ỨNG XỬ CỦA KHỐI ĐẤT GIA CỐ TRONG XÂY DỰNG TƯỜNG CHẮN VÀ MỐ CẦU

TS. PHẠM QUYẾT THẮNG

Viện KHCN Xây dựng

Tóm tắt: Trong thiết kế kết cấu đất gia cố bằng vải hoặc lưới địa kỹ thuật hiện nay, quan hệ giữa cường độ và khoảng cách giữa các lớp gia cố là tuyến tính. Hay nói một cách khác, khi cường độ của lớp gia cố tăng lên và khoảng cách lớp gia cố cũng tăng lên với cùng hệ số thì ứng xử của khối đất gia cố không thay đổi. Điều này đã khuyến khích nhà thiết kế sử dụng lớp gia cố có cường độ cao với khoảng cách lớn để giảm giá thành xây dựng. Hàng loạt các thí nghiệm kích thước lớn (tỷ lệ 1:1) đã chứng minh khoảng cách lớp gia cố đóng vai trò quyết định trong ứng xử của khối gia cố. Bài báo này trình bày kết quả thí nghiệm của một số khối gia cố kích thước lớn vai trò của khoảng cách lớp gia cố đồng thời đưa ra công thức hợp lý hơn xác định sức chịu tải của khối gia cố so với công thức hiện có.

1. Giới thiệu

Khối đất gia cố bằng vải/lưới địa kỹ thuật - Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) – là khối đất được gia cường bằng các lớp gia cố thông thường theo phương ngang. Trong nhiều thập kỷ qua, GRS đã được ứng dụng vào nhiều kết cấu như tường chấn đất, mố cầu, đê, mái dốc, đường xe lửa, đường dẫn lên cầu, móng nông,... (Adams và cộng sự [2]; Wu và cộng sự [11, 12, 13, 14]). Thực tế cho thấy kết cấu GRS có nhiều ưu điểm so với kết cấu thông thường như khả năng chịu biến dạng cao (chịu được lún lệch lớn) có thể sử dụng được nhiều loại đất có chất lượng thấp, dễ thi công, và hiệu quả kinh tế cao (Wu [10]; Holtz và cộng sự [7]).

Trong các phương pháp thiết kế tường gia cố và mố cầu gia cố, cường độ yêu cầu của lớp gia cố được xác định theo công thức 1:

$$T_{vc} = \sigma_h * S_v * F_s \tag{1}$$

trong đó:

 T_{yc} - cường độ yêu cầu của lớp gia cố tại độ sâu z (L);

 σ_h - ứng suất hông của khối đất gia cố tại độ sâu z (F/L²);

 S_v - khoảng cách của lớp gia cố tại độ sâu z(L);

*F*_s - hệ số an toàn (không thứ nguyên).

Phương trình trên chỉ ra rằng nếu σ_h và F_s không đổi thì T_{yc} tuyến tính với S_v , có nghĩa là tỷ số T_{yc}/S_v là hằng số. Điều này có nghĩa là nếu ta tăng đồng thời gấp đôi cường độ của lớp vật liệu gia cố và khoảng cách thì ứng xử của khối gia cố sẽ không đổi. Như vậy, phương trình (1) sẽ khuyến khích việc sử dụng khoảng cách lớp gia cố lớn cùng với cường độ cao để giảm thời gian và giá thành xây dựng. Các kết quả thí nghiệm và thực tế quan sát hiện trường cho thấy công thức này không phản ánh được thực tế và khoảng cách của các lớp gia cố đóng vai trò quan trọng hơn nhiều so với cường độ lớp gia cố. Bài báo này trình bày những thí nghiệm kích thước lớn (full-scale) để đánh giá chính xác hơn mối quan hệ giữa cường độ và khoảng cách lớp gia cố, đồng thời cũng đưa ra công thức tính toán chính xác hơn so với công thức hiện nay về sức chịu tải của khối gia cố, nội lực của lớp gia cố. Dựa trên công thức này kiến nghị việc sử dụng độ cứng và cường độ của lớp gia cố bằng vải hoặc lưới địa kỹ thuật.

Ở Mỹ, khối đất gia cố được sử dụng cho nhiều dạng kết cấu như trụ cầu, mố cầu (hình 1 đến 5) và tường chắn, đường dẫn (hình 4 đến 6). Thực tế ứng dụng cho thấy kết cấu này giảm đáng kể chi phí và thời gian thi công so với kết cấu thông thường. Ở Việt Nam một số tường chắn đã được ứng dụng (hình 7) và đem lại hiệu quả nhất định.



Hình 1. Trụ cầu tại trung tâm nghiên cứu đường cao tốc (TFHWC – FHWA), VA, USA



Hình 3. Mố cầu tại TFHRC



Hình 5. Mố cầu tại OH, USA





Hình 2. Trụ cầu và mố cầu do CDOT xây tại Denver, CO, USA



Hình 4. Mố cầu và đường dẫn tại Denver, CO, USA



Hình 6. Tường chắn cao 55 feet (17 m) tại CO, USA



Hình 7. Tường chắn gia cố lưới địa kỹ thuật tại Sun Villas, Mỹ Khê, Đà Nẵng

2. Các thí nghiệm kích thước lớn (full-scale)

Các thí nghiệm kích thước lớn bằng kích thước thực tế, thể hiện được rõ ràng mối quan hệ giữa cường độ và khoảng cách lớp gia cố, được trình bày trong bài báo này gồm thí nghiệm trụ cầu kích thước nhỏ của Adams và cộng sự [1, 2], nén 3 trục không hạn chế nở hông của Elton và Patawaran [6], và một loạt thí nghiệm Generic Soil-Geosynthetic Composite gần đây của Pham [9].

2.1 Thí nghiệm trụ cầu của Adams (2002, 2007)

Adams và cộng sự [1, 2] đã tiến hành thí nghiệm không hạn chế nở hông cho 5 trụ cầu kích thước nhỏ tại TFHWC, VA, USA. Kích thước mẫu tiết diện ngang là 1 m x 1 m, cao 2 m, hình dạng của mẫu sau khi phá hoại thể hiện trên hình 8. Trong 5 mẫu thí nghiệm có 1 mẫu đất không gia cố; 2 mẫu có khoảng cách lớp vải địa kỹ thuật 0,2 m; 2 mẫu có khoảng cách 0,4 m và 0,6 m. Hai loại vải địa kỹ thuật được sử dụng có cường độ 70 kN/m và 21 kN/m. Các thông số của 5 mẫu thí nghiệm và kết quả thí nghiệm thể hiện trên hình 9. So sánh ứng xử của mẫu thí nghiệm với các khoảng cách và cường độ vải ĐKT thay đổi được thể hiện thông qua các cặp kết quả thí nghiệm như sau: (1) đường B và đường C; (2) đường C và đường D. Tại biến dạng đứng 1 %, ứng suất của các mẫu B, C và D tương ứng là 190 kPa, 245 kPa và 300 kPa. Nếu lấy đường D làm chuẩn thì tỷ số ứng suất giữa D và C là 1,2 còn giữa D và B là 1,6 (mặc dù khoảng cách vải chênh nhau 2 lần). Kết quả thí nghiệm cho thấy khoảng cách của lớp gia cố đóng vai trò quan trọng hơn cường độ của nó.



Hình 8. Mẫu thí nghiệm phá hoại của Adams và cộng sự [2]



Hình 9. Quan hệ ứng suất-biến dạng của trụ cầu kích thước nhỏ của Adams và cộng sự [2]

2.2 Thí nghiệm 3 trục của Elton và Patawaran (2005)

Elton và Patawaran [6] đã thực hiện 7 mẫu thí nghiệm nén 3 trục không hạn chế nở hông với đường kính 0,76 m và chiều cao 1,5 m (xem hình 10). Đất đắp là loại cát với kích thước cỡ hạt lớn nhất là 12,7 mm; góc nội ma sát $\phi = 40^{\circ}$, lực dính c = 27,6 kPa. Biểu đồ quan hệ giữa ứng suất-biến dạng và thông số của các mẫu thí nghiệm thể hiện trên hình 11. Kết quả cho thấy khoảng cách lớp gia cố đóng vai trò quan trọng hơn so với cường độ lớp gia cố (so sánh hai mẫu có độ ổn định cao là TG700 và TG028).



Hình 10. Mẫu thí nghiệm (a) trước và (b) sau khi thí nghiệm (Elton và Patawaran [6])



Hình 11. Quan hệ ứng suất – biến dạng (Elton và Patawaran [6])

2.3 Thí nghiệm khối đất gia cố (Generic Soil-Geosynthetic Composite - GSGC) của Pham (2009)

Pham [9] đã tiến hành 5 mẫu thí nghiệm biến dạng phẳng GSGC (hình 12) để khảo sát ứng xử của khối đất gia cố khi khoảng cách và cường độ của lớp gia cố bằng vải địa kỹ thuật biến đổi. Sau khi phân tích dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn, kích thước thí nghiệm (thích hợp nhất với tường chắn và mố cầu tại hiện trường xây dựng thực tế cao 7 m) là cao 2,0 m, rộng 1,4 m và dài 1,2 m (chiều mô phỏng dọc theo phương của bài toán phẳng). Trong 5 mẫu thí nghiệm, có 4 mẫu sử dụng áp lực hông $\sigma_3 = 34$ kPa. Các thí nghiệm trước đó hầu hết không sử dụng áp lực hông cho mẫu có kích thước lớn vì quá phức tạp để khả thi. Các thông số về khoảng cách và cường độ lớp vải địa kỹ thuật (ĐKT) khác nhau được thể hiện ở bảng 1.

Tên thí nghiệm	Áp lực hông σ₃ (kPa)	Cường độ vải ĐKT, <i>T_f</i> (kN/m)	Khoảng cách, $S_v(m)$				
Mẫu 1	34	-	-				
Mẫu 2	34	70	0.2				
Mẫu 3	34	140	0.4				
Mẫu 4	34	70	0.4				
Mẫu 5	0	70	0.2				

Bảng 1. Các thông số thí nghiệm mẫu GSGC (Pham, 2009)

Đất sử dụng trong thí nghiệm là loại đá nghiền có cấp phối tốt thường được sử dụng làm nền đường khu vực xung quanh Washington DC với chỉ tiêu như sau: khi $\sigma_3 = 0$ đến 200 kPa góc ma sát $\phi = 50^\circ$ và lực dính c = 71 kPa; khi $\sigma_3 = 200$ kPa đến 750 kPa thì $\phi = 38^\circ$ và c = 242 kPa. Các chi tiết về thí nghiệm được mô tả trong Pham [9]. Tóm tắt kết quả thí nghiệm thể hiện ở bảng 2. Toàn bộ các mẫu thí nghiệm đều được quan trắc chuyển vị đứng và ngang tại bề mặt trên đỉnh và xung quanh của mẫu sử dụng thiết bị đo chuyển vị LVDT; đối với các điểm bên trong mẫu cũng được đo chuyển vị với khoảng cách lưới 5 cm x 5 cm; và biến dạng của các lớp vải ĐKT cũng được đo bằng đầu đo chuyển vị,...



Hình 12. Mẫu thí nghiệm GSGC (Pham [9])





Hình 13. Mẫu GSGC điển hình sau khi bị phá hoại của Pham [9]

Thêng cấ	Mẫu 1	Mẫu 2	Mẫu 3	Mẫu 4	Mẫu 5
Thong so	(không gia cố)	(<i>T</i> , <i>S</i> _v)	(2 <i>T</i> , 2 <i>S</i> _v)	(<i>T</i> , 2 <i>S</i> _v)	(<i>T</i> , <i>S</i> _v)
Cường độ vải, <i>T</i> _f (kN/m)	-	70	140	70	70
Khoảng cách, S_v (m)	-	0,2	0,4	0,4 0,4	
Áp lực hông, $\sigma_{\!c}$ (kPa)	34	34	34	34	0
Ứng suất phá hoại, q_u (kPa)	770	2,700	1,750	1,300	1,900
Biến dạng đứng tại thời điểm mẫu bị phá hoại	3,0 %	6,5 %	6,1 %	4,0 %	6,0 %

Bảng 2. Kết quả thí nghiệm 5 mẫu GSGC của Pham [9]

Hình dạng mẫu điển hình (mẫu 2) sau khi bị phá hoại thể hiện trên hình 13.

Từ kết quả thí nghiệm có thể dẫn tới các nhận xét quan trọng sau (sử dụng mẫu 2 làm chuẩn):

 Mẫu 1 (không gia cố) bị phá hoại khi chuyển vị đứng nhỏ hơn nhiều so với các mẫu khác. Khi có mặt lớp vải ĐKT, khối đất gia cố chịu được chuyển vị lớn hơn trước khi bị phá hoại và có thể coi là vải ĐKT làm tăng khả năng chịu biến dạng lớn của khối đất;

- Khối đất gia cố (mẫu 2 đến 5) có khả năng chịu tải trọng cao hơn nhiều so với đất không gia cố. Ứng suất phá hoại của mẫu 2 cao gấp 3,5 lần so với mẫu 1;

- Theo chỉ dẫn thiết kế hiện hành mẫu 2 và 3 có cùng tỷ số T_f/S_v nên sẽ có cùng ứng suất phá hoại (theo phương trình 1), nhưng theo kết quả thí nghiệm thì khả năng chịu tải thực tế của mẫu 3 chỉ bằng 65 % của mẫu 2. Như vậy, rõ ràng khoảng cách lớp gia cố đóng vai trò quan trọng hơn so với cường độ lớp gia cố;

- So sánh mẫu 2 và 4 (cùng cường độ lớp gia cố, khoảng cách mẫu 4 bằng 2 lần mẫu 2) cho thấy khả năng chịu tải của mẫu 4 chỉ bằng 50 % của mẫu 2 và khả năng chịu biến dạng đứng giảm mạnh khi tăng khoảng cách gia cố;

- Khi giảm cường độ lớp gia cố còn 50 % (mẫu 3 và 4), theo lý thuyết hiện tại khả năng chịu tải phải giảm 50% nhưng thực tế cho thấy chỉ giảm 25 %. Kết hợp với việc so sánh ứng xử của mẫu 2 và 4 ở trên, một lần nữa lại cho thấy rằng khoảng cách lớp gia cố ảnh hưởng nhiều hơn đến ứng xử của khối gia cố so với cường độ của lớp gia cố;

- Ứng suất hông (σ_3) ảnh hưởng đáng kể đến sự làm việc của khối gia cố. Kết quả thí nghiệm chỉ ra rằng sức chịu tải của mẫu 5 với $\sigma_3 = 0$ chỉ bằng 30 % của mẫu 2 tương tự về cấu tạo nhưng khác là có tác dụng $\sigma_3 = 34$ kPa.

3. Công thức kiến nghị xác định khả năng chịu tải của kết cấu gia cố

Công thức xác định sức chịu tải của khối đất gia cố theo tiêu chuẩn hiện hành được thể hiện ở công thức 2:

$$q_{ult} = \left(\sigma_c + \frac{T_f}{S_v}\right) K_p + 2c\sqrt{K_p}$$
(2)

Công thức xác định sức chịu tải của khối đất gia cố đã được Pham [9] kiến nghị và được sử dụng rộng rãi trong các quy trình và hướng dẫn thiết kế gần đây (Wu và cộng sự [14]; Calvin [5]; Adams và cộng sự [3, 4]) như sau:

$$q_{ult} = \left(\sigma_c + 0.7^{\left(\frac{S_v}{6d_{\max}}\right)} \frac{T_f}{S_v}\right) K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (3)$$

trong đó:

 q_{ult} - sức chịu tải của khối gia cố (F/L²);

 σ_c - ứng suất bên/hông (F/L²);

 S_{ν} - khoảng cách lớp gia cố (L);

d_{max} - đường kính hạt có kích thước lớn nhất (L);

 T_f - cường độ chịu kéo của lớp gia cố (F/L);

 K_p - hệ số áp lực bị động, $K_p = tan^2 (45^\circ + \phi/2)$ (không thứ nguyên).

Công thức 2 chỉ ra khoảng cách và cường độ lớp gia cố có quan hệ tuyến tính. Trong khi đó, công thức 3 cho thấy rõ ràng rằng khoảng cách lớp gia cố (S_v) đóng vai trò quan trọng hơn cường độ lớp gia cố (T_f) và quan hệ là phi tuyến. Điều này có thể giải thích một cách đầy đủ và bổ sung được những thiếu sót trong tiêu

chuẩn và hướng dẫn hiện hành (công thức 1 và 2), đồng thời khi so sánh với các kết quả đo tại hiện trường công thức kiến nghị 3 cho kết quả chính xác hơn nhiều so với công thức hiện hành.

4. Kiểm chứng công thức xác định sức chịu tải của khối đất gia cố (công thức 3)

Công thức 3 đã được kiểm chứng bằng một số thí nghiệm lớn và các công trình thực tế có số liệu đo. Các tính toán cho thấy công thức 3 cho kết quả rất gần với các số liệu đo hiện trường và có thể coi là phương tiện hiệu quả để thiết kế. Nhiều tác giả đã sử dụng công thức 3 để kiểm tra với các số liệu đo thực tế. Hình 14 thể hiện kết quả tính toán của công thức 3 so sánh với các số liệu đo của 6 công trình thực tế và thí nghiệm kích thước thực. Kết quả cho thấy công thức 3 cho kết quả rất phù hợp với số liệu đo và có độ chính xác cao hơn so với công thức tính toán hiện tại - công thức 2 (xem bảng 3 và 4).

Công thức này có thể dùng trong thiết kế tường và mố cầu khi xác định khả năng chịu tải của khối gia cố, cường độ và độ cứng yêu cầu của lớp gia cố ứng với biến dạng của nó hay chuyển vị ngang cho phép của khối gia cố.





Bảng 3.	So sánh	kết quả	tính toán	theo	công thi	írc hiện	hành,	công	thức c	đề nghị
với kết quả thí nghiệm GSGC của Pham [9]										

Thông số thí nghiệm	Mẫu 2 (T, S)	Mẫu 3 (2T, 2S)	Mẫu 4 (T, 2S)
T _f (kN/m)	70	140	70
S _v (m)	0,2	0,4	0,4
Kết quả thí nghiệm $(q_{ult}-\sigma_{3})$ (kN/m²)	2,700	1,750	1,300
Kết quả từ phương trình 2 $\left(q_{ult} - \sigma_3 ight)$ (kN/m²)	3,250	3,250	1,930
Kết quả từ phương trình 3 $(q_{ult}-\sigma_{3})$ (kN/m²)	2,460	1,900	1,250
Sai số tính toán (phương trình 2) với thí nghiệm	+ 20 %	+ 86 %	+ 48 %
Sai số tính toán (phương trình 3) với thí nghiệm	- 9 %	+ 8 %	- 4 %

Loại vải ĐKT	TG 500	TG 500	TG 600	TG 700	TG 800	TG 1000	TG 028
T _f (kN/m)	9	9	14	15	19	20	25
S _v (m)	0,15	0,30	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
$\left(q_{_{ult}} - \sigma_{_3} ight)$ (kN/m²) từ kết quả thí nghiệm	230	129	306	292	402	397	459
$\left(q_{_{ult}} - \sigma_{_3} ight)$ (kN/m²) từ phương trình 2	390	254	541	557	678	726	868
$\left(q_{\scriptscriptstyle ult} - \sigma_{\scriptscriptstyle 3} ight)$ (kN/m²) từ phương trình 3	256	153	333	341	402	426	498
Sai số PT 2 và thí nghiệm (%)	70	97	77	91	69	83	89
Sai số PT 3 và thí nghiệm (%)	11	18	9	17	0	7	8

Bảng 4. So sánh kết quả tính toán theo công thức hiện hành, công thức đề nghị với kết quả thí nghiệm của Elton và Patawaran [6]

5. Kết luận và kiến nghị

Trong thiết kế kết cấu đất gia cố như tường chắn hoặc mố cầu, một số thông số chính như cường độ và độ cứng yêu cầu của lớp gia cố. Các yêu cầu về độ cứng chịu kéo của lớp vải/lưới địa kỹ thuật chịu tải trọng trong quá trình thi công và sử dụng lâu dài cần được đảm bảo.

Đối với thiết kế tường chắn và mố cầu, từ phương trình 3 có thể xác định được độ cứng yêu cầu tối thiểu của lớp gia cố (thông thường ứng với biến dạng chịu kéo là 2 %). Công thức 3 cho phép xác định trực tiếp khả năng chịu tải của khối gia cố với độ tin cậy cao.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- 1. ADAMS, M.T., LILLIS, C.P., WU, J.T.H., and KETCHART, K. "Vegas Mini Pier Experiment and Postulate of Zero Volume Change". *Proceedings, Seventh International Conference on Geosynthetics, Nice, France, 389-394, 2002.*
- 2. ADAMS, M.T., SCHLATTER, W., and STABILE, T. "Geosynthetic-Reinforced Soil Integrated Abutments at the Bowman Road Bridge in Defiance County, Ohio". *Proceedings, Geo-Denver 2007, ASCE, Denver, 2007.*
- 3. ADAMS, M.T., JENNIFER NICKS, TOM STABILE, JONATHAN WU, WARREN SCHLATTER, and JOSEPH HARTMANN. "Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System, Synthesis Report". *Report No. FHWA-HRT-11-027, USA, (2011a).*
- ADAMS, M., NICKS, J., STABILE, T., WU, J., SCHLATTER, W., and HARTMANN, J. "Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System—Interim Implementation Guide". *Report No. FHWA-HRT-11-026, Federal Highway Administration, McLean, VA, (2010b).*
- 5. CALVIN VANBUSKIRK. "Adoption and implementation of GRS design concepts A consultant's perspective". 19th Vancouver Geotechnical Society Symposium, Canada, 2010.
- 6. ELTON, D.J. and PATAWARAN, M.A.B. "Mechanically Stabilized Earth (MSE) Reinforcement Tensile Strength from Tests of Geotextile Reinforced Soil". *Technical Report, Alabama Highway Research Center, Auburn University, 2005.*
- 7. HOLTZ, R. D., CHRISTOPHER, B. R., and BERG, R. Geosynthetic Engineering, *BiTech Publishers, Vancouver, Canada, 1997.*
- 8. NICKS, J.E. and ADAMS, M.T. Personal correspondence, 2010.
- 9. PHAM, T.Q., "Investigating Composite Behavior of Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) Mass". *PhD. Thesis, University* of Colorado, 2009.
- WU, J.T.H. "Design and Construction of Low Cost Retaining Walls: The Next Generation in Technology". Publication No. CTI-UCD-1-94, Colorado Transportation Institute, Denver, Colorado, USA, 1994.
- 11. WU, J.T.H., KETCHART, K., and ADAMS, M.T. "GRS Bridge Piers and Abutments". *Report FHWA-RD-00-038, Turner-Fairbank Highway Research Center, FHWA, US DOT, 2001.*
- 12. WU, J.T.H., LEE, K.Z.Z., HELWANY, S.B., and KETCHART, K. "Design and Construction Guidelines for GRS Bridge Abutment with a Flexible Facing". *Report 556, National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Washington, D.C, 2006a.*
- 13. WU, J.T.H., LEE, K.Z.Z., and PHAM, T. "Allowable Bearing Pressure of Bridge Sills on GRS Abutments with Flexible Facing". J. Geotech. and Geoenvironmental Eng., ASCE, 132(7), 836-841, 2006b.

WU, J.T.H., PHAM, T.Q., ADAMS, M.T. "Composite Behavior of Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) Mass". Technical Report, Turner-Fairbank Highway Research Center.