

Phân tích ổn định mái dốc trên nền hai lớp đất theo phương pháp cân bằng giới hạn và phương pháp phần tử hữu hạn

Đoàn Tấn Thi^{1*}

¹ Phân hiệu tại Thành phố Hồ Chí Minh, Trường Đại học Giao thông vận tải

TỪ KHOÁ

Phân tích ổn định mái dốc
 Phương pháp cân bằng giới hạn
 Phương pháp phần tử hữu hạn

TÓM TẮT

Bài báo này nghiên cứu ổn định mái dốc trên nền 2 lớp đất với giả thiết bài toán biến dạng phẳng, đất nền được giả thiết tuân theo tiêu chuẩn chảy dẻo Mohr-Coulomb. Tác giả sử dụng phương pháp cân bằng giới hạn theo lời giải của Bishop, Janbu và Spencer trên phần mềm SLOPE/W và phương pháp phần tử hữu hạn trên phần mềm PLAXIS. Kết quả mô phỏng số bao gồm cơ cấu trượt và hệ số an toàn được so sánh trên 2 phương pháp này.

KEYWORDS

Slope stability analysis
 Limit equilibrium method (LEM)
 Finite element method (FEM)

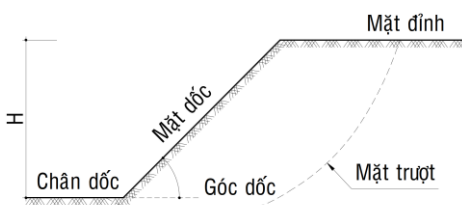
ABSTRACT

This paper investigates slope stability on two layers of soil with the assumption of plane strain problem, the ground is assumed to obey the Mohr-Coulomb yield criterion. The author uses the limit equilibrium method (LEM) according to the solutions of Bishop (BSM), Janbu (JSM) and Spencer (SM) on SLOPE/W software and the finite element method (FEM) on PLAXIS software. Numerical simulation results including sliding mechanism and safety factor (FS) are compared on these two methods.

1. Đặt vấn đề

Sạt lở đất là thảm họa thiên tai vô cùng nguy hiểm, ảnh hưởng tới sự an toàn và tài sản của hàng triệu người. Không những vậy, sạt lở đất còn phổ biến hơn bất kỳ sự kiện địa chất nào khác và có thể xảy ra ở mọi nơi trên thế giới. Trong các công trình xây dựng như thủy lợi, thủy điện, giao thông, dân dụng... thường xuyên gặp các mái dốc đào, đắp. Khi đó cần phải tính toán ổn định mái dốc để xác định hình dạng mặt trượt và hệ số an toàn FS nhỏ nhất của mái dốc nhằm đảm bảo độ an toàn cho phép.

Mái dốc là khối đất có mặt giới hạn là mặt dốc (Hình 1.1), mái dốc được hình thành do tác nhân tự nhiên (sườn núi, bờ sông...) hoặc do tác động nhân tạo (ví dụ: taluy nền đường đào, nền đắp, hố móng, thân đập, đê...).



Hình 1.1. Mặt cắt ngang một mái dốc.

Đánh giá ổn định mái dốc là vấn đề phức tạp và nhiều rủi ro. Sự phức tạp và rủi ro là do nhiều nguyên nhân như mô hình tính, số liệu khảo sát thăm dò và tính chất cơ lý không bền vững (cơ lý tính yếu) của các lớp đất đá. Do đó, khi các công trình đưa vào vận hành khai thác luôn tiềm ẩn những sự cố khó lường trước được. Trong các

nguyên nhân được đề cập trên thì cơ lý tính yếu ^[1] của các lớp đất đá đóng vai trò cao nhất, quyết định nhất đến tính ổn định mái dốc, đặc biệt là khi các công trình làm việc trong các điều kiện bất lợi (mưa, phong hóa,...).

Với tình trạng sự cố mất ổn định mái dốc có thể làm gián đoạn các dịch vụ cấp thiết như di chuyển giao thông, cung cấp lương thực, sản xuất điện và cơ sở hạ tầng... Với mong muốn nghiên cứu, phân tích cơ chế trượt, phân tích ổn định, giúp cho Kỹ sư Xây dựng có được dự báo khả năng trượt nhằm cứu người, giảm thiệt hại tài sản và cung cấp dịch vụ liên tục, và đây là lý do mà tác giả chọn đề tài nghiên cứu cơ chế trượt của mái dốc.

2. Phương pháp cân bằng giới hạn (LEM)

2.1. Các phương pháp cân bằng giới hạn

Trong phương pháp cân bằng giới hạn, khối đất trượt được chia thành nhiều mảnh (slice), có xét đến ảnh hưởng lực pháp tuyến và lực cắt giữa 2 mảnh nhằm xác định sức chống cắt của khối đất dọc theo mặt trượt đảm bảo điều kiện cân bằng lực và mô men. Fellenius ^[2] là người đầu tiên nghiên cứu phương pháp cân bằng giới hạn với giả thiết mặt trượt tròn nhưng bỏ qua ảnh hưởng lực pháp tuyến và lực trượt giữa 2 mảnh, được gọi là phương pháp thông thường Ordinary. Sau đó, Bishop ^[3] phát triển phương pháp mặt trượt tròn có xét đến lực pháp tuyến và bỏ qua ảnh hưởng của lực trượt giữa 2 mảnh. Hệ số an toàn FS của mái dốc theo Bishop phải thỏa mãn phương trình cân bằng lực theo phương đứng trên từng mảnh và phương trình cân bằng mô men tổng thể tại tâm của mặt trượt tròn.

*Liên hệ tác giả: thidtp@gmail.com

Nhận ngày 05/01/2022, sửa xong ngày 15/03/2022, chấp nhận đăng 26/05/2022

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.04.2022.337>

Janbu [4] giả thiết mái dốc phá hoại không theo mặt trượt tròn, và hệ số an toàn FS thỏa mãn phương trình cân bằng lực theo phương ngang trên từng mảnh, nhưng không thỏa mãn phương trình cân bằng mô men. Sau đó, Spencer [5] phân tích ổn định mái dốc với giả thiết phá hoại bất kỳ. Khi đó, khối đất trượt được chia thành nhiều mảnh, có xét đến lực pháp tuyến và lực trượt giữa 2 mảnh. Hệ số an toàn FS của mái dốc theo Spencer phải thỏa mãn phương trình cân bằng lực và phương trình cân bằng mô men. Sau đó Sarma [6], Chugh [7] và một số tác giả khác nghiên cứu tạo ra những phương pháp khác liên quan đến các giả định khác nhau về lực giữa các lát cắt, nhằm mục đích tìm ra những khác biệt chính trong các phương pháp khác nhau để xác định hệ số an toàn FS.

Tất cả các phương pháp LEM đều dựa trên các giả định nhất định đối với các lực pháp tuyến (E) và lực cắt (T) xen kẽ, và sự khác biệt cơ bản giữa các phương pháp là cách các lực này được xác định hoặc giả định.

2.2. Lựa chọn phương pháp phân tích ổn định mái dốc

Sử dụng LEM có ưu điểm chủ yếu là đơn giản thuận tiện, các thông số đầu vào đơn giản, dễ xác định. Tuy nhiên, LEM có hạn chế là không thỏa mãn điều kiện cân bằng ứng suất và không xét quan hệ giữa ứng suất và biến dạng. Điều này dẫn đến không xét được sự mất ổn định cục bộ trong mái dốc và sự phân bố ứng suất không đúng thực tế. Kết quả phân tích theo LEM phụ thuộc vào dạng mặt trượt đã định, do đó LEM phụ thuộc vào kinh nghiệm người tính toán khi xét mặt trượt.

Trong bài báo này, tác giả lựa chọn phương pháp phân tích theo lời giải của Bishop- hệ số an toàn FS thỏa mãn điều kiện cân bằng mô men, Janbu - hệ số an toàn FS thỏa mãn điều kiện cân bằng lực, Spencer - hệ số an toàn FS thỏa mãn điều kiện cân bằng lực và mô men.

Trong nghiên cứu này, phần mềm SLOPE/W được áp dụng để phân tích ổn định mái dốc trên nền hai lớp đất theo phương pháp cân bằng giới hạn với hệ số an toàn FS đã được xác định.

3. Phương pháp phần tử hữu hạn (FEM)

Lý thuyết trạng thái giới hạn sử dụng phương pháp phân tích phần tử hữu hạn dựa trên sự thay đổi ứng suất, biến dạng của các điểm chia trong mái dốc. Đây có thể xem là phương pháp phân tích chính xác, thỏa mãn các điều kiện cân bằng lực, điều kiện tương thích, phương trình cấu thành và điều kiện biên tại mỗi điểm của mái dốc.

Ưu điểm của FEM là mặt trượt không cần giả định trước, mặt phá hoại xảy ra khi sức kháng cắt của đất thấp hơn ứng suất cắt do trọng lượng bản thân của đất; Không yêu cầu các dữ liệu hoặc tiến hành phân mảnh phân tích dựa trên các phương trình cân bằng lực hoặc mô men; Có thể xác định được ứng suất và biến dạng tại mọi điểm trong mái dốc thông qua phân tích bằng phương pháp phần tử hữu hạn.

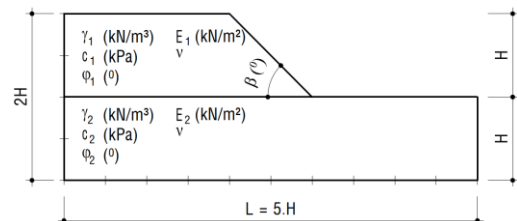
Phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng hai cách tiếp cận để phân tích ổn định mái dốc: phương pháp trực tiếp bằng cách sử dụng phương pháp suy giảm sức chống cắt (c-φ reduction), và phương pháp gián tiếp phân tích các hệ số an toàn FS bằng sự kết hợp với các phương pháp cân bằng giới hạn.

Trong nghiên cứu này, phần mềm PLAXIS được áp dụng để phân tích ổn định mái dốc trên nền hai lớp đất theo phương pháp phần tử hữu hạn.

4. Bài toán phân tích ổn định mái dốc trên nền 2 lớp đất

4.1. Mô tả sơ đồ mái dốc

Trong bài toán này, sơ đồ kích thước hình học mái dốc trên nền 2 lớp đất thỏa mãn điều kiện bài toán biến dạng phẳng được thể hiện trong Hình 4.1, sơ đồ bài toán là sự kết hợp của độ cao H của 2 lớp đất với nhiều điều kiện độ dốc β khác nhau. Bài toán phân tích với giả thiết đất nền thoát nước hoàn toàn (Drained), không xét mực nước ngầm (áp lực nước lỗ rỗng bằng không, tuy nhiên với bài toán hiện tại không xét đến ảnh hưởng của nước ngầm nên cao độ mực nước ngầm mặc định nằm tại đáy của mô hình) với điều kiện biên chuyển vị cưỡng bức bằng không, tức là dạng kết cấu ngầm. Bài toán được phân tích là mái dốc tự nhiên chịu ảnh hưởng của trọng lượng bản thân.



Hình 4.1. Mô hình bài toán phân tích ổn định mái dốc 2 lớp đất.

Các thông số đất nền khi phân tích ổn định mái dốc:

H (m): Chiều cao mái dốc

β (°): Góc nghiêng mái dốc

γ₁ γ₂ (kN/m³): Trọng lượng riêng của đất lớp 1, lớp 2

c₁ c₂ = c_{ref} (kPa): Lực dính đơn vị của đất lớp 1, lớp 2

φ₁ φ₂ (°): Góc ma sát trong của đất lớp 1, lớp 2

E₁ E₂ = E_{ref} (kN/m²): Mô đun biến dạng của đất lớp 1, lớp 2

ν: Hệ số Poisson

4.2. Mô tả phương pháp phân tích bằng phần mềm Slope và Plaxis

Với nền đất 2 lớp đất, tác giả phân tích ổn định mái dốc theo phương pháp cân bằng giới hạn theo lời giải của Bishop (BSM), Janbu (JSM) và Spencer (SM) sử dụng phần mềm SLOPE/W và so sánh với phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng phần mềm PLAXIS 8.6.

Trong bài toán này hệ số an toàn FS được khảo sát khi góc nghiêng của mái dốc thay đổi β = 30° ÷ 90°, các thông số khác của 2 lớp đất như γ, φ, E, k, ν được giả thiết là giống nhau. Vì sức chống cắt

của đất nền phụ thuộc vào lực dính c và góc ma sát trong φ , do đó trong bài báo này lực dính của 2 lớp đất được khảo sát thay đổi theo các trường hợp $c_2/c_1 = (0,25 \div 1,75)$.

4.3. Phân tích kết quả

4.3.1. Phân tích cơ cấu trượt mái dốc

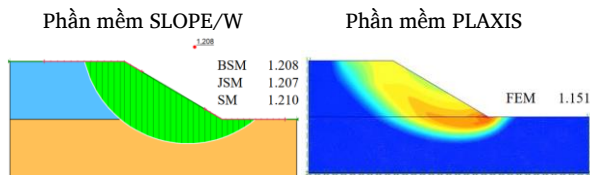
Với giả thiết lớp đất 1 (lớp trên) có lực dính $c_1 = 20 \text{ kN/m}^2$, lớp đất 2 (lớp dưới) có lực dính thay đổi $c_2 = 5 \div 35 \text{ kN/m}^2$ nhằm khảo sát ảnh hưởng của lực dính của 2 lớp đất đối với hệ số an toàn FS của mái dốc. Kết quả phân tích cho thấy:

- Khi tỉ số $c_2/c_1 < 1$ hay $c_2 < c_1$: điều này chứng tỏ lớp đất 2 có khả năng chịu tải yếu hơn lớp đất 1. Kết quả phân tích ổn định cho thấy, khi góc nghiêng $\beta = 30^\circ, \beta=45^\circ, \beta=60^\circ, \beta=75^\circ$ và $c_2/c_1=0.25$, mái dốc có khuynh hướng phá hoại mở rộng ở đỉnh và trượt sâu xuống lớp đất 2 (lớp đất yếu phía dưới) như Hình 4.2a, 4.3a, 4.4a, 4.5a.

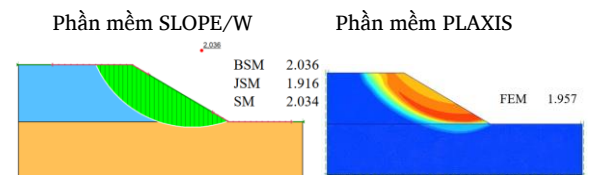
- Khi tỉ số $c_2/c_1 > 1$ hay $c_2 > c_1$: điều này chứng tỏ lớp đất 2 có khả năng chịu tải lớn hơn lớp đất 1. Kết quả phân tích ổn định cho thấy, khi góc nghiêng $\beta = 30^\circ, \beta=45^\circ, \beta=60^\circ, \beta=75^\circ$ và $c_2/c_1=1.25$, mái dốc có mặt trượt thu hẹp ở đỉnh và trượt ở chân mái dốc trong phạm vi lớp đất yếu phía trên (lớp đất 1) như Hình 4.2b, 4.3b, 4.4b, 4.5b.

Theo kết quả phân tích ta nhận thấy cơ cấu trượt ở hai phương pháp LEM và FEM có sự khác biệt không đáng kể.

- Cơ cấu trượt mái dốc với góc nghiêng $\beta = 30^\circ$:

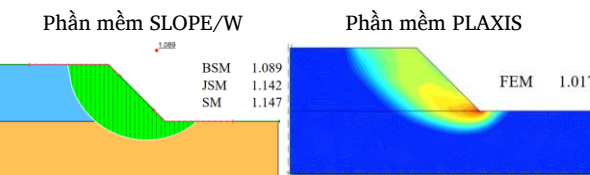


Hình 4.2a. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 30^\circ, c_2/c_1 = 0,25$.

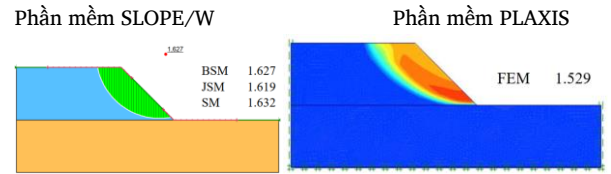


Hình 4.2b. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 30^\circ, c_2/c_1 = 1,25$.

- Cơ cấu trượt mái dốc với góc nghiêng $\beta = 45^\circ$:

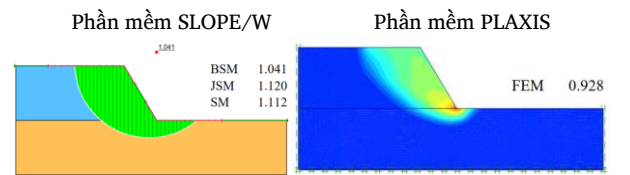


Hình 4.3a. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 45^\circ, c_2/c_1 = 0,25$.

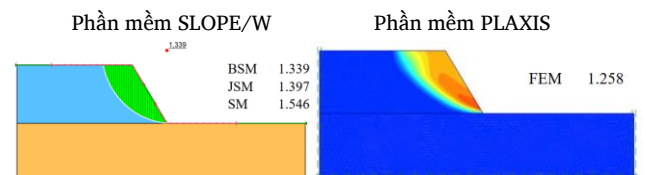


Hình 4.3b. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 45^\circ, c_2/c_1 = 1,25$.

- Cơ cấu trượt mái dốc với góc nghiêng $\beta = 60^\circ$:

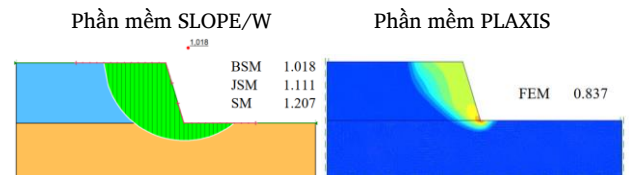


Hình 4.4a. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 60^\circ, c_2/c_1 = 0,25$.

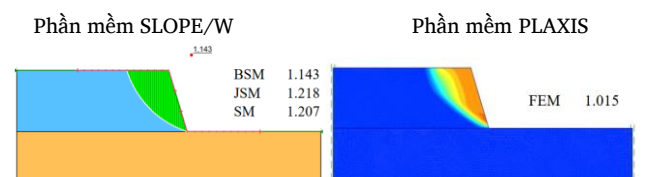


Hình 4.4b. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 60^\circ, c_2/c_1 = 1,25$.

- Cơ cấu trượt mái dốc với góc nghiêng $\beta = 75^\circ$:

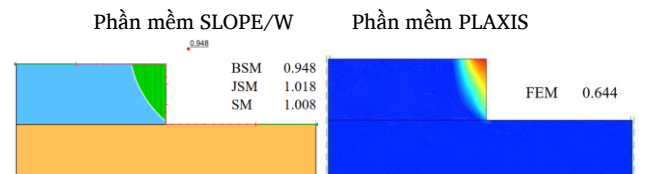


Hình 4.5a. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 75^\circ, c_2/c_1 = 0,25$.

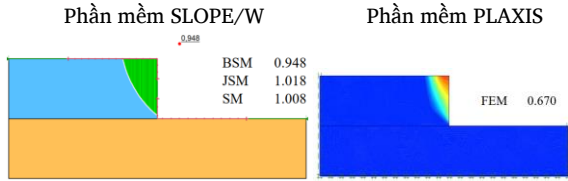


Hình 4.5b. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 75^\circ, c_2/c_1 = 1,25$.

- Với góc nghiêng $\beta = 90^\circ$:



Hình 4.6a. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 90^\circ, c_2/c_1 = 0,25$.



Hình 4.6b. Cơ cấu trượt của mái dốc khi $\beta = 90^\circ$, $c_2/c_1 = 1,25$.

4.3.2. Phân tích hệ số an toàn FS

Bảng 4.1 trình bày sự thay đổi của hệ số an toàn FS mái dốc phụ thuộc vào góc nghiêng β và hệ số c_2/c_1 của 2 lớp đất. Kết quả cho thấy, với góc nghiêng mái dốc β cho trước, khi hệ c_2/c_1 tăng thì hệ số an toàn FS càng tăng.

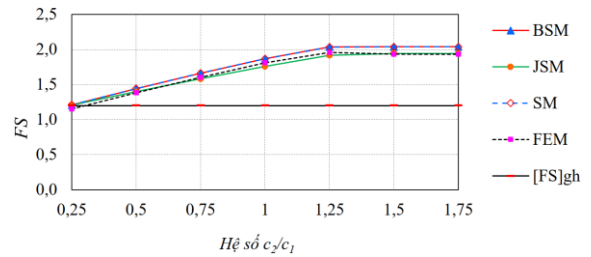
Bảng 4.1. Hệ số an toàn FS mái dốc thay đổi theo tỷ số c_2/c_1 .

β°	c_2/c_1	Cân bằng giới hạn LEM			FEM	β°	c_2/c_1	Cân bằng giới hạn LEM			FEM
		BSM	JSM	SM				BSM	JSM	SM	
30	0.25	1.208	1.207	1.210	1.151	75	0.25	1.018	1.111	1.207	0.837
	0.5	1.440	1.399	1.441	1.381		0.5	1.143	1.218	1.207	0.943
	0.75	1.661	1.581	1.662	1.603		0.75	1.143	1.218	1.207	1.012
	1	1.868	1.757	1.867	1.808		1	1.143	1.218	1.207	1.024
	1.25	2.036	1.916	2.034	1.957		1.25	1.143	1.218	1.207	1.015
	1.5	2.039	1.943	2.037	1.934		1.5	1.143	1.218	1.207	1.016
45	0.25	1.089	1.142	1.147	1.017	90	0.25	0.948	1.018	1.008	0.644
	0.5	1.291	1.317	1.319	1.224		0.5	0.948	1.018	1.008	0.662
	0.75	1.469	1.478	1.486	1.389		0.75	0.948	1.018	1.008	0.675
	1	1.573	1.572	1.583	1.490		1	0.948	1.018	1.008	0.665
	1.25	1.627	1.619	1.632	1.529		1.25	0.948	1.018	1.008	0.670
	1.5	1.627	1.619	1.632	1.526		1.5	0.948	1.018	1.008	0.647
60	0.25	1.041	1.120	1.112	0.928		1.75	0.948	1.018	1.008	0.663
	0.5	1.223	1.289	1.292	1.103						
	0.75	1.337	1.397	1.443	1.204						
	1	1.339	1.397	1.522	1.262						
	1.25	1.339	1.397	1.546	1.258						
	1.5	1.336	1.397	1.550	1.259						
	1.75	1.336	1.397	1.552	1.255						

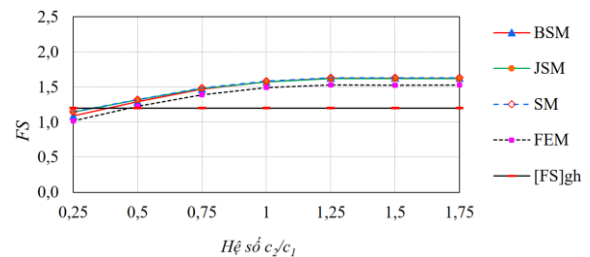
Hình 4.7 trình bày so sánh hệ số an toàn FS mái dốc trên nền 2 lớp đất sử dụng SLOPE/W và PLAXIS đối với góc nghiêng mái dốc $\beta = 30^\circ$ đến 90° , ta thấy:

- Khi tỉ số c_2/c_1 tăng từ 0,25 ÷ 1,25 thì hệ số an toàn FS gia tăng liên tục, điều này chứng tỏ lực dính lớp đất 2 ($c_2 < 1,25 c_1$) ảnh hưởng đến hệ số an toàn mái dốc FS. Khi tỉ số $c_2/c_1 = 1,25$ thì hệ số an toàn FS đạt giá trị lớn nhất.
- Nếu tỉ số tiếp tục gia tăng $c_2/c_1 \geq 1,25$ thì hệ số an toàn FS có giá trị không đổi, điều này chứng tỏ khi lớp đất 2 tốt hơn lớp đất 1 ($c_2 \geq 1,25 c_1$), nếu tiếp tục tăng giá trị c_2 thì lực dính sẽ không ảnh hưởng đến hệ số an toàn FS.
- Khi góc nghiêng mái dốc $\beta = 30^\circ$ đến 60° và $c_2/c_1 \geq 0,75$, hệ số an toàn FS $> [FS]_{gh} = 1,2$; do đó mái dốc đảm bảo điều kiện ổn định trong điều kiện tự nhiên.
- Khi $\beta = 75^\circ$ và $\beta = 90^\circ$, hệ số an toàn FS $< [FS]_{gh} = 1,2$ ứng với tất cả các hệ số lực dính c_2/c_1 , mái dốc không đảm bảo điều kiện

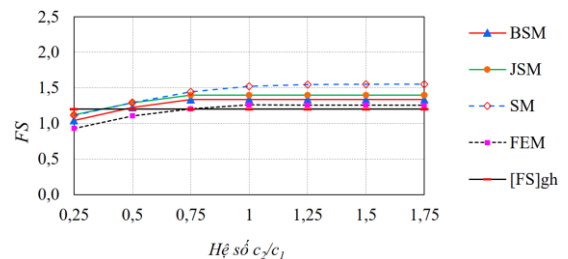
ổn định trong điều kiện tự nhiên, ta cần các biện pháp gia cố thì mái dốc đảm bảo ổn định.



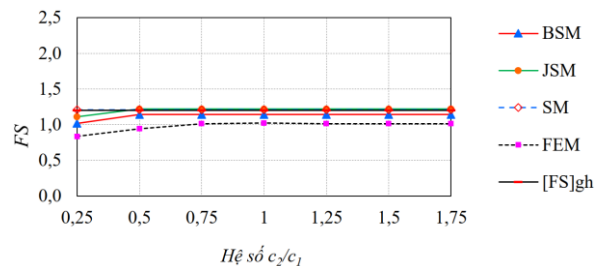
Hình 4.7a. So sánh FS của LEM và FEM, $\beta = 30^\circ$, $c_2/c_1 = (0,25 \div 1,75)$.



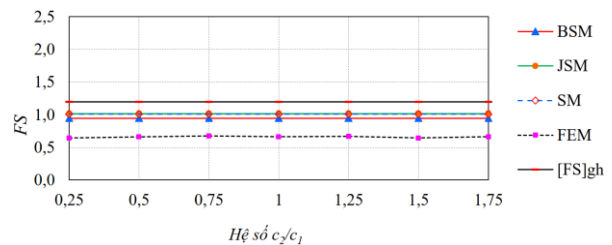
Hình 4.7b. So sánh FS của LEM và FEM, $\beta = 45^\circ$, $c_2/c_1 = (0,25 \div 1,75)$.



Hình 4.7c. So sánh FS của LEM và FEM, $\beta = 60^\circ$, $c_2/c_1 = (0,25 \div 1,75)$.



Hình 4.7d. So sánh FS của LEM và FEM, $\beta = 75^\circ$, $c_2/c_1 = (0,25 \div 1,75)$.



Hình 4.7e. So sánh FS của LEM và FEM, $\beta = 90^\circ$, $c_2/c_1 = (0,25 \div 1,75)$.

5. Kết luận

Từ kết quả phân tích bài toán ổn định mái dốc trên nền hai lớp đất ta thấy:

- Cơ cấu trượt của hai phương pháp LEM và FEM có sự khác biệt không đáng kể, hệ số an toàn FS chênh lệch không nhiều, và phương pháp FEM cho kết quả hệ số an toàn FS nhỏ hơn phương pháp LEM.

- Với nền đồng nhất, khi góc ma sát trong φ tăng cơ cấu trượt chuyển từ trượt mở rộng ở đỉnh và trượt sâu xuống chân mái dốc sang dạng trượt thu hẹp ở đỉnh và chân mái dốc, lúc này hệ số an toàn FS tăng, chứng tỏ mái dốc ổn định hơn, tuy nhiên ổn định của mái dốc còn phụ thuộc vào góc nghiêng β .

- Với bài toán nền 2 lớp đất, khi lớp đất 1 tốt hơn lớp 2 phía dưới ($c_2/c_1 < 1$), mái dốc trượt mở rộng ở đỉnh và trượt sâu xuống lớp đất yếu hơn, khi lớp đất 2 có khả năng chịu tải lớn hơn lớp đất 1 ($c_2/c_1 > 1$), thì mái dốc có mặt trượt thu hẹp ở đỉnh và trượt ở chân mái dốc trong phạm vi lớp đất yếu phía trên. Tuy nhiên, với những mái dốc thẳng đứng thì chỉ xảy ra ở lớp đất phía trên với tất cả các hệ số c_2/c_1 . Qua đó, nhận thấy rằng khi c_2/c_1 tăng từ 0.25 ÷ 1.25 hệ số an toàn tăng liên tục, điều này chứng tỏ lực dính lớp đất 2 ảnh hưởng đến hệ số an toàn mái dốc FS, khi $c_2/c_1 \geq 1.25$ thì việc thay đổi lực dính c_2 không còn ảnh hưởng đến hệ số an toàn FS.

- Sự ổn định của mái dốc tự nhiên phụ thuộc vào góc nghiêng mái dốc β , góc ma sát trong φ và lực dính c , do đó sức chống cắt của đất c , φ ảnh hưởng đến hệ số an toàn mái dốc. Khi góc nghiêng mái dốc càng lớn cần phải có biện pháp gia cường để mái dốc đảm bảo ổn định.

- Hướng nghiên cứu tiếp theo là khảo sát, tính toán kết quả tính ổn định trượt một công trình thực tế để kiểm chứng, đánh giá và so sánh kết quả của nghiên cứu kết hợp với nghiên cứu tính toán trên nhiều số liệu địa chất, thủy văn, các dạng tải trọng khác nhau.

Tài liệu tham khảo

- [1]. Nguyễn Bá Duẩn, Đặng Thanh Hải, Vũ Đức Minh, Lê Thị Thúy Hiền, *Nghiên cứu xác định nguyên nhân trượt lở khu vực cầu móng sên tỉnh Lào Cai*.
- [2]. Fellinius, (1936), *Calculations of the Stability of Earth Dams*, Proceedings of the Second Congress of Large Dams, Vol. 4, pp. 445-63, Washington D. C.
- [3]. Bishop, A. W, (1955), *The use of slip circles in stability analysis of slopes*, Geotechnique, Vol. 5 No. 1, pp. 7-17, London.
- [4]. Janbu, N, (1954), *Stability analysis of Slopes with Dimensionless Parameters*, Thesis for the Doctor of Science in the Field of Civil Engineering, Harvard University Soil Mechanics Series, No. 46.
- [5]. Spencer, E, (1967), *A method of Analysis of the Stability of Embankments*, Assuming Parallel Interslice Forces. Geotechnique, Vol. 17, pp. 11-26
- [6]. Sarma, S. K, (1973), *Stability Analysis of Embankment and Slopes*, Geotechnique, Vol. 23 (3), pp. 423-33.
- [7]. Chugh, A. K, (1986), *Variable Interslice Force Inclination in Slope Stability Analysis*, Soils and Foundations, Vol.26 No. 1, pp. 115-121.