

MỘT SỐ KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU ẢNH HƯỞNG CỦA TỐC ĐỘ ĐẤP GIA TẢI ĐẾN BIẾN DẠNG VÀ KHẢ NĂNG CHỊU TẢI CỦA NỀN ĐƯỜNG ĐẤP TRÊN ĐẤT YẾU

SEVERAL RESEARCHING RESULTS ON INFLUENCE OF FILLING TIME TO DEFORMATION AND LOAD-BEARING CAPACITY OF EMBANKMENT OVER SOFT SOIL

Nguyễn Thu Hà

Trường Đại học Bách khoa, Đại học Đà Nẵng; thuhabkdn@gmail.com

Tóm tắt - Nền đường đắp trên đất yếu là vấn đề được nhiều nước trên thế giới quan tâm nghiên cứu, bởi đây là trường hợp thường gặp trong lĩnh vực xây dựng các công trình giao thông. Khi xây dựng nền đường đắp trên đất yếu bằng phương pháp đắp gia tải tính biến dạng và độ ổn định của nền đường phụ thuộc vào nhiều yếu tố, trong đó tốc độ đắp là một yếu tố rất quan trọng. Bài báo này trình bày tóm tắt cơ sở lý thuyết tính toán nền đắp trên đất yếu và một số kết quả nghiên cứu thực nghiệm xác định sức chống cắt của đất yếu bằng máy nén 3 trục theo các sơ đồ cắt khác nhau. Từ đó, tác giả phân tích các cơ sở lý thuyết và thực nghiệm để đánh giá ảnh hưởng của tốc độ đắp gia tải đến biến dạng và khả năng chịu tải của nền đường đắp trên đất yếu.

Từ khóa - nền đắp trên đất yếu; gia tải trước; chiều cao đắp; độ lún; ổn định trượt; sức chống cắt; lún cổ kết.

Abstract - The embankment on soft soil is a problem that is regarding and researching in most countries, because this is the common case in transport construction area. As the embankment is constructed on soft soil by loading filling method, deformation and stability of embankment depend on many different factors and one of them is filling time. This paper present briefly basics of calculated theory for embankment on soft soil and some researching results from laboratory experiments to determine shear strength of weak soil through three-axis compressive machine by many different cases. From that, author carried-out analyse basics of theory and experiment to examine the influence of loading filling time to the deformation and load-bearing capacity of embankment on soft soil.

Key words - Embankment on soft soil; in preload; embankment height; settlement; stable sliding; shear strength; consolidation settlement.

1. Đặt vấn đề

Theo báo cáo về các sự cố công trình nền đường ô tô xây dựng trên vùng đất yếu trong những năm gần đây, các vấn đề mắc phải của nền đường đắp trên đất yếu trong thời gian qua ở Việt Nam chủ yếu dưới dạng nền đường bị lún sụp - trượt trôi và ở dạng lún kéo dài ảnh hưởng lớn đến chất lượng khai thác đường. Các sự cố lún sụp - trượt trôi xảy ra chủ yếu do tốc độ đắp nền đường tăng nhanh đột ngột. Còn các sự cố ở dạng lún kéo dài chủ yếu do thời gian gia tải trước quá ngắn. Ví dụ như nhiều đoạn nền đường đắp trên đất yếu tuyến Pháp Vân - Cầu Giẽ trên QL1A (đoạn cửa ngõ Hà Nội), mặc dù đã được xử lý và không xuất hiện các vết nứt, nhưng biến dạng lún vẫn còn kéo dài. Theo số liệu quan trắc cho thấy, sau một năm đưa vào khai thác, nền vẫn lún thêm khoảng 40cm đến 60cm (trước đó trong quá trình đắp đã lún 1,6m đến 1,7m).

Bài báo này trình bày một số kết quả nghiên cứu về ảnh hưởng của tốc độ đắp gia tải đến biến dạng và khả năng chịu tải của nền đường đắp trên đất yếu, nhằm góp phần bổ sung thêm những sáng kiến, kinh nghiệm trong công tác xây dựng nền đắp trên đất yếu.

2. Cơ sở lý thuyết để đánh giá ảnh hưởng của tốc độ đắp gia tải đến biến dạng và khả năng chịu tải của nền đường đắp trên đất yếu

Khi xây dựng nền đắp trên đất yếu, tốc độ đắp đất nền nhanh hay chậm, phụ thuộc vào nhiều yếu tố và đảm bảo tất cả các điều kiện ổn định và biến dạng như Quy trình 22TCN 262 – 2000 quy định. Tốc độ đắp được thể hiện thông qua 2 đại lượng, đó là: chiều cao của nền đắp theo giai đoạn và thời gian chờ lún giữa các giai đoạn đắp.

2.1. Chiều cao của nền đắp

Khi xác định chiều cao nền đắp theo giai đoạn thì cần xác định chiều cao đắp tối thiểu và chiều cao đắp lớn nhất. Chiều cao đắp lớn nhất là chiều cao mà vượt qua đó thì các điều kiện về ổn định, biến dạng, tốc độ lún của nền đường...vượt quá giới hạn cho phép theo Quy trình. Chiều cao đắp tối thiểu nhằm đảm bảo cho vùng hoạt động của nền đường có chế độ thủy nhiệt, độ bền và biến dạng ổn định. Như vậy, chiều cao đắp phải đủ lớn để tạo được áp lực gây lún, nhưng biến dạng khối đắp không vượt quá mức cho phép, để đảm bảo không ảnh hưởng đến vùng hoạt động của nền đường. Trường hợp nền đường đắp bằng đất sét thì chiều cao đắp gia tải phải đủ lớn thì quá trình thoát nước mới xảy ra.

Chiều cao tối thiểu được xác định theo biểu thức:

$$H_{\min} = H_a + H_{md} \quad (1)$$

Trong đó: H_a : chiều dày vùng hoạt động của nền đường, được xác định là trị số lớn nhất của điều kiện đất nền đường



Hình 1. Sự cố lún nền đường đắp trên đất yếu

Một ví dụ khác như sự cố nứt lún mặt đường tại Km83 với chiều dài 73m, một trong 10 đoạn xung yếu trên toàn tuyến cao tốc Nội Bài - Lào Cai. Theo qui trình xử lý đất yếu, phải đến cuối năm 2015 thì dự án mới hoàn thành. Tuy nhiên, dự án đã được thông xe và tháng 9/2014. Vì vậy, vết lún nứt trên tương đối lớn, nằm trên triền đá yên ngựa dưới tầng đất yếu có độ nghiêng 30°, với nền đường đắp cao từ 7m đến 9m...

không bị phá hoại của ứng suất cắt do tác động của tải trọng và đất nền đường không bị nén chặt thêm dưới tác dụng của ứng suất nén do tải trọng bản thân và tải trọng ngoài; H_{ma} : chiều cao mao dẫn của đất, phụ thuộc vào thành phần và trạng thái của đất. Theo [2], lấy H_{min} bằng 1,2m đến 1,5m.

Chiều cao của nền đường đắp lớn nhất (H_{max}) thông thường được xác định sơ bộ với điều kiện hệ số ổn định lún trôi $F \geq 1.5$ [1]. Như vậy, H_{max} được xác định như sau:

$$F = \frac{q_{max}}{q} = \frac{C_u \cdot N_c}{\gamma \cdot H} \quad (2)$$

Trong đó, q_{max} : áp lực lớn nhất mà nền đất yếu có thể chịu được; q : áp lực của nền đắp; C_u : lực dính không thoát nước của nền đất yếu; N_c : hệ số sức chịu tải của nền đất yếu được xác định bằng toán đồ Mandel và Salencom [1]; H : chiều cao của nền đắp; γ : dung trọng của đất đắp.

2.2. Thời gian chờ lún giữa các giai đoạn đắp

Nếu thời gian chờ lún càng ngắn thì đẩy nhanh tiến độ thi công công trình và ngược lại. Tuy nhiên, thời gian chờ lún giữa các giai đoạn đắp phụ thuộc vào tốc độ lún. Theo [2] - Quy trình 22TCN 262 - 2000, tốc độ lún cho phép không vượt quá 1cm/ngày đêm, nhưng thực tế nhiều công trình khi xử lý tốc độ lún 1,5cm/ngày đêm, nền vẫn đảm bảo ổn định. Độ lún của nền đường do 2 cơ chế gây ra: Nếu nở hông nhiều thì độ lún lớn, thể tích đất nền ít thay đổi, nhưng nguy cơ mất ổn định cao; Nếu thể tích giảm nhiều do quá trình thoát nước thì độ lún tăng nhanh, biến dạng lớn nhưng lại tăng hệ số an toàn.

Vì vậy trong quá trình đắp nền đường, nếu có giải pháp làm tiêu tán nhanh áp lực nước lỗ rỗng trong nền thì độ lún diễn ra nhanh, có thể không gây mất ổn định, mà ngược lại còn tăng hệ số an toàn cho nền đường đắp trên đất yếu, khi đó tốc độ đắp được rút ngắn đáng kể.

2.3. Các yếu tố liên quan đến độ lún cổ kết theo thời gian và sự gia tăng sức kháng cắt của đất yếu

Khi mới gia tải (đắp) trên nền đất sét yếu bão hòa nước, tại thời điểm $t=0$ thì áp lực nước lỗ rỗng là lớn nhất $u(z, t=0) = \sigma_z$. Trong quá trình cổ kết, nước trong lỗ rỗng thoát ra ngoài, u giảm dần, nền đất yếu dần dần, cổ kết và mức độ cổ kết tại mỗi vị trí trong nền được xác định theo biểu thức:

$$U(z, t) = 1 - \frac{u(z, t)}{\sigma_z} \quad (3)$$

Trong đó, $U(z, t)$: mức độ cổ kết của nền đất yếu bão hòa nước ở độ sâu z , tại thời điểm t ; σ_z : ứng suất do tải trọng nền đắp tại tim đường ở độ sâu z ; $u(z, t)$: áp lực nước lỗ rỗng trong đất yếu bão hòa nước ở độ sâu z , thời điểm t .

Tại mỗi thời điểm t , phần đất yếu phía trên (sát đáy nền đắp) thì u giảm nhanh hơn, dẫn đến u/σ_z nhỏ dần và mức độ cổ kết U sẽ lớn. Như vậy, khi z lớn thì U nhỏ và z nhỏ thì U lớn, hay U giảm dần theo chiều sâu.

Gọi z_{at} là chiều sâu vùng hoạt động cổ kết (HĐCK) tại thời điểm t (vùng có HĐCK sau khi đắp nền một khoảng thời gian t). Giả thiết tải trọng đắp phân bố đều vô hạn, khi đó theo [4] thì z_{at} được tính như sau:

$$z_{at} = 4 \sqrt{C_v \cdot t} \quad (4)$$

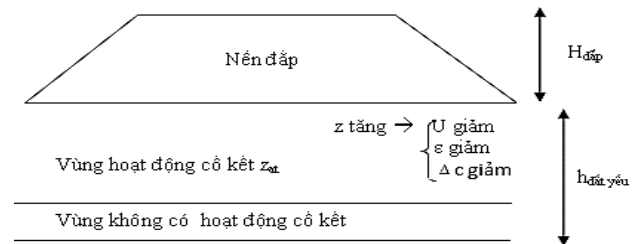
Trong đó: C_v là hệ số cổ kết đứng trong phạm vi z_{at}

(vùng xảy ra HĐCK chứ không phải trong vùng tính lún)

Phần đất yếu bên dưới z_{at} ở thời điểm t thì HĐCK diễn ra không đáng kể, nên coi như chưa xảy ra cổ kết. Như vậy, tại một thời điểm t bất kỳ, chỉ cần tính toán độ lún cổ kết và sự gia tăng cường độ chống cắt của đất yếu. Theo công thức (4), khi t tăng lên thì z_{at} tăng và z_{at} tăng đến khi $z_{at} = h$ (chiều sâu tính lún). Với $h = \min$ (vùng gây lún; tổng chiều dày các lớp đất yếu).

Đối với những trường hợp nền đường ô tô đắp trên đất yếu, coi như tải trọng đất đắp là tải trọng phân bố đều hình thang, bề rộng nền đường là B , chiều cao đắp là H , độ dốc mái taluy dao động thông thường trong phạm vi 1:1,5 đến 1:2. Khi đó, theo [4] thì z_{at} được tính như sau:

$$z_{at} = (3,15 - 0,0258H + 0,006B) \sqrt{C_v \cdot t} \quad (5)$$



Hình 2. Nền đắp trên đất yếu và vùng HĐCK (z_{at})

* Độ lún theo thời gian:

Theo Quy trình 22TCN 262-2000, độ lún cổ kết được tính toán trong vùng tính lún (h) tại thời điểm (t) như sau:

$$S_t = S_{\infty}^h \cdot U_{tb}^h \quad (6)$$

Tuy nhiên, theo quan điểm sử dụng vùng HĐCK, có thể tính độ lún cổ kết trong vùng HĐCK (z_{at}) tại thời điểm (t) như sau:

$$S_t = S_{\infty}^{z_{at}} \cdot U_{tb}^{z_{at}} \quad (7)$$

Tại cùng thời điểm t ta có: $z_{at} \leq h \rightarrow U^{z_{at}} \geq U^h$ và bên dưới vùng HĐCK thì độ lún rất nhỏ (không đáng kể). Qua kiểm toán nhiều trường hợp, thấy rằng độ lún cổ kết tính theo (7) lớn hơn độ lún cổ kết tính theo (6). Trong các trường hợp xử lý nền đất yếu bằng phương pháp đắp gia tải trước, thời gian chờ lún kéo dài, mà HĐCK vẫn chưa lan hết vùng tính lún, nhưng độ lún lại lớn, thế nên người ta thường rút ngắn thời gian chờ lún lại.

* Sự gia tăng cường độ chống cắt của đất yếu:

Theo [2] - Quy trình 22TCN 262-2000, sau một thời gian đắp nền, toàn bộ vùng tính lún h đạt được độ cổ kết trung bình U^h thì sức kháng cắt của toàn bộ vùng tính lún được tăng lên một lượng là:

$$\Delta c = \sigma_z \cdot U_{tb}^h \cdot tg \varphi_0 \quad (8)$$

Với: φ_0 là góc ma sát của đất yếu ở trạng thái tự nhiên.

Nếu tính toán trong vùng HĐCK thì sức kháng cắt của vùng HĐCK tăng lên một lượng theo thời gian và được tính như sau:

$$\Delta c = \sigma_z \cdot U_{tb}^{z_{at}} \cdot tg \varphi_0 \quad (9)$$

Sau khoảng thời gian t , nền đất yếu cổ kết thì toàn bộ nền đất yếu được chia làm hai vùng: vùng xảy ra HĐCK $z \leq z_{at}$ thì cường độ đất yếu tăng lên là Δc ; vùng còn lại có $z_{at} < z < h$ chưa có HĐCK, nền đất yếu chưa gia tăng

cường độ chống cắt.

Tương tự như phần tính toán độ lún cố kết theo thời gian nêu trên và qua nhiều kiểm toán thực tế thì thấy rằng độ tăng sức kháng cắt Δc tính từ công thức (9) lớn hơn Δc tính từ công thức (8).

Thông thường, trong khoảng thời gian thi công nền đường đắp trên đất yếu (thời gian từ 1 năm đến 2 năm) thì đất sét yếu bão hòa nước thường đạt được chiều sâu vùng HĐCK z_{at} là 4 đến 10m. Khi tính toán ổn định theo phương pháp mặt trượt trụ tròn thì mặt trượt thường khoét sâu vào đất nền khoảng 4 đến 5m. Như vậy, khi tính ổn định nền đường, có kể đến sự thay đổi của vùng HĐCK theo thời gian thì sẽ được hệ số ổn định cao hơn, và như vậy có lợi hơn về mặt giải pháp xử lý nền đất yếu (xử lý tiết kiệm hơn).

3. Cơ sở thực nghiệm để đánh giá ảnh hưởng của tốc độ đắp gia tải đến biến dạng và khả năng chịu tải của nền đường đắp trên đất yếu

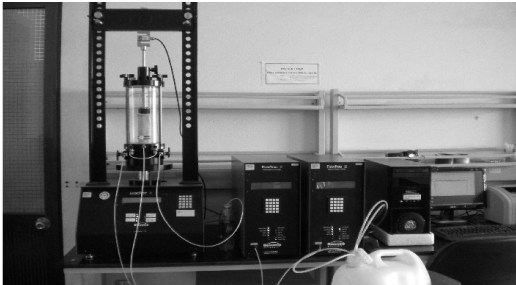
Khi xây dựng nền đắp trên đất yếu bằng phương pháp đắp gia tải, tính biến dạng và ổn định của nền đường phụ thuộc vào nhiều thông số. Trong đó, các thông số vật lý thông thường của đất được tiến hành làm thí nghiệm trong phòng theo các tiêu chuẩn hiện hành. Các thông số đặc trưng cho sức kháng cắt của đất yếu thì rất khó thực hiện trên các thiết bị nén đất trực tiếp. Vì vậy, tác giả sử dụng thí nghiệm nén 3 trục theo [5] - Quy trình thí nghiệm ASTM D4767-90 để xác định chỉ tiêu này. Các thông số này lại phụ thuộc vào tốc độ cắt trong quá trình làm thí nghiệm. Vì vậy, tác giả tiến hành thí nghiệm với các sơ đồ cắt khác nhau và tốc độ cắt khác nhau.

3.1. Thí nghiệm xác định sức chống cắt của đất yếu bằng máy nén 3 trục

Thí nghiệm nén 3 trục theo sơ đồ cắt nhanh không thoát nước (UU), nếu thay đổi tốc độ cắt, cắt càng nhanh thì sức kháng cắt của đất càng nhỏ. Thí nghiệm theo sơ đồ cắt nhanh cố kết (CU) và cắt chậm cố kết hoàn toàn (CD) thì khi thay đổi tốc độ cắt không làm ảnh hưởng đến sức kháng cắt của đất, nên tiến hành thí nghiệm theo trình tự Bảng 1 như sau:

Bảng 1. Tốc độ cắt đối với các thí nghiệm xác định sức chống cắt của đất yếu khi thí nghiệm theo sơ đồ cắt UU, CU, CD

TT	Ký hiệu mẫu	Sơ đồ thí nghiệm	Áp lực buồng nén σ_3 (kG/cm ²)			Tốc độ cắt (%/phút)
1	1-HV1	UU	0,5	1	2	0,25
2			0,5	1	2	0,5
3			0,5	1	2	1
4	1-HV1	CU	0,5	1	2	1
5	1-HV1	CD	0,5	1	2	1



Hình 3. Máy nén 3 trục đang làm việc



Hình 4. Hình dạng mẫu đất khi cắt

Mẫu đất thí nghiệm ký hiệu là 1-HV1 là loại đất sét, ở trạng thái dẻo mềm, bão hòa nước.

3.2. Kết quả thí nghiệm

Thí nghiệm trong phòng đối với cùng một loại đất yếu 1-HV1 cho kết quả như sau:

Bảng 2. Bảng tổng hợp kết quả thí nghiệm xác định sức kháng cắt của đất theo sơ đồ thí nghiệm UU, CU, CD

Sơ đồ	Áp lực buồng nén σ_3 (kG/cm ²)			Tốc độ cắt (%/phút)	Lực dính c (kG/cm ²)	Góc ma sát φ (độ)
UU	0,5	1	2	0,25	0,29	0°18'
	0,5	1	2	0,5	0,23	1°6'
	0,5	1	2	1	0,20	1°57'
CU	0,5	1	2	1	c = 0,14	$\varphi = 17^{\circ}29'$
					c' = 0,12	$\varphi' = 27^{\circ}18'$
CD	0,5	1	2	1	0,18	28°13'

Như vậy, xác định sức kháng cắt của đất theo các sơ đồ thí nghiệm khác nhau thì cho kết quả khác nhau rõ rệt.

3.2.1. Thí nghiệm cắt nhanh không cố kết (UU)

Mẫu đất không được cố kết dưới tác dụng của tải trọng, sau khi giai đoạn bão hòa xảy ra hoàn toàn thì chuyển sang giai đoạn cắt.

Trong thí nghiệm này, thực hiện cắt dưới sự điều khiển biến dạng, như vậy tốc độ cắt ở đây là tốc độ của sự thay đổi biến dạng dọc trục trên biến dạng phần trăm cho mỗi đơn vị thời gian.

Với cùng các cấp áp lực ngang như nhau, nếu tốc độ cắt (%/phút) trong quá trình thí nghiệm càng giảm thì lực dính không thoát nước c_u càng tăng, góc nội ma sát φ_u của đất yếu càng giảm. Trong trường hợp này, nói chung φ_u nhỏ (dẫn đến 0 khi tốc độ cắt nhỏ). Như vậy, khi tốc độ cắt càng nhỏ thì giá trị sức kháng cắt không thoát nước $S_u \sim c_u$ của đất càng lớn.

Bảng 3. Sự gia tăng cường độ chống cắt của đất khi tốc độ biến dạng giảm. Kết quả từ thí nghiệm theo sơ đồ cắt UU

Ký hiệu dao	Áp lực buồng σ_3 (kG/cm ²)	Tốc độ cắt (%/phút) (tốc độ biến dạng)	Ứng suất nén $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ (kG/cm ²)	Ứng suất cắt $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ (kG/cm ²)
1	0,5	0,25	0,79	0,29
		0,5	0,75	0,25
		1	0,72	0,22
2	1	0,25	1,30	0,30
		0,5	1,26	0,26
		1	1,25	0,25
3	2	0,25	2,30	0,30
		0,5	2,28	0,28
		1	2,27	0,27

3.2.2. Thí nghiệm cắt nhanh cố kết (CU)

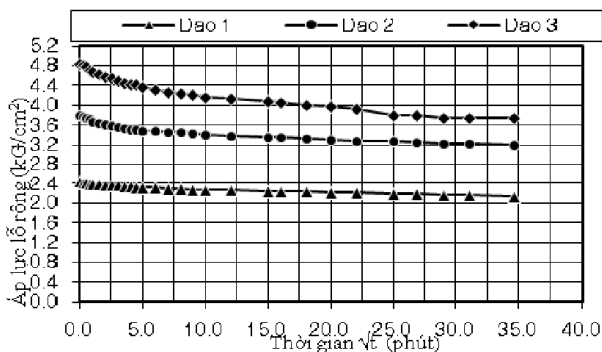
Kết quả thí nghiệm thu được lực dính c_{cu} giảm nhiều so với kết quả thí nghiệm từ sơ đồ UU ở trên, góc nội ma φ_{cu} lại tăng rất nhiều. Trường hợp này có xét đến áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình thí nghiệm. Trị số sức kháng cắt của đất tăng lên nhiều so với trường hợp cắt theo sơ đồ UU nêu trên. Thí nghiệm gồm 3 giai đoạn: Giai đoạn bão hòa, giai đoạn cố kết và giai đoạn cắt.

* Giai đoạn cố kết:

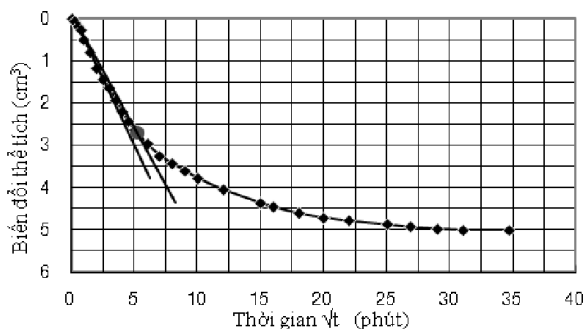
Trong giai đoạn này, áp lực nước trong lỗ rỗng giảm dần (áp lực lỗ rỗng giảm) theo thời gian. Nếu đạt cố kết 100% thì áp lực lỗ rỗng bằng áp lực ngược (áp lực nước trong lỗ rỗng bằng không).

Bảng 4. Kết quả thí nghiệm trong giai đoạn cố kết (CU)

Dao	1	2	3
Áp lực buồng kG/cm ²	0,5	1	2
Áp lực cố kết kG/cm ²	2,65	4,21	5,74
Áp lực lỗ rỗng tại t_0 kG/cm ²	2,45	3,81	4,84
Áp lực nước trong lỗ rỗng tại t_0 kG/cm ²	0,3	0,6	1,1
Thời gian cố kết 50% (t_{50}), phút	49	20,25	45
Thời gian cố kết 90% (t_{90}), phút	720	672,5	590
Biến dạng dọc trục (%)	14,66	15,74	11,17
Biến dạng thể tích (%)	7,42	10,20	16,01



Hình 5. Đồ thị biểu diễn quan hệ giữa thời gian và áp lực lỗ rỗng (áp lực ngược + áp lực nước trong lỗ rỗng) trong giai đoạn cố kết



Hình 6. Đồ thị biểu diễn quan hệ giữa thời gian và biến đổi thể tích mẫu trong trường hợp áp lực cố kết đứng là 0,5kG/cm² và áp lực cố kết ngang là 0,5kG/cm² (CU)

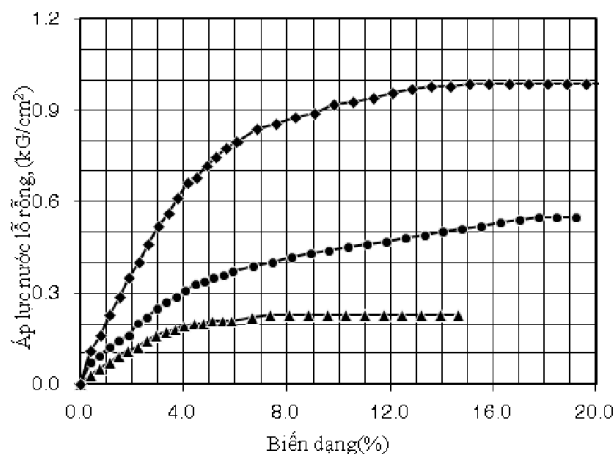
Nếu áp lực cố kết tăng thì áp lực nước trong lỗ rỗng tăng, khi đó thời gian để mẫu cố kết tăng, biến dạng (tốc độ biến dạng) của mẫu tăng và biến dạng thể tích tăng.

Giữ nguyên trị số áp lực cố kết, thời gian cố kết tăng lên thì áp lực lỗ rỗng giảm (áp lực nước trong lỗ rỗng giảm). Phần mềm thí nghiệm có thể tính toán thời gian cố kết tại các

thời điểm mong muốn, ví dụ như kết quả trình bày ở trên đã tính thời gian mẫu cố kết 50% và thời gian mẫu cố kết 90%.

* Giai đoạn cắt:

Ở giai đoạn này không cho mẫu thoát nước, ứng suất chính σ_1 tăng nhanh, ứng suất σ_3 không đổi và bằng áp lực cố kết. Áp lực nước tác dụng lên lỗ rỗng tăng từ 0 đến khi mẫu bị cắt hoàn toàn, đồng thời biến dạng của mẫu cũng tăng lên.



Hình 7. Đồ thị biểu diễn quan hệ biến dạng và áp lực nước lỗ rỗng trong giai đoạn cắt với áp lực cố kết đứng là 0,5kG/cm² và áp lực cố kết ngang là 0,5kG/cm² (CU)

3.2.3. Thí nghiệm cắt chậm cố kết hoàn toàn (CD)

Trường hợp này, đất yếu được cố kết hoàn toàn và độ chặt tăng lên tối đa, cho nên c' và φ' cùng tăng lên đáng kể. Vì vậy, sức kháng cắt của đất tăng lên so với trường hợp thí nghiệm theo sơ đồ CU.

* Giai đoạn cố kết:

Do áp lực cố kết nhỏ (cắt chậm) nên tốc độ cố kết chậm, thời gian cố kết lâu. Trong giai đoạn này, áp lực nước trong lỗ rỗng giảm dần (áp lực lỗ rỗng giảm) theo thời gian. Nếu đạt cố kết 100% thì áp lực nước trong lỗ rỗng bằng không. Nếu áp lực cố kết tăng lên thì áp lực nước trong lỗ rỗng tăng, thời gian để mẫu cố kết tăng, biến dạng (tốc độ biến dạng) của mẫu tăng và biến dạng thể tích tăng lên.

Giữ nguyên trị số áp lực cố kết, thời gian cố kết tăng lên thì áp lực lỗ rỗng giảm (áp lực nước trong lỗ rỗng giảm). Phần mềm thí nghiệm có thể tính toán thời gian cố kết tại các thời điểm mong muốn, ví dụ như kết quả trình bày ở trên đã tính thời gian mẫu cố kết 50% và thời gian mẫu cố kết 90%.

Bảng 5. Kết quả thí nghiệm trong giai đoạn cố kết (CD)

Dao	1	2	3
Áp lực cố kết kG/cm ²	0,5	1	2
Áp lực nước trong lỗ rỗng tại t_0 kG/cm ²	0,5	1	2
Thời gian cố kết 50% (t_{50}), phút	7,625	6,25	20,25
Thời gian cố kết 90% (t_{90}), phút	1440	984	720
Biến dạng dọc trục (%)	14,56	15,50	16,74
Biến dạng thể tích (%)	7,06	10,30	14,55

* Giai đoạn cắt:

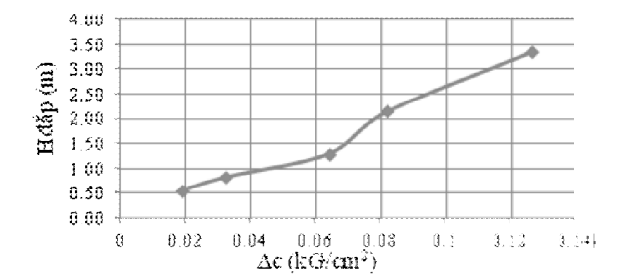
Ở giai đoạn này, mẫu thoát nước, ứng suất chính σ_1 tăng chậm, ứng suất σ_3 không đổi và bằng áp lực cố kết. Áp lực nước lỗ rỗng bằng không, biến dạng tăng dần.

4. Ảnh hưởng của tốc độ đắp gia tải đến biến dạng và khả năng chịu tải của nền đường đắp trên đất yếu

Trong xây dựng nền đắp trên đất yếu bằng phương pháp đắp gia tải, mục đích cuối cùng cần quan tâm đó là: *sức kháng cắt của đất yếu tăng lên, thời gian chờ lún giảm xuống*. Từ kết quả thí nghiệm, tính toán và xây dựng biểu đồ $f(H_{\text{đắp}}, \Delta c)$, $f(H_{\text{đắp}}, \epsilon)$, $f(H_{\text{đắp}}, \text{độ lún})$. Việc tính toán độ lún và sự gia tăng sức kháng cắt ở đây dựa vào quan điểm của vùng HDCK phân tích ở trên.

Bảng 6. Chiều cao đắp và sự gia tăng sức kháng cắt của đất

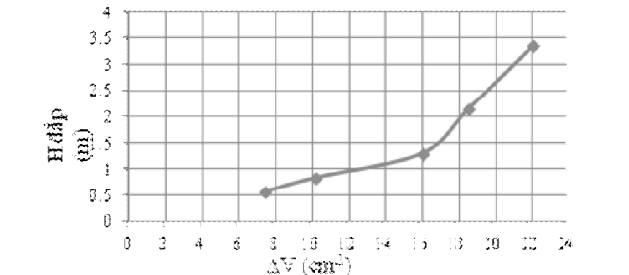
	Chiều cao đắp, $H_{\text{đắp}}$ (m)	Độ cố kết trung bình U_{th} (%) ($t=\text{const}$ cho 5 trường hợp)	Δc (kG/cm ²)
Đất sét trạng thái dẻo mềm, bão hòa nước, $\gamma_0=1,68\text{g/cm}^3$, $c_u=0,2\text{kG/cm}^2$, $\phi_u=1^{\circ}57'$	0,56	52	0,019
	0,83	60	0,033
	1,30	72	0,064
	2,15	80	0,082
	3,35	90	0,126



Hình 8. Đồ thị $f(H_{\text{đắp}}, \Delta c)$

Bảng 7. Chiều cao đắp và sự gia tăng biến dạng thể tích

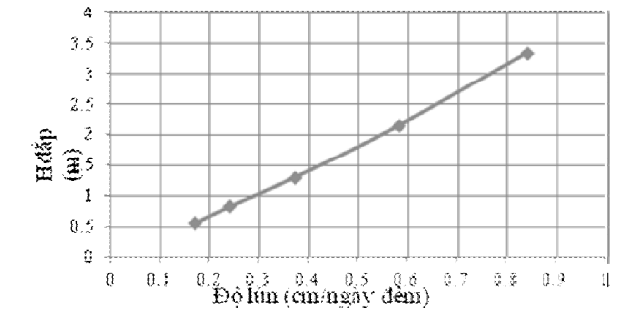
	Chiều cao đắp, $H_{\text{đắp}}$ (m)	Biến dạng thể tích ϵ hay ΔV (cm ³)
Đất sét trạng thái dẻo mềm, bão hòa nước, $\gamma_0=1,68\text{g/cm}^3$, $c_u=0,2\text{kG/cm}^2$, $\phi_u=1^{\circ}57'$	0,56	7,42
	0,83	10,20
	1,30	16,01
	2,15	18,53
	3,35	22,01



Hình 9. Đồ thị $f(H_{\text{đắp}}, \Delta V)$

Bảng 8. Quan hệ giữa chiều cao đắp và độ lún

	Chiều cao đắp, $H_{\text{đắp}}$ (m)	Độ lún (cm/ngày đêm)
Đất sét trạng thái dẻo mềm, bão hòa nước, $\gamma_0=1,68\text{g/cm}^3$, $c_u=0,2\text{kG/cm}^2$, $\phi_u=1^{\circ}57'$	0,56	0,17
	0,83	0,24
	1,30	0,37
	2,15	0,58
	3,35	0,84



Hình 10. Đồ thị $f(H_{\text{đắp}}, \text{độ lún})$

Qua phân tích và tổng hợp các kết quả thí nghiệm ở trên, nhận thấy rằng:

Khi thí nghiệm xác định sức kháng cắt của đất yếu bằng máy nén 3 trục, tiến hành thí nghiệm theo các sơ đồ cắt khác nhau và với các tốc độ cắt khác nhau cho cùng một loại đất thì kết quả thu được khác nhau rất nhiều. Điều này có mối quan hệ trực tiếp đến tốc độ đắp gia tải cho nền đường đắp trên đất yếu. Tốc độ đắp nhanh tương đương với tốc độ cắt nhanh và ngược lại. Như vậy, vấn đề đặt ra cho các kỹ sư tư vấn thiết kế là lấy thông số đầu vào của đất yếu (cụ thể là sức kháng cắt) như thế nào để tính toán? Bởi vì từ trước đến nay, trong các hồ sơ thiết kế thường lấy một giá trị sức kháng cắt của đất yếu theo một tốc độ cắt nhất định, chứ không thay đổi các tốc độ cắt khi làm thí nghiệm.

Khi đắp gia tải trên nền đất yếu thì luôn phải đắp tuân theo điều kiện $H_{\text{min}} \leq H_{\text{đắp}} \leq H_{\text{max}}$. Vậy, đắp với chiều cao càng lớn áp lực cố kết lớn, vùng HDCK sâu $\rightarrow$ tốc độ cố kết nhanh $\rightarrow$ thời gian cố kết giảm, biến dạng lớn (biến dạng thể tích lớn) $\rightarrow$ lún nhiều $\rightarrow$ hệ số an toàn tăng (sức kháng cắt của đất yếu tăng) và đẩy nhanh tiến độ thi công công trình. (Chú ý: Bố trí thiết bị quan trắc lún để không chế tốc độ lún cho phép không vượt quá 1cm/ngày đêm).

Đối với một công trình cụ thể, việc tính toán thiết kế, lựa chọn tốc độ đắp nền đường như thế nào cho hợp lý về các phương diện ổn định và kinh tế rất phức tạp và mất nhiều thời gian, nếu tính toán thủ công theo Quy trình. Ngoài ra, tốc độ đắp lại phụ thuộc vào thời gian thi công, biên độ các biến dạng cho phép, những bó buộc về môi trường của dự án, những bó buộc về ngân sách... Bên cạnh đó, có thể nhận thấy là việc so sánh các giải pháp xử lý không được đề cập đến trong các đồ án thiết kế từ bước lập báo cáo nghiên cứu kỹ thuật đến bước thiết kế thi công. Đa số các thiết kế dựa trên kinh nghiệm của chủ nhiệm đồ án, mang tính cảm tính, thiên về an toàn, mà không có những tính toán cụ thể, phương án chọn thường không xét đến tính hiệu quả của giải pháp và có thể gây ra những sự cố đáng tiếc và lãng phí.

5. Kết luận

Tốc độ đắp gia tải nhanh hay chậm ảnh hưởng rất lớn đến biến dạng, độ lún và khả năng chịu tải của nền đường đắp trên đất yếu.

Trị số sức kháng cắt của đất yếu là một thông số quan trọng trong việc tính toán thiết kế đề lên phương án đắp gia tải. Vì thế, kiến nghị khi làm thí nghiệm trong phòng nên thay đổi tốc độ cắt, phân tích các kết quả thu được để lựa chọn giá trị tính toán thiết kế cho hợp lý.

Cần lắp đặt các thiết bị quan trắc ngoài hiện trường để đánh giá hiệu quả việc xử lý địa chất, phân tích sự cố kết của đất nền, phát hiện và xử lý kịp thời các sự cố xảy ra trong quá trình thi công nền đường,

Dựa vào các số liệu thí nghiệm, phân tích, tính toán và kết hợp quan trắc thực tế để điều chỉnh tốc độ đắp gia tải (tiến độ thi công) nền đường, để mang lại hiệu quả về mặt kỹ thuật cũng như kinh tế trong xây dựng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Nguyễn Quang Chiêu, *Thiết kế và thi công nền đắp trên đất yếu*, Nhà xuất bản xây dựng, 2004.
- [2] *Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22TCN 262-2000*, Nhà xuất bản Giao thông Vận tải, 2001.
- [3] Pierre Laéral, Nguyễn Thành Long, Nguyễn Quang Chiêu, Vũ Đức

Lực, Lê Bá Lương, *Nền đường đắp trên đất yếu trong điều kiện Việt Nam*, Nhà xuất bản Giao thông Vận tải, 2001.

- [4] Dương Ngọc Hải, Nguyễn Đức Nghiênm, “Xác định chiều sâu vùng hoạt động cố kết theo thời gian trong đất yếu dưới tác dụng của tải trọng nền đắp”, *Tạp chí Khoa học và Công nghệ Xây dựng* số 10/9/2011.
- [5] *Tiêu chuẩn thí nghiệm sức kháng cắt của đất bằng máy nén 3 trục - ASTM D 4767-90, ASTM D 2850*.
- [6] Eide O - *Geotechnical Problems with Soft Bangkok clay* Norwegian Geotechnical Institute - Publication N^o 78.
- [7] Cox J.B - *The distribution and formation of recent sediments in South East Asia Proc - 2nd Seacmpe*, Singapore.
- [8] Terzaghi, K. and Peck, R.B, *Soil mechanics in engineering practice*, Jonh Wiley and sons, New York.
- [9] J.E. Bowles, *Foundation analysis and design*, The McGraw-Hill Companies, Inc.
- [10] <http://www.db.vista.gov.vn>; <http://www.ketcau.com>

(BBT nhận bài: 30/09/2015, phản biện xong: 16/10/2015)