NGHIÊN CỨU PHƯƠNG PHÁP CẢI TIẾN TRONG TÍNH TOÁN BIẾN DẠNG CỦA KHỐI ĐẤT YẾU ĐƯỢC GIA CỐ TRỤ ĐẤT XI MĂNG

LÊ BÁ VINH[*]
VÕ PHÁN[**]
NGUYỄN TẤN BẢO LONG[***]

Study on the modified method to calculate settlement of the soft soil improved by soil cement columns

Abstract: *Settlement S_1 of the soft soil block improved by soil-cement columns is usually calculated by the basic theory of elasticity through Hooke' law. This calculation is very simple, because it ignores the surrounding friction of the reinforcement block, the stress reduction with depth, and modulus of deformation of improved block is calculated without the interaction between columns and soft soil. This paper proposes a method which takes into account the above-mentioned factors to determine the settlement of the soft soil block improved by soil-cement columns.*

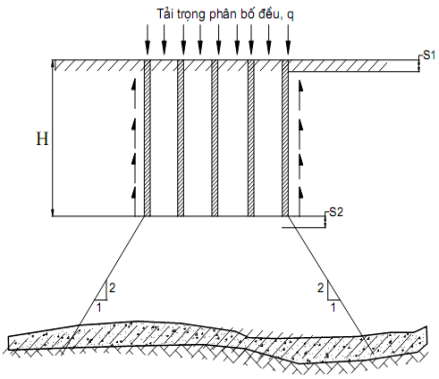
1. GIỚI THIỆU

Ngày nay công nghệ đất trộn xi măng đã rất phổ biến và đem lại hiệu quả cao trong việc xử lí nền đất yếu. Tuy nhiên các cơ sở lý thuyết để tính toán biến dạng của nền đất yếu gia cố trụ đất xi măng vẫn chưa nhiều, đặc biệt là ở Việt Nam. Do đó việc nghiên cứu về cơ sở lý thuyết để tính toán biến dạng là rất cần thiết. Hiện nay, khi tính độ lún S_1 của bản thân khối đất yếu được gia cố trụ đất xi măng, hầu hết các phương pháp đều tính theo lý thuyết đàn hồi thông qua định luật Hooke, $\varepsilon=\sigma/E$. Khi đó độ lún S_1 được tính đơn giản, không xét đến ảnh hưởng của ma sát xung quanh khối gia cố, không xét đến sự giảm ứng suất theo độ sâu và mô đun biến dạng của khối gia cố chỉ được tính trung bình, không xét đến tương tác giữa trụ và đất. Rõ ràng tính như thế sẽ chưa đúng với thực tế, vì trong thực tế phản ứng thủy hóa xi măng sẽ làm mất nước trong nền, đồng nghĩa với việc ma sát giữa trụ và đất tăng đáng kể. Ngoài ra, ảnh hưởng của tải trọng ngoài sẽ giảm dần theo độ sâu. Vì vậy để có được độ lún chính xác khi tính lún cho nền đất yếu gia cố trụ đất xi măng, cần có phương pháp phù hợp để tính biến dạng của bản thân khối gia cố. Trong bài báo này, tác giả đề xuất công thức hiệu chỉnh để tính biến dạng của bản thân khối gia cố, sau đó sử dụng số liệu quan trắc thực tế và phương pháp phần tử hữu hạn để kiểm chứng lại công thức giải tích đã đề xuất.

2. BIẾN DẠNG CỦA KHỐI ĐẤT YẾU ĐƯỢC GIA CỐ BẰNG TRỤ ĐẤT XI MĂNG

Độ lún của nền đất yếu gia cố trụ đất xi măng được tính bằng tổng độ lún S_1 của bản thân khối gia cố và độ lún S_2 của nền đất bên dưới khối gia cố như trong hình 1.

[*] *Trường Đại học Bách khoa Tp. HCM, 268 Lý Thường Kiệt, Q.10, Tp. HCM,*
[**] *Trường Đại học Bách khoa Tp. HCM, 268 Lý Thường Kiệt, Q.10, Tp. HCM,*
[***] *Trường Đại Học Tiền Giang*
ĐT: 0913641432
Email: nguyentanbaolong@yahoo.com



Hình 1. Các độ lún thành phần của nền gia cố

Theo các phương pháp tính hiện nay, độ lún S_1 của bản thân khối gia cố được tính đơn giản như sau:

$$S_1 = \frac{qH}{E_{tb}} = \frac{qH}{aE_C + (1-a)E_S} \quad (1)$$

Trong đó:

S_1 – độ lún của bản thân khối gia cố;

q – tải trọng phân bố trên khối gia cố;

H – chiều dày khối gia cố;

a – tỷ diện tích thay thế;

E_c – mô đun đàn hồi vật liệu trụ;

E_s – mô đun biến dạng của đất xung quanh trụ.

Theo cách tính này thì độ lún S_1 của bản thân khối gia cố được tính dựa trên định luật Hooke: $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$, trong đó bỏ qua ma sát thành của khối gia cố, và ứng suất do tải trọng ngoài không thay đổi theo chiều sâu, trong khi theo thực tế thì ma sát thành của khối gia cố vẫn tồn tại dù khá nhỏ và ứng suất do tải trọng ngoài sẽ giảm dần theo chiều sâu.

Trong bài báo này, một phương pháp tính được đề xuất với sự hiệu chỉnh công thức tính lún ở trên bằng cách xét thêm: ma sát xung quanh khối gia cố, sự giảm dần ảnh hưởng của tải trọng ngoài và sử dụng module biến dạng trung bình của khối gia cố phù hợp hơn.

3. PHƯƠNG PHÁP CẢI TIẾN ĐỂ TÍNH TOÁN BIẾN DẠNG CỦA KHỐI ĐẤT YẾU ĐƯỢC GIA CỐ BẰNG TRỤ ĐẤT XI MĂNG

Theo Alen [4], phương trình phân bố ứng suất trong khối gia cố (do Alen cải tiến từ công thức của Boussinesq):

$$I(B,x,z) = \frac{1}{\pi}\left[2z.\frac{B+2x}{4z^2+(B+2x)^2} + arctg\left(\frac{B+2x}{2z}\right) + 2z.\frac{B-2x}{4z^2+(B-2x)^2} + arctg\left(\frac{B-2x}{2z}\right)\right] \quad ((2)$$

Ứng suất theo độ sâu trong khối gia cố do tải trọng ngoài q tạo ra:

$$\sigma(q,B,x,z) = q.I(B,x,z) \quad (3)$$

Ma sát đơn vị xung quanh khối gia cố được tính như sau:

$$f_s = (1-\sin\varphi)\sigma_v^{'} tg\varphi + c \quad (4)$$

Trong đó:

c, φ lần lượt là lực dính và góc ma sát trong của đất yếu xung quanh trụ.

Mô đun biến dạng của khối gia cố (do H.Ochiai & M.D.Boton đề xuất năm 1994) được tính như sau:

$$E_{block} = \frac{(b-1)a+1}{\frac{ab}{E_c} + \frac{1-a}{E_s}} \quad (5)$$

$$b = \left(\frac{E_c}{E_s}\right)^{1-m} \quad (6)$$

Trong đó:

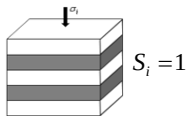
E_{block} – mô đun biến dạng của khối gia cố;

a – tỷ diên tích thay thế;

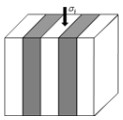
b – hệ số tập trung ứng suất;

m = 1- S_i phụ thuộc hệ số poison của đất;

S_i được xác định dựa theo hình dạng của đất trộn xi măng (hình 2,3,4,5):

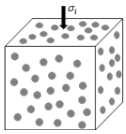


Hình 2. Đất- xi măng là những lớp ngang



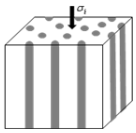
$$S_i = 0$$

Hình 3. Đất- xi măng là những lớp đứng



$$S_i = \frac{7-5\nu_s}{15(1-\nu_s)}$$

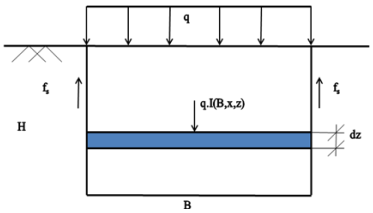
Hình 4. Đất- xi măng là những khối cầu



$$S_i = \frac{5-4\nu_s}{8(1-\nu_s)}$$

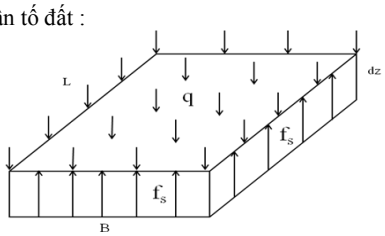
Hình 5. Đất- xi măng là những khối trụ

Xét khối đất yếu có chiều rộng B, chiều dài L, chiều cao H được gia cố bằng các khối đất xi măng hình trụ:



Hình 6. Sơ đồ tính lún cho khối gia cố

Chia khối gia cố thành nhiều lớp phân tố có chiều dày dz. Xét lực đứng tác dụng lên 1 lớp phân tố đất :



Hình 7. Lớp phân tố đất gia cố có chiều dày dz

Biến dạng tương đối của lớp phân tố được tính như sau:

$$\varepsilon = \frac{q.I(B,x,z).B.L - f_s.2(B+L).dz}{B.L.E_{block}} \quad (7)$$

$$\rightarrow dS = \varepsilon.dz \quad (8)$$

$$\rightarrow S = \int_0^H dS = \int_0^H \left[\frac{q.I(B,x,z).B.L - f_s.2(B+L)dz}{B.L.E_{block}}\right]dz \quad (9)$$

Xét những điểm nằm trên trục qua tâm diên chịu tải, khi đó x = 0:

$$\rightarrow S = \int_0^H \left[\frac{q.I(B,0,z).B.L - f_s.2(B+L)dz}{B.L.E_{block}}\right]dz \quad (10)$$

$$\rightarrow S = \frac{1}{E_{block}}\left[\int_0^H q.I(B,z)dz - \int_0^H f_s \frac{2(B+L)}{B.L}dz\right] \quad (11)$$

Đặt: $S_1 = \int_0^H q.I(B,z)dz \quad S_2 = \frac{2(B+L)}{B.L}\int_0^H f_s dz$

$$\rightarrow S_1 = \frac{2q}{\pi}\left[\int_0^H \frac{2zB}{4z^2+B^2}dz + \int_0^H arctg\left(\frac{B}{2z}\right)dz\right] \quad (12)$$

Đặt: $I_1 = \int_D \frac{2zB}{4z^2+B^2}dz \quad I_2 = \int_D arctg\left(\frac{B}{2z}\right)dz$

$$\rightarrow I_1 = \frac{B}{4}\left[\ln\left(4z^2+B^2\right)\right]_0^H \quad (13)$$

$$\rightarrow I_2 = \left[z.arctg\left(\frac{B}{2z}\right) - \frac{B}{8}\left\{\ln\left(4z^2+B^2\right)\right\}\right]_0^H \quad (14)$$

$$\rightarrow S_1 = \frac{2q}{\pi}\left[z.arctg\left(\frac{B}{2z}\right) + \frac{B}{8}\ln(4z^2+B^2)\right]_0^H \quad (15)$$

Ta có: $S_i = 1$

$$S_2 = \frac{2(B+L)}{B.L}\int_0^H f_s dz$$

$$\rightarrow S_2 = \frac{2(B+L)}{B.L}\left[\frac{1}{2}(1-\sin\varphi)tg\varphi.\gamma.z^2 + cz\right]_0^H \quad (16)$$

$$S_2 = \frac{2(B+L)}{B.L}\int_0^H f_s dz$$

Từ các phương trình (15) và (16)

$$\rightarrow S = \frac{2q}{\pi E_{block}}\left[z.arctg\left(\frac{B}{2z}\right) + \frac{B}{8}\ln\left(4z^2 + B^2\right) - m_1 z^2 - \frac{(B+L)\pi z}{BLq} + m_2\right]_0^H \quad (17)$$

Với:

$$m_1 = \frac{B+L}{BL}\frac{\pi}{2q}(1-\sin\varphi)tg\varphi.\gamma + 1 \quad (18)$$

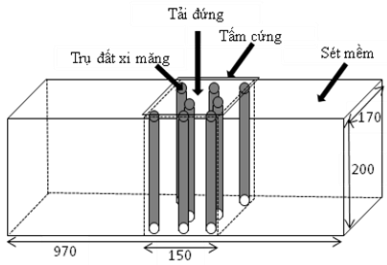
$$m_2 = -\frac{B}{8}\ln B^2 \quad (19)$$

Từ các phương trình (17), (18), (19), ta có thể tính được độ lún S_1 của bản thân khối gia cố.

4. KIỂM CHỨNG PHƯƠNG PHÁP ĐỀ XUẤT BẰNG CÁC MÔ HÌNH

4.1. Kiểm chứng bằng mô hình thí nghiệm của M.D.Bolton (đại học Cambridge)

Theo đó M.D.Bolton đã tạo 8 trụ đất xi măng đường kính 30mm, dài 200mm trong hộp vách kính. Xi măng Portland được trộn với hàm lượng 15kg/m^3 vào trong sét Kaolin. Tải trọng thẳng đứng được gia tăng từ 0.96 đến 25kPa thông qua tấm cứng đặt trên đầu trụ (hình 8) và các thông số đất như trong bảng 1.



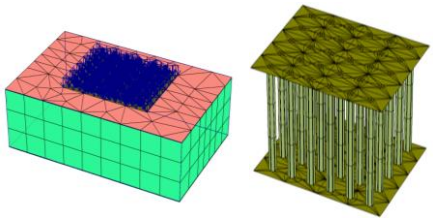
Hình 8. Mô hình thí nghiệm của Bolton

Bảng 1. Thông số vật liệu của Bolton

Loại vật liệu	E (kPa)	ν	c (kPa)	Φ (º)	a(%)
Đất xi măng	17262	0.4	29.96	35	22
Sét Kaolin	4171	0.49	2.66	0	

Kiểm chứng bằng phương pháp phần tử hữu hạn

Mô hình gồm 30 trụ đất xi măng, trên đầu và dưới mũi cột là 2 tấm cứng bằng bê tông dày 10cm, tải phân bố tác dụng lên tấm cứng là q= 7.5KN/m^2 (hình 9).



Hình 9. Mô hình tính toán trong Plaxis 3DF

Bảng 2. Thông số vật liệu trong Plaxis

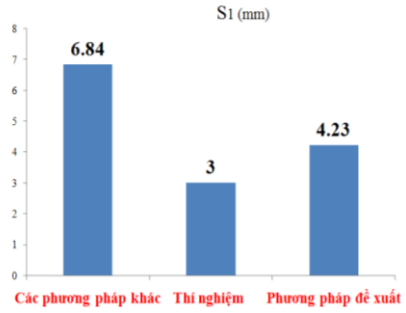
Vật liệu	Mô hình	Các thông số
Đất đắp	Mohr-Coulomb	E=4(Mpa), c=10 (kPa), φ=25, ν=0.3, H=3m, γ=18(kN/m^3), k_v=k_h=10$^-$9 (m/sec)
Đất yếu	Mohr-Coulomb	E=1.5(Mpa), c=10(kPa), φ=0, γ=16(kN/m^3), ν=0.495, H=15m, k_v=k_h=10$^-$9(m/sec)
Trụ đất-xi măng	Mohr-Coulomb	E=50(Mpa), c=80(kPa), φ=35,γ=17(kN/m^3), ν=0.495,H=10m, k_v=k_h=10^{-10} (m/sec)

Bảng 3. Tổng hợp số liệu tính toán S_1

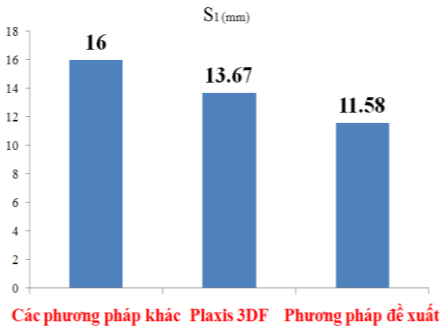
q (kN/m^2)	7.5			
H (m)	10			
Ec (kPa)	5e4			
Es (kPa)	1.5e3			
a (%)	6.5	8.6	10.87	16.97
B (m)	10			
L (m)	12			
c(kN/m^2)	10			

5. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN

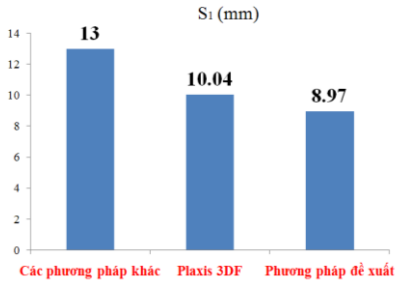
Biểu đồ so sánh kết quả thu được từ cách tính theo các phương pháp khác, theo công thức đề xuất với kết quả từ mô hình thí nghiệm của Bolton được thể hiện trong hình 10. Biểu đồ so sánh kết quả thu được từ cách tính theo các phương pháp khác, theo công thức đề xuất với kết quả từ Plaxis cho các trường hợp nền đất gia cố có 30 trụ, 40 trụ, 50 trụ, 60 trụ được thể hiện trong các hình 11, 12, 13, 14.



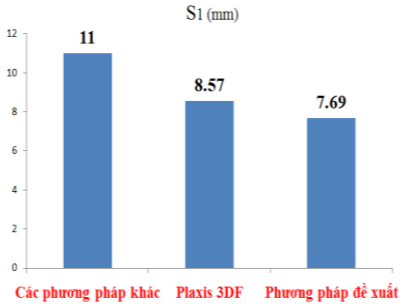
Hình 10. So sánh kết quả tính lún theo các phương pháp với kết quả từ thí nghiệm



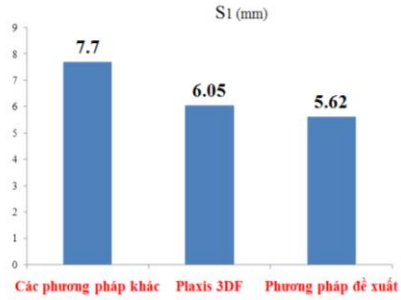
Hình 11. So sánh kết quả tính lún theo các phương pháp với kết quả từ Plaxis cho trường hợp 30 trụ



Hình 12. So sánh kết quả tính lún theo các phương pháp với kết quả từ Plaxis cho trường hợp 40 trụ



Hình 13. So sánh kết quả tính lún theo các phương pháp với kết quả từ Plaxis cho trường hợp 50 trụ



Hình 14. So sánh kết quả tính lún theo các phương pháp với kết quả từ Plaxis cho trường hợp 60 trụ

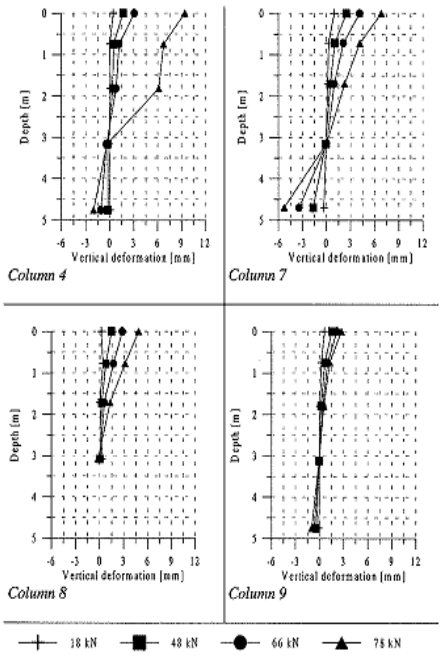
*** Nhận xét:**

Qua các biểu đồ trong hình 10, 11, 12, 13, 14 ta thấy kết quả tính toán độ lún S_1 thu được từ công thức đề xuất nhỏ hơn kết quả thu được từ các phương pháp khác và gần sát với kết quả thu được từ mô hình thí nghiệm, hay xấp xỉ với kết quả thu được từ Plaxis. Cụ thể trong hình 10 kết quả thu được từ công thức đề xuất lớn hơn kết quả thu được từ mô hình thí nghiệm của Bolton 29%, và nhỏ hơn kết quả thu được từ các phương pháp khác 38%. Trong các hình 11, 12, 13, 14 kết quả thu được từ công thức đề xuất nhỏ hơn kết quả thu được từ các phương pháp khác khoảng (27 ÷31)% và nhỏ hơn kết quả thu được từ Plaxis khoảng (7÷10)%. Qua đó cho thấy phương pháp đề xuất cho kết quả xấp xỉ với kết quả từ Plaxis, thể hiện được những ứng xử thực tế của khối đất yếu gia cố trụ đất xi măng.

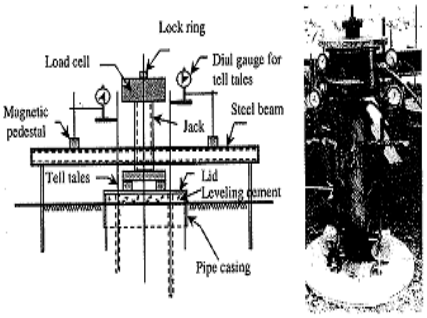
6. PHÂN TÍCH CÁCH XÁC ĐỊNH MÔ ĐUN ĐÀN HỒI CỦA VẬT LIỆU TRỤ ĐẤT XI MĂNG

Theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9403:2012 [1], khi tính toán độ lún S_1 của khối gia cố, thì thông số E_c là mô đun đàn hồi của vật liệu trụ. Theo như một số đề xuất giá trị mô đun đàn hồi này có thể được lấy từ thí nghiệm nén một trục có nở hông vì đây là thí nghiệm đơn giản và rất phổ biến. Tuy nhiên với cách xác định như vậy thì thật sự là chưa phù hợp vì thực tế ngoài hiện trường xung quanh các trụ đất xi măng còn có áp lực ngang của đất nền, còn trong thí nghiệm nén một trục có nở hông thì không có áp lực xung quanh mẫu thí nghiệm. Do vậy, đây là một trong những nguyên nhân gây ra sự khác biệt giữa giá trị mô đun đàn hồi của vật liệu trụ đất xi măng thực tế tại hiện trường và giá trị mô đun đàn hồi của vật liệu trụ đất xi măng thu được từ thí nghiệm nén một trục có nở hông. Nhiều kết quả thí nghiệm hiện trường đã cho thấy sự khác biệt này là đáng kể.

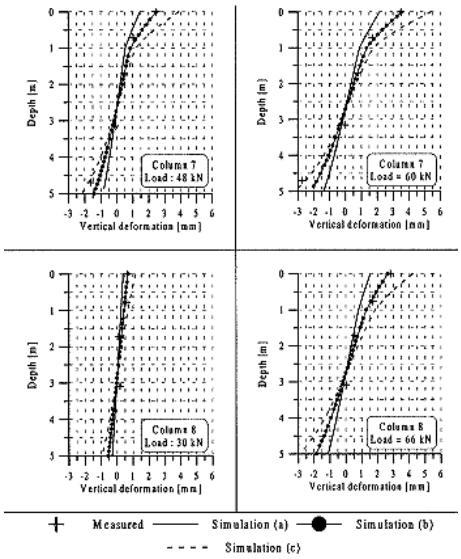
- Theo thí nghiệm hiện trường của Baker [7] tại công trường Loftaan miền nam Goteborg, Thụy Điển đã phân tích biến dạng theo độ sâu của trụ đất xi măng. Theo đó 30 trụ đất-vôi-xi măng đường kính 0.6m được đặt ở độ sâu 6m nhằm phục vụ cho các thí nghiệm khác nhau.



Hình 16. Kết quả thu được từ thí nghiệm hiện trường



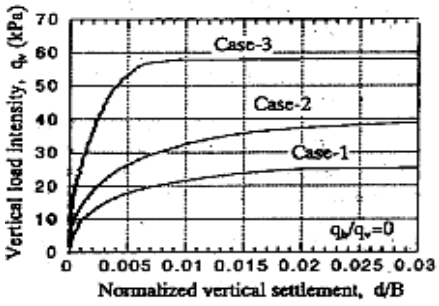
Hình 15. Thí nghiệm hiện trường của Baker



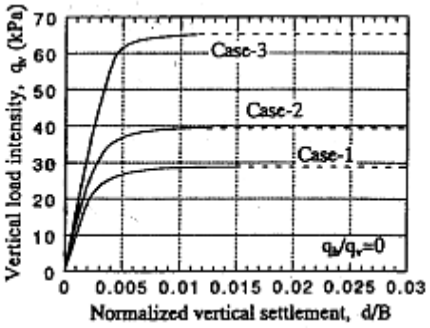
Hình 17. Kết quả thu được từ mô phỏng số.

Thí nghiệm cho kết quả mô đun đàn hồi của vật liệu trụ thực tế ở hiện trường là E_c = 220 MPa, trong khi kết quả thí nghiệm nén đơn có E_c = 60MPa.

- Theo mô hình thí nghiệm trong phòng của M.D.Bolton có mô đun đàn hồi của vật liệu trụ thực tế ở hiện trường là E_c = 65,3 MPa, trong khi kết quả thí nghiệm nén đơn cho kết quả E_c = 17,26MPa.

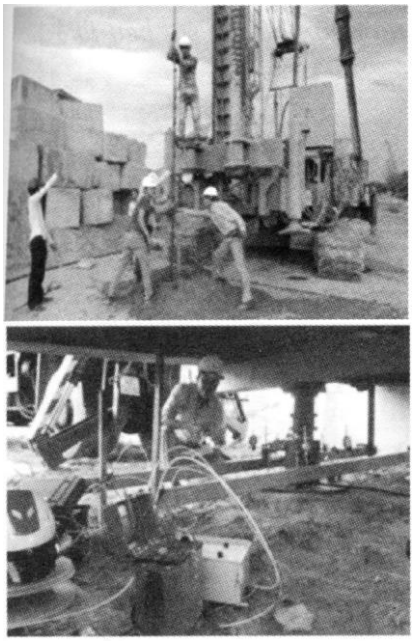


Hình 18. Kết quả thu được từ thí nghiệm trong phòng của M.D.Bolton



Hình 19. Kết quả thu được từ mô phỏng số của M.D.Bolton

- Theo thí nghiệm hiện trường tại quận Liên Chiểu thành phố Đà Nẵng [2] với trụ đất xi măng chiều dài 7,5 m, hàm lượng xi măng 360kg/m^3 được nén tĩnh sử dụng thiết bị đo biến dạng dọc trục là strain gage Geokon 9411,



Hình 20. Mô hình thí nghiệm hiện trường của GS.TS Nguyễn Trường Tiến

Thí nghiệm cho kết quả mô đun đàn hồi của vật liệu trụ thực tế ở hiện trường là E_c = 2130 MPa, trong khi kết quả thí nghiệm nén đơn có E_c = 1000Mpa.

Từ những số liệu thí nghiệm hiện trường nêu trên cho thấy có sự chênh lệch đáng kể, từ (2,1÷3,7) lần, giữa mô đun đàn hồi của vật liệu trụ thực tế ở hiện trường và mô đun đàn hồi của vật liệu trụ thu được từ kết quả thí nghiệm nén đơn.

7. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Trong việc tính toán ứng suất, biến dạng của nền đất yếu được gia cố bằng các trụ đất xi măng theo một số phương pháp hiện nay, cụ thể là tính toán độ lún độ lún S_1 của bản thân khối gia cố được tính dựa trên định luật Hooke $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$ bỏ qua ma sát thành của khối gia cố, và ảnh hưởng của tải trọng ngoài xem như không giảm theo chiều sâu, trong khi theo thực tế thì ma sát thành của khối gia cố vẫn tồn tại dù khá nhỏ và ứng suất do tải trọng ngoài gây ra sẽ giảm dần theo chiều sâu. Khi tính toán như thế sẽ cho kết quả khá an toàn, với kết quả độ lún của khối gia cố lớn hơn từ 25% đến 35% kết quả thực tế tùy theo độ lớn của tỷ diện tích thay thế. Thật vậy khi số lượng trụ càng nhiều thì ma sát xung quanh khối gia cố càng lớn và phản ứng thủy hóa xi măng càng nhiều làm cho nền tăng khả năng chịu lực nên độ sai lệch giữa các phương pháp càng lớn. Cho nên, tính toán theo cách này sẽ không kinh tế, đặc biệt đối với các công trình đường, khối lượng thi công rất lớn.

- Với phương pháp cải tiến được đề xuất trong bài báo này, đã có xét đến ma sát của đất xung quanh khối gia cố và sự giảm của ứng suất do tải ngoài gây ra trong vùng đất được gia cố. Các kết quả phân tích thu được từ phương pháp cải tiến bước đầu cho thấy sự phù hợp với biến dạng thực tế của nền đất được gia cố bằng các trụ xi măng đất.

- Khi tính toán độ lún S_1 của khối gia cố, nếu lấy giá trị mô đun đàn hồi của vật liệu trụ từ thí nghiệm nén một trục có nở hông thì thật sự là chưa phù hợp vì thực tế ngoài hiện trường xung quanh các trụ đất xi măng còn có áp lực ngang của đất nền, còn trong thí nghiệm nén một trục có nở hông thì không có áp lực xung quanh mẫu thí nghiệm. Do vậy, đây là một trong những nguyên nhân gây ra sự khác biệt giữa giá trị mô đun đàn hồi của vật liệu trụ đất xi măng thực tế tại hiện trường và giá trị mô đun đàn hồi của vật liệu trụ đất xi măng thu được từ thí nghiệm nén một trục có nở hông. Từ những số liệu thí nghiệm hiện trường nêu trên cho thấy có sự chênh lệch đáng kể, từ (2,1÷3,7) lần, giữa mô đun đàn hồi của vật liệu trụ thực tế ở hiện trường và mô đun đàn hồi của vật liệu trụ thu được từ kết quả thí nghiệm nén đơn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1]Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 9403-2012, Gia cố đất nền yếu – Phương pháp trụ đất xi măng.

[2]Đỗ Hữu Đạo, Phan Cao Thọ, Nguyễn Trường Tiến. "Xác định hệ số sức chịu tải của cọc đất xi măng thông qua mô hình thí nghiệm Full scale với thiết bị đo biến dạng dọc trục", Tạp chí Địa Kỹ thuật số 3-2014, năm 2014.

[3] Alamgir."Stress–Strain distribution in embankment reinforced by columnar inclusion" (1996).

[4] Alen, C. "Lime/Cement Column Stabilized Soil – A New Model for Settlement Calculation" (2010).

[5] Hakan Bredenberg, Goran Holm, Bengt B.Broms. " Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization".

[6]John P.Carter. " Deformation Analysis In Soft Ground Improvement" (2011).

[7] Sadek Baker. "Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay" (2000).

Người phản biện: TS. NGUYỄN ANH DŨNG