

CÔNG TRÌNH TƯỜNG CHẮN ĐẤT CÓ CỐT TRÊN VÙNG NÚI KHAI THÁC MỎ

PGS.TS. NGUYỄN HÙNG SƠN

Trường Đại học Xây dựng

1. Mở đầu

Kỹ thuật đất có cốt là dùng ngay đất tự nhiên để xây dựng công trình, nhưng trong đất có bổ trí thêm các cốt cứng (tre, gỗ, kim loại,...) hoặc các cốt mềm (cao su, vải địa kĩ thuật,...) có khả năng chịu kéo và chịu cắt cao. Cốt có kích thước và mật độ nhất định, được đặt vào đất trong quá trình xây dựng theo những hướng có tính toán trước (hoặc theo mọi hướng, ví dụ fiber-reinforcement hay texsoil) để đảm bảo cho công trình ổn định nhờ ma sát giữa đất và cốt [4]. Với các công trình tường chắn, dùng công nghệ đất có cốt có thể tiết kiệm tới hơn 50% giá thành so với tường chắn trọng lực bằng bê tông.

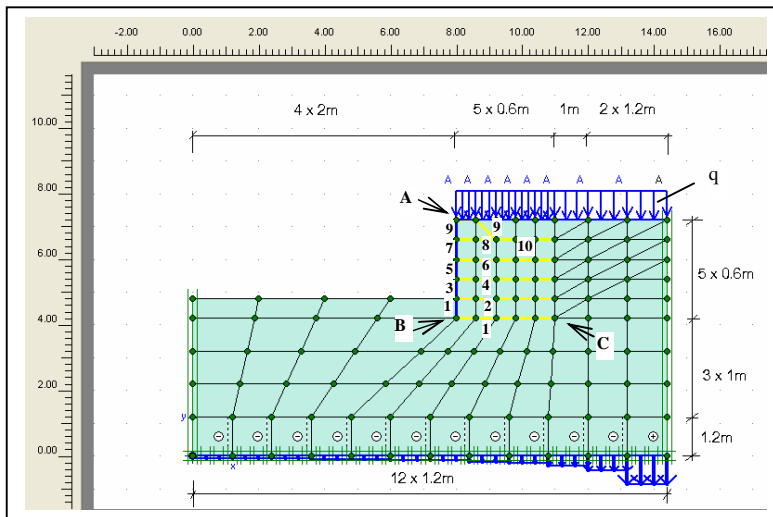
Đặc biệt các công trình đất có cốt là các công trình nửa cứng có tính mềm dẻo nên ít bị ảnh hưởng bởi các chuyển vị cưỡng bức của nền. Trong tài liệu [3] đã đưa ra ví dụ về một công trình tường chắn đất có cốt dài 50m, có độ lún không đồng đều với độ chênh lệch khoảng từ 60cm tới 90cm, nhưng vẫn làm việc tốt.

Ngoài ra các công trình đất có cốt xây dựng trên địa hình miền núi, được gia cố bằng các dải cốt mềm có khả năng tiếp nhận lực kéo phát sinh trong công trình nên không bị nguy hiểm trước những ảnh hưởng của sự thay đổi độ cong bề mặt địa hình.

Trong bài báo này, tác giả giới thiệu một nghiên cứu về tường chắn đất có cốt khi nền chịu chuyển vị cưỡng bức do nguyên nhân hoạt động khai thác mỏ ngay dưới công trình. Bằng phần mềm PLAXIS tác giả mô phỏng chuyển vị cưỡng bức của nền như là các chuyển vị lún xuất hiện từ từ theo từng bước khai thác dưới công trình và các tính toán sẽ cho thấy sự biến dạng của tường chắn cũng như của nền trong suốt quá trình khai thác. Bên cạnh đó sự thay đổi của các lực kéo xuất hiện trong các lớp cốt ở từng giai đoạn biến dạng nền khác nhau cũng được tác giả quan tâm xem xét.

2. Sơ đồ bài toán và các số liệu tính toán

2.1. Sơ đồ bài toán



Hình 1. Sơ đồ bài toán

Ví dụ tính toán được thực hiện bằng phương pháp phần tử hữu hạn với trợ giúp của phần mềm PLAXIS 7.2 cho một công trình tường chắn đất có cốt được xây dựng trên vùng núi có khai thác mỏ (sơ đồ công trình được miêu tả trên hình 1). Ảnh hưởng của quá trình khai thác mỏ gây ra hiện tượng lún bề mặt đất nền. Chúng ta chia quá trình khai thác thành 12 giai đoạn, tiến hành từ trái sang phải, các tính toán được thực hiện theo từng bước, mô tả quá trình lún theo từng giai đoạn khai thác. Kết thúc quá trình khai thác toàn bộ khu vực nền đều có chuyển vị theo phương thẳng đứng một giá trị là 0,25m. Giá trị này được đưa vào dựa trên cơ sở tính thử dần sao cho dưới chuyển vị như vậy thì biến dạng kéo của nền ngay dưới tường chắn nằm trong khoảng $\varepsilon \approx 0,3\% \div 0,6\%$ (tương ứng với khu vực miền núi cấp III) [2].

Trong bước tính đầu tiên, độ gia tăng chuyển vị đứng của nền thuộc khoang đào thứ nhất trong số 12 khoang đào (bắt đầu tính từ bên trái lại) sẽ là $\Delta w_1 = 0,25m/12 \approx 0,021m$. Ở bước tính thứ hai, đất nền thuộc khoang thứ 2 cũng bắt đầu có chuyển vị với số gia $\Delta w_2 = 0,25m/11 \approx 0,023m$ trong khi đó khoang đào thứ nhất vẫn liên tục chuyển vị đứng với số gia $\Delta w_1 = 0,021m$. Kết thúc bước tính 2 thì chuyển vị đứng tại khoang thứ nhất đạt giá trị $2 \times 0,021m = 0,042m$, chuyển vị đứng của khoang thứ 2 là $0,023m$, còn chuyển vị đứng của các khoang khác đều chưa xuất hiện (do quá trình khai thác còn chưa thực hiện tới đó). Tương tự như vậy tại bước tính thứ n đối với khoang đào thứ n bất kì nào đó sẽ có số gia chuyển vị không đổi trong mỗi bước tính là $\Delta w_n = 0,25m/(13-n)$. Sau khi thực hiện xong bước tính n, chuyển vị của khoang đào thứ n sẽ là $0,25m/(13-n)$, trong khi đó chuyển vị của khoang đào thứ i nào đó với $i < n$ sẽ là $(n + 1 - i) \times 0,25m/(13 - i)$. Kết thúc quá trình khai thác ($n = 12$), toàn bộ phần dưới của nền sẽ có chuyển vị đều là $0,25m$.

Chúng ta xem xét 3 điểm, kí hiệu lần lượt là A, B và C như mô tả trên hình 1. Trong đó khoảng cách $AB \approx 3,1m$; $BC \approx 2,9m$. Các tính toán được thực hiện để xác định ảnh hưởng của chuyển vị ngang đất nền tới độ nghiêng bề mặt tường chắn so với phương đứng và độ nghiêng của mặt đất so với phương ngang. Ngoài ra các tính toán còn cho chúng ta thấy được ảnh hưởng của biến dạng nền do khai thác tới sự thay đổi của lực kéo trong các cốt điển hình.

2.2. Các số liệu tính toán

Đất nền và đất dùng để xây dựng tường chắn được mô hình hoá là môi trường đàn dẻo lí tưởng Mohr-Coulomb với các chỉ tiêu cơ lí sau: dung trọng $\gamma = 19kN/m^3$, hệ số poisson $\nu = 0,25$, góc ma sát trong $\varphi = 40^\circ$, mô đun biến dạng $E_0 = 80MPa$.

Bề mặt tường chắn được mô tả là phần tử dầm bê tông, do chỉ có mục đích bảo vệ cốt nên chỉ cần độ cứng nhỏ với bề dày $1cm$, ($EJ = 2,25 kNm^2/m$, $EA = 2,7.10^5 kN/m$).

Cốt gồm 10 lớp như mô tả trên hình 1, với độ cứng chịu kéo của các cốt 1, 3, 5, 7 và 9 là $EA = 700kN/m$, của các cốt 2, 4, 6 và 8 là $1400kN/m$ còn của lớp 10 là $2100kN/m$. Coi như tiếp xúc giữa đất đắp và bề mặt các lớp cốt là tốt.

Trên phạm vi tường chắn và mặt đất sau tường chắn chịu một tải trọng phân bố đều có cường độ $q = 20 kN/m$.

3. Các kết quả tính toán và nhận xét

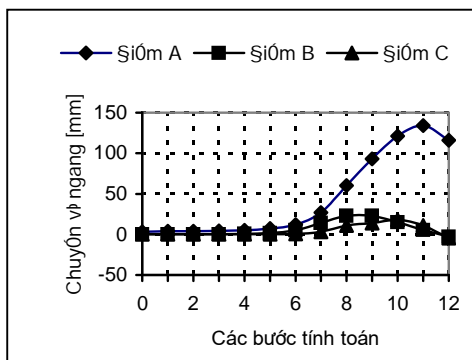
3.1. Biến dạng ngang của nền

Hình 2 mô tả sự thay đổi các giá trị chuyển vị ngang của các điểm A, B và C trong quá trình tính toán. Các giá trị này cho thấy chuyển vị ngang của điểm A thường xuyên lớn hơn chuyển vị ngang của các điểm B và C, và hầu như các chuyển vị này là không đáng kể khi quá trình khai thác còn chưa nằm dưới phạm vi tường chắn. Giá trị chuyển vị ngang lớn nhất của các điểm khảo sát khác nhau đạt được không đồng thời mà cũng vào các thời điểm khác nhau. Từ các giá trị chuyển vị ngang của các điểm B và C chúng ta có thể xác định được biến dạng ngang của nền tại mức ngay dưới đáy công trình trong suốt quá trình biến dạng của nền do ảnh hưởng của khai thác.

Biến dạng này được kí hiệu là ε_{BC} và được xác định theo công thức (1) dưới đây.

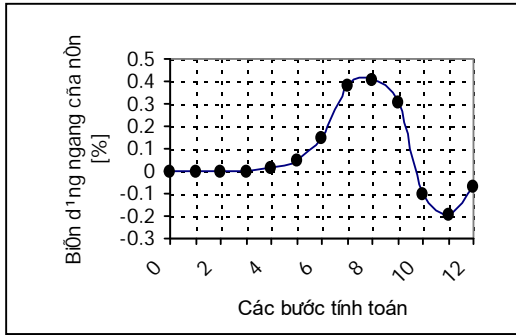
$$\varepsilon_{BC} = \frac{u_B - u_C}{\Delta_{BC}} \cdot 100\% \quad (1)$$

Trong đó $\Delta_{BC} = 2,9m$ là khoảng cách theo phương ngang giữa điểm B và C, các giá trị u_B và u_C lần lượt là chuyển vị theo phương ngang của các điểm B và C.



Hình 2. Chuyển vị ngang của các điểm A, B và C

Sự thay đổi giá trị biến dạng ngang của nền tại mức ngay dưới đáy công trình trong suốt quá trình biến dạng của nền do ảnh hưởng của khai thác được thể hiện trên hình 3.



Hình 3. Biến dạng ngang của nền trong quá trình khai thác

Tại các bước tính đầu tiên, biến dạng ngang của nền là biến dạng nén, các giá trị này tăng dần đồng thời với quá trình khai thác. Khi quá trình khai thác còn xa tường chắn, biến dạng ngang của nền hầu như tăng không đáng kể. Biến dạng ngang của nền tăng nhanh kể từ sau bước tính thứ 4 và đạt được giá trị lớn nhất tại bước tính thứ 8 (tương ứng khi quá trình khai thác được thực hiện dưới nền tại vị trí ở khoảng giữa công trình). Tiếp tục quá trình khai thác, giá trị biến dạng ngang của nền giảm đi khá nhanh và thậm chí chuyển sang biến dạng kéo. Biến dạng kéo lớn nhất đạt được tương ứng với bước tính thứ 11. Sau khi quá trình khai thác kết thúc, chuyển vị tại biên dưới nền đất là chuyển vị đều, mặc dù vậy trong nền vẫn còn tồn tại biến dạng kéo.

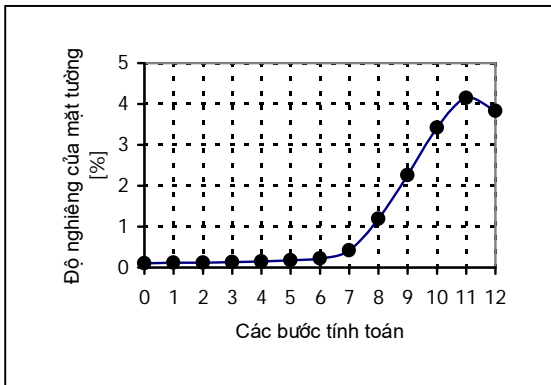
3.2. Độ nghiêng mặt tường chắn so với phương đứng

Tương tự với xác định biến dạng ngang của nền, độ nghiêng bề mặt tường chắn so với phương đứng T_{AB} cũng được tính toán theo biểu thức (2) sau đây:

$$T_{AB} = \frac{u_A - u_B}{\Delta_{AB}} \cdot 100\% \quad (2)$$

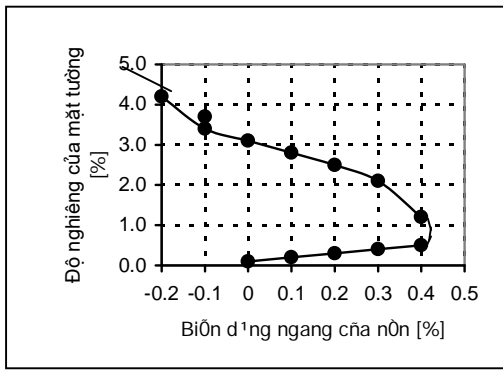
Trong đó $\Delta_{AB} = 3,1\text{m}$ là khoảng cách theo phương đứng giữa điểm A và B, các giá trị u_A và u_B lần lượt là chuyển vị theo phương ngang của các điểm A và B.

Hình 4 mô tả sự thay đổi độ nghiêng của bề mặt tường chắn so với phương thẳng đứng trong quá trình khai thác.



Hình 4. Sự thay đổi độ nghiêng của bề mặt tường chắn

Qua kết quả thể hiện ở hình 4, chúng ta có thể thấy là sự phát triển độ nghiêng mặt tường chắn so với phương đứng là liên tục cho tới khi đạt được độ nghiêng lớn nhất tại bước tính 11. Thông thường đối với tường chắn bê tông trọng lực chuyển vị ngang của điểm A (đỉnh tường) chỉ cần nằm trong khoảng $0,001H \div 0,005H$ là đã có thể xảy ra phá hoại chủ động [1] nhưng ở đây độ nghiêng này đã đạt tới giá trị cực đại là hơn 4% mà công trình vẫn ổn định. Điều này chỉ có thể giải thích là do các lớp cốt tiếp nhận lực kéo và dẫn ra, nhưng bản thân bề mặt tiếp xúc giữa đất và cốt nhờ lực ma sát giữa đất và cốt vẫn ổn định, không có hiện tượng cốt bị nhổ tuột khỏi khối đất và vì thế chuyển vị của đất tại vị trí sau lưng khối đắp có cốt ra phía ngoài vẫn là không đáng kể.



Hình 5. Độ nghiêng mặt tường chắn - biến dạng ngang của nền

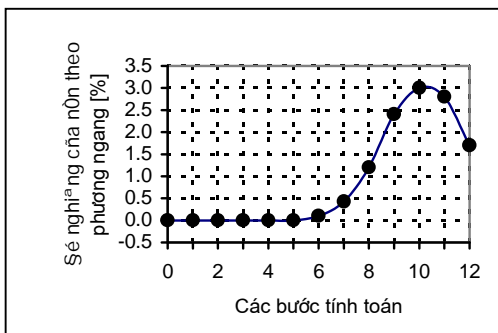
Quan hệ giữa độ nghiêng mặt tường với biến dạng ngang của nền được thể hiện qua hình 5. Theo kết quả thể hiện ở hình 5, bề mặt tường chắn có xu hướng nghiêng liên tục ra ngoài thậm chí khi biến dạng ngang của nền giảm.

3.3. Độ nghiêng bề mặt đất nền so với phương ngang

Để đánh giá độ nghiêng của bề mặt nền ngay dưới tường chắn so với phương ngang, chúng ta xác định chuyển vị đứng tại các điểm B và C rồi áp dụng công thức (3) dưới đây:

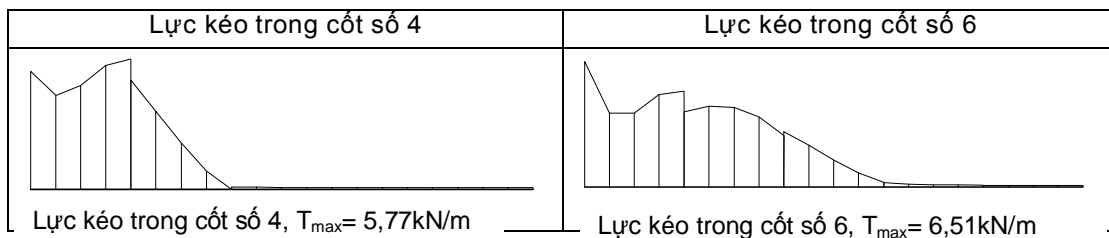
$$T_{BC} = \frac{w_B - w_C}{\Delta_{BC}} \cdot 100\% \quad (3)$$

Hình 6 mô tả sự thay đổi độ nghiêng bề mặt nền so với phương ngang trong suốt quá trình khai thác diễn ra. Từ đồ thị này, chúng ta nhận xét thấy độ nghiêng bề mặt nền lớn nhất đạt được giá trị 3% tại bước tính thứ 10. Sau khi kết thúc quá trình khai thác bề mặt nền vẫn còn nghiêng 1,7% so với phương ngang, trong khi đó biên dưới của nền nằm ngang và có chuyển vị đều $w = 0,25m$ theo phương đứng.



Hình 6. Độ nghiêng bề mặt nền so với phương ngang

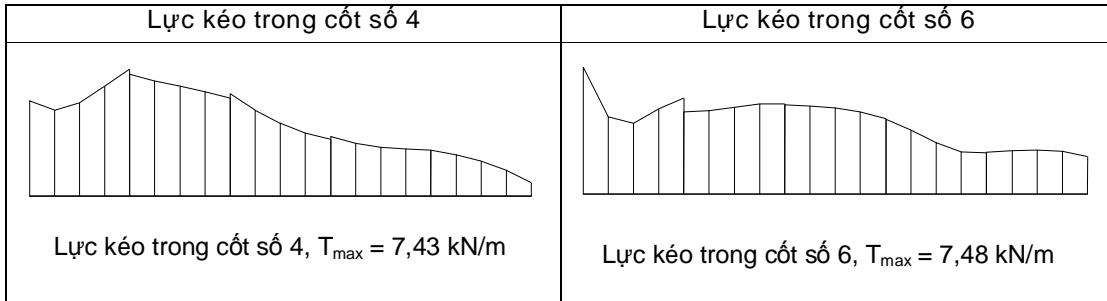
3.4. Sự thay đổi giá trị lực kéo trong các cốt



Hình 7. Giá trị lực kéo trong các cốt điển hình trước khi có biến dạng nền

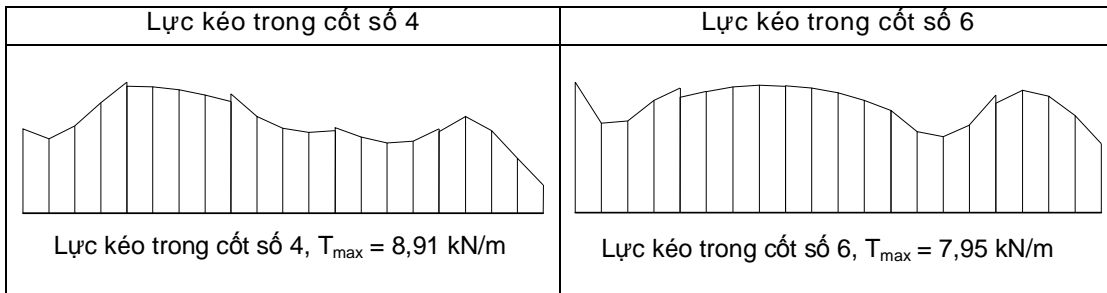
Trước khi chịu ảnh hưởng của biến dạng của nền, lực kéo lớn nhất trong các cốt đạt được giá trị 6,51 kN/m ở cốt 6 (phạm vi giữa chiều cao tường chắn) và hầu như lực kéo chỉ tập trung ở phần đầu của cốt.

Biến dạng ngang của nền tăng lên, lực kéo cực đại trong các cốt cũng tăng lên theo. Đồng thời lực kéo trong các cốt đã phát triển dần về phía sau, cốt làm việc có hiệu quả hơn. Khi biến dạng ngang của nền còn nhỏ, $\varepsilon_{BC} = 0,2\%$ (xem hình 8), lực kéo lớn nhất trong các cốt vẫn xuất hiện ở cốt thứ 6, nhưng khi này lực kéo cực đại trong cốt 4 (khoảng 1/3 chiều cao tường kể từ dưới) đã phát triển khá nhanh và đạt giá trị xấp xỉ lực kéo cực đại trong cốt 6.



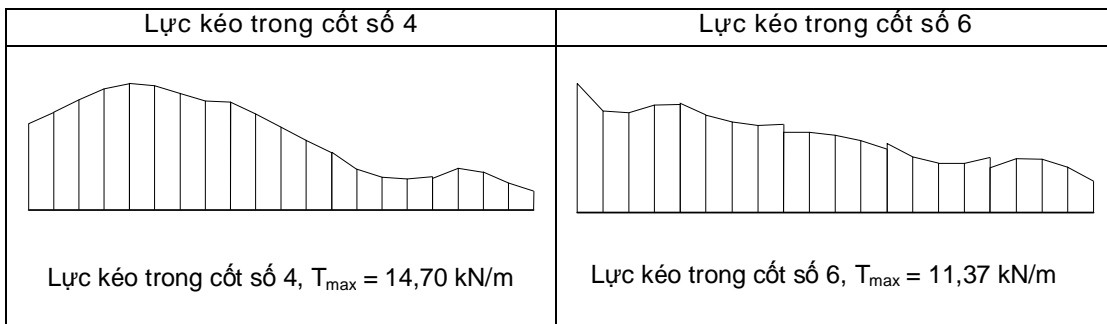
Hình 8. Lực kéo trong các cốt điển hình khi nền có biến dạng nhỏ $\varepsilon_{BC} = 0,2\%$

Khi biến dạng nền đạt giá trị $\varepsilon_{BC} = 0,4\%$, lực kéo cực đại trong cốt số 4 đã vượt lực kéo cực đại trong cốt số 6 và đạt được giá trị lực kéo lớn nhất trong tất cả các cốt. Sự phân bố lực kéo dọc theo cốt cũng đồng đều hơn (xem hình 9).



Hình 9. Lực kéo trong các cốt điển hình khi nền có biến dạng $\varepsilon_{BC} = 0,4\%$

Sau khi quá trình khai thác kết thúc, lực kéo trong các cốt vẫn tồn tại và có giá trị khá lớn. Tại cốt số 4, $T_{\max} = 14,70 \text{ kN/m}$, còn tại cốt số 6, $T_{\max} = 11,37 \text{ kN/m}$ (xem hình 10). Như vậy là trong suốt quá trình nền chịu chuyển vị cưỡng bức, giá trị lực kéo cực đại trong các cốt vẫn tăng liên tục.



Hình 10. Lực kéo trong các cốt điển hình tại thời điểm cuối cùng

4. Kết luận

- Quá trình khai thác dưới nền chỉ bắt đầu có ảnh hưởng lớn tới biến dạng nền khi được thực hiện tại phạm vi dưới công trình. Biến dạng ngang lớn nhất của nền đạt được khi khai thác

ở vị trí giữa công trình. Sau khi quá trình khai thác kết thúc, chuyển vị tại biên dưới nền đất là chuyển vị đều, nhưng mặc dù vậy trong nền vẫn còn tồn tại biến dạng kéo;

- Độ nghiêng bề mặt tường chắn tăng liên tục ra phía ngoài thậm trí khi biến dạng nền giảm. Khi kết thúc quá trình khai thác, độ nghiêng này vẫn còn đạt giá trị lớn (hơn 4%) nhưng nhờ khả năng chịu kéo tốt của cốt mềm nên công trình vẫn ổn định;
- Trong quá trình nền biến dạng, lực kéo trong các cốt đều tăng và có xu hướng phân bố đều hơn dọc theo chiều dài cốt. Ban đầu khai thác khi biến dạng nền còn nhỏ, lực kéo lớn nhất trong các cốt đạt giá trị cực đại tại khoảng giữa chiều cao tường chắn, còn khi biến dạng lớn, giá trị này có xu hướng chuyển tới cốt bên dưới và vẫn tăng cho tới khi kết thúc quá trình khai thác.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. CAO VĂN CHÍ, TRỊNH VĂN CƯƠNG. Cơ học đất. NXB Xây dựng. Hà nội, 2003.
2. Jerzy Kwiatek. Wybrane problemy Geotechniki terenów górniczych. Polska Akademia Nauk oddział w Katowicach, Komisja Górnictwa, *Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk, 1982. (Những vấn đề địa kỹ thuật nổi bật tại khu vực miền núi – tiếng Balan).*
3. Murray R.T., Jone C.J.F.P., Smith R.J.H. Reinforced soil in areas of mining subsidence. *Proceedings of the XII International Conference in Soil Mechanics and Foundations Engineering, Rio de Janeiro 13-18 August 1989, Vol. 2, Published by A.A. Balkema, Rotterdam 1992.*
4. Sawicki A., Kulczykowski M., Projektowanie ścian oporowych z gruntu zbrojonego geotekstylami. Szkola metod projektowania obiektów inżynierskich z zastosowaniem geotekstyliów. *III Ogólnopolska Konferencja Nauko -Techniczna, Ustron, 12/1995. Wyd. Stowarzyszenia Producentów Geotekstyliów. Bieskidzki Instytut Tekstylny. (Thiết kế tường chắn có cốt vải địa kỹ thuật – tiếng Balan).*
5. Vermeer P.A., Brinkgreve R.B.J. (Eds.), PLAXIS - finite element code for soil rock analyses. *Plaxis User's Manual v. 7. Plaxis B. V., Delft - Netherlands, 1998.*