

BỘ XÂY DỰNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG MIỀN TRUNG



Trương Quốc Vương

**TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI VÀ ỔN ĐỊNH MÁI
DỐC CÔNG TRÌNH BẰNG PHƯƠNG PHÁP SỐ
VÀ KỸ THUẬT GIẢI LẬP**

ĐỀ ÁN TỐT NGHIỆP THẠC SĨ
Ngành Kỹ thuật xây dựng

BỘ XÂY DỰNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG MIỀN TRUNG



Trương Quốc Vương

**TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI VÀ ỔN ĐỊNH MÁI
DỐC CÔNG TRÌNH BẰNG PHƯƠNG PHÁP SỐ
VÀ KỸ THUẬT GIẢI LẬP**

ĐỀ ÁN TỐT NGHIỆP THẠC SĨ

Ngành Kỹ thuật xây dựng

Mã số: 8.58.02.01

**Cán bộ hướng dẫn: TS. Phạm Ngọc Tiến
TS. Nguyễn Công Đức**

Đắk Lắk – 2025

LỜI CAM ĐOAN

Tác giả xin cam đoan đây là công trình nghiên cứu của bản thân tác giả. Các kết quả nghiên cứu và các kết luận trong Đề án này là trung thực và không sao chép từ bất kỳ nguồn nào dưới bất kỳ hình thức nào. Việc tham thảo và trích dẫn các nguồn tài liệu đã thực hiện theo đúng quy định.

Tác giả

Trương Quốc Vương

LỜI CẢM ƠN

Đề án “Tính toán sức chịu tải và ổn định mái dốc công trình bằng phương pháp số và kỹ thuật giải lập” là sự tiếp nối quá trình nghiên cứu của Thầy TS. Phạm Ngọc Tiến và Thầy TS. Nguyễn Công Đức. Tôi cảm thấy rất may mắn được thầy lựa chọn và trao truyền cho những kiến thức, ý tưởng của mình.

Tôi xin bày tỏ lòng biết ơn chân thành và sâu sắc đến Thầy TS. Phạm Ngọc Tiến và Thầy TS. Nguyễn Công Đức, người đã tận tình hướng dẫn, hỗ trợ và định hướng khoa học cho tôi trong suốt quá trình thực hiện đề tài nghiên cứu này. Những ý kiến đóng góp quý báu và sự giúp đỡ tận tâm của các thầy là nền tảng quan trọng giúp tôi hoàn thành tốt đề án này.

Tôi cũng xin gửi lời cảm ơn chân thành đến các thầy cô trong Khoa Xây dựng - Trường Đại học Xây dựng Miền Trung đã trang bị cho tôi những kiến thức chuyên môn quý giá trong suốt quá trình học tập và nghiên cứu.

Bên cạnh đó, tôi xin gửi lời cảm ơn đến gia đình và bạn bè – những người luôn ở bên, động viên, khích lệ và là chỗ dựa tinh thần vững chắc trong suốt thời gian tôi học tập và thực hiện luận văn.

Mặc dù đã nỗ lực hết mình, song đề án khó tránh khỏi những thiếu sót. Kính mong nhận được sự góp ý của quý thầy cô và các nhà chuyên môn để đề án ngày càng hoàn thiện hơn.

Xin trân trọng cảm ơn!

Tác giả

Trương Quốc Vương

MỤC LỤC

LỜI CAM ĐOAN

LỜI CẢM ƠN

MỤC LỤC.....i

DANH MỤC CÁC CHỮ VIẾT TẮT iii

DANH MỤC CÁC BẢNGiv

DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ, ĐỒ THỊ v

MỞ ĐẦU 1

CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN VỀ PHÂN TÍCH SỨC CHỊU TẢI VÀ ỔN ĐỊNH

MÁI DỐC.....3

1.1. Một số phương pháp xác định sức chịu tải giới hạn của nền.....3

1.1.1. Phương pháp đường trượt.....3

1.1.2. Phương pháp phân tích từng bước đàn hồi chảy dẻo sử dụng phần tử hữu hạn.....4

1.1.3. Phương pháp phân tích giới hạn4

1.2. Tổng quan nghiên cứu sức chịu tải và ổn định mái dốc công trình5

1.2.1. Mái dốc công trình vật liệu đất.....5

1.2.2. Mái dốc công trình vật liệu đá7

1.3. Nhận xét8

CHƯƠNG 2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT CỦA PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU.....9

2.1. Mô hình chảy dẻo của vật liệu9

2.1.1. Mô hình Mohr – Coulomb trong địa kỹ thuật9

2.1.2. Mô hình Hoek – Brown trong địa kỹ thuật.....9

2.1.3. Tương quan giữa tiêu chuẩn Mohr – Coulomb và Tiêu chuẩn Hoek – Brown 11

2.2. Các phương pháp được sử dụng trong nghiên cứu 14

2.2.1. Phương pháp phần tử hữu hạn tron 14

2.2.2. Phương pháp hồi phục ứng suất cho phần tử hữu hạn miền tron..... 18

2.2.3. Phương pháp giải lặp điều chỉnh mô đun đàn hồi20

2.3. Nhận xét	21
CHƯƠNG 3. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI VÀ ỔN ĐỊNH MÁI DỐC	23
3.1. Mô tả bài toán.....	23
3.2. Các bước phân tích giới hạn.....	25
3.2.1. Bước 1: Khai báo và tính toán thông số ban đầu.....	25
3.2.2. Bước 2: Phân tích đàn hồi giải lặp.....	26
3.2.3. Bước 3: Dừng vòng lặp	26
3.3. Phân tích bài toán	27
3.3.1. Bài toán sức chịu tải của nền dưới móng băng.....	27
3.3.2. Kiểm tra sự ổn định của nền mái dốc dưới tác dụng của tải trọng bản thân	30
3.3.3. Xét sự ảnh hưởng của góc mái dốc β đến sức chịu tải của móng (p_{col}).....	33
3.3.4. Xét sự ảnh hưởng của góc ma sát trong φ và thông số L_B/B đến sức chịu tải của móng (p_{col}).....	35
3.3.5. Xét sự ảnh hưởng của vật liệu đá đến sức chịu tải của móng (p_{col}) cho bài toán có góc mái dốc β là 45° và 60°	39
3.4. Nhận xét	42
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ	44
1. Kết luận	44
2. Kiến nghị.....	44
TÀI LIỆU THAM THẢO.....	45

DANH MỤC CÁC CHỮ VIẾT TẮT

CS-FEM	: Phương pháp phần tử hữu hạn tron trên miền ô
HB	: Hoek – Brown
LB	: Lower bound
MC	: Mohr – Coulomb
PTHH	: Phần tử hữu hạn
S-FEM	: Phương pháp phần tử hữu hạn tron
UB	: Upper bound

DANH MỤC CÁC BẢNG

Bảng 3.1 Hệ số nhân tải trọng chính xác	29
Bảng 3.2. Nghiệm tải trọng giới hạn.....	29
Bảng 3.3. Tải trọng giới hạn với $\varphi = 0^\circ$ và 5°	30
Bảng 3.4. Tải trọng giới hạn với $\varphi = 10^\circ$, 15° và 20°	30
Bảng 3.5. So sánh sức chịu tải giới hạn với góc mái dốc β	33
Bảng 3.6. Sức chịu tải giới hạn với góc mái dốc β theo phương pháp hiện tại	34
Bảng 3.7. Sức chịu tải giới hạn với góc ma sát trong φ	36
Bảng 3.8 Thông số bài toán.....	39
Bảng 3.9. Sức chịu tải cực hạn với góc mái dốc β	40

DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ, ĐỒ THỊ

Hình 2.1. Quan hệ giữa các ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất cho các tiêu chuẩn HB và MC tương đương.....	12
Hình 2.2. Phân chia phần tử tứ giác thành các miền làm tròn trong bằng cách kết nối các trung điểm của các đoạn đối diện của miền làm tròn	15
Hình 2.3. Dạng hình học của phần tử tròn	17
Hình 2.4. Tổng quan mô hình CS-FEM-1C với các miền làm tròn.....	19
Hình 3.1. Dạng phá hoại của móng nông đặt gần mái dốc	23
Hình 3.2. Mô hình bài toán phân tích ổn định mái dốc.....	24
Hình 3.3. Điều kiện biên tính ổn định mái dốc	25
Hình 3.4. Sơ đồ trình tự phân tích.....	26
Hình 3.5. Thông số bài toán và lưới phần tử thô	28
Hình 3.6. Biểu đồ mối quan hệ $\alpha_k - k$ thuộc mô hình phân tích 3840 phần tử	28
Hình 3.7. Sức chịu tải giới hạn dưới tải trọng bản thân.....	31
Hình 3.8. Sự phân bố giá trị mô đun đàn hồi E (kN/m ²) với góc mái dốc β	32
Hình 3.9. Hình dạng phá hoại trượt khi mất ổn định với góc mái dốc β	32
Hình 3.10. Sức chịu tải giới hạn ứng với các góc β khác nhau.....	33
Hình 3.11. Sức chịu tải giới hạn ứng với các góc mái dốc β khác nhau.....	34
Hình 3.12. Sự phân bố giá trị mô đun đàn hồi E (kN/m ²) với góc mái dốc β	35
Hình 3.13. Hình dạng phá hoại trượt khi mất ổn định với góc mái dốc β	35
Hình 3.14. Sức chịu tải giới hạn với góc mái dốc dốc $\beta = 30^\circ$	37
Hình 3.15. Sức chịu tải giới hạn với góc mái dốc dốc $\beta = 60^\circ$	37
Hình 3.16. Biểu đồ phân bố giá trị mô đun đàn hồi E (kN/m ²) khi $L_B/B = 2$	38
Hình 3.17. Hình dạng phá hoại trượt khi mất ổn định với trường hợp $L_B/B = 2$	39
Hình 3.18. Sức chịu tải cực hạn với góc mái dốc dốc β	40
Hình 3.19. Sự phân bố giá trị mô đun đàn hồi E (MN/m ²) với vật liệu nền đá	41
Hình 3.20. Hình dạng phá hoại trượt khi mất ổn định	41
Hình 3.21. Miền chảy dẻo được mô hình trên phần mềm Optum G2 (kN/m ²)	42

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Sức chịu tải giới hạn là một đại lượng (chỉ tiêu) quan trọng cần được tính toán, xác định trong quá trình tính toán, thiết kế nền móng công trình chịu tải trọng tác dụng như công trình cầu đường, đê đập, công trình dân dụng, các mỏ lộ thiên hoặc các kết cấu kỹ thuật khác. Mặc dù có nhiều công trình nghiên cứu, phương pháp tính toán tải trọng giới hạn hoặc phân tích ổn định nền móng các trình trình, mái dốc được đề xuất, nhưng vẫn còn nhiều sự cố của mái dốc đất, đá gây ra thiệt hại nặng nề cả về người lẫn tài sản cũng như gây tác động về mặt xã hội, kinh tế và môi trường.

Các phương pháp phổ biến được áp dụng để xác định tải trọng giới hạn và ổn định cho công trình có thể kể ra như phương pháp đường trượt, phương pháp phân tích từng bước đàn hồi chảy dẻo, phương pháp phân tích giới hạn,... Ngày nay, với sự phát triển mạnh mẽ của khoa học công nghệ, nhiều nhà nghiên cứu đã sử dụng phương pháp phân tích số trong giải quyết vấn đề này như phương pháp phần tử hữu hạn, phương pháp phần tử biên, phương pháp sai phân hữu hạn,...

2. Mục đích nghiên cứu:

- Xây dựng giải thuật tính toán số theo phương pháp phân tích giới hạn dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn tiêu chuẩn 4 điểm nút kết hợp kỹ thuật làm trơn trên miền, kỹ thuật hồi phục ứng suất và thuật toán điều chỉnh mô đun đàn hồi trong quá trình giải lặp;

- Xác định tải trọng giới hạn và phân tích ổn định mái dốc vật liệu đất và đá chịu tác dụng của tải trọng bản thân cũng như tải trọng công trình bên trên.

3. Đối tượng nghiên cứu và phạm vi nghiên cứu

Đối tượng nghiên cứu:

- Mái dốc giả định cho vật liệu nền đất và vật liệu nền đá.

Phạm vi nghiên cứu:

- Các mái dốc đất và đá có độ nghiêng bất kỳ; vật liệu mái dốc được xem là đồng nhất, đẳng hướng;

- Trong quá trình giải, mô hình vật liệu chảy dẻo MC được sử dụng đối với vật liệu đất. Đối với vật liệu đá, các thông số của mô hình HB được quy đổi tương đương sang các thông số của mô hình vật liệu chảy dẻo MC trước khi áp dụng;

4. Phương pháp nghiên cứu:

- Nghiên cứu các cơ sở lý thuyết liên quan đến: lý thuyết cơ học vật liệu biến dạng bé; lý thuyết chảy dẻo; các công cụ tính toán số (phương pháp phần tử hữu hạn tiêu chuẩn, kỹ thuật làm trơn trên miền, kỹ thuật hồi phục ứng suất); phương pháp điều chỉnh mô đun đàn hồi kết hợp với kỹ thuật giải lặp;

- Nghiên cứu mô hình vật liệu chảy dẻo MC; cách thức quy đổi các thông số của mô hình HB sang các thông số tương đương của mô hình vật liệu chảy dẻo MC.

5. Cơ sở khoa học và tính thực tiễn của đề tài

Cơ sở khoa học của đề tài:

- Tổng hợp các nghiên cứu đã thực hiện trong việc xác định sức chịu tải giới hạn của nền mái dốc.

- Kế thừa hướng phát triển nghiên cứu của Phạm Ngọc Tiên và cộng sự [1]

Tính thực tiễn của đề tài:

- Phương pháp và thuật toán đề xuất trong đề án tốt nghiệp có thể sử dụng để tính toán, thiết kế hoặc kiểm khả năng chịu tải và ổn định nền móng các công trình được xây dựng trên các mái dốc đất và đá theo mô hình vật liệu phá hoại MC;

- Phương pháp hiện tại sử dụng các công cụ và kỹ thuật khá quen thuộc với kỹ sư thiết kế, không cần tiến hành giải một phương trình tối ưu toán học phức tạp.

6. Bố cục của đề án

Căn cứ nội dung thực hiện, đề án thạc sĩ được cấu trúc thành các phần sau:

Mở đầu;

Chương 1: Tổng quan về phân tích sức chịu tải và ổn định mái dốc;

Chương 2. Cơ sở lý thuyết của phân tích sức chịu tải và ổn định mái dốc;

Chương 3. Kết quả tính toán sức chịu tải và ổn định mái dốc;

Kết luận và kiến nghị.

CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN VỀ PHÂN TÍCH SỨC CHỊU TẢI VÀ ỔN ĐỊNH MÁI DỐC

1.1. Một số phương pháp xác định sức chịu tải giới hạn của nền

Trong địa kỹ thuật, tải trọng giới hạn (hay sức chịu tải cực hạn của nền) thường được xác định bằng các phương pháp như: phương pháp đường trượt, phương pháp phân tích đàn hồi chảy dẻo dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn, phương pháp phân tích giới hạn,... Các phương pháp này cho phép mô phỏng quá trình chịu tải và phá hoại của đất nền một cách hợp lý, từ đó xác định chính xác khả năng chịu lực giới hạn của hệ nền móng.

1.1.1. Phương pháp đường trượt

Phương pháp đường trượt, còn được gọi là phương pháp cân bằng giới hạn, là một trong những phương pháp phổ biến trong địa kỹ thuật dùng để đánh giá độ ổn định của mái dốc. Cơ sở của phương pháp này là chia mái dốc thành nhiều lát cắt thẳng đứng có chiều rộng và chiều cao xác định, sau đó giả định một đường trượt tiềm năng, có thể là đường thẳng, cong hoặc tổ hợp của cả hai và tiến hành phân tích các lực tác dụng lên từng lát cắt để xác định hệ số an toàn. Hệ số này được tính bằng tỷ số giữa tổng lực kháng trượt và tổng lực gây trượt, phản ánh mức độ ổn định của mái dốc; hệ số càng cao thì mái dốc càng ổn định.

Có nhiều hình thức (phương pháp) nghiên cứu xuất phát từ phương pháp đường trượt, trong đó phương pháp Fellenius [2] là dạng đơn giản nhất và thường được áp dụng cho các mái dốc đồng nhất. Phương pháp Bishop [3] cải tiến hơn khi xét đến cân bằng mô men, trong khi phương pháp Spencer và phương pháp Janbu xem xét đồng thời cả cân bằng lực và mô men, phù hợp hơn với các mái dốc phức tạp hoặc có điều kiện thủy lực đặc biệt.

Phương pháp đường trượt có nhiều ưu điểm như tính đơn giản, dễ tiếp cận và được hỗ trợ bởi nhiều phần mềm tính toán, đồng thời cho phép giả định nhiều dạng đường trượt khác nhau nhằm tìm ra đường trượt nguy hiểm nhất. Tuy nhiên, phương pháp này cũng tồn tại những hạn chế nhất định; kết quả tính toán phụ thuộc đáng kể vào

giả định ban đầu về hình dạng đường trượt; việc lựa chọn sai có thể dẫn đến đánh giá sai về độ ổn định. Ngoài ra, phương pháp này khó áp dụng cho các mái dốc có hình học phức tạp và không xét đến mối quan hệ ứng suất và biến dạng, do đó không phản ánh được đầy đủ cơ chế phá hoại thực tế của đất nền.

Tóm lại, phương pháp đường trượt là một công cụ phân tích hữu hiệu và được áp dụng phổ biến trong thực hành địa kỹ thuật. Tuy nhiên, để đạt được kết quả đáng tin cậy, người sử dụng cần có sự hiểu biết đầy đủ về các giả định, giới hạn áp dụng cũng như lựa chọn phương pháp phù hợp với đặc điểm của từng bài toán cụ thể.

1.1.2. Phương pháp phân tích từng bước đàn hồi chảy dẻo sử dụng phần tử hữu hạn

Phương pháp phân tích đàn hồi chảy dẻo dựa trên phương pháp phần tử hữu hạn trong địa kỹ thuật là một kỹ thuật mô phỏng quá trình ứng xử của đất và đá dưới tác động của tải trọng, bao gồm cả giai đoạn đàn hồi và giai đoạn chảy dẻo. Phương pháp này sử dụng các phần tử hữu hạn để chia nhỏ môi trường địa kỹ thuật thành các phần tử nhỏ và áp dụng các phương trình cơ học để mô tả sự biến dạng của từng phần tử dưới tác động của tải trọng. Khi tải trọng vượt quá giới hạn đàn hồi của vật liệu, hiện tượng chảy dẻo xảy ra và phương pháp này mô phỏng sự thay đổi tính chất vật liệu và sự phân bố ứng suất, biến dạng trong quá trình chảy dẻo.

Ưu điểm của phương pháp này là cho phép theo dõi đầy đủ sự phát triển của biến dạng dẻo trong suốt quá trình chịu tải. Tuy nhiên, với các bài toán phi tuyến và phức tạp, đòi hỏi nhiều thời gian tính toán lớn, đặc biệt là khi sử dụng các mô hình vật liệu phức tạp. Akihiko Wakai [4] đã mô phỏng tương tác đất–cọc khi chịu tải ngang, sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn 3 chiều.

1.1.3. Phương pháp phân tích giới hạn

Phương pháp phân tích giới hạn trong địa kỹ thuật là một kỹ thuật trực tiếp dùng để đánh giá khả năng chịu tải của các công trình xây dựng trên nền đất, đặc biệt là trong các trường hợp phức tạp. Phương pháp dựa trên hai định lý cơ bản: định lý cận trên và định lý cận dưới, nhằm xác định tải trọng giới hạn và cơ chế phá hủy của kết cấu.

Theo định lý cận dưới, tải trọng tối hạn được ước lượng thông qua trường ứng suất khả dĩ tĩnh, với điều kiện rằng trường ứng suất này phải thỏa mãn phương trình cân bằng, điều kiện biên về ứng suất và tiêu chuẩn chảy dẻo. Giá trị thu được là một xấp xỉ an toàn, không vượt quá tải trọng giới hạn thực tế, tức là kết cấu chưa bị phá hủy.

Ngược lại, theo định lý cận trên, tải trọng tối hạn được tính từ một trường vận tốc khả dĩ động, đảm bảo các điều kiện tương thích biến dạng và điều kiện biên về vận tốc. Trường hợp này cho phép kết cấu đã bước vào trạng thái phá hủy. Tải trọng giới hạn được xác định thông qua nguyên lý cân bằng giữa công của tải ngoài và năng lượng tiêu tán dẻo bên trong vật liệu.

Phương pháp phân tích giới hạn dựa trên các định lý cận trên và cận dưới, kết hợp với PTHH và kỹ thuật tối ưu hóa toán học, đã trở thành một công cụ mạnh mẽ trong việc giải quyết các bài toán cơ học kỹ thuật [5]. Phương pháp này hiệu quả trong việc xác định tải trọng tối đa của vật liệu chảy dẻo trong một bước phân tích giúp tiết kiệm được thời gian và nguồn lực tính toán.

1.2. Tổng quan nghiên cứu sức chịu tải và ổn định mái dốc công trình

1.2.1. Mái dốc công trình vật liệu đất

Phân tích giới hạn dựa trên định lý cận dưới và cận trên, khi kết hợp với phương pháp phần tử hữu hạn và các kỹ thuật tối ưu hóa toán học, đã trở thành một công cụ mạnh mẽ trong việc giải quyết các bài toán cơ học kỹ thuật. Trong nghiên cứu của J.S. Shiao [6] phương pháp này được áp dụng cho phần tử tam giác ba nút, cho thấy hiệu quả rõ rệt trong việc xác định tải trọng giới hạn tối đa của vật liệu.

Đối với các bài toán địa kỹ thuật, phép phân tích giới hạn cổ điển đã được cải tiến nhờ sự kết hợp giữa phương pháp phần tử hữu hạn và các kỹ thuật lập trình toán học dựa trên các định lý giới hạn cận trên và cận dưới, chẳng hạn như lập trình tuyến tính và lập trình phi tuyến. Sự kết hợp này đã trở thành công cụ mạnh mẽ để giải quyết các bài toán cơ học kỹ thuật [5], đặc biệt là trong việc xác định tải trọng tối đa của vật liệu chảy dẻo chỉ trong một bước phân tích, giúp tiết kiệm thời gian và nguồn lực. Một lợi thế nổi bật của phương pháp này trong tính toán địa kỹ thuật là không cần giả

định trước cơ cấu trượt của khối đất. Nó cho phép xem xét mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng thông qua giả thiết vật liệu cứng dẻo lý tưởng, tuân theo luật chảy dẻo kết hợp. Ngoài ra, phương pháp này còn phù hợp với các bài toán có mô hình phức tạp, điều kiện biên đa dạng và tải trọng bất kỳ. Tuy nhiên, việc giải các bài toán tối ưu hóa toán học trong phân tích giới hạn thường phức tạp, đòi hỏi kỹ sư thiết kế phải có trình độ lập trình cao. Điều này làm hạn chế khả năng áp dụng rộng rãi phương pháp trong thực tiễn thiết kế, dù nó mang lại nhiều ưu điểm vượt trội.

Một phương pháp phân tích giới hạn đơn giản khác mà vẫn giữ nguyên được các ưu điểm đặc trưng trong cơ học tính toán là áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn để xác định tải trọng giới hạn thông qua kỹ thuật hiệu chỉnh mô đun đàn hồi trong quá trình giải lặp tuần tự. Kỹ thuật này giúp phân tích cho các bài toán phi tuyến quy mô lớn với nguồn lực hạn chế. Hiện nay, nhiều giải pháp dựa trên quy trình hiệu chỉnh mô đun đàn hồi đã được phát triển hoàn thiện và có thể chia thành bốn nhóm chính: phân loại ứng suất, phân tích ngoài miền đàn hồi cục bộ, phân tích giới hạn và phân tích rung và dao động. Kỹ thuật hiệu chỉnh mô đun, kết hợp với quá trình giải lặp bằng phần tử hữu hạn, giúp tạo ra một trường ứng suất tĩnh hợp lệ, hỗ trợ tính toán tải trọng giới hạn cận dưới [7]. Quá trình giải lặp chủ yếu dựa trên các phân tích đàn hồi tuyến tính nhưng vẫn cho phép xác định được tải trọng giới hạn trong miền chảy dẻo lý tưởng hóa. Trong đó, sự phân bố ứng suất ngoài miền đàn hồi được thực hiện bằng cách hiệu chỉnh mô đun đàn hồi của các phần tử chịu ứng suất lớn. Thành công của kỹ thuật này phụ thuộc nhiều vào độ chính xác và hiệu quả của mô phỏng số trong khung phân tích đàn hồi tuyến tính. Tuy nhiên, việc sử dụng các phần tử hữu hạn bậc thấp trong mô hình phân tích có thể gặp nhiều thách thức khi áp dụng cho các bài toán phức tạp, chẳng hạn như các vùng có biến dạng dẻo hoàn toàn hoặc tại các điểm kỳ dị hình học. Trong những trường hợp này, mô hình rời rạc có nguy cơ gặp phải hiện tượng khóa thể tích khi vật liệu được giả định là không nén được. Hiện tượng này dẫn đến sự xuất hiện của nhiều ràng buộc nội tại đối với các biến vận tốc tại nút, làm giảm đáng kể số bậc tự do hiệu dụng của hệ thống. Kết quả là sai số tính toán tăng lên và độ chính xác của nghiệm thu được bị suy giảm nghiêm trọng.

Để giải quyết vấn đề trên, Lê Hoàng Vũ và cộng sự [8] đã phát triển kỹ thuật hồi phục ứng suất trong phần tử hữu hạn trơn trên miền kết hợp với phương pháp bù đàn hồi. Phương pháp này thiết lập một miền ứng suất hồi phục dựa trên kết quả ứng suất đàn hồi tuyến tính thu được từ lưới phần tử hữu hạn trơn. Thông qua một số phép tính đơn giản, phương pháp cho phép xác định tải trọng giới hạn với sai số nhỏ, ngay cả khi sử dụng lưới phần tử thô và cấu trúc đơn giản. Nhờ đó, phương pháp hiệu quả trong việc cải thiện độ chính xác của nghiệm đối với các bài toán có tính chất kỳ dị, chẳng hạn như vùng chảy dẻo hoàn toàn hoặc các điểm góc có ứng xử phi tuyến mạnh. Việc hồi phục ứng suất từ nghiệm đàn hồi tuyến tính giúp đảm bảo tính ổn định và tin cậy của kết quả mà không cần tinh chỉnh lưới quá mức.

Phạm Ngọc Tiên và cộng sự [1], giới thiệu thuật toán xác định tải trọng giới hạn cận dưới của mái dốc sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn trơn trên miền bốn điểm nút chuẩn, tiến hành giải lặp kết hợp kỹ thuật hồi phục ứng suất miền phần tử. Một ưu điểm nổi bật là kỹ thuật này đảm bảo điều kiện chảy dẻo thỏa mãn tại mọi nút lưới, giúp bài toán hội tụ nhanh mà không tăng đáng kể thời gian tính toán.

1.2.2. Mái dốc công trình vật liệu đá

Nhiều nhà nghiên cứu đã tập trung tính toán tải trọng giới hạn và đánh giá độ ổn định của mái dốc đá [9], [10]. Tuy nhiên, vấn đề ổn định mái dốc đá vẫn là một thách thức đáng kể đối với các thiết kế. Gang Yang và cộng sự [11], nghiên cứu khả năng chịu tải giới hạn và cơ chế phá hủy của mái dốc đá bằng phương pháp phân tích giới hạn bằng phần tử hữu hạn. Tác giả tập trung nghiên cứu cho nền đá sử dụng tiêu chuẩn phá hủy phi tuyến HB.

Azarafza và cộng sự [12] đã nghiên cứu phân tích độ ổn định của mái dốc đá không liên tục bằng phương pháp cân bằng giới hạn. Nghiên cứu được thực hiện để tính đến các phân tích độ ổn định của mái dốc đá không liên tục với các cơ chế phá hủy mái dốc tự nhiên và cắt khác nhau. Mặc dù phương pháp cân bằng giới hạn được sử dụng rộng rãi trong phân tích độ ổn định mái dốc, nhưng phân tích độ ổn định của mái dốc đá có khe nứt phức tạp vẫn còn nhiều hạn chế do không xét đến sự phân bố ứng suất và biến dạng trong khối đá.

1.3. Nhận xét

Từ những ưu và nhược điểm nêu trên, Đề án tốt nghiệp đã nghiên cứu và phát triển chương trình tính toán tải trọng giới hạn và phân tích ổn định nền móng các công trình dựa trên phương pháp phân tích giới hạn, sử dụng mô hình phần tử hữu hạn trên miền (CS-FEM) kết hợp với kỹ thuật hồi phục ứng suất và thuật toán giải lặp để giải. Trong quá trình thiết lập thuật toán để giải, mô hình vật liệu phá hoại Mohr-Coulomb được sử dụng.

Ba bài toán được thực hiện gồm (i) sức chịu tải giới hạn của nền, (ii) tính toán tải trọng giới hạn và phân tích ổn định mái dốc vật liệu đất với góc nghiêng bất kỳ dưới tác dụng của tải trọng bản thân, (iii) tính toán tải trọng giới hạn và phân tích ổn định mái dốc vật liệu đất, vật liệu đá dưới tác dụng tải trọng bản thân và tải trọng móng băng bên trên.

CHƯƠNG 2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT CỦA PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

2.1. Mô hình chảy dẻo của vật liệu

2.1.1. Mô hình Mohr – Coulomb trong địa kỹ thuật

Xem đất nền là vật liệu thỏa mãn tiêu chuẩn MC [13] có lực dính c , góc ma sát trong φ và được xác định theo mặt chảy dẻo có phương trình như sau:

$$\sigma_k = \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} + (\sigma_x + \sigma_y) \sin \varphi \leq 2c \cos \varphi = \sigma_{\max} \quad (1)$$

Trong biểu thức (1), vế trái biểu thị giá trị ứng suất tương đương MC tại mỗi phần tử thứ k , phụ thuộc vào ứng suất từ nghiệm của bài toán đàn hồi tuyến tính. Vế phải là hằng số phụ thuộc vào đặc tính của vật liệu, thường được gọi là ứng suất tối đa hoặc giới hạn chảy. Để vật liệu không bị chảy dẻo hoặc mất ổn định, ứng suất của từng phần tử phải nhỏ hơn ứng suất tối đa. Dấu bằng xảy ra khi giá trị ứng suất đạt tới giá trị hàm bề mặt chảy dẻo của vật liệu và khi đó, quá trình chảy dẻo lý tưởng hoá sẽ được xem xét áp dụng.

2.1.2. Mô hình Hoek – Brown trong địa kỹ thuật

Tiêu chuẩn phá hoại Hoek – Brown (HB) là một mô hình thực nghiệm được thiết lập dựa trên các quan sát thực nghiệm, nhằm mô tả mối quan hệ phi tuyến giữa các thành phần ứng suất tại trạng thái giới hạn của khối đá.

Tiêu chuẩn HB được phát triển lần đầu vào năm 1980 bởi Evert Hoek và E.T. Brown để đánh giá sự cố trong khối đá nứt gãy và đã trở thành một trong những tiêu chuẩn phổ biến nhất trong ngành địa kỹ thuật đá.

➤ Công thức theo tiêu chuẩn HB cho đá nguyên khối khi $s = 1$:

Công thức gốc cho đá nguyên khối được đưa ra như sau [14]:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (2)$$

Trong đó:

– σ'_1 : ứng suất chính lớn nhất;

- σ'_3 : ứng suất chính nhỏ nhất (ứng suất xung quanh đá);
- σ_{ci} : cường độ chịu nén của đá không bị nứt;
- m_i : hằng số vật liệu của đá nguyên khối.

Công thức này được sử dụng để dự đoán sự phá huỷ của đá nguyên khối dưới tác động của ứng suất ba trục.

➤ Nguyên lý nghiên cứu đánh giá độ bền và tính biến dạng của khối đá nứt nẻ:

- Tiêu chuẩn đưa ra với mục đích xác định các đặc trưng cơ học của khối đá nứt nẻ ở điều kiện ứng suất tương tự như điều kiện làm thí nghiệm ba trục mẫu đá;
- Tiêu chuẩn phá huỷ được đề xuất có khả năng mở rộng áp dụng thích hợp đối với mọi khối đá nứt nẻ;
- Tiêu chuẩn được diễn giải bằng phương trình toán học đơn giản, các thông số có đơn vị đo thông dụng và hợp lý.

Để xác định đường bao độ bền của khối đá nứt nẻ, các tác giả đã hiệu chỉnh phương trình ban đầu dành cho đá liền khối bằng cách bổ sung các hệ số điều chỉnh. Các hệ số này phản ánh ảnh hưởng của mức độ nứt nẻ, cấu trúc và điều kiện địa chất của khối đá, và thường được xác định thông qua quá trình đo đạc, mô tả, nhận dạng và phân loại thực địa. Như vậy, theo tiêu chuẩn Hoek–Brown, độ bền của khối đá nứt nẻ có thể được ước lượng từ sự kết hợp giữa dữ liệu thí nghiệm cơ học trong phòng (trên mẫu đá nguyên) và các thông tin thu thập tại hiện trường [15].

Tiêu chuẩn HB áp dụng cho các khối đá nứt nẻ [14]:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (3)$$

Trong đó:

- σ'_1, σ'_3 : ứng suất chính hữu hiệu lớn nhất và nhỏ nhất trong thí nghiệm nén 3 trục;
- σ_{ci} : cường độ kháng nén một trục của mẫu đá nguyên vẹn;
- m_b : hệ số HB phụ thuộc vào từng loại đá (theo hệ số m_i);

$$m_b = m_i \exp \left[\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right] \quad (4)$$

Với:

+ m_i : hệ số vật liệu phụ thuộc từng loại đá; xác định từ đường cong thí nghiệm 3 trục mẫu đá nguyên khối hoặc theo bảng kinh nghiệm HB;

– GSI (Geological Strength Index): chỉ số độ bền địa chất, sử dụng cho việc đánh giá độ bền của khối đá cho các điều kiện địa chất khác nhau, chủ yếu là mức độ nứt nẻ và đặc điểm bề mặt khe nứt.

– D : hệ số xáo động hay hệ số tác động của biện pháp thi công (nổ mìn hoặc đào) đối với mức độ nguyên vẹn của khối đá (hệ số nguyên khối). D chạy từ 0 (khối đá nguyên vẹn) đến 1 (khối đá bị xáo động mạnh).

– s và a : hằng số HB phụ thuộc vào đặc tính của khối đá.

Xác định hệ số s :

– Với $GSI > 100$ thì: $s = 1$ (đá nguyên khối) và $a = 0,5$.

– Với các trường hợp khác

$$s = \exp \left[\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right], a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (5)$$

Mô đun biến dạng của khối đá:

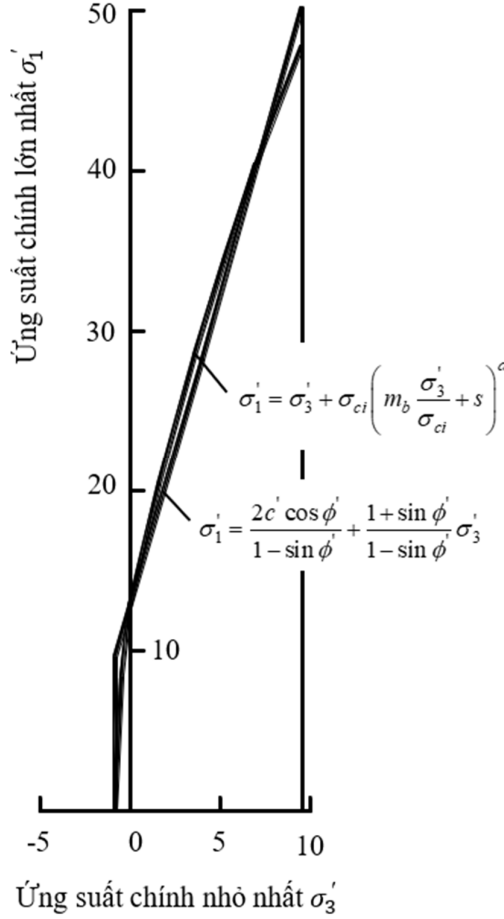
$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} (\sigma_{ci} > 100) \quad (6)$$

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2} \right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} (\sigma_{ci} \leq 100)$$

2.1.3. Tương quan giữa tiêu chuẩn Mohr – Coulomb và Tiêu chuẩn Hoek – Brown

Trong thực tế thiết kế công trình, tiêu chuẩn chảy dẻo MC vẫn được sử dụng rộng rãi nhờ vào tính trực quan và tiện lợi của các tham số c và φ . Tuy nhiên, do không thể xác định trực tiếp các giá trị này cho khối đá, nên thường phải suy ra chúng từ tiêu chuẩn HB. Việc chuyển đổi này được thực hiện thông qua quá trình tuyến tính hóa đường bao HB nhằm tạo ra một đường bao tương đương theo tiêu chí HB, thường

trong một khoảng giá trị ứng suất chính cụ thể, như minh họa trong Hình 2.1. Quá trình tuyến tính hóa bao gồm việc cân bằng diện tích giữa phần trên và phần dưới của đường cong HB giới hạn trong vùng ảnh hưởng của đường cong HB. Các tham số c' và ϕ' tương đương thu được phụ thuộc vào khoảng ứng suất chính được lựa chọn trong quá trình tính toán.



Hình 2.1. Quan hệ giữa các ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất cho các tiêu chuẩn HB và MC tương đương

Góc ma sát trong ϕ' và lực dính c' :

$$\sin \phi' = \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (7)$$

$$\frac{c'}{\sigma_{ci}} = \frac{\left[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n} \right] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \left(6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1} \right) / \left((1+a)(2+a) \right)}} \quad (8)$$

Trong đó:

- $\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}}$;
- Các giá trị m_b , a , và s được xác định bởi (4) và (5);
- Với c' và φ' được xác định theo ứng suất $\sigma_i < \sigma'_3 < \frac{\sigma_{ci}}{4}$ cho:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (9)$$

Xác định thông số $\sigma'_{3\max}$ [16]:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = k \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^m \quad (10)$$

Trong đó:

- σ'_{cm} : cường độ của khối đá được xác định bởi công thức (9);
- γ : trọng lượng của khối đá;
- H : chiều cao của mái dốc.

Với [16]:

- Khi không xét đến ảnh hưởng của mái dốc: $k = 0.72, m = -0.91$;
- Khi xét đến ảnh hưởng của mái dốc:
 - + $\beta < 45^\circ$ thì $k = 0.41, m = -1.23$;
 - + $\beta \geq 45^\circ$ thì $k = 0.2, m = -1.07$.

Với bài toán móng nằm trên mặt phẳng nằm ngang, $\sigma'_{3\max}$ được xác định như sau [17]:

$$\sigma'_{3\max} = \frac{\sigma_c}{100} (1.83m_i + 34.02) \quad (11)$$

Trong đó: $\sigma_c = \sigma_{ci} s^a$.

Xét trong nghiên cứu hiện tại lấy $\sigma'_{3\max} = 0.25\sigma_{ci}$, hệ số poisson $\mu \approx 0.5$ [18].

2.2. Các phương pháp được sử dụng trong nghiên cứu

2.2.1. Phương pháp phần tử hữu hạn trơn

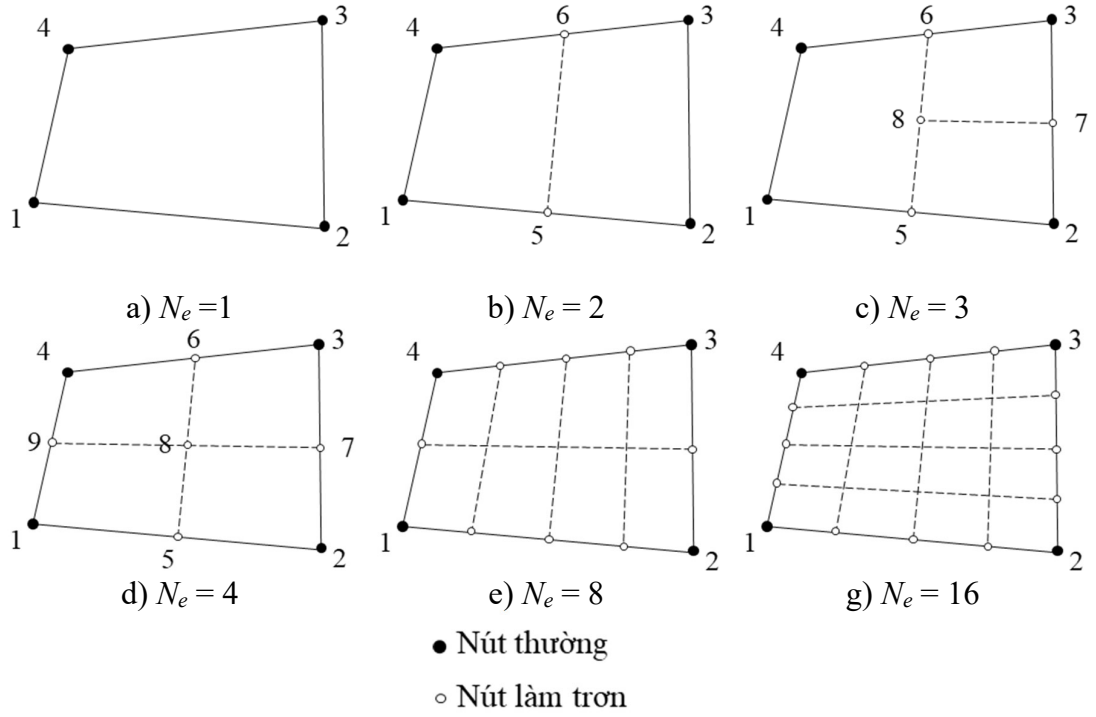
Phương pháp phần tử hữu hạn trơn (S-FEM) là một nhóm các phương pháp tính toán trong phân tích phần tử hữu hạn được cải tiến bằng cách sử dụng khái niệm làm trơn trường biến dạng hoặc ứng suất. Những phương pháp này được phát triển để cải thiện độ chính xác, tính hiệu quả và sự ổn định của các bài toán phân tích số trong cơ học tính toán. Kỹ thuật làm trơn ứng suất đã chứng minh những lợi ích vượt trội so với những phương pháp phương pháp phần tử hữu hạn thông thường, bao gồm việc tính toán tải trọng giới hạn hiệu quả và mau hội tụ tới nghiệm chính xác. Do đó, phương pháp phân tích giới hạn được đề xuất sẽ được phát triển dưới dạng chuỗi các vòng lặp phân tích đàn hồi tuyến tính, sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn trơn trên miền (CS-FEM). Trong quá trình này, trường mô đun đàn hồi được điều chỉnh và cập nhật liên tục thông qua kỹ thuật bù đàn hồi, nhằm mô phỏng hiệu quả sự suy giảm độ cứng của vật liệu khi tiến gần đến trạng thái giới hạn.

S-FEM dựa trên việc chia nhỏ miền tính toán thành các vùng con để tính toán các đại lượng làm trơn. Trong các phương pháp PTHH cổ điển, các biến dạng thường được tính từ đạo hàm của hàm nội suy, có thể dẫn đến các điểm không liên tục. Phương pháp phần tử hữu hạn trơn sử dụng kỹ thuật làm trơn để khắc phục điều này, tạo ra trường biến dạng mượt hơn trong miền tính toán.

S-FEM được chia thành các biến thể tùy thuộc vào cách làm trơn và vùng làm trơn như sau [19]:

- CS-FEM (Cell-based S-FEM): Làm trơn trên từng ô hoặc phần tử.
- NS-FEM (Node-based S-FEM): Làm trơn dựa trên các nút của lưới phần tử.
- ES-FEM (Edge-based S-FEM): Làm trơn dựa trên các cạnh của phần tử.
- FS-FEM (Face-based S-FEM): Làm trơn dọc theo các đường trong miền.

S-FEM kết hợp quy trình PTHH hiện có với làm trơn biến dạng. Trong S-FEM phương pháp này, các phần tử được sử dụng như trong PTHH và làm trơn được thực hiện trên các ô làm trơn (CS-FEM).



Hình 2.2. Phân chia phần tử tứ giác thành các miền làm tròn trong bằng cách kết nối các trung điểm của các đoạn đối diện của miền làm tròn

Phương pháp PTHH tron trên miền bao gồm miền bài toán được rời rạc hóa một cách chính xác thành các phần tử N_n tại nút x_I ($I=1, 2, 3, \dots, N_n$). Dựa vào những điểm độc lập tuyến tính hàm $N_n(x) \in H_0^1(\Omega, R^d)$ và hàm chuyển vị liên tục có dạng:

$$u^h(x) = \sum_{I=1}^{N_n} N_I(x) \overline{d_I} \quad (12)$$

Trong đó $x = \{x_1, \dots, x_d\}^T$ và $\overline{d_I} = u(x)$ là sự chuyển vị của véctơ tại nút I .

Phương trình của hệ đại số rời rạc có dạng:

$$K^{SFEM} d = f \quad (13)$$

Trong đó: K^{SFEM} là ma trận độ cứng được làm tròn thông qua tích phân trên biên của mỗi miền làm mịn, được xác định như sau:

$$K_{IJ}^{SFEM} = \sum_{C=1}^{SC} \int_{\Omega_C} \tilde{B}_{CI}^T D \tilde{B}_{CJ} d\Omega = \sum_{C=1}^{SC} \tilde{B}_{CI}^T D \tilde{B}_{CJ} A_C \quad (14)$$

Trong đó:

- $A_C = \int_{\Omega_C} d\Omega$ là diện tích miền tròn Ω_C ;

- SC là số phần tử của ô làm tròn của miền Ω được chia sao cho

$$\Omega = \Omega_1 \cup \Omega_2 \cup \dots \cup \Omega_{sc} \text{ và } \Omega_1 \cap \Omega_2 \cap \dots \cap \Omega_{sc} \neq 0 \quad (15)$$

- $\tilde{B}_{CJ}$ là ma trận biên dạng phẳng được làm tròn theo công thức sau

$$\tilde{\mathcal{E}}_C^h = \int_{\Omega_C} \varepsilon^h(x) \Phi_C(x) d\Omega \quad (16)$$

Trong đó:

+ $\varepsilon^h(x) = \nabla_s u^h(x)$ là biến dạng phẳng thu được từ chuyển vị tương ứng;

+ $\Phi_C(x)$ là một hàm làm tròn cho trước sao cho thoả mãn tính chất:

$$\int_{\Omega_C} \Phi_C(x) d\Omega = 1 \quad (17)$$

Sử dụng theo hàm làm tròn sau:

$$\Phi_C(x) = \begin{cases} \frac{1}{A_C} & x \in \Omega_C \\ 0 & x \notin \Omega_C \end{cases} \quad (18)$$

Và bằng cách sử dụng hàm làm tròn hằng số từng phần trong phương trình và áp dụng định lý phân kỳ, ta có thể thu được phương trình biến dạng tròn của miền Ω_C

$$\tilde{\mathcal{E}}_C^h = \int_{\Omega_C} \nabla_s u^h(x) \frac{1}{A_C} d\Omega = \frac{1}{A_C} \int_{\Omega_C} \nabla_s u^h(x) d\Omega = \frac{1}{A_C} \int_{\Gamma_C} n_C(x) u^h(x) d\Gamma \quad (19)$$

Trong đó Γ_C là ranh giới của miền Ω_C và $n_C(x)$ là ma trận vectơ pháp tuyến ngoài trên ranh Γ_C và có dạng phương trình:

$$n_C(x) = \begin{bmatrix} n_x & 0 \\ 0 & n_y \\ n_y & n_x \end{bmatrix} \quad (20)$$

Thay phương trình (12) vào phương trình (19), ta thu được biến dạng được làm tròn như sau:

$$\tilde{\mathcal{E}}_C^h = \sum_{I=1}^{N_h} \overline{B_I}(x) \overline{d_I} = \overline{B}(x) d \quad (21)$$

Trong đó: $\overline{B}_I$ là ma trận biến dạng chuyển vị tron tổng thể và có giá trị như sau:

$$\overline{B}_I = \frac{1}{A_C} \int_{\Gamma_C} n_C(x) N_I(x) d\Gamma = \begin{bmatrix} \overline{b}_{nx} & 0 \\ 0 & \overline{b}_{ny} \\ \overline{b}_{ny} & \overline{b}_{nx} \end{bmatrix} \quad (22)$$

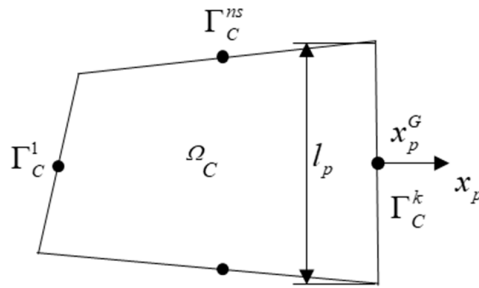
$$\text{Với } \overline{b}_{lh} = \frac{1}{A_C} \int_{\Gamma_C} n_h(x) N_I(x) d\Gamma \text{ với } h = x, y \quad (23)$$

Việc tích phân đường trên dọc theo Γ_C có thể được thực hiện bằng phương pháp cầu phương Gauss. Khi sử dụng trường dịch chuyển tương thích tuyến tính dọc theo ranh giới Γ_C , một điểm Gauss là đủ để tích hợp đường dọc theo mỗi đoạn $\Gamma_{C,p}$ của ranh giới Γ_C và phương trình trên có thể được đơn giản hóa hơn nữa thành dạng tổng:

$$\overline{b}_{lh} = \frac{1}{A_k^s} \sum_{p=1}^{ns} N_I(x_G^p) n_{h,p} l_p \text{ với } h = x, y \quad (24)$$

Trong đó:

- ns là tổng số của cạnh biên $\Gamma_{k,p}^s \in \Gamma_k^s$. Với nghiên cứu hiện tại $ns = 4$ (phần tử tứ giác 4 điểm nút).
- x_G^p là trung điểm của cạnh biên và có chiều dài và đơn vị được kí hiệu lần lượt là l_p và $n_{h,p}$.



Hình 2.3. Dạng hình học của phần tử tron

Khi hàm chuyển vị được tạo là liên tục và chuyển vị biến dạng tương thích $\overline{B}_I$ có thể đạt được, từ định nghĩa của trường biến dạng (19), dễ dàng ta thấy mối quan hệ giữa ma trận biến dạng chuyển vị tron $\overline{B}_I$ và ma trận biến dạng chuyển vị được sử

dùng trong phương pháp phần tử hữu hạn $B(x)$:

$$\bar{B}_I = \frac{1}{A_C} \int_{\Gamma_C} n_C(x) N_I(x) d\Gamma = \frac{1}{A_C} \int_{\Omega_C} B(x) d\Omega \quad (25)$$

Trong các biến thể của phương pháp PTHH theo miền việc sử dụng chỉ một miền làm mịn cho mỗi phần tử đã chứng tỏ là một công cụ hiệu quả và chính xác trong phân tích giới hạn của kết cấu chịu ứng xử chảy dẻo. Phương pháp này có thể xem là tương đương với phần tử tứ giác 4 nút tiêu chuẩn sử dụng điểm tích phân Gauss.

Một trong những lợi thế nổi bật của CS-FEM là khả năng loại bỏ quy trình thiết lập và tính toán ma trận Jacobian cũng như ma trận nghịch đảo của nó, từ đó giúp rút ngắn thời gian tính toán. Đặc biệt, phương pháp tron trên một miền còn có khả năng đạt được độ chính xác siêu hội tụ, điều này làm cho nó trở thành lựa chọn phù hợp cho nghiên cứu được trình bày trong luận văn này.

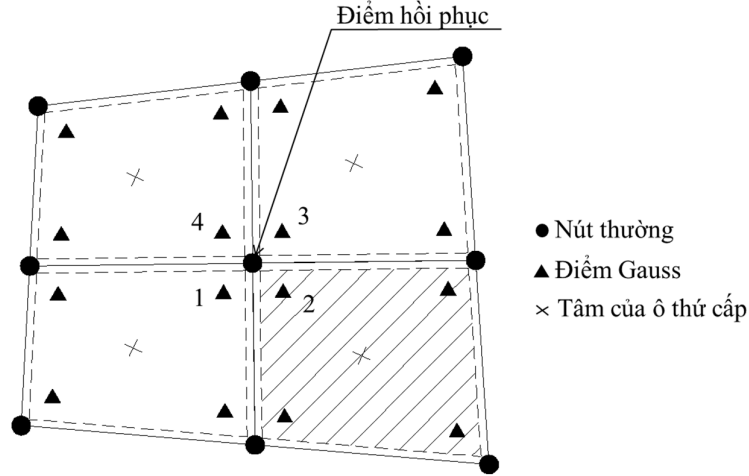
2.2.2. Phương pháp hồi phục ứng suất cho phần tử hữu hạn miền tron

Việc sử dụng giá trị ứng suất tại các điểm tích phân trong từng phần tử hữu hạn chỉ đảm bảo rằng điều kiện chảy dẻo được thỏa mãn tại chính các điểm đó. Tuy nhiên, tại những vị trí khác trong phần tử hoặc trên toàn miền khảo sát, phương trình chảy dẻo có thể không được đáp ứng đầy đủ. Điều này có thể dẫn đến việc ước lượng sức chịu tải giới hạn không chính xác, từ đó gây ra rủi ro an toàn cho kết cấu chịu lực.

Soh và cộng sự [20] đã đề xuất xây dựng một trường ứng suất tuyến tính hồi phục cho phương pháp phần tử hữu hạn tiêu chuẩn và chứng minh rằng phương trình chảy dẻo đạt được trên toàn miền bài toán.

Lê Hoàng Vũ và cộng sự [8] đã nghiên cứu và ứng dụng thành công kỹ thuật hồi phục ứng suất cho phương pháp phần tử hữu hạn tron theo cạnh (ES-FEM) với phần tử tam giác ba nút, góp phần nâng cao rõ rệt độ chính xác của kết quả phân tích. Kế thừa cơ sở lý thuyết và hiệu quả thực tiễn từ công trình này, nghiên cứu hiện tại tiếp tục phát triển theo hướng tích hợp kỹ thuật hồi phục ứng suất vào phương pháp phần tử hữu hạn tron theo miền (CS-FEM), áp dụng cho lưới phần tử tứ giác bốn nút với hình học bất kỳ. Mục tiêu chính của đề tài là khai thác hiệu quả phương pháp này trong việc phân tích ổn định và xác định tải trọng giới hạn của các kết cấu nền móng

bằng và mái dốc, nhằm cải thiện độ chính xác và độ tin cậy trong mô phỏng cơ học đất – đá.



Hình 2.4. Tổng quan mô hình CS-FEM-1C với các miền làm trơn

Trường hồi phục ứng suất $\sigma_{v,k}(x, y)$ [19] được tính toán thông qua các hàm dạng tuyến tính từ kết quả của các miền làm trơn, được xác định như sau:

$$\sigma_{v,k}(x, y) = \sum_{n=1}^4 N_n(x, y) \sigma_{v,n} \quad (26)$$

Trong đó:

- $N_n(x, y)$ là hàm dạng tuyến tính liên kết với nút thứ n ;
- $\sigma_{v,n}$ là ứng suất nút được tính từ các miền làm trơn bao quanh nút.

➤ Tính toán ứng suất nút $\sigma_{v,n}$

Giá trị ứng suất nút $\sigma_{v,n}$ không chỉ đơn giản là giá trị ứng suất tại nút đó mà nó còn được làm trơn và lấy trung bình từ các giá trị ứng suất của các miền làm trơn bao quanh nút. Công thức tính ứng suất nút được cho bởi:

$$\sigma_{v,n} = \frac{1}{A_n^s} \sum_{k=1}^{N_{s,n}} \sigma_{v,k} A_k^s \quad (27)$$

Trong đó:

$$+ A_n^s = \sum_{k=1}^{N_{s,n}} A_k^s \text{ là tổng diện tích của tất cả các miền } N_{s,n} \text{ làm trơn } \Omega_k^s \text{ bao}$$

quanh nút n ;

+ A_k^s là tổng diện tích riêng thứ k ;

+ $\sigma_{v,k}$ là ứng suất tại miền làm tròn Ω_k^s được tính từ phân tích phần tử hữu hạn làm tròn.

Tóm lại, thay vì đánh giá điều kiện chảy dẻo (1) tại tâm của mỗi phần tử dựa trên trường ứng suất ban đầu, phương pháp được đề xuất áp dụng điều kiện này lên trường ứng suất hồi phục tại các nút. Do các nút phần tử thường chứa giá trị lớn nhất trong trường ứng suất hồi phục, việc kiểm tra điều kiện chảy dẻo tại đây đảm bảo tính chính xác của toàn bộ miền.

Trường ứng suất hồi phục thường gần với ứng suất thực tế hơn so với trường ứng suất tính trực tiếp từ quá trình tích phân điểm (với sai số thấp hơn), từ đó giúp cải thiện khả năng hội tụ đều và nâng cao độ chính xác của nghiệm giới hạn. Điều này góp phần tăng tính tin cậy của phương pháp trong phân tích tải trọng giới hạn.

2.2.3. Phương pháp giải lặp điều chỉnh mô đun đàn hồi

Quá trình tính toán được tiến hành giải lặp trên cơ sở các phân tích đàn hồi. Cụ thể, tại mỗi bước phân tích, mô đun đàn hồi trong các phần tử có ứng suất lớn sẽ được hiệu chỉnh theo giá trị ứng suất tính ở bước kế trước. Đồng thời tại mỗi vòng lặp, hệ số tải trọng đảm bảo kết quả ứng suất mọi phần tử không vượt qua khả năng chảy dẻo của vật liệu được xác định.

Tại vòng lặp thứ k , sự phân bố lại ứng suất của một số phần tử có ứng suất cao hơn giá trị ứng suất danh nghĩa sẽ được điều chỉnh thông qua các giá trị mô đun đàn hồi tương ứng. Mô đun đàn hồi của phần tử thứ i có ứng suất giới hạn tại vòng lặp hiện tại k , được hiệu chỉnh theo quy tắc như sau [21]:

$$E_k^{k+1} = \begin{cases} E_i^k \frac{\sigma_n^k}{\sigma_i^r}, & \text{khi } \sigma_n^k > \sigma_i^r \\ E_i^k, & \text{khi } \sigma_n^k \leq \sigma_i^r \end{cases} \quad (28)$$

$$\sigma_n^k = \sigma_{\max}^k - \lambda(\sigma_{\max}^k - \sigma_{\min}^k) \quad (29)$$

Với $\lambda \in (0, 1)$

Theo tiêu chuẩn von Mises, ứng suất tính của phần tử thứ i tại vòng lặp k được xác định tương ứng cho bài toán ứng suất phẳng và biến dạng phẳng:

$$\sigma_i^r = \sqrt{\frac{3}{4} \left\{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 \right\}} \quad (\text{Bài toán biến dạng phẳng}) \quad (30)$$

Đồng thời với việc hiệu chỉnh mô đun đàn hồi trong các phần tử có ứng suất lớn, tại mỗi vòng lặp hệ số tải trọng được xác định:

$$\alpha^k = \frac{\sigma_0}{\sigma_{\max}^k} \quad (31)$$

Ở đây: σ_0 là giới hạn chảy cho phép của vật liệu.

Khi đó, giới hạn tải trọng phá hoại α^{col} của kết cấu theo phân tích giới hạn cận dưới là giá trị lớn nhất trong số các hệ số tải trọng α^r , cụ thể như sau:

$$\alpha^{col} = \max \left\{ \alpha^k \mid k = 1, \dots, k_{\max} \right\} \quad (32)$$

Khi tiến hành giải, việc lựa chọn tham số hiệu chỉnh λ và số vòng lặp tối đa $k_{\max}$ tùy thuộc vào bài toán.

2.3. Nhận xét

Chương 2 đã trình bày một cách hệ thống và đầy đủ các cơ sở lý thuyết phục vụ cho nghiên cứu phân tích ổn định kết cấu nền móng và mái dốc trong môi trường đất – đá. Các tiêu chuẩn chảy dẻo phổ biến trong địa kỹ thuật, bao gồm tiêu MC và HB, đã được giới thiệu và phân tích rõ ràng, từ lý thuyết cơ bản đến các biểu thức ứng dụng cụ thể. Đặc biệt, sự liên hệ giữa hai tiêu chuẩn MC và HB thông qua tuyến tính hóa đã được làm rõ, làm cầu nối quan trọng để áp dụng các tham số của tiêu chuẩn HB vào các bài toán mô phỏng thực tế sử dụng MC.

Bên cạnh đó, chương cũng trình bày chi tiết về phương pháp phần tử hữu hạn trơn, đặc biệt là với một miền làm trơn (trên 1 ô), là nền tảng chính cho hướng tiếp cận của đề tài. Việc áp dụng kỹ thuật làm trơn mang lại lợi thế rõ rệt về độ hội tụ và độ chính xác. Ngoài ra, kỹ thuật giải lặp điều chỉnh mô đun đàn hồi và phương pháp hồi phục ứng suất được tích hợp vào trong mô hình CS-FEM, góp phần hoàn thiện quy trình phân tích phi tuyến và xác định tải trọng giới hạn. Cách trình bày phương pháp hồi phục ứng suất cũng cho thấy rõ tiềm năng cải thiện nghiệm thông qua việc lấy trung bình ứng suất từ các miền làm trơn, giúp giảm sai số và tăng tính chính xác trong phân tích ổn định, đặc biệt trong các bài toán chảy dẻo và giới hạn.

Ở phương pháp này, mặt chảy dẻo được định nghĩa trong phương pháp bù đàn hồi chính là vị trí các phần tử có giá trị mô đun đàn hồi E giảm về tiệm cận 0 (không). Sự tập trung vùng suy giảm E theo một cung trượt tiềm năng cho thấy cơ chế phá hoại cung trượt, thường gặp ở mái dốc có vật liệu khối yếu và chịu tác động tải trọng lớn.

Chương 2 không chỉ cung cấp nền tảng lý thuyết cho toàn bộ nghiên cứu mà còn làm rõ được các lợi thế của phương pháp tiếp cận được chọn so với các kỹ thuật truyền thống. Đây là một bước chuẩn bị quan trọng và cần thiết, đóng vai trò định hướng và làm cơ sở để phát triển mô hình tính toán và thực hiện phân tích số trong chương tiếp theo.

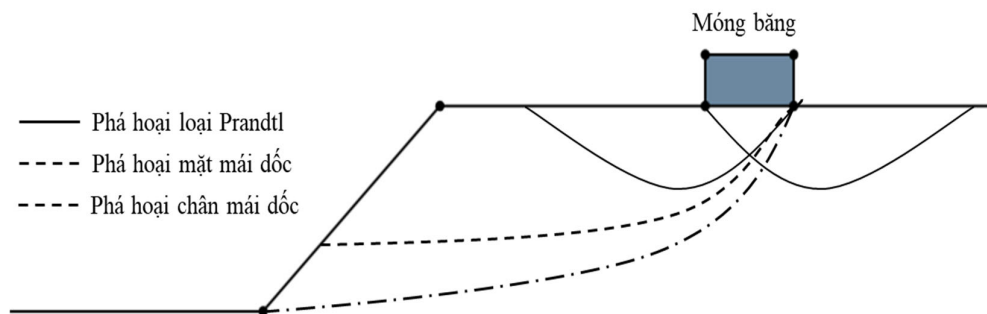
CHƯƠNG 3. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI VÀ ỔN ĐỊNH MÁI DỐC

3.1. Mô tả bài toán

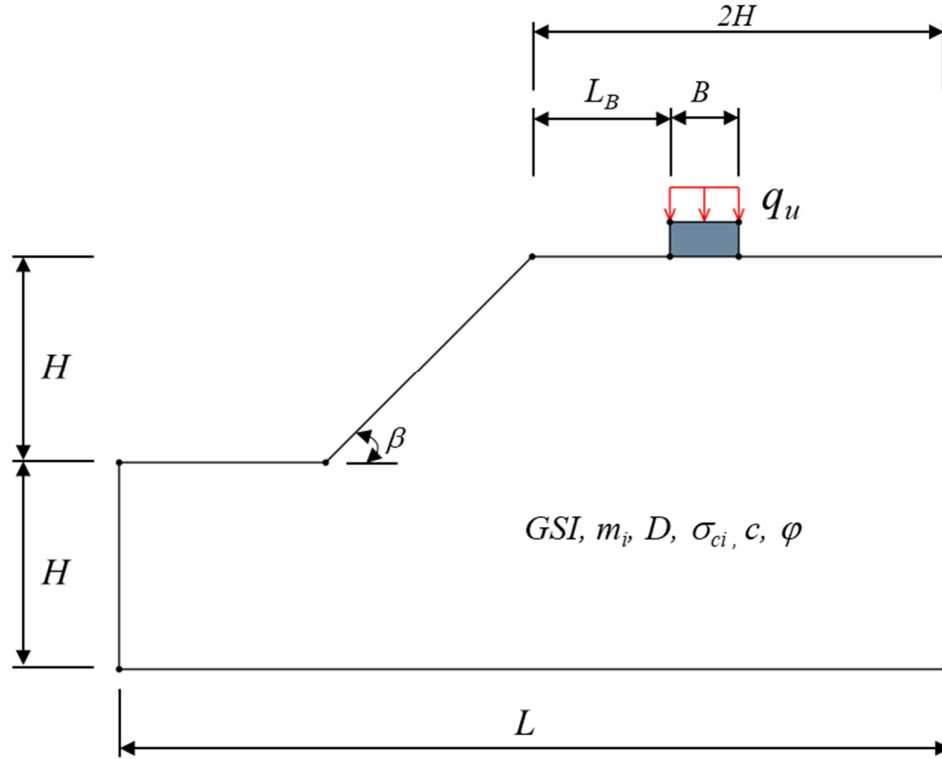
Trong thực tiễn xây dựng, hệ móng của nhiều kết cấu công trình đặt gần mái dốc tự nhiên, mái dốc nhân tạo hoặc hố đào thi công tầng hầm công trình cần được đảm bảo an toàn và ổn định. Đối với các hệ móng băng, khả năng chịu lực giới hạn trên các điều kiện xây dựng vừa nêu có thể bị ảnh hưởng bởi khả năng chịu tải của hệ móng và cả sự mất ổn định tổng thể của mái dốc.

Bài toán tính sức chịu tải giới hạn và ổn định nền mái dốc được lý tưởng hoá trong điều kiện bài toán biến dạng phẳng và hàm ứng suất chảy dẻo tuân theo điều kiện chảy dẻo MC. Với bài toán nền đá, nghiên cứu thực hiện quy đổi các thông số về bài toán cho nền đất [14] và thực hiện tính toán theo điều kiện chảy dẻo MC. Việc giải bài toán sức chịu tải giới hạn của nền đất tự nhiên dưới móng băng được giới hạn phạm vi phân tích về một phạm vi ảnh hưởng nhỏ nhất có thể nhưng không ảnh hưởng nhiều đến nghiệm của bài toán. Phần còn lại của nền mái dốc được thay thế bằng điều kiện biên phù hợp lên các cạnh biên của bài toán Hình 3.3.

Nghiệm sức chịu tải giới hạn được giải bằng phương pháp nghiên cứu hiện tại và được so sánh với các kết quả của các nghiên cứu khác.



Hình 3.1. Dạng phá hoại của móng nông đặt gần mái dốc



Hình 3.2. Mô hình bài toán phân tích ổn định mái dốc

Tổng quát sơ đồ móng băng đặt gần một mái dốc có kích thước như Hình 3.2.

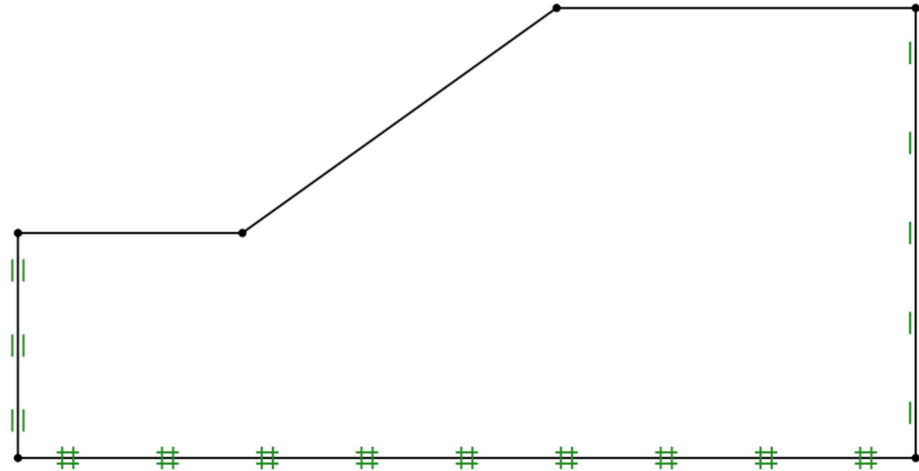
Bề rộng móng B , nằm bên trên một lớp vật liệu đồng nhất với góc nghiêng của mái dốc β và chiều cao mái dốc H . Giả thiết cạnh gần nhất của móng băng đặt cách mái dốc một khoảng L_B .

Đặt tính cơ lý của nền giả thuyết thay đổi các thông số GSI, m_i, σ_{ci} và thông số không đổi $D = 0$. Sức chịu tải giới hạn p_{col} của nền mái dốc chịu sự ảnh hưởng của nhiều yếu tố: chiều cao mái dốc, góc mái dốc β , loại vật liệu, ... và được thể hiện như sau:

$$p_{col} = \frac{q_u}{\sigma_{ci}} \in f\left(\beta, \frac{\sigma_{ci}}{\gamma B}, GSI, m_i, \frac{H}{L}, \frac{L}{B}, c, \varphi\right)$$

Trong đó, q_u là tải trọng tác dụng lên móng băng. Ứng suất chảy dẻo (tối đa) của nền đất được tính theo vế phải của phương trình (1) $\sigma_{\max} = 2c \cos \varphi$. Bề dày của nền được giả thiết lấy $t = 1$ trong điều kiện biên dạng phẳng và điều kiện biên của bài toán

được áp dụng như Hình 3.3. Chiều dài móng băng giả thuyết đủ lớn trên mái dốc để thiết lập bài toán biên dạng phẳng đối với mái dốc.



Hình 3.3. Điều kiện biên tính ổn định mái dốc

Bài toán phân tích ổn định với móng băng đặt gần mái dốc luôn phức tạp khi giải vì có sự giao thoa giữa phá hoại do mất ổn định dưới tải trọng bản thân và phá hoại cho nền chịu tải tác dụng của móng băng. Với mô hình như Hình 3.3, điểm kỳ dị thường tập trung ứng suất lớn và thường thấy tại chân mái dốc. Điều này ảnh hưởng đến nghiệm hội tụ và chính xác. Theo đó, phương pháp phần tử hữu hạn trên miền loại một ô tròn kết hợp với kỹ thuật hồi phục ứng suất tiếp tục được đề xuất sử dụng. Điều đặc biệt là áp dụng hệ số hiệu chỉnh λ và số vòng lặp tối đa k_{max} để giới hạn bù đàn hồi tuyến tính trong quá trình tính toán. Kết quả được so sánh với nghiệm đạt được từ các phương pháp số khác nhằm khẳng định mức độ hiệu quả của phương pháp đề xuất. Phần mềm MATLAB được sử dụng để lập trình và giải bài toán.

3.2. Các bước phân tích giới hạn

3.2.1. Bước 1: Khai báo và tính toán thông số ban đầu

- Khai báo thông số nền: m_i , GSI , D , γ , σ_{ci} , $poisson$, c , φ .
- Xác định thông số c và φ (cho nền đá) theo phương trình MC theo tương đương tiêu chuẩn HB theo công thức (7) và (8);
- Khai báo tải trọng $q = 1$;

- Phân chia độ mịn lưới.

3.2.2. Bước 2: Phân tích đàn hồi giải lặp

Thực hiện chạy vòng lặp thứ $k = 1$ đến k_{max} để phân tích:

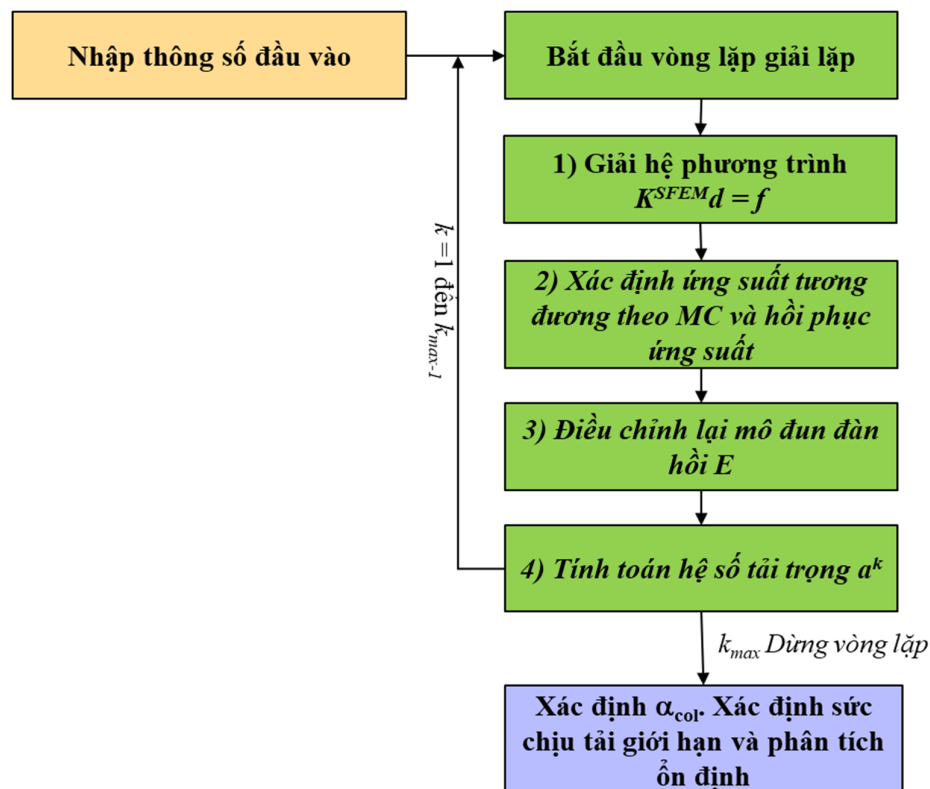
- Thực hiện bước phân tích đàn hồi đầu tiên;
- Xác định kết quả ứng suất tương đương MC theo phương trình 1 (1);
- Điều chỉnh lại mô đun đàn hồi E theo công thức (28) và (29);
- Tính toán hệ số tải trọng α^k theo công thức (31).

3.2.3. Bước 3: Dừng vòng lặp

Khi phân tích ở vòng lặp cuối $k = k_{max}$, dừng vòng lặp xác định hệ số nhân tải trọng lớn nhất α_{max} .

Xác định sức chịu tải giới hạn $q_u = \alpha_{max} \times q$.

Các bước phân tích được tổng hợp theo sơ đồ Hình 3.4.



Hình 3.4. Sơ đồ trình tự phân tích

3.3. Phân tích bài toán

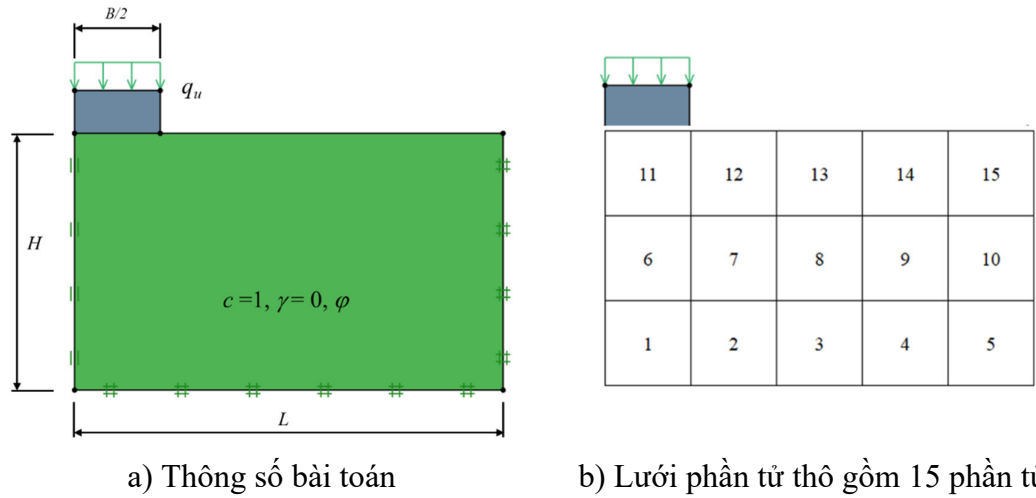
Trong mục này, bài toán xác định sức chịu tải của nền dưới móng băng ở cao độ mặt đất tự nhiên và xác định sức chịu tải của nền, phân tích ổn định mái dốc chịu tải trọng bản thân và trường hợp có thêm tải móng băng đặt gần mái dốc. Sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn trên miền 1 ô tứ giác 4 điểm nút có hình dạng bất kì và theo phương pháp giải lặp kết hợp để đưa ra kết quả và so sánh với kết quả từ phương pháp khác và mô phỏng phần mềm Optum G2 cho bài toán nền đá.

3.3.1. Bài toán sức chịu tải của nền dưới móng băng

Sức chịu tải $P = 2 \times q_u$ tác dụng phụ thuộc vào lực dính c và góc ma sát trong φ của nền. Giả thiết móng băng có bề rộng $2B$ đặt trên nền đất đồng nhất, bỏ qua trọng lượng riêng của đất nền. Chiều dài móng băng đủ lớn để thiết lập bài toán biến dạng phẳng đối với đất nền dưới móng. Trong mô hình phân tích giới hạn, móng được đặt trên mặt đất như Hình 3.4 và các thông số được thiết lập như sau: mô đun đàn hồi $E = 10^4$ (kN/m²), lực dính $c = 1$, $\varphi = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$.

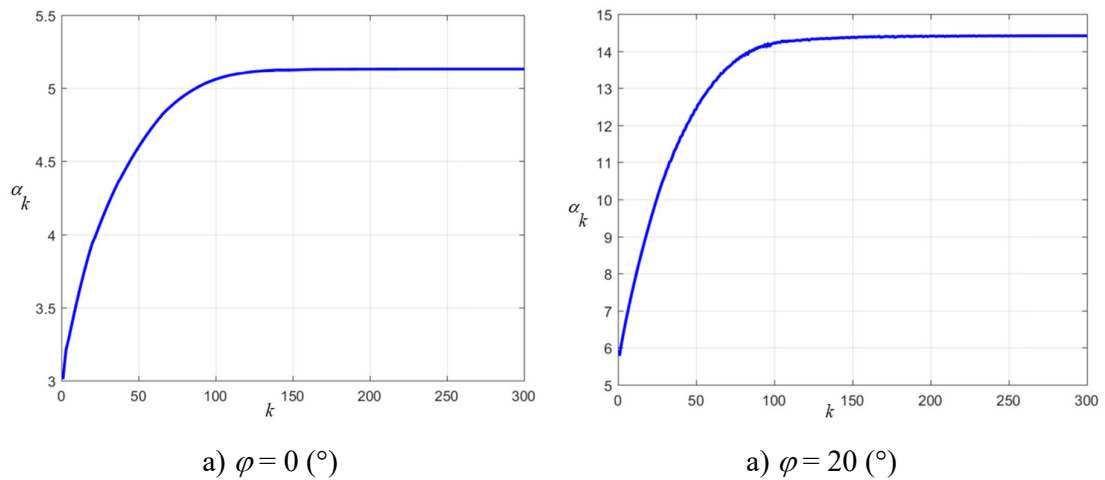
Mô hình rời rạc ban đầu giả thiết sử dụng 15 phần tử tứ giác 4 điểm nút như Hình 3.5, tương ứng sẽ có 15 miền tron ứng với mỗi phần tử một miền tron trong phương pháp nghiên cứu hiện tại. Để đạt được nghiệm với độ chính xác mong muốn, các mô hình với số PTHH lớn hơn, gồm $N_e = 240, 2160, 3840$ và 6000 phần tử sau đó được áp dụng nhờ vào sự chia mịn đồng đều lưới PTHH ban đầu. Ngoài ra, nghiệm số của vòng lặp phân tích còn phụ thuộc vào các hệ số phân tích như λ, k_{max} , v.v. Do đó nghiệm của phương pháp phân tích giới hạn đề xuất sẽ luôn có một sai số cốt lõi tồn tại, tuy nhiên độ lớn của sai số là rất thấp cho thấy sự hiệu quả của phương pháp phân tích đề xuất. Giá trị chính xác [22] được xác định theo công thức sau:

$$N_c = \left[e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right] \cot \varphi \quad (33)$$



Hình 3.5. Thông số bài toán và lưới phần tử thô

Hình 3.6 thể hiện rõ ràng nghiệm hệ số nhân tải trọng α_k khi áp dụng ứng suất hồi phục hội tụ nhanh về giá trị hệ số nhân tải trọng giới hạn chính xác $\alpha_{col} = 5.142$ ($\varphi = 0^\circ$) và $\alpha_{col} = 14.416$ ($\varphi = 20^\circ$) chỉ sau $k = 80-120$ vòng lặp.



Hình 3.6. Biểu đồ mối quan hệ $\alpha_k - k$ thuộc mô hình phân tích 3840 phần tử

Giá trị hệ số nhân tải trọng chính xác được thể hiện trong Bảng 3.1. Nghiệm tải trọng giới hạn đạt được với các cấp lưới mịn được tổng hợp trong Bảng 3.2.

Bảng 3.1 Hệ số nhân tải trọng chính xác

Góc ma sát trong φ (°)	[22]
0	5.1416
5	6.4888
10	8.3449
15	10.9765
20	14.8340

Bảng 3.2. Nghiệm tải trọng giới hạn

Số phần tử	1*	Chênh lệch	Số phần tử	1*	Chênh lệch
$\varphi = 0$			$\varphi = 5$		
15	5.5074	7.32%	15	7.0251	8.28%
240	5.1315	-0.03%	240	6.4879	0.29%
2160	5.1325	0.01%	2160	6.4695	0.01%
3840	5.1315	0.01%	3840	6.4691	0.01%
6000	5.1315		6000	6.4683	
$\varphi = 10$			$\varphi = 15$		
15	9.119	9.61%	15	11.7638	9.06%
240	8.3196	0.38%	240	10.7865	0.32%
2160	8.2882	0.05%	2160	10.7523	0.22%
3840	8.2841	0.00%	3840	10.7286	0.01%
6000	8.2838		6000	10.7283	
$\varphi = 20$					
15	15.5831	7.75%			
240	14.4621	0.03%			
2160	14.4571	0.28%			
3840	14.4170	0.01%			
6000	14.4160				

1*: Phương pháp nghiên cứu hiện tại Recovery CS-FEM-1C;

Chênh lệch kết quả là tương đối thấp khi nghiệm ở số lưới phần tử mịn so với nghiên cứu khác. Kết quả minh chứng một cách rõ ràng mức độ hiệu quả và chính xác của quy trình giải đề xuất.

3.3.2. Kiểm tra sự ổn định của nền mái dốc dưới tác dụng của tải trọng bản thân

Dưới tác dụng của trọng lượng bản thân nền đất có khuynh hướng bị mất ổn định nếu lực dính giữa các phần tử đất không đủ để giữ cho cả nền giữ nguyên trạng thái ban đầu của nền. Xét bài toán có góc mái dốc $\beta = 60^\circ, 70^\circ$ và 80° , $H=1$ và góc ma sát trong $\varphi = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ$ và 20° . Tải trọng được xét ở đây là trọng lượng đất γ và

lực dính c . Tải trọng giới hạn $p_{col} = N_s = \frac{\gamma H}{c}$.

Mô hình sử dụng 1280 phần tử và kết quả trình bày trong Bảng 3.3 và Bảng 3.4.

Bảng 3.3. Tải trọng giới hạn với $\varphi = 0^\circ$ và 5°

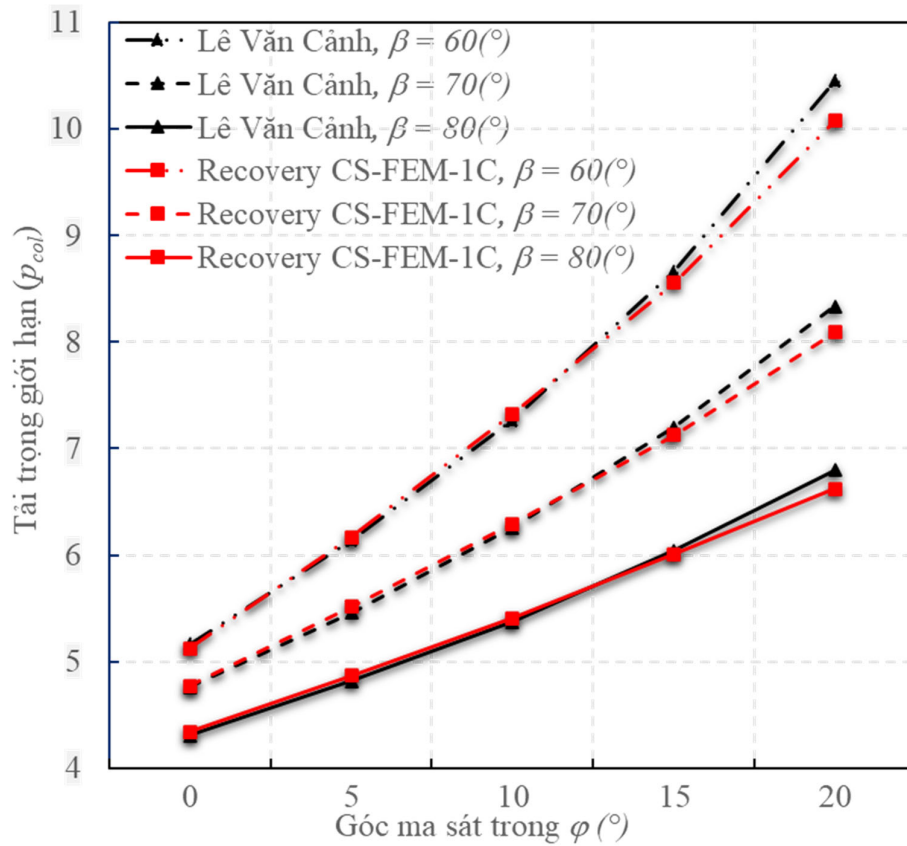
$\beta (^\circ)$	Góc ma sát trong $\varphi (^\circ)$			
	0		5	
	1*	2*	1*	2*
60	5.124	5.163 (-0.76%)	6.167	6.141 (0.42%)
70	4.77	4.763 (0.15%)	5.516	5.457 (1.08%)
80	4.341	4.305 (0.84%)	4.869	4.819 (1.04%)

Bảng 3.4. Tải trọng giới hạn với $\varphi = 10^\circ, 15^\circ$ và 20°

$\beta (^\circ)$	Góc ma sát trong $\varphi (^\circ)$					
	10		15		20	
	1*	2*	1*	2*	1*	2*
60	7.326	7.268 (0.8%)	8.555	8.666 (-1.28%)	10.077	10.451 (-3.58%)
70	6.29	6.257 (0.53%)	7.125	7.2 (-1.04%)	8.094	8.337 (-2.91%)
80	5.409	5.374 (0.65%)	6.007	6.042 (-0.58%)	6.62	6.796 (-2.59%)

1*: Phương pháp nghiên cứu hiện tại Recovery CS-FEM-1C;

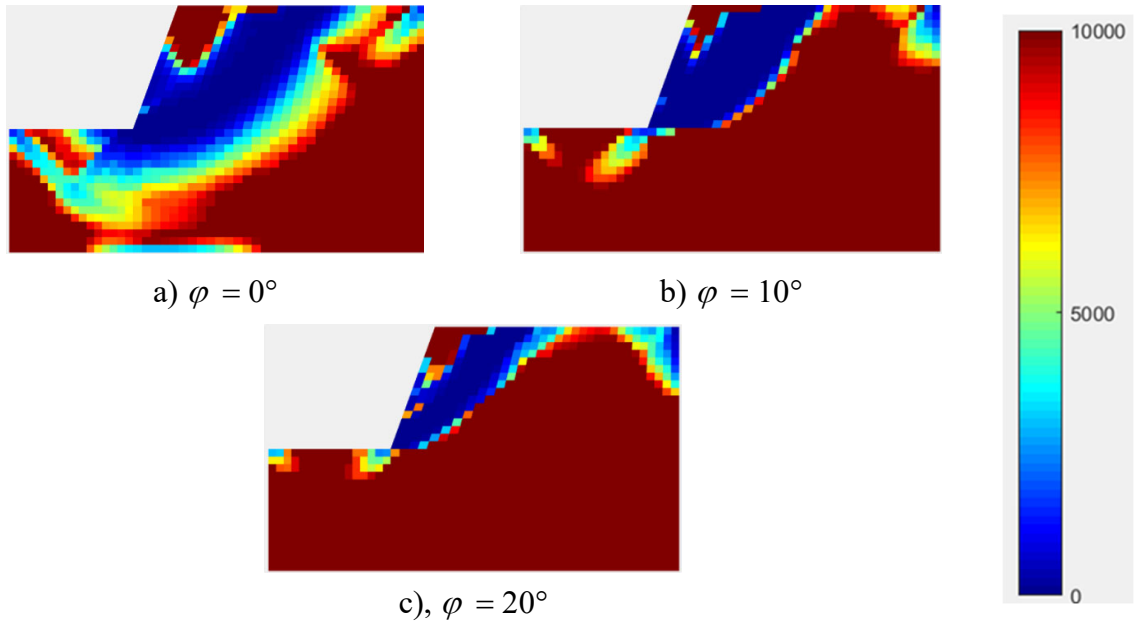
2*: Nghiên cứu của tác giả Lê Văn Cảnh [22].



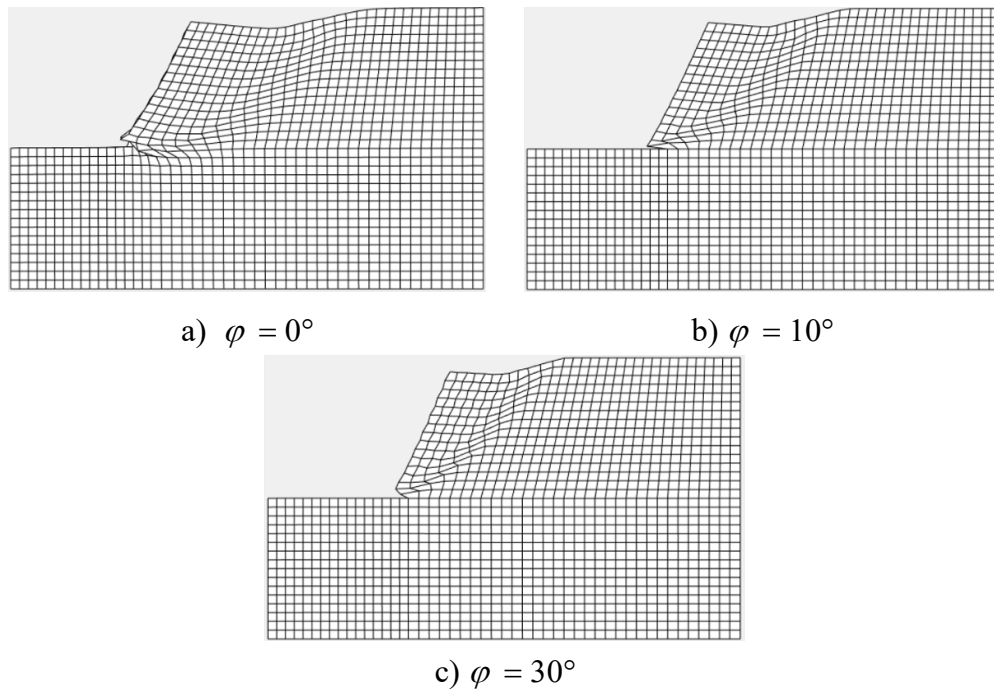
Hình 3.7. Sức chịu tải giới hạn dưới tải trọng bản thân

So sánh sức chịu tải giới hạn thu được từ phương pháp nghiên cứu hiện tại với kết quả của tác giả khác như trong Bảng 3.3 ta thấy kết quả của hiện tại chênh lệch so với kết quả của phân tích bằng phương pháp CS-FEM kết hợp với quasi-kinematic phân tích giới hạn và Second-Order Cone Programming (SOCP) để ước lượng các hệ số sức chịu tải của tác giả Lê Văn Cảnh khoảng 3.58%. Sự sai khác nhỏ giữa kết quả của nghiên cứu hiện tại với kết quả của Lê Văn Cảnh là do sự khác biệt mức độ mịn khi chia lưới (tác giả Lê Văn Cảnh sử dụng 3708 phần tử).

Điểm chân mái dốc là vị trí nguy hiểm và sẽ phá hoại đầu tiên khi mái dốc bị mất ổn định dưới tác dụng của tải trọng bản thân. Hình 3.8 mô tả đường chảy dẻo của toàn bộ mái dốc sử dụng phương pháp Recovery CS-FEM-1C với 1280 phần tử tứ giác. Các vùng chảy dẻo thể hiện ở khu vực có các PTHH có giá trị mô đun đàn hồi E giảm gần về “0”.



Hình 3.8. Sự phân bố giá trị mô đun đàn hồi E (kN/m²) với góc mái dốc β



Hình 3.9. Hình dạng phá hoạt trượt khi mất ổn định với góc mái dốc β

Kỹ thuật hồi phục ứng suất tiếp tục cho thấy được sự hiệu quả khi kết hợp với phương pháp CS-FEM-1C trong việc tạo ra sự hội tụ của nghiệm về giá trị chính xác

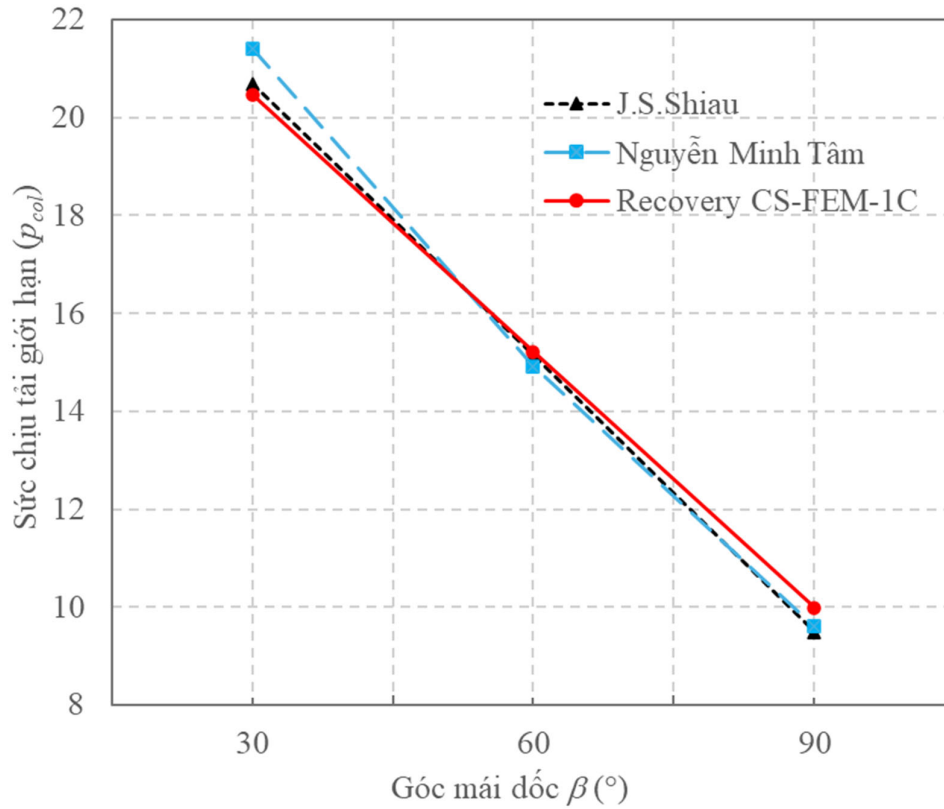
với sai số nhỏ cũng như vùng chảy dẻo hoàn toàn (Hình 3.8) trùng khớp với hình dạng phá hoại trượt (Hình 3.9) và với hình dạng phân bố năng dẻo ứng [22].

3.3.3. Xét sự ảnh hưởng của góc mái dốc β đến sức chịu tải của móng (p_{col})

Để xét ảnh hưởng của góc mái dốc β đến sức chịu tải của móng (p_{col}) khi đặt trên mái dốc, ta phân tích bài toán có thông số như sau: $\beta = 30^\circ, 60^\circ$ và 90° , $L_B/B = 0$, $H/B = 3$, $c/\gamma B = 5$, $\varphi = 0$, mô đun đàn hồi $E = 10^4$ (kN/m²). Mô hình sử dụng 11520 phần tử và kết quả được trình bày trong Bảng 3.5.

Bảng 3.5. So sánh sức chịu tải giới hạn với góc mái dốc β

Góc mái dốc $\beta(^{\circ})$	J.S.Shiau [6]	Nguyễn Minh Tâm [23]	Recovery CS-FEM-1C
30	20.69 (-1.08%)	21.41 (-4.4%)	20.47
60	15.16 (0.42%)	14.92 (2.04%)	15.22
90	9.5 (1.58%)	9.61 (0.42%)	9.65



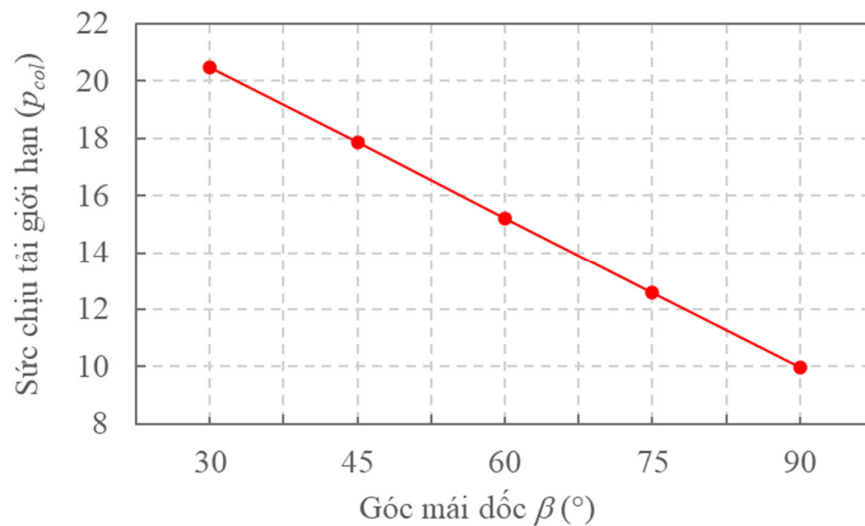
Hình 3.10. Sức chịu tải giới hạn ứng với các góc β khác nhau

So sánh sức chịu tải giới hạn thu được từ phương pháp hiện tại với kết quả của các tác giả khác như trong Bảng 3.5, ta thấy kết quả của hiện tại chênh lệch so với kết quả của phân tích bằng CS-FEM của tác giả Nguyễn Minh Tâm khoảng 4.4%, kết quả phân tích bằng PTHH phần tử tam giác 3 điểm nút của J.S. Shiau khoảng 1.58%. Sự sai khác nhỏ ($< 4.4\%$) giữa kết quả của nghiên cứu hiện tại với kết quả của Nguyễn Minh Tâm và J.S. Shiau là do sự khác biệt mức độ mịn khi chia lưới, còn về bản chất cả ba phương pháp này đều là phương pháp phân tích giới hạn.

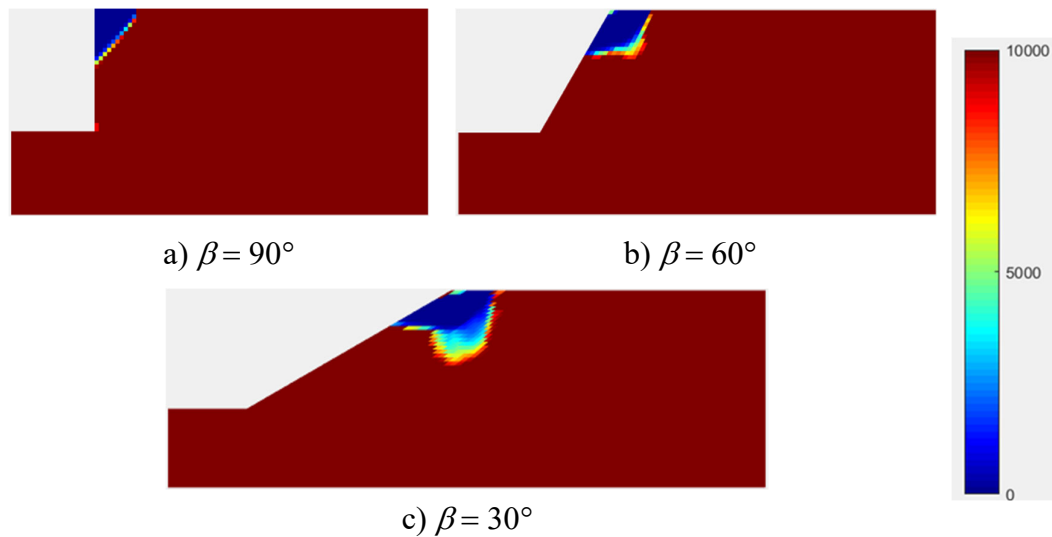
Thực hiện thêm bài toán tương tự với góc mái dốc β là 45° , 75° , thu được Bảng 3.6, Hình 3.12.

Bảng 3.6. Sức chịu tải giới hạn với góc mái dốc β theo phương pháp hiện tại

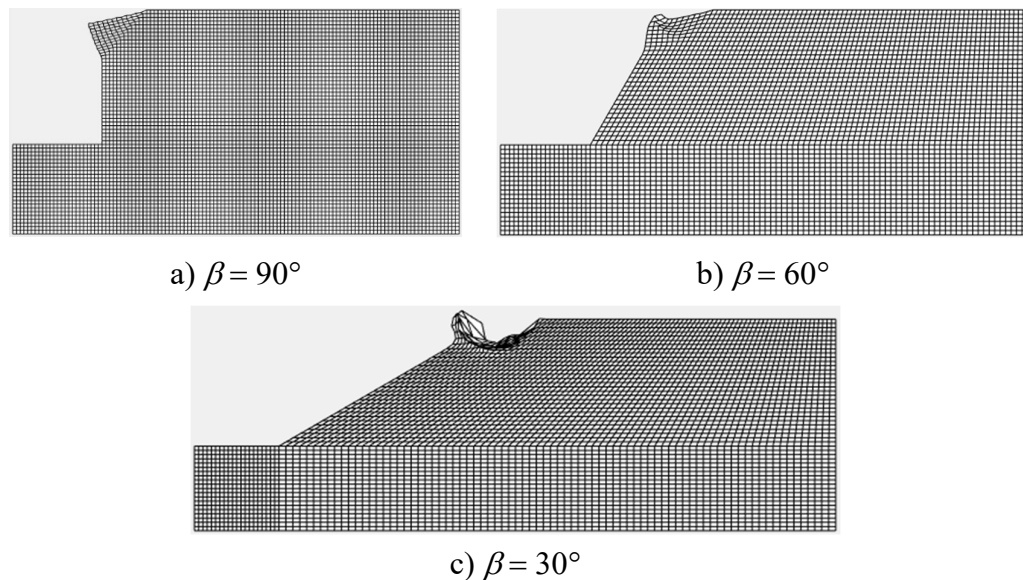
Phương pháp	Góc mái dốc β ($^\circ$)				
	30	45	60	75	90
Recovery CS-FEM-1C	20.47	17.86	15.22	12.60	9.65



Hình 3.11. Sức chịu tải giới hạn ứng với các góc mái dốc β khác nhau



Hình 3.12. Sự phân bố giá trị mô đun đàn hồi E (kN/m^2) với góc mái dốc β



Hình 3.13. Hình dạng phá hoại trượt khi mất ổn định với góc mái dốc β

Hình dạng phá hoại trượt Hình 3.13 hoàn toàn trùng khớp với biểu đồ phân bố ứng suất Hình 3.12 và phù hợp với các nghiên cứu của tác giả [6], [23]. Từ kết quả trong Bảng 3.5 và Bảng 3.6, ta thấy khi góc dốc β tăng thì sức chịu tải giới hạn của móng giảm.

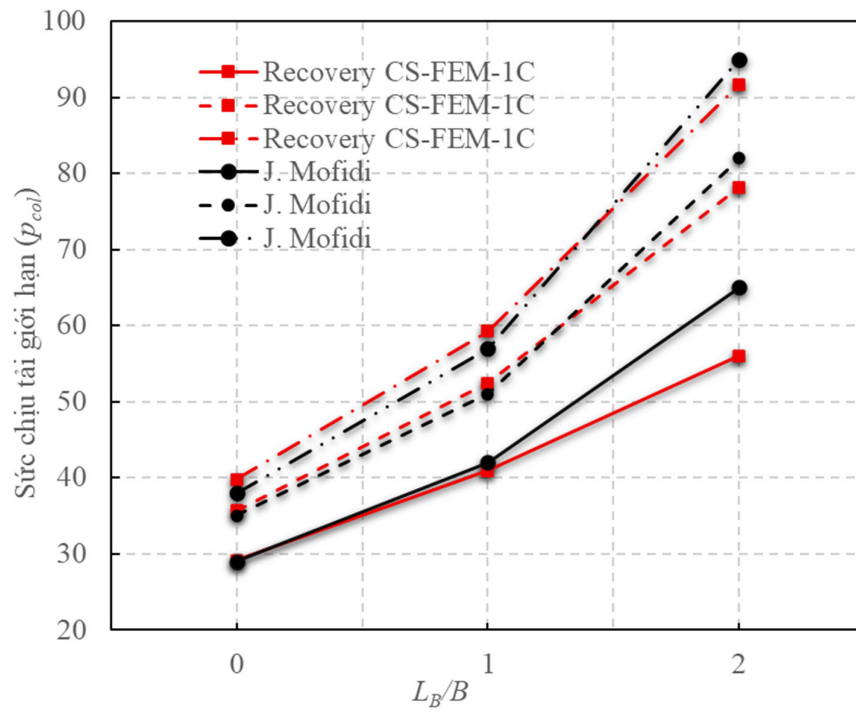
3.3.4. Xét sự ảnh hưởng của góc ma sát trong φ và thông số L_B/B đến sức chịu tải của móng (p_{col})

Để xét ảnh hưởng của ma sát trong φ đến sức chịu tải của móng (p_{col}) khi đặt trên

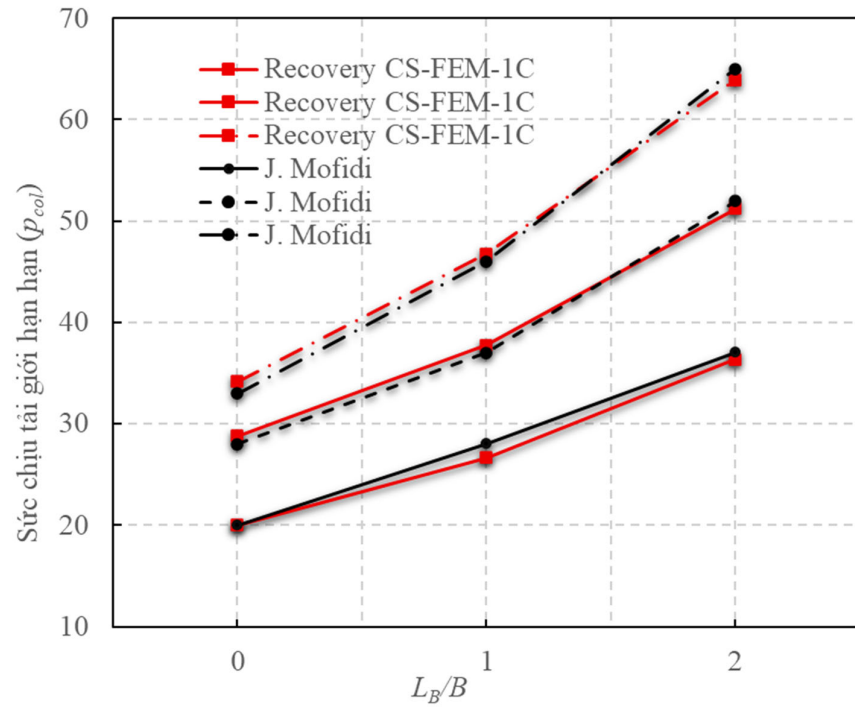
mái dốc, ta phân tích bài toán có thông số sau: $\beta = 30^\circ$ và 60° , $L_B/B = (0, 1, 2)$, $H/B = 3$, $c/\gamma B = 5$, $\varphi = 10^\circ, 20^\circ$ và 30° , mô đun đàn hồi $E = 10^4$ (kN/m²). Mô hình sử dụng 11520 phần tử và kết quả được trình bày trong Bảng 3.7, Hình 3.14 và Hình 3.15.

Bảng 3.7. Sức chịu tải giới hạn với góc ma sát trong φ

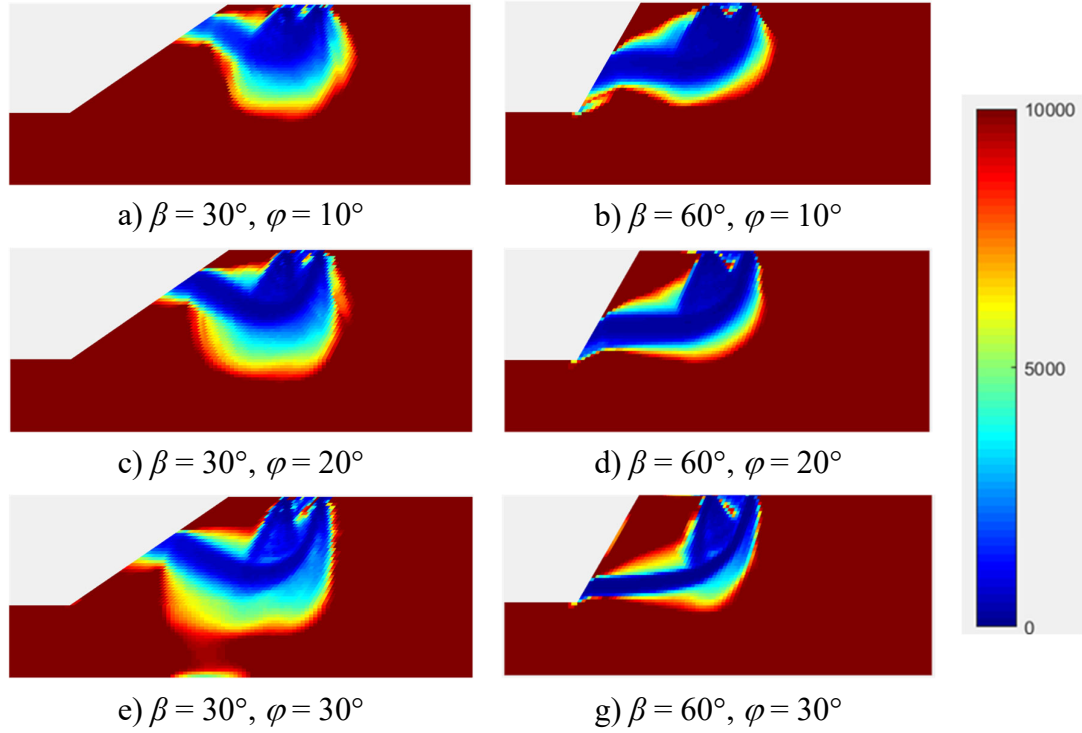
Góc mái dốc β (°)	L_B/B	Góc ma sát trong φ (°)	Phương pháp		Δ
			J. Mofidi [24]	Recovery CS-FEM-1C	
30	0	10	29	29.14	0.47%
		20	42	40.96	-2.47%
		30	65	56.03	-13.80%
	1	10	35	35.70	2.00%
		20	51	52.42	2.78%
		30	82	78.16	-4.68%
	2	10	38	39.75	4.61%
		20	57	59.25	3.95%
		30	95	91.70	-3.47%
60	0	10	20	19.99	-0.05%
		20	28	26.65	-4.81%
		30	37	36.37	-1.71%
	1	10	28	28.79	2.84%
		20	37	37.77	2.09%
		30	52	51.21	-1.53%
	2	10	33	34.19	3.61%
		20	46	46.80	1.73%
		30	65	63.96	-1.60%



Hình 3.14. Sức chịu tải giới hạn với góc mái dốc $\beta = 30^\circ$

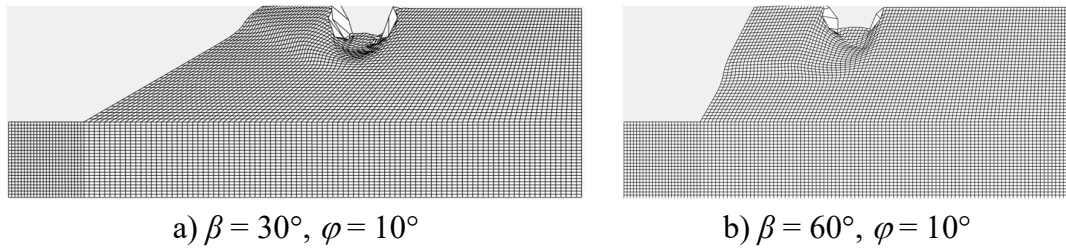


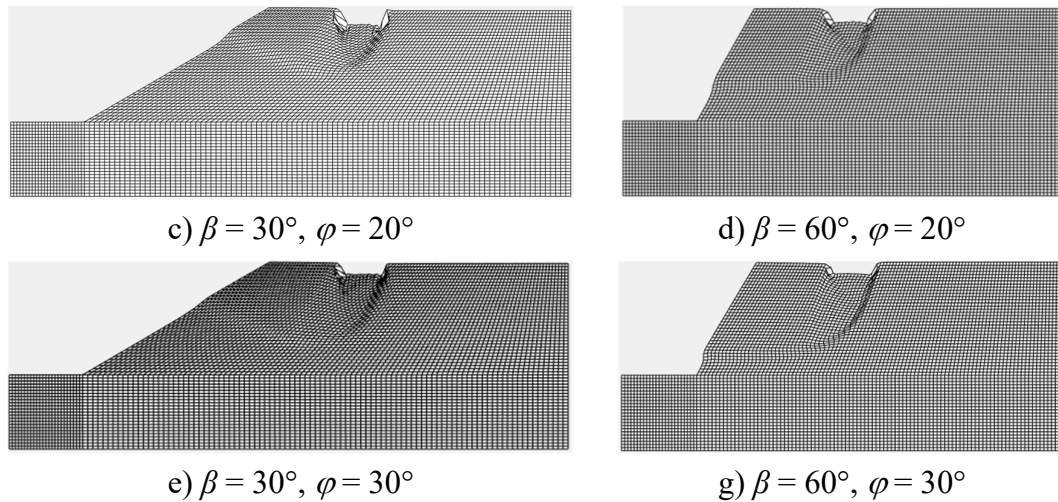
Hình 3.15. Sức chịu tải giới hạn với góc mái dốc $\beta = 60^\circ$



Hình 3.16. Biểu đồ phân bố giá trị mô đun đàn hồi E (kN/m²) khi $L_B/B = 2$

Từ Bảng 3.7, so sánh sức chịu tải giới hạn thu được từ Recovery CS-FEM-1C với kết quả của tác giả khác như trong Bảng 3.7, ta thấy kết quả của Recovery CS-FEM-1C chênh lệch so với kết quả của phân tích của tác giả J. Mofidi khoảng 5%, ngoại trừ trường hợp sai lệch khảo sát cho trường hợp góc mái dốc $\beta = 30^\circ$ và góc ma sát trong $\varphi = 10^\circ$ là 13.80%. Theo Hình 3.14 và Hình 3.15, khi L_B/B tăng từ 0 đến 2, giá trị p_{col} tăng ở cả hai phương pháp, chứng tỏ rằng khi nền móng đặt cách xa mái dốc hơn, nền ổn định hơn.





Hình 3.17. Hình dạng phá hoại trượt khi mất ổn định với trường hợp $L_B/B = 2$

Hình dạng phá hoại của mái dốc dùng phương pháp Phần tử hữu hạn Recovery CS-FEM-1C gồm 11520 phần tử cũng được trình bày ở Hình 3.17 với khoảng cách từ chân móng đến mái dốc $L_B/B = 2$. Hình dạng phá hoại trượt của nền đất hoàn toàn trùng với biểu đồ phân bố phân bố giá trị mô đun đàn hồi E của mái dốc khi bị phá hoại hay ở vị trí các phần tử bị giảm E về gần bằng “0” theo Hình 3.16.

3.3.5. Xét sự ảnh hưởng của vật liệu đá đến sức chịu tải của móng (p_{col}) cho bài toán có góc mái dốc β là 45° và 60°

Để xét sự ảnh hưởng của vật liệu đá đến sức chịu tải (p_{col}) khi đặt trên mái dốc, ta phân tích bài toán có thông số như sau:

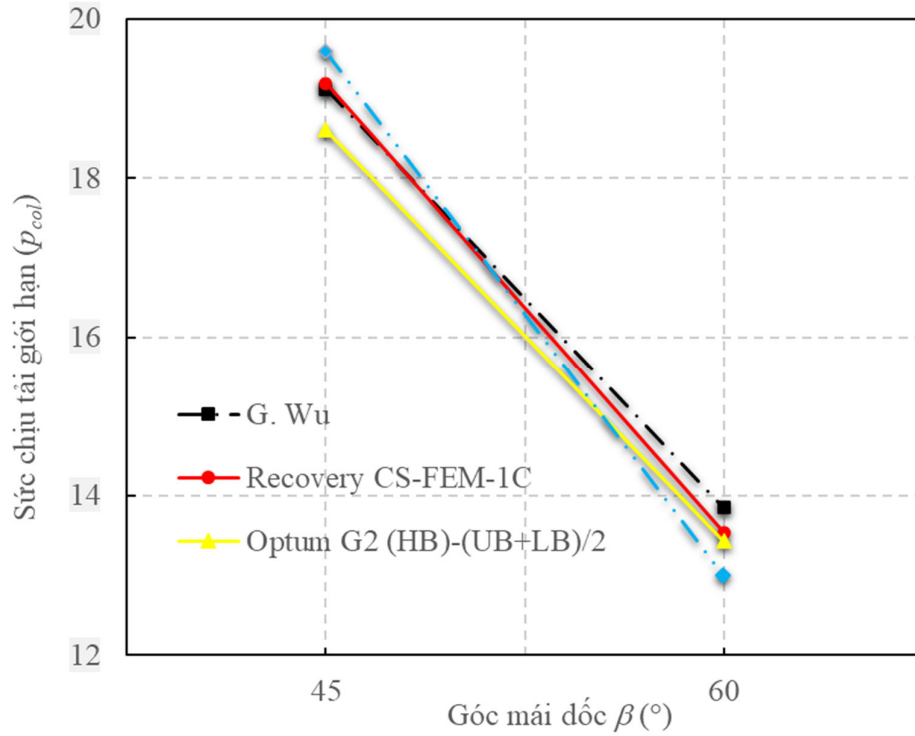
Bảng 3.8 Thông số bài toán

Thông số	Giá trị	Thông số	Giá trị
L/B	0	m_i	5
H/B	3	GSI	90
β	$45^\circ, 60^\circ$	$\sigma_{ci}/\gamma B$	100
m_b (4)	3.498	s (5)	0.329
E (6)	15811 (Mpa)	a (5)	0.500
c/σ_{ci} (8)	0.141	φ (°) (7)	34.096

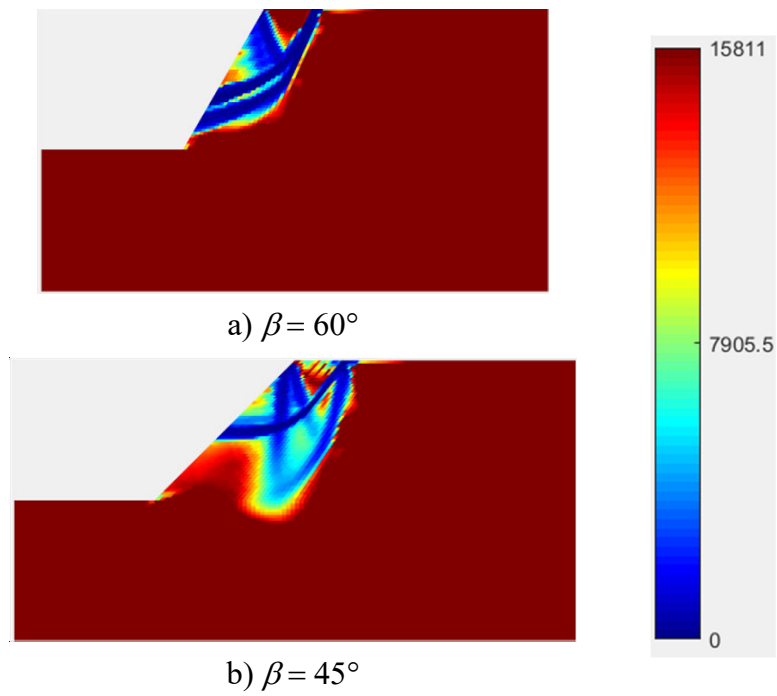
Kết quả phân tích được trình bày trong Bảng 3.9 và Hình 3.18.

Bảng 3.9. Sức chịu tải cực hạn với góc mái dốc β

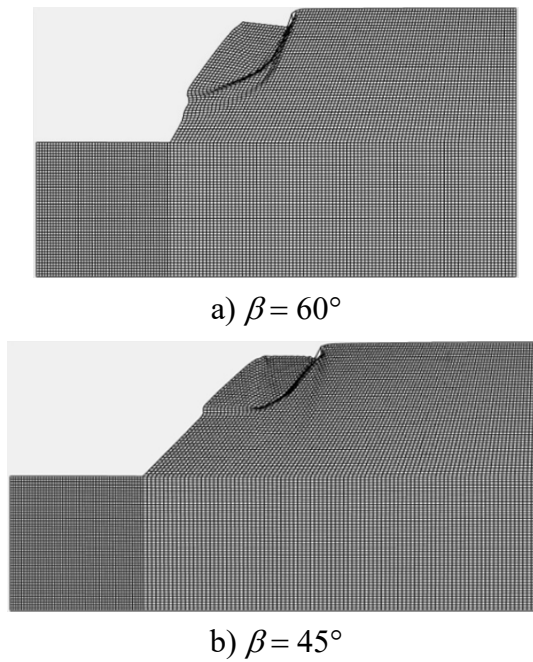
Phương pháp	$\beta(^{\circ})$	
	45	60
G. Wu [25]	19.125 (-0.37%)	13.851 (2.24%)
Optum G2 (HB)-(UB+LB)/2	18.610 (-3.06%)	13.435 (-0.76%)
Optum G2 (MC)-(UB+LB)/2	19.590 (2.07%)	12.995 (-3.94%)
Recovery CS-FEM-1C	19.195	13.541

Hình 3.18. Sức chịu tải cực hạn với góc mái dốc β

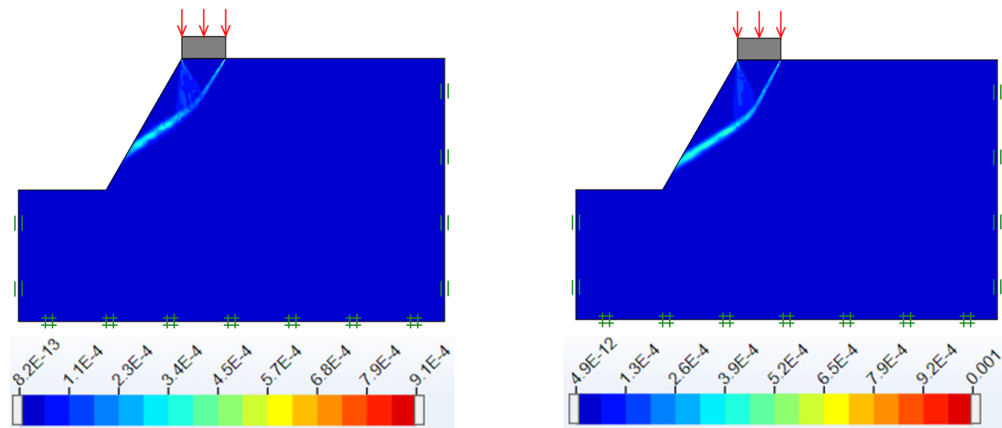
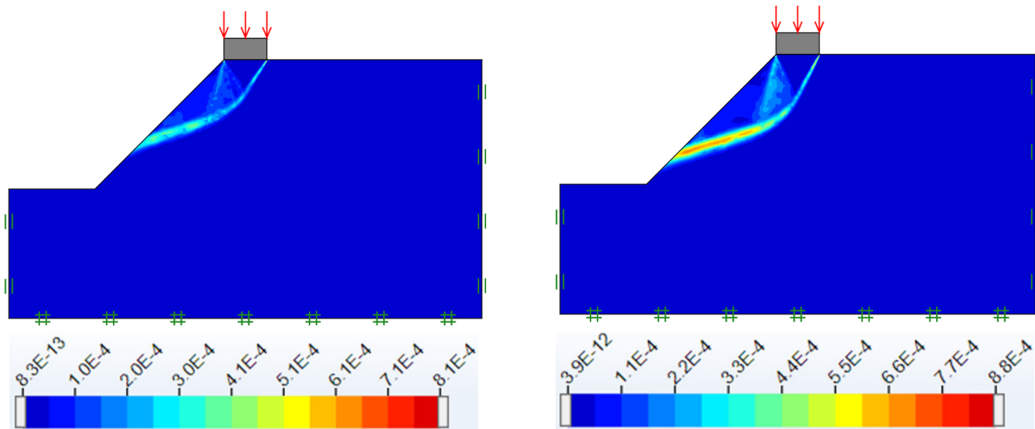
So sánh sức chịu tải cực hạn thu được từ phương pháp hiện tại với kết quả của tác giả G. Wu và mô phỏng bằng phần mềm Optum G2 như trong Bảng 3.9. Ta thấy kết quả của phương pháp hiện tại chênh lệch so với kết quả phân tích bằng giá trị trung bình tổng của định lý cận trên và định lý cận dưới cho phần tử tam giác 3 điểm nút theo tiêu chuẩn HB đối với góc mái dốc β là $45(^{\circ})$ và $60(^{\circ})$ lần lượt là 3.06% và 0.76%. Sự chênh lệch nhỏ là do mức độ mịn của lưới khác nhau. Đối với kết quả phân tích bằng phần mềm Optum G2 sai số khoảng 2.07% ($\beta = 45^{\circ}$) và 3.94% ($\beta = 60^{\circ}$) với phương pháp phân tích nghiên cứu hiện tại theo tiêu chuẩn chảy dẻo MC.



Hình 3.19. Sự phân bố giá trị mô đun đàn hồi E (MN/m²) với vật liệu nền đá



Hình 3.20. Hình dạng phá hoạt trượt khi mất ổn định

a) $\beta = 60^\circ$ b) $\beta = 45^\circ$ Hình 3.21. Miền chảy dẻo được mô hình trên phần mềm Optum G2 (kN/m²)

Biểu đồ phân bố mô đun đàn hồi Hình 3.19 hoàn toàn phù hợp với Hình 3.21 miền chảy dẻo của bài toán được mô hình trên phần mềm Optum G2 cho bài toán nền đá theo tiêu chuẩn HB (hình bên trái) và theo tiêu chuẩn MC (hình bên phải). Miền phá hoại trượt theo hình Hình 3.20 hoàn toàn trùng khớp với nghiên cứu của G. Wu [25].

3.4. Nhận xét

Phương pháp Recovery CS-FEM-1C đã thành công trong việc phân tích sự mất ổn định của nền đất và đá có góc mái dốc nghiêng dưới tác dụng của trọng lượng bản thân và khi có tải trọng móng băng. Kết quả cho thấy sai số tương đối thấp so với nghiệm chính xác hoặc các nghiệm đã công bố trước đó và khi sử dụng phần mềm Optum G2 để mô phỏng.

Mức độ hội tụ và ổn định của nghiệm, hệ số sức chịu tải được đảm bảo nhờ việc sử dụng kỹ thuật hồi phục ứng suất giúp điều kiện chảy dẻo của vật liệu được thỏa mãn trên toàn miền bài toán. Dạng phá hoại với mặt trượt hoàn toàn trùng với biểu đồ phân bố giá trị mô đun đàn hồi lúc phá hoại. Từ kết quả đó khẳng định lại mức độ hiệu quả và chính xác của quy trình phân tích giới hạn giải lập được đề xuất.

Từ nghiệm tải trọng đạt được, ta thấy sự xuất hiện của mái dốc ở gần công trình làm giảm khả năng chịu lực của nền so với móng băng đặt cách xa mái dốc cũng như góc ma sát trong φ càng lớn thì mái dốc càng ổn định.

Quy đổi vật liệu đá từ mô hình HB quy đổi sang mô hình vật liệu phá hoại MC đạt được nghiệm tương đối như nhau.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

1. Kết luận

- Đề án tốt nghiệp đã nghiên cứu và phát triển chương trình tính toán tải trọng giới hạn và phân tích ổn định nền móng các công trình dựa trên phương pháp phân tích giới hạn, sử dụng mô hình phần tử hữu hạn trơn trên miền (CS-FEM) kết hợp với kỹ thuật hồi phục ứng suất và thuật toán giải lặp để giải. Trong quá trình thiết lập thuật toán để giải, mô hình vật liệu phá hoại MC được sử dụng.

- Tính toán tải trọng giới hạn và phân tích ổn định mái dốc vật liệu đất nằm trên mặt phẳng ngang dưới tác dụng của tải trọng móng băng bên trên.

- Tính toán tải trọng giới hạn và phân tích ổn định mái dốc vật liệu đất với góc nghiêng bất kỳ dưới tác dụng của tải trọng bản thân.

- Tính toán tải trọng giới hạn và phân tích ổn định mái dốc vật liệu đất, vật liệu đá dưới tác dụng tải trọng bản thân và tải trọng móng băng bên trên.

2. Kiến nghị

- Nội dung nghiên cứu hiện tại chỉ mới dừng lại ở việc áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn chuẩn với lưới phần tử tứ giác 4 điểm nút, mô hình HB quy đổi sang mô hình vật liệu phá hoại MC. Do đó, việc xem xét áp dụng trực tiếp mô hình HB cho vật liệu đá đối với hướng nghiên cứu của đề tài cũng cần quan tâm nghiên cứu trong thời gian tới.

- Ngoài ra, việc mở rộng nghiên cứu trong tương lai theo hướng mịn hóa lưới chia ở vùng phá hoại nhằm cải thiện tốc độ hội tụ cũng như thời gian tính toán, xử lý.

TÀI LIỆU THAM THẢO

1. Tài liệu tiếng Anh

- [2] W. Fellenius, “Calculation of stability of earth dam,” 1936.
- [3] A. W. Bishop, “The use of the slip circle in the stability analysis of slopes,” 1954.
- [4] Akihiko Wakai, Shingo Gose, and Keizo Ugai, “3-D elasto-plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading,” Feb. 1999.
- [5] H. Nguyen-Xuan, G. R. Liu, S. Bordas, S. Natarajan, and T. Rabczuk, “An adaptive singular ES-FEM for mechanics problems with singular field of arbitrary order,” *Comput Methods Appl Mech Eng*, Jan. 2013.
- [6] J. S. Shiau, R. S. Merifield, A. V Lyamin, and S. W. Sloan, “Undrained Stability of Footings on Slopes,” *American Society of Civil Engineers*, 2011.
- [7] B. Yu and L. F. Yang, “Elastic modulus reduction method for limit analysis considering initial constant and proportional loadings,” *Finite Elements in Analysis and Design*, Dec. 2010.
- [8] V. H. Le, S. Tangaramvong, J. Rungamornrat, and S. Limkatanyu, “Sequential elastic recovery stress edge-smoothed finite element method for lower-bound limit determination of structures,” *Acta Mech*, Jul. 2021.
- [9] J. P. Harrison and J. A. Hudson, *Rock mass classification*. Elsevier Science, 2000.
- [10] D. CWyllie and C. WMah, “Rock Slope Engineering: Civil and Mining, 4th Edition.”
- [11] G. Yang, D. Xu, X. Liu, Q. Jia, and H. Xu, “Ultimate Bearing Capacity of Embedded Footings Placed on Rock Slopes Using Adaptive Finite Element Limit Analysis,” Oct. 09, 2024.
- [12] Mohammad Azarafza, Haluk Akgün, Akbar Ghazifard, Ebrahim Asghari Kaljahi, Jafar Rahnamarad, and Reza Derakhshani, “Discontinuous rock slope stability analysis by limit equilibrium approaches—a review,” 2021, *Taylor and*

Francis Ltd.

- [13] D. Tian and H. Zheng, “The Generalized Mohr-Coulomb Failure Criterion,” *Applied Sciences (Switzerland)*, May 2023.
- [14] E. Hoek and C. Carranza-Torres, “Hoek - Brown failure criterion - 2002 edition,” 2002.
- [15] E. Hoek and G. Associates, “Strength of jointed rock masses,” 1983.
- [16] C. Li, X. Zhao, X. Xu, and X. Qu, “Study on the differences between Hoek–Brown parameters and equivalent Mohr–Coulomb parameters in the calculation slope critical acceleration and permanent displacement,” *Sci Rep*, vol. 14, no. 1, Dec. 2024.
- [17] H. Gharsallaoui, M. Jafari, and A. Holeyman, “Bearing capacity of surface foundations resting on Hoek - Brown materials using equivalent Mohr - Coulomb parameters,” in *17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ECSMGE 2019 - Proceedings*, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2019.
- [18] A. R. S. Ponter, P. Fuschi, and M. Engelhardt, “Limit analysis for a general class of yield conditions,” 2000.
- [19] G. R. Liu and Nguyen Thoi Trung, “Smoothed Finite Element Methods,” *CRC Press*, 2016.
- [20] C. K. Soh, K. T. Chan, and S. K. Yu, “Numerical method for lower-bound solution of the rigid-plastic limit analysis problem,” 2001.
- [22] Lê Văn Cảnh, “Estimation of bearing capacity factors of cohesive-frictional soil using the cell-based smoothed finite element method,” *Comput Geotech*, p. 183, Mar. 2017.
- [24] J. Mofidi and F. Askari, “Bearing Capacity of Strip Footings near Slopes Using Lower Bound Limit Analysis,” Jun. 2014.
- [25] G. Wu, M. Zhao, R. Zhang, and M. Lei, “Ultimate Bearing Capacity of Strip Footings on Hoek–Brown Rock Slopes Using Adaptive Finite Element Limit Analysis,” *Rock Mech Rock Eng*, Mar. 2021.

2. Tài liệu tiếng Việt

- [1] Phạm Ngọc Tiến, Lê Hoàng Vũ, Đặng Ngọc Tân, Nguyễn Thành Sơn, and Bùi Tiến Ngoan, “Phân tích ổn định mái dốc bằng phương pháp phần tử hữu hạn tron và kỹ thuật hồi phục ứng suất,” Tuyển tập Công trình Hội thảo khoa học “Những tiến bộ trong Xây dựng, Kiến trúc, Kinh tế & Công nghệ năm 2024, Jun. 2024.
- [21] Phạm Ngọc Tiến, Cao Văn Dũng, and Lê Hoàng Vũ, “Xác định tải trọng giới hạn cho bài toán phẳng bằng phương pháp PTHH giải lập,” Mar. 2021.
- [23] Nguyễn Minh Tâm, Phạm Quang Tà, and Võ Minh Thiện, “Phân tích sức chịu tải của móng nông đặt trên mái dốc bằng lý thuyết phân tích giới hạn,” Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng số 3, Apr. 2013.