

PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI ĐỐC NỀN ĐƯỜNG BẰNG PHƯƠNG PHÁP CÂN BẰNG GIỚI HẠN VÀ PHẦN TỬ HỮU HẠN THEO TIÊU CHUẨN AASHTO – LRFD

ANALYSIS OF EMBANKMENT SLOPE STABILITY BY LIMIT EQUILIBRIUM METHOD AND FINITE ELEMENT METHOD ACCORDING TO AASHTO – LRFD

Châu Trường Linh¹, Nguyễn Thanh Quang²

¹Trường Đại học Bách khoa - Đại học Đà Nẵng; ctlinh@dut.udn.vn

²Nghiên cứu sinh khóa 30, năm 2015, Đại học Đà Nẵng; nguyenthanhquang1987@gmail.com

(Nhận bài: 01/9/2020; Chấp nhận đăng: 12/11/2020)

Tóm tắt - Bài báo mô tả một quy trình tính toán theo TCVN và một quy trình tính toán được đề xuất theo AASHTO – LRFD cho bài toán phân tích ổn định mái dốc nền đường, bao gồm đánh giá độ ổn định tổng thể của các kết cấu gia cường ổn định. Hai thông số vật liệu quan trọng trong tính toán gồm sức chống cắt của vật liệu đắp và cường độ vật liệu gia cường (cốt, neo). Kết quả so sánh hệ số ổn định giữa tính toán theo TCVN và theo AASHTO – LRFD dựa trên hai phương pháp cân bằng giới hạn (LEM) và phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) sẽ giúp bài toán ổn định mái dốc đạt được mức độ tin cậy và an toàn cao cho bài toán ổn định mái dốc nền đường khi đưa vào khai thác vận hành.

Từ khóa - ổn định mái dốc; AASHTO – LRFD; hệ số ổn định; cân bằng giới hạn; phần tử hữu hạn.

1. Đặt vấn đề

Hiện tượng sụt trượt mái dốc nền đường xảy ra khi xuất hiện sự mất cân bằng về lực hay mô men, phát sinh do trọng lượng bản thân chính khối đất đá trên mái dốc. Bài toán về ổn định của mái dốc đã được khảo sát từ rất lâu. Tuy vậy, cho tới cuối thế kỷ XX người ta vẫn dùng phương pháp giả định mặt trượt là cung tròn và xét trạng thái cân bằng của khối trượt (LEM). Điển hình là phương pháp của Fellenius, Morgenstern-price và Bishop. Tuy nhiên, trong khoảng một thập kỷ trở lại đây, người ta đã bắt đầu phân tích bài toán này theo lý thuyết đàn hồi - dẻo (FEM).

Tiêu chuẩn thiết kế Việt Nam hiện nay về đánh giá ổn định mái dốc nền đường (22TCN 262-2000, 22TCN 171-1987) thì tính toán theo các phương pháp cổ điển (phương pháp tất định), tức là các thông số đầu vào đều là hằng số. Theo đó, mái dốc nền đường được xem là ổn định khi hệ số ổn định (K_{od}) lớn hơn hệ số an toàn cho phép ($[K]$). Và tùy vào phương pháp tính toán thì hệ số $[K]$ này là khác nhau, điều này là do mỗi phương pháp đều được đơn giản hóa khi tính toán. Tuy nhiên, tính chất cơ lý của các lớp đất đá (dung trọng (γ), sức chống cắt (C, ϕ)) luôn có sự thay đổi dưới sự tác động của môi trường, đặc biệt khi có hiện tượng thấm. Do đó, phương pháp tất định là không thể phản ánh thực tế làm việc của công trình. Vì vậy, các tuyến đường khi vận hành vẫn thường xuyên gặp các sự cố sụt trượt do mất ổn định.

Abstract - This report describes a proposed procedure and process for implementation of TCVN and LRFD for slope stability analysis applications, including evaluation of overall stability of earth retaining structures. Two important material parameters in the calculation include shear strength parameters and the strength of the reinforced material. The results of the comparison of the stable score between the calculation according to TCVN and AASHTO - LRFD based on two methods of limit equilibrium method (LEM) and finite element method (FEM) will help the slope stability problem achieve a high level of reliability and slope stability of the project to put into use and operation.

Key words - slope stability; AASHTO – LRFD; factor of safety; limit equilibrium method; finite element method

Để có cơ sở khoa học cho các vấn đề trên, tác giả đã tiến hành nghiên cứu, xác định hệ số ổn định của nền đường trong nhiều trường hợp khác nhau theo hai phương pháp LEM và FEM và đánh giá hệ số ổn định mái dốc theo tiêu chuẩn Việt Nam hiện hành và AASHTO – LRFD. Trong quá trình phân tích, tác giả ứng dụng phần mềm Geoslope cho phương pháp LEM và phần mềm Plaxis cho phương pháp FEM.

2. Phương pháp đánh giá ổn định mái dốc nền đường

2.1. Phương pháp cân bằng giới hạn (LEM)

Nguyên lý phân mảnh khối trượt theo phương pháp LEM đã được chứng minh là khá hiệu quả trong phân tích địa kỹ thuật và vẫn đang được sử dụng rộng rãi trong thực tế. Phương pháp LEM được đề xuất từ Fellenius [1], sau đó được nhiều tác giả khác phát triển như Bishop [2], Morgenstern-Price [3], Spencer [4],... Mỗi tác giả đưa ra các phương trình cân bằng khác nhau, chủ yếu ở việc xét mối quan hệ giữa các lực tương tác giữa các mảnh. Các bước cơ bản khi sử dụng phương pháp LEM phân tích ổn định mái dốc là:

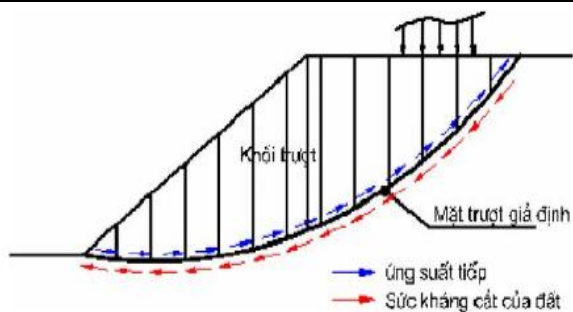
Bước 1: Vẽ một cơ chế trượt tùy ý gồm các mặt trượt;

Bước 2: Giải các phương trình cân bằng tĩnh về lực và mô men của cơ chế đó để xác định cường độ huy động của đất hoặc các ngoại lực;

Bước 3: Kiểm tra cân bằng tĩnh của các cơ chế khác và tìm cơ chế giới hạn ứng với lực cân bằng giới hạn.

¹ The University of Danang - University of Sciences and Technology (CHAU Trường-Linh)

² 30th Co-hort Postgraduate 2015, The University of Danang (Nguyễn Thanh Quang)



Hình 1. Mặt trượt giả định hình trụ tròn

Hệ số ổn định của mái dốc được đánh giá là:

$$FoS = \frac{\text{Tổng ứng suất tiếp (sức kháng cắt) giới hạn}}{\text{Tổng ứng suất thực ở khối trượt}}$$

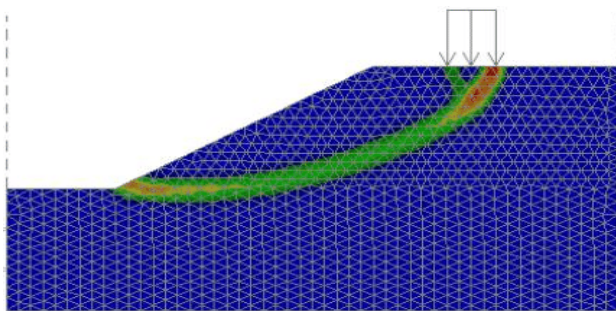
2.2. Phương pháp phân tử hữu hạn (FEM)

Nhờ sự phát triển nhanh chóng trong kỹ thuật tính toán, các phương pháp số mới hơn như FEM đang trở nên phổ biến hơn trong lĩnh vực phân tích ổn định mái dốc. Phương pháp FEM là phương pháp có thể được sử dụng để tính toán ứng suất, biến dạng, áp lực lỗ rỗng và các đặc tính khác của khối đất trong quá trình xây dựng. Liên quan vấn đề này, đã có nhiều công bố liên quan tới lý thuyết phân tích ổn định mái dốc mà không cần đến việc giả định mặt trượt như: Lane và Griffiths [5], Zheng và cộng sự [6], ... Các bước cơ bản khi sử dụng phương pháp FEM để phân tích ổn định mái dốc gồm:

Bước 1: Giảm thông số sức chống cắt (C , φ) đến khi khối đất bị phá hoại;

Bước 2: Tính hệ số ổn định FoS;

Bước 3: Sử dụng cùng với một số công cụ thiết kế tự động xác định cơ chế phá hoại nguy hiểm nhất.



Hình 2. Mặt trượt theo lưới phân tử hữu hạn

Hệ số ổn định của mái dốc được đánh giá là:

$$FoS = \frac{\text{Độ bền ban đầu}}{\text{Độ bền tại thời điểm phá hoại}}$$

Ưu điểm đáng kể nhất của phương pháp này là xét đến quan hệ ứng suất biến dạng của đất và loại bỏ các giả định được áp dụng trong LEM để thay đổi bài toán siêu tĩnh thành bài toán tĩnh định.

2.3. Yêu cầu về hệ số ổn định trong tính toán ổn định mái dốc nền đường

Việc tính toán ổn định mái dốc nền đường cần những tài liệu sau [7]:

- Mặt cắt địa chất công trình có tỷ lệ 1/500 – 1/200, trong đó khối đất được phân thành các phần tử địa chất kèm theo các tính chất cơ lý đặc trưng.

- Các chỉ tiêu cơ lý tiêu chuẩn của đất đá bao gồm: lực

dính (C), góc ma sát trong (φ), khối lượng thể tích (γ), ... Ngoài ra tùy từng trường hợp cụ thể, còn phải thu thập thêm các số liệu cơ bản khác như: hệ số thấm (K), thành phần hạt, quan hệ giữa ứng suất cắt và độ ẩm của đất, ...

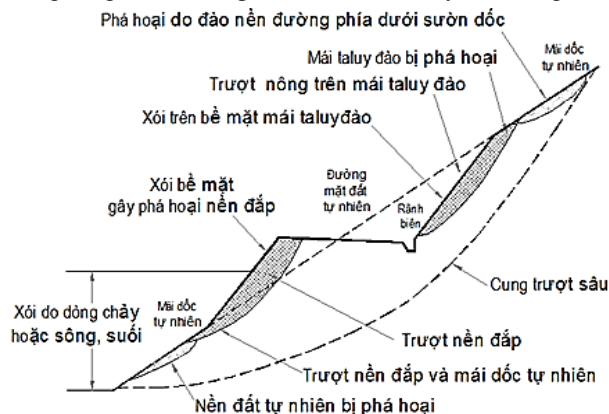
- Các số liệu về địa chất thủy văn, thủy văn khu vực, địa chấn khu vực.

- Tài liệu về khảo sát địa hình, tư liệu khác về hoạt động địa chất công trình khu vực.

Hình 3 trình bày các trường hợp mất ổn định mái dốc nền đường điển hình. Ở tất cả các trường hợp tính toán, mái dốc nền đường được xem là ổn định khi điều kiện sau đây được đảm bảo:

$$FoS \geq [K].$$

- Hệ số $[K]$ tính toán theo 22TCN171-1987 – Quy trình khảo sát địa chất công trình và thiết kế biện pháp ổn định nền đường vùng có hoạt động trượt, sụt lún được lấy theo Bảng 1 [7].



Hình 3. Các trường hợp mất ổn định mái dốc điển hình

Bảng 1. Hệ số ổn định tiêu chuẩn $[K]$ theo 22TCN171-1987

Các dạng mất ổn định của mái dốc	Đánh giá khả năng mất ổn định	Phương pháp tính toán	$[K]$
- Trượt tầng phủ, lớp bề mặt mái dốc - Xói lở bề mặt mái dốc - Xói ngầm cơ học	Mất ổn định cục bộ	Mặt trượt trụ	1.50 1.00 1.00
- Khối đất mái dốc bị dịch chuyển theo nguyên tắc vừa trượt vừa quay (trượt đất) - Sụt trượt mái dốc - Trượt nền	Mất ổn định chung	tròn xoay và mặt trượt gãy khúc	1.30 ÷ 1.25 1.00 1.00

- Hệ số $[K]$ tính toán theo 22TCN262-2000 – Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu khi áp dụng kiểm toán ổn định mái dốc trên nền đất yếu thì [8]:

+ Khi áp dụng phương pháp nghiệm toán ổn định theo cách phân mảnh cô điển với mặt trượt tròn khoét xuống vùng đất yếu thì hệ số ổn định $[K] = 1.20$.

+ Khi áp dụng phương pháp Bishop để nghiệm toán ổn định thì hệ số ổn định nhỏ nhất $[K] = 1.40$;

Tiêu chuẩn AASHTO – LRFD ((Load and Resistance Factor Design) đối với bài toán phân tích ổn định mái dốc nền đường và các kết cấu gia cường mái dốc được tham vấn bởi các nhà nghiên cứu ở MoDOT (Missouri Department of Transportation) đã thiết lập các trường hợp đánh giá ổn định

tổng thể dựa trên phương pháp luận theo hệ số tải trọng và hệ số sức kháng LRFD. Các trường hợp tính toán và hệ số ổn định tiêu chuẩn được trình bày ở Bảng 2 [9].

Bảng 2. Hệ số ổn định tiêu chuẩn [K] theo AASHTO – LRFD

Các dạng mất ổn định	Phương pháp tính toán	Thông số tính toán	Tham số tính toán	[K]
Ổn định mái dốc nền đường đắp	Phương pháp tổng ứng suất	γ, s_u	$s_u = \frac{q_u}{2}$ or $s_u = \frac{2}{3} s_{u-TV}$	1.00
	Phương pháp ứng suất hữu hiệu	$\gamma, u, \bar{\phi}, \bar{C}$	Thí nghiệm DS trên các mẫu ống Shelby 3÷5 in Ước tính từ tương quan PI và AVFAC	1.50 1.25
Sửa chữa sụt trượt mái dốc	Phương pháp ứng suất hữu hiệu	$\gamma, u, \bar{\phi}, \bar{C}$	Quy trình tính toán ngược và / hoặc thí nghiệm DS	1.25
Mái dốc tạm thời	Phương pháp tổng ứng suất	γ, s_u	$s_u = \frac{q_u}{2}$ or $s_u = \frac{2}{3} s_{u-TV}$	1.10 ÷ 1.15
Ổn định mái dốc khi mực nước hạ thấp nhanh	Phương pháp ứng suất hữu hiệu	$\gamma, u, \bar{\phi}, \bar{C}$	Thí nghiệm DS trên các mẫu ống Shelby 3÷5 in hoặc Ước tính từ tương quan PI và AVFAC Tính toán giá trị áp lực nước lỗ rỗng	1.00
				1.50
Ổn định trượt mái dốc	Phương pháp ứng suất hữu hiệu	$\gamma, u, \bar{\phi}, \bar{C}$	Thí nghiệm DS trên các mẫu ống Shelby 3÷5 in Ước tính từ tương quan PI và AVFAC	1.50
				1.25
Ổn định mái dốc có kết cấu tường chắn	Phương pháp ứng suất hữu hiệu	$\gamma, u, \bar{\phi}, \bar{C}$	Thí nghiệm DS trên các mẫu ống Shelby 3÷5 in hoặc Ước tính từ tương quan PI và AVFAC	1.50
				1.50
Động đất	Phương pháp tính	Tùy trường hợp	Tùy trường hợp	1.10

2.4. Mô hình hình học của mái dốc

Nền đường đắp cao thuộc dự án tại khu công nghiệp Nhân Cơ, tỉnh Đắk Nông, Việt Nam. Công trình hoàn công vào tháng 2/2020, chắn ngang vùng tụ thủy rộng lớn dạng “máng”, có lưu vực khoảng 14ha. Vào ngày 4/4/2020 đã xảy ra sụt trượt với chiều dài vùng trượt khoảng 150m, chiều rộng 70m, cao 40m [10].

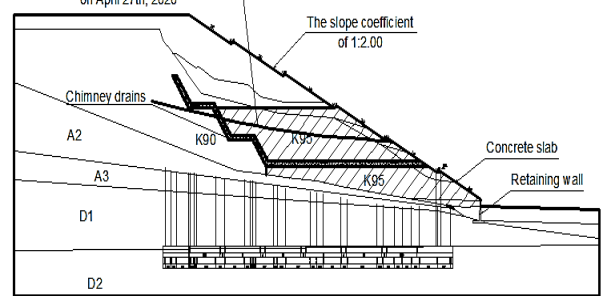


Hình 4. Toàn cảnh khu vực sụt trượt

Dựa trên các dữ liệu khảo sát địa hình, địa chất, địa chất

thủy văn được triển khai ngay sau khi xảy ra sụt trượt, thiết kế mặt cắt ngang mái dốc nền đường mới được thể hiện ở Hình 4.

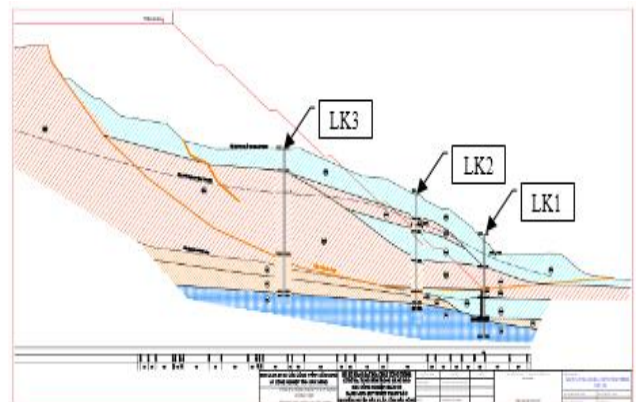
The seepage flow is in accordance with the surveys on April 27th, 2020



Hình 5. Mặt cắt ngang đại diện mái dốc nền đường

2.5. Tính chất cơ lý vật liệu

Qua khảo sát đánh giá sơ bộ, địa chất tuyến chủ yếu là các lớp đất đắp trên nền đá bazan phong hóa, nứt nẻ, vờ tầng, màu đen, độ cứng cấp độ 4÷7 (lớp D1, D2). Nhằm mục đích xác định lại các chỉ tiêu lớp đất đắp phục vụ công tác đánh giá nguyên nhân sụt trượt, tác giả thực hiện lại công tác thăm dò như khảo sát địa chất (3 lỗ khoan – Hình 6) và công tác thí nghiệm trong phòng gồm thí nghiệm xác định các chỉ tiêu cơ lý (9 chỉ tiêu), thí nghiệm cố kết, thí nghiệm cắt phẳng.



Hình 6. Vị trí 3 lỗ khoan trên mặt cắt ngang đại diện

Căn cứ báo cáo địa chất công trình của đoạn nền đường cần xử lý sụt trượt. Chỉ tiêu cơ lý cơ bản các lớp đất và vật liệu gia cố được thể hiện ở Bảng 3, 4 [11].

Bảng 3. Thông số về vật liệu đắp mái dốc nền đường

Ký hiệu	Đơn vị	K90 TN	K90 BH	A3	A4	D1	D2	Cat loc	K95 TN	K95 BH
Model	[-]	MC	MC	MC	MC	LE	LE	MC	MC	MC
Type	[-]	Dr.	Dr.	UDr.	UDr.	Dr.	Dr.	Dr.	Dr.	Dr.
γ_{unsat}	kN/m ³	17.87	17.87	17.10	17.22	18.80	22.80	18.00	18.74	18.74
γ_{sat}	kN/m ³	18.94	18.94	19.00	18.92	-	-	19.50	19.37	19.37
K_r	m/day	0.09	0.09	0.86	0.86	-	-	86.40	0.09	0.09
E	kN/m ²	5.0E4	5.0E4	1700	1600	1.1E4	2.1E4	5000	5.5E4	5.5E4
v	[-]	0.35	0.35	0.30	0.30	0.25	0.25	0.20	0.35	0.35
C	kN/m ²	140.0	36.0	6.37	6.08	-	-	0.00	148.0	40.0
ϕ	°	38.45	24.4	16.48	18.68	-	-	30.00	41.67	36.73
ψ	°	5.45	0	0	0	-	-	0	7.00	6.73

Bảng 4. Thông số về kết cấu gia cường ổn định

Ký hiệu	Đơn vị	Tường chắn	Tấm BT
Model	[-]	LE	Elastic
Type	[-]	Non.	-
γ_{unsat}	kN/m ³	25.00	-
E_{ref}	kN/m ²	2.9E6	-
ν	[-]	0.2	0.2
EA	kN/m	-	3.00E6
EI	kNm ² /m	-	2.25E4
D	m	-	0.3
w	kN/m/m	-	8.4

2.6. Các điều kiện biên bài toán

2.6.1. Điều kiện mực nước

Căn cứ hồ sơ thiết kế xây dựng công trình thì [11]:

- Mực nước thiết kế ($P = 1\%$) (MNLTK) = +621.68m
- Mực nước chết (MNC) = +610.00m

2.6.2. Tính toán quy đổi tải trọng xe

Tải trọng xe được quy đổi tương đương thành lớp đất đắp tính cho thành phần xe có tải trọng nặng nhất theo thiết kế, trình bày ở Bảng 5.

Bảng 5. Bảng tổng hợp quy đổi tải trọng xe

G - Trọng lượng 1 xe (chọn xe nặng nhất), Tấn	50
n - Số xe tối đa có thể xếp được trên bề rộng mặt đường	2
g - Dung trọng trung bình của kết cấu áo đường, T/m ³	2.5
l - Phạm vi phân bố của tải trọng xe theo hướng dọc, m	6.6
b - Khoảng cách ngang giữa tim bánh xe, m	1.8
d - Khoảng cách ngang tối thiểu giữa các xe, m	1.3
B - Bề rộng phân bố ngang của các xe, m	6.9
Chiều dày lớp đất tương đương quy đổi, m	0.88

$$h_x = \frac{n.G}{\gamma.Bl}$$

2.6.3. Hệ số ổn định tiêu chuẩn

Theo tiêu chuẩn AASHTO – LFRD [9] thì hệ số ổn định tiêu chuẩn [K] = 1.00 (Các chỉ tiêu sức chống cắt đất đắp giảm 1.25 lần giá trị).

Theo tiêu chuẩn 22TCN171-1987 [7] thì hệ số ổn định tiêu chuẩn [K] = 1.25.

2.6.4. Trường hợp kiểm tra

Theo giải pháp đề xuất xử lý ổn định thềm và ổn định sụt trượt taluy nền đường đắp, tính toán kiểm tra ổn định mái dốc, tường chắn mái taluy khi công trình đưa vào sử dụng. Tiến hành tính toán kiểm tra cho 2 trường hợp:

Trường hợp 1 (TH1): Trường hợp làm việc trong điều kiện mực nước phía hồ là mực nước thiết kế (+621.68); mực nước ngầm theo số liệu khảo sát ngày 27/4/2020.

Trường hợp 2 (TH2): Trường hợp làm việc trong điều kiện mực nước phía hồ là mực nước chết (+610.00); mực nước ngầm theo số liệu khảo sát ngày 27/4/2020.

3. Áp dụng tính toán

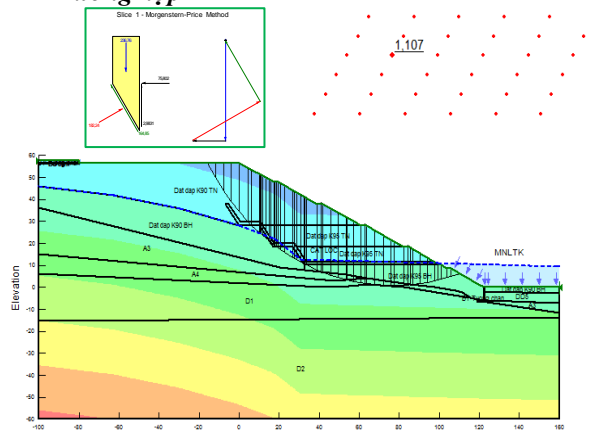
3.1. Kết quả bài toán theo phương pháp LEM

Phương pháp LEM được lập trình theo các phần mềm và thương mại hóa một cách rộng rãi. Phần mềm điển hình

cho phương pháp này phải kể đến Geoslope. Trong nội dung bài báo, tác giả sử dụng mô đun Slope/W và phương pháp Morgenstern-Price trong tính ổn định mái dốc.

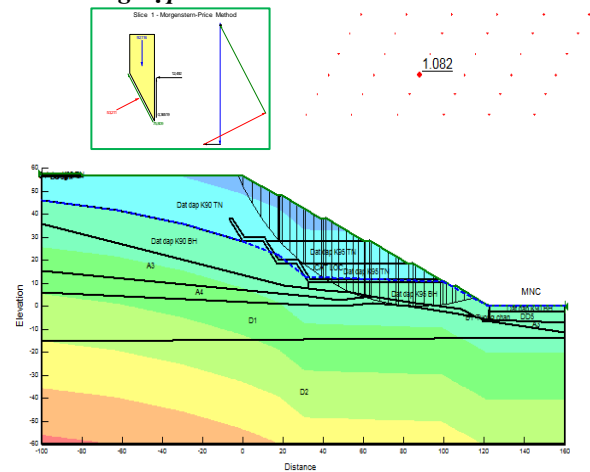
3.1.1. Theo điều kiện tính toán AASHTO – LFRD

• Trường hợp 1



Hình 7. Kết quả phân tích ổn định mái dốc nền đường theo phương pháp LEM (FoS = 1.107) - (LFRD - TH1)

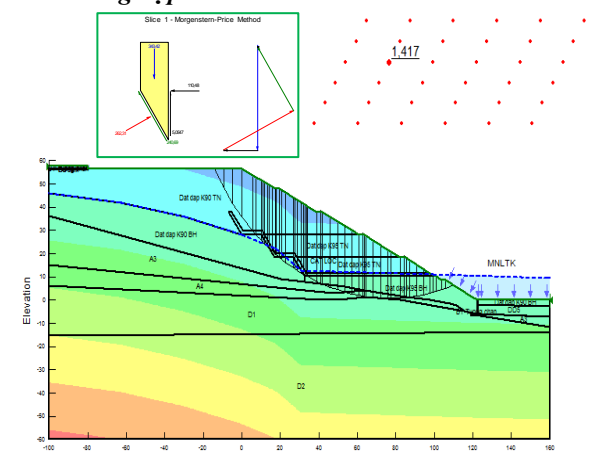
• Trường hợp 2



Hình 8. Kết quả phân tích ổn định mái dốc nền đường theo phương pháp LEM (FoS = 1.082) - (LFRD - TH2)

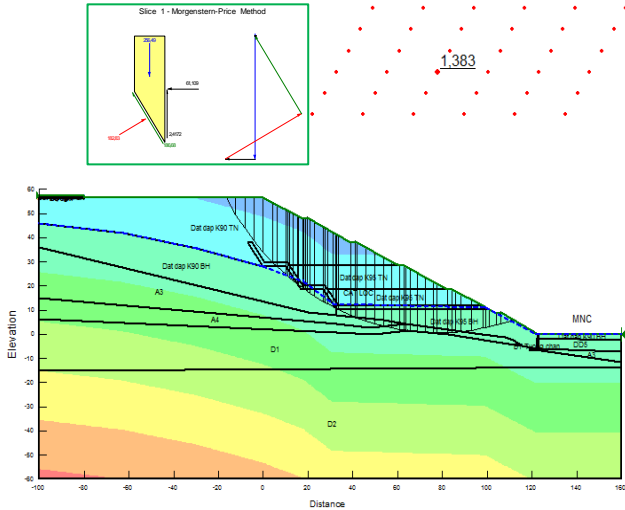
3.1.2. Theo điều kiện tính toán 22TCN171-1987

• Trường hợp 1



Hình 9. Kết quả phân tích ổn định mái dốc nền đường theo phương pháp LEM (FoS = 1.417) - (TCVN - TH1)

• Trường hợp 2



Hình 10. Kết quả phân tích ổn định mái dốc nền đường theo phương pháp LEM (FoS = 1.383) - (TCVN - TH2)

Kết quả phân tích ổn định mái dốc theo 2 điều kiện tính AASHTO – LRFD và TCVN bằng phương pháp cân bằng giới hạn (LEM) dựa trên phần mềm Geoslope cho kết quả đảm bảo yêu cầu ổn định ($K_{od} \geq [K]$). Trong đó:

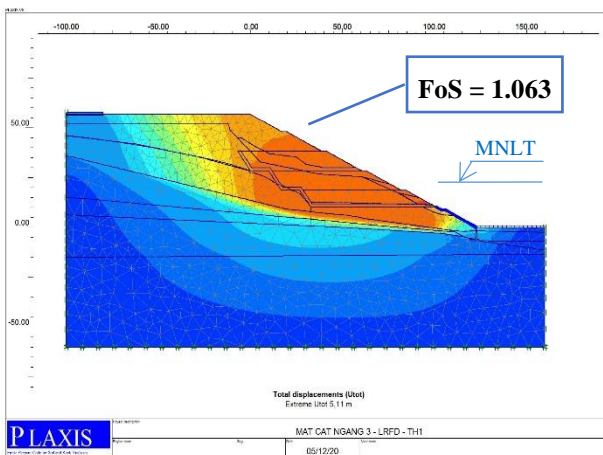
- Theo AASHTO-LRFD thì: - TH1: FoS = 1.107
- TH2: FoS = 1.082
- Theo 22TCN171-1987 thì: - TH1: FoS = 1.417
- TH2: FoS = 1.383

3.2. Kết quả bài toán theo phương pháp FEM

Phần mềm Plaxis là sản phẩm của Đại học công nghệ Delf – Hà Lan và được công ty Plaxis BV phát triển theo các chủ đề riêng, được viết dựa trên phương pháp FEM để phân tích biến dạng, chuyển vị, nội lực, ứng suất cho các bài toán địa kỹ thuật. Trong nội dung bài báo tác giả sử dụng mô đun Plaxis 2D giải quyết các bài toán phân tích biến dạng và ổn định mái dốc nền đường.

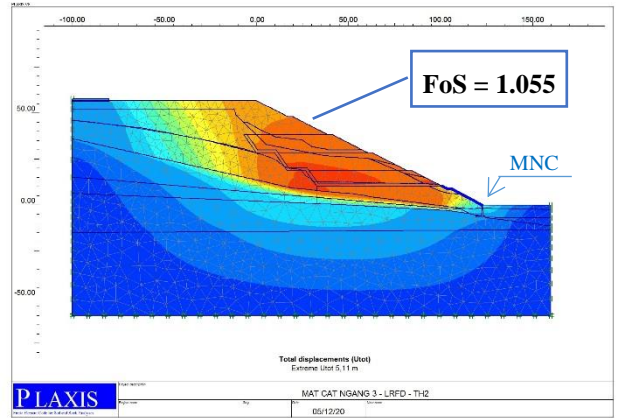
3.2.1. Theo điều kiện tính toán AASHTO – LRFD

• Trường hợp 1



Hình 11. Kết quả phân tích ổn định mái dốc nền đường theo phương pháp FEM (FoS = 1.063) - (LRFD - TH1)

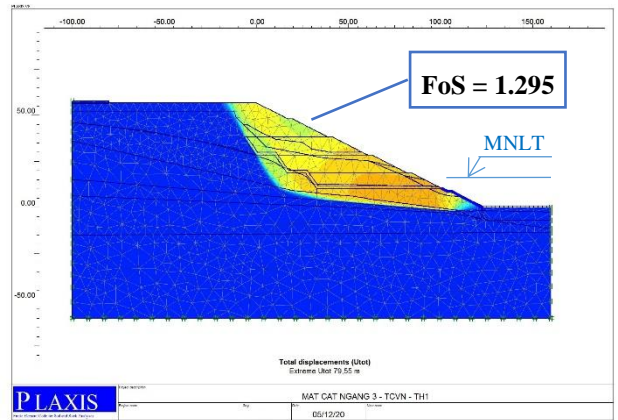
• Trường hợp 2



Hình 12. Kết quả phân tích ổn định mái dốc nền đường theo phương pháp FEM (FoS = 1.055) - (LRFD – TH2)

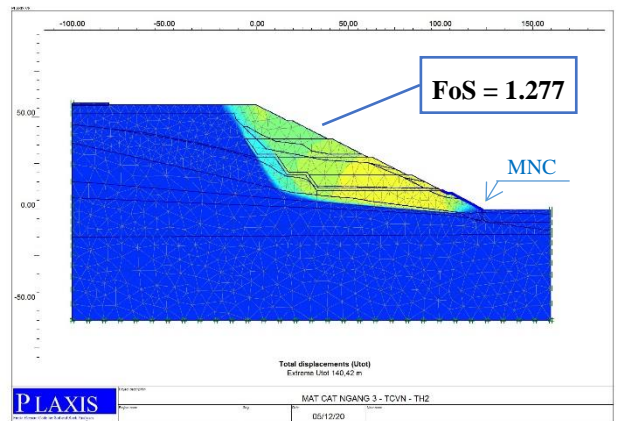
3.2.2. Theo điều kiện tính toán 22TCN171-1987

• Trường hợp 1



Hình 13. Kết quả phân tích ổn định mái dốc nền đường theo phương pháp FEM (FoS = 1.295) - (TCVN – TH1)

• Trường hợp 2



Hình 14. Kết quả phân tích ổn định mái dốc nền đường theo phương pháp FEM (FoS = 1.277) - (TCVN – TH2)

Kết quả phân tích ổn định mái dốc theo 2 điều kiện tính AASHTO-LRFD và TCVN bằng phương pháp phân tử hữu hạn (FEM) dựa trên phần mềm Plaxis cho kết quả đảm bảo yêu cầu ổn định ($FoS \geq [K]$). Trong đó:

Theo AASHTO-LFRD thì:	- TH1: FoS = 1.063
	- TH2: FoS = 1.055
Theo 22TCN171-1987 thì:	- TH1: FoS = 1.295
	- TH2: FoS = 1.277

4. Kết quả và thảo luận

Dựa vào kết quả tính ổn định mái dốc nền đường trên hai phần mềm Geoslope và Plaxis đối với bài toán tính ổn định nền đường đắp cao thuộc dự án tại khu công nghiệp Nhân Cơ, tỉnh Đắk Nông, Việt Nam theo hai phương pháp LEM (tính toán bằng phần mềm Geoslope) và FEM (tính toán bằng phần mềm Plaxis) được trình bày ở Bảng 5 và Bảng 6.

Bảng 6. So sánh kết quả tính toán ổn định theo điều kiện tính toán AASHTO-LRFD ($[K] = 1.00$)

Trường hợp	Geoslope	Plaxis	Chênh lệch (%)	[K]	ΔK (%)
1	1.107	1.063	4.02	1.00	8.2÷
2	1.082	1.055	2.48		10.7

Bảng 7. So sánh kết quả tính toán ổn định theo điều kiện tính toán 22TCN171-1987 ($[K] = 1.25$)

Trường hợp	Geoslope	Plaxis	Chênh lệch (%)	[K]	ΔK (%)
1	1.417	1.295	9.42	1.25	10.7÷
2	1.383	1.277	9.16		13.4

Ghi chú: ΔK - chênh lệch giữa hệ số ổn định tính toán và hệ số ổn định tiêu chuẩn theo phương pháp LEM.

Qua các kết quả so sánh ở Bảng 6, 7 cho thấy các trường hợp tính theo phương pháp tính toán FEM cho hệ số ổn định nhỏ hơn so với theo phương pháp LEM (kết quả chênh lệch không quá 10%).

Ngoài ra, kết quả tính toán ổn định theo điều kiện tính toán 22TCN171-1987 thì giá trị chênh lệch ΔK lớn hơn kết quả tính toán ổn định theo điều kiện tính toán AASHTO-LRFD (kết quả chênh lệch khoảng 2.5%).

5. Kết luận

Thông qua việc nghiên cứu các lý thuyết tính toán, kết hợp với việc ứng dụng các phần mềm để tính toán hệ số ổn định mái dốc nền đường theo hai phương pháp LEM và FEM, tác giả rút ra một số kết luận như sau:

1. Mặc dù được xây dựng trên hai lý thuyết tính khác nhau, lịch sử ra đời khác nhau nhưng kết quả tính ổn định bằng phương pháp giả định mặt trượt (LEM – mặt trượt hình trụ tròn, phân tích ổn định bằng công thức Morgenstern-Price, sử dụng phần mềm Geoslope) và phương pháp phân tích ứng suất-biến dạng của môi trường đàn hồi- dẻo (FEM – ứng dụng phương pháp phần tử hữu

hạn, sử dụng chương trình Plaxis) trong các trường hợp đã nghiên cứu cơ bản là như nhau (kết quả chênh lệch không quá 10%).

2. Qua các kết quả đã nghiên cứu cho thấy các trường hợp tính theo phương pháp tính toán FEM bằng phần mềm Plaxis cho hệ số ổn định nhỏ hơn so với theo phương pháp LEM khi tính bằng phần mềm Geoslope. Do đó, nếu sử dụng theo phương pháp FEM bằng phần mềm Plaxis để tính toán và đánh giá ổn định theo hệ số ổn định tiêu chuẩn thì sẽ thiên về an toàn.

3. So sánh kết quả tính toán ổn định theo điều kiện tính toán AASHTO – LRFD và tính toán 22TCN171-1987 cho kết quả đảm bảo yêu cầu ổn định ($FoS \geq [K]$). Tuy nhiên, giá trị chênh lệch ΔK thì kết quả tính toán ổn định theo điều kiện tính toán AASHTO-LRFD nhỏ hơn điều kiện tính toán 22TCN171-1987. Đây là cơ sở để thiết kế cân nhắc lựa chọn mức độ vượt quá so với hệ số ổn định tiêu chuẩn khi tính toán theo AASHTO-LRFD hoặc 22TCN171-1987.

Từ các kết luận trên, trong phạm vi nghiên cứu, nhóm tác giả kiến nghị: Khi phân tích ổn định mái dốc nói chung và mái dốc nền đường nói riêng có thể sử dụng một trong hai phương pháp tính đã nêu mà vẫn đảm bảo sự chính xác (điều này sẽ giúp các đơn vị thẩm tra, chủ đầu tư có cơ sở xét duyệt phương án tính toán của các đơn vị tư vấn thiết kế).

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Fellenius W. (1936), Calculation of the stability of earth dams, In proceeding of the 2nd congress on large dams, Washington, D.C., Vol. 4, U.S. Government Printing Office, pp. 445-459.
- [2] Bishop A.W. (1955), The use of the slip circle in the stability analysis of slope, *Geotechnique*, Vol. 5(1), pp. 7-17.
- [3] Morgenstern N.R. and Price V.E. (1965), The analysis of the stability of general slip surface, *Geotechnique* 15(1), pp. 79-93.
- [4] Spencer A. (1967), A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces, *Geotechnique*, Vol.17(1),pp. 11-26.
- [5] Griffiths D.V. and Lane P.A. (1999), Slope stability analysis by finite elements, *Geotechnique*, Vol.49(3), pp. 387-403.
- [6] Zhang K., Shi J. and Yin Z. (2010), Stability analysis of channel slope based on FEM strength reduction, *Proceedings of the Twentieth International Offshore and Polar Engineering Conference*, pp.757-762.
- [7] Tiêu chuẩn 22TCN 171-87: Quy trình khảo sát địa chất công trình và thiết kế biện pháp ổn định nền đường vùng có hoạt động trượt, sụt, lở.
- [8] Tiêu chuẩn 22TCN 262-2000: Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô trên nền đất yếu.
- [9] Tiêu chuẩn Mỹ – American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2012), LRFD Bridge Design Specifications, 6th ed., AASHTO, Washington, DC.
- [10] Báo cáo sơ bộ sụt trượt alumin Nhân Cơ – Hạng mục: Sụt trượt mái taluy lô 3, tháng 5/2020.
- [11] Báo cáo khảo sát địa chất sụt trượt alumin Nhân Cơ – Hạng mục: Sụt trượt mái taluy lô 3, LAS-XD425, tháng 5/2020.