = \sqrt{m_{\beta_1}^2 + m_{\beta_2}^2 + m_{\theta}^2} \quad (12)$$

Để tính m_θ cần dựa vào (5) : vì phân toàn phần và chuyển sang sai số trung phương với lưu ý rằng

$b \approx c$ ta có công thức tính sai số trung phương của góc θ [3]:

$$m_\theta = \frac{a}{b^2} \left(1 + \frac{a}{b} \right) \frac{\rho''}{\sin \theta} m_s \quad (13)$$

Trong đó: a, b là chiều dài các cạnh đo trong tam giác đo cạnh (hình 3)

m_s : là sai số đo cạnh trong tuyến đường chuyền;

Nếu thay $a = 10 \text{ m}$; $b = 200 \text{ m}$; $\theta = 3^\circ$; $m_s = \pm 1 \text{ mm}$ thì $m_\theta = \pm 1.2''$;

Thay vào (12) với $m_\beta = \pm 1.5''$ ta có : $m_F = \pm 2.3''$;

Lấy sai số giới hạn bằng hai lần sai số trung phương thì đại lượng δ trong (4) tính như sau:

$$\delta = 2 m_F \quad (14)$$

$$\delta = \pm 4.6''$$

2.2.2. Kiểm tra chất lượng đo cạnh

Để kiểm tra chất lượng đo cạnh trong các tứ giác đo toàn cạnh cần tính sai số khép ω trong (1) theo công thức:

$$\omega = \beta_1 + \beta_2 + \beta_4$$

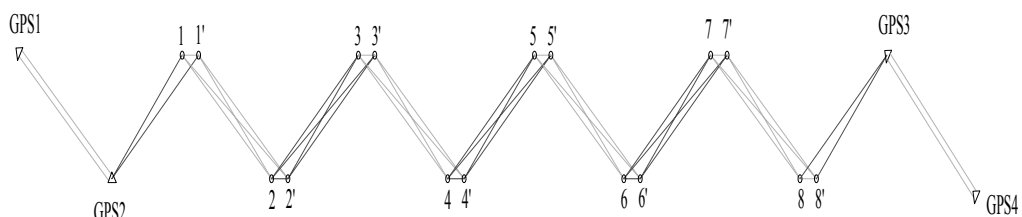
Với các góc β_i được tính theo các cạnh đo theo (5). Giá trị sai số khép ω phải nhỏ hơn sai số khép giới hạn $(\omega)_{\text{gh}}$ tính theo công thức [6]:

$$\omega_{\text{gh}} = \frac{4b}{ac} \rho'' m_s \quad (15)$$

với a, b, c là chiều dài các cạnh đo trong lưới (hình 3); m_s là sai số đo cạnh.

3. ĐO ĐẠC THỰC NGHIỆM

Để khảo sát độ chính xác và đánh giá khả năng ứng dụng của dạng lưới đường chuyền kép khi thành lập khống chế thi công trong hầm, chúng tôi đã tổ chức đo thực nghiệm bằng cách thành lập một tuyến đường chuyền kép bao gồm 16 điểm đặt giữa hai điểm GPS và hai phương vị khởi tính như (hình 4) làm phương án so sánh. Lưới thực nghiệm được đo bằng máy Toàn đạc điện tử Leica TCR 1201, mỗi góc được đo 04 lần, mỗi cạnh được đo 03 lần rồi lấy trung bình các kết quả đo góc và đo cạnh.

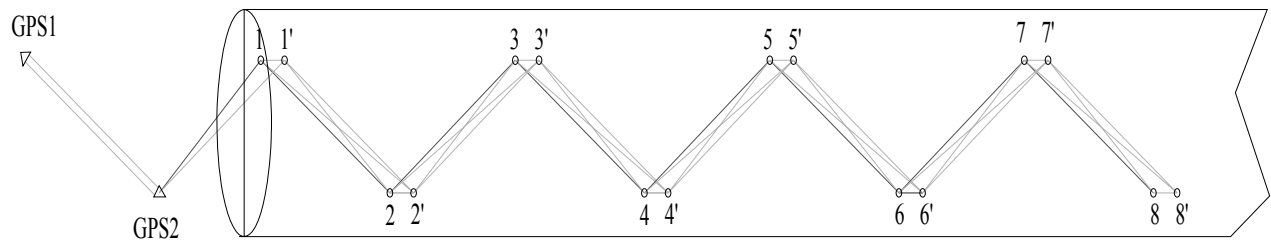


Hình 4. Lưới đường chuyền kép đo thực nghiệm

Sau đó dựa vào các điểm của tuyến đường chuyển này thành lập:

Phương án 1. Lưới đường chuyển treo dạng đơn (hình 1) đi qua 8 điểm từ 1 đến 8

Phương án 2: Lưới đường chuyển treo dạng kép đi qua 16 điểm từ 1,1' đến 8, 8' như hình 5.



Hình 5. Lưới đường chuyển treo kép

Sau khi đo đạc và xử lý số liệu [3], chúng tôi so sánh sai số hướng ngang của hai lưới đường chuyển treo của phương án 1 và phương án 2 so với phương án so sánh có độ lệch hướng ngang Δ_q của điểm 8 là điểm cuối của đường chuyển treo cho như bảng 1.

Bảng 1. Bảng so sánh độ lệch hướng ngang của điểm cuối đường chuyển treo

Tên điểm	Đường chuyển treo đơn	Đường chuyển treo kép
Độ lệch hướng ngang Δ_q điểm cuối (8)	51 (mm)	35 (mm)

Từ kết quả đo đạc thực nghiệm cho thấy: khi sử dụng lưới khống chế trong hầm ở dạng lưới đường chuyển kép sẽ cho phép nâng cao độ chính xác định hướng hầm và kiểm soát được chất lượng đo đạc trong quá trình lập lưới khống chế và chỉ hướng đào hầm.

4. KẾT LUẬN

Từ những kết quả nghiên cứu về lý thuyết và đo đạc tính toán thực nghiệm có thể rút ra một số kết luận sau đây:

1. So với dạng lưới khống chế trong hầm truyền thống (lưới đường chuyển treo đơn) thì dạng lưới khống chế bằng lưới đường chuyển treo kép có nhiều đặc tính ưu việt nhờ xuất hiện các trị đo thừa, điều này cho phép nâng cao được độ tin cậy và kiểm soát được chất lượng đo đạc khi thành lập lưới khống chế trắc địa phục vụ thi công trong hầm.

2. Khi thi công hầm bằng công nghệ TBM cần thành lập lưới khống chế trong hầm ở dạng lưới đường chuyển kép. Trong quá trình đo đạc và trước khi xử lý số liệu cần kiểm tra chất lượng đo đạc theo các công thức chúng tôi đã trình bày trong nội dung bài báo nhằm đáp ứng được các yêu cầu kỹ thuật cần thiết trong định hướng hầm, đảm bảo được chất lượng thi công hầm theo đúng các yêu cầu kỹ thuật đã đặt ra trong thiết kế công trình.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1]. Phan Văn Hiến (2014), “*Trắc địa công trình đường hầm*”, Nxb Xây dựng, Hà Nội.

[2]. Hoàng Ngọc Hà, Trương Quang Hiếu (2003), “*Cơ sở toán học xử lý số liệu trắc địa*”, Nxb Giao thông vận tải, Hà Nội

[3]. Diêm Công Huy (2018), “*Nghiên cứu các giải pháp nâng cao hiệu quả định hướng đường hầm trong thi công xây dựng các công trình ngầm ở Việt Nam*”, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Mỏ địa chất Hà Nội.

[4]. Liên doanh Shimizu – Maeda (SMJO) (2017), “*Đề cương kỹ thuật công tác trắc địa trong thi công đường hầm bằng máy khoan TBM kiểu khiên chắn*”.

[5]. Andrew Hung Shing Lee, Hong Kong (2007): *Engineering Survey System for TBM (Tunnel Boring Machine) Tunnel Construction*.

[6]. В.д. Большакова и Р.П. Левчука (1980), “*Справочное Руководство по Инженерно - Геодезическим Работам*”, Москва “Недра”.

NGHIÊN CỨU ỨNG XỬ ĐẤT NỀN XUNG QUANH CỌC KHOAN HẠ BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN A STUDY OF SOIL BEHAVIOUR AROUND A PRE-BORING PILE BY FINITE-ELEMENT METHOD

Lương Toàn Hiệp¹, Nguyễn Huỳnh Việt Xô²

¹Nghiên cứu sinh Viện IBST, Đại học Công nghệ Tp.HCM, Email: luongtoanhiep@yahoo.com

²Học viên cao học, Trường ĐH Bách Khoa - ĐHQG Tp.HCM, Email: vietxo.hcmut@gmail.com

TÓM TẮT: Phương pháp phần tử hữu hạn được sử dụng để khảo sát ứng xử đất nền xung quanh cọc khoan hạ. Nghiên cứu được tiến hành đối với nền đất sét bão hòa. Mô hình Morh-Coulomb được sử dụng để phân tích sự xâm nhập của cọc vào đất và ứng xử của đất nền sét đẳng hướng cũng như sử dụng mô hình Lade theo cách tiếp cận mới. Bài báo này trình bày chi tiết về mô hình toán học và các sơ đồ tính toán ứng xử đất nền xung quanh cọc sau khi hạ cọc chế tạo sẵn vào thay thế lớp đất được lấy ra trong biện pháp thi công khoan hạ cọc.

TỪ KHÓA: Cọc khoan hạ, Ứng xử đất nền, Mô hình Lade, Mô hình Morh-Coulomb, Phân tích phần tử hữu hạn.

ABSTRACTS: A finite element model for pile-driving analysis is developed and used to investigate the behaviour of prebored piles. The study was conducted for the case of saturated clays. Morh-Coulomb model is used to analyze the penetration of piles into the soil and conduct the isotropic clay soil, as well as using Lade model in a new approach. This article details the mathematical model and grounding behavior diagrams around the pile after downgrading the prefabricated pile to replace the soil removed in the pre-boring method.

KEYWORDS: Pre-boring pile, Soil behaviour, Lade model, Morh-Coulomb model, Finite element analysis.

1. GIỚI THIỆU

Công tác thi công ép cọc có một số hạn chế và khuyết điểm như: khó có thể đưa mũi cọc xuyên qua các lớp đất cứng (sét cứng, cát mịn...) gây ra độ chối giả, cũng như có thể làm ảnh hưởng đến các công trình lân cận do sự lèn chặt đất làm nền đất công trình xung quanh bị đẩy trôi hoặc lún sụt. Có nhiều giải pháp được đưa ra, trong đó, phương pháp thi công khoan hạ cọc là một trong những giải pháp thi công đạt hiệu quả và áp dụng rất khả thi cho các công trình lựa chọn phương án móng cọc ép tại khu vực có mật độ xây dựng tập trung như Thủ đô Hà Nội, Thành phố Hồ Chí Minh...Tuy nhiên, giải pháp “Khoan hạ cọc đúc sẵn” tại các nước phát triển trên Thế giới nói chung và nói riêng tại Việt Nam còn gây ra rất nhiều khó khăn, tranh cãi về các yếu tố khoa học kỹ thuật, kinh tế. Việc phân tích ứng xử đất nền xung quanh cọc khoan hạ trong điều kiện địa chất không thuận lợi được đặt ra như một nhu cầu cấp thiết.

Bài báo giới thiệu và phân tích ứng xử đất nền xung quanh cọc qua các tính toán cụ thể theo TCVN 10304:2014 [1], kết hợp cùng phương pháp Phần tử hữu hạn. Các kết quả tính toán được so sánh với một số kết quả thực nghiệm.

2. CÁC PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU SỰ LÀM VIỆC CỦA CỌC ĐÚC SẴN TRONG ĐẤT NỀN

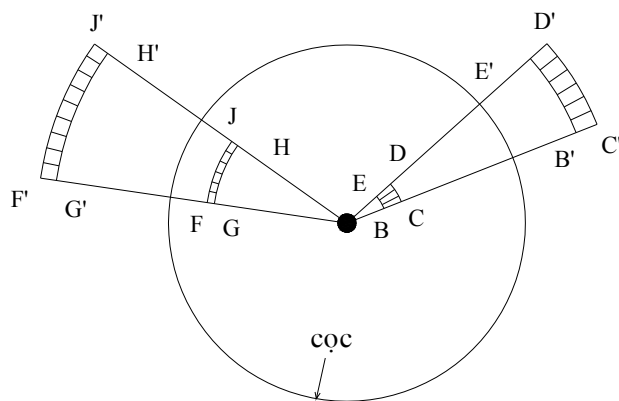
2.1. Ảnh hưởng của việc hạ cọc vào đất dính

De Mello [2] đã liệt kê 4 loại ảnh hưởng chính khi đóng cọc vào đất sét là: 1 - Làm thay đổi cấu trúc của đất xung quanh cọc; 2 - Làm biến đổi trạng thái ứng suất trong đất ở vùng lân cận cọc; 3 - Làm tiêu tán áp lực lỗ rỗng dư xung quanh cọc; 4 - Hiện tượng biến đổi độ bền theo thời gian trong đất.

Sự khác nhau quan trọng giữa hoạt động của cọc dưới tác dụng của tải trọng động và tải trọng tĩnh rõ rệt là ảnh hưởng của thời gian. Các ảnh hưởng này có thể mô tả kiểu cơ học như sau [3]:

Xét các cọc đóng vào trầm tích sâu của lớp đất sét mịn bão hòa có hệ số thấm thấp. Khi cọc đóng xuống thì thể tích khối đất bị dịch chuyển bằng với thể tích của cọc (thể tích này cũng khá lớn). Do đó hoạt động đóng cọc có thể gây ra những thay đổi sau đây trong đất sét.

Trong hình 1, đất có thể bị đẩy từ vị trí ban đầu BCDE sang ngang tới vị trí B'C'D'E' hoặc từ FGHJ tới F'G'H'J'. Trong khi đóng cọc, đất sét bị mất một phần độ bền do đất bị xáo trộn nhưng lại xuất hiện một lượng tương đối nhỏ ma sát bên.



Hình 1. Chuyển vị và nén ép xung quanh do đóng cọc [3]

Vì cọc được đóng vào trong đất sét bão hòa không thấm nước nên mặt đất có thể bị trôi lên do khối lượng đất bị dịch chuyển.

Khi hạ cọc vào trong đất dính: Phần mất đi của áp lực giữa các hạt đất đã được chuyển thành áp lực nước lỗ rỗng dưới dạng áp lực thủy tĩnh thẳng dư. Đất gần mặt cọc giảm hệ số rỗng còn đất ở xa lại bị giãn nở ra một ít. Trong khi đóng cọc, đất sét bị mất một phần độ bền do đất bị xáo trộn nhưng lại xuất hiện một lượng tương đối nhỏ ma sát bên. Do đó, sau khi đóng cọc đất tạo nên ma sát bên với tốc độ khá nhanh.

2.2. Các phương pháp nghiên cứu hệ số áp lực ngang của đất nền lên cọc (k_i)

Cơ chế truyền tải trọng của cọc vào đất nền là thông qua ma sát hông xung quanh cọc và sức kháng mũi ở mũi cọc. Sức chịu tải của cọc do ma sát và sức kháng mũi phụ thuộc vào sự dịch chuyển tương đối giữa cọc và đất nền và có khuynh hướng phát triển khác nhau.

Trong thực tế tính toán, người ta phân chia sức chịu tải của cọc theo đất nền gồm hai thành phần, thành phần chịu mũi và thành phần ma sát xung quanh cọc như sau:

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (1)$$

$$Q_s = u \int_0^L \tau_s dz \quad (2)$$

$$Q_p = A_p q_p \quad (3)$$

$$Q_u = A_s f_s + A_p q_p \quad (4)$$

Sức chịu tải cho phép của cọc:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} \quad (5)$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad (6)$$

Như vậy, trong tính toán thiết kế trên cơ sở lý thuyết việc cộng hai thành phần ma sát hông cực hạn và sức kháng mũi cực hạn thành sức chịu tải cực hạn của cọc là chưa hợp lý so với một số điều kiện do vậy các phương pháp điều chỉnh sai số này bằng cách sử dụng hệ số an toàn cho ma sát thân cọc FS_p , hệ số an toàn cho sức kháng mũi FS_s và hệ số an toàn chung FS .

Có nhiều nhóm tác giả sử dụng các phương pháp nghiên cứu hệ số áp lực ngang của đất cát lên cọc (k_i) sơ bộ phân theo làm 03 nhóm:

a) Nhóm chỉ dẫn xác định sức chịu tải cọc theo Tiêu chuẩn Việt Nam và Nước ngoài

Sự không phù hợp về biến dạng giữa sức chịu mũi cọc và ma sát thân cọc xét về quan hệ với các yêu cầu chuyển vị. Thành phần ma sát bên tới hạn đạt được trong các chuyển vị thân cọc tương đối nhỏ so với các chuyển vị cần thiết để huy động được sức chịu mũi tới hạn.

Theo tiêu chuẩn TCVN 10304:2014 “Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế”. Sức chịu tải trọng nén của cọc treo, kể cả cọc ống có lõi đất, hạ bằng phương pháp đóng hoặc ép, được xác định bằng tổng sức kháng của đất dưới mũi cọc và trên thân cọc:

$$R_{c,u} = \gamma_c (\gamma_{cq} q_b A_b + u \sum \gamma_{cf} f_{i,l_i}) \quad (7)$$

Trong đó:

γ_{cq} và γ_{cf} : tương ứng là các hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi và trên thân cọc có xét đến ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc đến sức kháng của đất được lấy theo các giá trị từ các thí nghiệm hiện trường:

+ Bằng cạnh cọc vuông ($\gamma_{cq} = 1,0$; $\gamma_{cf} = 0,5$);

+ Nhỏ hơn cạnh cọc vuông 0,05 m ($\gamma_{cq} = 1,0$; $\gamma_{cf} = 0,6$);

+ Nhỏ hơn cạnh cọc hoặc đường kính cọc tròn 0,15 m ($\gamma_{cq} = 1,0$; $\gamma_{cf} = 0,6$);

f_i : cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc có thể xác định;

+ Đối với đất dính: $f_i = ac_{u,i}$;

+ Đối với đất rời: $f_i = k_i \sigma_{v,z} \tan \delta_i$.

Theo 22TCN 272-05 thì có 2 phương pháp tính toán sức chịu tải của cọc đó là: dùng các phương pháp phân tích (ước tính nửa thực nghiệm) và phương pháp dựa trên thí nghiệm hiện trường. Trong phương pháp nửa thực nghiệm, phần sức kháng thân cọc tiêu chuẩn có đưa ra 3 cách tính là: phương pháp α (anpha), phương pháp β (beta) và phương pháp λ (lamda) [4]. Phương pháp phân tích lý thuyết (ước tính nửa thực nghiệm): Phương pháp này được tính toán dựa trên số liệu cường độ kháng cắt không thoát nước của đất S_u , xác định bằng thí nghiệm nén 3 trục không cố kết - không thoát nước theo Tiêu chuẩn ASTM D2850.

b) Nhóm chỉ dẫn xác định sức chịu tải xung quanh thân cọc theo thực nghiệm

Với phạm vi nghiên cứu của bài báo này, việc đề cập đến giá trị cường độ sức kháng trung bình trên thân cọc:

$$f_i = k_i \sigma_{v,z} \tan \delta_i \quad (8)$$

Trong đó:

k_i - là hệ số áp lực ngang của đất lên cọc, hệ số này rất khó xác định chính xác.

Có nhiều khuynh hướng khác nhau cho việc ước lượng giá trị hệ số áp lực ngang [4].

- *Khuynh hướng 1*: xem đất nền làm việc trong môi trường “vật liệu đàn hồi”

$$k_i = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (9)$$

với μ - hệ số Poisson của đất.

- *Khuynh hướng 2*: Hệ số k_i chọn theo áp lực ngang của đất ở trạng thái tĩnh k_0 , hệ số này được tác giả Jaky thống kê từ nhiều kết quả thí nghiệm:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (10)$$

+ Trường hợp cọc khoan nhồi, đất nền là đất có kết thường:

$$k_i = k_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (11)$$

+ Trường hợp cọc làm việc trong đất nền là đất có kết trước:

$$k_i = k_0 = 1 - \sin \varphi' \sqrt{ORC} \quad (12)$$

với ORC - hệ số cố kết trước được xác định từ thí nghiệm đất.

- *Khuynh hướng 3*: Khi thi công hạ cọc vào đất nền, thể tích cọc chiếm chỗ trong đất làm cho cấu trúc đất nền dịch chuyển tiến dần đến trạng thái cân bằng bị động và cũng có nghĩa là hệ số áp lực ngang k_i tiến dần đến giá trị áp lực ngang bị động k_p .

$$k_i = \frac{k_s + F_w k_0 + k_p}{2 + F_w} \quad (13)$$

Trong đó: F_w - hệ số chọn từ 1 trở lên

Thực tế đo đạc, hệ số k_i thay đổi theo chiều sâu, theo biến dạng thể tích và theo độ chặt của đất nền xung quanh cọc.

Trong tính toán thực tế có thể lấy theo bảng sau [5]

Bảng 1. Giá trị k_i theo Das [5]

Cọc khoan nhồi	$k_i = k_0 = 1 - \sin \varphi'$
Cọc đóng, có thể tích đất bị chiếm chỗ nhỏ	$k_i = k_0$ (giới hạn dưới) $k_i = 1.4k_0$ (giới hạn trên)
Cọc đóng, có thể tích đất bị chiếm chỗ lớn	$k_i = k_0$ (giới hạn dưới) $k_i = 1.8k_0$ (giới hạn trên)

c) Nhóm chỉ dẫn xác định sức chịu tải xung quanh thân cọc theo phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) phân tích sự làm việc giữa cọc và đất

Ngày nay, với sự trợ giúp của máy tính, mà đặc biệt là việc ứng dụng các sản phẩm phần mềm chuyên dụng thì công việc mô hình hóa và phân tích kết cấu trở nên nhanh chóng và tương đối chính xác. Hiện có một số phần mềm địa kỹ thuật chuyên dụng để phân tích tương tác kết cấu - nền đất như Plaxis, Geostudio, Ansys, Abaqus...

Cơ sở khoa học phương pháp này là lý thuyết cơ học môi trường liên tục, lý thuyết đàn hồi dẻo để xây dựng hệ phương trình vi phân đạo hàm riêng mô tả điều kiện cân bằng, điều kiện lên tục của hệ kết cấu nền đất và trạng thái ứng xử của vật liệu; sử dụng phương pháp PTHH ứng dụng phần mềm lập trình để rời rạc hóa hệ khảo sát và giải bằng phương pháp số.

3. PHÂN TÍCH BÀI TOÁN KHOAN HẠ CỌC BẰNG PHẦN TỬ HỮU HẠN

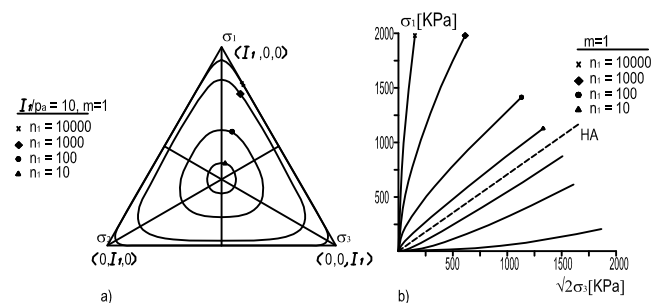
3.1. Mô hình đất nền cho bài toán theo hướng tiếp cận mới

Mô hình đất nền được áp dụng để phân tích bài toán cọc khoan hạ là mô hình Lade [6]. Mô hình Lade là mô hình đàn hồi – dẻo có chỉ một mặt ngưỡng diễn tả theo các bất biến ten sơ ứng suất. Thông số tái bền được định nghĩa theo sự vận động của mặt ngưỡng phụ thuộc vào tổng công dẻo (gồm công dẻo theo biến dạng đàn hồi và biến dạng thể tích). Mô hình có 11 thông số xác định từ 3 thí nghiệm nén ba trục và một thí nghiệm nén đẳng hướng.

Tổng biến dạng được phân thành biến dạng đàn hồi và biến dạng dẻo:

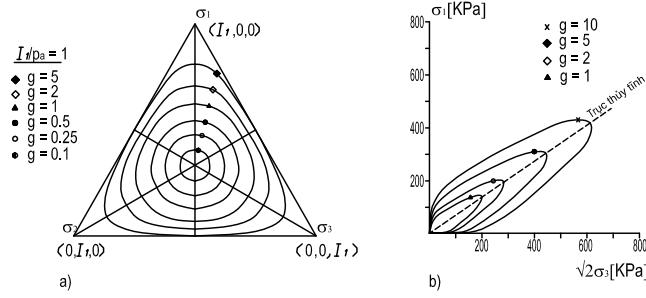
$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (14)$$

Ứng với một gia số ứng suất hữu hiệu biến dạng đàn hồi được tính theo định luật Hooke phi tuyến và biến dạng dẻo được tính theo quan hệ ứng suất - biến dạng của quy luật dẻo.



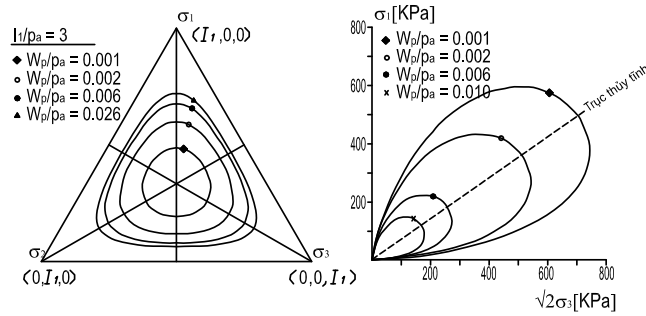
(a) Mặt bát diện, và (b) Mặt ba trục

Hình 2. Đặc điểm của mặt phá hoại trong không gian ứng suất chính [7]



(a) Mặt bát diện, và (b) Mặt ba trục

Hình 3. Đặc điểm của hàm thể năng dẻo trong không gian ứng suất chính [7]



(a) Mặt bát diện, và (b) Mặt ba trục

Hình 4. Đặc điểm của mặt chảy dẻo trong không gian ứng suất chính [7]

3.2. Phương pháp phần tử hữu hạn cho bài toán khoan hạ cọc

3.2.1. Thành phần ứng suất trong đất

Trạng thái ứng suất tại một điểm trong đất được thể hiện bằng véc tơ trong hệ tọa độ Đề Các như sau:

$$\{\sigma\} = [\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx}]^T \quad (15)$$

Trong đó:

σ_x , σ_y và σ_z là ứng suất pháp tương ứng theo trục x, y, z;

τ_{xy} , τ_{yz} và τ_{zx} là ứng suất tiếp.

Để thuận tiện trong tính toán theo các biểu thức của mô hình đất nền thì có thể sử dụng các thành phần ứng suất chính. Véc tơ ứng suất chính có dạng:

$$[\sigma_1 \quad \sigma_2 \quad \sigma_3]^T \quad (16)$$

Mỗi ứng suất chính có thể được viết dưới dạng hàm số của các bất biến ứng suất thứ nhất I_1 ; bất biến ứng suất lệch thứ hai J_2 ; và góc Lode θ [8]:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin\left(\theta - \frac{2\pi}{3}\right) + \frac{I_1}{3} \\ \sigma_2 &= \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin(\theta) + \frac{I_1}{3} \end{aligned} \quad (17)$$

$$\sigma_3 = \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{2\pi}{3}\right) + \frac{I_1}{3}$$

Trong đó:

I_1 là bất biến ứng suất thứ nhất;

J_2 là bất biến ứng suất lệch thứ hai;

θ là góc Lode.

3.2.2. Thành phần biến dạng trong đất

Ten sơ biến dạng tại một điểm được viết trong hệ tọa độ Đề các có dạng như sau:

$$\{\varepsilon\} = [\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \varepsilon_z \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{zx}]^T \quad (18)$$

Trong đó:

ε_x , ε_y , ε_z là các biến dạng dọc trục theo phương x, y, z;

γ_{xy} , γ_{yz} và γ_{zx} là các biến dạng trượt.

Quan hệ giữa các thành phần biến dạng với các thành phần chuyển vị u, v và w trong hệ tọa độ Đề các có dạng như sau:

$$\{\varepsilon\} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} \quad (19)$$

3.2.3. Phương trình phần tử hữu hạn

Mối liên hệ giữa ứng suất và biến dạng theo lý thuyết đàn hồi cho bởi biểu thức như sau [9]:

$$\{\sigma\} = [C] \left(\{\varepsilon\} - \{\varepsilon^0\} \right) + \{\sigma^0\} \quad (20)$$

Trong đó:

$\{\sigma\}$ là ma trận ứng suất;

$\{\varepsilon\}$ là ma trận biến dạng;

$\{\sigma^0\}$ là ma trận ứng suất ban đầu;

$\{\varepsilon^0\}$ là ma trận biến dạng ban đầu;

$[C]$ là ma trận đặc trưng vật liệu.

Theo các phương trình liên hệ giữa chuyển vị và biến dạng (các phương trình Cauchy), biến dạng của một điểm trong phần tử là:

$$\{\epsilon\} = [\partial]\{u\} = [\partial][N]\{u\} = [B]\{u\} \quad (21)$$

trong đó: $[B] = [\partial][N]$ được gọi là ma trận tính biến dạng.

Ma trận $[B]$ có kích thước $|6 \times 3|$ đối với bài toán 3 chiều, $|3 \times 2|$ đối với bài toán hai chiều và $|1 \times 1|$ đối với bài toán một chiều.

3.2.4. Phần tử tám tứ giác đẳng tham số

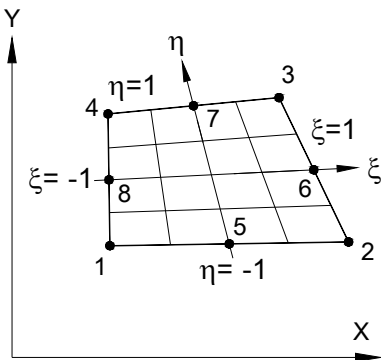
Quy trình thiết lập ma trận độ cứng cho phần tử tám tứ giác thông thường sẽ gặp khó khăn khi mở rộng xây dựng ma trận độ cứng cho phần tử tám tứ giác bậc cao. Tuy nhiên, khi sử dụng phần tử đẳng tham số thì vấn đề khó khăn sẽ được giải quyết dễ dàng. Phần tử đẳng tham số là phần tử trong đó đặc trưng hình học và trường chuyển vị đều được viết theo hàm dạng như sau:

Tọa độ một điểm bất kỳ nằm trong phần tử, nội suy từ tọa độ điểm nút:

$$\sum_{i=1}^n N_i^e = 1, \quad x = \sum_{i=1}^n x_i N_i^e \quad \text{và} \quad y = \sum_{i=1}^n y_i N_i^e \quad (22)$$

Chuyển vị tại một điểm bất kỳ trong phần tử cũng được nội suy theo chuyển vị nút:

$$u_x = \sum_{i=1}^n u_{xi} N_i^e, \quad u_y = \sum_{i=1}^n u_{yi} N_i^e \quad (23)$$



Hình 5. Phần tử tám tứ giác 8 nút trong hệ tọa độ tổng thể và địa phương

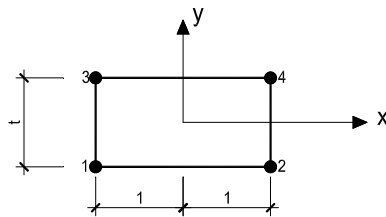
Ma trận độ cứng của phần tử tám tứ giác viết theo hệ tọa độ địa phương như sau:

$$K^e = \int [B]^T [E] [B] dV = h \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [E] [B] |J| d\xi d\eta \quad (24)$$

3.2.5. Phần tử tiếp xúc

Phần tử tiếp xúc được sử dụng để mô tả hiện tượng trượt giữa hai vật liệu có sự khác nhau lớn về độ cứng như sự tiếp xúc giữa cọc và đất nền. Ứng suất trượt lớn nhất thường giới hạn bởi tiêu chuẩn dẻo

Mohr - Coulomb. Phần tử tiếp xúc phẳng thường có 4 điểm nút và hệ tọa độ như trên hình 6.



Hình 6. Phần tử tiếp xúc

3.2.6. Phần mềm tính toán theo mô hình đất nền Lade

Tác giả đã và đang thực hiện các nghiên cứu theo hướng tiếp cận mới theo mô hình tính toán như sau:

Trong quá hạ cọc, đất dưới mũi cọc dần bị đẩy ra phía ngoài và trượt theo thân cọc. Chuyển vị theo phương ngang lớn nhất của đất bằng bán kính của cọc. Ma sát bên giữa thành cọc và đất đạt tới trạng thái giới hạn. Trong mô hình phần tử hữu hạn, bài toán mô tả quá trình hạ cọc là bài toán tiếp xúc và ràng buộc. Bài toán này được giải theo phương pháp Lagrange trong đó tại các nút trên thành cọc và trên bề mặt đất tiếp xúc với thành cọc, các thành phần lực tương đương $-\lambda$ và λ được đặt vào một cách tương ứng để đảm bảo chuyển vị ngang của đất xung quanh cọc bằng bán kính cọc trừ đi biến dạng ngang của thân cọc và bán kính lỗ khoan. Giá trị tải trọng là các ẩn số phụ thêm cần tìm với điều kiện ràng buộc như sau:

$$u_{x,s} = r_p - r_h - u_{x,p} \quad (25)$$

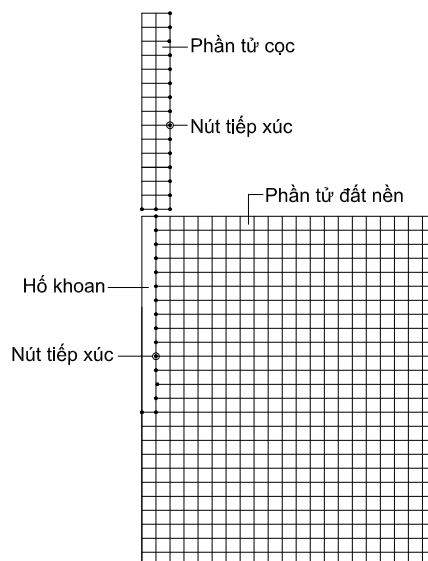
Trong đó:

$u_{x,s}$ - chuyển vị ngang của đất xung quanh thân cọc;

r_p - bán kính cọc;

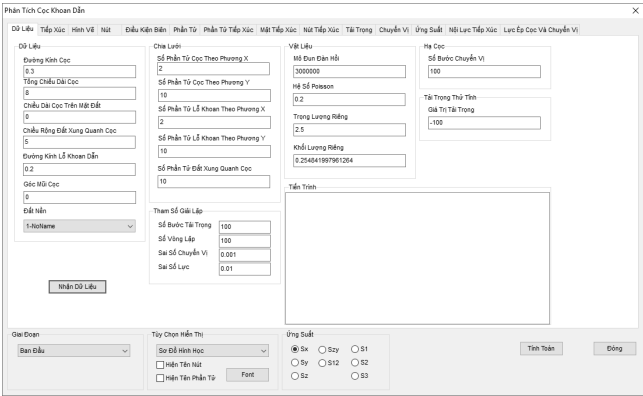
r_h - bán kính lỗ khoan;

$u_{x,p}$ - chuyển vị ngang của thân cọc.

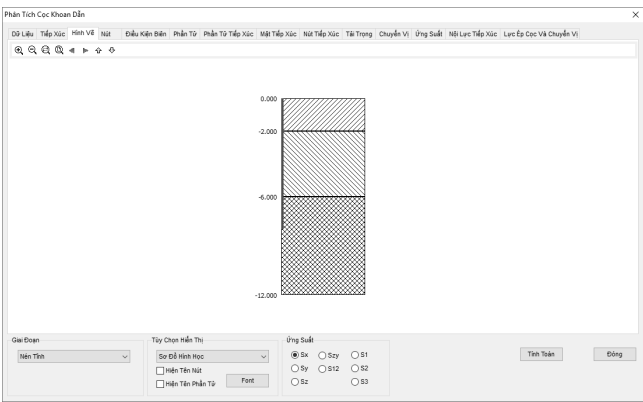


Hình 7. Mô hình phần tử hữu hạn

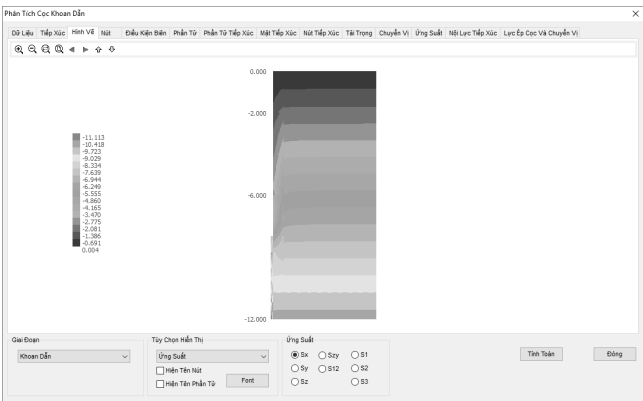
Hình ảnh giao diện phần mềm cho bước nghiên cứu tiếp theo của tác giả



Hình 8. Giao diện chính của phần mềm



Hình 9. Sơ đồ tính



Hình 10. Ứng suất đất nền giai đoạn khoan dẫn

3.3. Ứng dụng tính toán

Từ các cơ sở lý thuyết trên, tác giả sử dụng phần mềm Plaxis 3D với mô hình Mohr-Coulomb để mô phỏng sự làm việc của cọc trong đất từ đó so sánh với kết quả thí nghiệm nén thử tĩnh tải công trình thực tế và bài toán lý thuyết tính theo TCVN 10304:2014, Việc sử dụng mô hình Lade để so sánh sẽ được sử dụng trong các nghiên cứu tiếp theo. Xét đến ảnh hưởng sức chịu tải xung quanh thân cọc với sự thay đổi

cấu trúc đất nền khi khoan tạo lỗ đất nền trước khi hạ cọc bằng việc hiệu chỉnh thông qua hệ số cường độ lớp phân giới (R_{inter}) trong khai báo phần tử Interface với đất.

Mô hình đàn dẻo dùng để mô tả quan hệ của các lớp phân cách, sự ảnh hưởng lẫn nhau trong cấu trúc của đất. Đặc trưng cường độ của lớp phân giới liên quan với đặc trưng cường độ của lớp đất. Mỗi dữ liệu thiết lập liên quan làm giảm hệ số cường độ của lớp phân giới (R_{inter}), áp dụng theo công thức:

$$c_i = R_{inter} c_{soil} \quad (26)$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_{soil} \leq \tan \varphi_{soil} \quad (27)$$

3.3.1. Kết quả cọc thí nghiệm hiện trường và tính toán lý thuyết theo TCVN 10304:2014

a) Xác định sức chịu tải của cọc bằng cách sử dụng các công thức tính toán theo TCVN 10304:2014

Sức chịu tải của cọc theo đất nền:

$$Q_u = Q_s + Q_p = 569,840 + 160,385 = 730,225 \text{ (kN)}.$$

b) Xác định sức chịu tải của cọc bằng phương pháp nén tĩnh tại hiện trường [10]

• Cọc: 40×40 cm, mác bê tông 400, $L = 15,2$ m;

• Chiều sâu khoan dẫn : $L_{kd} = 16$ m; $D_{kd} = 350$ mm;

Cọc nén tĩnh với tải trọng $P = 2500$ kN, từ số liệu thí nghiệm, ta có các kết quả sau:

• Độ lún đầu cọc sau khi giảm tải về $P = 0$ kN (chu kỳ 1): $S_0 = 1,47$ mm;

• Độ lún đầu cọc ở cấp tải $P = 2500$ kN: $S_t = 18,25$ mm;

• Tổng độ lún của cọc: $S = S_t - S_0 = 18,25 - 1,47 = 16,78$ mm;

• Chuyển vị của cọc nén tĩnh hiện trường với $P = 2500$ kN là 22,35 mm.

3.2. Kết quả chuyển vị cọc sử dụng phần mềm Plaxis 3D toán theo phương pháp PTHH.

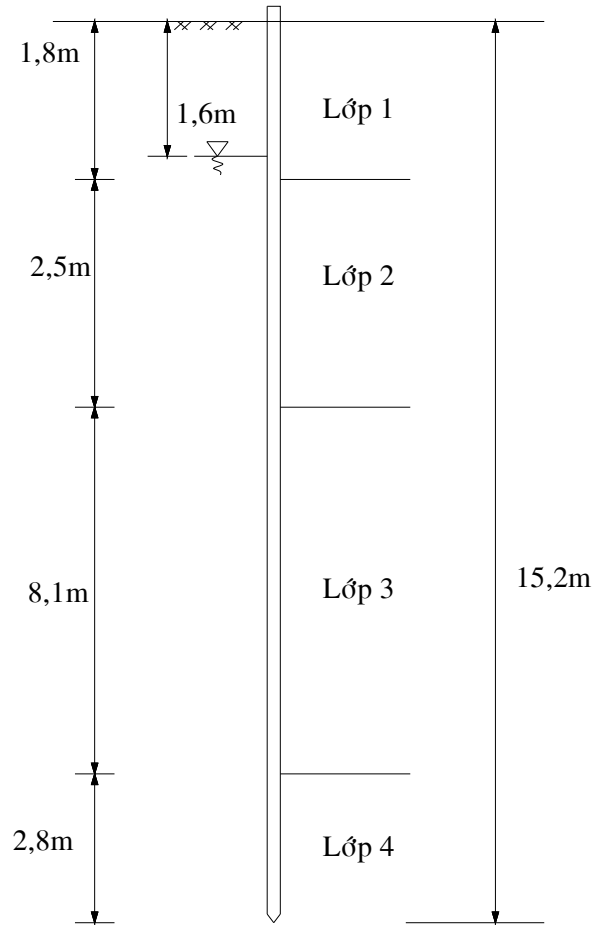
Từ những hệ số điều chỉnh hệ số áp lực ngang của đất nền lên cọc (k_i) của các nhóm nghiên cứu đã đề xuất, tác giả xây dựng mô hình cọc đơn trên Plaxis 3D với cùng chiều dài cọc, cùng số liệu địa chất sau đó tác giả chạy các bài toán cho 2 trường hợp: 01- không hiệu chỉnh hệ số R_{inter} ; 02 - có hiệu chỉnh hệ số R_{inter} của cọc đối với các lớp đất như phần trên. Giá trị hiệu chỉnh như trong Bảng 2.

Bảng 2. Tổng hợp các tính chất đặc trưng cơ lý của đất hồ khoan

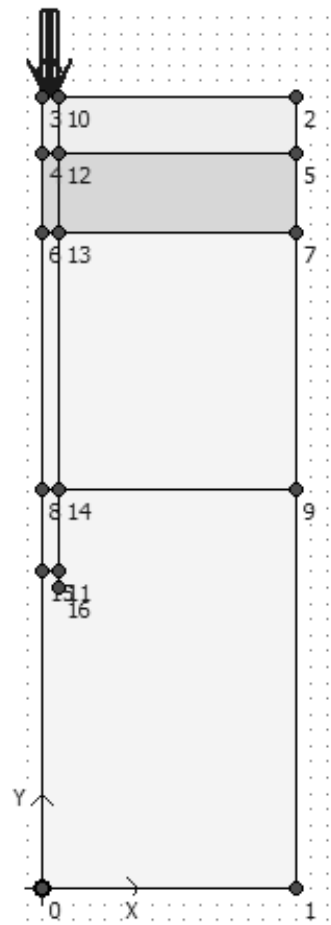
Thông số	Ký hiệu	Loại vật liệu					Đơn vị
		Lớp 1 (Sét san lấp)	Lớp 2 (Á sét dẻo chảy)	Lớp3 (Cát thô chặt vừa)	Lớp 4 (Sét nửa cứng)	Cọc (V400; L = 15,2m)	
Mẫu vật liệu	Model	M-C	M-C	M-C	M-C	Linear - E	-
Loại vật liệu	Type	Unrained	Unrained	Drained	Unrained	Non-porous	-
TL riêng đất trên mực nước ngầm	γ_{unsat}	18,26	14,86	15,48	16,69	25	(kN/m ³)
TL riêng đất dưới mực nước ngầm	γ_{sat}	19,45	18,53	18,94	20,17	-	(kN/m ³)
Mô đun đàn hồi	E	7380	8399	15,946	11014	29,2E6	(kN/m ²)
Hệ số Poisson	ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-
Lực dính đơn vị	c	10,4	17,9	4,7	44,8	-	(kN/m ²)
Góc ma sát trong	ϕ	18°15'	8°52'	27°58'	19°35'	-	Độ
HS giảm cường độ	R _{inter}	1	1	1	1	1	Bài a
	R _{inter}	0.7	0.7	0.7	0.7	1	Bài b
	R _{inter}	0.7	0.7	0.5	0.5	1	Bài c
	R _{inter}	0.5	0.5	0.5	0.5	1	Bài d

Bảng 3. Kết quả chuyển vị các phần tử cọc

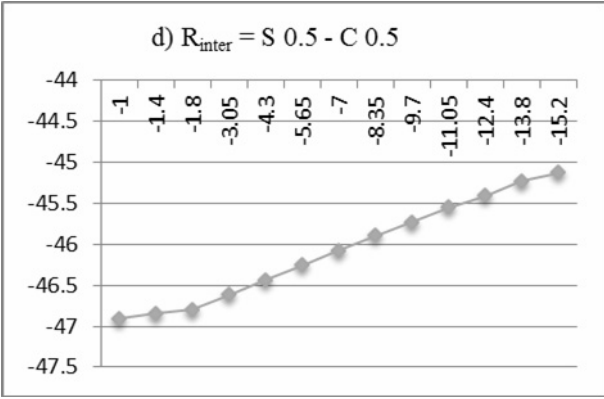
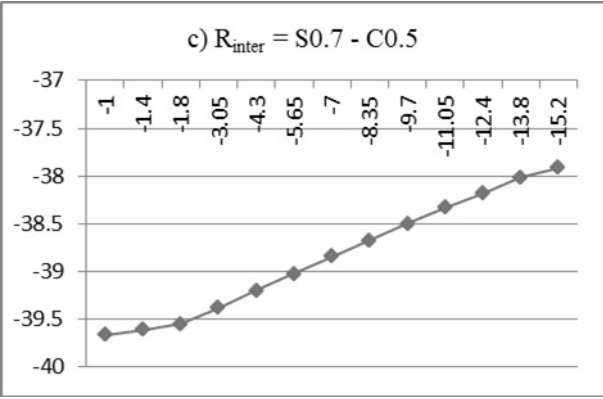
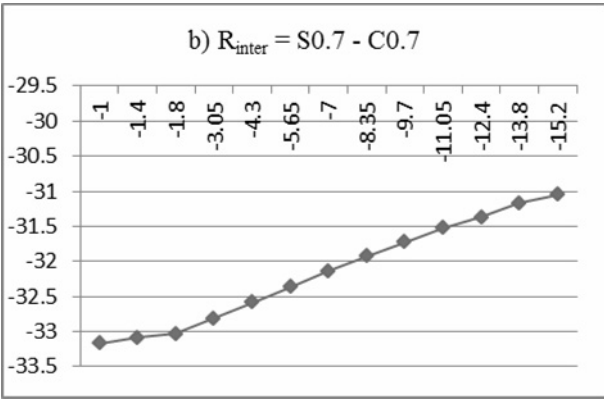
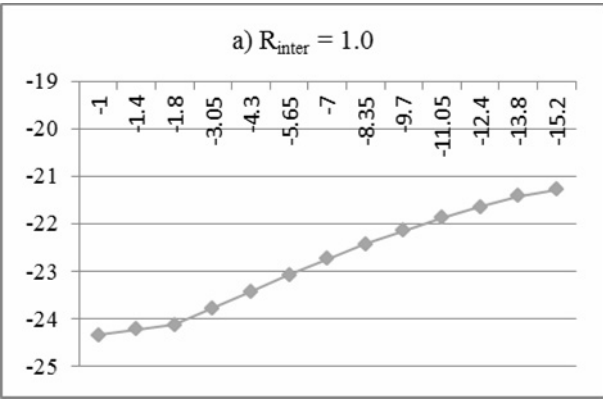
Structural Element	Node	Y	Uy (a)	Uy (b)	Uy (c)	Uy (d)
		[m]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
Volume Pile 1-1	5594	-1	-24.35	-33.17	-39.66	-46.91
(Mat. Set: 0)	5595	-1.4	-24.22	-33.09	-39.61	-46.85
Volume Pile 1-2	5597	-1.8	-24.13	-33.03	-39.55	-46.8
(Mat. Set: 0)	5598	-3.05	-23.78	-32.81	-39.38	-46.62
Volume Pile 1-3	5600	-4.3	-23.43	-32.59	-39.2	-46.44
(Mat. Set: 0)	5601	-5.65	-23.08	-32.37	-39.02	-46.26
Volume Pile 1-4	5603	-7	-22.74	-32.14	-38.84	-46.08
(Mat. Set: 0)	5604	-8.35	-22.43	-31.93	-38.67	-45.9
Volume Pile 1-5	5606	-9.7	-22.14	-31.73	-38.5	-45.73
(Mat. Set: 0)	5607	-11.05	-21.87	-31.53	-38.33	-45.55
Volume Pile 1-6	5609	-12.4	-21.65	-31.37	-38.18	-45.41
(Mat. Set: 0)	5610	-13.8	-21.42	-31.17	-38.01	-45.23
	5611	-15.2	-21.28	-31.05	-37.91	-45.13



Hình 11. Sơ đồ cọc thí nghiệm



Hình 12. Mô hình cọc đơn



Hình 13. Kết quả chuyển vị cọc các trường hợp điều chỉnh (R_{inter})

• **Nhận xét kết quả bài toán phân tích thử tĩnh tải cọc**

Bảng 4. Kết quả chuyển vị cọc U_y - (cm)

Bài toán	Cọc thí nghiệm thử tĩnh	$R_{\text{intet}} = 1$	$R_{\text{intet}} = 0.7$	$R_{\text{intet}} = 0.7_{\text{sét}} - 0.5_{\text{cát}}$	$R_{\text{intet}} = 0.5_{\text{sét}} - 0.5_{\text{cát}}$
Chuyển vị đầu cọc (cm)	18.25	33.17	39.66	33.17	39.66

Kết quả bài toán phân tích phần tử hữu hạn trong phần mềm Plaxis cho thấy, với Tải trọng thử tĩnh như nhau $P_{\text{tn}} = 2500$ (KN) khi chúng ta thay đổi hệ số cường độ mặt tiếp xúc giữa cọc với đất nền xung quanh (R_{inter}) thì giá trị chuyển vị cọc sẽ thay đổi theo (hình 13).

Kết quả chuyển vị của trường hợp (Hình 13 b) thay đổi R_{inter} cho lớp đất sét 0.7 và 0.7 đất cát theo hệ số khuyến nghị của các lý thuyết thực nghiệm thì cho giá trị chuyển vị lớn hơn kết quả thí nghiệm nén thử tĩnh tải tại hiện trường.

Những kết quả này cũng gần tiệm cận với giá trị cho theo như trong TCVN 10304:2014. Tuy nhiên, kết quả tính theo công thức Tiêu chuẩn và hệ số điều chỉnh của các tác giả nghiên cứu công bố so sánh trên kết quả thí nghiệm thực tế thì thiên về an toàn hơn, trong thiết kế cơ sở có thể dùng tuy nhiên gây lãng phí về vật liệu và chi phí thi công.

4. KẾT LUẬN

Từ các kết quả tổng hợp lý thuyết, phân tích và so sánh cho thấy ảnh hưởng của việc khoan hạ đối với hệ số giảm ma sát bên m_f của cọc khi đi qua từng loại đất khác nhau là khác nhau:

- Khi tính toán bài toán trên mô hình số, các giá trị kết quả lý thuyết tính ra tương đồng với các giá trị khuyến nghị trong Tiêu chuẩn hiện hành và công thức thực nghiệm.

- Việc mô phỏng quá trình nén tĩnh trên phần mềm Plaxis 3D cho kết quả chuyển vị lớn hơn kết quả chuyển vị khi thực hiện nén tĩnh hiện trường.

- Đối với các đất loại sét, lực liên kết giữa các hạt lớn, đất ít bị sạt lở, thậm chí có thể hút bám các hạt đất rơi vãi từ các lớp đất bên trên làm tăng độ chặt đất do bị lèn ép trong quá trình ép cọc. Đất loại sét thường bão hòa nước không thấm được nên trong quá trình ép cọc, đất có thể bị trôi lên trên nên làm xuất hiện ma sát bên với tốc độ khá nhanh. Do vậy, hệ số giảm ma sát bên của đất loại sét lớn hơn hệ số giảm ma sát bên đất loại cát, sức kháng bên giảm chậm hơn trong quá trình ép cọc bằng biện pháp khoan hạ;

- Đất sét dẻo chảy, dẻo mềm, trong quá trình ép cọc, đất bị chuyển vị và xáo trộn hơn đất sét dẻo cứng, đất cứng. Đất càng cứng, độ chặt của đất càng lớn, lực liên kết giữa các hạt càng lớn. Vì thế, trong quá trình ép cọc, đất ít bị phá vỡ cấu trúc, làm tăng hệ số giảm ma sát bên giữa đất và cọc. Do đó, hệ số giảm ma sát tăng theo độ cứng của đất, từ á sét dẻo chảy đến dẻo mềm đến sét nửa cứng đến rất cứng;

Ứng xử của đất nền xung quanh thân cọc trong biện pháp thi công khoan hạ cọc vào nền đất còn rất nhiều yếu tố ảnh hưởng đến khả năng sức chịu tải của cọc BTCT đúc sẵn. Việc nghiên cứu ảnh hưởng của thay đổi đường kính lỗ khoan đến thay đổi hệ số giảm ma sát của từng lớp đất nhằm giúp việc lựa chọn phương án khi thiết kế móng cọc ép có khoan dẫn được cụ thể, chính xác và hiệu quả, tiết kiệm được chi phí cho dự án.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] TCVN 10304:2014. *Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*. Bộ Khoa học và Công nghệ.

[2] De Mello, V.F.B. (1969). *Foundations of buildings in clay. State of the art report*, Proceeding 7th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol.2, pp. 49-136.

[3] Shamsheer Prakash và Hari D. Sharma. (1990). *Pile Foundations in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc.

[4] Châu Ngọc Ân. (2005). *Nền móng*. Nhà xuất bản Đại học Quốc Gia, Tp.Hồ Chí Minh.

[5] Das. (1984). *Principles of Foundation Engineering*. PWS-Ken, Boston.

[6] Lade, P. V. (1973). *The Stress-Strain and Strength Characteristics of Cohesionless Soils*. Doctor of Philosophy, University of California, Berkeley.

[7] Lade, P. V. and Jacobsen, K. P. (2002). *Incrementalization of a Single Hardening Constitutive Model for Frictional Materials*, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol. 26, pp. 647-659.

[8] Smith, I. M., and Griffiths, D. V., (2004). *Programming The Finite Element Method*, Fourth Edition, John Wiley & Sons Inc.

[9] Cook, R. D., Malkus, D. S. and Plesha, M. E., (2002), *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*, Third Edition, John Wiley and Sons, Inc.

[10] Báo cáo thí nghiệm nén tĩnh cọc và thí nghiệm cọc bằng tải trọng tĩnh dự án “Chung cư TDH Phước Bình - Quận 9.

ON THE EFFECTIVENESS OF THE STATIC PILES LOADING TEST

Tuong Doan The¹, Hop Nguyen Dinh²

¹*Institute For Building Science and Technology-IBST, Email: tuong.vgi@gmail.com*

²*Vietnam Geotechnical Institute-VGI*

ABSTRACTS: Based on many data from static piles loading tests, the paper evaluates the exactitude of piles bearing capacity by PLT and the reasonableness of PLT procedures. The paper also orients to revision and supplementing TCVN 9393:2012 for the purpose of arising the effectiveness of PLT.

KEYWORDS: pile, piles foundation, piles loading test, bearing capacity of piles.

1. INTRODUCTION

Static piles loading test (PLT) is compulsory for piling foundations and standardized by TCVN 9393:2012. The results from PLT is the most exact data to determine bearing capacity of the piles and to design piles foundation. Up to now, many piles different in dimension and installation technology were tested, but experiences and effectiveness of PLT are not yet summarized. Basing on data of many PLT, the paper evaluates the exactitude of piles bearing capacity by PLT and the reasonableness of PLT procedures. The paper also orients to revision and supplementing TCVN 9393:2012 for purpose of arising the effectiveness of PLT.

2. ON THE EXACTITUDE OF PLT

PLT is used for the purpose of ultimate bearing capacity of piles – the load, when piles are failed. There are 3 criteria for failure of piles: failure of pile materials, failure of soil under pile tip and settlement of pile head during testing.

Table 1. Referenced values of settlement as piles failed

Settlement	Piles	Referenced
10 % D	All piles	DTU 13-2, French BS 8004: 1986, England JSF 1811 – 1993, Japan
2,5 % D	Bored piles	De Beer
(3 % to 6 %) D 40 to 60 mm 60 to 80 mm (2PL/3EA) + 20 mm	End-bearing bored piles Piles with L/D : 80 to 100	China

L, D: Length and Diameter of the piles, P: Test Load;

E: Elastic Modulus of piles Material, A: Area of piles section.

Table 1 indicates the values of settlement for the tested piles that are considered as failed.

In the case when the tested piles have not failed yet, ultimate bearing capacity can be determined using interpolation based on data from PLT with empirical formula.

2.1. Ultimate bearing capacity by piles failure criteria

Data from about 500 loading tests of piles different in dimension (25-45 cm diameter for precast concrete piles and 80-150 cm for bored piles) and installation technology (driven, pressured, bored) have been collected and compared with failure criteria [1]. Comments as followings:

- Almost 100% tested piles not yet up to failed and ultimate bearing capacity not yet determined at finishing the tests;

- Settlement of piles head is small in comparing with failure criteria. Concretely, for driven (pressured) concrete piles, at finishing the tests, average value of settlement is 2,73% D (D piles diameter), maximum 4,1% D (16,47 mm), minimum 1,4% D (3,38 mm) and for bored piles, average value of settlement is 1,28% D, maximum 2,5% D (19,8 mm), minimum 0,5% D (5,54 mm).

2.2. Ultimate bearing capacity by empiric formula from data of PLT

There are many empirical formula for ultimate bearing capacity of piles from data of PLT. Table 2, for example, gives values of ultimate bearing capacity calculated interpolatively by some empirical formula (convention limit settlement S_c , Davisson, Canadian, Chin, Brinch Hansen) based on data of PLT. For the purpose of comparison, the value of maximum test load (P_{tn}) indicated by designer is also presented in table 2.

Table 2. Ultimate bearing capacity (Pu) by empirical formula [1]

No	Construction	Ptn (T)	Pu (T) by formula of				
			Sc	Davission	Canadian	Chin	Brinch Hansen
Driven (pressured) concrete piles							
1	CT1, Văn Quán	300	400	480	420	667	237
2	CT2B, Văn Quán	300	450	550	490	3,333	152
3	Ký túc xá, Đại học Mỏ	163	250	260	290	313	125
4	Nhà xử lý nguyên liệu bia TP Nam Định	50	80	120	70	33	13
5	Xưởng đúc - Bắc Ninh	52	100	140	90	417	23
6	CT4 - Mỹ Đình II, HN	200	350	260	290	294	68
7	Cầu lạc bộ Mỹ Đình,HN	50	100	75	80	69	16
8	CT5 - Mỹ Đình 2, Hà Nội	200	370	280	320	1250	438
9	CT5 - Mỹ Đình 1, Hà Nội	200	300	260	280	625	144
10	CT3B - Mỹ Đình 2, HN	200	400	330	350	833	86
Bored Piles							
1	HUDTOWER	2750	3400	3900	5000	100000	1491
2	No-VP2 Linh Đàm	1100	1400	1700	2100	2500	391
3	CC2 Văn Quán	601	720	850	1000	179	102
4	Nhà ĐHSX - 31 Láng Hạ	1540	2100	22000	2700	1000	364
5	CT3 Văn Quán	1200	1600	1750	2100	2500	945
6	FLC Star Tower, Vinh	3300	3270	3600	4600	5000	2988
7	129D Trương Định	1500	2100	2350	2700	2500	555
8	Cao ốc Hồ Tây	1300	2100	2100	3300	2500	459
9	TT TTĐN TTXVN HN	800	1600	1500	1900	10000	373
10	TT TM 379/8 Đội Cấn	1400	2100	2250	2900	2500	471
11	Nhà ở VP 37c Láng Hạ	2000	2600	3100	3800	5000	1543
12	Trụ sở BộNV Dịch Vọng	1100	1900	2300	2800	5000	462
13	A2 Ngọc Khánh	1650	1600	2600	3400	50000	928
14	Nhà C khu A, Từ Liêm	1455	2250	1950	2600	10000	700
15	Nhà C2 Mỹ Đình 1-HN	900	1500	1450	1800	10000	417
16	M5 Nguyễn Chí Thanh	2000	3600	3600	4000	33333	928
17	TTTM 102 Thái Thịnh	1200	1650	1700	2200	3333	913
18	93 Lò Đúc	1300	2400	2500	3200	5000	808
19	ĐN 3- CT5-Mỹ Đình 2	1240	1900	1900	2300	10000	577

Some comments from data of table 2:

- Formula Chin and Brinch Hansen are inapplicable, give results irrational, unexplainable; - Ultimate bearing capacity from conventional limit settlement, Canadian and Davission are acceptable and larger than Ptn by designer (table 3).

Table 3. Pu from empirical formula in comparison with from designer Ptn

Piles	Pu/Ptn		
	Convent. Limit settlement	Davisson	Canadian
Concrete piles	1,69	1,7	1,57
Bored piles	1,43	2,0	1,93

It can see that the maximum test load by designer is smaller than the ultimate bearing capacity by PLT, especially for bored piles, and designer always evaluates piles bearing capacity lower than inherent possibility.

3. ON THE REASONABLENESS OF THE PLT PROCEDURES

TCVN 9393:2012 proposed loading, measuring and reporting procedures for PLT [2]. Loading procedure is deciding factor on result of test. TCVN 9393:2012 also suggests that the pile is loaded to a maximum maintained load of 200 % of the design load for tests on individual piles, applying the load in increments of 25 % of the design load. So, the design load is considered as basic for developing PLT procedures and suggested by designer applying safety coefficient equal 2 to ultimate bearing capacity that can be predicted by some formula. Table 4 gives, for example, the comparison between results from conventional (basing on physical-mechanical properties of soils), Meyerhof and Japanese formula.

Comments from table 4:

- Ultimate bearing capacities of piles are different depending on prediction formula. The difference can be up to 50-150 %;

- For the bored piles, the prediction from Japanese formula always is largest;

- By safety reason, the designer proposes always to use the lowest predicted value of bearing capacity of piles as design load. By the way, the tested piles are very rare failed during testing.

Table 4. Comparison of Ultimate bearing capacity of piles (Pu) from some formula

Piles	Pu,Jap/ Pu,Jap.	Pu, Con./ Pu,Jap.	Pu,Meyerh./ Pu,Jap.
Concrete Piles	1	0,7-1,5	0,8-1.3
Bored Piles	1	0,6-0,9	0,5-0,7

4. ON THE PROBLEMS OF REVISING AND INNOVATING TCVN 9393:2012

4.1. Shortcoming of TCVN 9393:2012

TCVN 9393:2012 is namely TCXDVN 269:2002 renamed and was used for long time (over 15 years) and shows some shortcoming that reduces the effectiveness of the application.

- On the aim of PLT:

The aim of PLT was not indicated concretely and clearly in TCVN 9393:2012. The article 4.4.3 writes “PLT is considered as finished in the condition where a) loading up to maximum load of loading procedure; b) test pile failed”. So the aim of PLT is only confirmation of designer’s predictions. Some foreign standards on PLT do not stipulate clearly the aim of PLT [3].

- On the loading procedure:

The design load is considered as basic for developing PLT procedures and is the lowest predicted value of bearing capacity of piles. That is why the tested piles are very rare failed during testing and the bearing capacity of piles always is evaluated lower than inherent possibility.

- On the objectiveness of testing procedure:

PLT can be considered as one test to determine the natural parameter. The bearing capacity of piles depends very much on the soil condition of the construction site. In the meantime, PLT procedures are developed subjectively by designer based on, for example, distribution of loads, some standard.

- On the unilaterality of PLT:

Data from PLT allows to determine only total bearing capacity of piles and is not sufficient to solve some practical problems on piles foundation design such as the problem to determine interpolative bearing capacity of the piles of any dimension from data of loading test for pile that has another dimension in the same soil condition or the problem on bearing capacity of piles that differ in working condition from tested condition.

- On the update of testing technology:

Updating the monitoring system of PLT not only arises exactitude of test also allows collecting more parameter that reveals characters of piles performance. Now, some new technology can be applied in PLT such as Technology using strain gauge to measuring stress distribution along piles shaft, Load-cells for measuring test load, Laser for monitoring piles head settlement and other for automatizing all measuring and monitoring.

All above-mentioned shortcomings reduce effectiveness of PLT and are the base for revision and renovation of TCVN 9393:2012.

4.2. Some revision and renovation of TCVN 9393:2012

TCVN 9393:2012-the legal document of PLT exposed many shortcomings and it is time to revise. The following is some revision and renovation.

- Ultimate bearing capacity P_u must be the aim of PLT

The aim of PLT depends on design idea and must be exact and clear and required by designer in the test technical requirement document. The minimum aim of PLT must be the ultimate bearing capacity of piles.

- Load procedure must be developed based on the ultimate bearing capacity

Pile is loaded to a maximum maintained load of 150-200 % of the predicted ultimate bearing capacity for tests on individual piles, applying the load in increments of 10 % P_u . So, possibility to fail tested piles during the testing is higher.

- Referenced test pile

The referenced test pile is the pile designed and tested especially so that test data can be used to revise test procedure for next tested piles, to determine believably bearing capacity of other piles. Some characteristic of referenced piles:

- Material and production, installation technology-the same of other piles in the foundation;

- Location is chosen so that test data is considered as the most representative;

- Dimension is enough small for that easy to fail during the testing;

- Advanced technology is applied, for example, strain gauge to monitor stress along piles shaft.

The referenced test pile always has the dimension smallest among piles in the foundation and is tested the first in the test campaign.

- Applying advanced technology to PLT

Some advanced technology for the purpose of airing the exactitude and objectiveness of measuring, reducing the man's intervention is proposed to be compulsory to apply in the PLT.

- Renovating procedure of compiling PLT

Inspecting designer's prediction, not confirming design results is the duty of PLT. So, PLT must be independent. Procedure for compiling PLT as followings:

- The designer is responsible for compiling test duty document that indicates clear aim of PLT;

- The owner is responsible for supplying all data concerning structures, soils condition, construction site, piles and piles foundation, necessary other.

- Test contractor is responsible for developing test proposal basing on supplied data. The proposal must be submitted to the Owner for acceptance. Basing on test results the test contractor must confirm economic-technical reasonableness of designer's prediction on bearing capacity of piles.

5. CONCLUSION

- TCVN9393:2012 exposed many shortcomings that reduce effectiveness of piles and piles foundation.

- TCVN 9393:2012 has to be revised and renovated so that PLT determines more exactly bearing capacity of piles.

REFERENCES

- [1] Hop Nguyen Dinh Research on innovation of Piles Static Axial Compressive Load Test. Master thesis, Hanoi University of Architecture, 2015.
- [2] TCVN 9393: 2012 Pile - Field testing method by static axle loading, Ministry of Construction, 2012.
- [3] ASTM D 1143 – 07 Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load, 2007.

PHÂN TÍCH SỰ LÀM VIỆC CỦA CỌC ATT BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN DỰA TRÊN KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH Ở HIỆN TRƯỜNG

Nguyễn Giang Nam

Viện KHCN XD, namibst@gmail.com; Eijiro Mizoguchi - TENOX Corporation

Maejima Tadashi - Asahi Kasei Kenzai; Daisuke Ito – Asahi Construction Materials Corporation

TÓM TẮT: Trụ đất xi măng nói chung và trụ đất xi măng thi công bằng phương pháp trộn sâu nói riêng có cường độ vật liệu thấp hơn nhiều so với cọc bê tông. Vì vậy, khi chịu tác dụng của ngoại lực theo phương thẳng đứng thường bị phá hoại vật liệu ở đầu trụ trước khi xảy ra phá hoại do đất nền. Một trong những phương pháp để cải thiện khả năng chịu tải của trụ đất xi măng là phân bố lại ứng suất dọc thân cọc bằng cách chuyển một phần tải trọng tác dụng bên trên xuống phía dưới qua ống thép có cánh. Bài báo phân tích mô phỏng lại các kết quả thí nghiệm nén tĩnh ngoài hiện trường bằng phương pháp phần tử hữu hạn để thấy rõ ưu điểm về mặt kỹ thuật của cọc ATT qua việc sử dụng ống thép có cánh trong trụ đất xi măng.

TỪ KHÓA: Cọc ATT, thí nghiệm nén tĩnh.

ABSTRACTS: Soil-Cement Deep Mixing Column (CDM) in general have much lower material strength than concrete pile. Therefore, when subjected to vertical load, the material at the head of the column is damaged. One of the methods to improve the bearing capacity of a CDM is to distribute the stresses along the pile by transferring a portion of the upper load downward through the steel pipe. This paper simulates the static load tests results by FEM to clearly see the advantages of ATT Column.

KEYWORDS: ATT Column, pile load test.

Mặc dù ra đời sau các loại cọc khác nhưng cọc vít ATT hiện đang được áp dụng khá rộng rãi ở Nhật Bản. Gần đây, công nghệ này đang được nghiên cứu triển khai áp dụng tại Việt Nam. Cọc vít ATT (Asahi Kasei Tenox Technology Column) là cọc phức hợp được tạo thành sau khi hạ ống thép có cánh vào trong lòng trụ đất xi măng chế tạo theo phương pháp trộn sâu (Hình 1). Về cơ bản, cọc là sự kết hợp giữa cọc vít truyền thống và trụ đất xi măng với mục đích chuyển một phần tải trọng tác dụng bên trên xuống phía dưới qua ống thép có cánh, qua đó cải thiện khả năng chịu tải của trụ đất xi măng và cọc vít truyền thống.

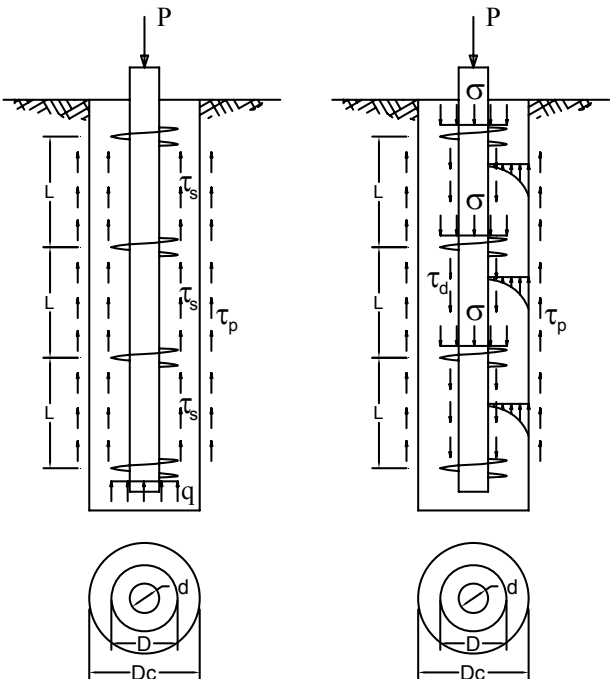
Các thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường và mô hình hóa bằng phương pháp phần tử hữu hạn sau đây được thực hiện trên 3 loại cọc, đó là: cọc vít truyền thống, trụ xi măng đất và cọc ATT để thấy rõ ưu điểm về mặt kỹ thuật của cọc ATT qua việc sử dụng ống thép có cánh trong trụ đất xi măng.

1. THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH ATT COLUMN Ở HIỆN TRƯỜNG

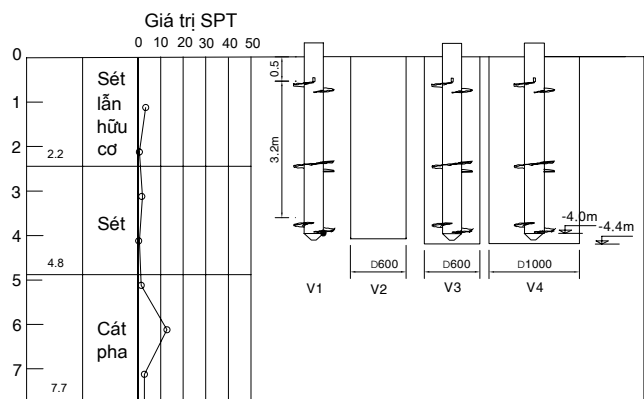
a) Đặc điểm địa chất công trình

Đặc điểm địa chất công trình khu vực thí nghiệm được thể hiện trong Hình 2 với hình trụ hồ khoan và kết quả thí nghiệm SPT. Theo thứ tự từ trên xuống dưới, cấu tạo địa chất bao gồm các lớp sau: Sét lẫn

hữu cơ, đất sét, cát mịn pha sét.... Trong đó tồn tại lớp đất sét yếu có chiều sâu nhỏ hơn 5m với giá trị SPT N từ 1 đến 4. Bảng 1 thể hiện các kết quả thí nghiệm đất, cường độ nén một trục từ các mẫu ở độ sâu GL 1.20-3.85m là 45.8-107.8 kN/m².



Hình 1. Minh họa cọc vít ATT



Hình 2. Mặt cắt địa chất khu vực thí nghiệm cọc

Bảng 1. Thông tin về lớp đất khu vực thí nghiệm cọc

Chiều sâu (m)	Loại đất	Dung trọng tự nhiên	Độ âm	Cường độ nén nở hông
		(t/m ³)	%	(kN/m ²)
0 ÷ 2,20	Sét lẫn hữu cơ	1,25	51,9	45,8
2,20 ÷ 4.80	Sét	1,72	47,2	93,1
4,80 ÷ 8.0	Cát pha	1,55	67,8	107,8

b) Mô tả thí nghiệm

Thí nghiệm được thực hiện trên 04 loại cọc khác nhau (xem hình 2) với các thông số kỹ thuật trong Bảng 2.

Bảng 2. Thông số cọc thí nghiệm

Tên cọc thí nghiệm	Đường kính ống thép d (mm)	Chiều dày ống thép t (mm)	Đường kính cánh vít D (mm)	Đường kính trụ xi măng Dc (mm)	Chiều sâu mũi (m)	
					Ống thép	Trụ xi măng
V1	190,7	7,0	400	-	4,0	-
V2	-	-	-	600	-	4,2
V3	190,7	7,0	400	600	4,0	4,4
V4	190,7	7,0	400	1000	4,0	4,4

Mục đích của thí nghiệm nhằm so sánh đánh giá khả năng chịu tải của cọc vít thông thường, trụ xi măng đất với cọc ATT.

Cọc thí nghiệm được bố trí như sau:

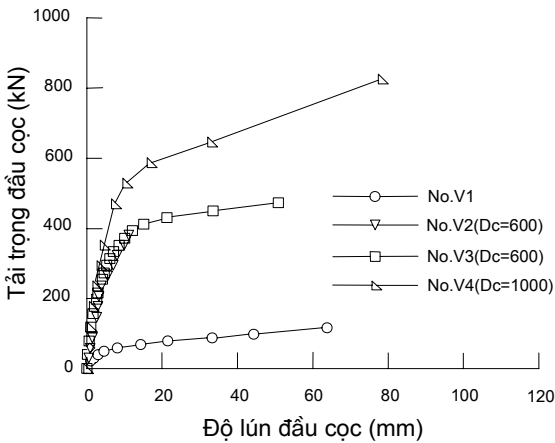
- Cọc V1: Cọc vít bằng ống thép có cánh hạ trực tiếp vào trong đất;
- Cọc V2: Cọc xi măng đất thông thường đường kính D600;
- Cọc V3: Cọc xi măng đất đường kính D600 sử dụng ống thép có cánh;

- Cọc V4: Cọc xi măng đất đường kính D1000 sử dụng ống thép có cánh.

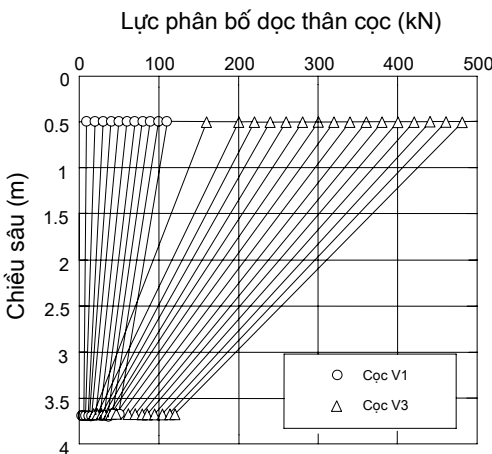
Các cọc có sử dụng ống thép có cánh V1 và V3 được đặt đầu đo lực tại độ sâu 0.5m và 3.8m để kiểm tra khả năng truyền tải của cọc.

c) Kết quả thí nghiệm

Kết quả thí nghiệm được thể hiện trong hình 3, hình 4 và bảng 3.



Hình 3. Quan hệ tải trọng độ lún



Hình 4. Lực phân bố dọc thân cọc

Bảng 3. Kết quả thí nghiệm tải trọng thẳng đứng

TT	Tải trọng lớn nhất tác dụng lên cọc (kN)	
	Đầu cọc	Mũi cọc
V1	116.7	43.2
V2	381.5	—
V3	473.7	117.7
V4	827.6	238.8

d) Nhận xét về kết quả thí nghiệm

Kết quả thí nghiệm cho thấy mặc dù có tiết diện, chiều dài tương đương nhau nhưng cọc xi măng đất thông thường V2 bị phá hoại ngay ở cấp tải trọng 381.5 tấn và cọc V3 sử dụng ống thép có cánh đã đạt được đến cấp tải 473.7 tấn.

Cọc V3 không bị phá hoại ở tiết diện hình trụ tạo bởi cánh vít và trụ đất xi măng do cọc V3 và V4 có cùng chiều dài, sử dụng cùng một loại ống thép có cánh như nhau nhưng cọc V4 đạt được đến cấp tải 827.6 kN ở đầu cọc và 238.8 kN ở mũi. Như vậy, theo [2] để tận dụng hết khả năng làm việc đồng thời giữa trụ đất xi măng và ống thép có cánh cần phải lưu ý đến mối quan hệ giữa đường kính, khoảng cách của cánh vít và cường độ trụ đất xi măng.

Sự kết hợp giữa hai loại cọc có sức chịu tải tương đối thấp tạo ra cọc ATT có sức chịu tải cao hơn, tận dụng được khả năng làm việc của hai loại cọc trên.

Chiều dài các cọc thí nghiệm khá nhỏ nên chỉ xét được tương quan giữa đường kính cánh thép và đường kính cọc. Không thấy rõ được mối quan hệ giữa

cường độ vật liệu cọc với đường kính và khoảng cách giữa các cánh thép.

2. PHÂN TÍCH SỰ LÀM VIỆC CỦA CỌC THÍ NGHIỆM BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN

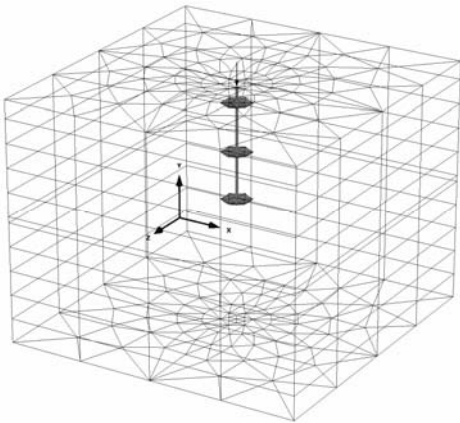
Mục đích của việc phân tích sự làm việc của cọc thí nghiệm bằng phương pháp phần tử hữu hạn là để kiểm tra sự phân bố ứng suất, biến dạng trong cọc qua đó hiểu rõ hơn nguyên lý làm việc của cọc ATT.

a) Các thông số tính toán

Các thí nghiệm được mô hình hóa và phân tích bằng phần mềm Plaxis Các thông số đầu vào sử dụng trong tính toán xem trong Bảng 4

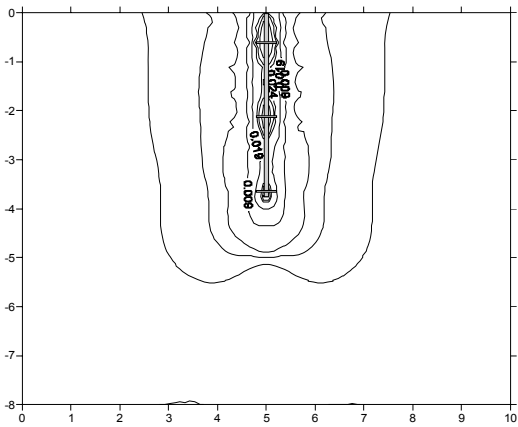
Bảng 4. Thông số sử dụng trong tính toán

TT	Lớp đất	Mô hình	γ_w	E_s	c	φ
			(kN/m ³)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	độ
1	Sét lẫn hữu cơ	MC	12,5	4000	5	15
2	Sét	MC	17,2	3000	8	20
3	Cát pha	MC	15,5	8000	1	20
4	Cọc XM đất	MC	18,0	60000	30	25

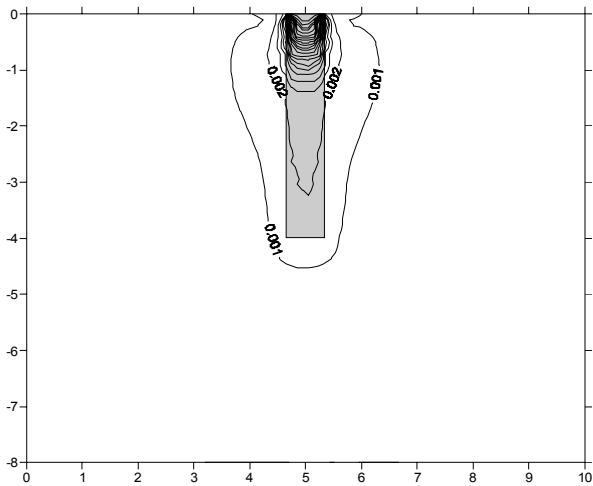


Hình 5. Mô hình hóa cọc ATT

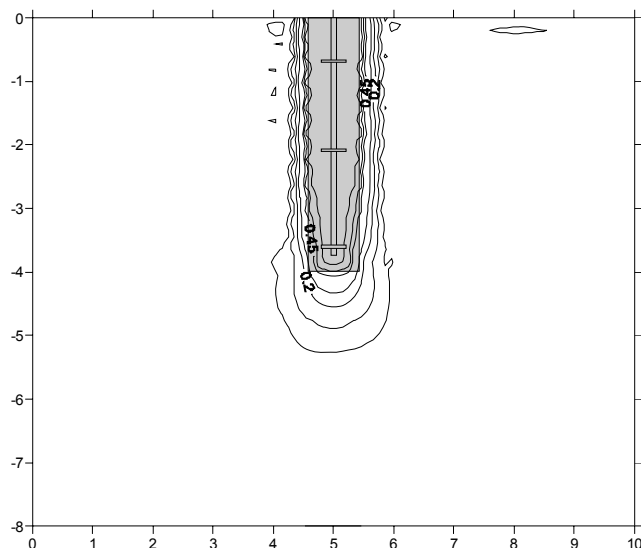
b) Kết quả tính toán



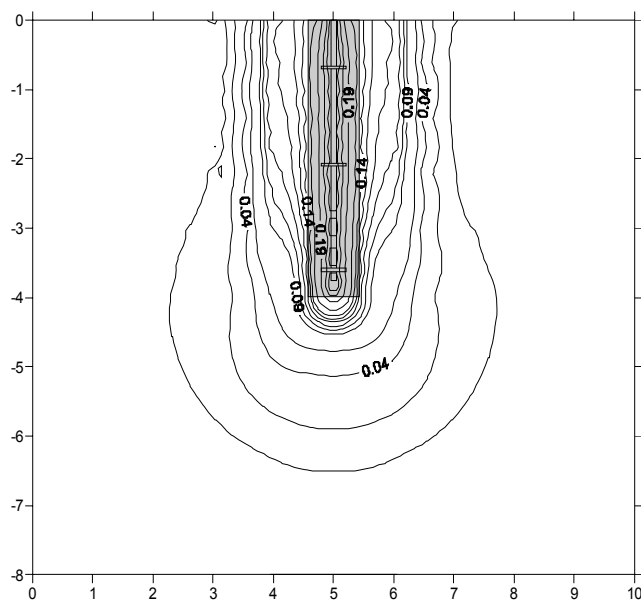
Hình 6. Biến dạng của đất nền xung quanh cọc vít bằng ống thép có cánh



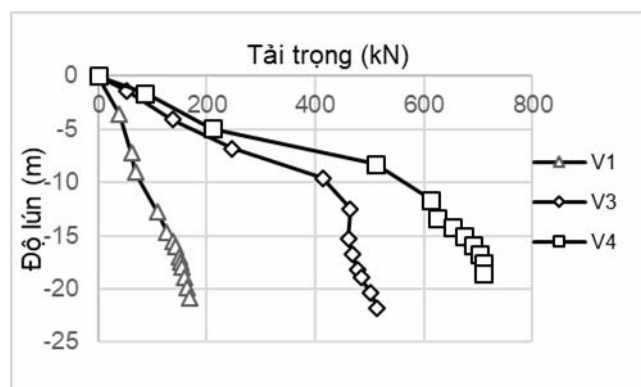
Hình 7. Biến dạng của đất nền xung quanh cọc xi măng đất thông thường đường kính D600



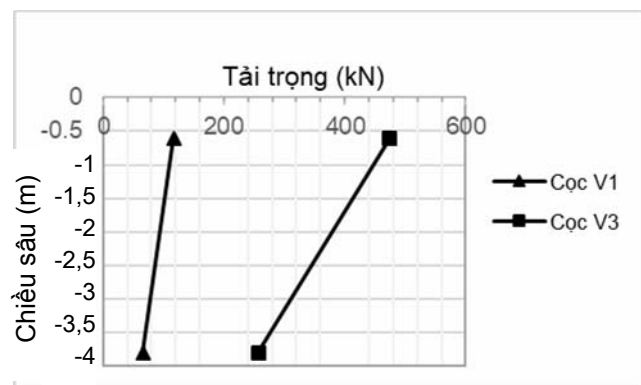
Hình 8. Biền dạng của đất nền xung quanh cọc xi măng đất đường kính D600 sử dụng ống thép có cánh



Hình 9. Biền dạng của đất nền xung quanh cọc xi măng đất đường kính D1000 sử dụng ống thép có cánh



Hình 10. Quan hệ tải trọng và độ lún



Hình 11. Phân bố lực dọc thân cọc

c) Nhận xét về kết quả tính toán

Kết quả tính toán cho thấy với cọc xi măng đất thông thường ứng suất tập trung phần lớn ở đầu cọc (xem hình Hình 6,7,8 và 9).

Trường hợp cọc vít bằng ống thép có cánh, mặc dù tải trọng được truyền từ đầu cọc xuống đến mũi nhưng do tiết diện quá nhỏ nên khả năng chịu tải của cọc thấp. Ứng suất có xu hướng tập trung ở các cánh vít phía trên.

Trường hợp cọc xi măng đất đường kính D600 sử dụng ống thép có cánh, tải trọng được truyền từ đầu cọc xuống đến mũi, sức chịu tải của cọc tăng đáng kể. Tỷ lệ giữa đường kính cánh thép và cọc chưa hợp lý nên chưa tận dụng hết khả năng làm việc của vật liệu, ứng suất tập trung nhiều hơn ở phía trên, ứng suất tập trung ở giữa cọc lớn.

Trường hợp cọc xi măng đất đường kính D1000 sử dụng ống thép có cánh, tải trọng được truyền từ đầu cọc xuống đến mũi, sức chịu tải của cọc tăng đáng kể. Tỷ lệ giữa đường kính cánh thép và cọc hợp lý nên ứng suất phân bố đều, ứng suất tập trung ở giữa cọc nhỏ.

3. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Để tận dụng hết khả năng làm việc đồng thời giữa trụ đất xi măng và ống thép có cánh cần phải lưu ý đến mối quan hệ giữa đường kính, khoảng cách của cánh vít và cường độ trụ đất xi măng [2].

Từ những kết quả tính toán phân tích, mô hình hóa ở trên cho thấy hiệu quả của sự làm việc đồng thời giữa ống thép có cánh và trụ đất - xi măng trong cọc ATT thông qua việc truyền tải trọng từ đầu cọc xuống đến mũi, phân bố ứng suất một cách hợp lý sang trụ đất - xi măng làm giảm ứng suất tập trung ở đầu cọc, tránh gây ra phá hoại nén như trường hợp cọc chỉ có trụ đất - xi măng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Báo cáo tổng kết “Kết quả nghiên cứu chung về khả năng chịu lực của cọc vít ATT” do Viện KHCN Xây dựng, công ty Asahi Kasei, tập đoàn TENOX và trường đại học Giao thông Vận tải tiến hành năm 2013.

- [2] Nguyễn Giang Nam, Phạm Quyết Thắng “ Phân tích ảnh hưởng của đường kính, khoảng cách của cánh vít và cường độ trụ đất xi măng đến sự làm việc của cọc ATT ”, Tạp chí KHCN Xây dựng, No 2/2014 p. 57-62.
- [3] R. Frank. Etude théorique du comportement des pieux sous charge vertical introduction de la dilatance. Rapport de recherche No. 46. 1975.
- [4] Zhang, D. 1999. Predicting capacity of helical screw piles in Alberta soils. M.Sc. thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta.

PREDICTION OF SOIL DISPLACEMENT SURROUNDING DEEP EXCAVATIONS IN HANOI

Nguyen Van Hoa^{1,2}, Nikiforova N.S¹, Nguyen Duy Duan²

¹Department of Civil Engineering, Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

²Department of Civil Engineering, Vinh University, Vietnam

Corresponding author, e-mail: vanhoakxd@vinhuni.edu.vn

ABSTRACTS: The soil displacement surrounding deep excavations is one of the most crucial issues in civil engineering in Vietnam, especially in Hanoi and Ho Chi Minh city. The purpose of this paper is to present an estimation of soil displacement surrounding an excavation with a depth (H_k) of 10 m. Three methods, which are Peck (1969), Nikiforova (2008), and finite element approach considering Mohr-Coulomb and Hardening soil models, are selected for analyses accounting for soil conditions in Hanoi. The effect of seismic loading on the soil displacement in the case of finite element method (FEM) is considered. The affected area that is caused by the deep excavation is determined.

KEYWORDS: deep excavation, soil displacement, subsidence, earthquake loading, soil condition in Hanoi.

1. INTRODUCTION

Many high-rise buildings have been constructed in Hanoi and Ho Chi Minh city. Due to the high density of buildings and narrow spaces of the construction sites, the construction process potentially affects the nearby existing works. There are many studies determined the impact of the surrounding soil when constructing underground structures and basements [1] [2] [3] [4].

In Vietnam, so far there is no a systematic study on the prediction of soil displacement subjected to the construction process of basements or underground structures. This paper determines the soil deformation nearby a deep excavation during the construction in Hanoi according to the empirical methods Peck (1969) [5] and Nikiforova (2008) [6]. Thereafter, the results are compared with the FEM results obtained by Plaxis 2D program accounting for seismic loading.

2. THEORICAL BACKGROUND

2.1. Peck method

Peck (1969) [5] [7] summarized the field observations of ground surface settlements around excavations in a graphical form, as shown in Figure 1. This method may be suitable for the spandrel-type settlement profile. As shown in the figure, the settlement curve is classified into three soil zones, I, II and III, depending on the type of soil and workmanship. In figure 1, N_b represents the stability number and N_{cb} represents the critical stability number for basal heave. The case histories used in the development of the figure are prior to 1969 and the excavations are supported by sheet piles or soldier piles with lagging. It is proposed that the maximum ground settlement for very soft to soft

clay is about 1% of the maximum excavation depth. The lateral influenced zone would extend up to two times the maximum excavation depth. For the use of a newer technology such as diaphragm walls, the maximum settlement is generally smaller than those defined in the figure. However, the Peck method is the first practical approach to estimate ground surface settlement.

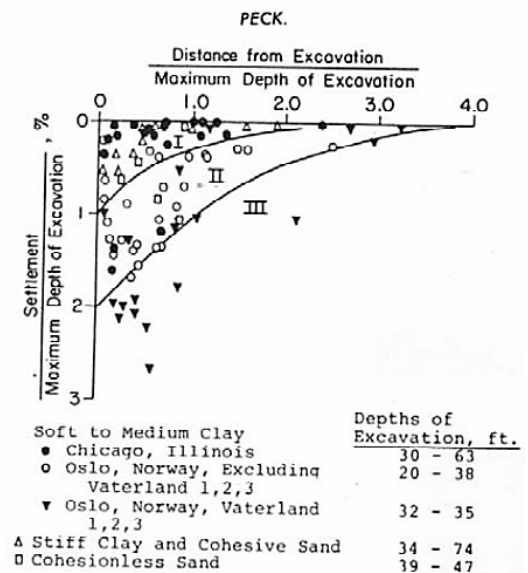


Figure 1. Summary of settlement adjacent to excavations in various soils

Zone I: Sand and Soft to hard clay average workmanship.

Zone II:

a) Very Soft to Soft Clay

1) Limited depth of clay below bottom of excavation;

2) Significant depth of clay below bottom of excavation but $N_b < N_{cb}$.

b) Settlements affected by construction difficulties

Zone III: Very Soft to Soft Clay to a significant depth below bottom of excavation and with $N_b > N_{cb}$.

In order to estimate the settlement of ground nearby excavations, the Peck's procedure can be implemented by following steps [8].

- Determine the soil type (i.e. I, II or III);
- Calculate the subsidence at the points i on the ground with the distance to the pit is L_i , get L_i/H ;
- Obtain associated values δ_i/H of L_i/H based on the Peck curves;
- Estimate the settlement, δ of points i from the depth of the pit and the ratio δ_i/H .

2.2. Nikiforova method

The Nikiforova method [6] is expressed as follows. Assuming that the building located near the excavation can be simulated by an infinite semi-rigid elastic beam with the rigidity EJ subjected to the distributed load. The Winkler model demonstrates the interaction between the building and ground.

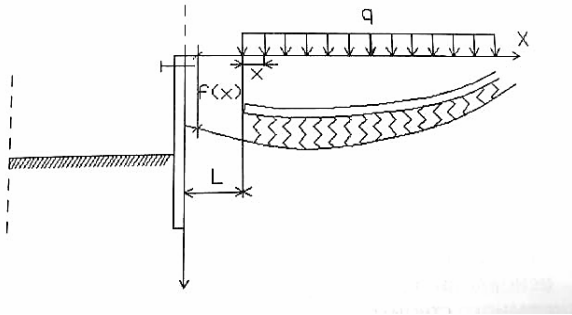


Figure 2. Calculation model settlement in impacted area of the deep excavation

$$S(x) = k_r [\delta\phi(x) + q/k] \quad (1)$$

$$\delta = \frac{A_l f_l H_k^5}{\alpha^4 + A_l H_k^4}; A_l = \frac{k}{EJ}; b = \frac{\alpha}{H_k};$$

$$\phi(x) = [\psi(\frac{b}{\lambda} - 1)\eta_{II}(\xi) + \eta_{IV}(\xi) + e^{-b(x+L)}];$$

$$\psi = \frac{b^2 e^{-bL}}{2\lambda^2}; \eta_{II}(\xi) = e^{-\xi} \cos \xi;$$

$$\eta_{IV}(\xi) = e^{-\xi} \sin \xi; \xi = \lambda x; \lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EJ}};$$

where, H_k – the depth of the excavation; $\alpha = 0.7552$ (Hannik G et al. 2003 [9]); EJ is the stiffness of the building, depends on the number of floors, as shown in Table 1; q is the pressure of the bottom of the foundation located on the underside of the building;

f_l is the empirical coefficient, which describes the maximum surface subsidence, for deep excavations $f_l = (0.1 - 10.1)\%$ depth of the excavation H_k , medium f_l while 1.1% depth of the excavation H_k (Peck (1969) [5], Moormann (2003) [10], L is the distance from the building to the deep excavations. Coefficient k_r is determined by the type of pit, $k_r = 1$ for measures using struts from steel sections; $k_r = 0.6$ for using top-down method; $k_r = 2.5$ for measures using anchors; k is the subgrade reaction coefficient (kN/m^3), can be determined by.

$$k = 1.14 \frac{E_o}{(1-v^2)\alpha'} \quad (2)$$

where E_o is the soil modulus; v is Possion's ratio ($v = 0.3$ for sand, $v = 0.35$ for silty sand and clay, $v = 0.4$ for loams); α' is the width of the foundation.

The coefficients k can be taken by a suggestion of S.B. Ukhova [11] as $(0.3 - 0.9) \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ when $E_0 < 10 \text{ MPa}$; $(1.0 - 2.9) \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ when $E_0 = 10 - 20 \text{ MPa}$; $(3.0 - 8.0) \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ when $E_0 = 21 - 35 \text{ MPa}$.

Table 1: EJ value of the building [12]

Building	EJ, kNm^2/m
Floor beams	6.47×10^3
1 floor	2.00×10^7
3 floors	6.00×10^8
5 floors	6.98×10^8
10 floors	4.39×10^9

3. NUMERICAL MODELING

3.1. Description of studied structure

The structures used for analyses in this study are excavations with the depth, $H_k = 10.5 \text{ m}$, with 3 basements, which were constructed in Dong Da district, Hanoi. The diaphragm walls are selected for resisting the deep excavations.

3.2. Input parameters

We calculated the parameters for all the investigated soil models (i.e. Mohr-Coulomb, Hardening Soil) and selected the top-down method for the construction of basements. The properties of diaphragm walls modeling are: $EA = 2.304 \times 10^7 \text{ kN}$; $EI = 1.23 \times 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m}$; $w = 19.3 \text{ kN/m/m}$, $v = 0.18$; $d = 0.8 \text{ m}$. Slab thickness is of 0.2 m , the grade of concrete is B40 with $EA = 6.5 \times 10^6 \text{ kN}$.

The loading of surrounding buildings is calculated as a pressure $q = 20 \text{ kN/m}^2$ on the ground surface. This load is located at a distance, L (m), to the excavation. The ground-water level is set at a depth of 6 m from the ground surface. The parameters of the soil models are presented in Table 2 and Table 3 [13].

Table 2: Material parameters for Morh-Coulomb model

Mohr-Coulomb		Loams	Loamy sands	Silty Sands	Medium-sized Sands	Loams	Sands gravelly
Depth of layer(m)		5.0	4.0	5.0	7.0	9.0	11.0
γ_{unsat}	kN/m ³	14	15	16	17	14	-
γ_{sat}	kN/m ³	19	19	20	20	18	-
C'	kPa	35	16	1	1	31	1
ϕ		13	15	25	23	12	24
E_{ref}	kPa	16000	11900	15000	28000	15900	50000

Table 3: Material parameters for Hardeing Soil model

Hardening Soil		Loams	Loamy sands	Silty Sands	Medium-sized Sands	Loams	Sands gravelly
Depth of layer (m)		5.0	4.0	5.0	7.0	9.0	11.0
γ_{unsat}	kN/m ³	14	15	16	17	14	-
γ_{sat}	kN/m ³	19	19	20	20	18	-
C'	kPa	35	16	1	1	31	1
ϕ		13	15	25	23	12	-
E_{50}^{ref}	kPa	16000	11900	15000	28000	15900	50000
E_{oed}^{ref}	kPa	16000	11900	15000	28000	15900	50000
E_{ur}^{ref}	kPa	48000	35700	45000	74000	47700	150000

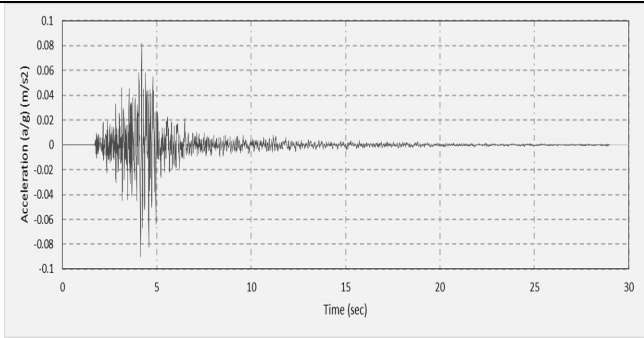


Figure 3: The trace of the 2001 Dien Bien earthquake

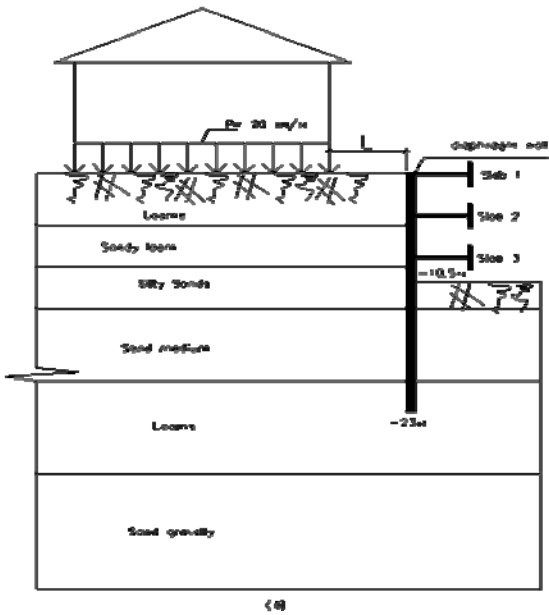


Figure 4: Construction of deep excavations by top-down method

The finite element analysis code, Plaxis 2D, is utilized for the numerical analyses. The computational procedure is implemented by following steps.

- Step 1: Activation of diaphragm walls;
- Step 2: Excavation step 1 (to level -2.9m);
- Step 3: Construct slab 1 (0.0m);
- Step 4: Excavation step 2 (to level -4.5m);
- Step 5: Construct slab 2 (-4.3 m);
- Step 6: Groundwater lowering and excavation step 3 (to level -7.5 m);
- Step 7: Construct slab 3 (-7.3 m);
- Step 8: Groundwater lowering and excavation step 4 (to level -10.5m);
- Step 9: Calculated earthquake.

The time-history acceleration of the 2001 Dien Bien earthquake (in Figure 3) is employed in this study (time 30s, $a_{vg} = 0.082g \text{ (m/s}^2\text{)}$).

4. CALCULATED RESULTS

4.1. Peck method

The project is located in Dong Da district, Hanoi in the geological zone II [14] mostly soft clay. The schematic configuration of the structure is shown in Figure 1. The calculated result of the settlement based on Peck method is shown in Table 4.

Table 4. The calculated ground settlement around deep excavations by Peck method

L(m)	L/H _k	δ _i /H _k	δ _i (cm)
0.00	0.00	2.00	-21.00
1.00	0.10	1.88	-19.74
2.00	0.19	1.77	-18.59
3.00	0.29	1.69	-17.75
4.00	0.38	1.59	-16.70
5.00	0.48	1.49	-15.65
6.00	0.57	1.39	-14.60
7.00	0.67	1.28	-13.44
8.00	0.76	1.20	-12.60
9.00	0.86	1.12	-11.76
10.00	0.95	1.03	-10.82
11.00	1.05	0.93	-9.77
12.00	1.14	0.87	-9.14
13.00	1.24	0.80	-8.40
14.00	1.33	0.73	-7.67
15.00	1.43	0.68	-7.14
16.00	1.52	0.61	-6.41
17.00	1.62	0.57	-5.99
18.00	1.71	0.51	-5.36
19.00	1.81	0.45	-4.73
20.00	1.90	0.41	-4.31
25.00	2.38	0.38	-3.99
30.00	2.86	0.12	-1.26
35.00	3.33	0.08	-0.84
40.00	3.81	0.02	-0.21

where L is the distance from the building to the deep excavations (m); H_k is the depth of the excavation (m); δ_i is the settlement of surfaces ground (cm).

4.2. Nikiforova method

Considering the problem as mentioned above, the relevant parameters are determined as: the distributed load on the ground, q is of 20 kN/m²; the coefficient of subgrade reaction, k = 2.9x10⁴ kN/m³; the distance from the building to the deep excavations, L = 0 m.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{2,9 \times 10^4}{4 \times 6,98 \times 10^8}} = 0,057 m^{-1};$$

$$\xi = \lambda x; \lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EJ}}; EJ = 6.98 \times 10^3 \text{ kNm}^2/m$$

(according to Table 1).

For the diaphragm walls constructed by top-down method, the depth of the excavation H_k = 10.5 m, set f₁ = -0.56x10⁻²; α = 0.7752;

$$A_l = \frac{k}{EJ} = 0.41 \times 10^{-4} m^{-4}; b = \frac{\alpha}{H_k} = 0.07$$

$$\delta = -\frac{0,41 \times 10^{-4} \times 0,56 \times 10^{-2} \times 10,5^5}{0,7752^4 + 0,41 \times 10^{-4} \times 10,5^4} = -0,34 m;$$

$$\Psi = \frac{b^2 e^{-bL}}{2\lambda^2} = 0,84; \left(\frac{b}{\lambda} - 1\right) = 0,3.$$

By substituting the above values into equation 1, the results are summarized in Table 5.

Table 5. Calculate the soil settlement around the excavation depth by the Nikiforova N.S (2008) method

X=x+L (m)	ξ	e ^{-ξ}	cosξ	sinξ	η _{II} (ξ)	η _{IS} (ξ)	e ^{-b(x+L)}	ϕ(x) (m)	S(x) (mm)
0	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.25	-25.79
1	0.06	0.94	1.00	0.06	0.94	0.05	0.93	1.22	-25.14
2	0.11	0.89	0.99	0.11	0.89	0.10	0.86	1.19	-24.46
5	0.28	0.75	0.96	0.28	0.72	0.21	0.69	1.09	-22.33
10	0.57	0.57	0.84	0.54	0.48	0.30	0.48	0.90	-18.59
15	0.85	0.43	0.66	0.75	0.28	0.32	0.33	0.72	-14.87
20	1.14	0.32	0.42	0.91	0.14	0.29	0.23	0.55	-11.40
30	1.70	0.18	-0.13	0.99	-0.02	0.18	0.11	0.28	-5.83
40	2.27	0.10	-0.64	0.76	-0.07	0.08	0.05	0.11	-2.35
50	2.84	0.06	-0.95	0.30	-0.06	0.02	0.02	0.03	-0.58

4.3. Comparison of results and discussion

The comparison of the settlement results obtained by three methods are shown in Figure 5.

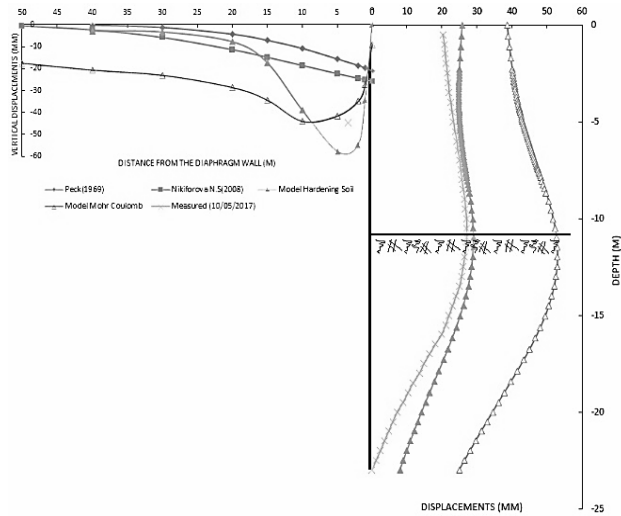


Figure 5. The ground settlement surrounding the excavation according to Peck (1969), Nikiforova N.S (2008), and FEM considering Mohr Coulomb and Hardening Soil models in case of without earthquakes, Measured settlement 10/05/2017 (building 99-101 Lang Ha-Dong Da- Ha Noi)

Based on Figure 5, it can be observed that the settlement calculated based on Peck method is the smallest, followed by Nikiforova and FEM methods. The settlement near the excavation obtained by Nikiforova method is about double larger than that by Peck method. Additionally, the empirical methods give the maximum value of vertical displacement at the edge of the excavation. The affected zone obtained by Peck method is also minimized, about $3H_k-4H_k$. Meanwhile, the settlement according to FEM method is reached to the maximum at the distance of 5 m and 10 m to the diagram considering Hardening soil and Mohr-Colomb model, respectively. Specifically, the FEM results are zero at the edge of the excavation. The affected zone obtained by FEM and Nikiforova is approximately $4H_k-5H_k$.

We also compare of the ground settlement between with and without earthquakes using FEM approach in cases of Hardening soil and Mohr-Colomb models. The results are shown in Figure 6. It can be seen that the affected zone in Mohr-Colomb model is larger than that of Hardening soil model. There is a small difference of results between with and without earthquakes in Mohr-Colomb model used, about 16% increment for applying the earthquake. However, a significant change, approximately 34%, is existing when used Hardening soil model in cases of with and without earthquake loads. Also, the maximum subsidence is produced when using Hardening soil model.

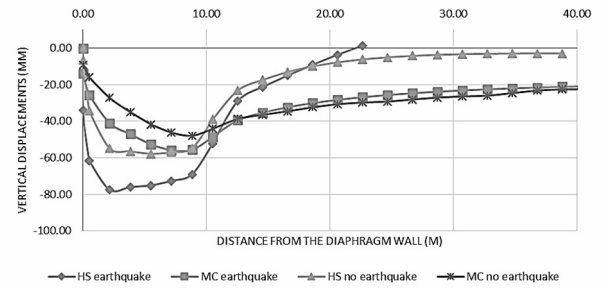


Figure 6. The ground subsidence around the pits in the case of earthquakes considering Mohr Coulomb and Hardening soil models by FEM

5. CONCLUSION

The following conclusions are drawn based on empirical and numerical analysis results.

- The Peck's method can give a quick calculation of ground subsidence, however, the accuracy is limited. A determination of soil type is needed when applying this method.
- The affected zones calculated based on Nikiforova and FEM are relatively comparable. An approximation of this zone is fallen into $4H_k-5H_k$.
- A use of Hardening soil model may give a prediction of the ground settlement surrounding the deep excavation in cases of with and without earthquake loadings.

REFERENCES

- [1] N. T. Kỳ, *Nghiên cứu ảnh hưởng của biện pháp thi công hố đào sâu đến độ lún công trình lân cận Hải Phòng*, Hải Phòng: Luận văn thạc sỹ kỹ thuật, 2017, Trường Đại học dân lập Hải Phòng.
- [2] Nguyễn Hồng Nam, Đỗ Văn Thiệu, Trần Văn Bảo, *"Ảnh hưởng của hố đào sâu đến độ lún mặt nền công trình lân cận"*, Hà Nội, 2011.
- [3] N. V. Tuấn, "Phân tích trạng thái ứng suất - biến dạng xung quanh hố đào có kê tới yếu tố không gian," *Tạp chí khoa học công nghệ xây dựng*, 2008.
- [4] V. K. Điệp, *Nghiên cứu ảnh hưởng của thi công hố đào sâu đến công trình lân cận*, Hải Phòng: Luận văn thạc sỹ kỹ thuật, Đại học Hàng Hải Việt Nam, 2016.
- [5] R. B. Peck, "Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of the art report," in *Proc 7th Int Conf SMFE*, Mexico City, pp 147-150., 1969.
- [6] орова Н.С, Деформации зданий вблизи глубоких котлованов и подземных выработок в условиях тесной городской застройки и методы защиты, докт.дис. М.,2008. 324с, 2008(Nikiforova N.S, *Biến dạng của công trình cạnh hố đào sâu và các công trình ngầm xây dựng trong đô thị và phương pháp bảo vệ*, luận văn TSKH, M..., 2008. 324с, 2008).

- [7] S. S. Y. Lam, "Ground movements due to excavation in clay: Physical and analytical models," 2010, p. 305.
- [8] N. B. Kế, "Xây dựng công trình ngầm đô thị theo phương pháp đào mở," Hà Nội, 2006, p. 336.
- [9] Hannik G, Brassinga H E, van Meerten, J J, de Wit, M S Toward, "a risk design of underground construction on urban areas," in *roc. the XIIIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering.*, Prague, Czech Republic», , 25-28th August 2003.- Vol. 2.- pp 601-606.
- [10] C. Moormann, "Actual trends in deep excavation technology and performance based on an international database.," in *Proc. the XIIIth European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering. «Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds. Main Session 4: Foundation in urban areas.*, Prague, Czech Republic, 25-28th August 2003, Vol. 2. - pp 277-284.
- [11] Ухов С.Б. , Семенов В.В., Знаменский В.В., Тер-Мартirosyan З.Г., Чернышов С.Н, *Механика грунтов, основания и фундаменты.*, Москва, 527, 1994(Ukhov S. B. , Semenov V. V., Znamenskiy V. V. Ter-Martirosyan Z. G. Chernyshov S. N. *Cơ học đất, nền và móng.*, Moscow, 527, 1994).
- [12] Franzius, J N & Addenbrooke, T I, "The influence of building weight on the relative stiffness method of predicting tunnelling-induced building deformation," in *Proc. the 3rd Int. Symp. (IS-Toulouse 2002) «Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground» 1st Session: Design methods of tunnels: Stability, settlements, and tunnel linings.*, Toulouse, France, 23-25 October, 2002.- pp 53 -57.
- [13] Nguyen Van Hoa, Nikiforova N.S, Nguyen Duy Duan, "Semic displacement prediction of retaining walls upon deep excavations in Ha Noi," *Journal of Transportation Science and Technology, ISSN 1859-4263.*, vol. Vol 27+28, p. c192..197, May 2018.
- [14] Ван Хоа Нгуен, Никифорова Н.С., "Учет особенностей инженерно-геологических условий при освоении подземного пространства Вьетнама," *Инженерно-геологические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений. Сб. тр. Всероссийской научн.-техн. конф. 1-3 февраля 2017 г.. СПб*, pp. c.277-281, 2017(Nguyễn Văn Hóa, Nikiforova N.S.,, "Tính toán đặc điểm địa kỹ thuật trong điều kiện phát triển không gian ngầm tại Việt Nam", *Nghiên cứu địa kỹ thuật, thiết kế và thi công nền, móng và công trình ngầm, Hội thảo khoa học toàn LB Nga, Xanh-pê-téc-bua*, p277-281, 2017).

PROPOSED METHOD OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION OF LARGE EMBEDDED STRUCTURES SUBJECTED TO SPATIALLY VARYING GROUND MOTION

Trần Phương¹, Đặng Trọng Thăng², Ngô Mạnh Toàn³
^{1,2,3}*Viện Khoa học công nghệ xây dựng, tranphuongcdpk45@yahoo.com*

ABSTRACT: This paper aims to present a SSI analysis method for large embedded structures subjected to spatially varying seismic ground motion. The analysis is performed in the time domain. The structure and its nearby soil are modeled by the FE Method. The novelty of the present work is that the seismic loadings applied on the boundary of FE domain is pre-computed based on a stochastic deconvolution technique and a spectral representation method. This method generates a free field motion in the soil with given statistical properties on the surface. The advantages of such analysis are that it offers the possibility to simultaneously account for the seismic spatial variability, the non-linear behavior of the structure, the flexibility of its foundation and the effects induced by the embedded foundation.

KEYWORD: SSI; seismic spatial variability; stochastic deconvolution.

1. INTRODUCTION

The SSI analysis with seismic spatial variability has been investigated by earthquake engineering community for several decades. The reference codes one can mention are CLASSInco-SRSS, SASSI-SRSS and SASSI-simulation [4] (Kassawara et al. 2007). The CLASSInco-SRSS is a computationally efficient tool but it is limited to rigid surface foundations. For structures with flexible or embedded foundation, the SASSI-SRSS or SASSI simulation are required. However, both of these methods are on the basis of sub-structuring methods and the computation is performed in the frequency domain. Hence one cannot account for the non-linearity of the structure. An alternative approach is proposed here to account for both non-linearity of the structure and incoherent ground motion.

The non-linearity of the structures originates from the behavior of the materials or the contact between the foundation and the soil. To account for these non-linear behaviors, the computation must be performed in the time domain and then the Finite Element Methods is a good candidate. It is worth noting that the main difficulties of such analyses are threefold: i) how to consider the seismic input; ii) the unbounded conditions of the FE domain; iii) the computation cost. This work shows the treatment of the seismic input which represents the incoherent free field.

Usually, when a SSI analysis with coherent motion is performed using FEMs, the structure and its nearby soil are meshed. The unbounded condition can be satisfied by applying the ABCs conditions at the boundary [11] (Wolf et al. 1996) or by using PMLs [1] (Basu et al. 2003). The seismic input is obtained by deconvolution techniques from an input signal

on the free surface. Under the assumption of coherent motion, this deconvolution of the seismic signal on the ground surface can be readily done considering a vertical propagation of seismic waves. The S waves correspond to the horizontal motions and the P wave corresponds to the vertical motion. There is no correlation between the motions along the three directions. In the case of incoherent ground motion, such determinist deconvolution is no longer available and the assumption of a vertical propagation of seismic waves has to be dropped.

The novelty of the present approach is that the seismic input is pre-computed by a stochastic deconvolution technique. This method generates a free field motion inside the soil with given statistical properties on the surface. By using an ABCs [7] (Lysmer et al. 1969) at the boundary, a SSI analysis with seismic spatial variability is readily performed.

This paper is outlined as follows. Section 2 reminds the brief description of the seismic spatial variation. The method of generation of incoherent ground motion based on the stochastic deconvolution method [5](Kausel et al. 1987) and spectral representation method [8](Shinozuka et al. 1971) is described in section 3. In section 4, validation cases of the proposed approach are presented. Finally, conclusions and perspectives are drawn in section 5.

2. SEISMIC SPATIAL VARIABILITY

The seismic spatial variability stands the non-uniform ground motion during the earthquake. The causes of seismic spatial variations are diverse; they are related to the fault mechanism, the complex pattern of seismic wave propagation, the variations of site conditions and the wave passage effect.

Assuming the motion at a point $\mathbf{x}$ and at time t to be the stochastic process $U(\mathbf{x}, t)$, the statistical properties of the free field can be characterized by the cross-correlation function $C(\mathbf{x}, \mathbf{x}', t, t')$ between any two points as follows:

$$C(\mathbf{x}, \mathbf{x}', t, t') = E[U(\mathbf{x}, t)U(\mathbf{x}', t')] \quad (1)$$

where E denotes the mathematical expectation.

Under the hypothesis of stationarity, the cross-power spectral density (PSD) can be defined as the Fourier transform of the cross correlation function.

$$S(\mathbf{x}, \mathbf{x}', \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} C(\mathbf{x}, \mathbf{x}', \tau, 0) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (2)$$

The complex coherency function is a measure of the similarity of the motions at the two different points, it includes both the amplitude spatial variation and the wave passage effects, it is defined as:

$$\gamma(\mathbf{x}, \mathbf{x}', \omega) = \frac{S(\mathbf{x}, \mathbf{x}', \omega)}{[S(\mathbf{x}, \mathbf{x}, \omega)S(\mathbf{x}', \mathbf{x}', \omega)]^{1/2}} \quad (3)$$

3. GENERATION OF INCOHERENT FIELD

The details of the method of generation of incoherent ground motion can be found in [9]. This section briefly summarizes this method.

Let us consider the soil to be a homogeneous layered visco-elastic soil based on an elastic substratum. Assuming that the sources of the incoherent ground motion are due to the scattering of seismic waves while travelling along the path from source to site, the incoherent field can be modeled by considering that the motion at any point is the result of the superposition of random incoming waves from all directions. The elementary waves are plane waves of types SH, P and SV waves. The power spectra density (PSD) function of these elementary waves are unknown and must be computed from imposed coherency on the free surface based on the stochastic deconvolution method developed by [5] (Kausel et al.). The time histories of the elementary waves are generated by means of the spectral representation method introduced by [8] Shinozuka et al. (1971). The free field is fitted with the desired signal at the reference point in order to capture the non-stationary characteristic of the real signal. Thus, the 'semi non-stationary' incoherent field is generated in the time domain. In order to serve as seismic input loadings, the velocity field and the traction are computed at the boundary of soil mesh of the FE model.

The extreme case is the one for which the elementary waves are assumed to income from all directions i.e. accounting for all incident angles and azimuthal angles. In such cases, although all elementary waves are assumed to be non-correlated, the motions of the three Cartesian components are

correlated. Such cases are termed as full 3D cases. In order to simplify the problem, one only considers the case in which seismic waves propagating in the source-site plane; it means that the azimuthal angle variable is neglected. This hypothesis seems to be reasonable from the engineering point of view. Thus, the horizontal y component of the motion corresponds to the out-of-plane SH waves; the horizontal x and vertical z component of the motions correspond to the in-plane P-SV waves. The x and z components are correlated but they are uncorrelated with the motion in the y direction.

Let $\hat{S}_{\text{inci}}(\mathbf{k}, \omega)$ be the PSD matrix of the elementary incoming waves at the substratum in the wave-number frequency domain. In general, the elementary incoming waves can be SH, P, and SV waves which are assumed to be mutually independent random process. Then $\hat{S}_{\text{inci}}(\mathbf{k}, \omega)$ can be written as followed:

$$\hat{S}_{\text{inci}}(\mathbf{k}, \omega) = \begin{pmatrix} \hat{S}^P(\mathbf{k}, \omega) & 0 & 0 \\ 0 & \hat{S}^{\text{SH}}(\mathbf{k}, \omega) & 0 \\ 0 & 0 & \hat{S}^{\text{SV}}(\mathbf{k}, \omega) \end{pmatrix} \quad (4)$$

where $\hat{S}^P(\mathbf{k}, \omega)$, $\hat{S}^{\text{SV}}(\mathbf{k}, \omega)$ and $\hat{S}^{\text{SH}}(\mathbf{k}, \omega)$ are the power spectrum function of P, SV and SH elementary waves.

Let $U(\mathbf{x}, \omega) = (u(\mathbf{x}, \omega) \ v(\mathbf{x}, \omega) \ w(\mathbf{x}, \omega))^T$ be the displacement vector at point $\mathbf{x}$ in the frequency domain. The subscript T stands for transposed matrix. $u(\mathbf{x}, \omega)$, $v(\mathbf{x}, \omega)$ and $w(\mathbf{x}, \omega)$ are the displacement in Ox , Oy and Oz directions respectively. Although the elementary wave are assumed to be mutually independent, the in-plane motions $u(\mathbf{x}, \omega)$ and $w(\mathbf{x}, \omega)$ are correlated because of the inclination of P-SV incident waves. The in-plane motions and out-of-plane motions are still uncorrelated. The DSP matrix of the ground motion in the wave-number frequency domain on the free surface can be expressed in the following form:

$$\hat{S}(\mathbf{k}, 0, \omega) = \begin{pmatrix} \hat{S}_{\text{uu}}(\mathbf{k}, 0, \omega) & 0 & \hat{S}_{\text{wu}}(\mathbf{k}, 0, \omega) \\ 0 & \hat{S}_{\text{vv}}(\mathbf{k}, 0, \omega) & 0 \\ \hat{S}_{\text{wu}}(\mathbf{k}, 0, \omega) & 0 & \hat{S}_{\text{ww}}(\mathbf{k}, 0, \omega) \end{pmatrix} \quad (5)$$

where $\hat{S}_{\text{uu}}(\mathbf{k}, 0, \omega)$, $\hat{S}_{\text{vv}}(\mathbf{k}, 0, \omega)$ and $\hat{S}_{\text{ww}}(\mathbf{k}, 0, \omega)$ are the PSD functions in the wave-number frequency domain of the motions in the Ox , Oy and Oz directions respectively on the free surface. $\hat{S}_{\text{wu}}(\mathbf{k}, 0, \omega)$ and $\hat{S}_{\text{uw}}(\mathbf{k}, 0, \omega)$ are the cross PSD functions in the wave-number frequency domain of the in-plane motions on the free surface.

Practically, the statistic properties of the motions are assumed to be known on the free surface and be described by the coherency function as followed:

$$\begin{aligned}\hat{S}_{uu}(k, 0, \omega) &= \hat{\gamma}_{uu}(k, \omega) S_{uu0}(\omega) \\ \hat{S}_{vv}(k, 0, \omega) &= \hat{\gamma}_{vv}(k, \omega) S_{vv0}(\omega) \\ \hat{S}_{ww}(k, 0, \omega) &= \hat{\gamma}_{ww}(k, \omega) S_{ww0}(\omega)\end{aligned}\quad (6)$$

where $\hat{\gamma}_{uu}(k, \omega)$, $\hat{\gamma}_{vv}(k, \omega)$ and $\hat{\gamma}_{ww}(k, \omega)$ are the coherency function in wave-number frequency domain. $S_{uu0}(\omega)$, $S_{vv0}(\omega)$ and $S_{ww0}(\omega)$ are the power spectra of the motions in the Ox, Oy and Oz directions respectively on the free surface. The mentioned descriptions of the statistical properties of the free field are allowed under the assumption of the homogeneity and the stationarity of the ground motion field. However the cross PSD functions $S_{wu}(k, 0, \omega)$ and $S_{wu}(k, 0, \omega)$ are unknown.

In a layered elastic medium, the relationship between the PSD matrix of the incoming waves and the one on the free surface is established [5] (Kausel et al. 1987):

$$\hat{S}(k, 0, \omega) = H(k, z, \omega) \hat{S}_{inci}(k, \omega) H(k, z, \omega)^T \quad (7)$$

where $H(k, z, \omega)$ is the wave transfer matrix. Taking the 3 diagonal terms of this equation leads to a linear system to solve for $\hat{S}^P(k, \omega)$, $\hat{S}^{SV}(k, \omega)$ and $\hat{S}^{SH}(k, \omega)$.

Once the power spectra of the elementary waves are known, the stationary ground motion can be generated on the basis of spectral representation method [8] (Shinuzoka et al. 1971).

SH Waves Propagating Through an Elastic Half-Space Medium

The out-of plane motion in the frequency domain at any point can be computed by the following expression:

$$v(x, y, z, \omega) = \sum_{j=1}^N \sqrt{S^{SH}(\theta_j, \omega)} \Delta \theta_j e^{i\phi_j(\omega)} \left(e^{-ik_{xj}x - ik_{zj}z} + e^{-ik_{xj}x + ik_{zj}z} \right) \quad (8)$$

where θ_j is the incident angle with respect to the vertical axis of the j^{th} elementary wave; k_{xj} and k_{zj} are the horizontal and vertical wave numbers respectively, defined as $k_{xj} = (\omega \sin \theta_j) / c_s$ and $k_{zj} = (\omega \cos \theta_j) / c_s$; c_s is the shear wave velocity of the medium; $S^{SH}(\theta_j, \omega)$ is the power spectra of j^{th} elementary SH wave; $\phi_j(\omega)$ is a random variable with a uniform distribution in the interval of $[0, 2\pi]$.

The PSD function of the elementary waves can be computed from imposed coherency function on the surface by means of the following equation:

$$S^{SH}(\theta_j, \omega) = \hat{\gamma}_{vv}(k_{xj}, 0, \omega) S_{vv0}(\omega) \frac{\omega}{4c_s} \sqrt{1 - \left(\frac{k_{xj}c_s}{\omega} \right)^2} \quad (9)$$

where $\hat{\gamma}_{vv}(k_{xj}, 0, \omega)$ is the transformed coherency function in wave-number domain; $S_{vv0}(\omega)$ is the PSD function of the out-of-plane motion $v(x, y, z, \omega)$ on the free surface.

The incoherent stationary field is obtained. This free field satisfies the imposed statistic properties on the surface. In order to perform a SSI analysis in the time domain, a non-stationary field is needed. This field is obtained by normalizing the previous stationary field with a real signal $v_o(\omega)$ at the reference point $O(x_o, y_o, z_o)$.

$$\bar{v}(x, y, z, \omega) = v(x, y, z, \omega) \frac{v_o(\omega)}{v(x_o, y_o, z_o, \omega)} \quad (10)$$

The real signal $v_o(\omega)$ is selected from data-bases. The selection depends on the objectives of each analysis. The discussion about this subject can be found in [2] Haselton et al. (2012), [3] Kalkan et al. (2010) and the references therein.

Remark: The variability of the incident wave field is represented by the superposition of the elementary wave incoming from all directions. The Fourier amplitude of these elementary waves is unknown and is computed from coherences function on the free surface. In the time domain, the motion at any point can be considered as the superposition of a set of elementary waves incoming from all directions with random time lag.

4. VALIDATION OF THE PROPOSED METHOD

The proposed method is validated in 3 steps. Because this approach is based on the summation of the elementary waves incoming from all directions, the first validation step is the comparison of the response of a square rigid massless foundation subjected to a non-vertically incident SH wave computed by FEMs to the results obtained by [12] Wong and Luco (1978a).

A response of a square rigid massless foundation (presented in figure 1) to non-vertically SH wave in the Oxz plane with an incident angle θ is calculated by the FEM performing following step:

- A square rigid massless foundation resting on the elastic half-space is meshed by Finite Elements.
- The traction vector and the velocity at the boundary of the finite element soil mesh are calculated analytically on the basis of the solution of the wave propagation equation in the half-space.

- A Lysmer's absorbing condition is used to satisfy the radiation condition.

The responses are complex functions of the dimensionless frequency $a_0 = \omega a / c_s$ and of the incident angle θ . Figure 2 and 3 show the real and imaginary parts of the results obtained by [12] Wong et al. (1978a) and the ones obtained by FEM in the case of a half-space with a Poisson's ratio $\nu = 1/3$ for different incident angles.

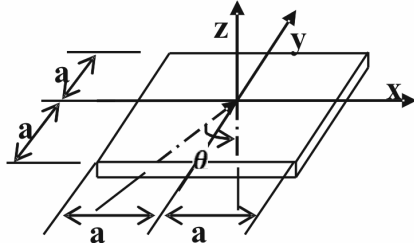


Figure 1: Square rigid massless foundation resting on the elastic half-space

The second step of the validation is the comparison of the response of a square rigid massless foundation subjected to an incoherent seismic loading in the cases of an isotropic coherency function and an anisotropic coherency function. The coherency function taken is:

$$\gamma(d, \omega) = \exp[-(\alpha \omega d)^2] \quad (11)$$

where α is equal to 0.0002 s/m in this example. In the isotropic case $d = \sqrt{d_x^2 + d_y^2}$ and in the anisotropic one $d = d_x$. In the case of plane waves propagating from the source to the site, the coherency function depends only on the distance of separation projected on the propagation direction, the anisotropic model of coherency function is more suitable. Figure 4 shows the amplitude of the transfer function between the free field ground motion and the foundation response being function of the dimensionless frequency a_0 . This analysis is carried out using [6] Luco and Wong's (1986) method which is implemented in the Cast3m code [10] (Wang et al. 1995).

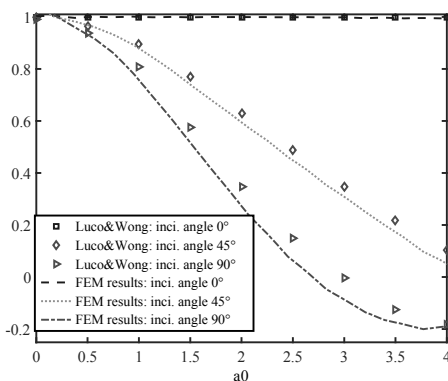


Figure 2(a). Real parts of the responses

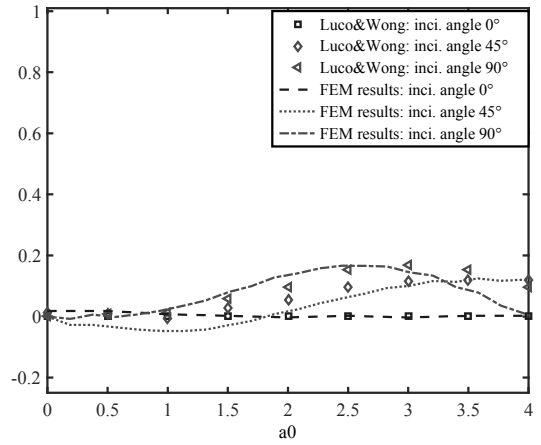


Figure 2(b) Imaginary parts of the responses

Figure 2: Translation responses of a square rigid foundation to non-vertically incident SH waves

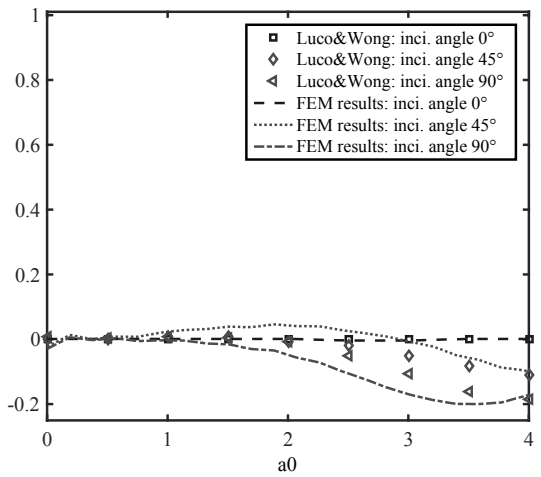


Figure 3(a): Real parts of the responses

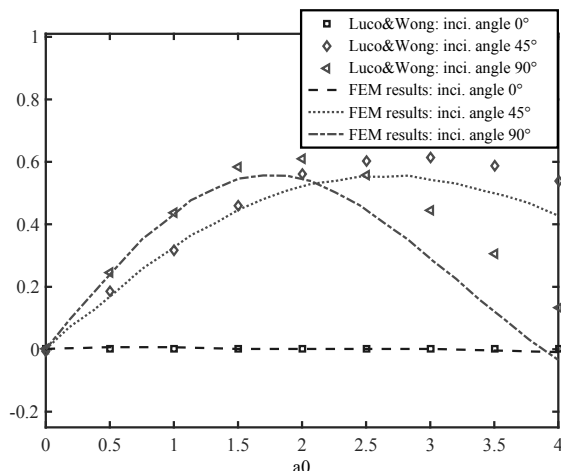


Figure 3(b): Imaginary parts of the responses

Figure 3: Torsional responses of a square rigid foundation to non-vertically incident SH wave

The final step of validation is the comparison of the results obtained by our approach and the one obtained by [6] Luco and Wong (1986) method.

Figure 5(a) shows the transfer function between the power spectral density of the translational response components with the corresponding component of the free-field ground motion. The continuous curve is the result obtained by Luco and Wong method. The dashed curve is the mean of five simulations. Figure 5(b) presents the amplitude of transfer function between the motions along y axis and the normalized torsion response about the z axis.

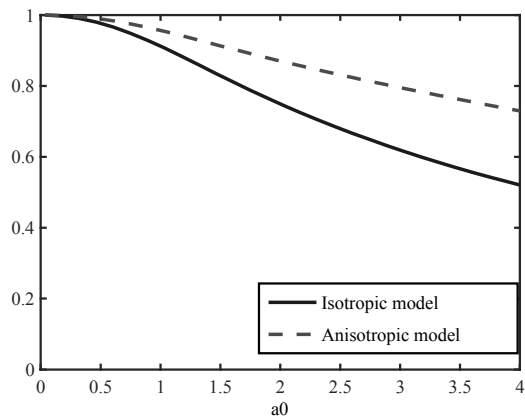


Figure 4(a): Translational responses

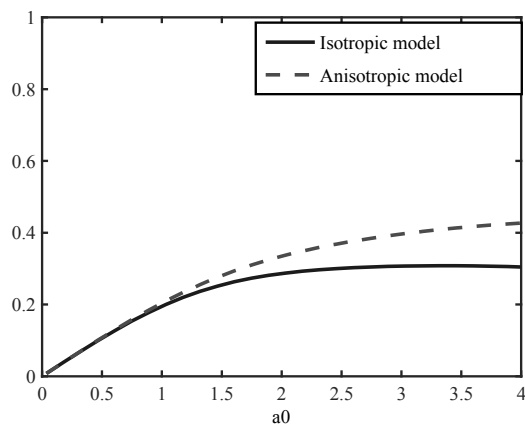


Figure 4(b): Torsional responses.

Figure 4: Amplitude of the transfer function between the free field ground motion and the foundation responses

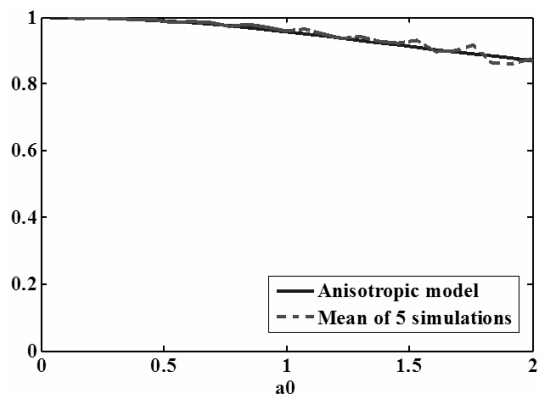


Figure 5(a) Translational responses

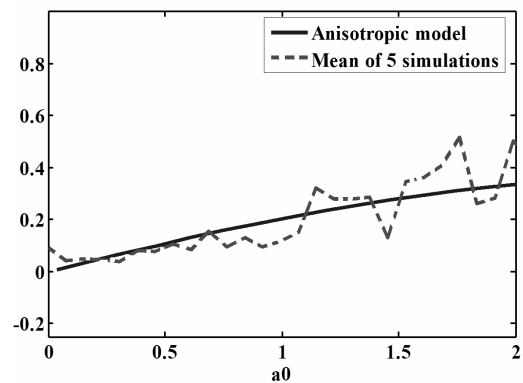


Figure 5 (b) Torsional responses

Figure 5: Amplitude of the transfer function between the free field ground motion and the foundation responses

5. CONCLUSIONS

A novel approach for SSI analyses with the spatial variability is shown. This approach is classified as the global method where the structure and the soil are meshed by FEs. The dynamic equations are solved in the time domain. The seismic loadings are pre-computed and applied on the boundary of soil mesh. These seismic loadings represent the variability of far-field incident waves. The results obtained by this approach in the case of a rigid square foundation resting on an elastic half-space are comparable to the reference.

The advantages of this approach are that one can perform a SSI analysis with the spatial variability in the time domain. That allows accounting for the non-linearity of the structure and the flexibility of the foundation. Moreover, in order to account for the spatial variability, it only requires a signal at a reference point and the coherency function on the ground surface which is usually used in practical engineering. It is simple to implement in an existing FE code.

The main classical drawback of this approach is the computation cost. In order to satisfy the radiation condition, the Lymer's condition is used. However, according to our experience, the dimension of soil mesh must be about 5 times larger than the dimension of the foundation.

REFERENCES

- [1] Basu, U., and Chopra, A. K. (2003). Perfectly matched layers for time-harmonic elastodynamics of unbounded domains: the theory and finite-element implementation. *Comput. Methods. Appl. Mech. Engrg.* 192 (2003) :1337-1375.
- [2] Haselton, C.B., Whittaker, A.S., Hortacsu, A., Baker, J.W. and Bray J.W. (2012). *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses*. Proceedings of Fifteenth World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.

- [3] Kalkan, E., and Chopra, A.K. (2010). Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures. U.S Geological Survey Open-File Report, 113p.
- [4] Kassawara, R., and Sandell, L. (2007). Program on Technology Innovation: Effects of Spatial Incoherence on Seismic Ground Motions. Electric Power Research Institute Report.
- [5] Kausel, E., and Pais, A., (1987). *Stochastic Deconvolution of Earthquake Motions*. Journal of Engineering Mechanics, 113(2): 266-277.
- [6] Luco, J. E., and Wong, H.L. (1986). *Response of a Rigid Foundation to a Spatially Random Ground Motion*. Earthquake engineering and structural dynamics, vol. 14, 891-908.
- [7] Lysmer, J., and Kuhlemeyer, G. (1969). *Finite Dynamic Model for Infinite Media*. ASCE, vol. 95, EM4, 859-877.
- [8] Shinozuka, M., and Jan, C.-M. (1972). *Digital Simulation of Random Process and Its Applications*. Journal of Sound and Vibration, 25(1): 111-128.
- [9] Tran, Ph., Wang, F., and Clouteau, D. (2013). *Generation of Incoherent Ground Motions for SSI applications*. Procs. of 4th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Kos Island, Greece.
- [10] Wang, F., and Gantenbein F. (1995). *Calculation of Foundation Response to Spatially Varying Ground Motion by Finite Element method*. Procs. of 13th Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Porto-Alegre, Brasil.
- [11] Wolf, J.P., and Song, Ch. (1996). *Finite-element Modelling of Unbounded Media*, ISBN 0-471-961345, Published by John Wiley & Sons.
- [12] Wong, H.L., and Luco J.E. (1978a). *Dynamic Response of Rectangular Foundations to Obliquely Incident Seismic Waves*. Earthq. Engrg. and Struct. Dynamics, 6, 3-16.

SỬ DỤNG HỆ THỐNG VAS TRONG VIỆC ĐẢM BẢO ĐỘ THẲNG ĐỨNG CỦA TÒA NHÀ SIÊU CAO TẦNG LAND MARK 81 TP HỒ CHÍ MINH

Ths. Ngô Văn Hiếu¹, Ths. Phạm Anh Dũng², Ks. Trần Phương³

¹NCVC Viện KHCN Xây dựng;

²Công ty Thiết bị TP Hồ Chí Minh;

³Công ty CPXD Coteccons

TÓM TẮT: VAS-Vertical Alignment System - một hệ thống công nghệ hiện đại kết hợp 3 loại thiết bị tiên tiến nhất trong lĩnh vực Trắc địa Công trình hiện nay là: Hệ thống định vị vệ tinh GPS, máy toàn đạc điện tử và các cảm biến độ nghiêng (Tilt Sensor) lần đầu tiên được sử dụng để đảm bảo độ thẳng đứng cho tòa nhà siêu cao tầng cao nhất Việt Nam là tòa nhà Land Mark 81 tại quận Bình Thạnh, TP Hồ Chí Minh. Bài viết giới thiệu các thành phần chính của hệ thống, nguyên lý vận hành và một vài kết quả ban đầu sử dụng hệ thống này trong quá trình thi công toàn nhà trên.

TỪ KHÓA: Land Mark 81, siêu cao tầng, độ thẳng đứng, Vinhomes Central Park

ABSTRACT: Vertical Alignment System (VAS)-the modern technologic system consist of three sort of latest engineering surveying equipments: GPS receiver, total station and tilt sensor for the first time has been used for providing the vertiality of Land Mark 81-the highest building in Ho Chi Minh City, Viet Nam. The paper presents the main components of this system and some result of its application in costruction course of this building.

KEYWORDS: VAS, Land Mark 81.

1. GIỚI THIỆU CHUNG

Landmark 81 là một tòa nhà siêu cao tầng thuộc dự án Vinhomes Central Park được xây dựng tại số 720A Điện Biên Phủ, phường 22 quận Bình Thạnh, TP Hồ Chí Minh. Tọa lạc tại một vị trí rất đẹp tại trung tâm thành phố, lấy cảm hứng từ khu Central Park New York nổi tiếng Vinhomes Central Park chạy dọc bờ sông Sài Gòn gần 1 km, có thiết kế, kiến trúc và qui hoạch đẹp, với đầy đủ các tiện ích vượt trội như phòng tổng thống để tiếp đón các nguyên thủ quốc gia, khách sạn tiêu chuẩn 5 sao, căn hộ cao cấp, văn phòng cho thuê, khu vui chơi giải trí, khu mua sắm vv... Tất cả đều đáp ứng các yêu cầu rất cao về chất lượng, thẩm mỹ và kỹ thuật được IPA (International Property Awards) - một trong những giải thưởng thường niên uy tín của thế giới đánh giá là một trong những tòa nhà siêu cao tầng tốt nhất châu Á và một trong những tòa nhà tốt nhất thế giới.

Kết cấu tòa nhà gồm phần đế (podium) với 3 tầng hầm, 6 tầng trệt và phần thân gồm 81 tầng cao với tổng diện tích sàn trên 141.000 m² Land Mark 81 có chiều cao tổng cộng là 461 m cao hơn tháp Petronas 1 ở Kuala Lumpur và hiện tại là tòa nhà cao thứ 12 trên thế giới.

2. NHỮNG KHÁC BIỆT CƠ BẢN TRONG VIỆC ĐẢM BẢO ĐỘ THẲNG ĐỨNG CHO CÁC TÒA NHÀ SIÊU CAO TẦNG VÀ NHỮNG TÒA NHÀ THẤP TẦNG THÔNG THƯỜNG

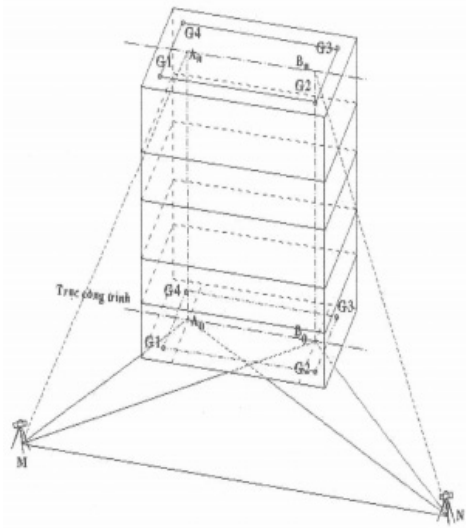
Để đảm bảo độ thẳng đứng của các tòa nhà thì trên tất cả các tầng của tòa nhà phải triển khai hệ thống trục của tòa nhà từ các điểm khống chế tọa độ

(Bench Mark) được xây dựng ngay từ khi chuẩn bị khởi công dự án, sau khi xây dựng xong mỗi tầng các kỹ sư Trắc địa phải thực hiện thao tác chuyển tọa độ lên mặt sàn mới bằng máy kinh vĩ, máy toàn đạc điện tử hoặc máy chiếu đứng. Tiếp theo dựa vào hệ thống các mốc mới chuyển lên tiến hành triển khai các trục trên tầng mới với giả thiết là vị trí mặt sàn mới xây là cố định không bị dịch chuyển vì bất cứ nguyên nhân nào. Độ thẳng đứng của các toàn nhà phải được đảm bảo trong khuôn khổ H:1000 trong đó H là chiều cao của tòa nhà.

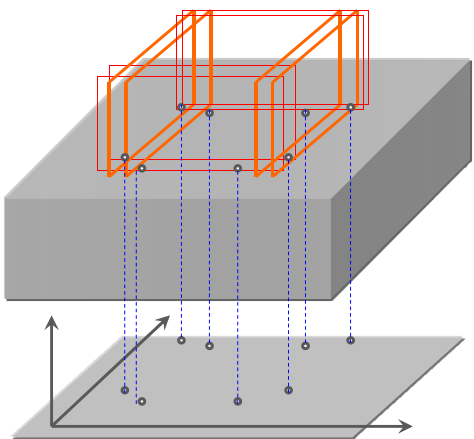
Như vậy, nếu quá trình chuyển tọa độ và quá trình triển khai các trục chính xác không có sai sót thì khi chiếu hệ thống trục của tòa nhà lên một mặt phẳng ngang thì chúng sẽ trùng khít lên nhau, tất cả các kết cấu trên tầng sẽ được triển khai từ các trục này và độ thẳng đứng của tòa nhà sẽ được đảm bảo.

Đối với các tòa nhà siêu cao tầng thì các mặt sàn mới xây dựng không thể coi là cố định mà nó bị dao động do tác động của tải trọng gió, do hoạt động của cần cẩu, tác động nhiệt của mặt trời và rất nhiều tác nhân khác. Biên độ dao động của khối xây là rất lớn, nó không tính bằng milimet mà tính bằng mét. Ví dụ đối với tháp Dubai biên độ dao động do gió gây ra tại tầng 108 (căn hộ cao cấp) ở độ cao 375.3 m là 0.54 m, tại tầng 164 (văn phòng) cao 569.7m biên độ dao động đạt giá trị 1.25m [2]. Như vậy nếu chúng ta chuyển tọa độ từ dưới mặt đất lên trên tầng 108 một cách chính xác và dựa vào đó để triển khai các trục của tòa nhà nhưng giả sử tại thời điểm đó do tác động của tải trọng gió mặt sàn mà chúng ta chuyển tọa độ lên đã bị xô dịch.

Sau khi chuyển tọa độ lên gió tắt hoặc thay đổi cường độ mặt sàn lại có vị trí khác trong không gian như vậy giá trị tọa độ của các điểm mà chúng ta chuyển lên lúc này đã bị thay đổi và các trục mà chúng ta triển khai đã sai so với bản vẽ thiết kế và kết quả là độ thẳng đứng của tòa nhà không được đảm bảo.



(a)



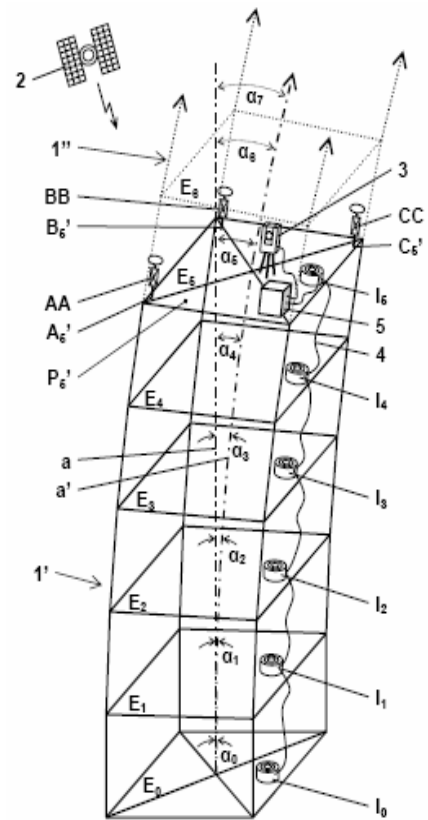
(b)

Hình 1. Chuyển tọa độ lên các tầng mới xây bằng công nghệ truyền thống

3. CÁC THÀNH PHẦN CHÍNH CỦA HỆ THỐNG VAS

Hệ thống bao gồm các thành phần chính sau:

- Trạm cố định (Base): Đây là máy thu tín hiệu vệ tinh được kết nối trực tiếp với máy tính có phần mềm quản lý trạm Leica GNSS Spider. Trạm có nhiệm vụ thu tín hiệu vệ tinh từ các hệ thống vệ tinh GNSS (gồm GPS, GLONASS, GALILEO, BEIDOU) thu thập dữ liệu GNSS liên tục 24/7, sử dụng để tính toán ra giá trị tọa độ hiện tại của trạm sau đó so sánh với giá trị tọa độ đã biết của vị trí đặt máy thu để tính toán các số hiệu chỉnh cần thiết. Trạm Base đặt trên một điểm cố định tại khu vực văn phòng của Công ty Cotecons cách công trường khoảng hơn 1.5 km.



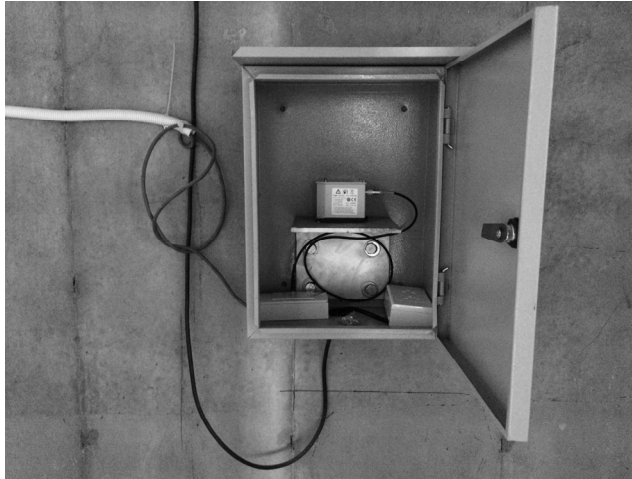
Hình 2. Sơ đồ bố trí thiết bị của hệ thống VAS

- Các máy thu GPS gắn trên sàn công tác của hệ thống cốp pha trượt trên tòa nhà đang thi công (có 4 máy thu đặt ở 4 góc của sàn trượt (sàn công tác)). Mỗi máy thu GPS được lắp tổ hợp với một gương phản chiếu của hãng LEICA có thể phản chiếu tia LASER 360°. Nhiệm vụ của các máy thu này là thu tín hiệu vệ tinh để và nhận tín hiệu hiệu chỉnh từ trạm Base để xác định tọa độ chính xác vị trí điểm (theo thời gian thực) của tâm máy thu và cũng là tọa độ của tâm gương phản chiếu. Như vậy các máy thu GPS và các gương 360° cùng tổ hợp với chúng luôn luôn chuyển động do tải trọng gió, hoạt động của cần cẩu và các hoạt động kỹ thuật khác trong quá trình thi công nhưng tọa độ theo thời gian thực của chúng luôn luôn được xác định.

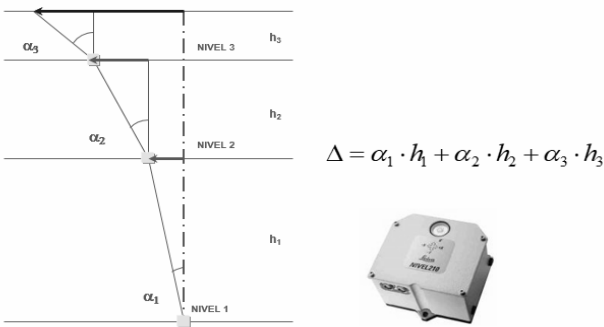


Hình 3. Máy thu GPS lắp tổ hợp với gương Leica 360°

- Hệ thống các cảm biến độ nghiêng (Tilt Sensor) gồm 4 sensor Nivel 220 được lắp tương ứng ở các tầng 20, 40, 60 và 80, các sensor này được quản lý bởi phần mềm Leica GeoMos Hi-Speed. Toàn bộ dữ liệu từ các sensor cảm biến độ nghiêng được truyền tức thời về máy chủ cài đặt phần mềm GeoMos Hi-Speed, kết quả xử lý đồng bộ dữ liệu thu nhận được từ các sensor này chính là kết quả dao động tức thời của toàn bộ tòa nhà theo thời gian.



Hình 4. Tilt sensor



Hình 5. Tilt sensor và độ lệch của tòa nhà

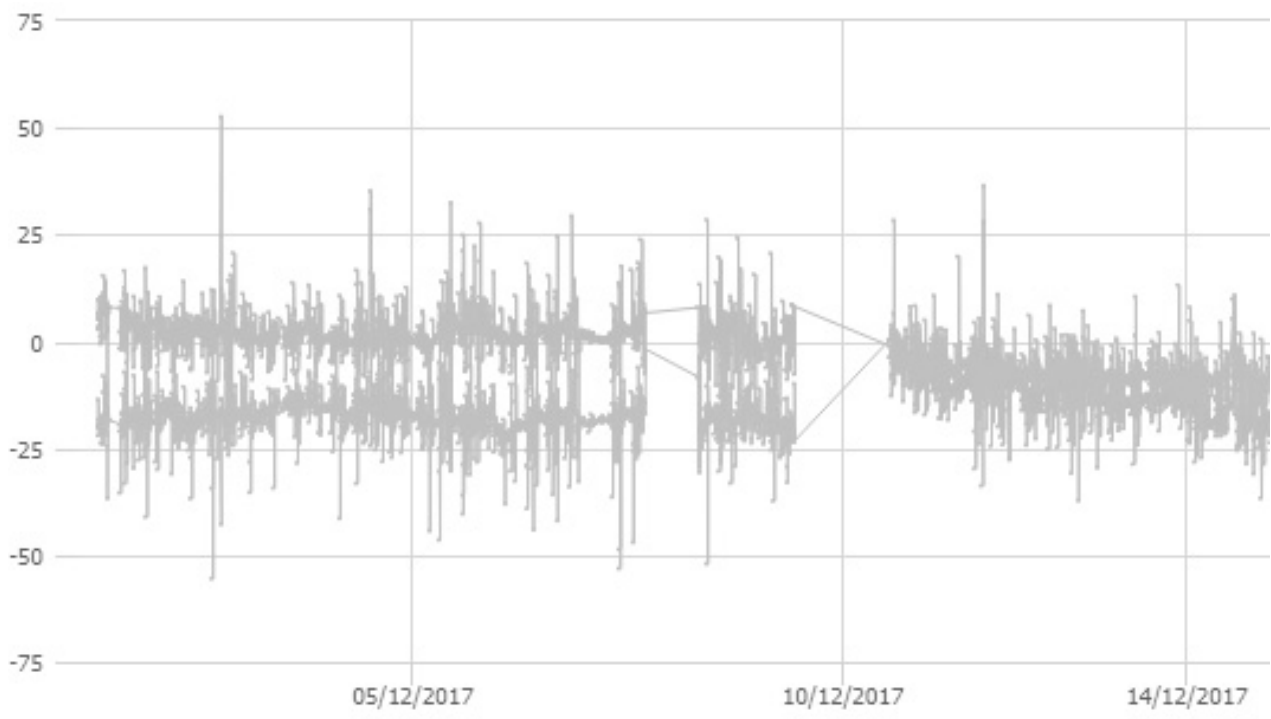
Dao động của tòa nhà theo 2 trục X và Y trong ngày 22/4/2018 được trích xuất từ bản ghi trong máy tính và được trình bày trong hình 6.

Từ các kết quả này máy tính của hệ thống vẽ được dao động của tòa nhà theo hai trục như hình 7.

Dựa vào biểu đồ dao động của tòa nhà, hệ thống sẽ đánh giá chính xác khoảng thời gian tòa nhà ít dao động nhất trong điều kiện thực tiễn, từ đó tiến hành thu thập dữ liệu GNSS tại các điểm tham chiếu và tiến hành triển khai bố trí hệ trục công trình bằng máy Toàn đạc điện tử.

Date Selection : Last 3 day		
taken_on	Cumulative Deflection X	Cumulative Deflection Y
22/04/2018 07:00	-17.3968	-93.8769
22/04/2018 06:55	-15.3262	-95.3744
22/04/2018 06:50	-15.9677	-94.6846
22/04/2018 06:45	-16.5350	-94.0616
22/04/2018 06:40	-16.4199	-94.0405
22/04/2018 06:35	-16.0273	-93.3646
22/04/2018 06:30	-16.1313	-94.3034
22/04/2018 06:25	-15.8909	-93.8327
22/04/2018 06:20	-15.9491	-93.7489
22/04/2018 06:15	-16.0145	-93.0348
22/04/2018 06:10	-16.2592	-93.4628
22/04/2018 06:05	-14.4671	-90.1893
22/04/2018 06:00	-16.0917	-90.9488
22/04/2018 05:55	-17.6103	-94.6562
22/04/2018 05:45	-23.3265	-96.8895
22/04/2018 05:40	-19.8777	-98.1120
22/04/2018 05:30	-15.7316	-94.1398
22/04/2018 05:25	-15.8581	-92.8614
22/04/2018 05:20	-17.4198	-94.2082
22/04/2018 05:15	-16.5592	-93.9977
22/04/2018 05:10	-16.3318	-93.9778
22/04/2018 05:05	-13.2582	-93.2565
22/04/2018 05:00	-16.8370	-96.4407
22/04/2018 04:55	-16.4980	-93.1912
22/04/2018 04:50	-16.8787	-93.6077

Hình 6. Dao động của tòa nhà theo hai trục X,Y



Hình 7. Dao động của tòa nhà theo hai trục

Máy toàn đạc điện tử TS60 được lắp cố định tại một điểm ở gần giữa sàn công tác. Tọa độ chính xác của tâm máy được xác định bằng chương trình tiện ích “Resection” được cài đặt sẵn trong máy thông qua việc ngắm đến các gương gắn tổ hợp cùng các máy thu GPS. Dựa vào tọa độ của máy và các gương có thể dễ dàng triển khai hệ thống trục của tòa nhà theo tọa độ thời gian thực.

Vị trí điểm trục cơ sở sàn mới được qui về vị trí ban đầu ứng với trạng thái không bị dao động của tòa nhà.

Như vậy với sự trợ giúp của hệ thống thiết bị công nghệ VAS trên từng mặt sàn mới xây dựng của tòa nhà các kỹ thuật viên Trắc địa luôn luôn triển khai được hệ trục ứng với trạng thái tĩnh ban đầu của tòa nhà mà không bị ảnh hưởng của các yếu tố không mong muốn như gió, hoạt động của các thiết bị thi công trên công trình và các yếu tố khác.

So với công nghệ truyền thống hệ thống VAS có các ưu điểm vượt trội như sau:

- Không phải xây dựng các mốc khống chế mặt bằng tốn kém và khó bảo vệ vì thường hay bị các thiết bị cơ giới thi công phá hỏng;
- Có thể triển khai hệ thống trục trên tầng mới xây dựng bất kể lúc nào vì tầm ngắm luôn được đảm bảo không bị vướng bởi các thiết bị thi công trên công trường;
- Độ chính xác của hệ thống rất cao có thể đảm bảo độ lệch của các kết cấu so với tâm lý thuyết của tòa nhà trong phạm vi một vài cm. Đặc biệt sai số trên mỗi tầng là độc lập, không phụ thuộc vào độ cao và không bị tích lũy theo độ cao;

- Dễ sử dụng và đáp ứng yêu cầu về tiến độ trong thi công.

Hiện nay tòa nhà Land Mark 81 đã hoàn thành giai đoạn xây dựng phần thô. Kết quả kiểm tra độ thẳng đứng trong suốt quá trình xây dựng tòa nhà cho thấy:

- Độ lệch lớn nhất của tòa nhà tại các thời điểm khác nhau đạt trên dưới 100 mm;
- Độ lệch trung bình của tòa nhà so với vị trí cân bằng là 26 mm;

Các số liệu trên cho thấy độ thẳng đứng của tòa nhà được đảm bảo rất tốt thỏa mãn yêu cầu của tiêu chuẩn đặt ra và phù hợp với các số liệu do hãng sản xuất công bố.

4. KẾT LUẬN

Hệ thống VAS đáp ứng mọi yêu cầu của công tác đảm bảo độ thẳng đứng của các tòa nhà siêu cao tầng, việc lắp đặt có thể được thực hiện nhanh chóng, việc vận hành hệ thống rất đơn giản đặc biệt là độ chính xác cao và các sai số không bị tích lũy theo độ cao làm cho hệ thống trở nên đặc biệt có hiệu quả trong việc đảm bảo độ thẳng đứng cho các tòa nhà với bất kỳ độ cao nào trong tương lai.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Vertial Alignment System User’s Manual.
[2] Leica Geomos Brochure.

SỬ DỤNG SÀN RỒNG ĐỂ GIẢM CHI PHÍ CÔNG TRÌNH

TS. Trần Toàn Thắng

Viện CN Địa kỹ thuật, Viện KHCN Xây dựng, thangibst@gmail.com

TÓM TẮT: Trong một số trường hợp, để tiết kiệm chi phí, phương án móng nông thường được sử dụng. Tuy nhiên khi phải tiến hành tôn cao nền do yêu cầu vận hành, kết hợp với tải trọng khác, độ lún của nền thường lớn hơn giá trị cho phép. Lúc này, sử dụng sàn rồng có thể đem lại hiệu quả kinh tế. Ưu điểm của sàn là trọng lượng bản thân nhẹ, chiều cao và độ cứng sàn lớn, không cần tôn nền. Do đó làm giảm giá thành tổng thể công trình. Tuy nhiên cũng xuất hiện các nhược điểm khác. Bài báo này giới thiệu một công trình thực tế đã được xây dựng có sử dụng kết hợp giữa sàn rồng và móng cọc.

TỪ KHÓA: sàn rồng, móng cọc.

ABSTRACTS: In some cases, to save costs, a shallow foundation often used. However, when back fill is required due to the requirement of operation, combined with other loads, the settlement of the foundation is usually greater than the allowed value. At this time, using voided slab can bring economic efficiency. The advantages of this slab are its lightweight weight, height and hardness of flooring, no need to back fill. This reduces the overall cost of construction. However, there are other disadvantages. This paper presents a practical work that has been constructed using a combination of voided slab and pile foundation.

KEYWORDS: voided slab, pile foundation.

1. MIÊU TẢ CÔNG TRÌNH

Công trình là xưởng phục vụ sản xuất hai tầng với chiều dài 168 m, chiều rộng 60 m. Do khoảng cách giữa các cột lớn, theo yêu cầu của kỹ sư kết cấu, sàn tầng hai được chế tạo từ bê tông cốt thép dự ứng lực có chiều dày là 0.23 m kết hợp với mũ cột dày 0.5 m. Để chống đỡ sàn này, sử dụng hệ cột bê tông cốt thép (tầng 1) có nhịp là 8 m và bước cột là 10 m. Vì kết cấu mái nhẹ bằng thép nên hệ cột đỡ bằng khung thép tiền chế có nhịp là 8 m và bước cột là 30 m.

1.1. Yêu cầu đối với công trình

Theo đầu bài của Chủ đầu tư, nhiệm vụ thiết kế cho móng nhà xưởng bao gồm: Nền công trình (sàn tầng 1) phải được đắp cao hơn mặt đất tự nhiên 0.75 m. Ngoài ra hoạt tải dài hạn tác dụng lên sàn tầng 1 là 20 kPa, hoạt tải ngắn hạn là 24 kPa. Tuy nhiên do có các thiết bị đặc thù cho phép độ lún của nền tầng 1 lên đến 15 cm trong vòng 20 năm. Sàn tầng 2 có hoạt tải dài hạn là 11 kPa với độ lún cho phép là 8 cm trong suốt thời gian vận hành.

1.2. Đặc điểm địa chất công trình

Địa chất công trình bao gồm các lớp sau:

- Lớp 1 cát san lấp: phân bố ngay trên bề mặt, bề dày thay đổi từ 1 đến 2 m;
- Lớp 2 bùn sét pha, trạng thái chảy, màu xám đen, giá trị SPT trung bình = 1, bề dày từ 1.5 m đến 5.5 m;

- Lớp 3 đất sét pha, trạng thái dẻo cứng, màu nâu đỏ, loang lổ xám ghi, giá trị SPT trung bình = 3, bề dày từ 1.5 m đến 4.3 m;

- Lớp 4 đất sét pha xen kẹp cát, trạng thái dẻo mềm, màu xám nâu, giá trị SPT trung bình = 6, phân bề dày từ 4 m đến 14.8 m;

- Lớp 5 cát hạt mịn, trạng thái chặt vừa, màu xám ghi, đôi chỗ xen kẹp sét pha, giá trị SPT trung bình = 13, bề dày từ 2.8 m đến 7.2 m;

- Lớp 6 đất sét pha, xen kẹp nhiều cát, trạng thái dẻo mềm, màu xám ghi, xám nâu, giá trị SPT trung bình = 12, bề dày từ 2 m đến 9.1 m;

- Lớp 7 cát hạt mịn, đôi chỗ lẫn sạn, trạng thái chặt vừa, màu xám nâu, xám ghi, giá trị SPT trung bình = 23, bề dày từ 1.2 m đến 4 m;

- Lớp 8 đất sét pha, trạng thái dẻo cứng, màu nâu hồng, một số hố khoan xuyên qua lớp này, một số hố khoan chưa xuyên qua hoặc chưa tới, một số hố khoan không gặp, giá trị SPT trung bình = 7;

- Lớp 9 cát hạt nhỏ, trạng thái chặt, giá trị SPT trung bình = 32;

Thông số cơ bản các một số lớp đất được trình bày ở bảng 1.

2. PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ

Công trình có thể được phân thành hai phần riêng biệt: phần trên – sàn tầng 2 với tĩnh tải và hoạt tải có giá trị trung bình 17 kPa, tuy nhiên độ lún giới hạn. Phần dưới – sàn tầng 1 có tải trọng và độ lún lớn.

Bảng 1. Thông số cơ bản các lớp đất (theo kết quả khảo sát bổ sung)

Tên lớp đất	Loại đất	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Chỉ số dẻo I _p (%)	Độ sệt B	Lực dính (kPa)	Góc ma sát trong (độ)
Lớp 2	Bùn sét pha, chảy	17.227	12.633	1.127	9.087	5.700
Lớp 3	Sét pha, dẻo cứng	18.927	15.550	0.376	22.016	13.717
Lớp 4	Sét pha, dẻo mềm	17.804	10.718	0.701	12.651	8.883
Lớp 6	Sét pha, dẻo mềm	17.344	9.871	0.745	9.975	9.267
Lớp 8	Sét pha, dẻo cứng	18.780	14.000	0.455	19.834	13.483
Lớp 9	Cát hạt nhỏ, trạng thái chặt	19.000				

Do tải trọng tương đối lớn, chiều dày các lớp đất yếu bên trên lớn (đến 28 m), nên phương án móng cọc được sử dụng để đỡ hệ kết cấu sàn tầng 2 và kết cấu bao che công trình. Cọc được thi công ngầm vào lớp cát số 9, cho phép độ lún ít như yêu cầu. Tuy nhiên nhược điểm của phương án là giá thành cao. Do vậy, để giảm chi phí, riêng đối với hệ sàn tầng 1, phương án móng nông được xem xét.

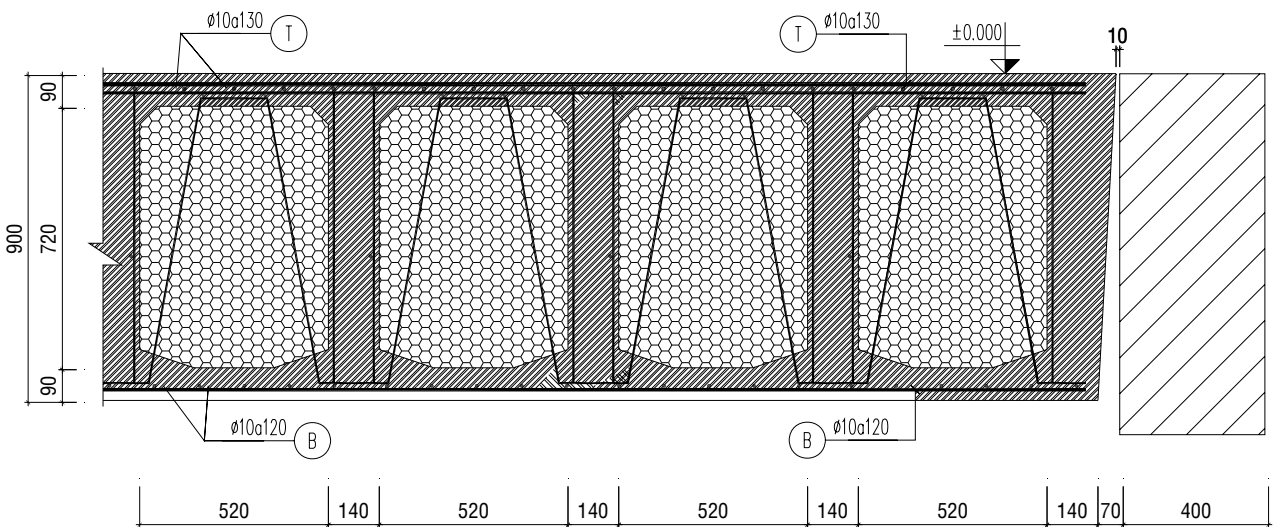
Do sàn tầng 1 là nơi tiến hành các hoạt động sản xuất nên hạn chế phân nhỏ các bản sàn – chiều rộng một tấm sàn không được nhỏ hơn 16 m. Tính toán sơ bộ, với yêu cầu trên, để các bản sàn có biến dạng nằm trong giới hạn cho phép, các bản sàn thông thường cần có chiều dày tối thiểu là 0.7 m. Lúc này, tải trọng phân bố dùng để tính lún là 38.251 kPa, gây ra độ lún lớn nhất là 20.32 cm, lớn hơn giá trị cho phép nền công trình.

Phương án đề xuất là sử dụng sàn rỗng với các thông số kỹ thuật như sau: tổng chiều cao 0.9 m; chiều dày bản cách trên và dưới là 0.09 m, chiều rộng sườn.

0.14 m, khoảng cách giữa các sườn 0.66 m. Hình 1 trình bày mặt cắt điển hình sàn rỗng.

Ưu điểm của sàn rỗng bao gồm:

- Tận dụng được khả năng chịu lực của đất nền;
- Do khoảng cách giữa hai cánh trên và dưới lớn, kết hợp với các sườn tăng cứng, nên độ cứng kháng uốn, cắt của sàn hơn nhiều so với các loại sàn thường. Giảm độ võng, lún lệch tại các vị trí trên bề mặt sàn. Hiệu quả kinh tế về khả năng chịu lực/khối lượng vật liệu cao;
- Vì sàn có các hộp xộp bên trong nên khối lượng tích tổng của sàn chỉ bằng 0.473 lần so với sàn thông thường. Từ đó dẫn tới trọng lượng bản thân sàn nhỏ, làm giảm độ lún công trình;
- Do chiều cao sàn lớn, nên không cần có các lớp cát tôn nền mà vẫn đảm bảo cao độ bề mặt sàn tầng 1 như yêu cầu. Điều này làm giảm chi phí xây dựng công trình.



Hình 1. Mặt cắt sàn rỗng.

2.1. Tương tác giữa các sàn rỗng, giữa sàn với hệ móng cọc

Dưới tác động của tải trọng bản thân sàn rỗng và các hoạt tải phía trên sàn rỗng, đất nền dưới sàn có xu hướng chuyển vị xuống dưới. Điều này gây ra ma sát âm, có tác động bất lợi đối với hệ cọc (dùng để chống đỡ sàn tầng hai và kết cấu bao che công trình). Ngoài ra do sự tương tác giữa đất và các sàn, độ lún của sàn không chỉ do tải trọng ngay phía trên nó mà còn do các sàn xung quanh gây ra. Các tương tác này cần được xem xét khi tính toán công trình.

Để tối ưu về hiệu quả kinh tế cũng như đảm bảo điều kiện chịu lực, công trình sử dụng cọc ép đường kính 350 cho các cột ở hàng biên và 450 cho các cột ở giữa. Căn cứ vào kết quả tính toán và thí nghiệm nén tĩnh kiểm chứng, sức chịu tải cọc D450 là 1200 kN (lực ma sát âm 400 kN), cọc D350 là 900 kN (lực ma sát âm 250 kN). Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc cho thấy các cọc đều đảm bảo khả năng chịu lực.

Ngoài ra để tránh ảnh hưởng của sàn rỗng khi chuyển vị lên hệ cột, luôn có khe hở giữa sàn và cột với chiều rộng không nhỏ hơn 1 cm.

2.2. Tính toán độ lún của sàn

Độ lún của đất nền dưới sàn rỗng được xác định theo công thức sau [1]: $S_2 = S_I + S_C$ (1)

trong đó:

$$S_I - \text{độ lún tức thời, } S_I = (m-1) \cdot S_C \quad (2)$$

m – hệ số có kể đến biện pháp hạn chế đẩy trôi ngang dưới tải trọng, $m = 2$;

S_C – độ lún cố kết thấm.

Độ lún cố kết được xác định theo các trường hợp sau:

- Đất nền đang cố kết ($OCR < 1$)

$$S_C = C_c \cdot \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \left[\log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (3)$$

- Đất nền cố kết thường ($OCR = 1$)

$$S_C = C_c \cdot \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \left[\log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (4)$$

- Đất nền quá cố kết ($OCR > 1$)

Trường hợp: $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v \leq \sigma'_{vm}$:

$$S_C = C_r \cdot \frac{H_0}{1+e_0} \cdot \left[\log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (5)$$

Trường hợp: $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v > \sigma'_{vm}$: (6)

$$S_C = C_r \cdot \frac{H_0}{1+e_0} \left[\log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right] + C_c \cdot \frac{H_0}{1+e_0} \left[\log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vm}} \right]$$

Độ lún cố kết theo thời gian được xác định theo công thức: $S_t = S_C \cdot U_V$ (7)

trong đó:

U_V – độ cố kết theo phương đứng, là hàm của

$$T_V - \text{nhan tố thời gian } T_V = \frac{C_V^{TB}}{H^2} \cdot t \quad (8)$$

C_V^{TB} – hệ số cố kết trung bình theo phương thẳng đứng của các lớp đất yếu trong phạm vi chiều sâu tính

$$\text{lún: } C_V^{TB} = \frac{z_a^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{C_{Vi}}} \right)^2} \quad (9)$$

Ngoài ra trong quá trình tính toán có kể đến ảnh hưởng của trọng lượng khối đắp của nền vữa hè và nội bộ xung quanh với chiều cao đắp là 0.65 m với dung trọng 18 kN/m³.

Theo kết quả tính toán, độ lún nền công trình trong thời gian 20 năm là 0.15, đạt giá trị yêu cầu m, độ lún lệch 0.00174 nhỏ hơn giá trị cho phép là [0.002].

2.3. Tính toán áp lực đất dưới đáy sàn

Sức chịu tải tới hạn của đất nền dưới đáy sàn rỗng được xác định theo công thức Terzaghi đối với móng hình chữ nhật [2]: (10)

$$q_u = cN_c \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \left(1 - 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

trong đó:

q_u – sức chịu tải tới hạn của sàn khi đất bị phá hoại bởi lực cắt (kPa);

c – lực dính.

B, L – chiều rộng, dài hữu hiệu của móng;

γ – dung trọng đất nền trên cao độ móng;

D_f – chiều sâu đặt móng so với cao độ tự nhiên;

γ' – dung trọng đất nền dưới cao độ móng.

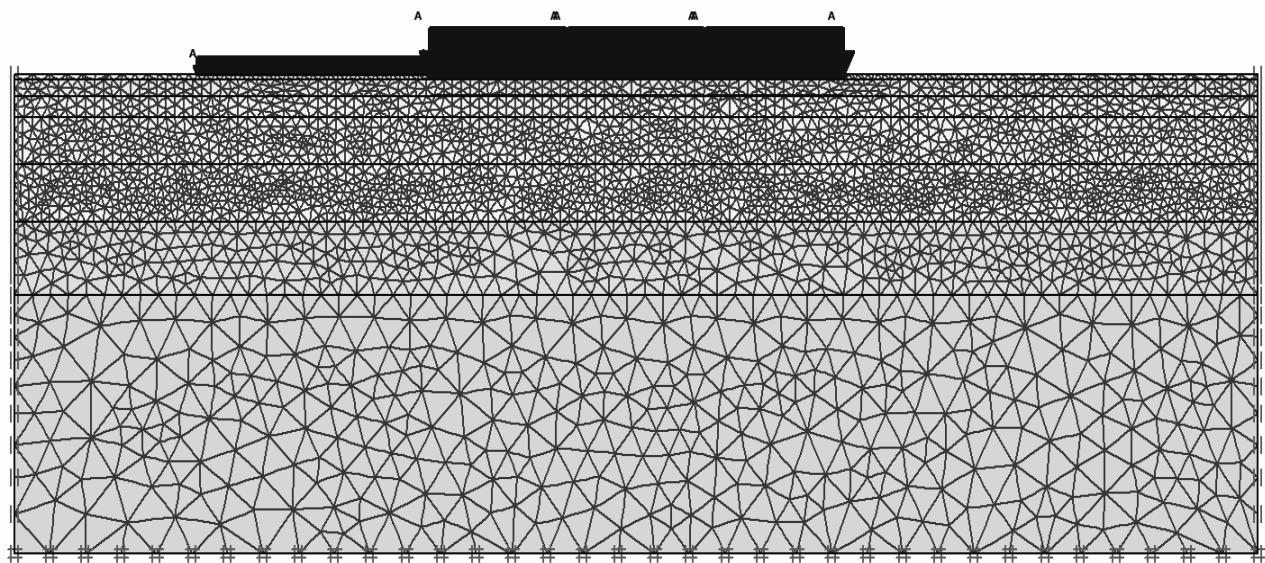
N_c, N_q, N_γ – hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào góc ma sát trong đất ϕ .

Với hệ số an toàn $FS = 2.5$, sức chịu tải của đất nền đạt 44.688 kPa > tải trọng tác dụng là 36.587 kPa.

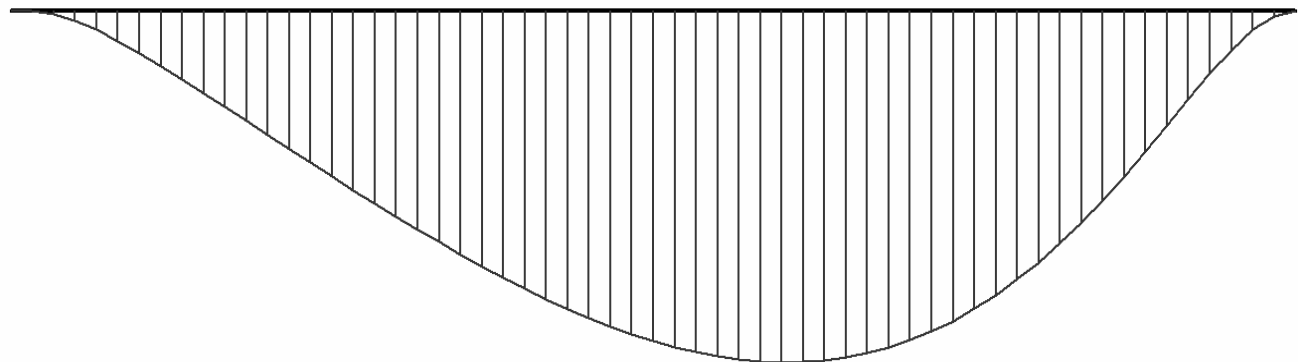
2.4. Tính toán thép sàn

Sử dụng chương trình Plaxis để xác định nội lực trong sàn rỗng, trong đó mô hình tính được thể hiện tại hình 2. Biểu đồ nội lực trong các trường hợp nguy hiểm nhất được thể hiện ở hình 3 và 4.

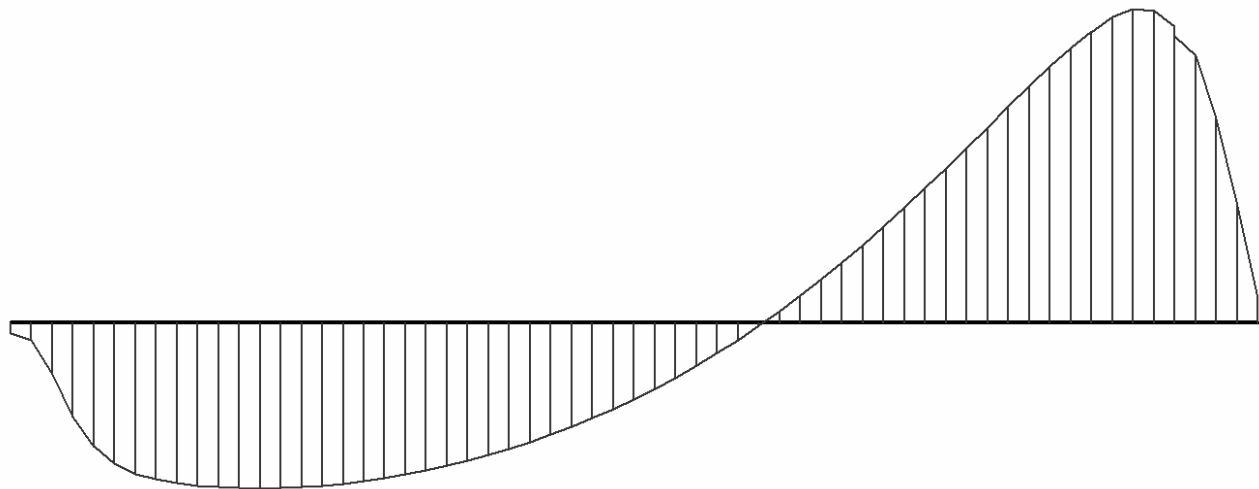
Tính toán thép sàn bao gồm kiểm tra chịu uốn của cánh trên và dưới, sườn, điều kiện chống chọc thủng của cánh dưới. Kết quả tính thép cánh dưới sàn cho phép bố trí thép dọc Ø10 (AIII) với khoảng cách a120 là đảm bảo khả năng chịu lực.



Hình 2. Mô hình tính toán Plaxis



Hình 3. Biểu đồ mô men ($M_{\max} = 75.83 \text{ kNm/m}$)



Hình 4. Biểu đồ lực cắt ($Q_{\max} = 17.18 \text{ kN/m}$)

MỘT VÀI HÌNH ẢNH TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG



Hình 5. Khối xốp trước khi lắp đặt



Hình 6. Lắp đặt lớp thép phía dưới



Hình 7. Lắp đặt lớp thép cánh trên



Hình 8. Đổ bê tông



Hình 9. Sàn sau khi hoàn thành

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Theo tính toán ban đầu, khi so sánh với phương án móng cọc đỡ toàn bộ công trình phương án sàn rỗng có chi phí ít hơn đáng kể. Việc sử dụng sàn rỗng với mục đích giảm chi phí xây dựng trong trường hợp này được chứng minh. Do các cấu kiện sàn được chế tạo trước trong nhà máy nên thi công nhanh, đơn giản, không yêu cầu máy móc, phù hợp với điều kiện thi công Việt Nam. Phương án có nhiều ưu điểm, đặc biệt là giá thành, tuy nhiên nhược điểm là độ lún lớn, có tác động bất lợi đến hệ kết cấu xung quanh, do đó cần

có biện pháp khắc phục. Việc sử dụng sàn rỗng cần được mở rộng và nghiên cứu sâu hơn để phù hợp hơn với thực tế xây dựng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] 22TCN 262-2000. Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu. Tiêu chuẩn thiết kế.
[2] V. N. S. Murthy (2002). Geotechnical Engineering - Principles and practices of soil mechanics and foundation engineering. Marcel Dekker, Inc.

ỨNG XỬ CỦA KHỐI ĐẤT CÓ CỐT LÀM VIỆC DƯỚI ĐIỀU KIỆN CÓ XÉT ĐẾN ỨNG SUẤT PHÁT SINH KHI ĐÀM BEHAVIOR OF GEOSYNTHETIC - REINFORCED SOIL (GRS) MASS UNDER WORKING CONDITIONS CONSIDERING COMPACTION - INDUCED STRESSES

Thang Pham¹, Thuyet Nguyen², Nam Nguyen², and Thang Tran²

¹Civil Engineering Dept., University of Texas Rio Grande Valley, thang.pham@utrgv.edu

²Institute for Building Science and Technology, thuyetibst@gmail.com, namibst@yahoo.com

³thangibst@gmail.com.

TÓM TẮT: Bài báo này trình bày một mô hình phân tích ứng suất sinh khi đầm chặt (Compaction-Induced Stress – CIS) cho việc phân tích tường đất có cốt dưới các điều kiện ứng suất thực tế. Mô hình số hóa CIS và dữ liệu thu được từ một tường GRS tỷ lệ thực, công cụ chuẩn được sử dụng để phân tích. Các kết quả từ việc phân tích CIS phụ thuộc và đặc tính của vật liệu đắp, phương thức đầm, bề rộng của dải tải đặt trên đỉnh mỗi lớp đắp. Việc mô hình hóa quá trình CIS trong phương pháp số luôn chủ yếu là ước tính và giả thiết thời gian. Để giảm bớt thời gian tính toán, đề nghị dùng một tải phân bố được đặt tại đỉnh mỗi lớp, và một mô hình phân tích được đề xuất như một phương pháp thay thế để phân tích bài toán. Mô hình tính đưa ra các kết quả tốt và có thể giảm một lượng đáng kể thời gian tính toán so với các phương pháp số khác.

TỪ KHÓA: Đất có cốt, đầm chặt, ứng suất hông, mô hình tính.

ABSTRACT: This paper presents an analytical model for compaction-induced stress (CIS) for the analysis of geosynthetic - reinforced soil (GRS) walls under working stress conditions. The numerical modelling of CIS and the data from a well-instrumented full-scale GRS wall were used for analysis. The results from CIS analysis depend on the fill properties, the types of compaction, the width of the strip load applied to the top of each backfill layer. Modeling CIS procedure in numerical method is usually computationally intensive and time consuming. To reduce the calculation time, a distribution load applied at the top of each soil layer is recommended, and an analytical model is proposed as an alternative method to analyses the problem. The analytical model provides good results and is able to reduce a significant amount of calculation time compared to other numerical methods.

KEYWORDS: Reinforced soil, compaction, lateral stress, analytical model.

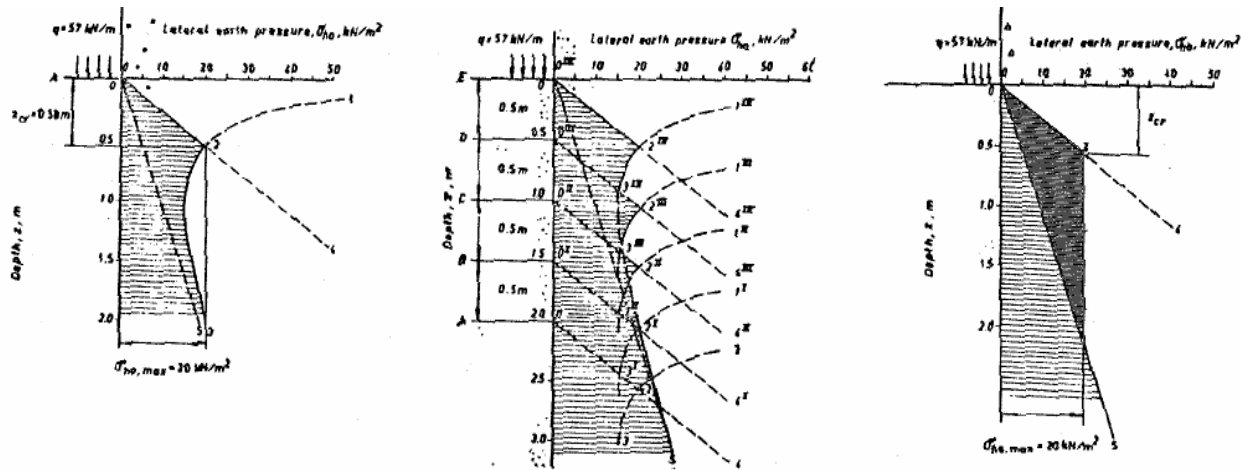
1. GIỚI THIỆU

Khi tăng tải trọng đứng, nhìn chung trong khối đất sẽ có sự tăng ứng suất đứng và ngang. Việc tăng ứng suất đứng có thể dễ dàng tính toán bằng lý thuyết đàn hồi. Tuy nhiên, việc tăng ứng suất ngang phụ thuộc nhiều vào mức độ hạn chế biến dạng hông. Mức độ hạn chế càng cao thì ứng suất ngang càng tăng nhiều. Nếu sau đó phân tải trọng đứng tăng thêm được loại bỏ, sự tăng ứng suất đứng cũng giảm đến một giá trị rất nhỏ hoặc bằng không; tuy nhiên, phần ứng suất ngang tăng thêm có thể chỉ giảm chút ít. Việc tăng thuần ứng suất ngang đó sẽ “duy trì” trong khối đất và thường gọi là ứng suất “dư” hay ứng suất “bị giữ lại”. Việc tăng và dỡ tải đứng liên tục là quá trình điển hình khi đầm lớp đắp trong việc triển khai công tác đất. Ứng suất hông dư do việc đầm được gọi là “ứng suất phát sinh khi đầm” (CIS).

Hiện tượng CIS trong khối đất là chủ đề của nhiều nhà nghiên cứu, bao gồm Rowe (1954), Broms (1971), Aggour and Brown (1974), Seed (1983),

Seed and Duncan (1986), và Duncan cùng cộng sự. (1986, 1991, and 1993). Những nghiên cứu này đã chỉ ra rằng chỉ cần có sự khống chế biến dạng hông thích hợp, CIS sẽ dẫn đến một mức tăng đáng kể ứng suất hông trong một khối đất. Việc tăng ứng suất hông sẽ dẫn đến tăng độ cứng và cường độ của khối đất do tăng áp lực giam hãm. Việc tăng ứng suất hông dư do đầm là vùng màu đậm trong Hình 1(c).

Những năm gần đây, kỹ thuật đưa cốt vào khối đất bằng cách thay thế các lớp cốt chịu kéo trong khối đất trong khi thi công đã trở nên phổ biến hơn (VD. Wu, 1994; Holtz et al., 1997; Bathurst et al., 1997). Kỹ thuật này được gọi là “đất có cốt”. Có khả năng độ lớn của CIS trong khối đất có cốt sẽ tăng hơn so với trong khối đất không có cốt. Điều này là do sức kháng cắt bề mặt tiếp xúc giữa đất và cốt sẽ làm tăng sự hạn chế biến dạng ngang của khối đất. Với việc tăng mức hạn chế biến dạng hông, ứng suất bị giữ lại do đầm các lớp đắp có thể lớn hơn trong khối đất không có cốt.



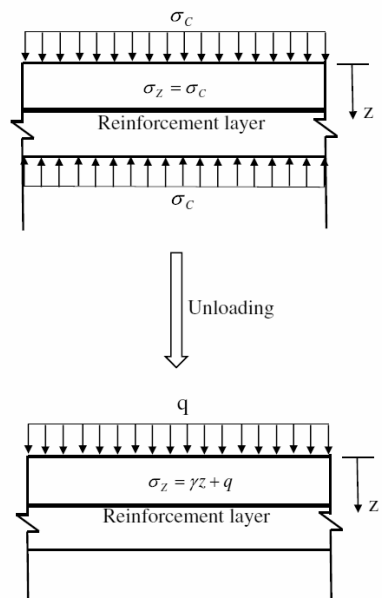
Đầm 1 lớp với lu 10,2 tấn

(b) đầm nhiều lớp, mỗi lớp dày 0,5m bằng lu 10,2 tấn

(c) Tổng quát hóa sự phân bố áp lực hông dư trong đất

Hình 1. Lý thuyết đường ứng suất của Broms (1971)

Trong phân tích số của cấu trúc đất, việc mô phỏng CIS đã được đơn giản hóa qua các lần (VD. Katona 1978; Hatami and Bathurst 2005 and 2006; Morrison et al. 2006; Pham 2009; Liu 2016; Mirmoradi and Ehrlich 2018) và trong hầu hết các trường hợp hoàn toàn bỏ qua hiệu ứng này. Liu (2016) đã mô phỏng hiệu ứng đầm bằng cách đặt áp lực trên đỉnh và đáy mỗi lớp và sau đó dỡ bỏ như trong Hình 2.



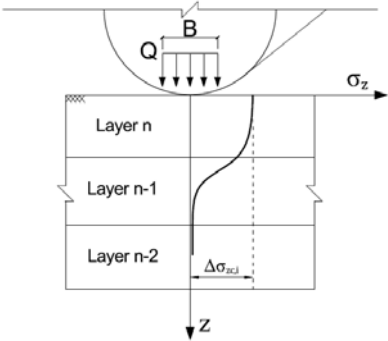
Hình 2. Mô phỏng số việc phát sinh ứng suất khi đầm trong khối GRS (Liu, 2016)

Mirmoradi and Ehrlich (2018) đã mô tả ứng suất đầm bằng lu lên sử dụng giải pháp đàn hồi Boussinesq như thể hiện trong Hình 3. Chúng được đề xuất có ba kiểu mô hình gia tải và được hình dung rằng kiểu mô hình II sẽ cho kết quả hợp lý (Hình 4).

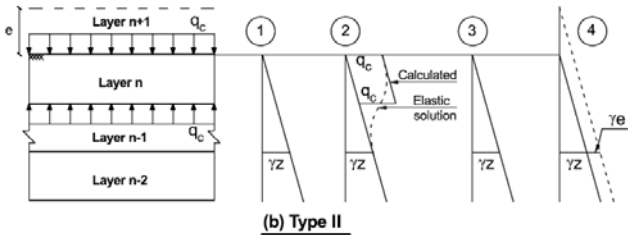
Nghiên cứu chi tiết về ứng suất phát sinh khi đầm đối với một khối đất có cốt bằng vôi địa kỹ thuật sẽ được trình bày trong bài báo này. Nghiên cứu bao

gồm những kinh nghiệm khi tiến hành trên mô hình kích thước thực, triển khai phân tích số và phát triển một mô hình tính toán để xác định độ lớn của CIS.

Khía cạnh nghiên cứu của bài báo là phát triển một mô hình đầm mà có thể sử dụng mô hình đó để xác định mức tăng ứng suất hông do việc đầm một khối đất có cốt. Các thông số mô hình với đất thông thường và của cốt cũng được trình bày. Mô hình đầm được phát triển bằng cách kết hợp mô hình do Seed (1983) giới thiệu và của Duncan cùng Seed (1986) cho một khối đất không có cốt với việc phát triển ý tưởng CIS trong khối GRS của Pham (2009).



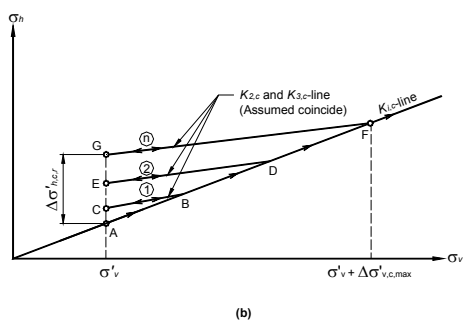
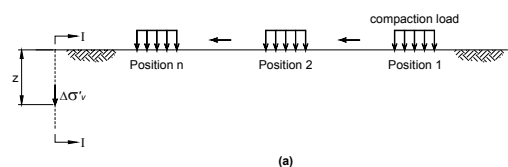
Hình 3. Hiện tượng tăng ứng suất đứng trong lớp san lấp khi tiến hành lu lên (tải trọng dạng dài, giải pháp đàn hồi Boussinesq)



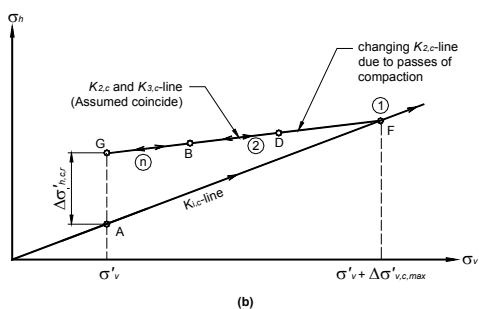
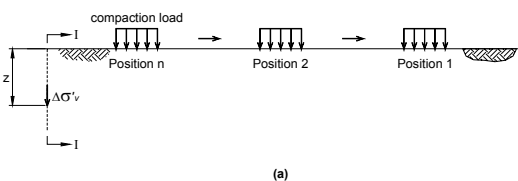
Hình 4. Mô hình hóa chu trình đặt tải, dỡ tải đứng trong khi đầm các lớp đất san lấp, sử dụng các quy trình đầm khác nhau (Mirmoradi and Ehrlich, 2018)

2. SỰ THAY ĐỔI ỨNG SUẤT DO QUÁ TRÌNH ĐÀM CÁC LỚP SAN LẤP

Quá trình đầm các lớp đắp là một ứng xử phức hợp về mặt thay đổi ứng suất do quá trình đầm thực tế. Để xác định sự thay đổi ứng suất đứng và ngang trong khối đất do quá trình đầm điển hình, chúng ta sẽ xét đến việc thay đổi các ứng suất tại độ sâu z trong mặt cắt I-I do việc dỡ tải đầm, như thể hiện trong Hình 5 và 6. Hướng di chuyển của một thiết bị đầm có thể lấy một trong hai dạng: (1) dỡ tải trong khi di chuyển về phía mặt cắt I-I (Hình 5) hay (2) dỡ tải khi di chuyển ra xa khỏi mặt cắt I-I (Hình 6). Quá trình đầm có thể được mô phỏng bằng việc gia tải và dỡ tải tại các vị trí khác nhau (Vị trí 1, 2 và n), như thể hiện trong Hình 5(a) và 6(a). Hình 5(b) và 6(b) thể hiện đường ứng suất tương ứng của các ứng suất tại độ sâu z trong mặt cắt I-I.



Hình 5. (a) Các vị trí của tải đầm và (b) đường ứng suất tại độ sâu z của mặt cắt I-I khi mà tải trọng đầm dịch chuyển về phía mặt cắt



Hình 6. (a) Các vị trí của tải đầm và (b) đường ứng suất tại độ sâu z của mặt cắt I-I khi mà tải trọng đầm dịch chuyển về phía xa khỏi mặt cắt

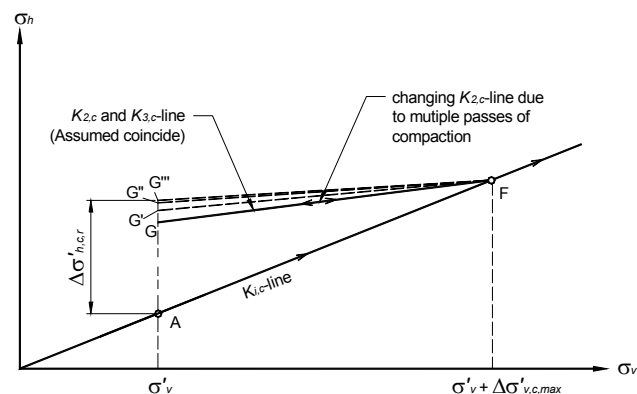
Một giải thích cho Hình 5(b) được đưa ra sau đây:

1. Điều kiện ứng suất ban đầu tại độ sâu z của mặt cắt I-I được ký hiệu bằng điểm A, với ứng suất đứng ban đầu là σ_v .
2. Với tải trọng đầm tại vị trí 1, ứng suất được tăng theo đường $K_{1,c}$ đến điểm B.
3. Khi mà tải trọng đầm được dỡ khỏi vị trí 1, các ứng suất sẽ giảm từ điểm B đến điểm C theo đường ứng suất $K_{2,c}$.
4. Khi tải trọng đầm di chuyển đến một vị trí mới (Vị trí 2), các ứng suất sẽ tăng từ điểm C đến điểm D, đi qua điểm B.
5. Khi mà tải trọng đầm được dỡ khỏi vị trí 2, các ứng suất sẽ giảm từ điểm D đến điểm E theo đường ứng suất $K_{2,c}$.
6. Bước 1 đến 5 được lặp lại đối với tất cả các vị trí mới tiếp theo khi mà thiết bị đầm di chuyển về phía mặt cắt I-I. Lưu ý rằng khi mà thiết bị đầm di chuyển càng gần mặt cắt I-I, ứng suất đứng tại độ sâu z sẽ trở nên lớn hơn.
7. Khi thiết bị đầm ở ngay tại mặt cắt I-I thì điều kiện ứng suất đứng sẽ đạt đến mức lớn nhất. Điều kiện ứng suất này tương ứng với điểm F. Trong khi dỡ tải đầm, đường ứng suất sẽ đi theo K_2 về điểm G. Khoảng cách đứng AG là kết quả của ứng suất dư, ứng suất phát sinh khi đầm.

Hình 6 minh họa điều kiện khi mà thiết bị đầm dịch chuyển xa khỏi mặt cắt I-I. Ban đầu thiết bị đầm ở ngay tại I-I, gây ra các ứng suất tăng từ điểm A tới điểm F trong Hình 6(b) do việc đặt tải đầm. Khi mà tải đầm được dỡ đi khỏi mặt cắt I-I, các ứng suất sẽ giảm từ điểm F về điểm D, rồi đến B theo đường ứng suất $K_{2,c}$. Khi mà thiết bị đầm được đi xa hẳn, điều kiện ứng suất sẽ ở tại điểm G. Khoảng cách đứng AG là ứng suất hông dư, nghĩa là ứng suất phát sinh do đầm.

Từ Hình 5 và 6, các ứng suất hông dư, như được ký hiệu bằng khoảng cách đứng AG, là bằng nhau trong hai trường hợp. Hiển nhiên là ứng suất phát sinh khi đầm trong một mặt cắt cho trước do việc di chuyển của một thiết bị đầm, có thể được xác định bằng việc tính toán ứng suất hông dư là tải trọng đầm đặt trực tiếp tại mặt cắt đang xét.

Hình 7 thể hiện ý tưởng về đường ứng suất cho khối đất chịu việc đầm nhiều lần. Đối với lần đầu tiên, ứng suất dư tại điểm A được thể hiện bằng khoảng cách AG. Với lần đầm tiếp theo, độ dốc của đường K_2 sẽ tăng lên và điểm G trở thành điểm G'. Khi mà số lần đầm tăng lên, các ứng suất cuối cùng sẽ chuyển từ G' đến G'', rồi G'''. Khoảng cách đứng AG''' là ứng suất hông dư do tiến hành đầm nhiều lần.



Hình 7. Đường ứng suất của đất tại độ sâu z khi chịu nhiều lần đầm qua

3. MỘT MÔ HÌNH TÍNH TOÁN ĐỂ XÁC ĐỊNH ỨNG SUẤT PHÁT SINH KHI ĐÀM (CIS) TRONG MỘT KHỐI ĐẤT CÓ CỐT

Trong nghiên cứu này, một mô hình tính toán được phát triển để xác định ứng suất phát sinh khi đầm (CIS) trong một khối đất có cốt, được gọi là “mô hình ứng suất phát sinh do đầm” hoặc “mô hình CIS”. Mô hình CIS có thể được xem là một biến thể của mô hình đầm hai đoạn tuyến tính được Seed (1983) đề xuất cho một khối đất không có cốt và việc kết hợp với quy trình tính tay do Duncan và Seed (1986) đề xuất. Mô hình mô phỏng việc đầm được hiệu chỉnh này kể đến hiệu ứng của vãi địa kỹ thuật nằm bên trong khối đất.

Mô hình CIS có thể được mô tả bằng đường ứng suất thể hiện trong Hình 8 và mô hình hai đoạn tuyến tính trong Hình 9. Giải thích của Hình 9 như sau:

- Khi mà một khối đất chịu một tải nén, ứng suất sẽ dịch chuyển từ một trạng thái ban đầu (điểm A) đến điểm B, dọc theo đường ứng suất $K_{i,c}$, trên đó,

ứng suất ngang $\sigma'_h = K_{i,c} \sigma'_v$, với $K_{i,c}$ = hệ số áp lực hông của khối đất cho lần gia tải đầu tiên. Tại điểm B, khối đất đạt đến một trạng thái ứng suất lớn nhất với ứng suất đứng $\sigma'_{v,max} = \sigma'_v + \Delta\sigma'_{v,c,max}$ (σ'_v là ứng suất đứng tại lần gia tải đầu tiên và $\Delta\sigma'_{v,c,max}$ = mức tăng ứng suất đứng lớn nhất do tải đầm);

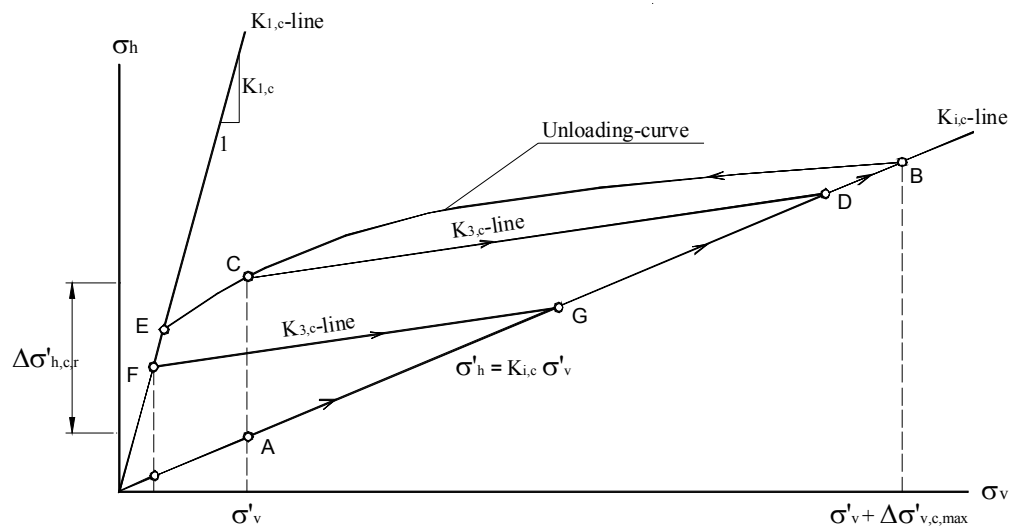
- Khi dỡ tải (nghĩa là khi dời tải trọng đầm đi), các ứng suất trong đất được giảm dọc theo đường ứng suất $K_{2,c}$ từ B đến C với ứng suất đứng, σ'_v , bằng với ứng suất đứng của điểm A. Ứng suất ngang dư có tải trọng đầm là $\Delta\sigma'_{h,c,r}$;

- Trong trường hợp “dỡ tải đáng kể”, nghĩa là đường ứng suất “chạm” tới đường trạng thái giới hạn (đường $K_{1,c}$) tại điểm E; sau đó, đường ứng suất dỡ tải sẽ đi theo đường EF (với $\sigma'_h = K_{1,c} \sigma'_v$);

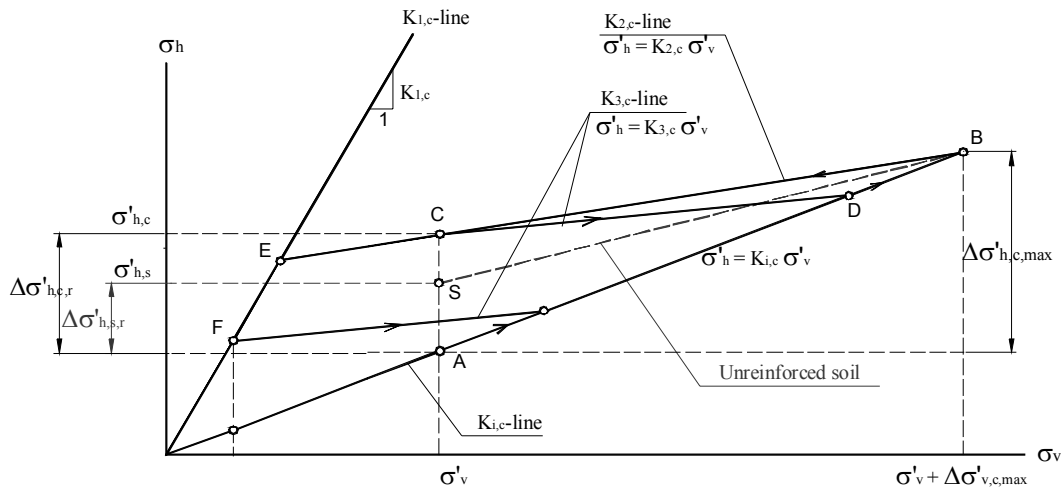
- Khi mà đường dỡ tải do tải đặt vào của lượt đầm tiếp theo, đường ứng suất dỡ tải sẽ đi theo đường $K_{3,c}$ (với $\sigma'_h = K_{3,c} \sigma'_v$, và $K_{3,c} \leq K_{2,c}$) từ điểm C hoặc điểm F cho đến khi gặp được gia tải ban đầu (đường AB), sau đó đi dọc theo đường ứng suất $K_{i,c}$ đến một trạng thái ứng suất mới;

- Chu kỳ gia tải và dỡ tải tiếp theo sẽ không lệch nhiều so với $K_{3,c}$ như Broms (1971), Seed (1983) và Ehrlich and Mitchell (1994) đã lưu ý. Do đó, đường K_3 song song sẽ được sử dụng cho tất cả các chu kỳ gia tải và dỡ tải tiếp theo;

- Việc tăng ứng suất hông do đầm các lớp, gọi là CIS, được ký hiệu bằng ứng suất ngang dư $\Delta\sigma'_{h,c,r}$ trong Hình 9.



Hình 8. Các đường ứng suất của mô hình ứng suất phát sinh do đầm của một khối đất có cốt theo Pham, 2009



Hình 9. Mô hình đơn giản hóa cho việc mô phỏng việc đầm lớp đắp của một GRS

4. CÁC THAM SỐ CỦA ỨNG SUẤT PHÁT SINH DO ĐẦM

Cần bốn thông số cho mô hình ứng suất phát sinh do đầm được mô tả trong Mục 3 đó là $K_{i,c}$, $K_{l,c}$, $K_{2,c}$, and $K_{3,c}$. Các tham số này có thể được xác định theo các dữ liệu đo được từ một thí nghiệm tổng hợp đất – vôi địa kỹ thuật (SGC) (Pham 2009, Wu cùng cộng sự 2010). Với các tính toán quen thuộc, chúng được ước tính bằng cách sử dụng các tương quan kinh nghiệm hoặc bán kinh nghiệm trình bày trong Bảng 1. Cần lưu ý rằng hệ thức $\left(0.7 \frac{E_r}{E_s S_v - 0.7 J_r}\right)$ cho tham số $K_{2,c}$ là để tính đến sự xuất hiện của cốt trong đất. Hệ số 0,7 được rút ra từ các dữ liệu thí nghiệm sẵn có, sử dụng ý tưởng ứng suất trung bình, một lý thuyết về ứng xử của phức hợp đất – vôi địa kỹ thuật do Ketchart và Wu (2001) đề xuất. Tương quan cho tham số $K_{2,c}$ được hiệu chỉnh từ tham số do Seed (1983) đề xuất cho khối đất không có cốt. Chi tiết nguồn gốc của tham số $K_{2,c}$ đã được trình bày bởi Wu và cộng sự (2010). Đối với việc tính tay, mức tăng lớn nhất của ứng suất “đứng”, $\Delta \sigma'_{v,c,max}$ (nghĩa là điểm B trong Hình 9) do việc đầm lớp đắp có thể được ước tính bằng cách áp dụng giải pháp của Westergaard (1938).

Sự tăng ứng suất hông trong khối đất có cốt do đầm có thể tính được từ phương trình:

$$\Delta \sigma_{h,c} = \Delta \sigma'_{v,c,max} \left(K_{i,c} - K_{2,c} \right) \quad \text{Eq. (1)}$$

Thay thế $K_{2,c}$ bằng biểu diễn trong Bảng 1 vào phương trình (1), ta có

$$\Delta \sigma_{h,c} = \Delta \sigma'_{v,c,max} K_{i,c} F \left(1 + \frac{0.7 E_r}{E_s S_v - 0.7 E_r} \right) \quad \text{Eq. (2)}$$

Sử dụng phương trình (2) có thể dễ dàng thu được mức tăng ứng suất hông trong khối đất có cốt. Hơn nữa, mức tăng độ cứng của đất cũng có thể ước tính được. Ví dụ, có thể xác định độ cứng của đất bằng phương trình sau, dựa trên mô hình hyperbol được phát triển bởi Duncan và Chang (1970):

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - (\sigma_3 + \Delta \sigma_{h,c}))}{2 c \cos \phi + 2 (\sigma_3 + \Delta \sigma_{h,c}) \sin \phi} \right]^2 K P_a \left(\frac{\sigma_3 + \Delta \sigma_{h,c}}{P_a} \right)^n \quad \text{Eq. (3)}$$

Trong đó:

- E_t = Mô đun đàn hồi tiếp tuyến;
- R_f = tỷ số giữa ứng suất lệch giới hạn với ứng suất lệch phá hoại;
- c = lực dính;
- ϕ = góc ma sát trong;
- P_a = áp suất khí quyển;
- K and n = Các tham số vật liệu.

Bảng 1. Ước tính các tham số cho mô hình mô phỏng việc đầm

Tham số	Tên	Dải giá trị của tham số	Ước tính từ các thông số đất và cốt
$K_{i,c}$	Hệ số áp lực hông của đất của một khối GRS cho gia tải lần đầu	$K_A \leq K_{i,c} \leq K_o$	$K_{i,c} \cong \beta K_A; \quad 1.0 \leq \beta \leq 1.5$ $K_A \cong \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right); \quad K_o \cong 1 - \sin \phi'$
$K_{l,c}$	Hệ số giới hạn cho áp lực hông của đất khi dỡ tải	$K_{l,c} \cong K_P$	$K_{l,c} \cong K_P \cong \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$

Tham số	Tên	Dải giá trị của tham số	Ước tính từ các thông số đất và cốt
$K_{2,c}$	Hệ số áp lực hông của đất khi dỡ tải	$0 \leq K_{2,c} \leq K_o$	$K_{2,c} \cong \left[1 - F \left(1 + 0.7 \frac{E_r}{E_s S_v - 0.7 E_r} \right) \right] K_{i,c}$ Trong đó: $F = 1 - \frac{(OCR - OCR^\alpha)}{(OCR - 1)}$ và $\alpha \cong \sin \phi'$
$K_{3,c}$	Hệ số áp lực hông của đất khi gia tải lại	$0 \leq K_{3,c} \leq K_o$	$K_{3,c} \cong K_{2,c}$

Chú ý: K_o = hệ số áp lực hông của đất khi nghỉ; K_A = hệ số áp lực hông chủ động; K_P = hệ số áp lực hông bị động; OCR – tỷ số quá cố kết; E_s = độ cứng của đất (kPa); E_r = độ cứng của cốt (kN/m); S_y = khoảng cách giữa các cốt (m).

5. KIỂM CHỨNG MÔ HÌNH ỨNG SUẤT PHÁT SINH DO ĐÀM

Mô hình CIS được mô tả trong mục 3 và 4 đã được kiểm chứng thông qua việc so sánh ứng suất hông trong một khối GRS cao 6m chịu cả áp lực đầm thẳng đứng khác nhau, như thu được từ mô hình CIS và từ phân tích phần tử hữu hạn. Việc phân tích phần tử hữu hạn được thực hiện bằng PLAXIS. Ứng xử của khối đất được mô phỏng bằng mô hình Hardening Soil.

Khối GRS cao 6m được giả thiết là ở điều kiện biên dạng phẳng. Các tham số vật liệu của khối GRS là:

- Đất: cát chặt, trọng lượng riêng $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$; góc ma sát trong $\phi = 45^\circ$; mô đun gia tải lần đầu $E_s = 30.000 \text{ kPa}$; mô đun dỡ tải/ gia tải lại $E_{ur} = 90.000 \text{ kPa}$; tỷ số Poisson $\nu = 0,2$; chiều dày lớp đầm $S = 0,2 \text{ m}$;

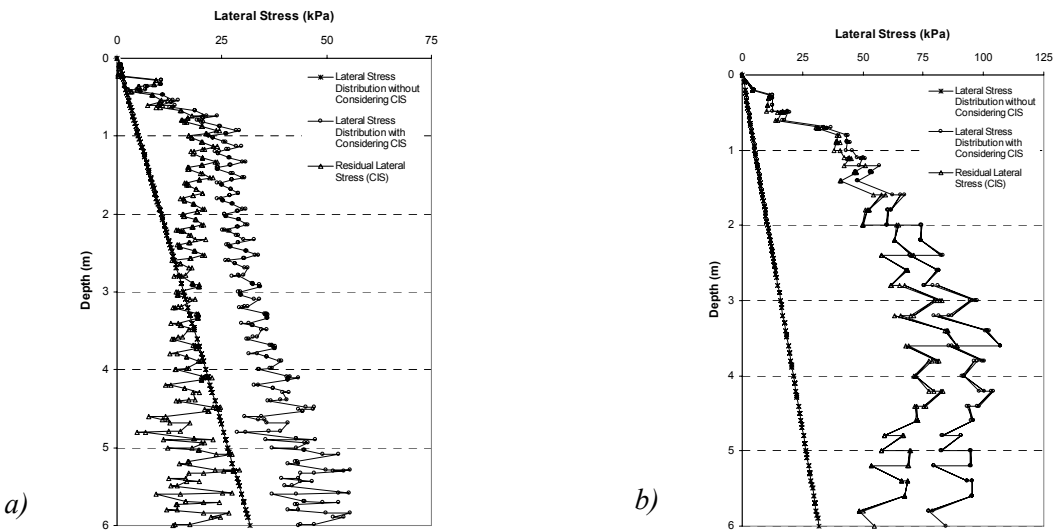
- Độ cứng cốt vải địa kỹ thuật $E_r = 2.000 \text{ kPa}$; khoảng cách giữa các lớp cốt $S_y = 0,2 \text{ m}$;

- Áp lực đứng lớn nhất từ việc đầm: 44 kPa; 100 kPa; 200 kPa; 300 kPa và 500 kPa.

Ứng suất phát sinh do đầm thu được từ phân tích phần tử hữu hạn.

Phân tích phần tử hữu hạn được thực hiện bằng cách sử dụng 150 bước gia tải và dỡ tải nhằm mô phỏng quá trình đầm. Phần tử được chia rất mịn, bao gồm khoảng 3000 phần tử đại diện gần đúng cho sự rời rạc của hệ. Việc phân tích hàng loạt cho thấy chia phần tử thông sẽ không thu được kết quả chính xác cần thiết.

Sự phân bố áp lực hông dọc theo đường trung tâm của khối GRS dưới áp lực đứng lớn nhất 200 kPa và 500 kPa được thể hiện trong Hình 10. Các ứng suất hông có và không có xét đến ứng suất phát sinh do đầm cũng được thể hiện trong hình. Sự phân bố ứng suất hông dư (ứng suất phát sinh do đầm) cũng được miêu tả trong hình, chính là sự khác biệt của các ứng suất hông khi có xét và không xét đến CIS. Quá trình đầm được mô phỏng bằng việc gia tải và dỡ tải ở các vị trí khác nhau trên bề mặt của mỗi lớp đầm. Dạng zic-zac của biểu đồ là kết quả của việc đầm theo lớp dày 0,2m. Có thể thấy rằng ứng suất phát sinh do đầm là đáng kể trong cả hai trường hợp. Như có thể dự đoán, khi áp lực đầm càng cao ứng suất hông phát sinh do đầm cũng càng cao. Ứng suất phát sinh do đầm, trừ ở gần bề mặt (nghĩa là trong khoảng 1m từ mặt trên), gần như là tuyến tính theo độ sâu.

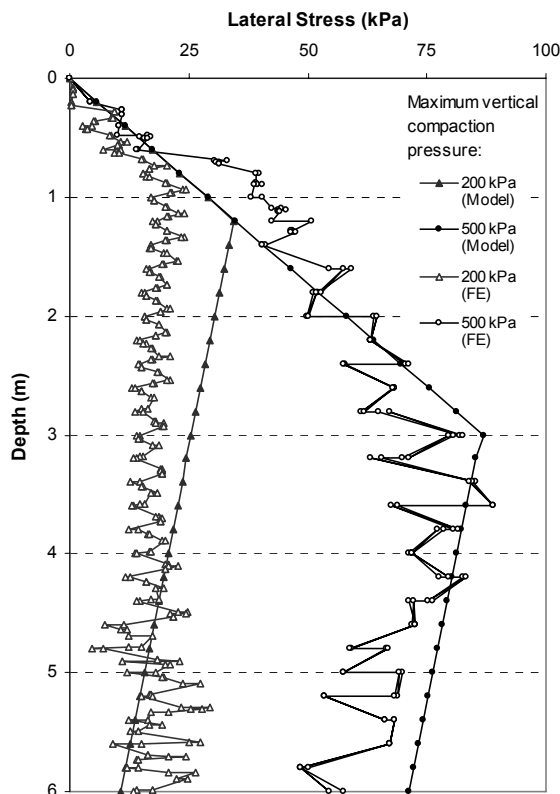


Hình 10. Sự phân bố ứng suất hông của một khối GRS khi phân tích phần tử hữu hạn, với tải đầm thẳng đứng lớn nhất là (a) 200 kPa và (b) 500 kPa

So sánh giữa mô hình CIS và phân tích phần tử hữu hạn:

Sử dụng phương trình 2, ứng suất phát sinh do đầm có thể dễ dàng tính được bằng tay. Việc tính tay CIS được minh họa trong Hình 10, và được so sánh với kết quả phân tích phần tử hữu hạn tại áp lực đầm 200 kPa và 500 kPa (dải áp lực đầm điển hình trong thực tế). Có thể thấy rằng ứng suất phát sinh do đầm theo tính tay CIS rất phù hợp với các giá trị thu được từ phân tích phần tử hữu hạn. Điều này đề nghị công nhận là mô hình CIS thực sự là một mô hình đúng đắn.

Cần chú ý rằng các kết quả phân tích phần tử hữu hạn được thể hiện trong Hình 11 mất đến khoảng 20h để thực hiện, bao gồm cả việc nhập dữ liệu lẫn tính toán. Trong khi đó chỉ mất vài phút để có được kết quả khi dùng mô hình CIS.



Hình 11. So sánh ứng suất phát sinh do đầm giữa phân tích phần tử hữu hạn và mô hình CIS

6. TÓM TẮT VÀ KẾT LUẬN

Một mô hình tính toán để xác định ứng suất phát sinh do đầm (CIS) trong một khối đất có cốt được phát triển. Mô hình được gọi là “Mô hình ứng suất phát sinh do đầm” hoặc “Mô hình CIS”. Mô hình được dựa trên một mô hình đầm do Seed (1983) đề xuất cho khối đất không có cốt.

Các tương quan để xác định các tham số cho mô hình với đất thông thường và cốt đã được đưa ra sao cho chúng có thể ước tính được thông qua mật độ và độ cứng của cốt, và các tham số đất thông thường

như là góc ma sát trong (ϕ) và tỷ số quá cố kết. Ngoài ra, các đường ứng suất bao hàm việc đầm thực tế điển hình cũng đã được thảo luận, bao gồm việc đầm với một thiết bị gần lại hoặc ra xa một mặt cắt được xét, và đầm nhiều lượt. Mô hình CIS được kiểm chứng bằng cách so sánh kết quả với phân tích phần tử hữu hạn một khối GRS cao 6m dưới các giá trị áp lực đầm khác nhau. Sự phù hợp giữa hai phương pháp là rất cao, mặc dù công sức bỏ ra để thu được các kết quả đó khác nhau rất nhiều.

Các kết luận được rút ra từ nghiên cứu như sau:

1. Mô hình CIS có thể được sử dụng để xác định ứng suất hông phát sinh do đầm trong một khối GRS với cách tính tay đơn giản, và với kết quả rất hợp lý;
2. Dưới tải trọng đầm điển hình, ứng suất phát sinh do đầm trong một khối GRS là đáng kể và gần như tuyến tính theo độ sâu;
3. Ứng suất phát sinh do đầm tại một mặt cắt cho trước, do thiết bị đầm di chuyển, có thể xác định được bằng cách tính toán ứng suất hông dư khi tải trọng đầm đặt trực tiếp bên trên mặt cắt đang xét.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Aggour, M.S., and Brown, C.B. (1974). “The Prediction of Earth Pressure on Retaining Walls Due to Compaction.” *Geotechnique*, 24(4), 489-502.
- [2] Bathurst R.J., Cai, Z., Alfaro, M., and Pelletier, M. (1997). “Seismic Design Issues for Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Walls.” *Proc. the International Symposium on Mechanically Stabilized Backfill*, J.T.H. Wu, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 79-97.
- [3] Broms, B. (1971). “Lateral Earth Pressure due to Compaction of Cohesionless Soils.” *Proc., 4th Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 373-384.
- [4] Duncan, J.M., and Chang, C-Y, (1970). “Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils.” *J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96(SM5), 1629-1653.
- [5] Duncan, J.M., and Seed, R.M. (1986). “Compaction-Induced Earth Pressures under Ko-Conditions.” *J. Geotechnical Engineering, ASCE*, 112(1), 1-22.
- [6] Duncan, J.M., Williams, G.W., Sehn, A.L., and Seed R.M. (1991). “Estimation Earth Pressures due to Compaction.” *J. Geotechnical Engineering, ASCE*, 117(12), 1833-1847.
- [7] Duncan, J.M., Williams, G.W., Sehn, A.L., and Seed R.M. (1993). Closure of “Estimation Earth Pressures due to Compaction.” *J. Geotechnical Engineering, ASCE*, 119(7), 1172-1177.
- [8] Ehrlich, M., and Mitchell, J.K. (1994). “Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls.” *J. Geotechnical Engineering, ASCE*, 120(4), 625-645.

- [9] Hatami, K., and Bathurst, R.J. (2005). "Development and Verification of a Numerical Model for the Analysis of Geosynthetic Reinforced-soil Segment Walls." *Can. Geotechnical J.*, 42(4), 1066-1085.
- [10] Hatami K., and Bathurst R.J. (2006). "Numerical Model for Reinforced Soil Segmental Walls under Surcharge Loading." *J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 132(6), 673-684.
- [11] Holtz, R. D., Christopher, B. R., and Berg, R. (1997). *Geosynthetic Engineering*, BiTech Publishers, Vancouver, 452 p.
- [12] Katona, M.G. (1978). "The Analysis of Long Span Culverts by Finite Element Method." *Transportation Research Board Research Record* 678, Washington D.C., 59-66.
- [13] Ketchart, K., and Wu, J.T.H. (2001). "Performance Test for Geosynthetic Reinforced Soil Including Effects of Preloading." Report FHWA-RD-01-018, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [14] Liu, H. (2016). "Nonlinear Elastic Analysis of Reinforcement Loads for Vertical Reinforced Soil Composites without Facing Restriction." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 142(6): 04016013.
- [15] Mirmoradi, S.H. and Ehrlich, M. (2018). "Numerical simulation of compaction-induced stress for the analysis of reinforced soil walls under working conditions." *Geotextiles and Geomembranes* 46 (3), 354–365
- [16] Morrison, K.F., Harrison, F.E., Collin, J.G., Dodds, A., and Arndt, B. (2006). "Shored Mechanically Stabilized Earth (SMSE) Wall Systems Design Guidelines." Report FHWA-CFL/TD-06-001, Federal Highway Administration, Lakewood, Colorado, 210 p.
- [17] Pham, Q.T. (2009). "Investigating Composite Behavior of Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) Mass." PhD. Thesis, University of Colorado at Denver, USA.
- [18] Seed, R.M. (1983). "Compaction-induced Stresses and Deflections on Earth Structure." Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, CA, 447 p.
- [19] Seed, R.M., Duncan, J.M. (1986). "FE Analyses: Compaction-Induced Stresses and Deformations." *J. Geotechnical Engineering, ASCE*, 112(1), 23-43.
- [20] Wu, J.T.H. (1994). "Design and Construction of Low cost Retaining Walls." Report CTI-UCD-1-94, Colorado Transportation Institute.
- [21] Wu, J.T.H., Pham, T. Q., and Adams, M.T. (2010). "Composite Behavior of Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) Mass," Technical Report, Turner-Fairbank Highway Research Center, FHWA, Washington, D.C.

VỀ PHÂN LOẠI ĐẤT XÂY DỰNG METHOD OF CLASSIFYING CONSTRUCTION SOIL

ThS. Nguyễn Thị Thanh Thủy

Viện CN Địa kỹ thuật, Viện KHCN Xây dựng, thanh2829@gmail.com

TÓM TẮT: Có nhiều hệ thống phân loại đất được công bố trong các tiêu chuẩn, quy phạm quốc gia hoặc các tài liệu Địa kỹ thuật. Mỗi hệ thống phân loại có những nguyên tắc phân loại, có những ưu điểm và hạn chế riêng. Để giúp cho các kỹ sư hiểu rõ thêm và áp dụng hệ thống phân loại phù hợp, bài báo này đề cập đến các nội dung, cách áp dụng cùng những so sánh các hệ thống phân loại đất thông dụng và được áp dụng rộng rãi ở trong và ngoài nước.

ABSTRACTS: *There are many soil classification systems published in national standards, codes or Geo-technical documents. Each classification system has its own classification rules, and has its own advantages and disadvantages. To help engineers better understand and apply the appropriate classification system, This article deals with the contents, the application and the comparisons of common classification systems, and is applied extensively.*

1. PHÂN LOẠI ĐẤT XÂY DỰNG Ở NƯỚC TA HIỆN NAY

Hiện nay ở nước ta đang hiện hành 02 tiêu chuẩn TCVN về phân loại đất: TCVN 5747:1993: Đất xây dựng - Phân loại và TCVN 8217:2009: Đất xây dựng công trình thủy lợi - Phân loại. Nội dung của hai tiêu chuẩn này về cơ bản chưa có sự thống nhất. Bài báo nêu ra một số nội dung chính khác biệt giữa hai tiêu chuẩn giúp người sử dụng dễ phân biệt cũng như một số ưu nhược điểm của hai phương pháp này.

1.1. Tiêu chuẩn TCVN 5747:1993: Đất xây dựng - Phân loại. Tiêu chuẩn này được biên soạn trên cơ sở tiêu chuẩn ASTM của Mỹ nên không đồng bộ với các tiêu chuẩn liên quan khác, ví dụ:

- + Kích thước cỡ hạt trong nội dung tiêu chuẩn không phù hợp với kích thước trong tiêu chuẩn TCVN xác định thành phần hạt (TCVN 4198:2012 - Đất xây dựng - Phương pháp phân tích thành phần hạt trong phòng thí nghiệm);

- + Giới hạn chảy dẻo được dùng để phân loại trong tiêu chuẩn phải được xác định theo phương pháp Casagrande, không phù hợp với phương pháp thả chùy Vaxiliev quy định trong tiêu chuẩn xác định giới hạn chảy (TCVN 4197:2012 - Đất xây dựng - Phương pháp xác định giới hạn chảy, giới hạn dẻo trong phòng thí nghiệm);

- + Quy định nhóm hạt sét là nhóm hạt có đường kính < 0.002 mm;

- + Chỉ tiêu để phân loại đất hữu cơ chưa được rõ và cụ thể, khó phân loại;

- + Việc phân loại chỉ dựa vào hàm lượng phần trăm thành phần cỡ hạt, biểu đồ giới hạn chảy dẻo, không sử dụng thêm các chỉ tiêu thí nghiệm khác;

- + Các ký hiệu đất giống tiêu chuẩn ASTM;

- + Chỉ áp dụng cho đất mềm rời, bỏ qua các đá.

Do các khiếm khuyết trên, tiêu chuẩn này không được sử dụng ngay từ khi ban hành trong thực tế khảo sát xây dựng.

1.2. Tiêu chuẩn phân loại TCVN 8217:2009: Đất xây dựng công trình thủy lợi- Phân loại

Tiêu chuẩn này được biên soạn cho xây dựng thủy lợi, kết hợp với tiêu chuẩn Anh BS và tiêu chuẩn của Nga. Vì vậy có một số nội dung chưa được nhất quán:

- + Gọi tên các nhóm hạt theo tiêu chuẩn Nga nhưng phân loại nhóm hạt thô và hạt mịn lại theo tiêu chuẩn Anh dẫn đến sự không nhất quán về giới hạn phân chia cỡ hạt;

- + Giá trị giới hạn chảy được dùng để phân loại được lấy theo tiêu chuẩn BS (giới hạn chảy được xác định theo phương pháp Casagrande), tuy nhiên khi phân loại trạng thái giới hạn chảy lại được xác định theo phương pháp thả chùy Vaxiliev. Hai phương pháp này cho hai giá trị rất khác nhau, dẫn đến sự nhầm lẫn cho người sử dụng;

- + Quy định nhóm hạt sét là nhóm hạt có đường kính < 0.005 mm;

- + Phân loại đất hữu cơ và than bùn theo hàm lượng hữu cơ và độ phân hủy chất hữu cơ một cách cụ thể;

- + Các ký hiệu đất dựa trên tiêu chuẩn BS, có thay đổi trật tự ký hiệu cho phù hợp;

- + Chỉ áp dụng cho đất mềm rời, bỏ qua các đá.

2. GIỚI THIỆU TIÊU CHUẨN MỸ ASTM D2487 VÀ ANH BS 5930:1981 VỀ PHÂN LOẠI ĐẤT

2.1. Tiêu chuẩn ASTM D 2487

- Để phân loại đất hòn lớn, đất hạt lớn và đất cát người ta tính hàm lượng phần trăm hạt theo các kích thước hạt: 300 mm; 76,2 mm; 19 mm; 4,75 mm; 0,425 mm và 0,075 mm. Tên gọi và ký hiệu được xác định theo tổng hàm lượng phần trăm qua sàng 0.075 mm, theo hệ số cấp phối đường cong;

- Để phân loại đất hạt mịn, tên gọi và ký hiệu được xác định theo tổng hàm lượng phần trăm qua sàng 0.075 mm và dựa vào biểu đồ dẻo theo giá trị giới hạn chảy, chỉ số dẻo;

- Đất hữu cơ đất được phân loại theo tỷ số (LL₀ - xác định sau khi sấy 1100)/(LL_N - xác định trước khi sấy 1100). Nếu tỷ số LL₀/LL_N ≤ 0,75 thì đất được gọi là đất hữu cơ (organic soil), nếu LL₀/LL_N > 0,75 thì được gọi là đất vô cơ (inorganic soil).

2.2. Tiêu chuẩn BS 5930:1981

- Để phân loại đất hòn lớn, đất hạt lớn và đất cát người ta tính hàm lượng phần trăm hạt theo các kích thước hạt: 630 mm; 200 mm; 63 mm; 20 mm; 6,3 mm; 0,63 mm; 0,2 mm và 0,063 mm. Tên gọi và ký hiệu được xác định theo tổng hàm lượng phần trăm vcbvb qua sàng 0.063 mm, theo hệ số cấp phối đường cong.

- Để phân loại đất hạt mịn, tên gọi và ký hiệu được xác định theo tổng hàm lượng phần trăm qua sàng 0.063 mm và dựa vào biểu đồ dẻo theo giá trị giới hạn chảy, chỉ số dẻo;

- Đất hữu cơ đất được phân loại theo giới hạn chảy dẻo (thường đất hữu cơ có giới hạn chảy cao, chỉ số dẻo thấp, màu sắc, mùi...).

Tiêu chuẩn Anh và Mỹ trên chỉ sử dụng cho đối tượng là đất mềm rời, có nguyên tắc thống nhất, nhưng không phù hợp với trang thiết bị của các phòng thí nghiệm, cũng như các tiêu chuẩn thiết kế nền móng nước ta hiện nay.

3. GIỚI THIỆU TIÊU CHUẨN TCVN ĐANG ĐƯỢC BIÊN SOẠN

Hiện nay, mỗi dự án đều có quy định áp dụng tiêu chuẩn thí nghiệm và tương ứng với nó sẽ là hệ thống phân loại theo hệ tiêu chuẩn đó. Với các dự án theo tiêu chuẩn nước ngoài thì việc áp dụng cả hệ thống tiêu chuẩn không gặp khó khăn. Tuy nhiên, với dự án thực hiện theo hệ thống tiêu chuẩn Việt Nam thì việc phân loại đất đang gặp khó khăn vì không có tiêu chuẩn nào áp dụng một cách phù hợp. Hiện tại, việc phân loại vẫn đang áp dụng theo tiêu chuẩn TCVN 9362:2012 - tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình. Tiêu chuẩn này được biên soạn theo hệ thống tiêu chuẩn của Nga, trong tiêu chuẩn này có đề cập đến việc gọi tên và phân loại đất và hoàn toàn phù hợp với hệ thống thiết kế hiện nay.

Vì vậy rất cần phải có một tiêu chuẩn phân loại phù hợp, Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng đang thực hiện nhiệm vụ soát xét lại tiêu chuẩn phân loại đất theo yêu cầu của Bộ Khoa học và Công nghệ - Bộ Xây dựng. Sau đây là một số nội dung chính trong bản dự thảo:

- Tiêu chuẩn được biên soạn dựa trên cơ sở của Nga ГОСТ 25100-2011, có tham khảo các tiêu chuẩn liên quan khác và hình thức được trình bày theo quy định của tiêu chuẩn TCVN;

- Xác định rõ ràng đối tượng của tiêu chuẩn là Đất Xây dựng, bao gồm Đá và Đất mềm rời;

- Phân loại được thành lập thành một hệ thống với phân cấp theo các tiêu chí thống nhất và phù hợp với các giai đoạn khảo sát thăm dò phục vụ thiết kế từ sơ bộ đến chi tiết;

- Bổ sung thêm cách gọi tên và biểu diễn đất đá đúng tên của chúng;

- Phân loại đất hòn lớn, đất hạt lớn và đất cát người ta tính hàm lượng phần trăm hạt theo các kích thước hạt: 800 mm; 400 mm; 200 mm; 100 mm; 60 mm; 40 mm; 20 mm; 10 mm; 4 mm; 0,5 mm; 0,25 mm; 0,1 mm và 0,05 mm;

- Phân loại đất hạt mịn theo giới hạn chảy, chỉ số dẻo, các chỉ tiêu tính chất vật lý, cơ học khác;

- Đất hữu cơ và than bùn được phân loại riêng theo hàm lượng hữu cơ và độ phân hủy;

- Nội dung phân loại có xu hướng hội nhập quốc tế, Quy định nhóm hạt sét là nhóm hạt có đường kính < 0.002 mm;

- Đưa ra các Thuật ngữ định nghĩa được sử dụng trong tiêu chuẩn quốc tế;

- Đưa ra Phụ lục so sánh giữa các tiêu chuẩn: sự tương ứng của tên gọi đất phân tán trong tiêu chuẩn với các tiêu chuẩn ISO 14688-2:2004 và tiêu chuẩn ASTM D 2487 - 2000.

Bảng 1 thể hiện so sánh các nhóm hạt theo tiêu chuẩn TCVN đang được biên soạn và tiêu chuẩn ASTM, tiêu chuẩn ISO.

4. SO SÁNH CÁC TIÊU CHUẨN PHÂN LOẠI – ÁP DỤNG PHÂN LOẠI CHO MỘT SỐ LOẠI ĐẤT

Áp dụng phân loại trên cùng một mẫu đất tại khu Công nghiệp Quang Minh theo Tiêu chuẩn Việt Nam, Tiêu chuẩn ASTM và tiêu chuẩn BS. Mẫu được thí nghiệm thí nghiệm địa kỹ thuật Las XD 02, với tổng số mẫu đất nguyên trạng 18 mẫu, mẫu không nguyên trạng 11 mẫu.

4.1. Phương pháp thí nghiệm

- Phân tích thành phần hạt của mẫu đất, từ đó xác định hàm lượng phần trăm các nhóm hạt theo các

tiêu chuẩn khác nhau. Kích thước của các nhóm hạt là khác nhau cho mỗi hệ thống tiêu chuẩn.

- Thí nghiệm xác định giới hạn chảy dẻo đối với đất dính. Giới hạn chảy của mỗi mẫu đất được tiến hành thí nghiệm song song theo hai phương pháp

thả chùy và Casagrande để phục vụ cho việc phân loại theo các tiêu chuẩn phân loại khác nhau;

- Tiến hành phân loại đất theo tiêu chuẩn Việt Nam, Tiêu chuẩn ASTM và tiêu chuẩn BS.

Bảng 1- So sánh kích thước cỡ hạt, được xác định theo TCVN và tiêu chuẩn khác

d, mm	800	630	400	300	200	100	76,2	63	60	40	20	19	10	6,3	4,75	4	2
TCVN mới	Hòn lớn (tảng)					Cuội (dăm)								Sỏi (sạn)			
Tiêu chuẩn BS	Tảng lớn Large boulders		Tảng Boulders			Cuội Cobbles			Sỏi thô Coarse gravel		Sỏi trung bình Medium gravel			Sỏi nhỏ Fine gravel			
Tiêu chuẩn ASTM	Tảng Boulders				Cuội Cobbles			Sỏi Gravel						Cát Sand			
								Thô Coarse			Nhỏ Fine			Thô Coarse			

Bảng 1 - So sánh kích thước cỡ hạt, được xác định theo TCVN và tiêu chuẩn khác (tiếp)

d,mm	0,63	0,5	0,425	0,25	0,2	0,1	0,075	0,063	0,05	0,02	0,0063	0,005	0,002	<0,002
TCVN mới	Cát									Bụi				Sét
	To		Vừa		Nhỏ		Bụi							
Tiêu chuẩn BS	Cát - Sand								Bụi - Silt					Sét Clay
	Thô Coarse	Trung bình Medium				Mịn Fine			Thô Coarse	Trung bình Medium	Mịn Fine			
Tiêu chuẩn ASTM	Cát - Sand						Bụi - Silt							Sét Clay
	Trung bình Medium			Mịn Fine										

4.2. Kết quả thí nghiệm

Kết quả thí nghiệm được thể hiện ở các Bảng 2 và Bảng 3.

3. Phân tích kết quả thí nghiệm

Từ các kết quả phân loại với cùng loại đất theo các tiêu chuẩn khác nhau - Bảng 2 và Bảng 3 có một số nhận xét sau:

- Đối với đất dính:

+ Tiêu chuẩn ASTM và BS đều phân loại dựa vào thành phần hạt và biểu đồ chảy dẻo. Tiêu chuẩn TCVN phân loại dựa vào thành phần hạt, chỉ số dẻo, độ sét;

+ Tiêu chuẩn ASTM và BS gần như tương đồng với nhau về ký hiệu tên đất, tuy nhiên có khác nhau về cách gọi tên: tiêu chuẩn BS có thêm mức độ dẻo như dẻo cao, dẻo trung bình, dẻo thấp, tiêu chuẩn ASTM

chỉ có Lean clay và Fat clay để diễn đạt độ dẻo. Tùy thuộc vào hàm lượng của nhóm hạt phụ chiếm ưu thế, đất được thêm từ “lẫn, with”, Đối với đất dính tiêu chuẩn BS phân chia chi tiết hơn tiêu chuẩn ASTM. Hai tiêu chuẩn này đều đưa ra ký hiệu, tên gọi đất, tuy nhiên không gọi tên theo trạng thái.

+ Tiêu chuẩn Việt Nam đất được gọi tên theo thành phần, màu sắc và trạng thái. Tuy nhiên do nhóm hạt sét được quy định bao gồm các hạt nhỏ hơn 0.005 mm (với tiêu chuẩn ASTM và BS quy định nhóm hạt sét gồm các hạt nhỏ hơn 0.002 mm), nên tên gọi có những mẫu không tương đồng với nhau. Đặc biệt lưu ý kết quả giá trị độ sét xác định theo tiêu chuẩn TCVN sẽ không bằng và khác so với giá trị độ sét được xác định theo tiêu chuẩn ASTM và BS do phương pháp thí nghiệm giới hạn chảy dẻo khác nhau. Vì vậy không thể lấy độ sét của tiêu chuẩn này để áp dụng phân loại cho tiêu chuẩn kia.

- Đối với đất rời:

+ Tiêu chuẩn ASTM được phân loại chi tiết và dễ phân loại hơn tiêu chuẩn BS, tiêu chuẩn ASTM phân loại căn cứ thêm theo hệ số cấp phối và hệ số đồng nhất, hàm lượng các hạt mịn, tiêu chuẩn BS phân loại theo đường cong trên biểu đồ phân loại nên khó nhận biết hơn và phụ thuộc vào cảm tính nhiều hơn;

+ Tiêu chuẩn Việt Nam: phân loại không được chi tiết như hai phân loại trên, như thiếu về độ đồng nhất, thành phần hạt chính, các thành phần phụ bị lẫn.

5. MỘT SỐ LƯU Ý VÀ KIẾN NGHỊ KHI PHÂN LOẠI ĐẤT THEO CÁC TIÊU CHUẨN KHÁC NHAU

1. Mỗi tiêu chuẩn có một hệ thống phân loại riêng biệt và đồng bộ theo cả hệ thống đó, vì vậy khi áp dụng cần lưu ý các tiêu chuẩn đi kèm có liên quan đến việc phân loại, ví dụ như tiêu chuẩn thành phần hạt, các quy định về kích thước giới hạn về nhóm hạt là khác nhau, vì vậy bộ sàng phân tích thành phần hạt cũng không giống nhau. Đặc biệt đối với tiêu chuẩn xác định giới hạn chảy dẻo, có sự khác biệt rất lớn. Với tiêu chuẩn ASTM, BS thì vật liệu để thí nghiệm qua sàng 0.425 mm, giới hạn chảy được xác định theo phương pháp đập Casagrande. Trong đó tiêu chuẩn Việt Nam theo hệ Nga thì vật liệu thí nghiệm qua sàng 1 mm và giới hạn chảy được xác định theo phương

pháp thả chùy. Các phương pháp này cho các giá trị khác nhau. Vì vậy, cần lưu ý đến việc áp dụng hệ tiêu chuẩn sao cho phù hợp.

2. Hiện nay, việc áp dụng tiêu chuẩn phân loại theo hệ thống TCVN đang còn gặp nhiều bất cập, chưa có sự đồng bộ hóa về hệ thống tiêu chuẩn, chưa có tiêu chuẩn phân loại một cách phù hợp khiến việc áp dụng còn nhiều hạn chế và nhầm lẫn. Vì vậy cần sớm biên soạn, soát xét một tiêu chuẩn phân loại phù hợp với cả hệ thống tiêu chuẩn thiết kế hiện tại. Trong tiêu chuẩn mới, cần bổ sung thêm cách gọi tên đất, việc phân loại nên chi tiết và cụ thể hơn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] TCVN 8217:2009. Đất xây dựng công trình thủy lợi - Phân loại.
- [2] Tiêu chuẩn TCVN 5747:1993. Đất xây dựng - Phân loại.
- [3] TCVN 9362:2012. Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình.
- [4] ASTM D 2487:2000. Standard Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes.
- [5] BS 1377:1990 – Part2. Classification Test.
- [6] ГОСТ 25100-2011. Грунты - Классификация.

Bảng 2. Phân loại mẫu đất dính theo các tiêu chuẩn khác nhau

Số hiệu mẫu - <i>Symbol of sample</i>	Độ sâu - <i>Depth</i>		Thành phần hạt			Khối lượng riêng - <i>Specific gravity</i>	Giới hạn chảy - <i>Liquid limit</i>	Giới hạn dẻo - <i>Plastic limit</i>	Chỉ số dẻo - <i>Plastic index</i>	Độ sét - <i>Liquidity index</i>	Độ ẩm tự nhiên - <i>Moisture content</i>	Khối lượng thể tích ướt - <i>Wet density</i>	Khối lượng thể tích khô - <i>Dry density</i>	Phân loại đất - <i>Classification of Soils</i> (Theo TC ASTM)	Phân loại đất - <i>Classification of Soils</i> (Theo TC BS)											
			Cát <i>Sand</i>	Bụi <i>Silt</i>	Sét <i>Clay</i>																					
																2.0-0.05	0.05-0.005	> 0.005								
																			%							
(m)						γ_s	W_L	W_P	I_P	B	%	g/cm^3	γ_w	γ_d	CL - CLAY of intermediate plasticity	CL - CLAY of intermediate plasticity	CH - CLAY of high plasticity	CL - CLAY of intermediate plasticity	CL - CLAY of intermediate plasticity	CH - CLAY of high plasticity	ML - SILT of intermediate plasticity	CL - CLAY of low plasticity	CL - CLAY of low plasticity			
L1	1.3	1.5	32.4	29.5	38.1	2.72	42.1	22.8	19.3	0.11	25.0	2.01	1.61	Sét, nâu đỏ, nâu vàng, nửa cứng	CL - Lean clay	CL - Lean clay	Sét, nâu đỏ, nâu trắng, nửa cứng	Sét, nâu đỏ, nâu trắng, nửa cứng	Sét pha, nâu vàng, nâu, xám trắng, nửa cứng	Sét, nâu vàng, nâu đỏ, xám trắng, dẻo cứng	Sét, xám trắng, nâu vàng, nâu đỏ, nửa cứng	Sét pha, xám ghi, nửa cứng	Sét pha, nâu, xám trắng, xám đen, dẻo cứng	Sét pha, nâu, xám trắng, xám đen, dẻo cứng	CL - Lean clay	CL - Lean clay
L2	3.0	3.5	25.9	33.6	40.6	2.72	42.2	22.6	19.6	0.22	26.9	1.98	1.56													
L3	5.3	5.5	26.5	32.3	41.2	2.72	46.0	26.2	19.8	0.01	26.4	1.99	1.57													
L4	6.0	6.5	42.8	33.1	24.1	2.69	39.6	23.7	15.9	0.22	27.2	1.90	1.49													
L9	14.5	15.0	28.5	35.2	36.3	2.71	41.8	23.9	17.9	0.31	29.4	1.92	1.48													
L10	16.8	17.0	28.5	29.6	41.9	2.70	44.7	25.5	19.2	0.20	29.4	1.89	1.46													
L16	29.8	30.0	33.4	45.3	21.3	2.68	44.0	30.3	13.7	0.05	31.0	1.83	1.40													
L18	3.5	4.0	47.8	28.3	23.9	2.68	31.6	18.2	13.4	0.46	24.3	1.94	1.56													
L19	5.5	6.0	47.7	27.8	24.0	2.68	32.3	18.9	13.4	0.40	24.3	1.96	1.58													

Số hiệu mẫu - Symbol of sample	Độ sâu - Depth		Thành phần hạt			Khối lượng riêng - Specific gravity	Giới hạn chảy - Liquid limit	Giới hạn dẻo - Plastic limit	Chỉ số dẻo - Plastic index	Độ sét - Liquidity index	Độ ẩm tự nhiên - Moisture content	Khối lượng thể tích ướt - Wet density	Khối lượng thể tích khô - Dry density	Phân loại đất - Classification of Soils	Phân loại đất - Classification of Soils (Theo TC ASTM)	Phân loại đất - Classification of Soils (Theo TC BS)						
			Cát Sand	Bụi Silt	Sét Clay							γ_s	W_L				W_P	I_P	B	W_{TN}	γ_w	γ_d
			2.0-0.05	0.05-0.005	> 0.005																	
(m)			%			g/cm ³	%			%			CL - CLAY of low plasticity									
L20	7.8	8.0	51.4	27.4	21.2	2.68	30.3	18.9	11.4	0.41	23.6	1.95	1.58	Sét pha, nâu, xám trắng, nâu vàng, dẻo cứng	CL - Lean clay with sand	CL - CLAY of low plasticity						
L24	14.5	15.0	26.8	36.1	37.1	2.72	45.6	26.4	19.2	0.13	28.8	1.95	1.51	Sét, nâu vàng, nâu đỏ, nửa cứng	CH - Fat clay	CH - CLAY of high plasticity						
L30	28.3	28.5	31.8	47.6	20.6	2.68	42.5	30.8	11.7	0.77	39.8	1.72	1.23	Sét pha, xám ghi, dẻo chảy	ML - Silt	ML - SILT of intermediate plasticity						
L31	1.20	1.50	47.4	29.0	23.5	2.68	42.1	26.5	15.6	0.19	29.4	1.88	1.45	Sét pha, nâu đỏ, xám trắng, nửa cứng	CH - Fat clay with sand	CH - CLAY of high plasticity						
L34	6.3	6.5	52.2	27.0	20.8	2.69	32.6	20.1	12.5	0.63	28.0	1.94	1.52	Sét pha, nâu, nâu vàng, dẻo mềm	CL-Lean clay	CL - CLAY of low plasticity						
L39	15.3	15.5	21.9	35.6	42.5	2.71	42.9	22.8	20.1	0.28	28.5	1.96	1.53	Sét, xám trắng, nâu vàng, nâu, dẻo cứng	CH - Fat clay	CH - CLAY of high plasticity						
L40	16.7	17.2	33.6	31.2	35.2	2.69	41.8	23.7	18.1	0.38	30.6	1.92	1.47	Sét, xám trắng, nâu vàng, dẻo cứng	CL - Lean clay	CL - CLAY of intermediate plasticity						
L46	29.8	30.0	31.0	48.8	20.2	2.68	42.9	30.3	12.6	0.71	39.2	1.76	1.26	Sét pha, nâu, dẻo mềm	ML - Silt	ML - SILT of intermediate plasticity						
L51	7.00	7.50	55.0	29.0	16.0	2.68	24.6	17.4	7.2	0.78	23.0	1.94	1.58	Sét pha, xám ghi, xám xanh, dẻo chảy	CL - Sand lean clay	CLS - Sandy CLAY of low plasticity						

Bảng 3. Phân loại mẫu đất rời theo các tiêu chuẩn khác nhau

Số hiệu mẫu - <i>Symbol of sample</i>	Độ sâu - <i>Depth</i>	Thành phần hạt - Partical size (mm)											Khối lượng riêng - <i>Specific gravity</i>	Phân loại đất - <i>Classification of Soils</i> (Theo TC ASTM)	Phân loại đất - <i>Classification of Soils</i> (Theo TC BS)
		Cuội sỏi - <i>Gravel</i>			Cát - <i>Sand</i>					Bụi - <i>Silt</i>					
		>10	5.0-10	2.0-5.0	1.0-2.0	0.5-1.0	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	> 0.005			
(m)	(%)	g/cm ³													
L11	19.00 19.45	17.7 17.2	7.2	8.6	12.1	16.9	10.3	10.0				2.65	Cát lẫn sỏi sạn	SP-SM- Poorly graded sand with silt	SP - Poorly graded SAND
L12	21.00 21.45	17.7 17.2	7.2	9.1	12.3	16.4	10.3	9.8				2.65	Cát lẫn sỏi sạn	SP-SM- Poorly graded sand with silt	SP - Poorly graded SAND
L13	23.00 23.45	17.7 17.3	7.3	8.5	12.9	16.4	10.1	9.9				2.66	Cát lẫn sỏi sạn	SP-SM- Poorly graded sand with silt	SP - Poorly graded SAND
L14	25.00 25.45	17.8 17.3	7.3	9.1	12.1	16.3	10.4	9.7				2.65	Cát lẫn sỏi sạn	SP-SM- Poorly graded sand with silt	SP - Poorly graded SAND
L15	27.00 27.45	17.8 17.5	6.8	8.6	11.8	17.3	10.4	9.8				2.65	Cát lẫn sỏi sạn	SP-SM- Poorly graded sand with silt	SP - Poorly graded SAND
L71	19.00 19.45		0.3	6.8	7.9	35.7	17.5	10.4	12.6	2.0		2.65	Cát hạt nhỏ	SM - Silty sand	SML - Very silty SAND (silt of low)
L72	21.00 21.45		13.5	31.4	9.0	11.0	10.1	7.4	17.6			2.67	Cát hạt nhỏ	SM - Silty sand	SML - Very silty SAND (silt of low)
L73	23.00 23.45		13.6	31.3	9.0	11.0	9.9	7.4	17.8			2.65	Cát hạt nhỏ	SM - Silty sand	SML - Very silty SAND (silt of low)

Số hiệu mẫu - <i>Symbol of sample</i>	Độ sâu - <i>Depth</i>		Thành phần hạt - Partical size (mm)										Khối lượng riêng - <i>Specific gravity</i>	Phân loại đất - <i>Classification of Soils</i> (Theo TC BS)	Phân loại đất - <i>Classification of Soils</i> (Theo TC ASTM)	Phân loại đất - <i>Classification of Soils</i>
L74	25.00	25.45	(%)										g/cm ³	Cát hạt nhỏ	SM - Silty sand	SML - Very silty SAND (silt of low)
L43	23.00	23.45	2.5	15.2	34.8	18.4	10.9	8.0	3.1	7.1			2.65	Cát thô	SW-SM- Well - graded sand with silt and gravel	GP - Poorly graded GRAVEL
L44	25.00	25.45	2.6	15.2	34.6	17.8	11.3	8.3	3.0	7.2			2.65	Cát thô	SW-SM- Well - graded sand with silt and gravel	GP - Poorly graded GRAVEL