

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH



NGUYỄN VIỆT CAO TRÍ

**PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH CỦA TƯỜNG KÈ DỰ ỨNG
LỰC CÓ GIA CƯỜNG TRỤ XI MĂNG ĐẤT**

ĐỀ ÁN TỐT NGHIỆP THẠC SĨ

Ngành: Kỹ thuật xây dựng công trình giao thông

Chuyên ngành: Kỹ thuật xây dựng công trình giao thông

Mã số: 8580205

Thành phố Hồ Chí Minh, tháng 6 năm 2026

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH



NGUYỄN VIỆT CAO TRÍ

**PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH CỦA TƯỜNG KÈ DỰ ỨNG
LỰC CÓ GIA CƯỜNG TRỤ XI MĂNG ĐẤT**

ĐỀ ÁN TỐT NGHIỆP THẠC SĨ

Ngành: Kỹ thuật xây dựng công trình giao thông

Chuyên ngành: Kỹ thuật xây dựng công trình giao thông

Mã số: 8580205

NGƯỜI HƯỚNG DẪN 1: TS. MAI LỰU

NGƯỜI HƯỚNG DẪN 2: TS. NGUYỄN THÀNH NHƠN

Thành phố Hồ Chí Minh, tháng 6 năm 2026

BỘ XÂY DỰNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI
THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH
Số: 260505-18/QĐ-UTH-SĐH

CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM
Độc lập - Tự do - Hạnh phúc
TP. Hồ Chí Minh, ngày 05 tháng 5 năm 2026

QUYẾT ĐỊNH
Về việc thành lập Hội đồng đánh giá đề án tốt nghiệp thạc sĩ

HIỆU TRƯỞNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

Căn cứ Quyết định số 66/2001/QĐ-TTg ngày 26/4/2001 của Thủ tướng Chính phủ về việc thành lập Trường Đại học Giao thông vận tải Thành phố Hồ Chí Minh;

Căn cứ Quy chế tuyển sinh và đào tạo trình độ thạc sĩ ban hành kèm theo Quyết định số 33/QĐ-ĐHGTVT ngày 12/01/2022 của Hiệu trưởng Trường Đại học Giao thông vận tải Thành phố Hồ Chí Minh;

Căn cứ Quyết định số 250303-03/QĐ-UTH-SĐH, ngày 03/3/2025 của Hiệu trưởng Trường Đại học Giao thông vận tải Thành phố Hồ Chí Minh về việc giao đề tài tốt nghiệp đối với các lớp chương trình đào tạo thạc sĩ;

Theo đề nghị của Viện trưởng Viện Đào tạo sau đại học.

QUYẾT ĐỊNH:

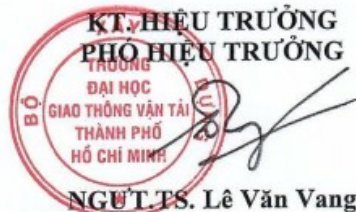
Điều 1. Thành lập Hội đồng đánh giá đề án tốt nghiệp thạc sĩ ngành Kỹ thuật xây dựng công trình giao thông (mã số 8580205) đối với học viên **Nguyễn Việt Cao Trí** với đề tài: “Phân tích ổn định của tường kê dự ứng lực có gia cường trụ xi măng đất”, người hướng dẫn: TS. Mai Lự; TS. Nguyễn Thành Nhơn, gồm các ông (bà) có tên sau:

- | | | |
|-----------------------------|------------------------------|---------------------|
| 1. GS. TS. Phạm Huy Khang | Hội đồng GSN GTVT | Chủ tịch Hội đồng; |
| 2. GS. TS. Nguyễn Ngọc Long | Trường ĐH Giao thông vận tải | Ủy viên, phản biện; |
| 3. PGS.TS. Trần Quang Phú | Trường ĐH GTVT TP.HCM | Ủy viên, phản biện; |
| 4. PGS.TS. Lê Hoàng An | Trường ĐH GTVT TP.HCM | Ủy viên; |
| 5. TS. Trần Thị Quỳnh Như | Trường ĐH GTVT TP.HCM | Ủy viên, thư ký. |

Điều 2. Quyết định có hiệu lực kể từ ngày ký. Các ông (bà) Viện trưởng Viện Đào tạo sau đại học, Trưởng phòng Kế hoạch - Tài vụ và ông (bà) có tên tại Điều 1 chịu trách nhiệm thi hành Quyết định này. /

Nơi nhận:

- Như Điều 2;
- Hiệu trưởng (để b/c);
- Lưu: VT, VĐTSDH (Tú: 05b).

KT, HIỆU TRƯỞNG
PHÓ HIỆU TRƯỞNG

NGUYỄN VĂN VANG

**ĐỀ ÁN TỐT NGHIỆP THẠC SĨ ĐƯỢC HOÀN THÀNH TẠI
TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH**

Đại diện người hướng dẫn: TS. Mai Lựu


Mai Lựu

Đề án tốt nghiệp thạc sĩ được bảo vệ tại Trường Đại học Giao thông vận tải Thành phố Hồ Chí Minh ngày 07 tháng 6 năm 2026.

Thành phần Hội đồng đánh giá đề án tốt nghiệp thạc sĩ gồm:

- | | |
|---------------------------|---------------------|
| 1. GS.TS Phạm Huy Khang | Chủ tịch Hội đồng; |
| 2. GS.TS Nguyễn Ngọc Long | Ủy viên, phản biện; |
| 3. PGS.TS Trần Quang Phú | Ủy viên, phản biện; |
| 4. PGS.TS Lê Hoàng An | Ủy viên; |
| 5. TS. Trần Thị Quỳnh Như | Ủy viên, thư ký. |

CHỦ TỊCH HỘI ĐỒNG

GS.TS Phạm Huy Khang

LỜI CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan đề án thạc sĩ “**Phân tích ổn định của tường kê dự ứng lực có gia cường trụ xi măng đất**” là công trình nghiên cứu của cá nhân tôi dưới sự hướng dẫn của TS. Mai Lựu và TS. Nguyễn Thành Nhơn. Các số liệu và kết quả nêu trong Đề án là trung thực và chưa từng được công bố trong bất kỳ công trình nào khác. Các tài liệu và dữ liệu tham khảo trong Đề án đều được trích dẫn đầy đủ và chỉ rõ nguồn gốc.

Tôi xin chịu trách nhiệm về đề tài nghiên cứu của mình.

Tp. Hồ Chí Minh, ngày 08 tháng 6 năm 2026

Tác giả Đề án tốt nghiệp



Nguyễn Viết Cao Trí

LỜI CẢM ƠN

Trong suốt thời gian gần 2 năm học tập và nghiên cứu tại Trường Đại học Giao Thông Vận Tải Thành Phố Hồ Chí Minh, nhận được sự hướng dẫn tận tình của quý thầy cô và các điều kiện học tập thuận lợi của quý trường, tôi đã tiếp thu được nhiều kiến thức hữu ích phục vụ cho quá trình làm việc và nghiên cứu của mình. Đề án được hoàn thành ngoài sự cố gắng của bản thân tôi còn có sự giúp đỡ và đóng góp của nhiều cá nhân và tổ chức khác. Qua đây tôi xin bày tỏ lòng biết ơn sâu sắc tới:

- TS. Mai Lựu và TS. Nguyễn Thành Nhơn đã hướng dẫn, chỉ đạo về ý tưởng, nội dung và có những lời khuyên đúng lúc cho tôi trong suốt quá trình thực hiện Đề án.
- Ban giám hiệu - Trường Đại Học Giao Thông Vận Tải Thành Phố Hồ Chí Minh đã tạo điều kiện thuận lợi cho tôi theo học lớp cao học ngành kỹ thuật xây dựng công trình giao thông, chuyên ngành quy hoạch và kỹ thuật giao thông.
- Quý Thầy Cô tham gia giảng dạy lớp cao học KC2301 niên khoá 2023-2025 đã trang bị cho tôi nhiều kiến thức, nền tảng giúp tôi hoàn thành đề án tốt nghiệp.
- Ban lãnh đạo Ban Quản lý dự án và Phát triển quỹ đất huyện Lấp Vò (cũ) đã tạo điều kiện cho tôi được theo học chương trình Sau đại học.
- Gia đình, bạn bè đã chia sẻ, ủng hộ và giúp đỡ tôi vượt qua khó khăn và hoàn thành đề án này.

Mặc dù đã có nhiều cố gắng, nhưng còn hạn chế về kinh nghiệm và kiến thức, nên đề án vẫn tồn tại những sai sót. Kính mong Quý Thầy Cô và các bạn góp ý thêm để đề án nghiên cứu này được hoàn thiện hơn **và có giá trị tham khảo cho thiết kế và lựa chọn giải pháp xử lý nền trong điều kiện đất yếu.**

Xin trân trọng cảm ơn!

Tp. Hồ Chí Minh, ngày 08 tháng 6 năm 2026

Tác giả Đề án tốt nghiệp



NGUYỄN VIẾT CAO TRÍ

MỤC LỤC

LỜI CAM ĐOAN	i
LỜI CẢM ƠN	ii
MỤC LỤC	ii
DANH MỤC KÝ HIỆU, CHỮ VIẾT TẮT.....	xi
DANH MỤC BẢNG BIỂU	xii
DANH MỤC HÌNH VẼ, ĐỒ THỊ	xiii
MỞ ĐẦU.....	1
1. Tính cấp thiết của đề tài.....	1
2. Mục tiêu nghiên cứu của đề tài.	1
2.1 Mục tiêu chung.....	1
2.2 Mục tiêu cụ thể.....	2
3. Phương pháp nghiên cứu đề tài.	2
3.1 Tổng quan tài liệu và cơ sở lý thuyết.	3
3.2 Phương pháp tính toán.	3
4. Phạm vi và đối tượng nghiên cứu.	4
4.1 Phạm vi nghiên cứu.....	4
4.2 Đối tượng nghiên cứu.	4
5. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn của đề tài.	4
6. Bố cục của đề án tốt nghiệp.	5
CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN VỀ TƯỜNG KÈ DỰ ỨNG LỰC VÀ TRỤ XI MĂNG ĐẤT.....	6
1.1. Giới thiệu chung.....	6
1.2. Nguyên nhân gây ra sạt lở các công trình giao thông.....	8
1.3. Các yếu tố ảnh hưởng đến ổn định tường kê cọc DUL.	10
1.4. Tình hình nghiên cứu về công nghệ tường kê DUL kết hợp CĐXM để gia cố nền đường.....	11
1.4.1. Tường kê DUL	11
1.4.2. Công nghệ gia cố nền đất yếu bằng CĐXM.....	13
a) Khái niệm.....	13
b) Phạm vi ứng dụng	13

c) Ưu điểm của CĐXM	13
1.4.3. Kết hợp cọc DƯL và CĐXM để bảo vệ kết cấu đường bộ.....	14
1.5. Kết luận chương I.....	15
CHƯƠNG 2. NGHIÊN CỨU CỦA HỆ TƯỜNG KÈ DỰ ỨNG LỰC VÀ CỌC ĐẤT	
XI MĂNG GIA CƯỜNG PHẦN NỀN ĐƯỜNG	16
2.1. Phương pháp tính toán theo quan điểm hệ làm việc như nền tương đương theo TCVN 9906-2014.....	16
2.2. Tính toán thiết kế cọc DƯL.	17
2.2.1. Tính toán theo mô hình giải tích cân bằng áp lực chủ động và bị động (trường hợp đất nền là đất dính).	17
a) Thông số ban đầu.	17
b) Xác định lực tác động lên cọc.....	18
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc DƯL.	19
d) Xác định nội lực trong cọc DƯL.	19
2.2.2. Tính toán theo mô hình giải tích cân bằng áp lực chủ động và bị động (trường hợp đất nền là đất rời).....	20
a) Thông số ban đầu.	20
b) Xác định lực tác động lên cọc.....	21
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc.....	22
d) Xác định nội lực trong cọc.....	23
2.3. Mô hình phân tích phần tử hữu hạn.	24
2.3.1. Phần mềm Plaxis V2024.2.2D.....	24
a) Các tính năng chủ yếu của phần mềm Plaxis V2024.2 2D.....	24
2.3.2. Lựa chọn các thông số đầu vào của phần mềm Plaxis V2024.2.2D sử dụng trong đề án thực sĩ.	26
a) Các loại phần tử sử dụng trong phần mềm Plaxis V2024.2: Có 2 loại.....	26
b) Các mô hình đàn hồi tuyến tính.	27
c) Các tham số đặc trưng cơ lý của vật liệu.	33
2.4. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn (Phương pháp Bishop).	34
2.4.1. Nguyên lý tính toán theo phương pháp Bishop.	34
2.4.2. Sơ đồ tính toán.	35

2.4.3. Phương pháp đơn giản hóa của Bishop [6].....	36
2.4.4. Trình tự tính toán.	37
2.4.5. Áp dụng trong tiêu chuẩn TCVN 12250:2018.	38
2.4.6. Các yêu cầu về ổn định.....	39
2.4.7. Nhận xét và kết luận:	39
2.5. Kết luận Chương 2.	39
CHƯƠNG 3. TÍNH TOÁN VÀ ĐÁNH GIÁ GIỮA MÔ HÌNH GIẢI TÍCH VÀ MÔ HÌNH PHẦN TỬ HỮU HẠN	41
3.1. Các thông số dữ liệu đầu vào.	41
3.1.1. Thông số đất nền.....	41
3.1.2. Tải trọng.....	43
3.1.3. Thông số CĐXM.	43
a) Thông số ban đầu của CĐXM [1].....	44
b) Khoảng cách cọc:	44
3.1.4. Cọc DUL.	45
3.1.5. Cơ sở lựa chọn thông số đầu vào và phạm vi giả định.....	45
3.2. Tính toán theo sơ đồ giải tích cho trường hợp 1 (TH1).....	46
3.2.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.	46
3.2.2. Tính toán cọc DUL.....	46
a) Thông số ban đầu.	47
b) Xác định lực tác động trên cọc DUL.	48
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.....	49
d) Xác định nội lực trong cọc.....	49
3.2.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	55
3.3. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 2 (TH2).	55
3.3.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.	55
3.3.2. Tính toán cọc DUL.....	56
a) Thông số ban đầu.	56
b) Xác định lực tác động trên cọc DUL.	56
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.....	57
d) Xác định nội lực trong cọc.....	57
3.3.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	58

3.4. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 3 (TH3).	58
3.4.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.	58
3.4.2. Tính toán cọc DƯỠ.	58
a) Thông số ban đầu.	58
b) Xác định lực tác động trên cọc DƯỠ.	59
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.	59
d) Xác định nội lực trong cọc.	60
3.4.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	60
3.5. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 4 (TH4).	61
3.5.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.	61
3.5.2. Tính toán cọc DƯỠ.	61
a) Thông số ban đầu.	61
b) Xác định lực tác động trên cọc DƯỠ.	62
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.	62
d) Xác định nội lực trong cọc.	62
3.5.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	63
3.6. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 5 (TH5).	64
3.6.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.	64
3.6.2. Tính toán cọc DƯỠ.	64
a) Thông số ban đầu.	64
b) Xác định lực tác động trên cọc DƯỠ.	64
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.	65
d) Xác định nội lực trong cọc.	65
3.6.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	66
3.7. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 6 (TH6).	66
3.7.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.	66
3.7.2. Tính toán cọc DƯỠ.	67
a) Thông số ban đầu.	67
b) Xác định lực tác động trên cọc DƯỠ.	67
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.	68
d) Xác định nội lực trong cọc.	68
3.7.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	69

3.8. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 7 (TH7).	69
3.8.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.	69
3.8.2. Tính toán cọc DƯỠ.	70
a) Thông số ban đầu.	70
b) Xác định lực tác động trên cọc DƯỠ.	71
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.	73
d) Xác định nội lực trong cọc.	73
3.8.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	74
3.9. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 8 (TH8).	74
3.9.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.	74
3.9.2. Tính toán cọc DƯỠ.	74
a) Thông số ban đầu.	74
b) Xác định lực tác động trên cọc DƯỠ.	75
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.	76
d) Xác định nội lực trong cọc.	76
3.9.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	77
3.10. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 9 (TH9).	77
3.10.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.	77
3.10.2. Tính toán cọc DƯỠ.	77
a) Thông số ban đầu.	77
b) Xác định lực tác động trên cọc DƯỠ.	78
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.	79
d) Xác định nội lực trong cọc.	79
3.10.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	80
3.11. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 10 (TH10).	80
3.11.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.	80
3.11.2. Tính toán cọc DƯỠ.	80
a) Thông số ban đầu.	80
b) Xác định lực tác động trên cọc DƯỠ.	81
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.	82
d) Xác định nội lực trong cọc.	82
3.11.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	83

3.12. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 11 (TH11).....	83
3.12.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.....	83
3.12.2. Tính toán cọc DƯỠ.	83
a) Thông số ban đầu.	83
b) Xác định lực tác động trên cọc DƯỠ.	84
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.....	85
d) Xác định nội lực trong cọc.	85
3.12.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	86
3.13. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 12 (TH12).	86
3.13.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.....	86
3.13.2. Tính toán cọc DƯỠ.	86
a) Thông số ban đầu.	86
b) Xác định lực tác động trên cọc DƯỠ.	87
c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.....	88
d) Xác định nội lực trong cọc.	88
3.13.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	89
3.13.4. Tổng hợp kết quả tính toán các trường hợp.....	89
3.14. Tính toán theo phương pháp PTHH (plaxis 2D).....	90
3.14.1. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH1.	90
a) Khai báo thông số đầu vào.....	90
b) Phân chia giai đoạn thi công.	91
c) Kết quả tính toán Plaxis.	93
3.14.2. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH2.	94
3.14.3. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH3.	95
3.14.4. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH4.	95
3.14.5. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH5.	96
3.14.6. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH6.	97
3.14.7. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH7.	98
a) Khai báo thông số đầu vào.....	98
b) Phân chia giai đoạn thi công.	99
c) Kết quả tính toán Plaxis.	100
3.14.8. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH8.	100

3.14.9. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH9.	101
3.14.10. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH10.	102
3.14.11. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH11.	103
3.14.12. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH12.	104
3.14.13. Tổng hợp kết quả tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn.	105
3.15. Tổng hợp và đánh giá các kết quả tính toán theo phương pháp giải tích và phương pháp PTHH (Plaxis 2D).	106
3.15.1. Tổng hợp và đánh giá kết quả tính toán Momen max.	106
a) Phương pháp giải tích giả thiết áp lực đất theo sơ đồ lý tưởng hóa.	107
b) Plaxis (2D) xét đến tương tác đất – kết cấu nội lực được phân bố lại.	108
c) Áp lực chủ động và bị động trong thực tế không huy động hoàn toàn như giả thiết giải tích.	108
d) Plaxis mô phỏng theo giai đoạn thi công, còn giải tích thường xét trạng thái cuối.	108
e) Mô hình phản ánh được độ cứng thật của đất và tường.	109
f) Kết quả giải tích thường mang tính an toàn trong thiết kế.	109
3.15.2. Tổng hợp và đánh giá kết quả giá trị Z_t (m).	109
a) Phương pháp giải tích dùng sơ đồ áp lực đất lý tưởng hóa.	110
b) Plaxis xác định vị trí M_{max} theo biến dạng thực của hệ đất – tường.	110
c) Phương pháp giải tích thường giả thiết huy động áp lực bị động theo cách an toàn.	111
d) Ảnh hưởng của độ cứng tường, đất nền và các lớp địa chất.	111
e) Plaxis xét đến quá trình thi công theo giai đoạn.	112
3.15.3. Tổng hợp và đánh giá kết quả tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn Bishop trong Geostudio cho trường hợp đất dính.	112
a) Bishop giả thiết mặt trượt là cung tròn.	113
b) Bishop là mô hình cân bằng giới hạn, chưa phản ánh biến dạng thực của hệ.	114
c) Plaxis xét đầy đủ tương tác đất – kết cấu.	114
d) C-phi reduction đánh giá ổn định theo sức kháng cắt bị suy giảm dần.	114
e) Bishop có xu hướng “lý tưởng hóa” khối trượt và phân bố lực.	115
f) Định nghĩa hệ số an toàn của hai phương pháp không hoàn toàn giống nhau.	115

3.15.4. Phân tích cơ chế tương tác giữa cọc DUL, nền đất và CĐXM.	116
3.16. Kết luận chương 3.	116
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ.....	117
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	120

DANH MỤC KÝ HIỆU, CHỮ VIẾT TẮT

TT	TỪ VIẾT TẮT	GIẢI NGHĨA
1	CĐXM	Cọc đất xi măng
2	DƯL	Dự ứng lực
3	PTHH	Phần tử hữu hạn
4	TH	Trường hợp
5	BTCT	Bê tông cốt thép
6	Mmax	Mô men lớn nhất trong cọc DƯL
7	Zt	Vị trí xuất hiện mô men lớn nhất
8	FS	Hệ số an toàn/hệ số ổn định tổng thể
9	TCVN	Tiêu chuẩn Việt Nam

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 3.1. Bảng tổng hợp thông số đất nền phần đất dính.....	42
Bảng 3.2. Bảng tổng hợp thông số đất nền phần đất rời.	42
Bảng 3.3. Bảng tổng hợp thông số CDXM cho các trường hợp tính toán.	44
Bảng 3.4. Bảng tổng hợp nội lực từ vị trí $z=0$ đến H-Hn của TH1.	50
Bảng 3.5. Bảng tổng hợp nội lực từ vị trí H-Hn đến H của TH1.	51
Bảng 3.6. Bảng tổng hợp nội lực từ vị trí H đến t của TH1.	54
Bảng 3.7. Bảng tổng hợp kết quả tính toán các trường hợp.	90
Bảng 3.8. Bảng khai báo thông số vật liệu đầu vào cho mô hình Plaxis.	90
Bảng 3.9. Bảng khai báo thông số vật liệu đầu vào cho mô hình Plaxis.	99
Bảng 3.10. Bảng tổng hợp kết quả tính toán các mô hình theo phương pháp PTHH.	106
Bảng 3.11. Bảng tổng hợp kết quả tính toán Momen max theo phương pháp giải tích và phương pháp PTHH (Plaxis 2D) đối với trường hợp đất nền là đất dính.	107
Bảng 3.12. Bảng tổng hợp kết quả tính toán Momen max theo phương pháp giải tích và phương pháp PTHH (Plaxis 2D) đối với trường hợp đất nền là đất rời.	107
Bảng 3.13. Bảng tổng hợp kết quả tính toán giá trị Z_t theo 2 phương pháp tính PTHH (Plaxis 2D) và giải tích đối với trường hợp đất nền là đất dính.	109
Bảng 3.14. Bảng tổng hợp kết quả tính toán giá trị Z_t theo 2 phương pháp tính PTHH (Plaxis 2D) và giải tích đối với trường hợp đất nền là đất rời.	110
Bảng 3.15. Bảng tổng hợp kết quả tính toán hệ số ổn định theo phương pháp PTHH và phương pháp mặt trượt cung tròn của Bishop đối với trường hợp đất nền là đất dính.	112
Bảng 3.16. Bảng tổng hợp kết quả tính toán hệ số ổn định theo phương pháp PTHH và phương pháp mặt trượt cung tròn của Bishop đối với trường hợp đất nền là đất rời.	113

DANH MỤC HÌNH VẼ, ĐỒ THỊ

Hình 1.1. Dự án tuyến kênh Tham Lương – Bến Cát – Rạch Nước.	7
Hình 1.2 Kè chống sạt lở bằng cọc ván DƯỠ.	7
Hình 1.3. Gia cố nền đất yếu bằng CĐXM.	8
Hình 1.4. Gia cố nền đất yếu bằng CĐXM.	8
Hình 1.5 Sạt lở đường bộ.....	9
Hình 1.6. Sạt lở đường bộ.....	10
Hình 1.7. Cọc ván DƯỠ	12
Hình 1.8. Cọc ván DƯỠ	12
Hình 1.9. Bản vẽ điển hình cọc ván DƯỠ	13
Hình 1.10. Các kiểu bố trí CĐXM: a) Tam giác, b) Dây, c) Ô vuông.....	14
Hình 2.1. Sơ đồ giải tích cân bằng áp lực chủ động và bị động đối với trường hợp đất nền là đất dính.....	17
Hình 2.2. Sơ đồ giải tích cân bằng áp lực chủ động và bị động đối với trường hợp đất nền là đất rời.	20
Hình 2.3. Chú giải theo Coulomb về áp lực đất.	21
Hình 2.4. Giao diện của Plaxis Input V2024.2.2D.....	25
Hình 2.5. Giao diện của Plaxis calculation V2024.2.2D.....	26
Hình 2.6. Giao diện của Plaxis calculation results V2024.2.2D	26
Hình 2.7. Mô hình của các phần tử trong Plaxis V2024.2.2D	27
Hình 2.8. Các tham số đặc trưng cơ lý của vật liệu.....	34
Hình 2.9. Phương pháp phân mảnh.	35
Hình 2.10. Mảnh đơn giản hóa của Bishop.	36
Hình 2.11. Sơ đồ tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.	38
Hình 3.1. Mặt cắt ngang điển hình cho các trường hợp tính toán.	41
Hình 3.2. Hình trụ hố khoan của lớp đất dính.	43
Hình 3.3. Mặt cắt ngang điển hình của cọc ván DƯỠ.....	45
Hình 3.4. Sơ đồ cân bằng áp lực bị động và chủ động đối với TH1.	46
Hình 3.5. Biểu đồ moment (N.m) của TH1.....	54
Hình 3.6. Biểu đồ lực cắt Q(N) của TH1.....	55
Hình 3.7. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH1.	55
Hình 3.8. Biểu đồ moment (N.m) của TH2.....	57
Hình 3.9. Biểu đồ lực cắt Q(N) của TH2.....	57
Hình 3.10. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH2.	58
Hình 3.11. Biểu đồ moment (N.m) của TH3.	60
Hình 3.12. Biểu đồ lực cắt Q(N) của TH3.....	60
Hình 3.13. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH3.	61
Hình 3.14. Biểu đồ moment (N.m) của TH4.....	63
Hình 3.15. Biểu đồ lực cắt Q(N) của TH4.....	63

Hình 3.16. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH4.	63
Hình 3.17. Biểu đồ moment (N.m) của TH5.	65
Hình 3.18. Biểu đồ lực cắt Q(N) của TH5.	66
Hình 3.19. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH5.	66
Hình 3.20. Biểu đồ moment (N.m) của TH6.	68
Hình 3.21. Biểu đồ lực cắt Q(N) của TH6.	68
Hình 3.22. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH6.	69
Hình 3.23. Sơ đồ giải tích cân bằng áp lực bị động và chủ động đối với TH 7.	70
Hình 3.24. Biểu đồ moment (N.m) của TH7.	73
Hình 3.25. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH7.	73
Hình 3.26. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH7.	74
Hình 3.27. Biểu đồ moment (N.m) của TH8.	76
Hình 3.28. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH8.	76
Hình 3.29. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH8.	77
Hình 3.30. Biểu đồ moment (N.m) của TH9.	79
Hình 3.31. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH9.	79
Hình 3.32. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH9.	80
Hình 3.33. Biểu đồ moment (N.m) của TH10.	82
Hình 3.34. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH10.	82
Hình 3.35. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH10.	83
Hình 3.36. Biểu đồ moment (N.m) của TH11.	85
Hình 3.37. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH11.	85
Hình 3.38. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH11.	86
Hình 3.39. Biểu đồ moment (N.m) của TH12.	88
Hình 3.40. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH12.	88
Hình 3.41. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH12.	89
Hình 3.42. Giai đoạn 1: Đất nền hiện trạng.	91
Hình 3.43. Giai đoạn 2: Thi công CĐXM.	91
Hình 3.44. Giai đoạn 3: Thi công cọc DƯL.	91
Hình 3.45. Giai đoạn 4: Đắp cát, đắp đất lè.	92
Hình 3.46. Giai đoạn 5: Khai thác.	92
Hình 3.47. Giai đoạn 6: Tính toán hệ số ổn định FS.	93
Hình 3.48. Kết quả tính toán momen cọc DƯL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH1.	93

Hình 3.49. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH1.	94
Hình 3.50. Hệ số ổn định FS của TH1.	94
Hình 3.51. Kết quả tính toán momen cọc DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH2.	94
Hình 3.52. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH2.	94
Hình 3.53. Hệ số ổn định FS của TH2.	95
Hình 3.54. Kết quả tính toán momen cọc DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH3.	95
Hình 3.55. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH3.	95
Hình 3.56. Hệ số ổn định FS của TH3.	95
Hình 3.57. Kết quả tính toán momen cọc DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH4.	96
Hình 3.58. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH4.	96
Hình 3.59. Hệ số ổn định FS của TH4.	96
Hình 3.60. Kết quả tính toán momen cọc DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH5.	97
Hình 3.61. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH5.	97
Hình 3.62. Hệ số ổn định FS của TH5.	97
Hình 3.63. Kết quả tính toán momen cọc DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH6.	98
Hình 3.64. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH6.	98
Hình 3.65. Hệ số ổn định FS của TH6.	98
Hình 3.66. Kết quả tính toán momen cọc DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH7.	100
Hình 3.67. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH7.....	100
Hình 3.68. Hệ số ổn định FS của TH7.	100
Hình 3.69. Kết quả tính toán momen cọc DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH8.	101
Hình 3.70. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH8.	101
Hình 3.71. Hệ số ổn định FS của TH8.	101
Hình 3.72. Kết quả tính toán momen cọc DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH9.	102
Hình 3.73. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH9.	102
Hình 3.74. Hệ số ổn định FS của TH9.	102
Hình 3.75. Kết quả tính toán momen cọc DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH10.	103
Hình 3.76. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH10.	103
Hình 3.77. Hệ số ổn định FS của TH10.	103
Hình 3.78. Kết quả tính toán momen cọc DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH11.	104
Hình 3.79. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH11.	104
Hình 3.80. Hệ số ổn định FS của TH11.....	104

Hình 3.81. Kết quả tính toán momen cọc DƯL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH12.	105
Hình 3.82. Momen lớn nhất của cọc DƯL tại vị trí Z_t của TH12.	105
Hình 3.83. Hệ số ổn định FS của TH12.	105

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài.

Trong bối cảnh hạ tầng giao thông ngày càng phát triển, các công trình tường kê giữ vai trò quan trọng trong việc đảm bảo ổn định nền đường, chống sạt lở mái ta-luy và bảo vệ công trình trước các tác động địa chất bất lợi. Tuy nhiên, tại nhiều khu vực có nền địa chất yếu như đất bùn, đất sét mềm – đặc biệt ở đồng bằng và ven biển – các giải pháp tường kê truyền thống thường gặp nhiều hạn chế về khả năng chịu lực và ổn định lâu dài.

Tại nhiều khu vực như Đồng bằng sông Cửu Long và ven biển miền Trung, nơi có nền đất yếu, độ lún cao và mực nước ngầm phức tạp, việc thi công tường kê và các công trình giao thông gặp rất nhiều khó khăn. Các giải pháp kết hợp giữa cọc dự ứng lực (DUL) và cọc đất xi măng (CĐXM) đang được áp dụng tại một số công trình thực tế, tuy nhiên thiếu cơ sở đánh giá định lượng để tối ưu hóa thiết kế và giảm thiểu rủi ro.

Vì vậy, việc nghiên cứu và phân tích một cách có hệ thống về hiệu quả ổn định của hệ kết cấu tường kê cọc DUL có gia cường trụ xi măng – đất sẽ giúp cung cấp cơ sở khoa học và thực tiễn cho việc áp dụng hiệu quả mô hình này trong điều kiện nền đất yếu ở Việt Nam, góp phần nâng cao chất lượng và tuổi thọ công trình.

2. Mục tiêu nghiên cứu của đề tài.

2.1 Mục tiêu chung.

Đánh giá hiệu quả gia cường của trụ xi măng đất đối với ổn định của hệ tường kê sử dụng cọc dự ứng lực trong điều kiện nền đất yếu, trên cơ sở đó làm rõ vai trò của CĐXM trong việc cải thiện điều kiện làm việc của nền, nâng cao mức độ ổn định tổng thể của công trình và hỗ trợ lựa chọn giải pháp thiết kế hợp lý cho công trình giao thông.

Phân tích và đánh giá sự ổn định của tường kê cọc dự ứng lực trong điều kiện nền đất yếu, trên cơ sở xem xét ảnh hưởng của trụ xi măng đất được sử dụng để gia cường phần nền đường đắp bên cạnh tường kê. Qua đó, đề án nhằm làm rõ đặc trưng làm việc của tường cọc dự ứng lực, đánh giá ảnh hưởng của giải pháp gia cường nền đến nội lực trong cọc và ổn định tổng thể của công trình, góp phần bổ sung cơ sở khoa học cho công tác tính toán, thiết kế và lựa chọn giải pháp kết cấu phù hợp.

Nghiên cứu nhằm cung cấp cơ sở lý thuyết và thực tiễn hỗ trợ kỹ sư và nhà thiết kế trong việc lựa chọn cấu hình kết cấu phù hợp, góp phần nâng cao hiệu quả kinh tế –

kỹ thuật trong thi công và khai thác các công trình có yêu cầu cao về ổn định tường chắn trong điều kiện địa chất phức tạp.

2.2 Mục tiêu cụ thể.

Hệ thống hóa cơ sở lý thuyết liên quan đến ổn định tường kè, nguyên lý làm việc của cọc dự ứng lực, cơ chế gia cường nền bằng trụ xi măng đất, cũng như các yếu tố ảnh hưởng đến ổn định của hệ công trình giao thông trên nền đất yếu.

Xây dựng mô hình tính toán giải tích cho cọc DU'L trên cơ sở cân bằng áp lực đất chủ động và bị động trong các trường hợp đất nền là đất dính và đất rời, nhằm xác định lực tác động lên cọc, chiều dài xuyên đất và nội lực trong cọc. Đây là nội dung cốt lõi vì cọc DU'L là bộ phận chịu lực chính trong hệ tường kè và là đối tượng chính của phân tích ổn định.

Xây dựng mô hình phần tử hữu hạn bằng phần mềm Plaxis 2D để mô phỏng ứng xử tổng thể của hệ tường kè cọc DU'L có gia cường nền bằng CĐXM dưới tác động của tải trọng và theo các giai đoạn thi công, từ đó đánh giá sát hơn trạng thái làm việc của hệ công trình trong điều kiện nền đất yếu. Mục tiêu này phù hợp với phần mô hình PTHH và các giai đoạn mô phỏng đã có trong đề án.

Phân tích ảnh hưởng của một số tham số kỹ thuật chủ yếu đến sự ổn định của hệ công trình, bao gồm đặc trưng cơ lý của đất nền, thông số chiều dài xuyên đất của cọc DU'L, thông số bố trí CĐXM và điều kiện tải trọng tác dụng lên công trình. Đây là mục tiêu cần thiết để làm rõ mức độ chi phối của từng nhóm yếu tố đến sự làm việc của tường kè trong các điều kiện nghiên cứu.

Tổng hợp, so sánh và đánh giá kết quả giữa phương pháp giải tích và phương pháp phần tử hữu hạn thông qua các chỉ tiêu phản ánh trực tiếp trạng thái ổn định của tường cọc DU'L, gồm: momen lớn nhất trong cọc DU'L, vị trí xuất hiện momen lớn nhất Z_t và hệ số an toàn ổn định tổng thể FS.

Trên cơ sở kết quả tính toán và phân tích, đánh giá hiệu quả gia cường của CĐXM đối với hệ tường kè cọc DU'L, từ đó rút ra nhận xét và cơ sở tham khảo phục vụ công tác thiết kế, lựa chọn phương án kết cấu và gia cường nền phù hợp cho các công trình giao thông trong điều kiện nền đất yếu.

3. Phương pháp nghiên cứu đề tài.

3.1 Tổng quan tài liệu và cơ sở lý thuyết.

Đề tài tiến hành thu thập, chọn lọc, tổng hợp và phân tích các tài liệu trong và ngoài nước liên quan đến: tường kè sử dụng cọc dự ứng lực, công nghệ gia cố nền bằng trụ xi măng đất, các yếu tố ảnh hưởng đến ổn định tường kè, các phương pháp tính áp lực đất, phân tích ổn định công trình địa kỹ thuật và các tiêu chuẩn, quy chuẩn có liên quan. Mục đích của phương pháp này là xây dựng cơ sở lý thuyết cho đề tài, làm rõ cơ chế làm việc của từng thành phần trong hệ kết cấu, đồng thời xác định hướng tiếp cận phù hợp cho phân tích toán và mô phỏng.

3.2 Phương pháp tính toán.

***Phương pháp tính toán giải tích.**

Trên cơ sở lý thuyết áp lực đất và cân bằng lực, đề tài sử dụng mô hình giải tích để tính toán đối với cọc DUL trong các trường hợp điển hình của nền đất dính và nền đất rời. Phương pháp này cho phép xác định lực tác động lên cọc, chiều sâu xuyên đất và nội lực trong cọc, qua đó làm rõ bản chất cơ học của bộ phận chịu lực chính trong hệ tường kè. Việc dùng phương pháp giải tích không chỉ có ý nghĩa trong tính toán mà còn tạo cơ sở để đối chiếu với kết quả từ mô hình số, từ đó đánh giá mức độ phù hợp của từng phương pháp trong bài toán ổn định.

***Phương pháp mô phỏng bằng phần tử hữu hạn.**

Bên cạnh mô hình giải tích, đề tài sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn thông qua phần mềm Plaxis 2D để mô phỏng sự làm việc tổng thể của hệ tường kè – nền đất – CĐXM. Mô hình số cho phép xét đến tương tác giữa kết cấu và nền đất, phản ánh được các giai đoạn thi công, quá trình phân bố lại ứng suất, chuyển vị và sự làm việc đồng thời của các thành phần trong hệ công trình. Mô hình PTHH được sử dụng để đánh giá momen trong cọc DUL, vị trí momen lớn nhất và hệ số an toàn FS ở các giai đoạn làm việc của công trình. Đây là phương pháp có ý nghĩa đặc biệt trong bài toán địa kỹ thuật vì cho phép xem xét ứng xử thực tế của hệ công trình đầy đủ hơn so với cách tiếp cận giải tích thuần túy.

***Phương pháp phân tích, so sánh và đánh giá kết quả.**

Sau khi xây dựng mô hình giải tích và mô hình phần tử hữu hạn, đề tài tiến hành tổng hợp, so sánh và đánh giá các kết quả thu được. Các chỉ tiêu chính dùng để đánh giá bao gồm momen lớn nhất của cọc DUL, vị trí xuất hiện momen lớn nhất Z_t và hệ số an

toàn FS. Thông qua việc đối chiếu giữa hai phương pháp, đề tài làm rõ xu hướng khác biệt của kết quả, xem xét mức độ ảnh hưởng của giải pháp gia cường bằng CĐXM đến ổn định tổng thể của công trình, đồng thời rút ra nhận xét phục vụ định hướng thiết kế.

4. Phạm vi và đối tượng nghiên cứu.

4.1 Phạm vi nghiên cứu.

Đề tài tập trung nghiên cứu sự ổn định của hệ tường kê sử dụng cọc dự ứng lực trong điều kiện nền đất yếu có gia cường bằng trụ xi măng đất. Trong đó, trọng tâm nghiên cứu là sự làm việc của tường cọc DU'L với vai trò là bộ phận chịu lực chính của hệ công trình; trụ xi măng đất được xem là giải pháp gia cường nền nhằm cải thiện điều kiện làm việc của nền đất và hỗ trợ nâng cao ổn định tổng thể của công trình. Cách xác định này phù hợp với tên đề tài, với nguyên lý làm việc.

Về nội dung, đề tài tập trung phân tích cơ chế làm việc của hệ tường kê cọc DU'L – nền đất – CĐXM; đánh giá ảnh hưởng của một số yếu tố chính như đặc trưng cơ lý của đất nền, thông số hình học của cọc DU'L, thông số bố trí CĐXM, tải trọng đắp và điều kiện mực nước đến mức độ ổn định của công trình. Các chỉ tiêu chính được sử dụng để đánh giá là momen lớn nhất trong cọc DU'L, vị trí xuất hiện momen lớn nhất Z_t và hệ số an toàn ổn định tổng thể FS.

Về phạm vi mô hình hóa, đề tài sử dụng mô hình phẳng hai chiều trong phần mềm Plaxis 2D để mô phỏng ứng xử của hệ công trình trong các giai đoạn thi công và khai thác điển hình; đồng thời sử dụng mô hình giải tích cân bằng áp lực đất chủ động và bị động để tính toán nội lực trong cọc DU'L và đối chiếu với kết quả phần tử hữu hạn.

4.2 Đối tượng nghiên cứu.

Phân tích đánh giá sự ổn định và hiệu quả làm việc của hệ kết cấu tường kê chịu tải trọng đất đắp, tải trọng giao thông và các yếu tố môi trường tác động lên công trình.

Nghiên cứu hướng đến việc khảo sát các yếu tố kỹ thuật ảnh hưởng trực tiếp đến độ ổn định, bao gồm thông số hình học của kết cấu (chiều dài, đường kính cọc, bố trí và khoảng cách các trụ xi măng đất, chiều dài cọc DU'L), đặc tính cơ lý của đất nền và vật liệu sử dụng, cũng như các thông số ứng suất và chuyển vị của hệ kết cấu khi chịu tác động từ các tổ hợp tải trọng điển hình trong thực tế thi công và khai thác công trình.

5. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn của đề tài.

Việc phân tích và đánh giá ổn định của hệ tường kê sử dụng cọc dự ứng lực kết hợp với gia cường nền bằng trụ xi măng đất giúp xác định được mức độ an toàn và khả năng chịu lực của công trình trong các điều kiện địa chất khác nhau.

Từ đó, giúp phòng tránh các sự cố như sụt lún, trượt mái hoặc phá hoại công trình, đảm bảo tuổi thọ và hiệu quả khai thác.

6. Bố cục của đề án tốt nghiệp.

Bố cục của đề án “*Phân tích ổn định của tường kê dự ứng lực có gia cường trụ xi măng đất*” bao gồm các phần sau:

MỞ ĐẦU

CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN VỀ TƯỜNG KÊ DỰ ỨNG LỰC VÀ TRỤ XI MĂNG ĐẤT

CHƯƠNG 2. NGHIÊN CỨU CỦA HỆ TƯỜNG KÊ DỰ ỨNG LỰC VÀ CỌC ĐẤT XI MĂNG GIA CƯỜNG PHẦN NỀN ĐƯỜNG

CHƯƠNG 3. TÍNH TOÁN VÀ ĐÁNH GIÁ GIỮA MÔ HÌNH GIẢI TÍCH VÀ MÔ HÌNH PHẦN TỬ HỮU HẠN

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN VỀ TƯỜNG KÈ DỰ ỨNG LỰC VÀ TRỤ XI MĂNG ĐẤT

1.1. Giới thiệu chung.

Trong những năm gần đây, cùng với lũ lụt, bão lốc, sạt lở bờ sông đang là một vấn đề lớn bức xúc ở khu vực Đồng bằng sông Cửu Long. Sạt lở bờ sông là một quy luật tự nhiên nhưng gây thiệt hại nặng nề cho các hoạt động dân sinh kinh tế vùng ven sông như mất đất nông nghiệp, hư hỏng nhà cửa, chết người, thậm chí có thể hủy hoại toàn bộ một khu dân cư, đô thị.

Tường kè DUỖ là một trong những giải pháp được sử dụng khá phổ biến trong xây dựng các công trình bảo vệ bờ, chống sạt lở và bảo vệ kết cấu hạ tầng giao thông, thủy lợi. Đối với công trình giao thông đường bộ, giải pháp này được áp dụng nhằm giữ ổn định nền đường và hạn chế nguy cơ sạt lở mái taluy. Tuy nhiên, trong điều kiện nền đất yếu và mực nước ngầm cao, khi chỉ sử dụng tường kè cọc dự ứng lực, công trình vẫn có thể phát sinh một số bất lợi trong quá trình làm việc, như làm giảm mức độ ổn định của khối nền đường đắp phía sau tường, khó kiểm soát dòng thấm từ dưới đáy công trình lên và có thể xuất hiện hiện tượng thấm, rò rỉ nước.

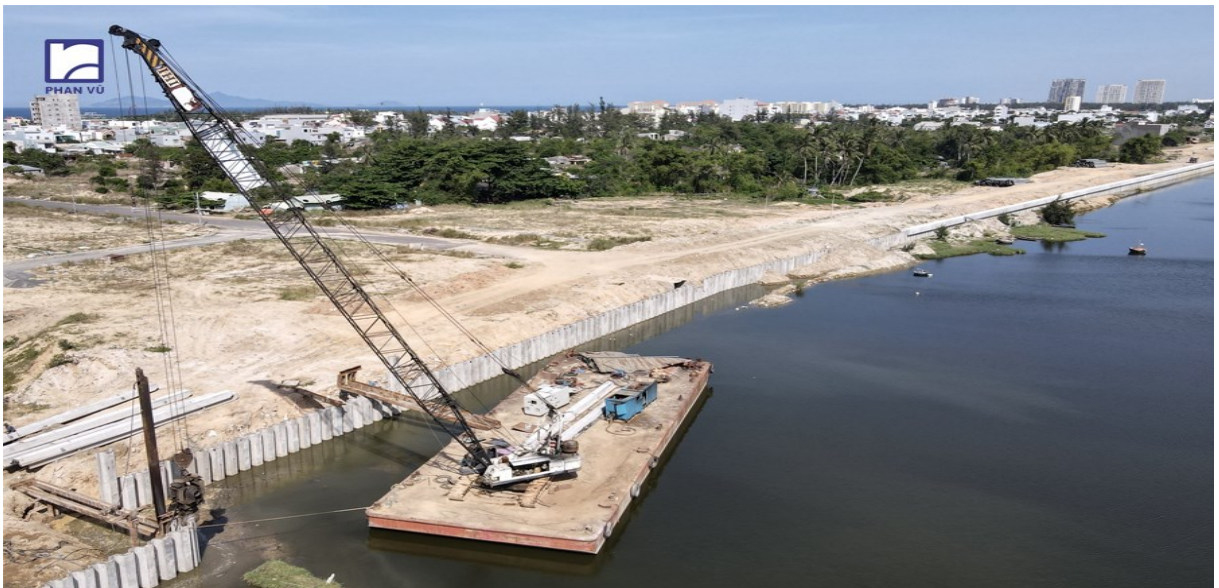
Hiện nay trên thế giới cũng như ở nước ta để xử lý nền đất yếu có rất nhiều phương pháp khác nhau, trong đó có phương pháp trộn sâu (Deep Mixing Method – DMM) hay còn gọi là biện pháp sử dụng cọc đất xi măng (CĐXM) đã và đang được áp dụng rộng rãi trong xây dựng các công trình nhà cao tầng, giao thông, thủy lợi... Thực tế cho thấy, khi sử dụng CĐXM bên cạnh những vấn đề về quy trình và kiểm soát chất lượng thi công, thì vấn đề tính toán thiết kế CĐXM đặt ra những yêu cầu cần phải giải quyết [1].

Với mong muốn nâng cao chất lượng công tác gia cố nền đất yếu và khắc phục sạt lở đường bờ sông, bờ biển, phương pháp cọc đất xi măng kết hợp với tường kè bê tông cốt thép đã được du nhập và áp dụng vào nước ta. Do đó có nhiều ưu điểm nổi bật và đặc biệt là phù hợp với điều kiện tự nhiên của Việt Nam, nên phương pháp này đã khắc phục được những hạn chế của phương pháp khác.



Hình 1.1. Dự án tuyến kênh Tham Lương – Bến Cát – Rạch Nước.

Nguồn: <https://nhandan.vn/anh-thanh-pho-ho-chi-minh-cong-nhan-doi-nang-thi-cong-du-an-hon-8000-ty-dong-post806434.html>



Hình 1.2 Kè chống sạt lở bằng cọc ván DƯL.

Nguồn: <https://www.phanvu.vn/linh-vuc-kinh-doanh/cu-van-be-tong-cot-thep-1/cu-van-cho-de-ke-chong-sat-lo>



Hình 1.3. Gia cố nền đất yếu bằng CĐXM.

Nguồn: <https://vattucongtrinh.net/xu-ly-nen-dat-yeu-bang-coc-xi-mang-dat-giai-phap-vung-chai-cho-moi-cong-trinh.html>



Hình 1.4. Gia cố nền đất yếu bằng CĐXM.

Nguồn: <https://dongthangvu.com/vn/cong-nghe/thi-cong-coc-xi-mang-dat.html>

1.2. Nguyên nhân gây ra sụt lún các công trình giao thông.

Sụt lún và mất ổn định công trình giao thông là kết quả tổng hợp của nhiều yếu tố tự nhiên và nhân sinh. Về mặt tự nhiên, các nguyên nhân chủ yếu gồm mưa lớn kéo dài, lũ lụt, dòng chảy gây xói chân công trình, nền đất yếu, biến động mực nước và sự thay

đổi điều kiện thủy văn theo mùa. Các yếu tố này làm giảm sức kháng cắt của đất, gây mất ổn định mái dốc, taluy và nền đường. Bên cạnh đó, các tác động do con người như thi công không bảo đảm kỹ thuật, san lấp và đào xới không hợp lý, hệ thống thoát nước kém, phương tiện quá tải, khai thác tài nguyên quá mức hoặc thay đổi địa hình tự nhiên cũng góp phần làm gia tăng nguy cơ sạt lở. Vì vậy, khi lựa chọn giải pháp bảo vệ công trình giao thông trên nền đất yếu cần xem xét đồng thời cả điều kiện địa chất – thủy văn và ảnh hưởng của tải trọng, thi công, khai thác thực tế.

Từ các phân tích trên có thể thấy, sạt lở công trình giao thông là kết quả tổng hợp của nhiều yếu tố tự nhiên và nhân sinh. Do đó, việc lựa chọn giải pháp công trình phải xét đến đầy đủ điều kiện địa chất, thủy văn, tải trọng khai thác và ảnh hưởng của hoạt động con người. Đây là cơ sở để xem xét các giải pháp có khả năng thích ứng tốt hơn với nền đất yếu, trong đó có tường kè DU'L kết hợp CĐXM.



Hình 1.5 Sạt lở đường bộ.

Nguồn: Ảnh chụp thực tế



Hình 1.6. Sạt lở đường bộ.

Nguồn: Ảnh chụp thực tế

1.3. Các yếu tố ảnh hưởng đến ổn định tường kè cọc DUL.

Ổn định của tường kè chịu sự chi phối của nhiều yếu tố khác nhau, trong đó trước hết phải kể đến tải trọng đất đắp phía sau tường. Đây là tải trọng chính làm gia tăng áp lực đất tác dụng lên tường kè, ảnh hưởng trực tiếp đến nội lực trong kết cấu, chuyển vị của tường và mức độ ổn định chung của công trình. Ngoài ra, tải trọng nước, bao gồm áp lực thủy tĩnh và ảnh hưởng của dòng thấm, cũng là yếu tố cần được xét đến đối với các công trình bố trí trong điều kiện ven sông, ven biển hoặc gần hồ chứa, do có thể làm thay đổi trạng thái ứng suất trong nền đất, làm giảm sức kháng cắt và bất lợi cho ổn định của công trình.

Tiếp theo là điều kiện địa chất và các tính chất cơ lý của đất nền. Loại đất, độ chặt, độ dẻo, khả năng thoát nước, độ bền và mức độ đồng nhất của nền đất ảnh hưởng trực tiếp đến độ ổn định của tường. Nền đất yếu hoặc không đồng nhất thường làm phân bố nội lực không đều, tăng nguy cơ lún lệch, trượt hoặc biến dạng bất lợi. Đây là yếu tố đặc biệt quan trọng đối với công trình nghiên cứu trong đề án vì đối tượng xét đến là nền đất yếu có gia cường bằng CĐXM.

Ngoài ra, tải trọng giao thông và các tải trọng động cũng là yếu tố đáng chú ý. Khi công trình nằm gần đường giao thông hoặc khu vực đô thị, tải trọng do phương tiện và

dao động động lực có thể làm gia tăng ứng suất, tăng chuyển vị và ảnh hưởng đến ổn định của tường kè nếu không được tính toán đầy đủ. Như vậy, ổn định của tường kè là kết quả tổng hợp của áp lực đất do khối đắp phía sau tường, điều kiện địa chất và tải trọng khai thác, do đó cần được xem xét theo mô hình tổng thể.

1.4. Tình hình nghiên cứu về công nghệ tường kè DUL kết hợp CĐXM để gia cố nền đường.

1.4.1. Tường kè DUL

Với công nghệ thi công truyền thống, khi xây dựng bờ kè bảo vệ bờ sông người ta dùng nhiều loại kết cấu khác nhau như: kè bằng đá lát, tường bê tông trọng lực, tường bê tông cốt thép ...và có thể dùng với nhiều dạng địa hình và địa chất khác nhau. Tuy nhiên, việc sử dụng các kết cấu loại này người ta chưa xét kỹ đến giá thành và hiệu quả của từng loại. Nếu xét tổng quan về bờ sông ở Việt Nam thì vùng miền núi bờ sông thường gặp nền đá rắn chắc; vùng đồng bằng và khu đô thị vùng đồng bằng, bờ sông thường có địa chất thường là đất yếu. Vấn đề đặt ra là vùng bờ sông ở khu đô thị vùng đồng bằng gia cố bằng các kết cấu truyền thống có phù hợp không? Trong khi đó ở vùng này thường địa chất là nền đất yếu, giá đất đắt, giá đền bù nhiều; tập kết vật liệu và bố trí mặt bằng thi công khó khăn. Vì vậy, một trong những giải pháp phù hợp đó là ứng dụng kết cấu cừ bê tông dự ứng lực kết hợp với neo ở đầu cừ để bảo vệ bờ trên những đoạn sông này. Khi sử dụng kết cấu cừ bê tông dự ứng lực sẽ có nhiều hiệu quả rõ rệt như: Chịu được tải trọng ngang lớn hơn kết cấu bê tông thông thường nên tận dụng hết khả năng làm việc chịu kéo của cốt thép và chịu nén của bê tông, giảm được rất nhiều trọng lượng vật tư cho công trình (so với công nghệ truyền thống). Tuổi thọ công trình được nâng cao lên do màn cừ dự ứng lực được chế tạo từ những vật liệu cường độ cao, thép được chống rỉ, chống ăn mòn, không bị ôxy hoá trong môi trường nước mặn và nước phèn, tạo độ thông thủy lớn, thi công dễ dàng chính xác, không cần mặt bằng rộng, mức độ đền bù do việc giải phóng mặt bằng ít. Những đoạn sông đi qua các khu dân cư đô thị chỉ cần dùng xà lan và cầu vồng chuyên chở cấu kiện vừa ép cọc là thi công được, do đó thời gian thi công nhanh ít gây ảnh hưởng đến sinh hoạt và cuộc sống của người dân khu vực xây dựng công trình. Mặt khác có tính mỹ quan cao khi sử dụng ở kết cấu nổi trên mặt đất [8].



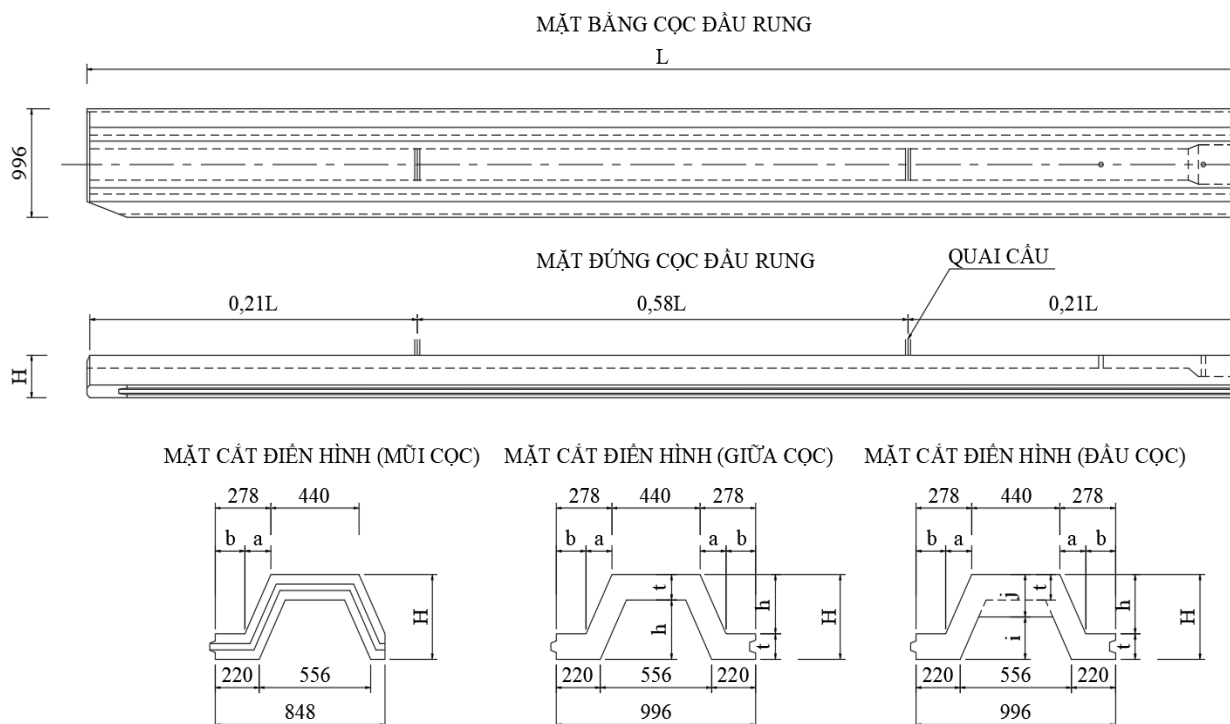
Hình 1.7. Cọc ván DU'L

Nguồn: <https://www.phanvu.vn/linh-vuc-kinh-doanh/cu-van-be-tong-cot-thep-1/cu-van-be-tong-cot-thep-2>



Hình 1.8. Cọc ván DU'L

Nguồn: <https://danhgiathuonghieu.vn/bang-bao-gia-cu-van-be-tong-du-ung-luc-va-5-cong-ty-uy-tin/>



Hình 1.9. Bản vẽ điển hình cọc ván DU'L

Nguồn: Catalogue cọc ván bê tông dự ứng lực của Công ty Beton6

1.4.2. Công nghệ gia cố nền đất yếu bằng CĐXM.

a) Khái niệm.

CĐXM là giải pháp xử lý nền đất yếu bằng cách trộn đất tại chỗ với xi măng để tạo thành vật liệu đất - xi măng có cường độ và độ cứng cao hơn nền đất ban đầu. Đây là giải pháp xử lý nền tại chỗ, có hiệu quả rõ rệt trong việc cải thiện khả năng chịu tải và hạn chế biến dạng của nền đất yếu.

b) Phạm vi ứng dụng

Ứng dụng rộng rãi trong nhiều trường hợp như: Ổn định giảm lún đường bộ, ổn định đê cao, mố cầu, thành hố đào, giảm ảnh hưởng từ các công trình lân cận, chống nâng đáy hố đào, chống chuyển dịch ngang của móng cọc, bến cảng, đê biển.....

c) Ưu điểm của CĐXM

Thi công nhanh, kỹ thuật thi công không phức tạp, không có yếu tố rủi ro cao. Tiết kiệm thời gian thi công đến 50% do không phải chờ đúc cọc và đạt đủ cường độ. Tốc độ thi công cọc rất nhanh.

Hiệu quả kinh tế cao. Giá thành hạ hơn nhiều so với phương án cọc đóng, đặc biệt trong tình hình giá vật liệu leo thang như hiện nay.

Rất thích hợp cho công tác xử lý nền, xử lý móng cho các công trình ở các khu vực nền đất yếu như bãi bồi, ven sông, ven biển.

Thi công được trong điều kiện mặt bằng chật hẹp, mặt bằng ngập nước.

Khả năng xử lý sâu (có thể đến 50m).

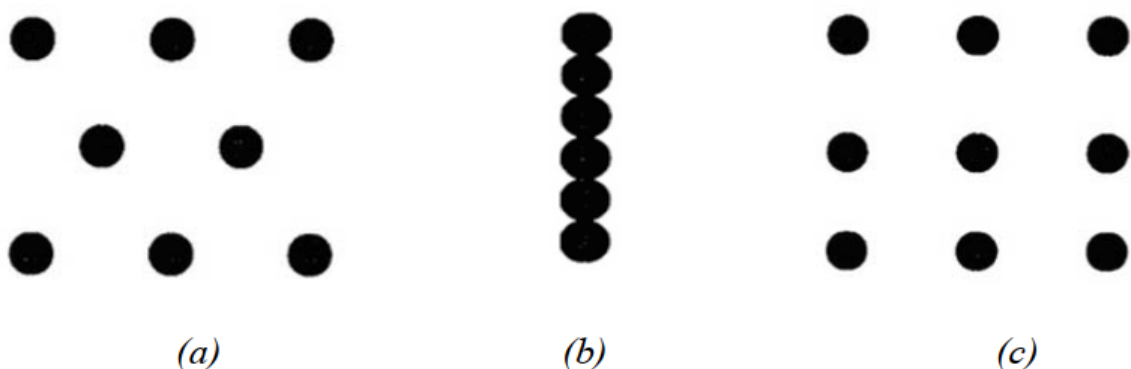
Địa chất nền là cát rất phù hợp với công nghệ gia cố xi măng, độ tin cậy cao.

Biến dạng nền đất gia cố rất nhỏ vì vậy giảm thiểu ảnh hưởng của lún đối với các công trình lân cận, tăng sức kháng cắt ổn định nền móng công trình.

Dễ dàng điều chỉnh cường độ bằng cách điều chỉnh hàm lượng xi măng khi thi công.

Dễ dàng quản lý chất lượng thi công.

Hạn chế ô nhiễm.



Hình 1.10. Các kiểu bố trí CĐXM: a) Tam giác, b) Dây, c) Ô vuông.

Nguồn: TCVN 9906-2014.

1.4.3. Kết hợp cọc DUỖ và CĐXM để bảo vệ kết cấu đường bộ.

Trong những năm gần đây, việc xây dựng nâng cấp cải tạo cơ sở hạ tầng là vấn đề hết sức cần thiết phục vụ cho nhu cầu phát triển kinh tế xã hội của đất nước, đặc biệt là với các khu vực gần bờ sông, bờ biển, nơi có nền kinh tế phát triển rất nhanh. Những không gian đô thị xanh, sạch đẹp, kết hợp với những giá trị bảo tồn cũ và mới, có sự liên kết trên bộ, dưới thủy, là sự đột phá mạnh mẽ, cần thêm cho những khu vực gần bờ sông bờ biển.

Khu vực ven bờ sông bờ biển thường có địa hình tương đối phức tạp, diễn biến dòng chảy khó biết trước, đặc biệt là khi lũ lên cao dòng chảy mạnh làm cho đất hai bên bờ bị sạt lở ảnh hưởng tới sinh mạng và tài sản của người dân.

Từ trước đến nay, các công trình xây dựng kè bảo vệ bờ sông và các khu đô thị thường ứng dụng công nghệ truyền thống là kết cấu tường chắn bê tông cốt thép nằm trên hệ cọc chịu lực, hay kết cấu bản chắn nằm phía sau hệ cọc, các dạng kết cấu này đã ứng dụng hầu hết các công trình kè ở Việt Nam.

Với việc áp dụng công nghệ tường kè dự ứng lực kết hợp cọc xi măng đất giúp tận dụng tối đa các ưu điểm của 2 phương pháp này để giúp bảo vệ kết cấu đường bộ ổn định lâu dài. Một số công trình cụ thể ở Việt Nam đã và đang áp dụng công nghệ này như: Giải pháp tường kè trên hệ cọc bê tông cốt thép để ổn định bờ kè sông, như nghiên cứu tại sông Cổ Chiên ở thành phố Vĩnh Long, Kè chống sạt lở khu dân cư và đường Vành đai Nam Đông Hồ, thành phố Hà Tiên, tỉnh Kiên Giang.

1.5. Kết luận chương I.

Chương 1 đã tổng quan các vấn đề lý luận và thực tiễn liên quan đến tường kè cọc dự ứng lực và giải pháp gia cường nền bằng trụ xi măng đất trong điều kiện nền đất yếu. Nội dung chương đã làm rõ bối cảnh sạt lở, các nguyên nhân gây mất ổn định công trình giao thông, đồng thời chỉ ra các nhóm yếu tố chính ảnh hưởng đến sự làm việc của hệ tường kè cọc DUỖ. Trên cơ sở tổng quan về tường kè DUỖ, công nghệ CĐXM và xu hướng kết hợp hai giải pháp trong thực tế, có thể thấy đây là hướng xử lý phù hợp đối với công trình giao thông xây dựng trên nền đất yếu. Tuy nhiên, việc đánh giá định lượng hiệu quả của CĐXM đối với ổn định của hệ tường kè cọc DUỖ vẫn cần được nghiên cứu cụ thể hơn bằng mô hình giải tích và mô hình phân tử hữu hạn. Đây chính là cơ sở để triển khai các nội dung nghiên cứu ở các chương tiếp theo.

CHƯƠNG 2. NGHIÊN CỨU CỦA HỆ TƯỜNG KÈ DỰ ỨNG LỰC VÀ CỌC ĐẤT XI MĂNG GIA CƯỜNG PHẦN NỀN ĐƯỜNG

2.1. Phương pháp tính toán theo quan điểm hệ làm việc như nền tương đương theo TCVN 9906-2014.

Nền đất gia cố được xem là một hệ (đất – CĐXM – đất). Khi tính ta quy đổi hệ này thành một hệ nền tương đương có các đặc trưng cơ lý phụ thuộc vào đặc trưng cơ lý của đất – CĐXM và dạng bố trí CĐXM.

$$\varphi_{td} = a_p \times \varphi_p + (1 - a_p) \times \varphi_s$$

$$C_{td} = a_p \times C_p + (1 - a_p) \times C_s$$

$$E_{td} = a_p \times E_p + (1 - a_p) \times E_s$$

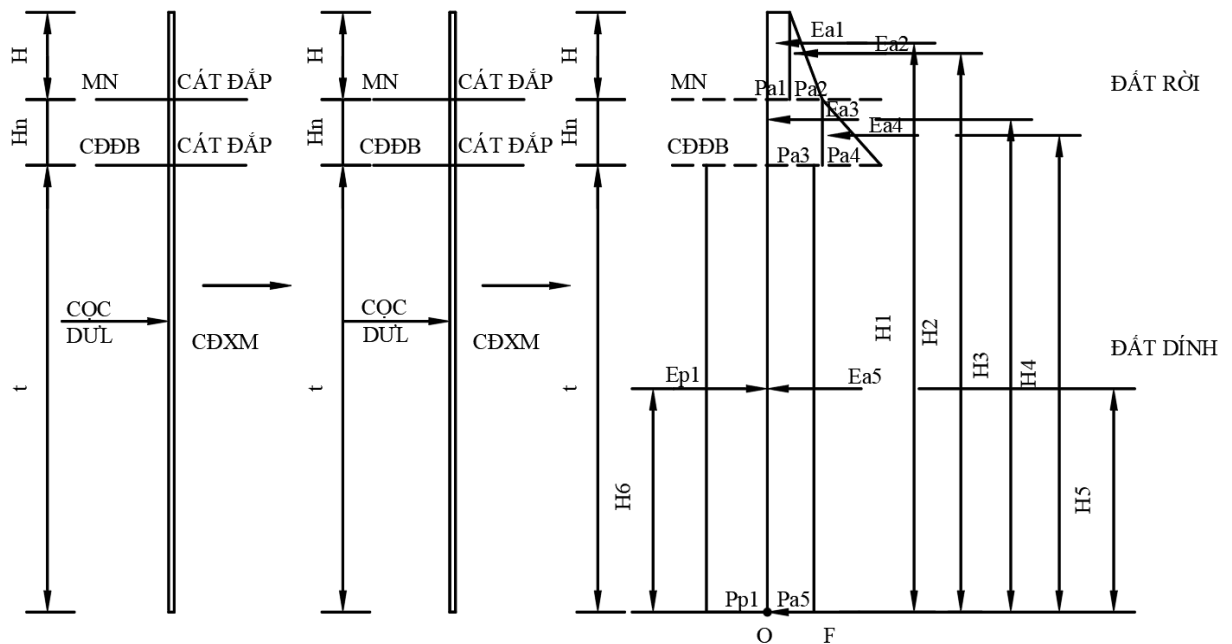
$$\gamma_{td} = a_p \times \gamma_p + (1 - a_p) \times \gamma_s$$

Trong đó:

- $\varphi_{td}; C_{td}; \gamma_{td}; E_{td}$ là chỉ tiêu tương đương của hỗn hợp đất nền sau gia cố.
- $\varphi_s; C_s; \gamma_s; E_s$ là đặc tính cơ lý của lớp đất nền tự nhiên.
- $\varphi_p; C_p; \gamma_p; E_p$ là chỉ tiêu cơ lý của vật liệu xi măng đất gia cố.
- $a_p = \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{d}{s} \right)^2$

2.2. Tính toán thiết kế cọc DU'L.

2.2.1. Tính toán theo mô hình giải tích cân bằng áp lực chủ động và bị động (trường hợp đất nền là đất dính).



Hình 2.1. Sơ đồ giải tích cân bằng áp lực chủ động và bị động đối với trường hợp đất nền là đất dính.

a) Thông số ban đầu.

*Mô tả tường.

Chiều cao đất đắp sau lưng tường chắn tính từ đáy bên đến mặt đất (H) (m).

Cao độ mặt nước (MN) (m).

Chiều cao mực nước tính toán cho tường chắn (Hn) (m).

Khoảng cách giữa các cọc đứng (L) (m).

Chiều rộng cọc đứng (B) (m).

*Hệ số áp lực đất [6].

Theo sách Cơ học đất R. Whitlow – tập 2.

$$K_{al} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_{pl} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Trong đó φ là góc ma sát của lớp đất.

b) *Xác định lực tác động lên cọc.*

$$P_{a1} = k_{a1} \times q \times g \times L \times \eta_{LL} (N / m)$$

$$E_{a1} = P_{a1} \times (H - H_n) (N)$$

$$H_1 = t + \frac{H + H_n}{2} (m)$$

$$P_{a2} = k_{a1} \times g \times L \times \gamma_{sl} \times (H - H_n) (N / m)$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \times P_{a2} \times (H - H_n) (N)$$

$$H_2 = t + \frac{H + 2H_n}{3} (m)$$

$$P_{a3} = P_{a1} + P_{a2} (N / m)$$

$$E_{a3} = P_{a3} \times H_n (N)$$

$$H_3 = t + \frac{H_n}{2} (m)$$

$$P_{a4} = k_{a1} \times g \times L \times \gamma_{sl-dn} \times H_n \times \eta_{as} (N / m)$$

$$E_{a4} = \frac{1}{2} \times P_{a4} \times H_n (N)$$

$$H_4 = t + \frac{H_n}{3} (m)$$

$$P_{a5} = g \times B \times \left[\max \left(\left(q + \gamma_{s1} \times (H - H_n) + \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u2} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] (N / m)$$

$$E_{a5} = P_{a5} \times t (N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2} (m)$$

$$P_{p1} = \frac{2 \times B \times g \times S_{u2} \times \sqrt{k_p}}{1 - \tan \beta'} (N / m)$$

$$E_{p1} = P_{p1} \times t (N)$$

$$H_6 = \frac{t}{2} (m)$$

c) *Xác định chiều dài xuyên đất của cọc DUL.*

Phương trình cân bằng moment tại điểm O

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

Giải phương trình tìm t sẽ ra được chiều dài xuyên đất của cọc t (m)

d) *Xác định nội lực trong cọc DUL.*

$$*z = 0 \rightarrow H - H_n$$

$$Q_z = -P_{a1} \times z - \frac{P_{a2}}{2(H - H_n)} \times z^2;$$

$$Q_{H-H_n} = -E_{a1} - E_{a2};$$

$$Q_z = 0 \Rightarrow \left(\frac{P_{a2}}{2(H - H_n)} \times z + P_{a1} \right) \times z = 0 \Rightarrow z_1 = 0; z_2 = -\frac{2(H - H_n)P_{a1}}{P_{a2}} < 0;$$

$$M_{zt} = \frac{1}{6} \frac{P_{a2}}{(H - H_n)} \times z_t^3 + \frac{1}{2} \times P_{a1} \times z_t^2$$

$$*z = H - H_n \rightarrow H$$

$$Q_z = -E_{a1} - E_{a2} - P_{a3}(z - (H - H_n)) - \frac{1}{2H_n} P_{a4}(z - (H - H_n))^2;$$

$$Q_H = -E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4};$$

$$Q_z \leq 0 \Rightarrow$$

Tìm z_t khi $Q_z=0$, phương trình có dạng: $Az^2 + Bz + C = 0$;

$$= -\frac{1}{2H_n} P_{a4} z^2 + \left(\frac{1}{H_n} P_{a4}(H - H_n) - P_{a3} \right) z + P_{a3}(H - H_n)$$

$$- \frac{1}{2H_n} P_{a4}(H - H_n) P_{a4}(H - H_n)^2 - E_{a1} - E_{a2}$$

$$A = -\frac{1}{2H_n} P_{a4}; \quad B = \frac{1}{H_n} P_{a4}(H - H_n) - P_{a3};$$

$$C = P_{a3}(H - H_n) - \frac{1}{2H_n} P_{a4}(H - H_n)^2 - E_{a1} - E_{a2};$$

$$M_z = E_{a1} \left(z - \frac{H - H_n}{2} \right) + E_{a2} \left(z - \frac{2(H - H_n)}{3} \right) + \frac{P_{a3}}{2} (z - (H - H_n))^2$$

$$+ \frac{1}{6H_n} P_{a4} (z - (H - H_n))^3$$

$$*z = H \rightarrow H + t$$

$$Q_z = P_{p1}(z - H) - P_{a5}(z - H) - E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4};$$

$$Q_{H+t} = -E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4} - E_{a5} + E_{p1};$$

Tìm z_t khi $Q_z=0$, phương trình có dạng: $Az^2 + Bz + C = 0$;

$$Q_z = (P_{p1} - P_{a5})z + P_{a5}H - E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4} - P_{p1}H;$$

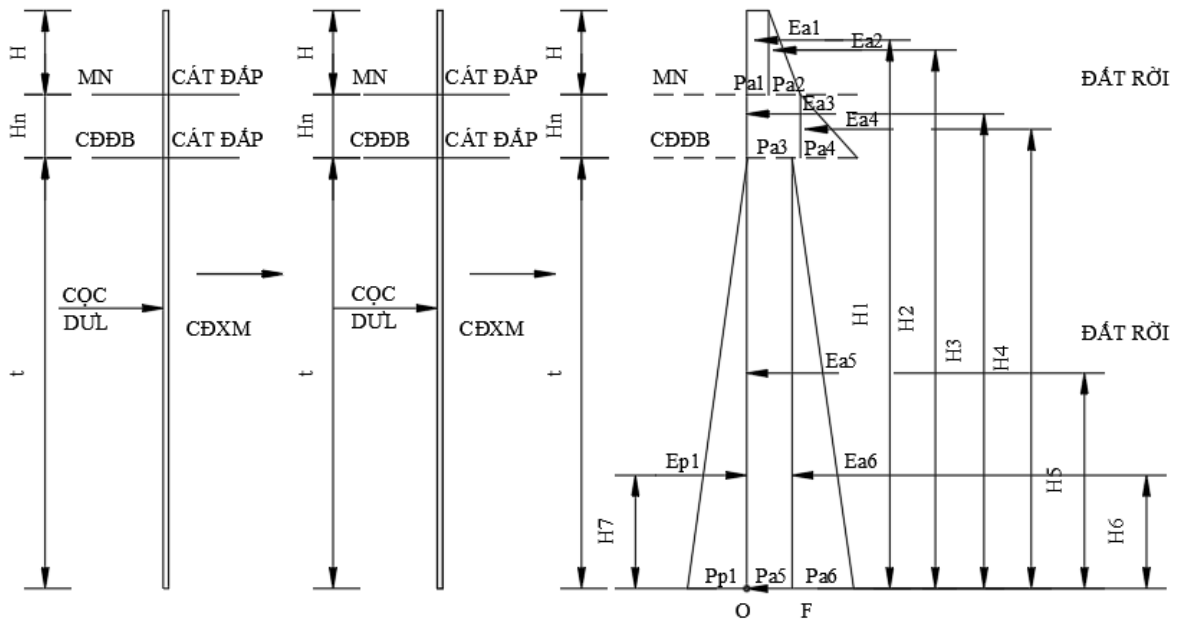
$$A = P_{p1} - P_{a5}; \quad B = P_{a5}H - E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4} - P_{p1}H;$$

$$z_t = \frac{-B}{A} = \frac{E_{a1} + E_{a2} + E_{a3} + E_{a4} + P_{p1}H - P_{a5}H}{P_{p1} - P_{a5}};$$

$$M_z = E_{a1}\left(z - \frac{H - H_n}{2}\right) + E_{a2}\left(z - \frac{2(H - H_n)}{3}\right) + E_{a3}\left(z_t - H + \frac{H_n}{2}\right)$$

$$+ E_{a4}\left(z_t - H + \frac{H_n}{3}\right) + P_{a5}\frac{(z_t - H)^2}{2} - P_{p1}\frac{(z_t - H)^2}{2}$$

2.2.2. Tính toán theo mô hình giải tích cân bằng áp lực chủ động và bị động (trường hợp đất nền là đất rời).



Hình 2.2. Sơ đồ giải tích cân bằng áp lực chủ động và bị động đối với trường hợp đất nền là đất rời.

a) Thông số ban đầu.

***Mô tả tường.**

Chiều cao đất đắp sau lưng tường chắn tính từ đáy bên đến mặt đất (H) (m).

Cao độ mặt nước (MN) (m).

Chiều cao mực nước tính toán cho tường chắn (Hn) (m).

Khoảng cách giữa các cọc đứng (L) (m).

Chiều rộng cọc đứng (B) (m).

***Hệ số áp lực đất.**

Theo sách Cơ học đất R. Whitlow – tập 2 [6].

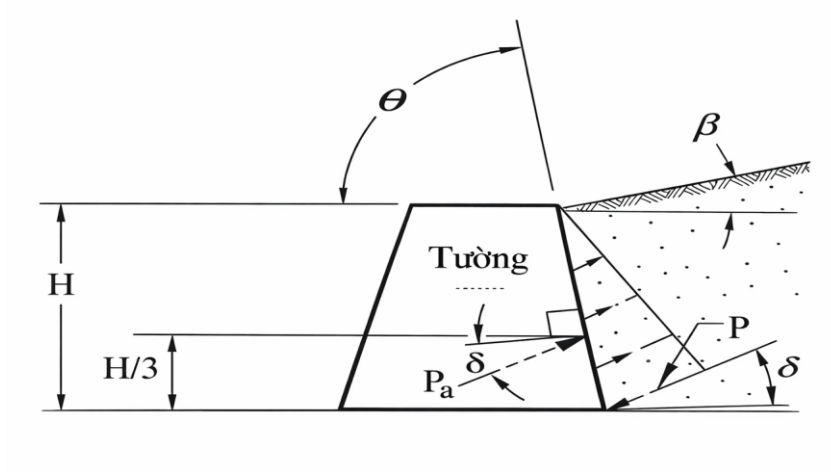
$$K_{al} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_{pl} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Trong đó φ là góc ma sát của lớp đất.

***Hệ số chiết giảm R [7].**

Theo TCVN 11823-2017, phần 3, ta có:



Hình 2.3. Chú giải theo Coulomb về áp lực đất.

Xác định các hệ số trong hình Hình 2.3. Chú giải theo Coulomb về áp lực đất. , sau đó tra bảng 20, phần 3, TCVN 11823-2017, được hệ số **chiết giảm R**.

b) Xác định lực tác động lên cọc.

$$P_{al} = k_{al} \times q \times g \times L \times \eta_{LL} \text{ (N / m)}$$

$$E_{al} = P_{al} \times (H - H_n) \text{ (N)}$$

$$H_l = t + \frac{H + H_n}{2} \text{ (m)}$$

$$P_{a2} = k_{al} \times g \times L \times \gamma_{sl} \times (H - H_n) \text{ (N / m)}$$

$$E_{a2} = \frac{I}{2} \times P_{a2} \times (H - H_n)(N)$$

$$H_2 = t + \frac{H + 2H_n}{3}(m)$$

$$P_{a3} = P_{a1} + P_{a2}(N / m)$$

$$E_{a3} = P_{a3} \times H_n(N)$$

$$H_3 = t + \frac{H_n}{2}(m)$$

$$P_{a4} = k_{a1} \times g \times L \times \gamma_{sl-dn} \times H_n \times \eta_{as}(N / m)$$

$$E_{a4} = \frac{I}{2} \times P_{a4} \times H_n(N)$$

$$H_4 = t + \frac{H_n}{3}(m)$$

$$P_{a5} = g \times B \times \left[\max \left(\left(q + \gamma_{s1} \times (H - H_n) + \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u2} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] (N / m)$$

$$E_{a5} = P_{a5} \times t(N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2}(m)$$

$$P_{a6} = g \times B \times \left[\max \left(\gamma_{s2-dn} \times t \times k_{a2} - 2 \times S_{u2} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] (N / m)$$

$$E_{a6} = \frac{1}{2} P_{a6} \times t(N)$$

$$H_6 = \frac{t}{3}(m)$$

$$P_{p1} = g \times B \left(k_{p2} \times R \times \gamma_{2-dn} \times t + 2 \times S_{u2} \sqrt{k_{p2}} \right) (N / m)$$

$$E_{p1} = \frac{1}{2} P_{p1} \times t(N)$$

$$H_7 = \frac{t}{3}(m)$$

c) *Xác định chiều dài xuyên đất của cọc.*

Phương trình cân bằng moment tại điểm O

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

Giải phương trình tìm t sẽ ra được chiều dài xuyên đất của cọc t

d) *Xác định nội lực trong cọc.*

$$*z = 0 \rightarrow H - H_n$$

$$Q_z = -P_{a1} \times z - \frac{P_{a2}}{2(H - H_n)} \times z^2;$$

$$Q_{H-H_n} = -E_{a1} - E_{a2};$$

$$Q_z = 0 \Rightarrow \left(\frac{P_{a2}}{2(H - H_n)} \times z + P_{a1} \right) \times z = 0 \Rightarrow z_1 = 0; z_2 = -\frac{2(H - H_n)P_{a1}}{P_{a2}} < 0;$$

$$M_{zt} = \frac{1}{6} \frac{P_{a2}}{(H - H_n)} \times z_t^3 + \frac{1}{2} \times P_{a1} \times z_t^2$$

$$*z = H - H_n \rightarrow H$$

$$Q_z = -E_{a1} - E_{a2} - P_{a3}(z - (H - H_n)) - \frac{1}{2H_n} P_{a4}(z - (H - H_n))^2;$$

$$Q_H = -E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4};$$

$$Q_z \leq 0 \Rightarrow$$

Tìm z_t khi $Q_z=0$, phương trình có dạng: $Az^2 + Bz + C = 0$;

$$= -\frac{1}{2H_n} P_{a4} z^2 + \left(\frac{1}{H_n} P_{a4}(H - H_n) - P_{a3} \right) z + P_{a3}(H - H_n)$$

$$- \frac{1}{2H_n} P_{a4}(H - H_n) P_{a4}(H - H_n)^2 - E_{a1} - E_{a2}$$

$$A = -\frac{1}{2H_n} P_{a4}; \quad B = \frac{1}{H_n} P_{a4}(H - H_n) - P_{a3};$$

$$C = P_{a3}(H - H_n) - \frac{1}{2H_n} P_{a4}(H - H_n)^2 - E_{a1} - E_{a2};$$

$$M_z = E_{a1} \left(z - \frac{H - H_n}{2} \right) + E_{a2} \left(z - \frac{2(H - H_n)}{3} \right) + \frac{P_{a3}}{2} (z - (H - H_n))^2$$

$$+ \frac{1}{6H_n} P_{a4} (z - (H - H_n))^3$$

$$*z = H \rightarrow H + t$$

$$Q_z = \frac{P_{p1} - P_{a6}}{2t} (z - H)^2 - P_{a5} \times (z - H) - E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4};$$

$$Q_{H+t} = -E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4} - E_{a5} - E_{a6} + E_{p1};$$

Tìm z_t khi $Q_z=0$, phương trình có dạng: $Az^2 + Bz + C = 0$;

$$Q_z = \frac{P_{p1} - P_{a6}}{2t} \times z^2 - \left(\frac{P_{p1} - P_{a6}}{t} \times H + P_{a5} \right) \times z + \frac{P_{p1} - P_{a6}}{2 \times t} \times H^2 + P_{a5} \times H - E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4};$$

$$A = \frac{P_{p1} - P_{a6}}{2t}; B = \left(\frac{P_{p1} - P_{a6}}{t} \times H + P_{a5} \right);$$

$$C = \frac{P_{p1} - P_{a6}}{2 \times t} \times H^2 + P_{a5} \times H - E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4};$$

$$M_{zt} = E_{a1} \left(z - \frac{H - H_n}{2} \right) + E_{a2} \left(z - \frac{2(H - H_n)}{3} \right) + E_{a3} \left(z_t - H + \frac{H_n}{2} \right) + E_{a4} \left(z_t - H + \frac{H_n}{3} \right) + P_{a5} \frac{(z_t - H)^2}{2} + P_{a6} \frac{(z_t - H)^3}{6t} - P_{p1} \frac{(z_t - H)^3}{6t}$$

2.3. Mô hình phân tích phần tử hữu hạn.

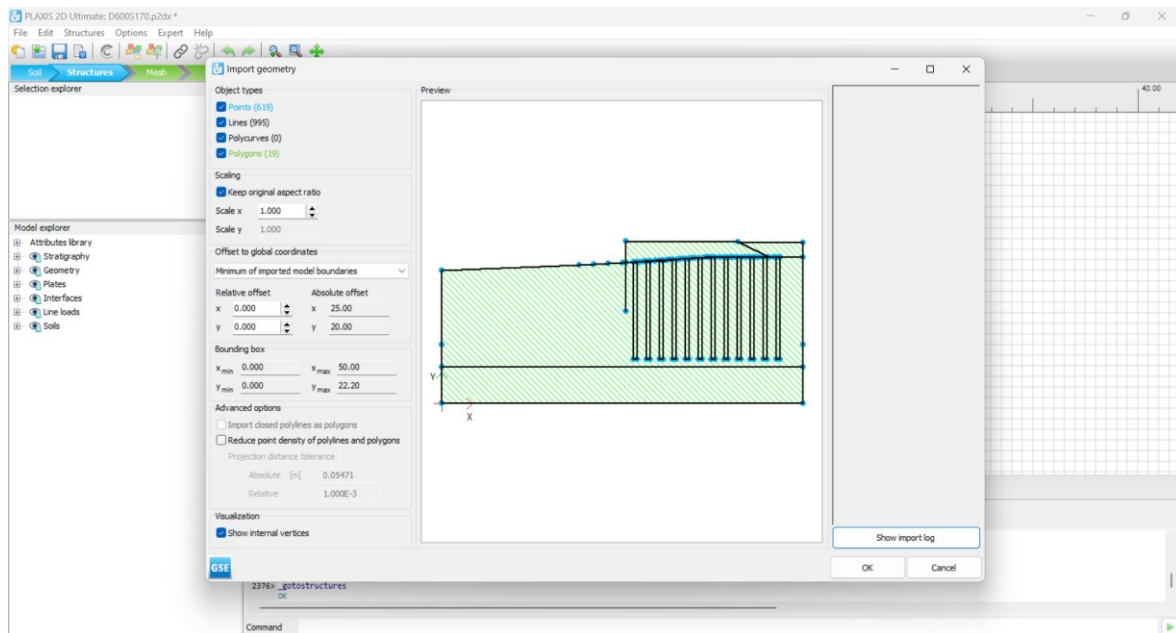
2.3.1. Phần mềm Plaxis V2024.2.2D.

Plaxis là chương trình tính được xây dựng theo phương pháp phần tử hữu hạn được ra đời lần đầu tiên vào năm 1987 bởi GS. Brinkgreve (Trường Đại học công nghệ Delft – Hà Lan). Phần mềm plaxis V2024.2 nằm trong bộ mô đun của Plaxis được xem là một trong những chương trình có tính chuyên dùng nhất và chứa đựng đầy đủ nhất những bài toán địa kỹ thuật thường gặp trong thực tế, chương trình tính này được đánh giá là có giao diện đơn giản và thân thiện, nó cho phép tính toán các bài toán đơn giản đến phức tạp với kết quả có thể xuất ra một cách chi tiết và độ chính xác cao nên được nhiều nước trên thế giới và Việt Nam tin dùng cho các bài toán địa kỹ thuật [10].

a) Các tính năng chủ yếu của phần mềm Plaxis V2024.2 2D.

Mô đun Plaxis V2024.2 gồm có 3 cửa sổ chính:

+ Plaxis Input: Cửa sổ này cho phép xác định được các số liệu hình học 2 chiều, xác định điều kiện biên.



Hình 2.4. Giao diện của Plaxis Input V2024.2.2D

+ Plaxis Calculations: Cửa sổ này sẽ tính toán, và xác định các giai đoạn tính toán.

+ Plaxis Calculation results: Cửa sổ này hỗ trợ việc xuất các kết quả.

Plaxis V2024.2 cung cấp gần như đầy đủ các mô hình quan hệ chủ yếu của các vật liệu trong địa kỹ thuật:

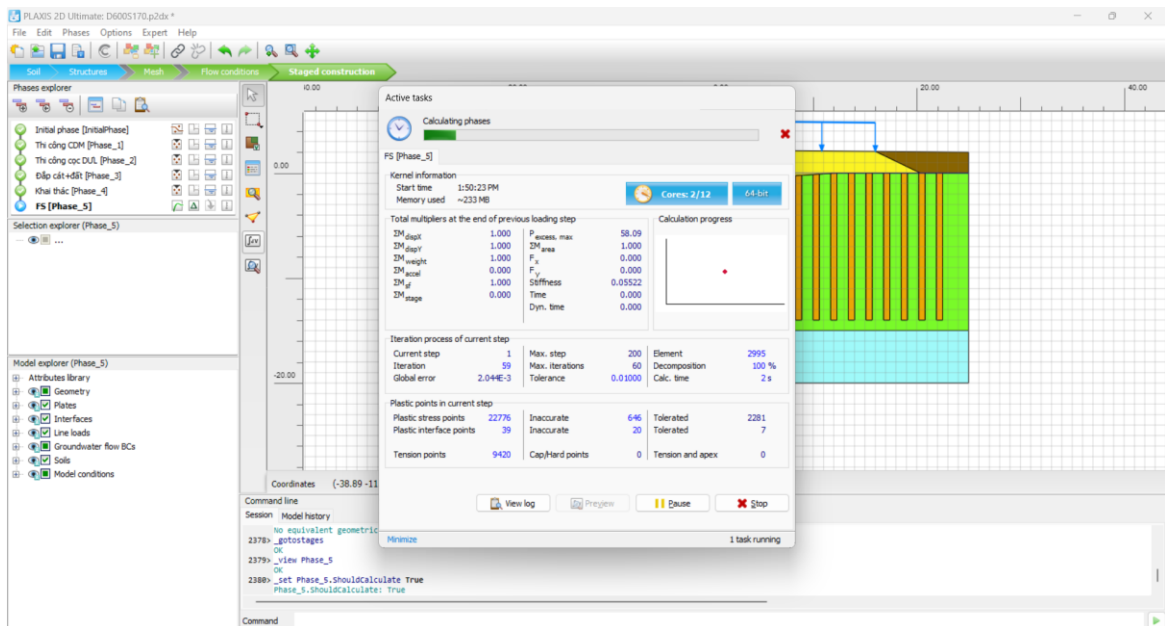
+ Mô hình quan hệ tuyến tính của vật liệu bê tông.

+ Mô hình Mohr – Coulomb: Đây là mô hình gần đúng về mối quan hệ của đất, gồm 5 thông số: Mô đun đàn hồi (E), hệ số Poisson (ν), lực dính (c), góc nội ma sát (φ), và góc trương nở (ψ)

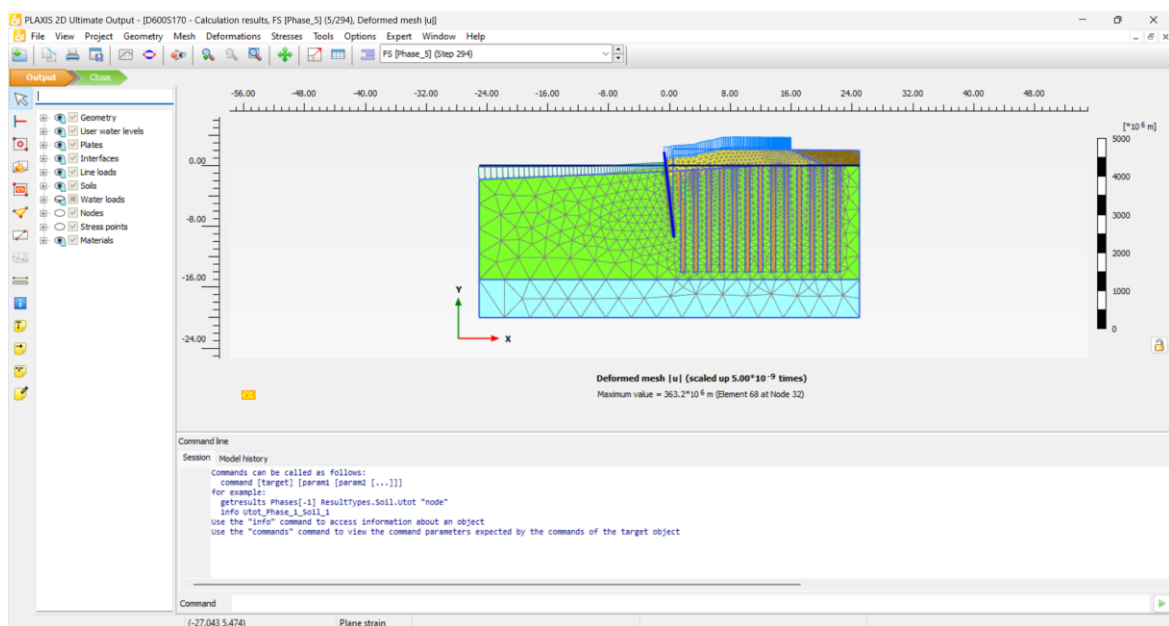
+ Mô hình đất cứng: Là mô hình đàn hồi dẻo loại hyperbolic. Mô hình được sử dụng cho nhiều loại vật liệu như cát, sỏi và lớp đất cố kết bên trên đất sét.

+ Mô hình đất mềm: Là loại mô hình đất sét (cam -clay) được dùng nhiều trong các loại đất mềm như loại đất sét cố kết và than bùn.

+ Mô hình từ biến của đất mềm: Mô hình để mô phỏng quan hệ phụ thuộc giữa thời gian và đất mềm.



Hình 2.5. Giao diện của Plaxis calculation V2024.2.2D



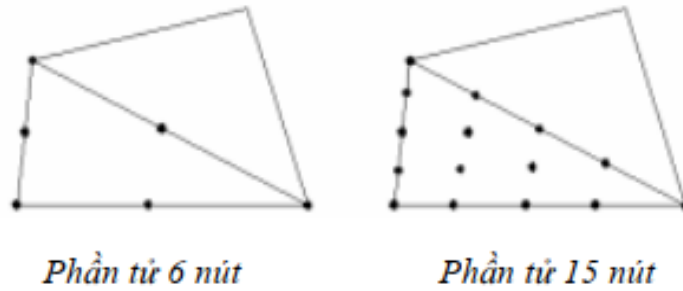
Hình 2.6. Giao diện của Plaxis calculation results V2024.2.2D

2.3.2. Lựa chọn các thông số đầu vào của phần mềm Plaxis V2024.2.2D sử dụng trong đề án thực tế.

a) Các loại phần tử sử dụng trong phần mềm Plaxis V2024.2: Có 2 loại

Phần tử tam giác 6 nút là phần tử mặc định cho một sự phân tích 2 chiều, ma trận độ cứng của phần tử này được ước lượng bởi phép lấy tích phân sử dụng tổng ba điểm Gauss (những điểm ứng suất).

Phần tử tam giác 15 nút là phần tử 2 chiều, ma trận độ cứng của phần tử này được ước lượng bởi phép lấy tích phân sử dụng tổng mười hai điểm ứng suất. Phần tử 15 nút đem lại kết quả ứng suất chính xác cao cho những vấn đề khó, như trong tính toán sự gãy vung của những loại đất không ép được, tuy nhiên nó sử dụng tương đối nhiều bộ nhớ và làm chậm quá trình tính toán [10]. ***Do đó để án sử dụng phần tử tam giá 15 nút để tính toán.***



Hình 2.7. Mô hình của các phần tử trong Plaxis V2024.2.2D

Nguồn: Luận án Tiến sĩ kỹ thuật Nguyễn Việt Hùng - 2014

b) Các mô hình đàn hồi tuyến tính.

***Mô hình đàn hồi tuyến tính – Linear elastic model.**

Mô hình này đại diện cho định luật Hooke's về độ đàn hồi tuyến tính đẳng hướng.

Mối quan hệ giữa mô đun Young E và mô đun độ cứng khác, chẳng hạn như các mô đun trượt G , mô đun biến dạng thể tích K , và mô đun biến dạng một trục E_{oed} được tính bởi công thức sau [10]:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}; K = \frac{E}{3(1-2\nu)}; E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Mô hình đàn hồi tuyến tính (Linear Elastic) thường không thích hợp để mô phỏng đặc tính phi tuyến cao của đất, nhưng nó được quan tâm để mô phỏng ứng xử cấu trúc hoặc các khối cứng trong đất, chẳng hạn như tường (hoặc tấm) bê tông dày, hoặc các khối đá nguyên vẹn (đá gốc) mà đặc tính cường độ thường rất cao so với đất. Đối với các ứng dụng này, mô hình đàn hồi tuyến tính (Linear Elastic) thường sẽ được lựa chọn cùng với loại thoát nước Non porous để loại trừ áp lực lỗ rỗng từ các yếu tố kết cấu này [11].

***Mô hình Mohr – Coulomb (MC).**

Mô hình dẻo hoàn toàn đàn hồi tuyến tính nổi tiếng này được sử dụng như một phép gần đúng đầu tiên về ứng xử của đất nói chung. Mô hình Mohr-Coulomb này đại diện cho sự “xấp xỉ bậc nhất” của ứng xử của đất hoặc đá.

Mô hình Mohr-Coulomb dẻo hoàn toàn đàn hồi tuyến tính liên quan đến năm thông số đầu vào, tức là E và độ đàn hồi của đất ν, c, φ cho độ dẻo của đất và ψ như một góc của độ trương nở [11].

***Mô hình đất cứng – Hardening Soil model (HS).**

Mô hình đất cứng là một mô hình tiên tiến để mô phỏng đặc tính của đất. Mô hình đất cứng là một loại đàn hồi của mô hình hyperbol, được xây dựng trong khuôn khổ của tính dẻo cứng khi cắt. Hơn nữa, mô hình liên quan đến việc làm cứng nén để mô phỏng sự nén chặt không thể đảo ngược của đất khi nén sơ cấp. Mô hình bậc hai này có thể được sử dụng để mô phỏng hoạt động của cát và sỏi cũng như các loại đất mềm hơn như đất sét và phù sa.

Như đối với mô hình Mohr-Coulomb, các trạng thái giới hạn của ứng suất được mô tả bằng góc ma sát φ , lực dính c , và góc trương nở ψ . Tuy nhiên, độ cứng của đất được mô tả chính xác hơn nhiều bằng cách sử dụng ba độ cứng đầu vào khác nhau: độ cứng tải ba trục E_{50} , độ cứng dỡ tải ba trục E_{ur} và độ cứng tải nén một trục E_{od} . Vì các giá trị trung bình cho các loại đất khác nhau, $E_{ur} \approx 3E_{50}$ và $E_{od} \approx E_{50}$ được đề xuất làm thiết lập mặc định, nhưng cả hai loại đất rất mềm và rất cứng đều có xu hướng cung cấp các tỷ lệ E_{od} / E_{50} khác mà người dùng có thể nhập.

Ngược lại với mô hình Mohr-Coulomb, mô hình đất cứng cũng tính đến sự phụ thuộc ứng suất của mô đun độ cứng. Điều này có nghĩa là tất cả các độ cứng đều tăng theo áp lực. Do đó, cả ba độ cứng đầu vào liên quan đến một ứng suất tham chiếu, thường được coi là 100 kPa (1 đơn vị áp lực).

Bên cạnh các thông số mô hình được đề cập ở trên, các điều kiện đất ban đầu, chẳng hạn như quá trình cố kết trước, đóng một vai trò thiết yếu trong hầu hết các vấn đề biến dạng của đất. Điều này có thể được tính đến trong quá trình tạo ứng suất ban đầu [11].

***Mô hình đất cứng với độ cứng biến dạng nhỏ - Hardening Soil model with small – strain stiffness (HS small).**

Đây là một loại mô hình hyperbolic đàn hồi, là một mô hình điều chỉnh của mô hình đất cứng (Hardening Soil – HS) trên giải thích sự gia tăng độ cứng của đất ở các biến dạng nhỏ. Ở mức độ biến dạng thấp (ví dụ rung động với mức biến dạng dưới 10^{-5}), đất tỏ ra có độ cứng cao hơn so với mức độ biến dạng lớn (mức biến dạng kỹ thuật trên 10^{-3}), và độ cứng này thay đổi không tuyến tính theo biến dạng. Hành vi này được mô tả trong mô hình HS small bằng cách sử dụng tham số biến dạng bổ sung và hai tham số vật liệu bổ sung, tức là G_0^{ref} và $\gamma_{0.7}$. G_0^{ref} là mô đun cắt biến dạng nhỏ và $\gamma_{0.7}$ là biến dạng tại đó mô đun cắt giảm xuống khoảng 70% mô đun cắt biến dạng nhỏ.

Các tính năng nâng cao của mô hình HS small thể hiện rõ nhất trong điều kiện tải làm việc. Ở đây, mô hình cho các chuyển vị đáng tin cậy hơn so với mô hình HS. Khi được sử dụng trong các ứng dụng động, mô hình đất cứng với độ cứng biến dạng nhỏ cũng đưa vào giảm chấn vật liệu hysteretic [11].

***Mô hình UBC3D-PLM (UBC3D-PLM).**

Đây là mô hình tiên tiến để mô phỏng hành vi hóa lỏng trong các ứng dụng động.

Mô hình bao gồm sự tích lũy của các biến dạng không hồi phục trong quá trình tải theo chu kỳ. Kết hợp với hành vi không thoát nước, nó tích lũy áp lực lỗ rỗng, cuối cùng có thể dẫn đến hóa lỏng.

Mô hình UBC3D-PLM sử dụng hai bề mặt chảy để đảm bảo quá trình chuyển đổi suôn sẻ gần góc ma sát huy động. Mô hình UBC3D-PLM sử dụng điều kiện chảy Mohr–Coulomb với một quy luật tăng bền tương tự mô hình đất cứng (HS). Đối với trạng thái thứ cấp, mô hình UBC3D-PLM kết hợp quy luật mật độ thông qua bề mặt chảy thứ hai với quy luật tăng bền động học dựa trên số chu kỳ tải. Tương quan này cải thiện độ chính xác của sự phát triển của áp suất lỗ rỗng dư.

Các ứng dụng động đòi hỏi một cuộc khảo sát sâu và mở rộng của đất trầm tích. Tuy nhiên, mô hình UBC3D-PLM thực hiện một cách thực dụng cụ thể với các tham số đầu vào dựa trên các thí nghiệm phổ biến nhất: các thí nghiệm ba trục thoát nước (CD, TxC) hoặc các thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) [11].

***Mô hình đất yếu – Soft Soil model (SS).**

Đây là mô hình kiểu Cam–Clay có thể được sử dụng để mô phỏng hành vi của đất yếu như đất sét và than bùn có kết thông thường. Mô hình hoạt động tốt nhất trong các tình huống nén chính.

Mặc dù khả năng mô hình hóa của mô hình này thường được thay thế bởi mô hình đất cứng (HS), mô hình đất mềm có khả năng tốt hơn để mô hình hóa hành vi nén của đất rất yếu [11].

***Mô hình đất mềm từ biến – Soft Soil Creep model (SSC).**

Mô hình đất cứng (HS) thường phù hợp với tất cả các loại đất, nhưng nó không tính đến các hiệu ứng nhớ, tức là từ biến và sự hồi phục ứng suất. Trên thực tế, tất cả các loại đất hệ hiện một số từ biến và nén chính, sau đó là một lượng nén thứ cấp nhất định. Các quá trình đất yếu, tức là đất sét cổ kết thông thường, than bùn và phù sa, PLAXIS được thực hiện một mô hình dưới tên Soft Soil Creep model. Đây là mô hình bậc hai được xây dựng trong khuôn khổ độ nhớt. Mô hình này có thể được sử dụng để mô phỏng hành vi phụ thuộc vào thời gian của các loại đất yếu như đất sét và than bùn cổ kết thông thường. Mô hình bao gồm nén sơ cấp và nén thứ cấp logarit.

Mô hình đất mềm từ biến chủ yếu được phát triển để áp dụng các vấn đề lún của nền móng mềm, kè, v.v. Cho các vấn đề đỡ tải, như thường gặp phải trong các vấn đề về đường hầm và hố đào, mô hình Soft Soil Creep hầu như không thay thế mô hình Mohr–Coulomb đơn giản. Như đối với mô hình đất cứng (HS), điều kiện ban đầu thích hợp cũng cần thiết khi sử dụng mô hình đất yếu từ biến (SSC). Điều này cũng bao gồm dữ liệu về ứng suất cổ kết trước, vì mô hình mô tả cho các tác động của việc quá cổ kết. Lưu ý rằng hệ số quá cổ kết ban đầu ảnh hưởng đáng kể đến độ từ biến ban đầu [11].

***Mô hình Jointed Rock (JR).**

Mô hình JB là một mô hình đàn-dẻo dị hướng, đặc biệt có nghĩa là mô phỏng hành vi dị hướng của các lớp đá liên quan đến phân tầng và các hướng bị đứt đoạn (đá nứt).

Độ dẻo chỉ có thể xảy ra trong tối đa ba hướng cắt (mặt phẳng cắt). Mỗi mặt phẳng có thông số cường độ và độ cứng riêng của nó.

Đá nguyên vẹn được coi là ứng xử đàn hồi hoàn toàn với hằng số đặc tính độ cứng E và ν . Giảm tính chất đàn hồi có thể được xác định theo hướng phân tầng [11].

Mô hình Modified Cam-Clay (MCC).

Mô hình MCC là một mô hình nổi tiếng từ tài liệu mô hình đất quốc tế; xem cho ví dụ *Muir Wood (1990)*.

Mô hình trạng thái tới hạn nổi tiếng này có thể được sử dụng để mô phỏng hành vi của các loại đất yếu được cô kết thông thường. Mô hình giả định mối quan hệ logarit giữa hệ số rỗng và ứng suất hữu hiệu trung bình.

Mô hình này đã được thêm vào PLAXIS để cho phép so sánh với các mô hình khác [11].

***Mô hình NGI-ADP (NGI-ADP).**

Mô hình NGI-ADP là một mô hình cường độ cắt không thoát nước không đẳng hướng.

Mô hình NGI-ADP có thể được sử dụng để phân tích trong tải, biến dạng và tương tác kết cấu – đất liên quan đến tải không thoát nước của vật liệu loại đất. Độ bền cắt của đất được định nghĩa bằng các giá trị sức chịu cắt khác nhau cho các trạng thái ứng suất cắt: động, bị động và một chiều. Các cường độ cắt dị hướng khác nhau có thể được xác định với các đường dẫn ứng suất khác nhau.

Mô hình có thể được sử dụng cho các ứng dụng trên bờ và ngoài khơi đối với các lớp đất sét và bùn không thoát nước [11].

***Mô hình UDCAM-S (UDCAM-S).**

Mô hình Simplified Undrained Cyclic Accumulation Model (UDCAM-S) là một mô hình tiên tiến để đối phó với hành vi đất không thoát nước và suy giảm ứng suất và độ cứng trong tải theo chu kỳ đất sét hoặc đất bùn thấm rất thấp dưới các cơn bão thiết kế.

Mô hình UDCAM-S được lấy từ mô hình UDCAM phức tạp của NGI (Andersen, 2009) với sự đơn giản hóa để phù hợp hơn cho thực hành kỹ thuật.

Mô hình này dựa trên mô hình NGI-ADP cho hành vi không thoát nước của đất sét, đồng thời thực hiện quy trình tích lũy xử lý được gọi là công cụ tích lũy theo chu kỳ (*cyclic accumulation and optimisation tool*) để lấy bộ tham số bị suy giảm dựa trên loại phân tích người dùng phải thực hiện [11].

***Mô hình Hoek – Brown (BB).**

Mô hình Hoek–Brown là một mô hình đàn hồi đẳng hướng nổi tiếng, được sử dụng để mô phỏng hành vi đẳng hướng của đá. Độ cứng không đổi được sử dụng cho khối đá.

Tiêu chí phá hoại Hoek–Brown phi tuyến mô tả phá hoại cắt và phá hoại kéo bằng một hàm liên tục (một đường cong cường độ phi tuyến), phụ thuộc vào hầu hết các nhà địa chất và kỹ sư đá.

Bên cạnh các thông số đàn hồi (E và ν), mô hình liên quan đến các thông số đá thực tế như cường độ nén một trục của đá nguyên vẹn (CI), chỉ số chất lượng đá (GSI) và hệ số xáo trộn (D [11]).

***Mô hình Sekiguchi-Ohta.**

Mô hình Sekiguchi–Ohta đã được phát triển để xây dựng quy luật cấu thành cho đất sét có kết thông thường. Đặc biệt nhấn mạnh vào việc xem xét ảnh hưởng của thời gian và tính dị hướng do ứng suất gây ra. Mô tả đầy đủ về mô hình đã được trình bày trong các công trình của Sekiguchi và Ohta (1977) và Izuka và Ohta (1987).

Mô hình Sekiguchi–Ohta là một loại mô hình Cam–Clay với đường biên chảy dị hướng xác định bởi K_0^{nc} . Hai phiên bản của mô hình tồn tại:

+ **Mô hình Inviscid** là một mô hình độc lập thời gian, có những điểm tương đồng với mô hình đất mềm (SS).

+ **Mô hình Viscid** phụ thuộc vào thời gian và có điểm tương đồng với mô hình đất mềm từ biến (SSC).

Cả hai mô hình đã được phát triển tại Nhật Bản. Các mô hình này trước đây có sẵn dưới dạng các mô hình người dùng, nhưng đã trở thành các mô hình tiêu chuẩn trong PLAXIS hiện nay [11].

Mô hình bê tông (Concrete).

Mô hình bê tông là một mô hình đàn–dẻo tiên tiến dành cho các kết cấu bê tông và bê tông phun. Nó mô phỏng cường độ và độ cứng phụ thuộc vào thời gian của bê tông, sự biến dạng cứng–mềm khi nén và kéo, cũng như từ biến và co ngót. Tiêu chí phá hoại liên quan đến bề mặt chảy Mohr–Coulomb đối với tải nén, được kết hợp với bề mặt chảy Rankine trong chế độ kéo.

Phương pháp thiết kế được thực hiện riêng biệt trong mô hình thông qua hai tham số hệ số an toàn để tránh sự mâu thuẫn giữa các khía cạnh khác nhau được tính toán bởi mô hình bê tông.

Mô hình bê tông sử dụng 25 tham số đầu vào, nhưng hầu hết chúng có thể được rút ra từ các thí nghiệm kéo và nén một trục tiêu chuẩn và thường quen thuộc với các kỹ sư kết cấu [11].

***Mô hình đất do người dùng xác định – User – defined soil models (UDSM).**

Với tùy chọn này, có thể sử dụng các mô hình cấu thành khác với mô hình PLAXIS tiêu chuẩn. Các liên kết đến các mô hình đất do người dùng xác định hiện có cũng như các mô hình đều có sẵn trên cơ sở kiến thức PLAXIS [11].

***Lựa chọn mô hình vật liệu.**

Bài toán CĐXM với đặc điểm gồm hai loại vật liệu chủ yếu (đất và xi măng) trong đó sự làm việc của đất phù hợp với mô hình **Mohr**-Coulomb và phần CĐXM phù hợp với mô hình đàn hồi tuyến tính. Ngoài ra các thông số của mô hình mô hình đàn hồi tuyến tính và mô hình Mohr-Coulomb cũng đã được xác định sẵn trong hồ sơ dự án. *Vì vậy trong đề án này học viên chọn mô hình **Mohr**-Coulomb cho đất và mô hình đàn hồi tuyến tính cho phần CĐXM và đất nền.*

c) *Các tham số đặc trưng cơ lý của vật liệu.*

*** Mô đun đàn hồi E.**

Plaxis dùng mô đun đàn hồi như là mô đun độ cứng trong mô hình đàn hồi và mô hình Mohr-Coulomb. Một mô đun độ cứng có thứ nguyên của ứng suất. Trong cơ học đất, độ dốc ban đầu thường được xem là E_0 và mô đun cát tuyến tại 50% cường độ được xem như là E_{50} . Cho các vật liệu có khoảng đàn hồi tuyến tính lớn, thường dùng E_0 , trong tổng quát thường dùng là E_{50} [11].

***Hệ số poisson (ν).**

Được xác định từ thí nghiệm nén 3 trục thoát nước, lúc ban đầu khi chưa có tải ν có giá trị thấp cho đến khi bắt đầu có tải sẽ làm giảm thể tích đáng kể. Trong plaxis hệ số ν được xác định theo quan hệ như sau:

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\nu}{1-\nu}$$

Thông thường giá trị K_0 thu được nằm trong khoảng 0,3 – 0,4 suy ngược lại sẽ tìm được hệ số poisson ν [11].

***Lực dính đơn vị (c).**

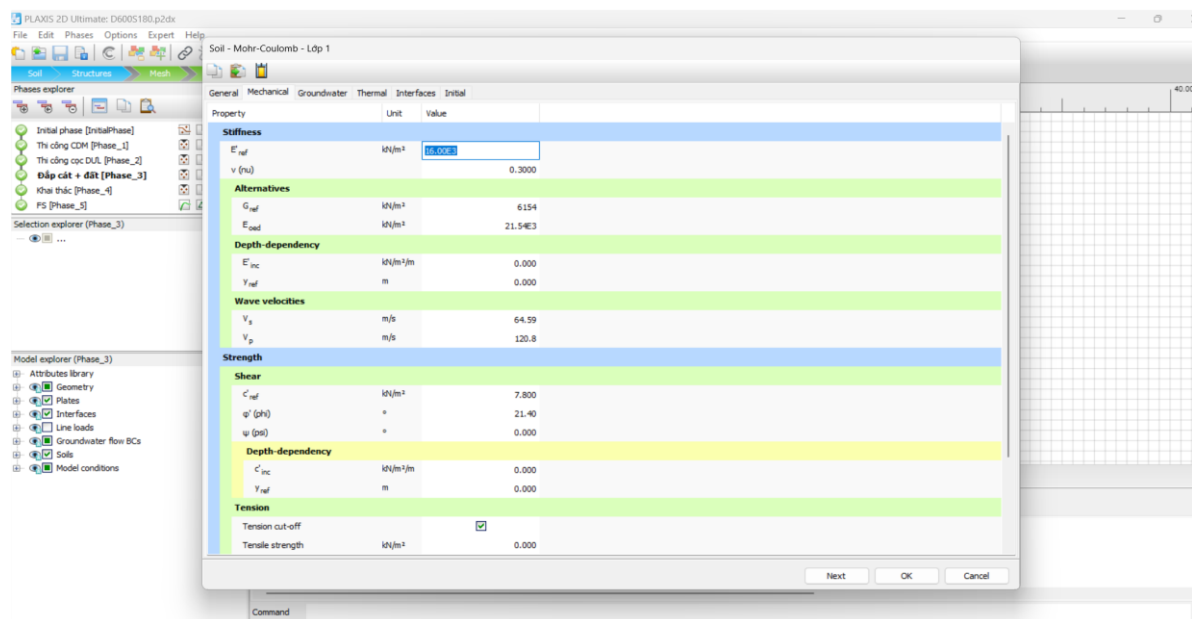
Đại diện cho thứ nguyên của ứng suất. Lực dính đơn vị tùy thuộc vào từng loại vật liệu. Tuy nhiên trong mọi trường hợp không nên chọn lực dính đơn vị $c = 0$ ví dụ như đất cát ($c=0$) vì lúc đó sẽ xuất hiện ma trận suy biến. Để tránh sự phức tạp trên trong phần hướng dẫn Plaxis khuyến cáo nên chọn giá trị nhỏ nhất ($c=0,2 \text{ kPa}$) [11].

*Góc nội ma sát (φ)

Làm gia tăng ảnh hưởng của tính dẻo. Thời gian tính sẽ gia tăng nhiều hay ít theo hàm mũ của góc nội ma sát, để giảm thời gian và số lần tính toán trong Plaxis khuyến cáo không nên chọn góc nội ma sát φ vượt qua 35° [11].

*Góc trương nở (ψ)

Được phân cho các loại đất khác nhau ví dụ : đất sét xem như không có góc trương nở ($\psi = 0$). Góc trương nở của cát phụ thuộc vào trọng lượng thể tích γ và góc nội ma sát φ .



Hình 2.8. Các tham số đặc trưng cơ lý của vật liệu.

2.4. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn (Phương pháp Bishop).

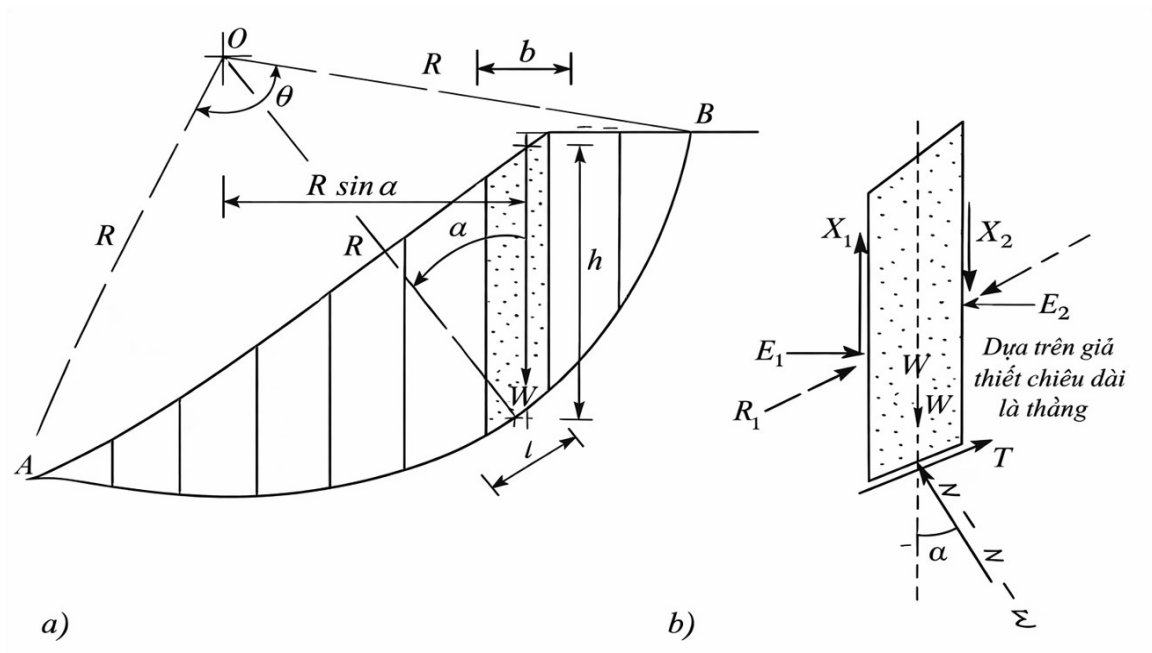
2.4.1. Nguyên lý tính toán theo phương pháp Bishop.

Ổn định tổng thể của công trình đất và công trình bên được đánh giá thông qua khả năng chống trượt của khối đất dưới tác dụng của tải trọng và điều kiện địa chất. Khi ứng suất cắt phát sinh trong đất vượt quá sức kháng cắt của đất, khối đất sẽ bị phá hoại theo một mặt trượt xác định.

Trong nhiều trường hợp thực tế, đặc biệt đối với nền đất yếu hoặc đất đồng nhất, mặt phá hoại thường được giả thiết có dạng cung tròn. Trên cơ sở đó, phương pháp phân tích ổn định theo mặt trượt cung tròn được sử dụng rộng rãi trong thực hành thiết kế.

Trong phân tích ổn định mái dốc theo ứng suất hiệu quả, mặt trượt tròn là dạng phổ biến và phương pháp Bishop đơn giản hóa cho kết quả đáng tin cậy trong thực tế. Đồng thời, việc xác định cung trượt nguy hiểm là bước quan trọng, trong đó cung trượt có hệ số ổn định nhỏ nhất được xem là trường hợp bất lợi nhất [6].

2.4.2. Sơ đồ tính toán.



Hình 2.9. Phương pháp phân mảnh.

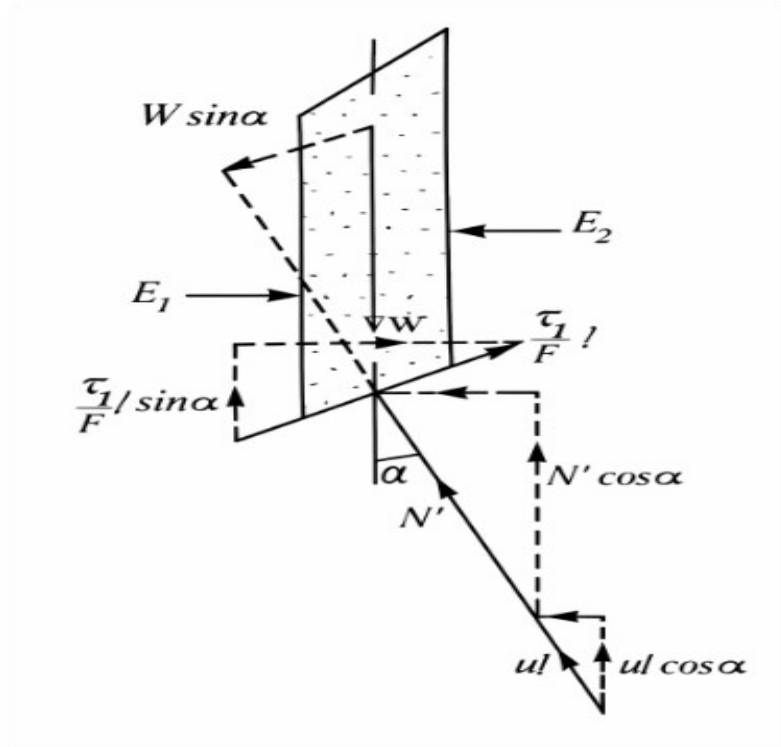
a) Phân mảnh khối trượt; b) Các lực tác dụng lên một mảnh

Nguồn: Giáo trình Cơ học đất – Tập 2 – R. Whitlow.

Các lực tác dụng lên một mảnh có chiều dài 1m gồm có [6]:

- + $W = \gamma \times h \times b$: Trọng lượng của mảnh;
- + N' : Phản lực pháp tuyến hiệu quả lên đất mảnh;
- + T – Lực cắt tạo ra dọc theo đáy mảnh; $T = W \times \sin \alpha$;
- + R_1 và R_2 – Các lực bên tạo bởi các mảnh kề;
- + E_1 và E_2 – Lực pháp tuyến giữa các mảnh;
- + X_1 và X_2 – Lực tiếp tuyến giữa các mảnh.

2.4.3. Phương pháp đơn giản hóa của Bishop [6].



Hình 2.10. Mảnh đơn giản hóa của Bishop.

Nguồn: Giáo trình Cơ học đất – Tập 2 – R. Whitlow.

Trong điều kiện tương đối đồng nhất và khi r_u gần như là hằng số có thể giả thuyết là các lực tiếp tuyến giữa các mảnh bằng nhau và ngược chiều, có nghĩa là $X_1 = X_2$, nhưng $E_1 \neq E_2$.

Với cân bằng dọc theo đáy của mảnh, sẽ có:

$$0 = W \sin \alpha - \frac{\tau_f}{F} l = W \sin \alpha - \frac{c' L + N' \tan \varphi'}{F}$$

Vì thế:
$$F = \frac{\sum c' l + N' \tan \varphi'}{W \sin \alpha}$$

Với cân bằng theo phương đứng, sẽ có:

$$\begin{aligned} 0 &= W - N' \cos \alpha - ul \cos \alpha - \frac{\tau_f}{F} \sin \alpha \\ &= W - N' \cos \alpha - ul \cos \alpha - \frac{c'}{F} l \sin \alpha - \frac{N' \tan \varphi'}{F} l \sin \alpha \end{aligned}$$

Nên:
$$N' = \frac{W - \frac{c'}{F}(\sin \alpha - ul \cos \alpha)}{\cos \alpha + \frac{tg \varphi'}{F} \sin \alpha}$$

Sau khi thay thế $l = b \sec \alpha$ và N' , sắp xếp lại ta có:

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \frac{[c'b + (W + ub)tg \varphi'] \sec \alpha}{1 + \frac{tg \alpha tg \varphi'}{F}}$$

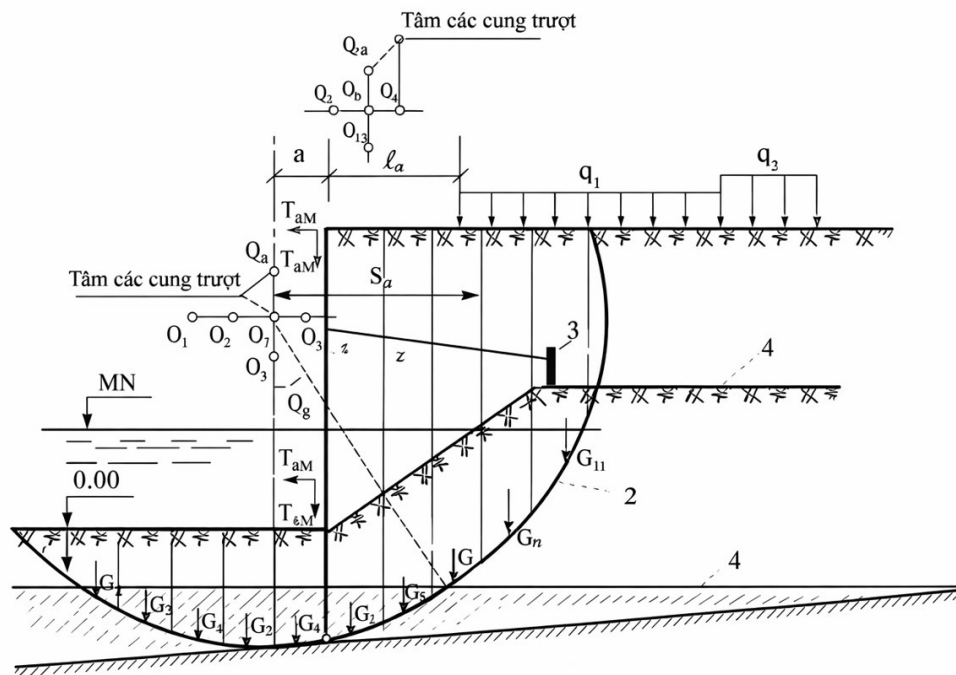
2.4.4. Trình tự tính toán.

Quy trình tính toán ổn định theo phương pháp Bishop được thực hiện theo các bước sau:

- + Xác định hình học bài toán và giả thiết mặt trượt (tâm và bán kính cung tròn);
- + Chia khối đất thành các lát đứng với kích thước phù hợp;
- + Xác định các đại lượng hình học và tải trọng tác dụng lên từng lát;
- + Thiết lập phương trình tính toán hệ số ổn định theo công thức Bishop;
- + Thực hiện tính toán theo phương pháp lặp để xác định giá trị hệ số ổn định;
- + Khảo sát nhiều cung trượt khác nhau nhằm xác định mặt trượt nguy hiểm nhất.

Quy trình này có thể được thực hiện bằng phương pháp tính tay hoặc thông qua các phần mềm chuyên dụng trong phân tích ổn định.

2.4.5. Áp dụng trong tiêu chuẩn TCVN 12250:2018.



Hình 2.11. Sơ đồ tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Nguồn: TCVN 12250 – 2018.

Trong TCVN 12250:2018, Phụ lục C, Mục C.3.3 trình bày sơ đồ tính toán ổn định tổng thể công trình theo phương pháp mặt trượt cung tròn [13]. Sơ đồ này thể hiện cách tiếp cận bài toán ổn định đối với công trình bến, trong đó xem xét đồng thời sự làm việc của nền đất và kết cấu công trình.

Theo tiêu chuẩn, việc kiểm tra ổn định được thực hiện bằng cách xét các mặt trượt có khả năng xảy ra, trên cơ sở điều kiện cân bằng giới hạn của khối đất trượt. Khi xây dựng mô hình tính toán cần xét đến các yếu tố:

- + Điều kiện địa chất và sự phân lớp của nền đất;
- + Tải trọng tác dụng lên công trình;
- + Mực nước và điều kiện thủy văn;
- + Sự tham gia làm việc của các cấu kiện như cọc cừ và hệ neo.

Như vậy, tiêu chuẩn không đưa ra công thức tính cụ thể mà đóng vai trò định hướng phương pháp và sơ đồ áp dụng trong bài toán ổn định tổng thể [13].

2.4.6. Các yêu cầu về ổn định.

Theo 22-TCN-262-2000, ta có:

+ Khi áp dụng phương pháp nghiệm toán ổn định theo cách phân mảnh cổ điển với mặt trượt tròn khoét xuống vùng đất yếu và các thông số tính toán được xác định theo mục V.3 của 22-TCN-262-2000 thì hệ số ổn định nhỏ nhất $K_{\min} = 1,20$. Riêng trường hợp dùng kết quả thí nghiệm cắt nhanh không thoát nước ở trong phòng thí nghiệm để nghiệm toán thì $K_{\min} = 1,10$.

+ Khi áp dụng phương pháp Bishop để nghiệm toán ổn định thì hệ số ổn định nhỏ nhất $K_{\min} = 1,40$.

2.4.7. Nhận xét và kết luận:

Phương pháp Bishop là phương pháp phân tích ổn định theo mặt trượt cung tròn có độ tin cậy cao và được sử dụng rộng rãi trong địa kỹ thuật. Trong đề án này, cơ sở lý thuyết được tham khảo từ Whitlow, trong khi sơ đồ và nguyên tắc thiết lập mô hình được tham khảo theo TCVN 12250:2018.

Việc tính toán ổn định được thực hiện bằng phần mềm GeoSlope, trong đó sử dụng phương pháp Bishop để xác định hệ số ổn định và tìm kiếm mặt trượt nguy hiểm. Phương pháp này cho phép mô phỏng bài toán ổn định phù hợp với điều kiện địa chất và tải trọng của công trình.

2.5. Kết luận Chương 2.

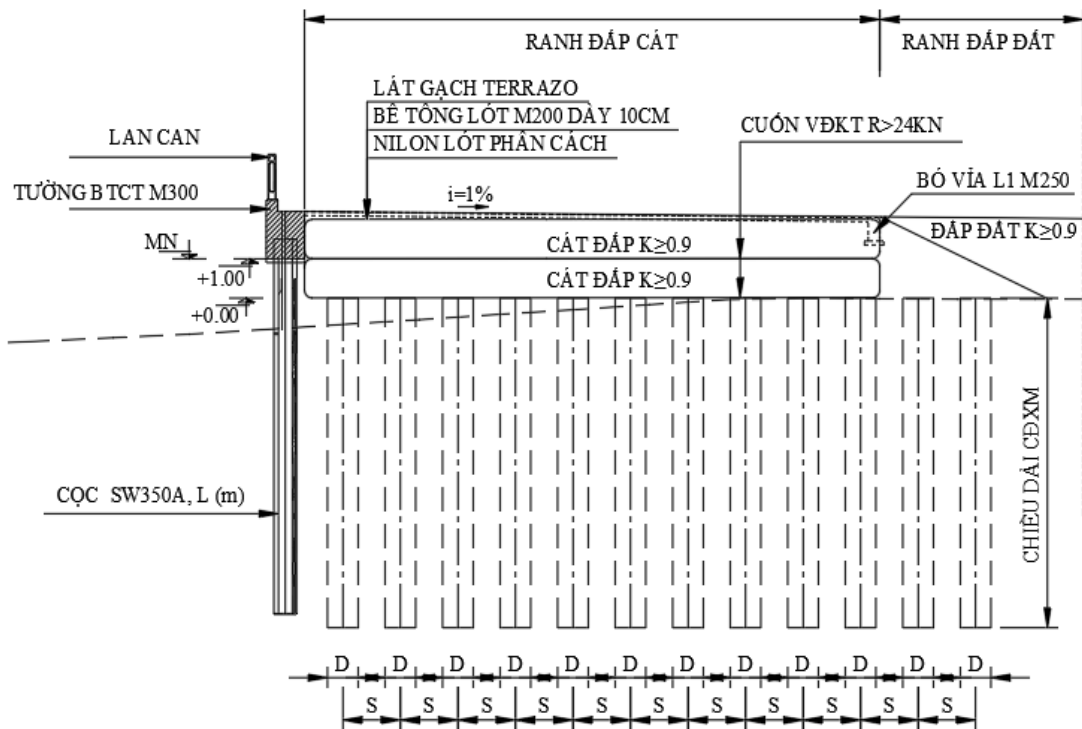
Chương 2 đã tập trung trình bày các phương pháp tính toán và phân tích đối với hệ tường kê dự ứng lực có gia cường trụ xi măng đất trong điều kiện nền đất yếu. Nội dung chương làm rõ các quan điểm và phương pháp tính toán thiết kế trụ xi măng đất, qua đó xác định vai trò của trụ trong việc cải thiện sức chịu tải, giảm biến dạng và nâng cao độ ổn định của nền đất yếu.

Đối với hệ tường kê cọc dự ứng lực, các phương pháp tính toán giải tích dựa trên cân bằng áp lực đất chủ động và bị động đã được sử dụng để xác định chiều sâu chôn cọc, nội lực trong cọc và điều kiện ổn định của tường kê. Song song với đó, mô hình phân tích bằng phương pháp phần tử hữu hạn sử dụng phần mềm PLAXIS 2D đã được xây dựng nhằm mô phỏng chi tiết sự tương tác giữa tường kê, cọc dự ứng lực, trụ xi măng đất và nền đất xung quanh.

Việc kết hợp giữa phương pháp giải tích và phương pháp phần tử hữu hạn cho phép đánh giá đầy đủ hơn trạng thái ứng suất, biến dạng và ổn định tổng thể của hệ kết cấu, đồng thời tạo cơ sở kiểm chứng độ tin cậy của kết quả tính toán. Qua đó, Chương 2 đã thiết lập được cơ sở tính toán và mô hình phân tích phù hợp, phục vụ trực tiếp cho việc phân tích, so sánh và đánh giá kết quả trong Chương 3.

CHƯƠNG 3. TÍNH TOÁN VÀ ĐÁNH GIÁ GIỮA MÔ HÌNH GIẢI TÍCH VÀ MÔ HÌNH PHẦN TỬ HỮU HẠN

Trong chương này, mô hình tính toán tường kê DUL có gia cường CĐXM trong phần nền đường theo mô hình giải tích và mô hình phần tử hữu hạn được phân tích. Mặt cắt ngang điển hình được thể hiện như hình bên dưới.



Hình 3.1. Mặt cắt ngang điển hình cho các trường hợp tính toán.

3.1. Các thông số dữ liệu đầu vào.

3.1.1. Thông số đất nền.

Được tính trên 2 loại đất: Đất dính và đất rời.

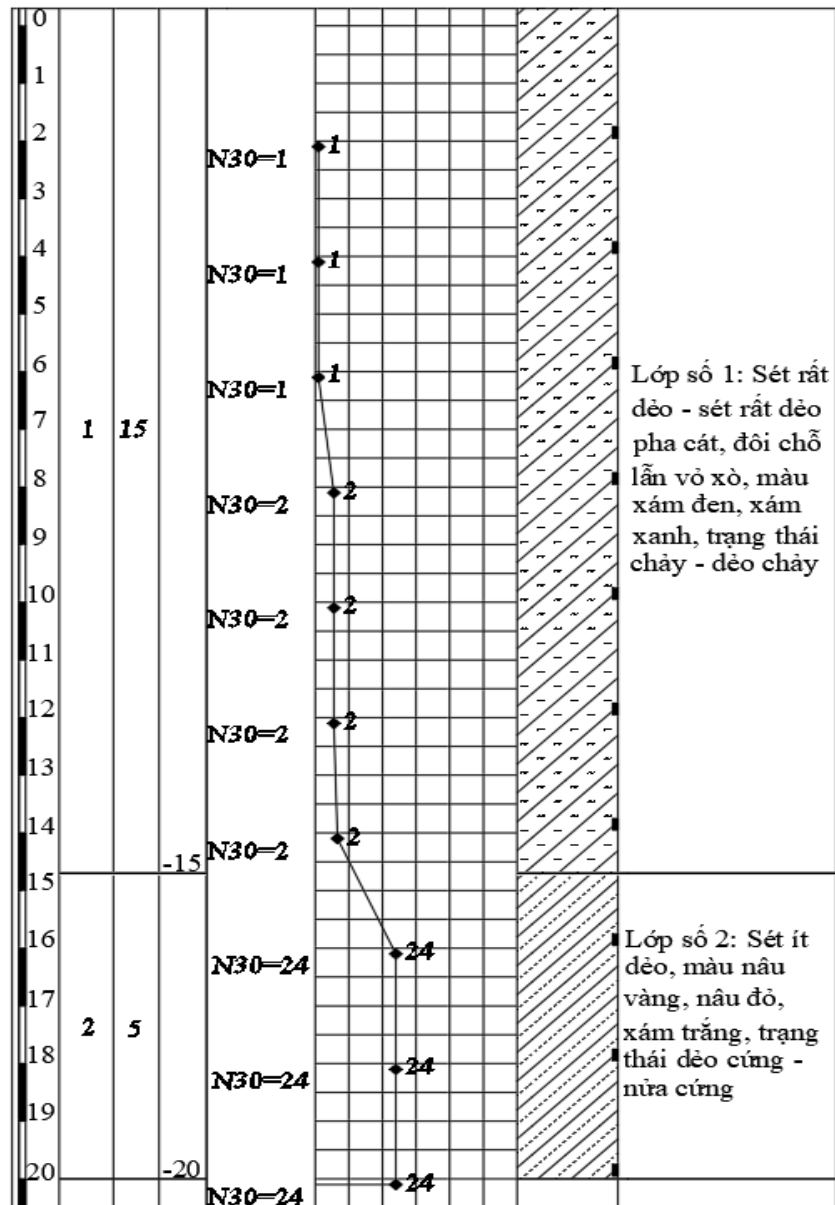
Chỉ tiêu cơ lý	Lớp cát lấp	Lớp 1
Đặc điểm		Sét rất dẻo – sét sền pha cát, đôi chỗ lẫn vỏ xò, màu xám đen, xám xanh, trạng thái chảy – dẻo chảy
Chiều dày (m)	2	15
Dung trọng khô (KN/m ³)	18	15,20

Dung trọng tự nhiên (KN/m ³)	20	18,3
Mô đun biến dạng (KN/m ²)	20000	5600
Lực dính đơn vị (KN/m ²)	0,2	10,50
Góc nội ma sát (độ)	32	8,4
Hệ số rỗng e_0		2,69
Hệ số Poisson		0,4

Bảng 3.1. Bảng tổng hợp thông số đất nền phần đất dính.

Chỉ tiêu cơ lý	Lớp cát lấp	Lớp 1
Đặc điểm		Cát nhỏ lẫn bụi sét, xám đen, chảy
Chiều dày (m)	2	15
Dung trọng khô (KN/m ³)	18	14,47
Dung trọng tự nhiên (KN/m ³)	20	18,5
Mô đun biến dạng (KN/m ²)	20000	19000
Lực dính đơn vị (KN/m ²)	0,2	7,5
Góc nội ma sát (độ)	32	21,4
Hệ số rỗng e_0		0,85
Hệ số Poisson		0,3

Bảng 3.2. Bảng tổng hợp thông số đất nền phần đất rời.



Hình 3.2. Hình trụ hồ khoan của lớp đất dính.

3.1.2. Tải trọng.

Tải trọng tính toán: Tải trọng người đi bộ 400kg/m^2

Tải trọng sử dụng trong đề án được xem là tải trọng đại diện cho bài toán tính toán, nhằm phục vụ so sánh phương pháp và đánh giá xu hướng ổn định; khi áp dụng thực tế cần xác định lại theo cấp đường, điều kiện khai thác và tiêu chuẩn thiết kế cụ thể.

3.1.3. Thông số CDXM.

Sử dụng 2 loại đường kính phổ biến ở Việt Nam là $D=600\text{mm}$ và $D=800\text{mm}$.

Chiều dài cọc $L=14\text{m}$

Thông số CĐXM được sử dụng trong phạm vi nghiên cứu nhằm mô phỏng hiệu quả gia cường nền, chưa thay thế cho kết quả thí nghiệm mẫu CĐXM của dự án cụ thể.

a) Thông số ban đầu của CĐXM [1].

Mô đun vật liệu cọc: $E_c = 17500 (KN / m^2)$

Cường độ kháng nén có nở hông: $q_c = 350 (KN / m^2)$

Góc nội ma sát: $\varphi_c = 30^\circ$

Hệ số Poisson: $\nu = 0,2$

Hệ số kết dính của CĐXM: $C_c = 100 (KN / m^2)$

b) Khoảng cách cọc:

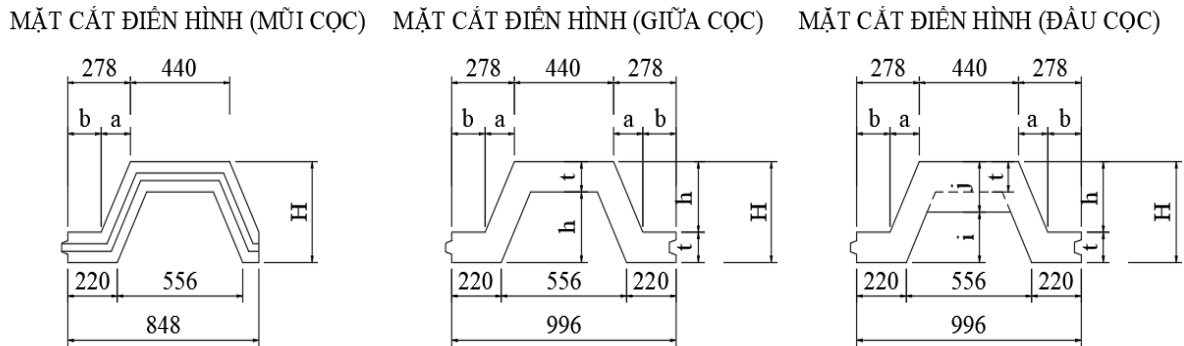
Để thuận tiện cho việc xây dựng phân tích ổn định của tường kê dự ứng lực có gia cường trụ xi măng đất, thực hiện gom nhóm các trường hợp với các tiêu chí: Các trường hợp tính toán có chung tải trọng tính toán, chiều dài cọc ứng với mỗi trường hợp tính toán, chúng ta sẽ có được chiều dài, nội lực và nội lực lớn tại nhất trên thân cọc DƯ.L.

Trường hợp	Loại đất	Đường kính cọc (m)	Khoảng cách CĐXM (m)
1	Đất dính	0,6	1,5
2	Đất dính	0,6	1,6
3	Đất dính	0,6	1,7
4	Đất dính	0,8	2
5	Đất dính	0,8	2,1
6	Đất dính	0,8	2,2
7	Đất rời	0,6	1,8
8	Đất rời	0,6	2,1
9	Đất rời	0,6	2,4
10	Đất rời	0,8	2
11	Đất rời	0,8	2,3
12	Đất rời	0,8	2,6

Bảng 3.3. Bảng tổng hợp thông số CĐXM cho các trường hợp tính toán.

3.1.4. Cọc DU'L.

Giả định cọc DU'L đủ khả năng chịu uốn, điều này phù hợp với thực tế thiết kế, vì các kỹ sư sẽ chọn cọc theo catalogue dựa theo Momen nứt (M_r) và Momen trong cừ do tải trọng lớn nhất. Vì vậy ở đây, bài toán sẽ sử dụng cọc SW350A, cường độ bê tông 70MPa, được lấy trong catalogue của công ty Beton 6, với các thông số sau đây:



Hình 3.3. Mặt cắt ngang điển hình của cọc ván DU'L.

Nguồn: Catalogue cọc ván bê tông dự ứng lực của Công ty Beton6.

Đặc trưng hình học tính toán:

$$+A_{bt} = 1314 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$+A_{td} = 1376 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$+Y_t = 17,5 \text{ (cm)}$$

$$+Y_b = 17,5 \text{ (cm)}$$

$$+I_{td} = 162003 \text{ (cm}^4\text{)}$$

3.1.5. Cơ sở lựa chọn thông số đầu vào và phạm vi giả định..

Các thông số đầu vào sử dụng trong Chương 3 được lựa chọn nhằm xây dựng các trường hợp tính toán đại diện cho điều kiện nền đất yếu thường gặp ở khu vực Đồng bằng sông Cửu Long, ven sông và ven biển Việt Nam. Nhóm thông số đất nền được phân thành đất dính và đất rời để xem xét sự khác nhau về cơ chế huy động áp lực đất, nội lực trong cọc DU'L và ổn định tổng thể công trình. Thông số CĐXM được sử dụng để mô phỏng vùng nền gia cường phía sau tường kè, còn thông số cọc DU'L đại diện cho cấu kiện chịu lực chính của hệ tường kè.

Do đề án không gắn với một công trình cụ thể, các thông số địa chất, CĐXM, cọc DU'L, tải trọng khai thác và điều kiện mực nước được xem là bộ thông số tính toán điển

hình cho nền đất yếu và tham khảo tổng hợp từ một số công trình thực tế, tuy nhiên số lượng mẫu chưa nhiều.

3.2. Tính toán theo sơ đồ giải tích cho trường hợp 1 (TH1).

3.2.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

Góc ma sát của nền tương đương:

$$\varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 0,1256 \times 30 + (1 - 0,1256) \times 8,4 = 11,11^\circ$$

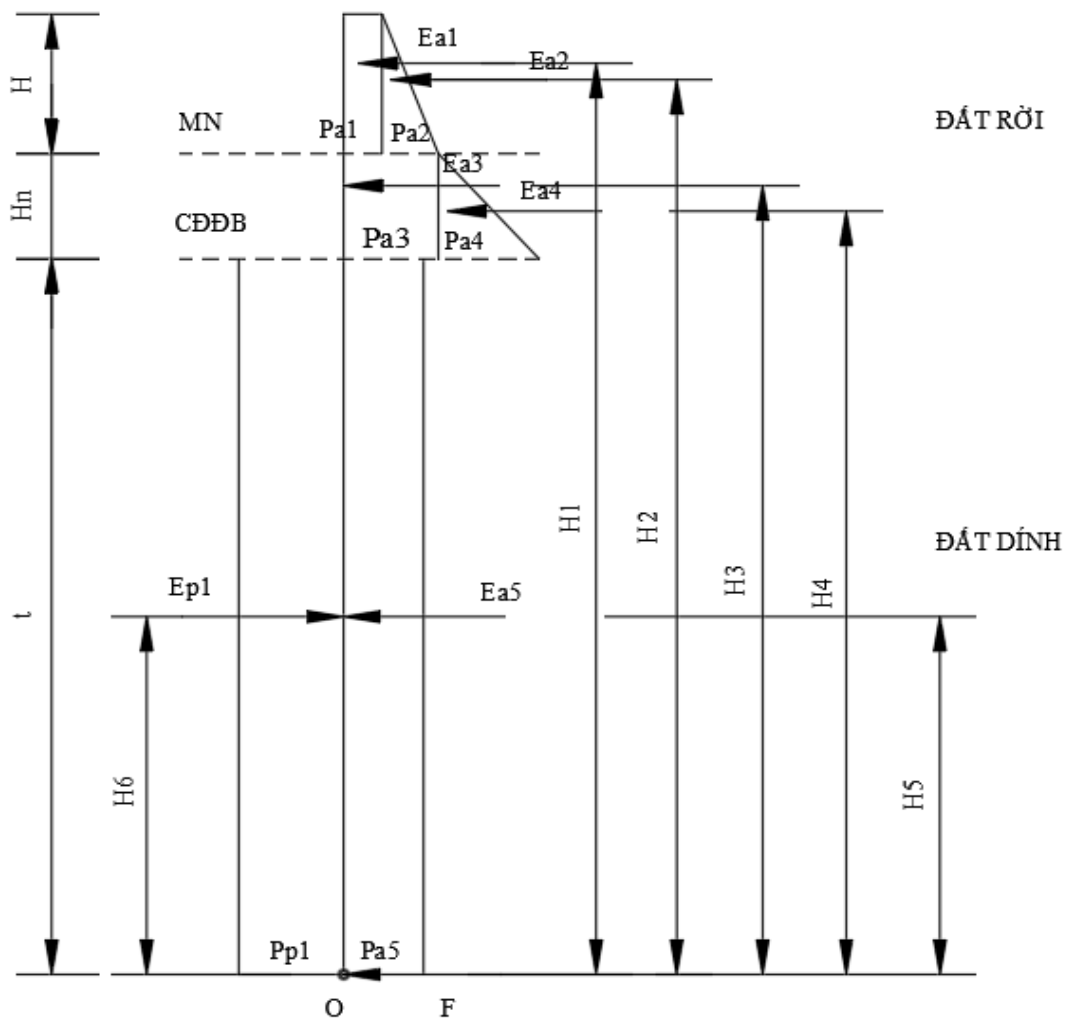
Lực dính tương đương:

$$C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 0,1256 \times 100 + (1 - 0,1256) \times 8,4 = 21,741 \text{ (KN / m}^2\text{)}$$

Dung trọng tự nhiên tương đương:

$$\gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 0,1256 \times 19 + (1 - 0,1256) \times 18,3 = 18,388 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

3.2.2. Tính toán cọc DUL.



Hình 3.4. Sơ đồ cân bằng áp lực bị động và chủ động đối với TH1.

a) *Thông số ban đầu.*

Gia tốc trọng trường $g=9,807(m/s^2)$

***Mô tả tường.**

Chiều cao đất đắp sau tường chắn tính từ đáy bên đến mặt đất $H=2,981 (m)$

Cao độ mặt nước $MN=1,781 (m)$

Chiều cao mực nước tính toán cho tường chắn $H_n=0,781(m)$

Khoảng cách giữa các cọc đứng $L=1 (m)$

Chiều rộng cọc đứng $B=0,996 (m)$

***Đất đắp sau bến.**

Loại đất đắp Đất dính

Trọng lượng riêng của cát đắp: $\gamma_{s1} = 1800 (kg / m^3)$

Trọng lượng riêng đầy nổi của cát đắp $\gamma_{s1-dn} = 1000 (kg / m^3)$

Góc nội ma sát của cát đắp $\varphi = 20^\circ$

Hệ số áp lực ngang chủ động k_{a1} của cát đắp

$$K_{a1} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{cd}}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{20}{2} \right) = 0,49$$

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CĐXM và đất nền)**

Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: $\gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1838,8 (kg / m^3)$

Trọng lượng riêng đầy nổi của đất nền quy đổi: $\gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 838,8 (kg / m^3)$

Sức kháng cắt không thoát nước: $S_{u_{td}} = C_{td} = 2174,1 (kg / m^3)$

Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: $\varphi = 11,11^\circ$

Hệ số áp lực ngang của k_a và k_b đất nền:

$$K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{td}}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{11,11}{2} \right) = 0,6768$$

***Đất nền tự nhiên:**

Theo Sivrikaya & Togrol (2002) [12], tại có công thức tính sức kháng cắt không thoát nước của S_u như sau:

$$S_{u_2} = 3,35 \times N = 3,35 \times 2 = 6,7 KN / m^2$$

$$K_{p2} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_n}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{8,4}{2} \right) = 1,3421$$

***Hoạt tải.**

Cường độ tải trọng $q(\text{kg/m}^2)$

$$q=400 \text{ kg/m}^2$$

b) *Xác định lực tác động trên cọc DUL.*

$$P_{a1} = k_{a1} \times q \times g \times L = 0,49 \times 400 \times 9,807 \times 1 = 1923,35 (N / m)$$

$$E_{a1} = P_{a1} \times (H - H_n) = 1923,35 \times (2,981 - 1,781) = 4231,37 (N)$$

$$H_1 = t + \frac{H + H_n}{2} = t + \frac{2,981 + 1,781}{2} (m)$$

$$P_{a2} = k_{a1} \times g \times L \times \gamma_{s1} \times (H - H_n) = 0,49 \times 9,807 \times 1 \times 1800 \times (2,981 - 1,781) = 19401,15 (N / m)$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \times P_{a2} \times (H - H_n) = \frac{1}{2} \times 19041,15 \times (2,981 - 1,781) = 20945,2 (N)$$

$$H_2 = t + \frac{H + 2H_n}{3} = t + \frac{2,981 + 2 \times 1,781}{3} (m)$$

$$P_{a3} = P_{a1} + P_{a2} = 1923,35 + 19041,15 = 20964,5 (N / m)$$

$$E_{a3} = P_{a3} \times H_n = 20945,27 \times 0,781 = 16373,28 (N)$$

$$H_3 = t + \frac{H_n}{2} = t + \frac{0,781}{2} (m)$$

$$P_{a4} = k_{a1} \times g \times L \times \gamma_{s1-dn} \times H_n = 0,49 \times 9,807 \times 1 \times 1000 \times 1 \times 1,5 = 3755,34 (N / m)$$

$$E_{a4} = \frac{1}{2} \times P_{a4} \times H_n = \frac{1}{2} \times 3755,34 \times 0,781 = 1466,46 (N)$$

$$H_4 = t + \frac{H_n}{3} = t + \frac{0,781}{3} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{a5} &= g \times B \times \left[\max \left(\left(q + \gamma_{s1} \times (H - H_n) + \gamma_{s1-dn} \times H_n \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u,d} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] = \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,6768 \right); 0 \right] = 0 (N / m) \\ &\quad \left[\frac{-2 \times 2174,1 \sqrt{0,6768}}{} \right] \end{aligned}$$

$$E_{a5} = P_{a5} \times t = 0 (N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2}(m)$$

$$P_{pl} = \frac{2 \times B \times g \times S_{u2} \times \sqrt{k_{p2}}}{1 - \tan \beta'} = \frac{2 \times 0,996 \times 9,807 \times 6,7 \times \sqrt{1,3421}}{1} = 15163,23 (N / m)$$

$$E_{pl} = P_{pl} \times t = 15163,27 \times t (N)$$

$$H_6 = \frac{t}{2}(m)$$

c) *Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.*

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{pl} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

Giải phương trình ta được $t = 6,60184(m)$, ta có được các giá trị áp lực sau:

$$P_{a1} = 1923,35 (N / m) \quad E_{a1} = 4231,37 (N) \quad H_1 = 8,48 (m)$$

$$P_{a2} = 19041,15 (N / m) \quad E_{a2} = 20945,27 (N) \quad H_2 = 8,12 (m)$$

$$P_{a3} = 20964,4 (N / m) \quad E_{a3} = 16373,28 (N) \quad H_3 = 6,99 (m)$$

$$P_{a4} = 3755,34 (N / m) \quad E_{a4} = 1466,46 (N) \quad H_4 = 6,86 (m)$$

$$P_{a5} = 0 (N / m) \quad E_{a5} = 0 (N) \quad H_5 = 3,3 (m)$$

$$P_{pl} = 15163,27 (N / m) \quad E_{pl} = 100105,46 (N) \quad H_6 = 3,3 (m)$$

d) *Xác định nội lực trong cọc.*

$$+ \mathbf{z} = \mathbf{0} \rightarrow \mathbf{H} - \mathbf{H}_n$$

$$Q_z = -P_{a1} \times z - \frac{P_{a2}}{2(H - H_n)} \times z^2;$$

$$Q_{H-H_n} = -E_{a1} - E_{a2};$$

$$Q_z = 0 \Rightarrow \left(\frac{P_{a2}}{2(H - H_n)} \times z + P_{a1} \right) \times z = 0 \Rightarrow z_1 = 0; z_2 = -\frac{2(H - H_n)P_{a1}}{P_{a2}} < 0;$$

$$M_{zt} = \frac{1}{6} \frac{P_{a2}}{(H - H_n)} \times z_t^3 + \frac{1}{2} \times P_{a1} \times z_t^2$$

Độ sâu z	M (N.m)	Q (N)
0	0	0

0,1	11	-236
0,2	50	-558
0,3	125	-966
0,4	246	-1462
0,5	421	-2044
0,6	658	-2712
0,7	966	-3467
0,8	1354	-4308
0,9	1831	-5236
1	2404	-6251
1,1	3084	-7352
1,2	3877	-8540
1,3	4794	-9814
1,4	5843	-11175
1,5	7032	-12622
1,6	8370	-14156
1,7	9866	-15776
1,8	11529	-17483
1,9	13366	-19277
2	15387	-21157
2,1	17600	-23123
2,2	20014	-25177

Bảng 3.4. Bảng tổng hợp nội lực từ vị trí $z=0$ đến H-H_n của TH1.

+ $z = H - H_n \rightarrow H$

$$Q_z = -E_{a1} - E_{a2} - P_{a3} \left(z - (H - H_n) \right) - \frac{1}{2H_n} P_{a4} \left(z - (H - H_n) \right)^2;$$

$$Q_H = -E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4};$$

$$Q_z \leq 0 \Rightarrow$$

Tìm z_t khi $Q_z=0$, phương trình có dạng: $Az^2 + Bz + C = 0$;

$$\begin{aligned}
&\rightarrow -\frac{1}{2H_n} P_{a4} z^2 + \left(\frac{1}{H_n} P_{a4} (H - H_n) - P_{a3} \right) z + P_{a3} (H - H_n) \\
&- \frac{1}{2H_n} P_{a4} \times (H - H_n) \times P_{a4} \times (H - H_n)^2 - E_{a1} - E_{a2} \\
&A = -\frac{1}{2H_n} P_{a4}; \quad B = \frac{1}{H_n} P_{a4} (H - H_n) - P_{a3}; \\
&C = P_{a3} (H - H_n) - \frac{1}{2H_n} P_{a4} (H - H_n)^2 - E_{a1} - E_{a2}; \\
&M_z = E_{a1} \left(z - \frac{H - H_n}{2} \right) + E_{a2} \left(z - \frac{2(H - H_n)}{3} \right) + \frac{P_{a3}}{2} (z - (H - H_n))^2 \\
&+ \frac{1}{6H_n} P_{a4} (z - (H - H_n))^3
\end{aligned}$$

Độ sâu z	M (N.m)	Q (N)
2,2	20014	-25177
2,3	22638	-27297
2,4	25475	-29466
2,5	28532	-31682
2,6	31813	-33947
2,7	35323	-36260
2,8	39067	-38621
2,9	43049	-41030
2,981	46453	-43016

Bảng 3.5. Bảng tổng hợp nội lực từ vị trí H-Hn đến H của TH1.

$$+ z = H \rightarrow H + t$$

$$Q_z = P_{p1} (z - H) - P_{a5} (z - H) - E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4};$$

$$Q_{H+t} = -E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4} - E_{a5} + E_{p1};$$

Tìm z_t khi $Q_z=0$, phương trình có dạng: $Az^2 + Bz + C = 0$;

$$Q_z = (P_{p1} - P_{a5})z + P_{a5}H - E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4} - P_{p1}H;$$

$$A = P_{p1} - P_{a5}; \quad B = P_{a5}H - E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4} - P_{p1}H;$$

$$z_t = \frac{-B}{A} = \frac{E_{a1} + E_{a2} + E_{a3} + E_{a4} + P_{p1}H - P_{a5}H}{P_{p1} - P_{a5}};$$

$$M_z = E_{a1} \left(z - \frac{H - H_n}{2} \right) + E_{a2} \left(z - \frac{2(H - H_n)}{3} \right) + E_{a3} \left(z_t - H + \frac{H_n}{2} \right) + E_{a4} \left(z_t - H + \frac{H_n}{3} \right) + P_{a5} \frac{(z_t - H)^2}{2} - P_{p1} \frac{(z_t - H)^2}{2}$$

Độ sâu z	M (N.m)	Q (N)
2,981	46453	-43016
3	47267	-42728
3,1	51464	-41212
3,2	55510	-39696
3,3	59404	-38179
3,4	63146	-36663
3,5	66736	-35147
3,6	70175	-33630
3,7	73462	-32114
3,8	76598	-30598
3,9	79582	-29081
4	82414	-27565
4,1	85095	-26049
4,2	87624	-24532
4,3	90001	-23016
4,4	92227	-21500
4,5	94301	-19983
4,6	96224	-18467
4,7	97995	-16951
4,8	99614	-15434
4,9	101081	-13918
5	102397	-12402
5,1	103562	-10885
5,2	104575	-9369
5,3	105436	-7853

5,4	106145	-6336
5,5	106703	-4820
5,6	107109	-3304
5,7	107364	-1787
5,8	107467	-271
5,9	107418	1245
6	107218	2762
6,1	106866	4278
6,2	106362	5794
6,3	105707	7311
6,4	104900	8827
6,5	103941	10343
6,6	102831	11859
6,7	101569	13376
6,8	100156	14892
6,9	98591	16408
7	96874	17925
7,1	95006	19441
7,2	92986	20957
7,3	90815	22474
7,4	88491	23990
7,5	86017	25506
7,6	83390	27023
7,7	80612	28539
7,8	77682	30055
7,9	74601	31572
8	71368	33088
8,1	67983	34604
8,2	64447	36121
8,3	60759	37637

8,4	56920	39153
8,5	52929	40670
8,6	48786	42186
8,7	44491	43702
8,8	40045	45219
8,9	35448	46735
9	30698	48251
9,1	25797	49768
9,2	20745	51284
9,3	15541	52800
9,4	10185	54317
9,5	4677	55833
9,58284	0	57089

Bảng 3.6. Bảng tổng hợp nội lực từ vị trí H đến t của TH1.

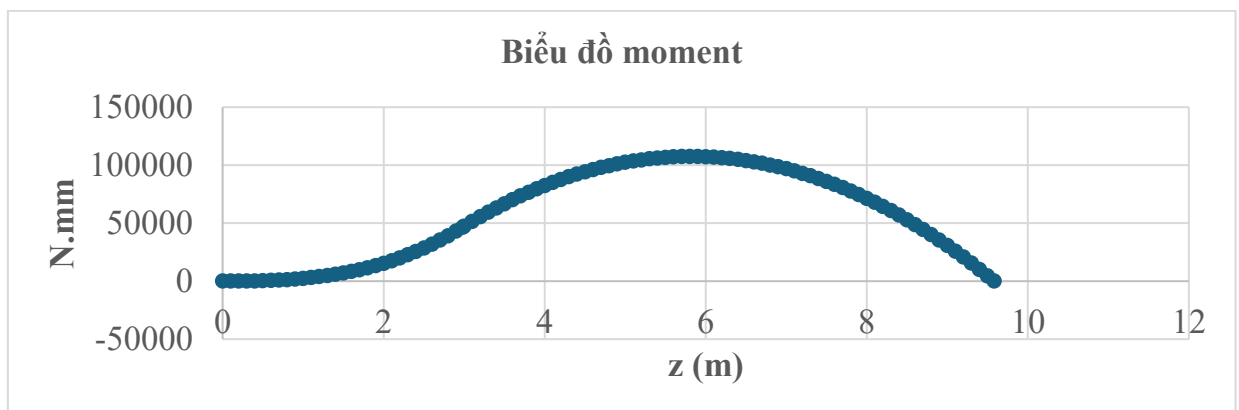
$$A = P_{pl} - P_{a5} = 15163,27$$

$$B = P_{a5}H - E_{a1} - E_{a2} - E_{a3} - E_{a4} - P_{pl}H = -88218,07$$

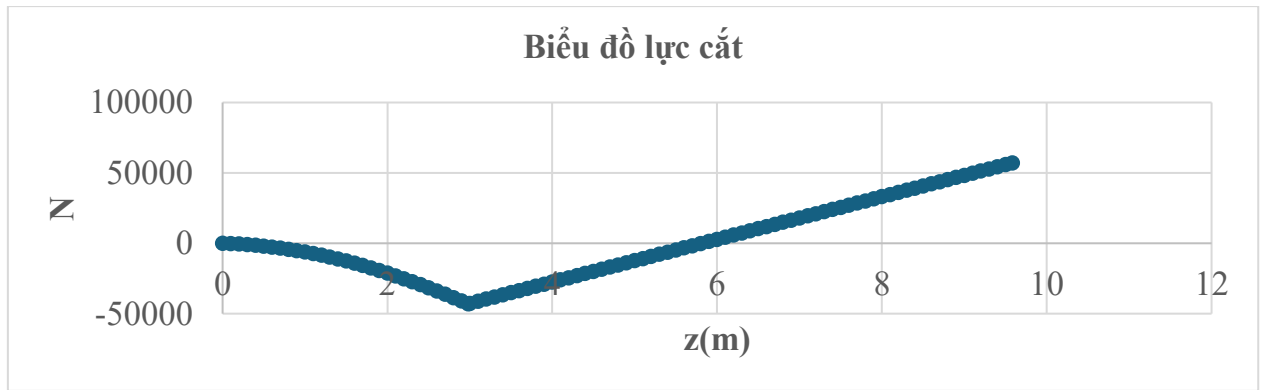
$$z_t = \frac{-B}{A} = \frac{E_{a1} + E_{a2} + E_{a3} + E_{a4} + P_{pl}H - P_{a5}H}{P_{pl} - P_{a5}} = 5,82(m)$$

$$\Rightarrow M_{max} = 107,47(KN.m)$$

Chiều dài cọc DƯL là 9,58(m).



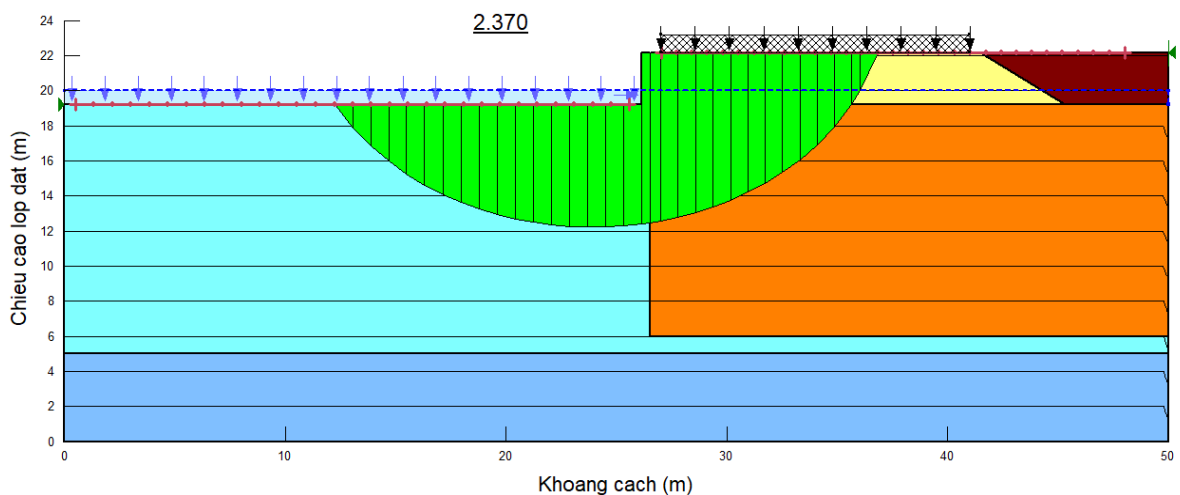
Hình 3.5. Biểu đồ moment (N.m) của TH1.



Hình 3.6. Biểu đồ lực cắt Q(N) của TH1.

3.2.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH1, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,370$



Hình 3.7. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH1.

3.3. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 2 (TH2).

3.3.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

$$\text{Góc ma sát của nền tương đương: } \varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 10,785^\circ$$

$$\text{Lực dính tương đương: } C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 20,381 (KN / m^2)$$

$$\text{Dung trọng tự nhiên tương đương: } \gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 18,377 (KN / m^3)$$

3.3.2. Tính toán cọc DUL.

a) Thông số ban đầu.

***Mô tả tường (tương tự TH1).**

***Đất đắp sau bến (tương tự TH1).**

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CĐXM và đất nền)**

Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: $\gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1837,7 \text{ (kg / m}^3\text{)}$

Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền quy đổi: $\gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 837,7 \text{ (kg / m}^3\text{)}$

Sức kháng cắt không thoát nước: $S_{u_{td}} = C_{td} = 2038,1 \text{ (kg / m}^3\text{)}$

Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: $\varphi = 10,79^\circ$

Hệ số áp lực ngang của k_a và k_b đất nền: $K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{td}}{2} \right) = 0,6847$

***Đất nền tự nhiên (tương tự TH1).**

***Hoạt tải (tương tự TH1).**

b) Xác định lực tác động trên cọc DUL.

Các giá trị $P_{a1}; P_{a2}; P_{a3}; P_{a4}; E_{a1}; P_{p1}; E_{a2}; E_{a3}; E_{a4}; H_1; H_2; H_3; H_4$ kết quả giống như TH1;

$$P_{a5} = g \times B \times \left[\max \left(\left(\frac{q + \gamma_{s1} \times (H - H_n)}{\gamma_{s1-dn} \times H_n} \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u_{td}} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] =$$

$$= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,6847 \right); 0 \right]$$

$$= 1437,09 \text{ (N / m)}$$

$$E_{a5} = 1437,09 \times t \text{ (N)}$$

$$H_5 = \frac{t}{2} \text{ (m)}$$

$$E_{p1} = P_{p1} \times t = 15163,27 \times t \text{ (N)}$$

$$H_6 = \frac{t}{2} \text{ (m)}$$

c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

Giải phương trình ta được $t = 7,2069509(m)$, ta có được các giá trị áp lực sau:

$$P_{a1} = 1923,35(N/m) \quad E_{a1} = 4231,37(N) \quad H_1 = 9,0879(m)$$

$$P_{a2} = 19041,15(N/m) \quad E_{a2} = 20945,27(N) \quad H_2 = 8,72(m)$$

$$P_{a3} = 20964,4(N/m) \quad E_{a3} = 16373,28(N) \quad H_3 = 7,6(m)$$

$$P_{a4} = 3755,34(N/m) \quad E_{a4} = 1466,46(N) \quad H_4 = 7,47(m)$$

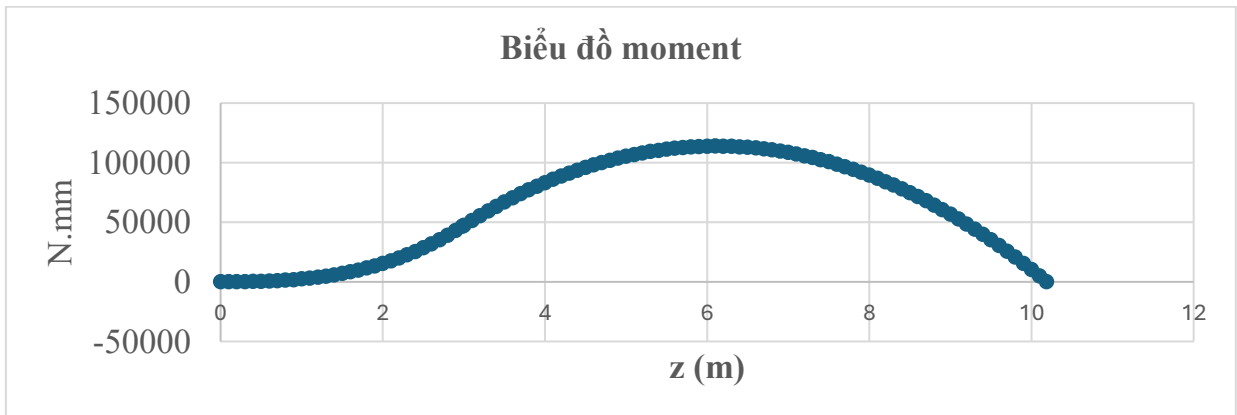
$$P_{a5} = 1437,09(N/m) \quad E_{a5} = 10357,04(N) \quad H_5 = 3,6(m)$$

$$P_{p1} = 15163,27(N/m) \quad E_{p1} = 100105,46(N) \quad H_6 = 3,6(m)$$

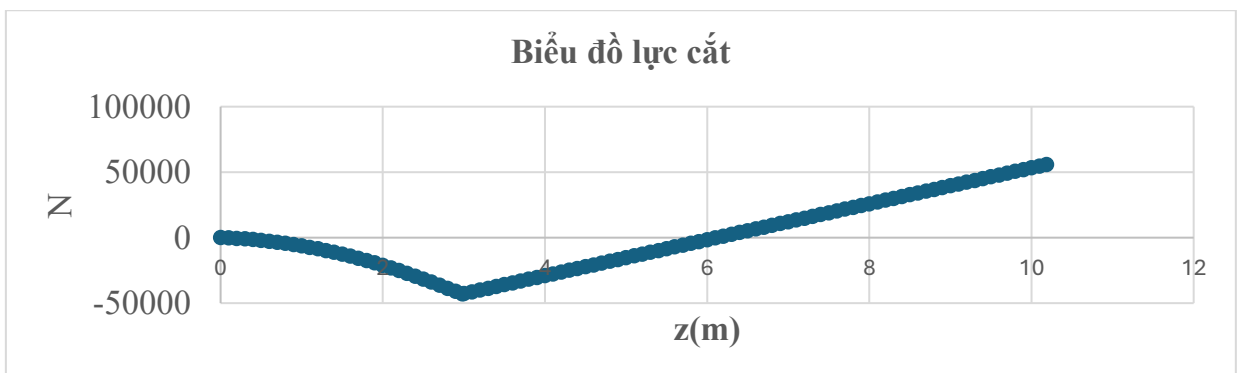
d) Xác định nội lực trong cọc.

$$M_{max} = 113,86(KN.m)$$

Chiều dài cọc DUL là 10,19(m).



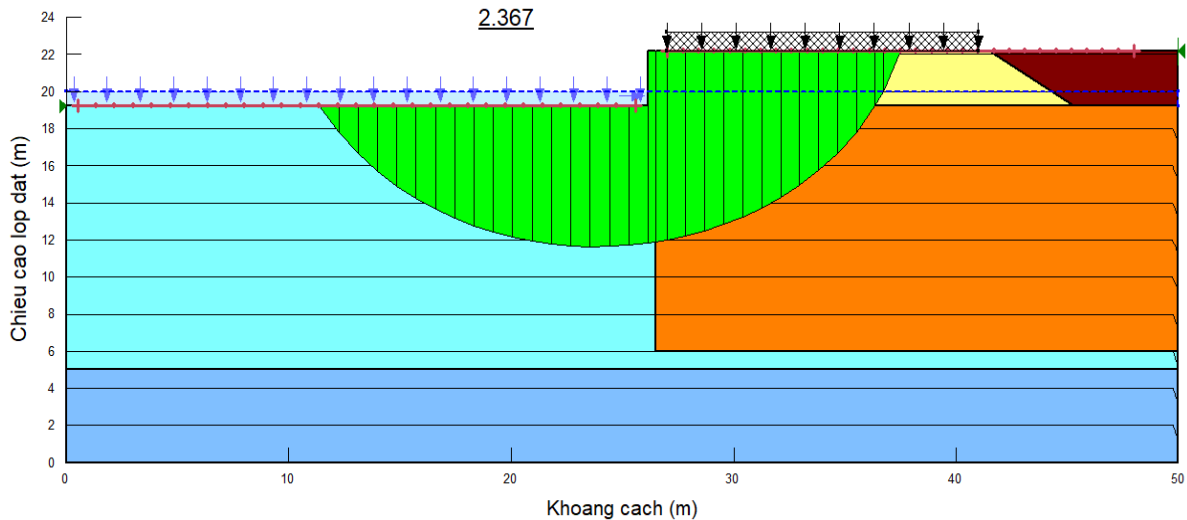
Hình 3.8. Biểu đồ moment (N.m) của TH2.



Hình 3.9. Biểu đồ lực cắt Q(N) của TH2.

3.3.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH2, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,367$



Hình 3.10. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH2.

3.4. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 3 (TH3).

3.4.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

$$\text{Góc ma sát của nền tương đương: } \varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 10,512^\circ$$

$$\text{Lực dính tương đương: } C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 19,253 \text{ (KN / m}^2\text{)}$$

$$\text{Dung trọng tự nhiên tương đương: } \gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 18,368 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

3.4.2. Tính toán cọc DUL.

a) Thông số ban đầu.

***Mô tả tường (tương tự TH1).**

***Đất đắp sau bến (tương tự TH1).**

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CĐXM và đất nền)**

$$\text{Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1836,8 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$\text{Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 836,8 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$\text{Sức kháng cắt không thoát nước: } S_{u_{td}} = C_{td} = 1925,3 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: $\varphi = 10,51^\circ$

Hệ số áp lực ngang của k_a và k_b đất nền: $K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{td}}{2} \right) = 0,6914$

***Đất nền tự nhiên (tương tự TH1).**

***Hoạt tải (tương tự TH1).**

b) *Xác định lực tác động trên cọc DUL.*

Các giá trị $P_{a1}; P_{a2}; P_{a3}; P_{a4}; P_{p1}; E_{a1}; E_{a2}; E_{a3}; E_{a4}; H_1; H_2; H_3; H_4$ kết quả giống như TH1.

$$P_{a5} = g \times B \times \left[\max \left(\left(\frac{q + \gamma_{s1} \times (H - H_n)}{\gamma_{s1-dn} \times H_n} \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u_{td}} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] =$$

$$= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,6914 \right); 0 \right]$$

$$= 3445,05 (N / m)$$

$$E_{a5} = 3445,05 \times t (N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2} (m)$$

$$E_{p1} = P_{p1} \times t = 15163,27 \times t (N)$$

$$H_6 = \frac{t}{2} (m) \quad (m)$$

c) *Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.*

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

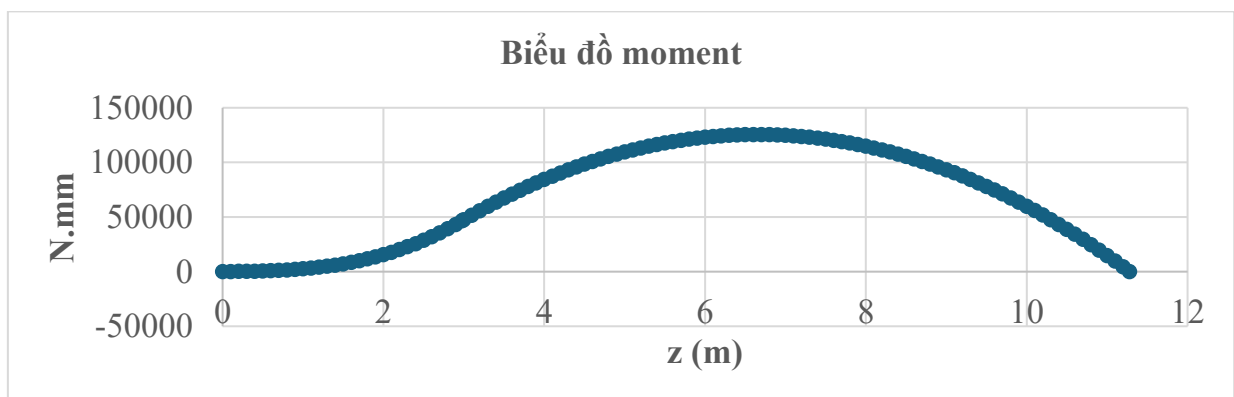
Giải phương trình ta được $t = 8,2973223(m)$, ta có được các giá trị áp lực sau:

$$\begin{aligned}
 P_{a1} &= 1923,35N / m & E_{a1} &= 4231,37N & H_1 &= 10,178m \\
 P_{a2} &= 19041,15N / m & E_{a2} &= 20945,27N & H_2 &= 9,81m \\
 P_{a3} &= 20964,4N / m & E_{a3} &= 16373,28N & H_3 &= 8,69m \\
 P_{a4} &= 3755,34N / m & E_{a4} &= 1466,46N & H_4 &= 8,56m \\
 P_{a5} &= 3445,05N / m & E_{a5} &= 28584,69N & H_5 &= 4,15m \\
 P_{p1} &= 15163,27N / m & E_{p1} &= 125814,5N & H_6 &= 4,15m
 \end{aligned}$$

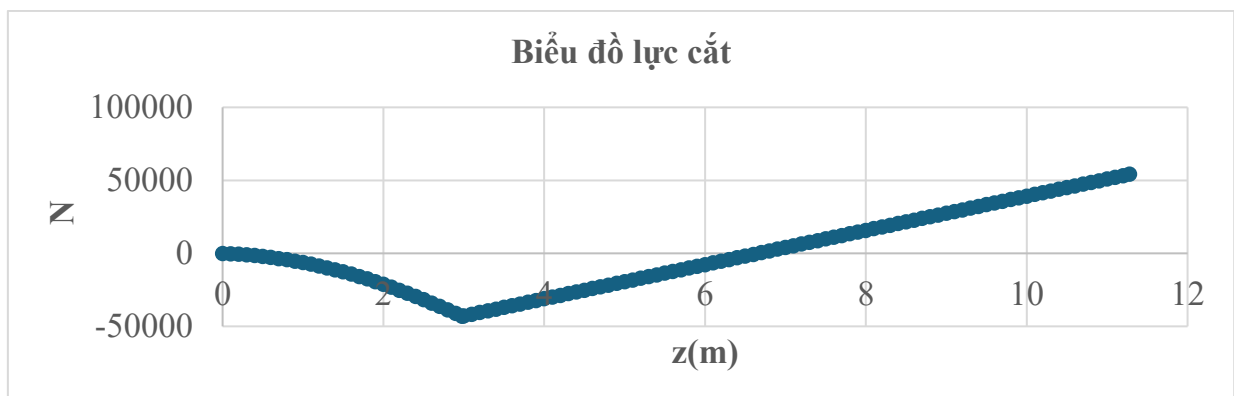
d) Xác định nội lực trong cọc.

$$M_{max} = 125,39 (KN.m)$$

Chiều dài cọc DUL là 11,28m.



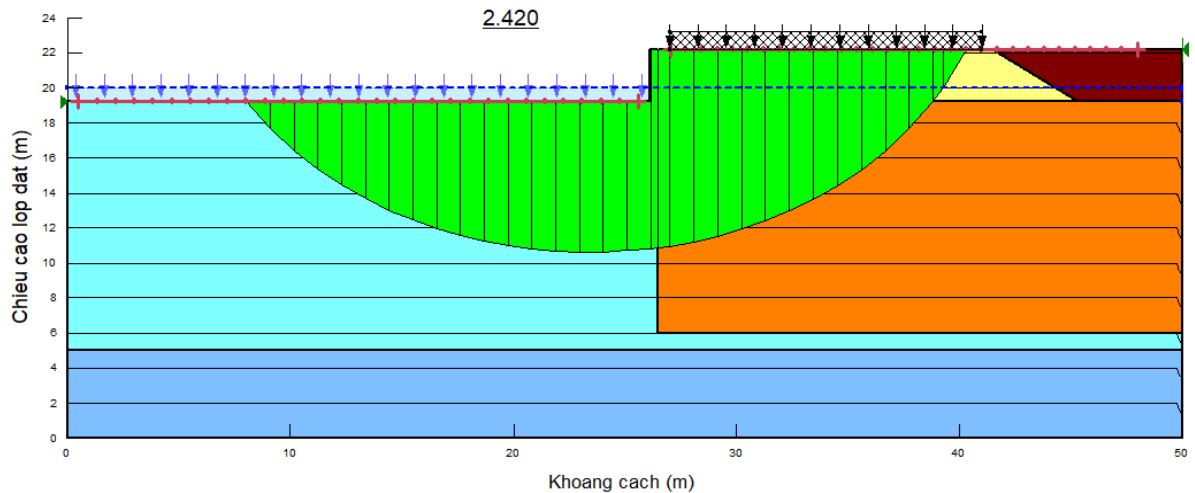
Hình 3.11. Biểu đồ moment (N.m) của TH3.



Hình 3.12. Biểu đồ lực cắt Q(N) của TH3.

3.4.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH3, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,420$



Hình 3.13. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH3.

3.5. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 4 (TH4).

3.5.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

$$\text{Góc ma sát của nền tương đương: } \varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 11,113^\circ$$

$$\text{Lực dính tương đương: } C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 21,741 (KN / m^2)$$

$$\text{Dung trọng tự nhiên tương đương: } \gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 18,388 (KN / m^3)$$

3.5.2. Tính toán cọc DUL.

a) Thông số ban đầu.

***Mô tả tường (tương tự TH1).**

***Đất đắp sau bển (tương tự TH1).**

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CĐXM và đất nền)**

$$\text{Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1838,8 (kg / m^3)$$

$$\text{Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 838,8 (kg / m^3)$$

$$\text{Sức kháng cắt không thoát nước: } S_{u_{td}} = C_{td} = 2174,1 (kg / m^3)$$

$$\text{Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: } \varphi = 11,11^\circ$$

$$\text{Hệ số áp lực ngang của } k_a \text{ và } k_b \text{ đất nền: } K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{td}}{2} \right) = 0,6768$$

***Đất nền tự nhiên (tương tự TH1).**

***Hoạt tải (tương tự TH1).**

b) *Xác định lực tác động trên cọc DUL.*

Các giá trị $P_{a1}; P_{a2}; P_{a3}; P_{a4}; P_{p1}; E_{a1}; E_{a2}; E_{a3}; E_{a4}; H_1; H_2; H_3; H_4$ kết quả giống như TH1.

$$P_{a5} = g \times B \times \left[\max \left(\left(\frac{q + \gamma_{s1} \times (H - H_n)}{\gamma_{s1-dn} \times H_n} \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u_{td}} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] =$$

$$= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,6768 \right); 0 \right] = 0 (N / m)$$

$$E_{a5} = 0 \times t (N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2} (m)$$

$$E_{p1} = P_{p1} \times t = 15163,27 \times t (N)$$

$$H_6 = \frac{t}{2} (m)$$

c) *Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.*

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

Giải phương trình ta được $t = 8,2973223(m)$, ta có được các giá trị áp lực sau:

$$P_{a1} = 1923,35 (N / m) \quad E_{a1} = 4231,37 (N) \quad H_1 = 8,4828 (m)$$

$$P_{a2} = 19041,15 (N / m) \quad E_{a2} = 20945,27 (N) \quad H_2 = 8,12 (m)$$

$$P_{a3} = 20964,4 (N / m) \quad E_{a3} = 16373,28 (N) \quad H_3 = 6,69 (m)$$

$$P_{a4} = 3755,34 (N / m) \quad E_{a4} = 1466,46 (N) \quad H_4 = 6,86 (m)$$

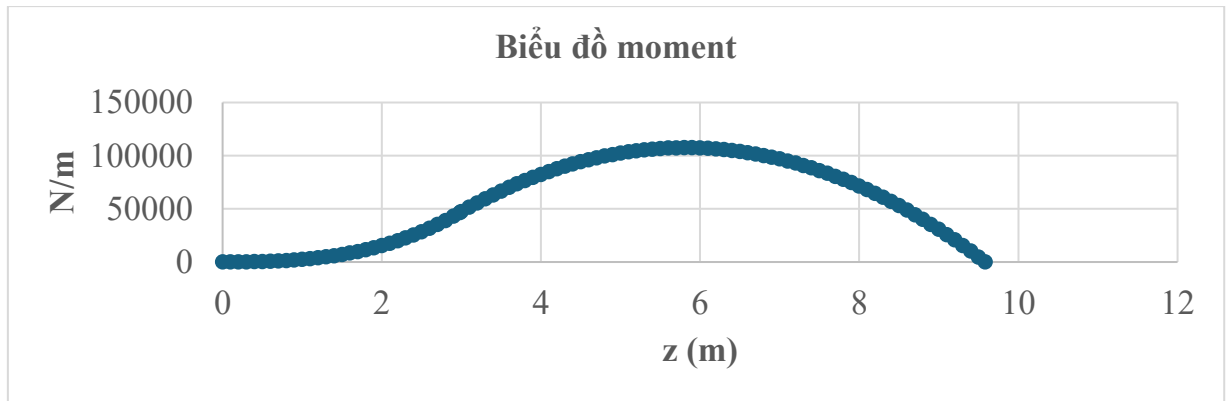
$$P_{a5} = 0 (N / m) \quad E_{a5} = 0 (N) \quad H_5 = 3,3 (m)$$

$$P_{p1} = 15163,27 (N / m) \quad E_{p1} = 125814,5 (N) \quad H_6 = 3,3 (m)$$

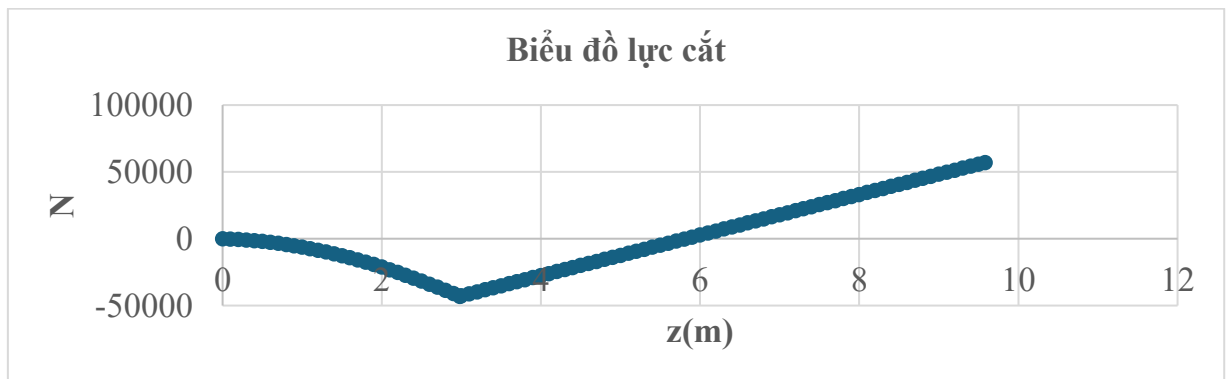
d) *Xác định nội lực trong cọc.*

$$M_{max} = 107,47 (KN.m)$$

Chiều dài cọc DUL là 9,58(m).



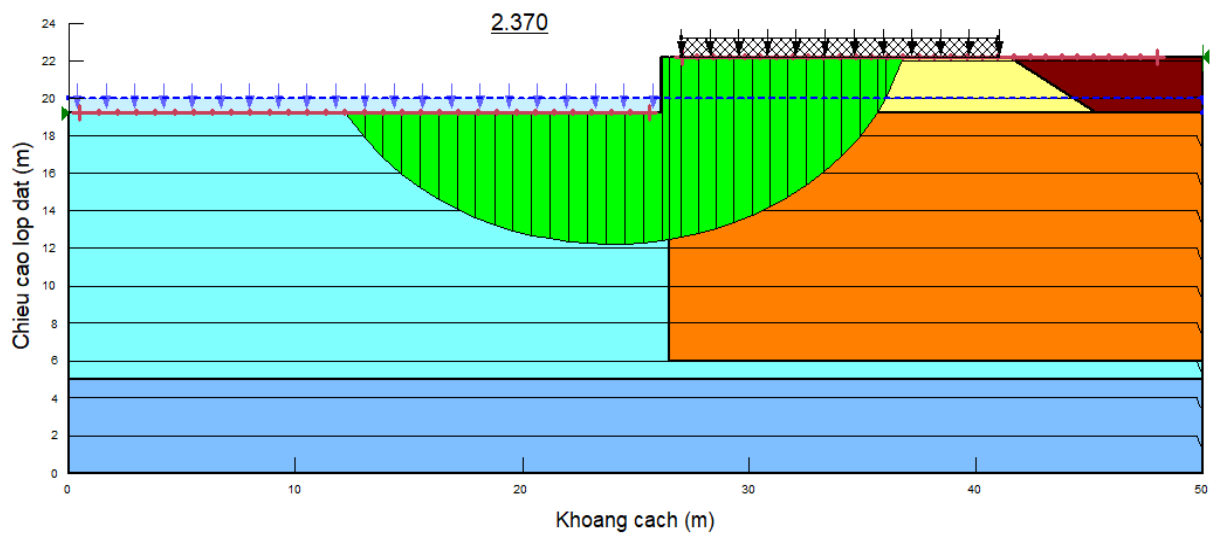
Hình 3.14. Biểu đồ moment (N.m) của TH4.



Hình 3.15. Biểu đồ lực cắt Q(N) của TH4.

3.5.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH4, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,370$



Hình 3.16. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH4.

3.6. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 5 (TH5).

3.6.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

$$\text{Góc ma sát của nền tương đương: } \varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 10,86^\circ$$

$$\text{Lực dính tương đương: } C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 20,694 (KN / m^2)$$

$$\text{Dung trọng tự nhiên tương đương: } \gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 18,38 (KN / m^3)$$

3.6.2. Tính toán cọc DUL.

a) Thông số ban đầu.

***Mô tả tường (tương tự TH1).**

***Đất đắp sau bển (tương tự TH1).**

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CĐXM và đất nền)**

$$\text{Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1838 (kg / m^3)$$

$$\text{Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 838 (kg / m^3)$$

$$\text{Sức kháng cắt không thoát nước: } S_{u_{td}} = C_{td} = 2069,4 (kg / m^3)$$

$$\text{Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: } \varphi = 10,86^\circ$$

$$\text{Hệ số áp lực ngang của } k_a \text{ và } k_b \text{ đất nền: } K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{td}}{2} \right) = 0,6829$$

***Đất nền tự nhiên (tương tự TH1).**

***Hoạt tải (tương tự TH1).**

b) Xác định lực tác động trên cọc DUL.

Các giá trị $P_{a1}; P_{a2}; P_{a3}; P_{a4}; P_{p1}; E_{a1}; E_{a2}; E_{a3}; E_{a4}; H_1; H_2; H_3; H_4$ kết quả giống như TH1.

$$\begin{aligned} P_{a5} &= g \times B \times \left[\max \left(\left(\frac{q + \gamma_{s1} \times (H - H_n)}{\gamma_{s1-dn} \times H_n} \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u_{td}} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] = \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,6829 \right); 0 \right] \\ &= 884,74 (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{a5} = 884,74 \times t (N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2}(m)$$

$$E_{pl} = P_{pl} \times t = 15163,27 \times t(N)$$

$$H_6 = \frac{t}{2}(m)$$

c) *Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.*

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{pl} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

Giải phương trình ta được $t = 6,960167(m)$, ta có được các giá trị áp lực sau:

$$P_{a1} = 1923,35(N/m) \quad E_{a1} = 4231,37(N) \quad H_1 = 8,84(m)$$

$$P_{a2} = 19041,15(N/m) \quad E_{a2} = 20945,27(N) \quad H_2 = 8,47(m)$$

$$P_{a3} = 20964,4(N/m) \quad E_{a3} = 16373,28(N) \quad H_3 = 7,35(m)$$

$$P_{a4} = 3755,34(N/m) \quad E_{a4} = 1466,46(N) \quad H_4 = 7,22(m)$$

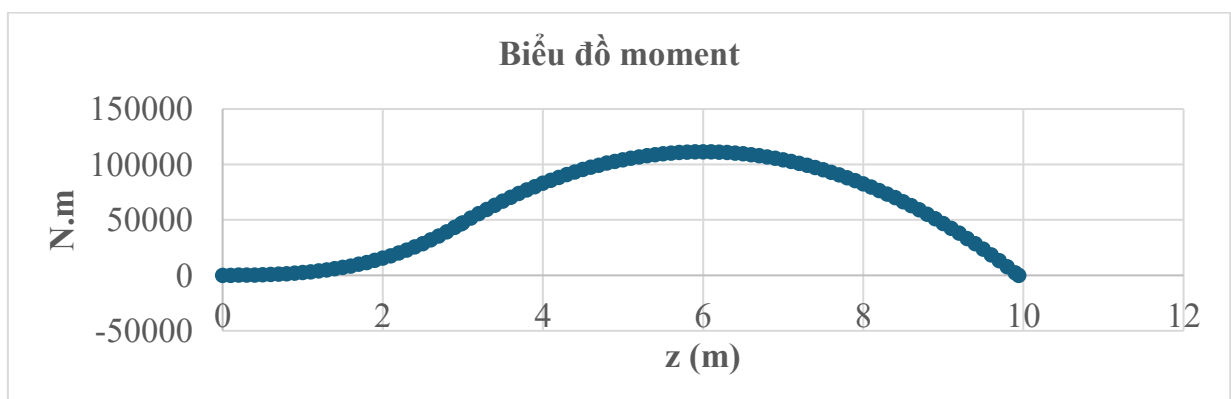
$$P_{a5} = 884,74(N/m) \quad E_{a5} = 6157,92(N) \quad H_5 = 3,48(m)$$

$$P_{pl} = 15163,27(N/m) \quad E_{pl} = 125814,5(N) \quad H_6 = 3,48(m)$$

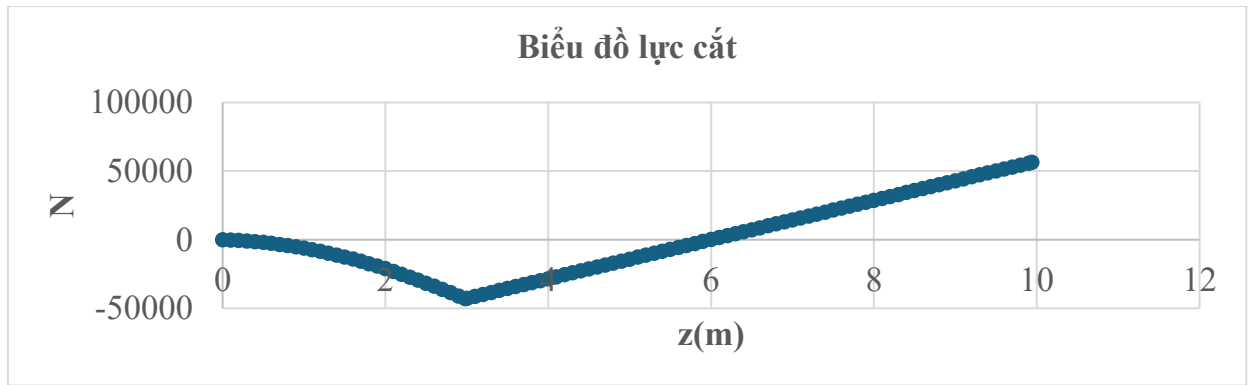
d) *Xác định nội lực trong cọc.*

$$M_{max} = 111,25(KN.m)$$

Chiều dài cọc DƯL là 9,94(m).



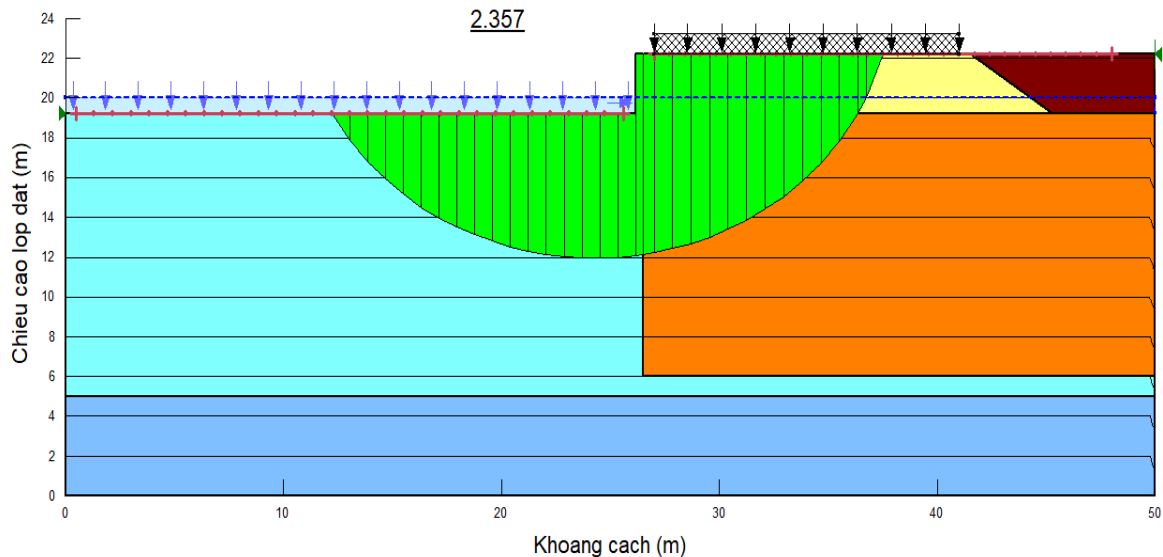
Hình 3.17. Biểu đồ moment (N.m) của TH5.



Hình 3.18. Biểu đồ lực cắt $Q(N)$ của TH5.

3.6.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH5, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,357$



Hình 3.19. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH5.

3.7. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 6 (TH6).

3.7.1. Sức chịu tải của khối móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

Góc ma sát của nền tương đương: $\varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 10,642^\circ$

Lực dính tương đương: $C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 19,79 (KN / m^2)$

Dung trọng tự nhiên tương đương: $\gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 18,373 (KN / m^3)$

3.7.2. Tính toán cọc DUL.

a) Thông số ban đầu.

***Mô tả tường (tương tự TH1).**

***Đất đắp sau bến (tương tự TH1).**

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CĐXM và đất nền)**

Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: $\gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1837,3 \text{ (kg / m}^3\text{)}$

Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền quy đổi: $\gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 837,3 \text{ (kg / m}^3\text{)}$

Sức kháng cắt không thoát nước: $S_{u_{td}} = C_{td} = 1979 \text{ (kg / m}^3\text{)}$

Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: $\varphi = 10,64^\circ$

Hệ số áp lực ngang của k_a và k_b đất nền: $K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{td}}{2} \right) = 0,6882$

***Đất nền tự nhiên (tương tự TH1).**

***Hoạt tải (tương tự TH1).**

b) Xác định lực tác động trên cọc DUL.

Các giá trị $P_{a1}; P_{a2}; P_{a3}; P_{a4}; P_{p1}; E_{a1}; E_{a2}; E_{a3}; E_{a4}; H_1; H_2; H_3; H_4$ kết quả giống như TH1.

$$P_{a5} = g \times B \times \left[\max \left(\left(\frac{q + \gamma_{s1} \times (H - H_n)}{\gamma_{s1-dn} \times H_n} \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u_{td}} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] =$$

$$= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,6882 \right); 0 \right]$$

$$= 2486,54 \text{ (N / m)}$$

$$E_{a5} = 884,74 \times t \text{ (N)}$$

$$H_5 = \frac{t}{2} \text{ (m)}$$

$$E_{p1} = P_{p1} \times t = 15163,27 \times t \text{ (N)}$$

$$H_6 = \frac{t}{2} \text{ (m)}$$

c) *Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.*

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

Giải phương trình ta được $t = 7,7342512(m)$, ta có được các giá trị áp lực sau:

$$P_{a1} = 1923,35(N/m) \quad E_{a1} = 4231,37(N) \quad H_1 = 9,615(m)$$

$$P_{a2} = 19041,15(N/m) \quad E_{a2} = 20945,27(N) \quad H_2 = 9,25(m)$$

$$P_{a3} = 20964,4(N/m) \quad E_{a3} = 16373,28(N) \quad H_3 = 8,12(m)$$

$$P_{a4} = 3755,34(N/m) \quad E_{a4} = 1466,46(N) \quad H_4 = 7,99(m)$$

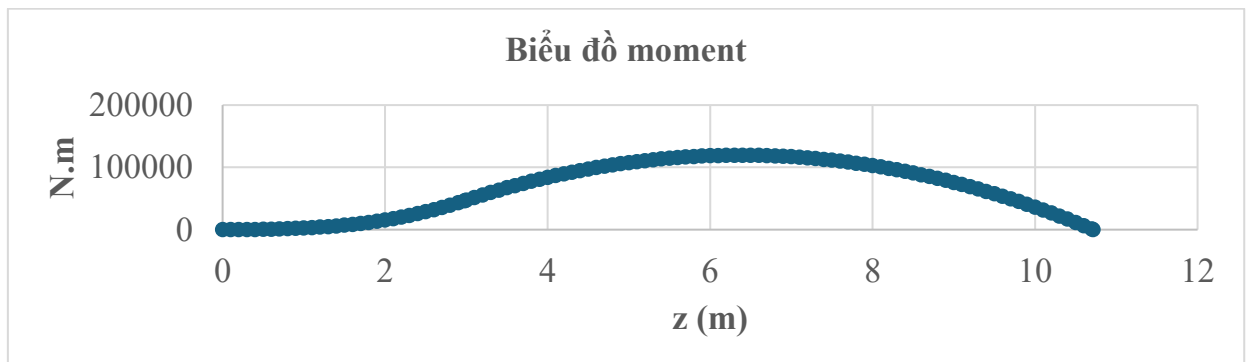
$$P_{a5} = 2486,54(N/m) \quad E_{a5} = 19231,52(N) \quad H_5 = 3,87(m)$$

$$P_{p1} = 15163,27(N/m) \quad E_{p1} = 125814,5(N) \quad H_6 = 3,87(m)$$

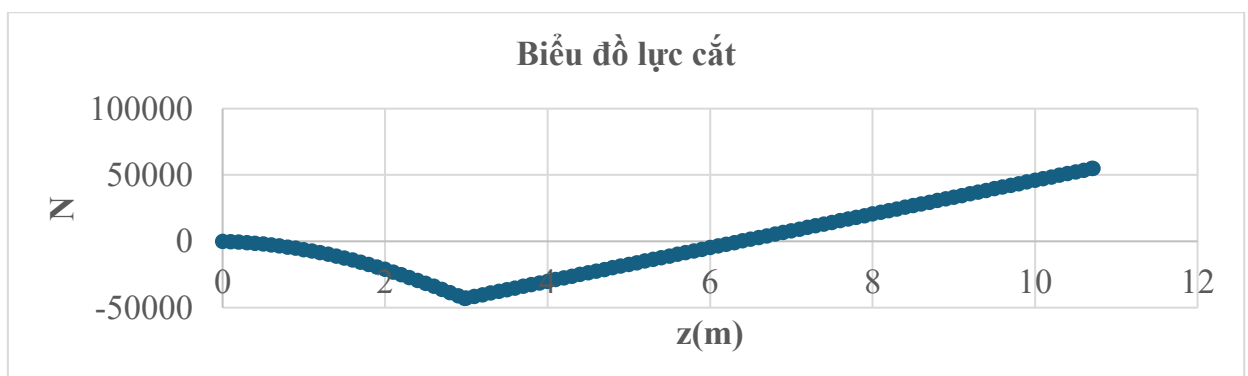
d) *Xác định nội lực trong cọc.*

$$M_{max} = 119,43(KN.m)$$

Chiều dài cọc DUL là 10,72(m).



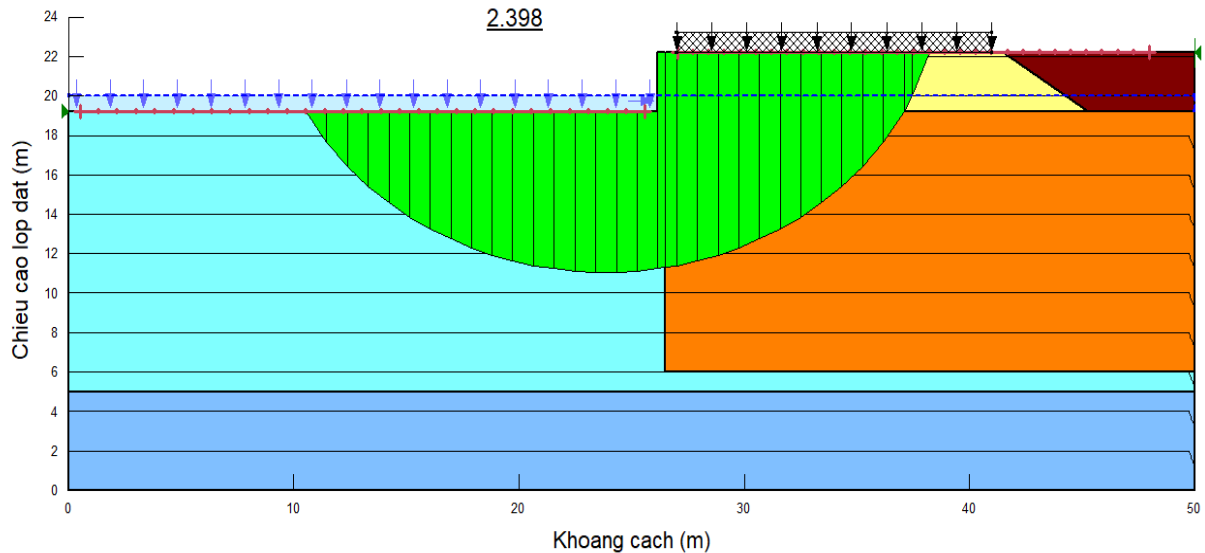
Hình 3.20. Biểu đồ moment (N.m) của TH6.



Hình 3.21. Biểu đồ lực cắt Q(N) của TH6.

3.7.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH6, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,398$



Hình 3.22. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH6.

3.8. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 7 (TH7).

3.8.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

Góc ma sát của nền tương đương:

$$\varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 0,0872 \times 30 + (1 - 0,0872) \times 21,4 = 22,15^\circ$$

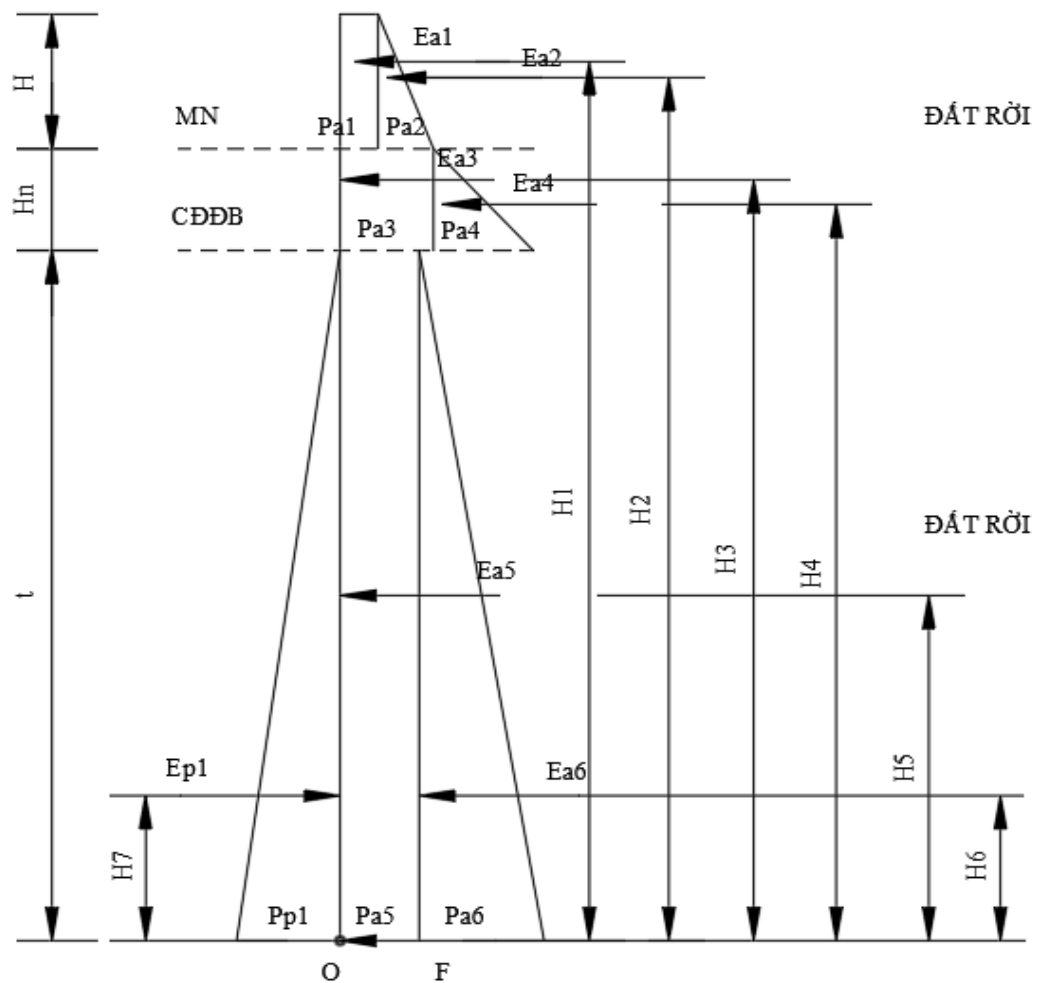
Lực dính tương đương:

$$C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 0,0872 \times 100 + (1 - 0,1256) \times 7,5 = 15,566 \text{ (KN / m}^2\text{)}$$

Dung trọng tự nhiên tương đương:

$$\gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 0,0872 \times 19 + (1 - 0,0872) \times 18,5 = 18,544 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

3.8.2. Tính toán cọc DUL.



Hình 3.23. Sơ đồ giải tích cân bằng áp lực bị động và chủ động đối với TH 7.

a) Thông số ban đầu.

Mô tả tường: Tương tự TH1.**Đất đắp sau bển.**

Loại đất đắp

Đất rời

Trọng lượng riêng của cát đắp:

$$\gamma_{s1} = 1800 \left(\text{kg} / \text{m}^3 \right)$$

Trọng lượng riêng đầy nổi của cát đắp:

$$\gamma_{s1-dn} = 1000 \left(\text{kg} / \text{m}^3 \right)$$

Góc nội ma sát của cát đắp:

$$\varphi = 20^\circ$$

Hệ số áp lực ngang chủ động k_a của cát đắp:

$$K_{al} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{cd}}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{20}{2} \right) = 0,49$$

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CĐXM và đất nền)**

Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: $\gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1854,4 \text{ (kg / m}^3\text{)}$

Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền quy đổi: $\gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 854,4 \text{ (kg / m}^3\text{)}$

Sức kháng cắt không thoát nước: $S_{u_{td}} = C_{td} = 1584 \text{ (kg / m}^3\text{)}$

Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: $\varphi = 22,15^\circ$

Hệ số áp lực ngang của k_a và k_b đất nền:

$$K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{td}}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{22,15}{2} \right) = 0,4524$$

***Đất nền tự nhiên:**

$$K_{p2} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_n}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{21,4}{2} \right) = 2,149$$

Hệ số chiết giảm R, tra hình 8, phần 3, TCVN 11823-2017, ta có:

+ Góc ma sát của vật liệu: $\delta = 14^\circ$ tra bảng 20, phần 3, TCVN 11823-2017

$$+ \frac{\delta}{\varphi} = \frac{14}{21,4} = 0,654, R=0,9122$$

***Hoạt tải.**

Cường độ tải trọng $q \text{ (kg/m}^2\text{)}$ $q=400 \text{ (kg/m}^2\text{)}$

b) *Xác định lực tác động trên cọc DUL.*

$$P_{a1} = k_{a1} \times q \times g \times L = 0,49 \times 400 \times 9,807 \times 1 = 1923,35 \text{ (N / m)}$$

$$E_{a1} = P_{a1} \times (H - H_n) = 1923,35 \times (2,981 - 1,781) = 4231,37 \text{ (N)}$$

$$H_1 = t + \frac{H + H_n}{2} = t + \frac{2,981 + 1,781}{2} \text{ (m)}$$

$$P_{a2} = k_{a1} \times g \times L \times \gamma_{s1} \times (H - H_n) = 0,49 \times 9,807 \times 1 \times 1800 \times (2,981 - 1,781) = 19401,15 \text{ (N / m)}$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \times P_{a2} \times (H - H_n) = \frac{1}{2} \times 19041,15 \times (2,981 - 1,781) = 20945,2 \text{ (N)}$$

$$H_2 = t + \frac{H + 2H_n}{3} = t + \frac{2,981 + 2 \times 1,781}{3} \text{ (m)}$$

$$P_{a3} = P_{a1} + P_{a2} = 1923,35 + 19041,15 = 20964,5 \text{ (N / m)}$$

$$E_{a3} = P_{a3} \times H_n = 20945,27 \times 0,781 = 16373,28 (N)$$

$$H_3 = t + \frac{H_n}{2} = t + \frac{0,781}{2} (m)$$

$$P_{a4} = k_{a1} \times g \times L \times \gamma_{s1-dn} \times H_n = 0,49 \times 9,807 \times 1 \times 1000 \times 1 \times 1,5 = 3755,34 (N / m)$$

$$E_{a4} = \frac{1}{2} \times P_{a4} \times H_n = \frac{1}{2} \times 3755,34 \times 0,781 = 1466,46 (N)$$

$$H_4 = t + \frac{H_n}{3} = t + \frac{0,781}{3} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{a5} &= g \times B \times \left[\max \left(\left(q + \gamma_{s1} \times (H - H_n) + \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u_{ud}} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] = \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,4524 \right); 0 \right] \\ &= 2264,45 (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{a5} = P_{a5} \times t = 2264,45 \times t (N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{a6} &= g \times B \times \left[\max \left(\gamma_{s2-dn} \times t \times k_{a2} - 2 \times S_{u_2} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] \\ &= 9,807 \times 0,996 \left[\max \left(854,4 \times t \times 0,4524 - 2 \times 1556,6 \sqrt{0,4524} \right); 0 \right] (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{a6} = \frac{1}{2} P_{a6} \times t (N)$$

$$H_6 = \frac{t}{3} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{p1} &= g \times B \times \left(k_{p2} \times R \times \gamma_{2-dn} \times t + 2 \times S_{u2} \sqrt{k_{p2}} \right) \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left(2,149 \times 0,9122 \times 854,4 \times t + 2 \times 1556,6 \sqrt{2,149} \right) (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{p1} = \frac{1}{2} \times P_{p1} \times t (N)$$

$$H_7 = \frac{t}{3} (m)$$

c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

Giải phương trình ta được $t = 4,0445(m)$, tác có được giá trị các áp lực như sau:

$$P_{a1} = 1923,35(N/m) \quad E_{a1} = 4231,37(N) \quad H_1 = 5,93(m)$$

$$P_{a2} = 19041,15(N/m) \quad E_{a2} = 20945,27(N) \quad H_2 = 5,56(m)$$

$$P_{a3} = 20964,4(N/m) \quad E_{a3} = 16373,28(N) \quad H_3 = 4,44(m)$$

$$P_{a4} = 3755,34(N/m) \quad E_{a4} = 1466,46(N) \quad H_4 = 4,3(m)$$

$$P_{a5} = 2264,45(N/m) \quad E_{a5} = 9158,57(N) \quad H_5 = 2,02(m)$$

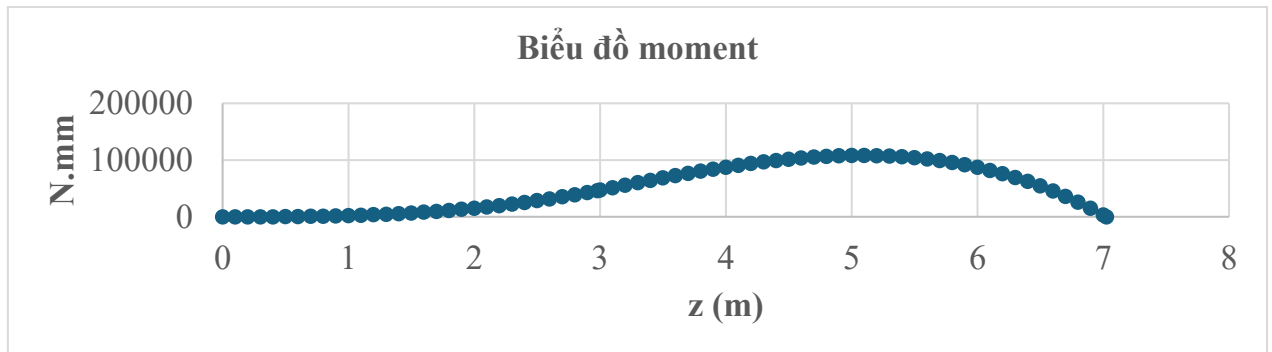
$$P_{a6} = 0(N/m) \quad E_{a6} = 0(N) \quad H_6 = 1,35(m)$$

$$P_{p1} = 87646,57(N/m) \quad E_{p1} = 177243,28(N) \quad H_7 = 1,35(m)$$

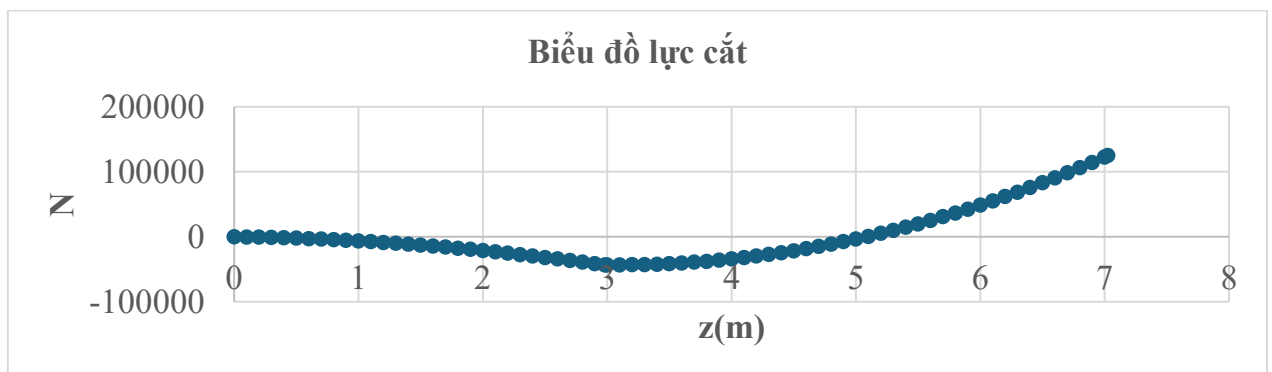
d) Xác định nội lực trong cọc.

$$M_{max} = 108,33(KN.m)$$

Chiều dài cọc DUL là 7,03(m).



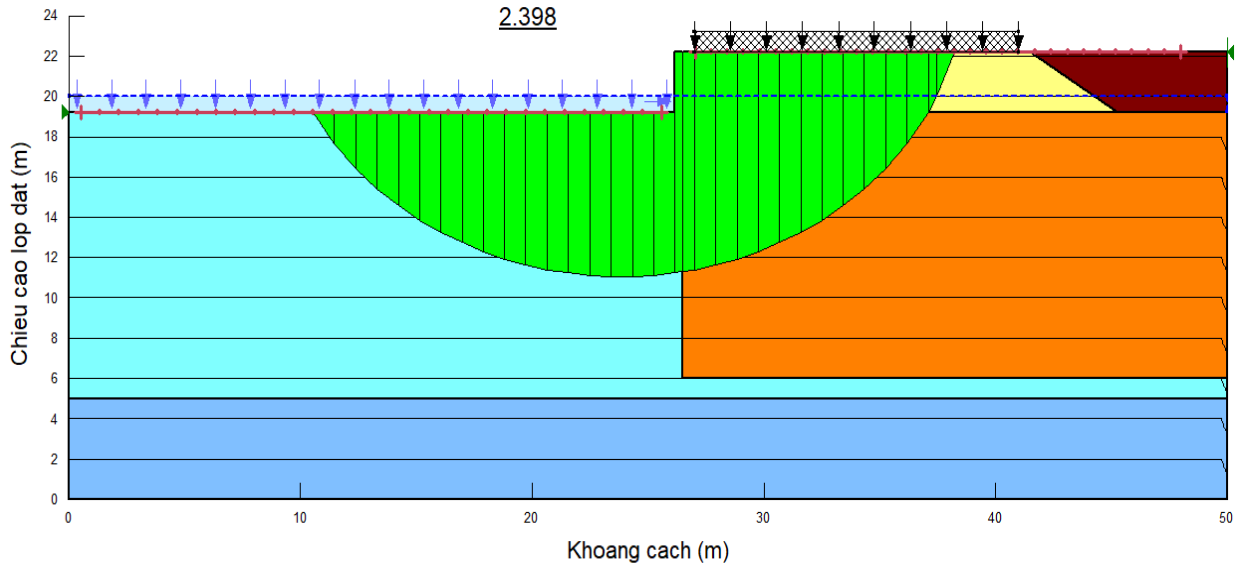
Hình 3.24. Biểu đồ moment (N.m) của TH7.



Hình 3.25. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH7.

3.8.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH7, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,916$



Hình 3.26. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH7.

3.9. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 8 (TH8).

3.9.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

$$\text{Góc ma sát của nền tương đương: } \varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 21,915^\circ$$

$$\text{Lực dính tương đương: } C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 13,429 \text{ (KN / m}^2\text{)}$$

$$\text{Dung trọng tự nhiên tương đương: } \gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 18,532 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

3.9.2. Tính toán cọc DUL.

a) Thông số ban đầu.

***Mô tả tường: Tương tự TH7.**

***Đất đắp sau bến: Tương tự TH7.**

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CĐXM và đất nền)**

$$\text{Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1853,2 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$\text{Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 853,2 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$\text{Sức kháng cắt không thoát nước: } S_{u_{td}} = C_{td} = 1342,9 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: $\varphi = 22,15^\circ$

Hệ số áp lực ngang của k_a và k_b đất nền: $K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{td}}{2} \right) = 0,4558$

***Đất nền tự nhiên: Tương tự TH7**

***Hoạt tải: Tương tự TH7**

b) *Xác định lực tác động trên cọc DƯL.*

Các giá trị $P_{a1}; P_{a2}; P_{a3}; P_{a4}; E_{a1}; E_{a2}; E_{a3}; E_{a4}; H_1; H_2; H_3; H_4$ kết quả giống như TH7.

$$\begin{aligned} P_{a5} &= g \times B \times \left[\max \left(\left(\frac{q + \gamma_{s1} \times (H - H_n)}{\gamma_{s1-dn} \times H_n} \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u_{td}} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] = \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,4558 \right); 0 \right] \\ &= 5176,96 (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{a5} = P_{a5} \times t = 2264,45 \times t (N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{a6} &= g \times B \times \left[\max \left(\gamma_{s2-dn} \times t \times k_{a2} - 2 \times S_{u_2} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] \\ &= 9,807 \times 0,996 \left[\max \left(853,2 \times t \times 0,4558 - 2 \times 1342,9 \sqrt{0,4558} \right); 0 \right] (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{a6} = \frac{1}{2} P_{a6} \times t (N)$$

$$H_6 = \frac{t}{3} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{p1} &= g \times B \times \left(k_{p2} \times R \times \gamma_{2-dn} \times t + 2 \times S_{u2} \sqrt{k_{p2}} \right) \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left(2,149 \times 0,9122 \times 854,4 \times t + 2 \times 1556,6 \sqrt{2,149} \right) (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{p1} = \frac{1}{2} \times P_{p1} \times t (N)$$

$$H_7 = \frac{t}{3} (m)$$

c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

Giải phương trình ta được $t = 4,2706458(m)$, tác có được giá trị các áp lực như sau:

$$P_{a1} = 1923,35(N/m) \quad E_{a1} = 4231,37(N) \quad H_1 = 6,15(m)$$

$$P_{a2} = 19041,15(N/m) \quad E_{a2} = 20945,27(N) \quad H_2 = 5,78(m)$$

$$P_{a3} = 20964,4(N/m) \quad E_{a3} = 16373,28(N) \quad H_3 = 4,66(m)$$

$$P_{a4} = 3755,34(N/m) \quad E_{a4} = 1466,46(N) \quad H_4 = 4,53(m)$$

$$P_{a5} = 5176,96(N/m) \quad E_{a5} = 22108,98(N) \quad H_5 = 2,14(m)$$

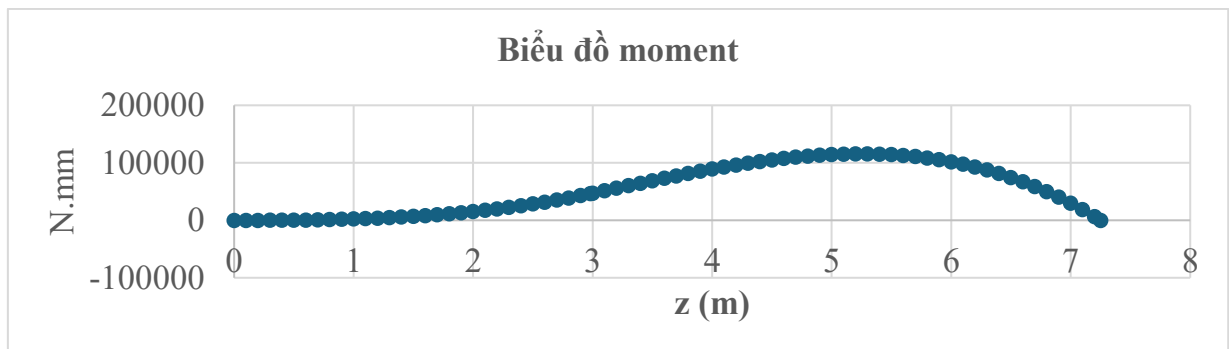
$$P_{a6} = 0(N/m) \quad E_{a6} = 0(N) \quad H_6 = 1,42(m)$$

$$P_{p1} = 91248,18(N/m) \quad E_{p1} = 194844,32(N) \quad H_7 = 1,42(m)$$

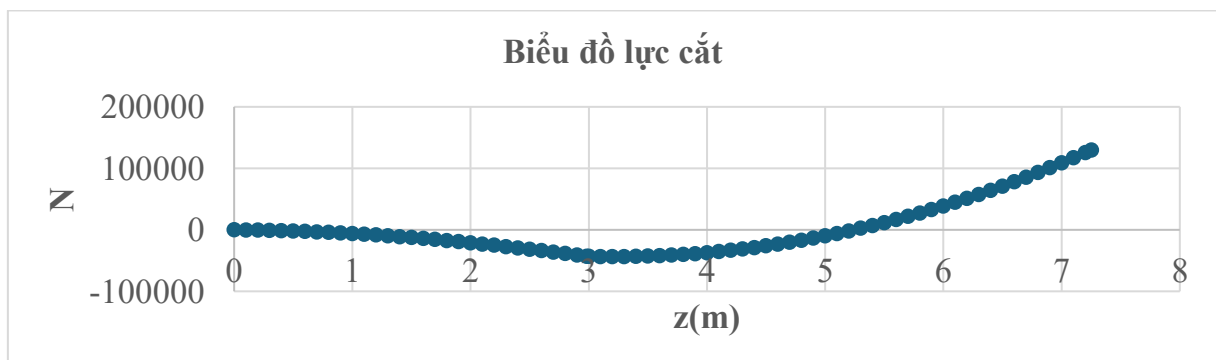
d) Xác định nội lực trong cọc.

$$M_{max} = 115,79(KN.m)$$

Chiều dài cọc DUL là 7,25m.



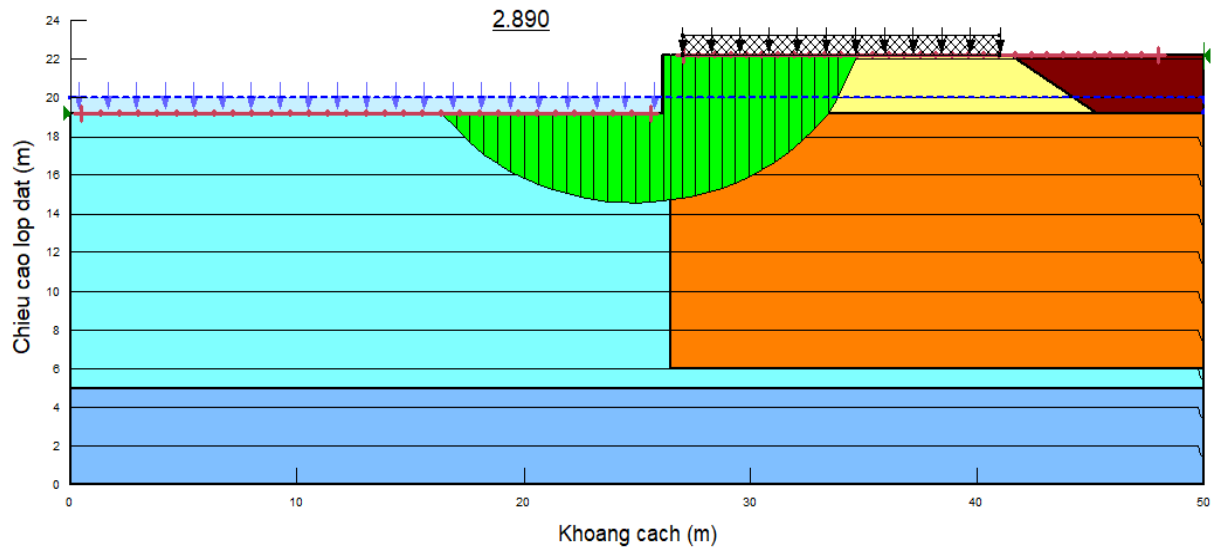
Hình 3.27. Biểu đồ moment (N.m) của TH8.



Hình 3.28. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH8.

3.9.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH8, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,89$



Hình 3.29. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH8.

3.10. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 9 (TH9).

3.10.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

Góc ma sát của nền tương đương: $\varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 21,822^\circ$

Lực dính tương đương: $C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 12,042 (KN / m^2)$

Dung trọng tự nhiên tương đương: $\gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 18,525 (KN / m^3)$

3.10.2. Tính toán cọc DƯL.

a) Thông số ban đầu.

***Mô tả tường: Tương tự TH7.**

***Đất đắp sau bến: Tương tự TH7.**

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CĐXM và đất nền)**

Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: $\gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1852,5 (kg / m^3)$

Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền quy đổi: $\gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 852,5 (kg / m^3)$

Sức kháng cắt không thoát nước: $S_{u_{td}} = C_{td} = 1204,2 \text{ (kg / m}^3\text{)}$

Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: $\varphi = 22,15^\circ$

Hệ số áp lực ngang của k_a và k_b đất nền: $K_{a2} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_{td}}{2}\right) = 0,458$

***Đất nền tự nhiên: Tương tự TH7**

***Hoạt tải: Tương tự TH7**

b) *Xác định lực tác động trên cọc DƯL.*

Các giá trị $P_{a1}; P_{a2}; P_{a3}; P_{a4}; E_{a1}; E_{a2}; E_{a3}; E_{a4}; H_1; H_2; H_3; H_4$ kết quả giống như TH7.

$$\begin{aligned} P_{a5} &= g \times B \times \left[\max \left(\left(\frac{q + \gamma_{s1} \times (H - H_n)}{\gamma_{s1-dn} \times H_n} \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u_{td}} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] = \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,458 \right); 0 \right] \\ &= 7078,47 (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{a5} = P_{a5} \times t = 7078,47 \times t (N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{a6} &= g \times B \times \left[\max \left(\gamma_{s2-dn} \times t \times k_{a2} - 2 \times S_{u_2} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] \\ &= 9,807 \times 0,996 \left[\max \left(852,2 \times t \times 0,458 - 2 \times 1204,2 \sqrt{0,458} \right); 0 \right] (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{a6} = \frac{1}{2} P_{a6} \times t (N)$$

$$H_6 = \frac{t}{3} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{p1} &= g \times B \times \left(k_{p2} \times R \times \gamma_{2-dn} \times t + 2 \times S_{u2} \sqrt{k_{p2}} \right) \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left(2,149 \times 0,9122 \times 852,5 \times t + 2 \times 1204,2 \sqrt{2,149} \right) (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{p1} = \frac{1}{2} \times P_{p1} \times t (N)$$

$$H_7 = \frac{t}{3} (m)$$

c) *Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.*

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

Giải phương trình ta được $t = 4,4576037(m)$, tác có được giá trị các áp lực như sau:

$$P_{a1} = 1923,35(N/m) \quad E_{a1} = 4231,37(N) \quad H_1 = 6,33(m)$$

$$P_{a2} = 19041,15(N/m) \quad E_{a2} = 20945,27(N) \quad H_2 = 5,97(m)$$

$$P_{a3} = 20964,4(N/m) \quad E_{a3} = 16373,28(N) \quad H_3 = 4,85(m)$$

$$P_{a4} = 3755,34(N/m) \quad E_{a4} = 1466,46(N) \quad H_4 = 4,72(m)$$

$$P_{a5} = 7078,47(N/m) \quad E_{a5} = 31553,04(N) \quad H_5 = 2,23(m)$$

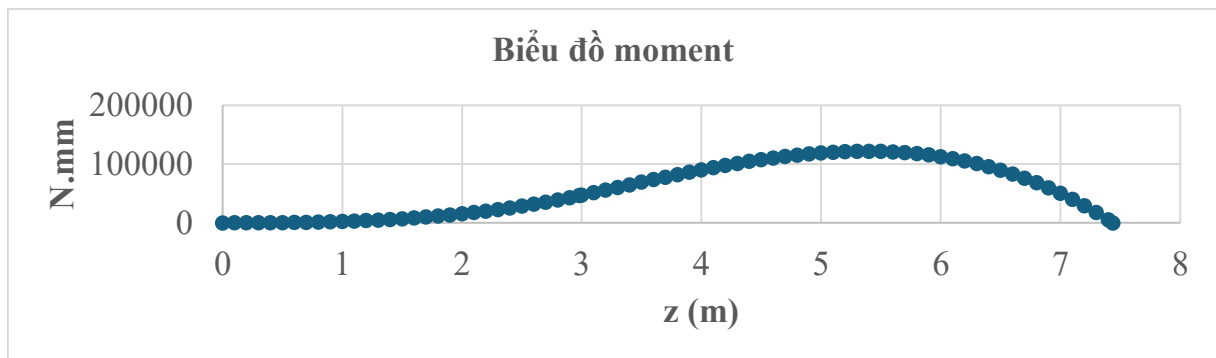
$$P_{a6} = 0(N/m) \quad E_{a6} = 2406,67(N) \quad H_6 = 1,49(m)$$

$$P_{p1} = 94242,76(N/m) \quad E_{p1} = 210048,45(N) \quad H_7 = 1,49(m)$$

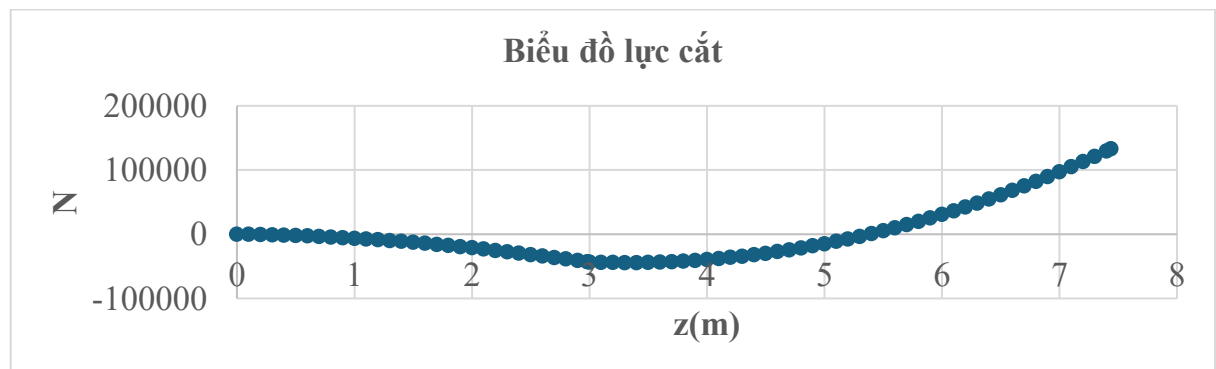
d) *Xác định nội lực trong cọc.*

$$M_{max} = 121,93(KN.m)$$

Chiều dài cọc DUL là 7,44(m).



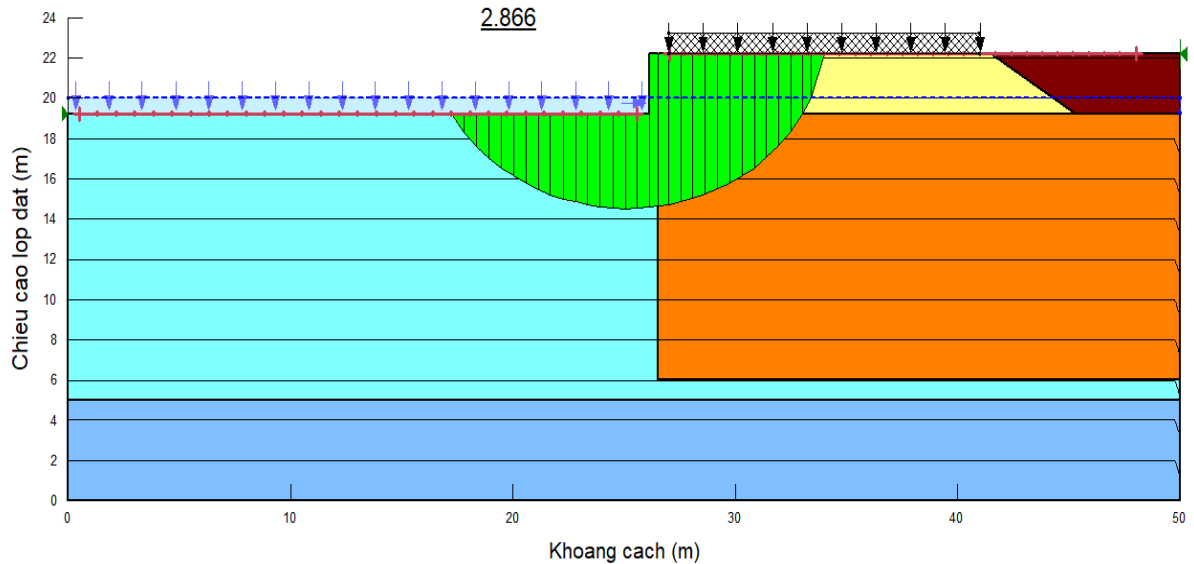
Hình 3.30. Biểu đồ moment (N.m) của TH9.



Hình 3.31. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH9.

3.10.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH9, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,866$



Hình 3.32. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH9.

3.11. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 10 (TH10).

3.11.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

$$\text{Góc ma sát của nền tương đương: } \varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 22,48^\circ$$

$$\text{Lực dính tương đương: } C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 19,118 \text{ (KN / m}^2\text{)}$$

$$\text{Dung trọng tự nhiên tương đương: } \gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 18,563 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

3.11.2. Tính toán cọc DUL.

a) Thông số ban đầu.

***Mô tả tường: Tương tự TH7.**

***Đất đắp sau bển: Tương tự TH7.**

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CĐXM và đất nền)**

$$\text{Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1856,3 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$\text{Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 856,3 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$\text{Sức kháng cắt không thoát nước: } S_{u_{td}} = C_{td} = 1911,8 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: $\varphi = 22,48^\circ$

Hệ số áp lực ngang của k_a và k_b đất nền: $K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{id}}{2} \right) = 0,4466$

***Đất nền tự nhiên: Tương tự TH7**

***Hoạt tải: Tương tự TH7**

b) *Xác định lực tác động trên cọc DUL.*

Các giá trị $P_{a1}; P_{a2}; P_{a3}; P_{a4}; E_{a1}; E_{a2}; E_{a3}; E_{a4}; H_1; H_2; H_3; H_4$ kết quả giống như TH7.

$$P_{a5} = g \times B \times \left[\max \left(\left(\frac{q + \gamma_{s1} \times (H - H_n)}{\gamma_{s1-dn} \times H_n} \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u_{id}} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] =$$

$$= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,4468 \right); 0 \right]$$

$$= 0(N / m)$$

$$E_{a5} = P_{a5} \times t = 0 \times t(N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2}(m)$$

$$P_{a6} = g \times B \times \left[\max \left(\gamma_{s2-dn} \times t \times k_{a2} - 2 \times S_{u_2} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right]$$

$$= 9,807 \times 0,996 \left[\max \left(856,3 \times t \times 0,4468 - 2 \times 1911,8 \sqrt{0,4468} \right); 0 \right] (N / m)$$

$$E_{a6} = \frac{1}{2} P_{a6} \times t(N)$$

$$H_6 = \frac{t}{3}(m)$$

$$P_{p1} = g \times B \times \left(k_{p2} \times R \times \gamma_{2-dn} \times t + 2 \times S_{u2} \sqrt{k_{p2}} \right)$$

$$= 9,807 \times 0,996 \times \left(2,149 \times 0,9122 \times 856,3 \times t + 2 \times 1911,8 \sqrt{2,149} \right) (N / m)$$

$$E_{p1} = \frac{I}{2} \times P_{p1} \times t(N)$$

$$H_7 = \frac{t}{3}(m)$$

c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

Giải phương trình ta được $t = 3,8785(m)$, tác có được giá trị các áp lực như sau:

$$P_{a1} = 1923,35(N/m) \quad E_{a1} = 4231,37(N) \quad H_1 = 5,76(m)$$

$$P_{a2} = 19041,15(N/m) \quad E_{a2} = 20945,27(N) \quad H_2 = 5,39(m)$$

$$P_{a3} = 20964,4(N/m) \quad E_{a3} = 16373,28(N) \quad H_3 = 4,27(m)$$

$$P_{a4} = 3755,34(N/m) \quad E_{a4} = 1466,46(N) \quad H_4 = 4,14(m)$$

$$P_{a5} = 0(N/m) \quad E_{a5} = 0(N) \quad H_5 = 1,94(m)$$

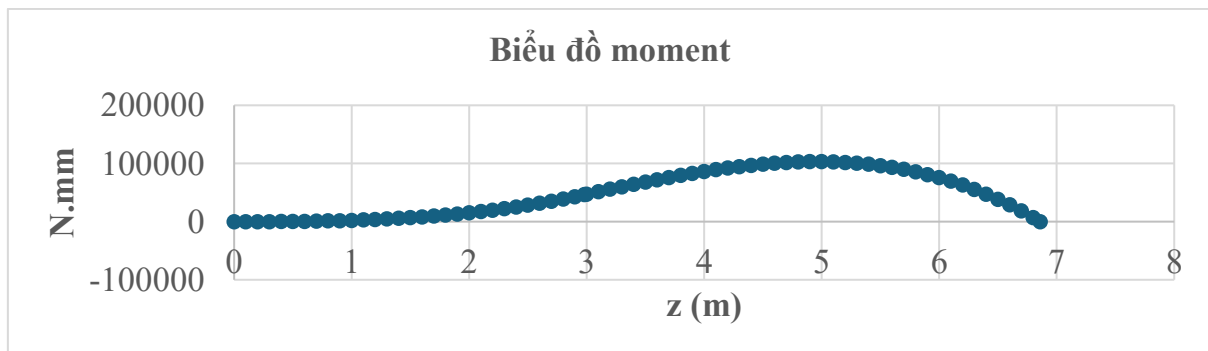
$$P_{a6} = 0(N/m) \quad E_{a6} = 0(N) \quad H_6 = 1,29(m)$$

$$P_{p1} = 85072,78(N/m) \quad E_{p1} = 164979,67(N) \quad H_7 = 1,29(m)$$

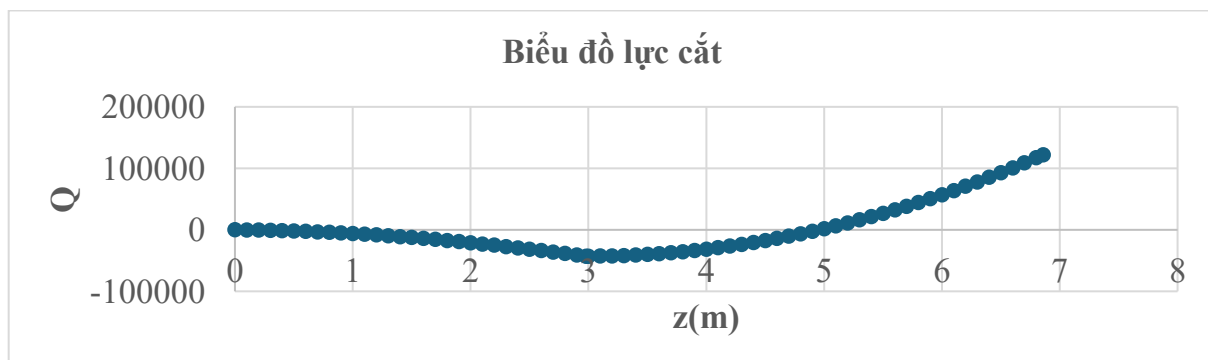
d) Xác định nội lực trong cọc.

$$M_{max} = 103,25(KN.m)$$

Chiều dài cọc DUL là 6,86(m).



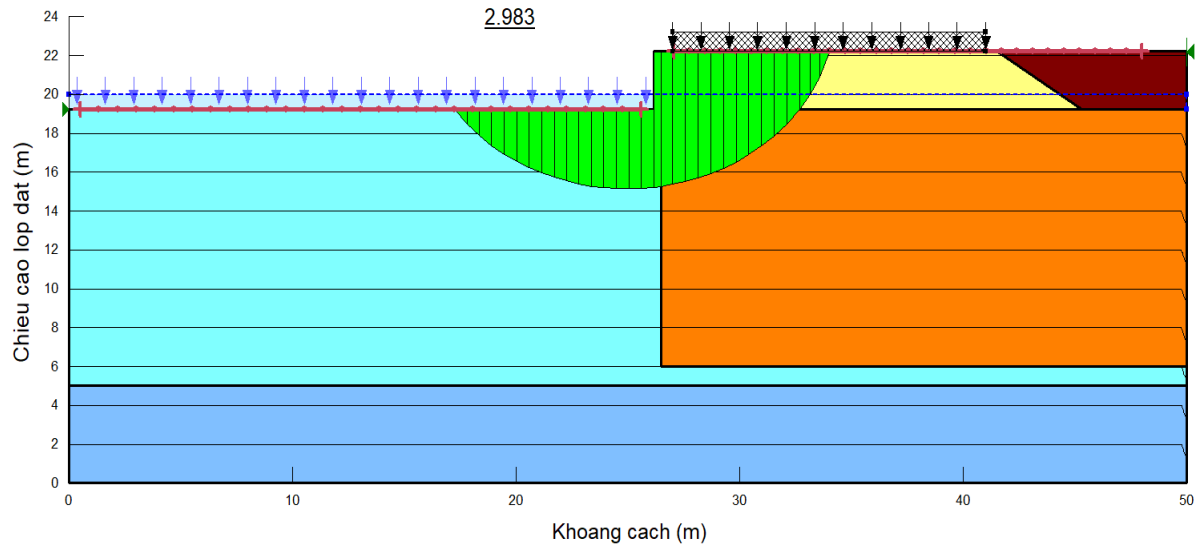
Hình 3.33. Biểu đồ moment (N.m) của TH10.



Hình 3.34. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH10.

3.11.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH10, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,983$



Hình 3.35. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH10.

3.12. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 11 (TH11).

3.12.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

$$\text{Góc ma sát của nền tương đương: } \varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 22,217^\circ$$

$$\text{Lực dính tương đương: } C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 16,288 \text{ (KN / m}^2\text{)}$$

$$\text{Dung trọng tự nhiên tương đương: } \gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 18,548 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

3.12.2. Tính toán cọc DUL.

a) Thông số ban đầu.

***Mô tả tường: Tương tự TH7.**

***Đất đắp sau bến: Tương tự TH7.**

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CDXM và đất nền)**

$$\text{Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1854,8 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$\text{Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 854,8 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$\text{Sức kháng cắt không thoát nước: } S_{u_{td}} = C_{td} = 1628,8 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: $\varphi = 22,22^\circ$

Hệ số áp lực ngang của k_a và k_b đất nền: $K_{a2} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{td}}{2} \right) = 0,4513$

***Đất nền tự nhiên: Tương tự TH7**

***Hoạt tải: Tương tự TH7**

b) *Xác định lực tác động trên cọc DUL.*

Các giá trị $P_{a1}; P_{a2}; P_{a3}; P_{a4}; E_{a1}; E_{a2}; E_{a3}; E_{a4}; H_1; H_2; H_3; H_4$ kết quả giống như TH7.

$$\begin{aligned} P_{a5} &= g \times B \times \left[\max \left(\left(\frac{q + \gamma_{s1} \times (H - H_n)}{\gamma_{s1-dn} \times H_n} \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u_{td}} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] = \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,4513 \right); 0 \right] \\ &= 1286,56 (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{a5} = P_{a5} \times t = 0 \times t (N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{a6} &= g \times B \times \left[\max \left(\gamma_{s2-dn} \times t \times k_{a2} - 2 \times S_{u_2} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] \\ &= 9,807 \times 0,996 \left[\max \left(854,8 \times t \times 0,4513 - 2 \times 1628,8 \sqrt{0,4513} \right); 0 \right] (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{a6} = \frac{1}{2} P_{a6} \times t (N)$$

$$H_6 = \frac{t}{3} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{p1} &= g \times B \times \left(k_{p2} \times R \times \gamma_{2-dn} \times t + 2 \times S_{u_2} \sqrt{k_{p2}} \right) \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left(2,149 \times 0,9122 \times 854,8 \times t + 2 \times 1628,8 \sqrt{2,149} \right) (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{p1} = \frac{l}{2} \times P_{p1} \times t (N)$$

$$H_7 = \frac{t}{3} (m)$$

c) Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

Giải phương trình ta được $t = 3,9723(m)$, tác có được giá trị các áp lực như sau:

$$P_{a1} = 1923,35(N/m) \quad E_{a1} = 4231,37(N) \quad H_1 = 5,85(m)$$

$$P_{a2} = 19041,15(N/m) \quad E_{a2} = 20945,27(N) \quad H_2 = 5,49(m)$$

$$P_{a3} = 20964,4(N/m) \quad E_{a3} = 16373,28(N) \quad H_3 = 4,36(m)$$

$$P_{a4} = 3755,34(N/m) \quad E_{a4} = 1466,46(N) \quad H_4 = 4,23(m)$$

$$P_{a5} = 1286,56(N/m) \quad E_{a5} = 5110,66(N) \quad H_5 = 1,99(m)$$

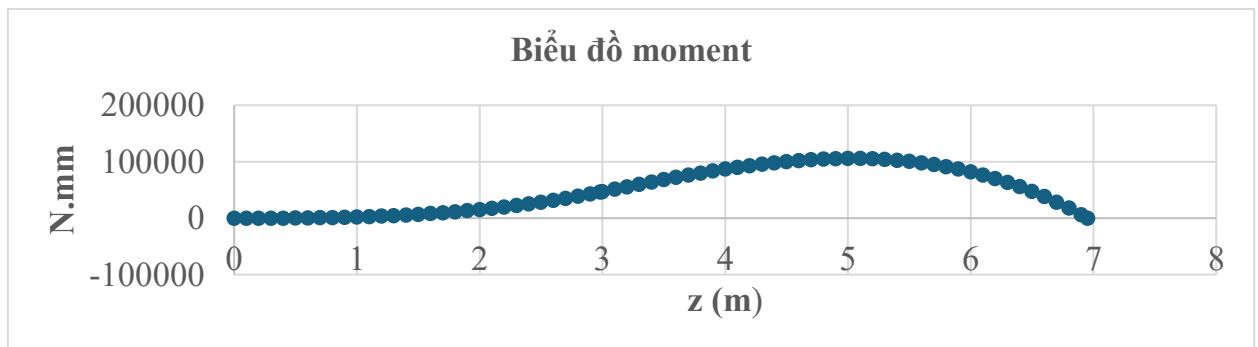
$$P_{a6} = 0(N/m) \quad E_{a6} = 0(N) \quad H_6 = 1,32(m)$$

$$P_{p1} = 86496,58(N/m) \quad E_{p1} = 171797,27(N) \quad H_7 = 1,32(m)$$

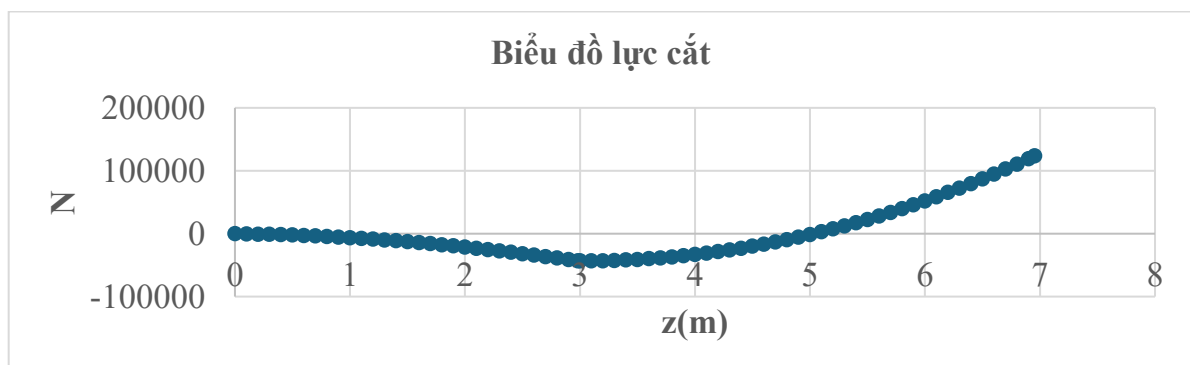
d) Xác định nội lực trong cọc.

$$M_{max} = 106,07(KN.m)$$

Chiều dài cọc DUL là 6,95(m).



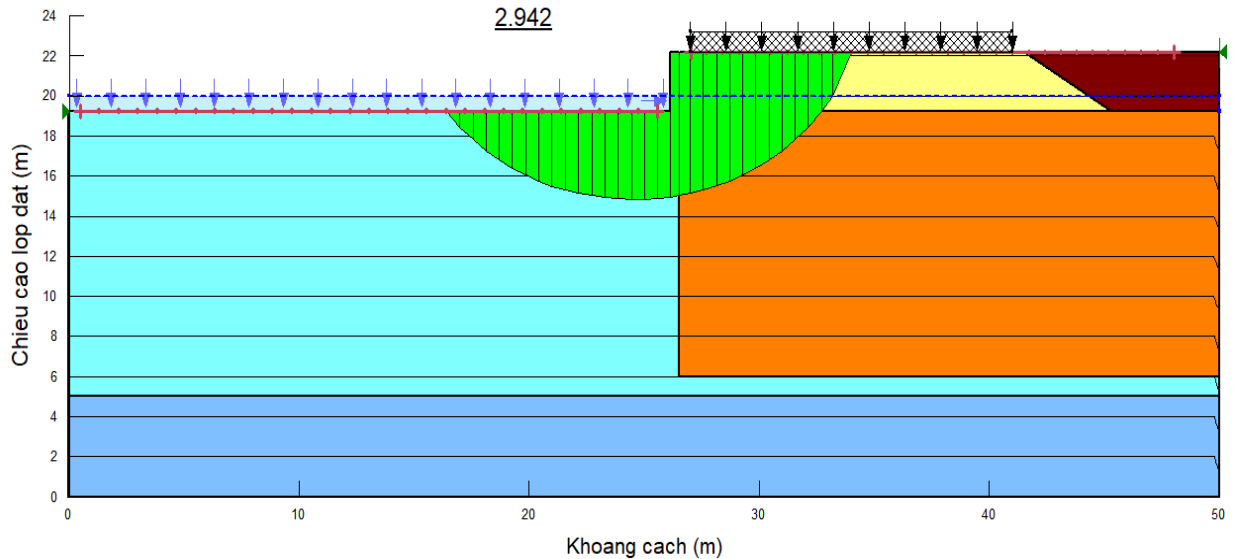
Hình 3.36. Biểu đồ moment (N.m) của TH11.



Hình 3.37. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH11.

3.12.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH11, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,942$



Hình 3.38. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH11.

3.13. Tính toán theo mô hình giải tích cho trường hợp 12 (TH12).

3.13.1. Sức chịu tải của móng gia cố theo quan điểm nền tương đương.

$$\text{Góc ma sát của nền tương đương: } \varphi_{td} = a_p \times \varphi_c + (1 - a_p) \times \varphi_n = 22,04^\circ$$

$$\text{Lực dính tương đương: } C_{td} = a_p \times C_c + (1 - a_p) \times C_n = 14,373 \text{ (KN / m}^2\text{)}$$

$$\text{Dung trọng tự nhiên tương đương: } \gamma_{td} = a_p \times \gamma_c + (1 - a_p) \times \gamma_n = 18,537 \text{ (KN / m}^3\text{)}$$

3.13.2. Tính toán cọc DUL.

a) Thông số ban đầu.

***Mô tả tường: Tương tự TH7.**

***Đất đắp sau bển: Tương tự TH7.**

***Đất nền (lớp đất quy đổi tương đương giữa CĐXM và đất nền)**

$$\text{Trọng lượng riêng của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2} = \gamma_{td} = 1853,7 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$\text{Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền quy đổi: } \gamma_{s2-dn} = \gamma_{td-dn} = 853,7 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

$$\text{Sức kháng cắt không thoát nước: } S_{u_{td}} = C_{td} = 1437,3 \text{ (kg / m}^3\text{)}$$

Góc nội ma sát của đất nền quy đổi: $\varphi = 22,04^\circ$

Hệ số áp lực ngang của k_a và k_b đất nền: $K_{a2} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_{td}}{2}\right) = 0,4543$

***Đất nền tự nhiên: Tương tự TH7**

***Hoạt tải: Tương tự TH7**

b) *Xác định lực tác động trên cọc DUL.*

Các giá trị $P_{a1}; P_{a2}; P_{a3}; P_{a4}; E_{a1}; E_{a2}; E_{a3}; E_{a4}; H_1; H_2; H_3; H_4$ kết quả giống như TH7.

$$\begin{aligned} P_{a5} &= g \times B \times \left[\max \left(\left(\frac{q + \gamma_{s1} \times (H - H_n)}{\gamma_{s1-dn} \times H_n} \right) \times k_{a2} - 2 \times S_{u_{td}} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] = \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left[\max \left(\left(\frac{400 + 1800 \times (2,981 - 1,781)}{+1000 \times 1,781} \right) \times 0,4543 \right); 0 \right] \\ &= 3887,41 (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{a5} = P_{a5} \times t = 0 \times t (N)$$

$$H_5 = \frac{t}{2} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{a6} &= g \times B \times \left[\max \left(\gamma_{s2-dn} \times t \times k_{a2} - 2 \times S_{u_2} \sqrt{k_{a2}} \right); 0 \right] \\ &= 9,807 \times 0,996 \left[\max \left(853,7 \times t \times 0,4543 - 2 \times 1437,3 \sqrt{0,4543} \right); 0 \right] (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{a6} = \frac{1}{2} P_{a6} \times t (N)$$

$$H_6 = \frac{t}{3} (m)$$

$$\begin{aligned} P_{p1} &= g \times B \times \left(k_{p2} \times R \times \gamma_{2-dn} \times t + 2 \times S_{u_2} \sqrt{k_{p2}} \right) \\ &= 9,807 \times 0,996 \times \left(2,149 \times 0,9122 \times 853,7 \times t + 2 \times 1437,3 \sqrt{2,149} \right) (N / m) \end{aligned}$$

$$E_{p1} = \frac{I}{2} \times P_{p1} \times t (N)$$

$$H_7 = \frac{t}{3} (m)$$

c) *Xác định chiều dài xuyên đất của cọc t.*

Phương trình cân bằng moment tại điểm O như sau:

$$E_{a1} \times H_1 + E_{a2} \times H_2 + E_{a3} \times H_3 + E_{a4} \times H_4 + E_{a5} \times H_5 - E_{p1} \times H_6 = 0$$

=> Phương trình cân bằng moment tại điểm O có dạng:

$$A \times t^2 + B \times t + C = 0$$

Giải phương trình ta được $t = 4,1685\text{m}$, tác có được giá trị các áp lực như sau:

$$P_{a1} = 1923,35(N/m) \quad E_{a1} = 4231,37(N) \quad H_1 = 6,05(m)$$

$$P_{a2} = 19041,15(N/m) \quad E_{a2} = 20945,27(N) \quad H_2 = 5,68(m)$$

$$P_{a3} = 20964,4(N/m) \quad E_{a3} = 16373,28(N) \quad H_3 = 4,56(m)$$

$$P_{a4} = 3755,34(N/m) \quad E_{a4} = 1466,46(N) \quad H_4 = 4,43(m)$$

$$P_{a5} = 3887,81(N/m) \quad E_{a5} = 16206,4(N) \quad H_5 = 2,08(m)$$

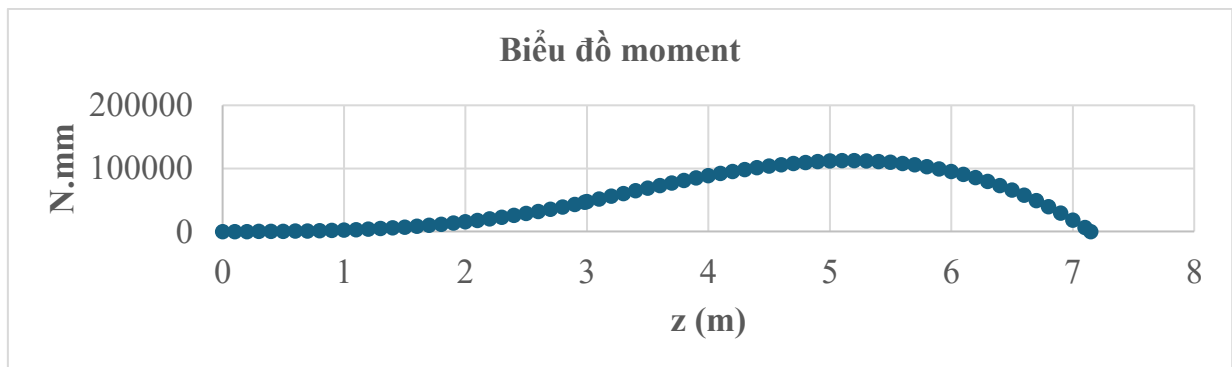
$$P_{a6} = 0(N/m) \quad E_{a6} = 0(N) \quad H_6 = 1,39(m)$$

$$P_{p1} = 89619,51(N/m) \quad E_{p1} = 186789,977(N) \quad H_7 = 1,39(m)$$

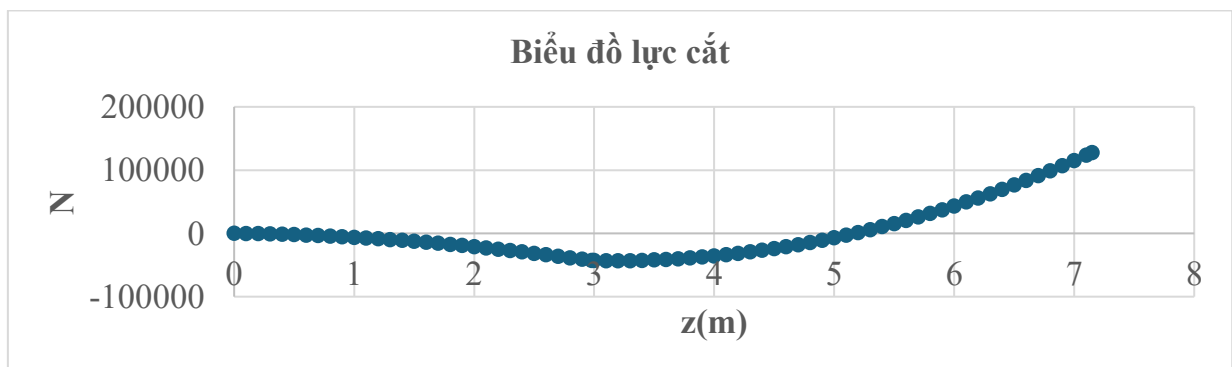
d) *Xác định nội lực trong cọc.*

$$M_{\max} = 112,35(KN.m)$$

Chiều dài cọc DUL là 7,15m.



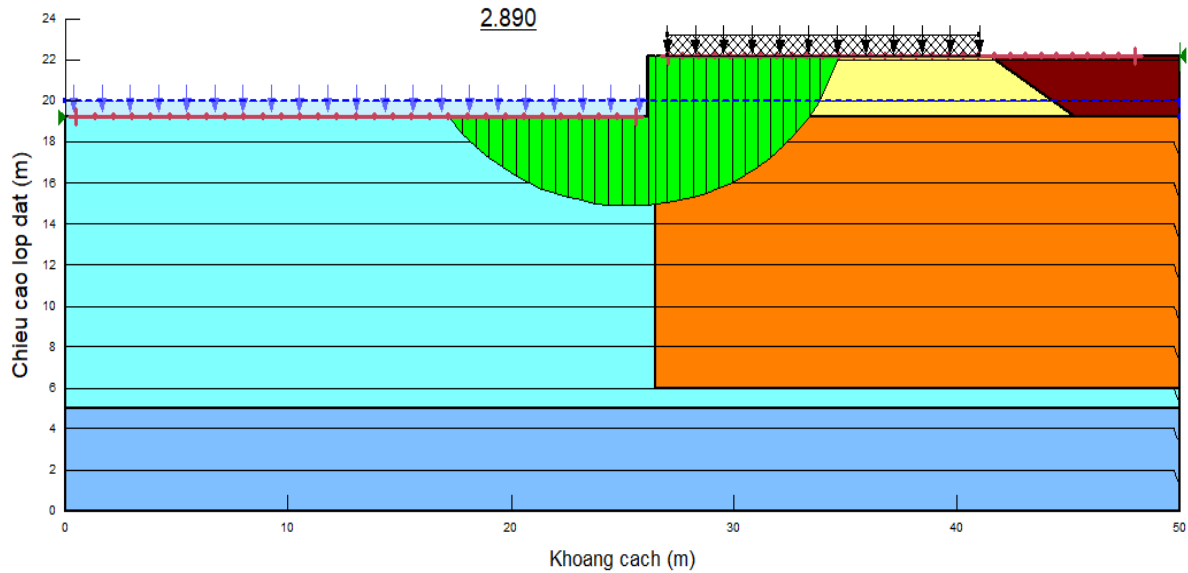
Hình 3.39. Biểu đồ moment (N.m) của TH12.



Hình 3.40. Biểu đồ lực cắt Q (N) của TH12.

3.13.3. Tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn.

Sử dụng phần mềm GeoStudio 2012 cho TH12, ta tính được hệ số ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn là $K = 2,890$



Hình 3.41. Kết quả tính toán ổn định công trình bằng phần mềm Geostudio 2012 của TH12.

3.13.4. Tổng hợp kết quả tính toán các trường hợp.

Trường hợp	$M_{\max}$ (KN.m)	Z_t (m)	Hệ số K	Chiều dài cọc DƯL (m)
1	107,47	5,82	2,370	9,583
2	113,86	6,11	2,367	10,188
3	125,39	6,65	2,420	11,278
4	107,47	5,82	2,370	9,583
5	111,25	5,99	2,357	9,941
6	119,43	6,37	2,398	10,715
7	108,33	5,08	2,916	7,026
8	115,79	5,24	2,890	7,252
9	121,93	5,38	2,866	7,439
10	103,25	4,96	2,983	6,860
11	106,07	5,03	2,942	6,953

12	112,35	5,17	2,890	7,150
----	--------	------	-------	-------

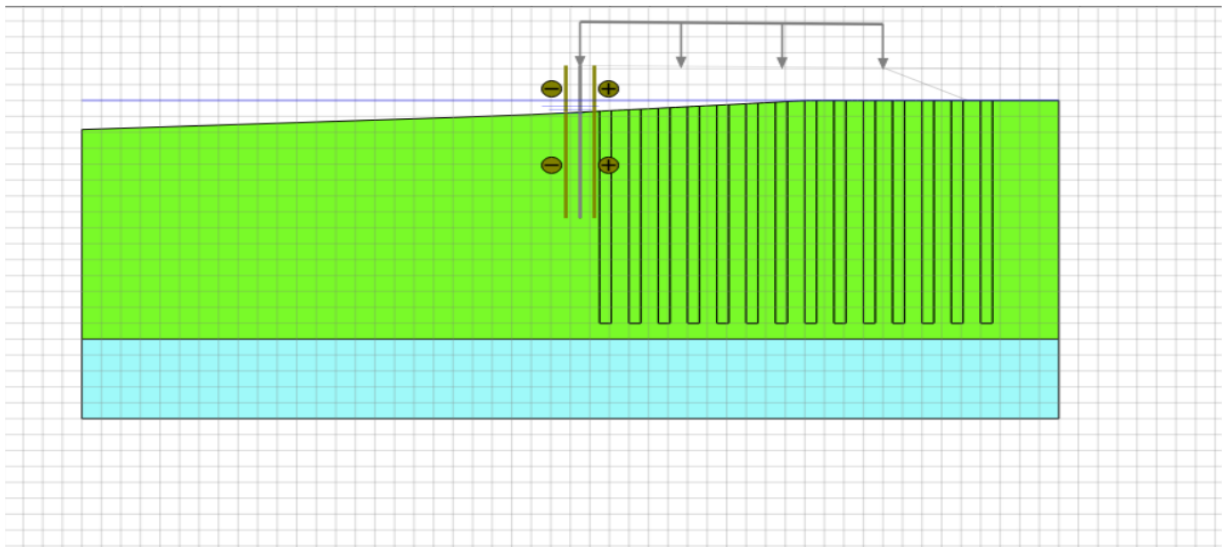
Bảng 3.7. Bảng tổng hợp kết quả tính toán các trường hợp.**3.14. Tính toán theo phương pháp PTHH (plaxis 2D).****3.14.1. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH1.**

a) Khai báo thông số đầu vào.

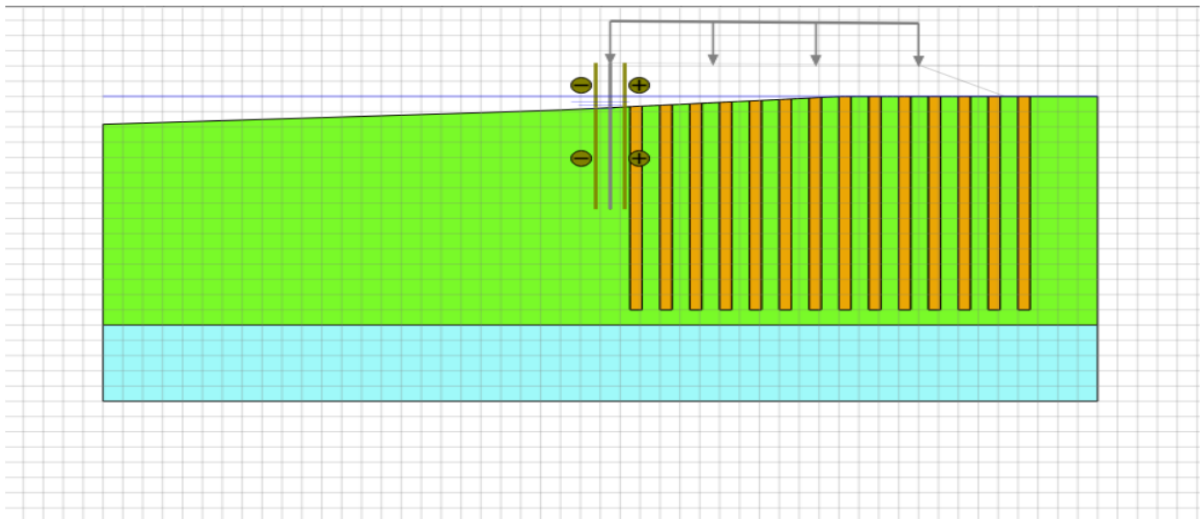
Vật liệu	Cọc CĐXM	Lớp cát đắp	Lớp 1	Lớp 2	Cọc DƯ'L	Đất đắp lè
Nhóm vật liệu	Soil and interfaces	Soil and interfaces	Soil and interfaces	Soil and interfaces	Plates	Soil and interfaces
Mô hình	Mohr - columb	Mohr - columb	Mohr - columb	Mohr - columb	-	Mohr - columb
Loại ứng xử	Undrained A	Drained	Undrained A	Undrained A	-	Drained
$\gamma_{\text{unsat}} (KN / m^3)$	19	18	15,2	15	-	18,5
$\gamma_{\text{sat}} (KN / m^3)$	19	20	18,3	18,9	-	20
$E (KN / m^2)$	17500	20000	5600	6900	-	18000
$c (KN / m^2)$	100	0,2	10,5	29000	-	17
φ (độ)	30	20	8,4	14	-	21
Hệ số poisson ν	0.2	0,3	0,4	0,3	-	0,3
Hệ số rỗng e	-	-	2,6	0,69	-	
EI (KN/m)	-	-	-	-	63991	
EA (KN/)	-	-	-	-	5435200	
Trọng lượng $w = (\gamma_{bt} - \gamma_{dn}) \times d_{eq}$	-	-	-	-	6,27753	

Bảng 3.8. Bảng khai báo thông số vật liệu đầu vào cho mô hình Plaxis.

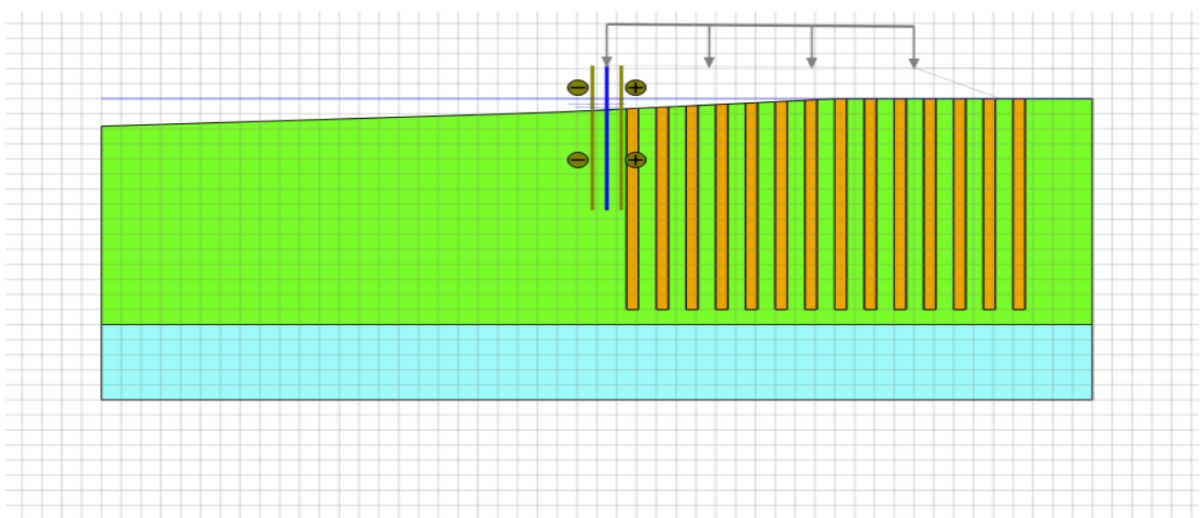
b) *Phân chia giai đoạn thi công.*



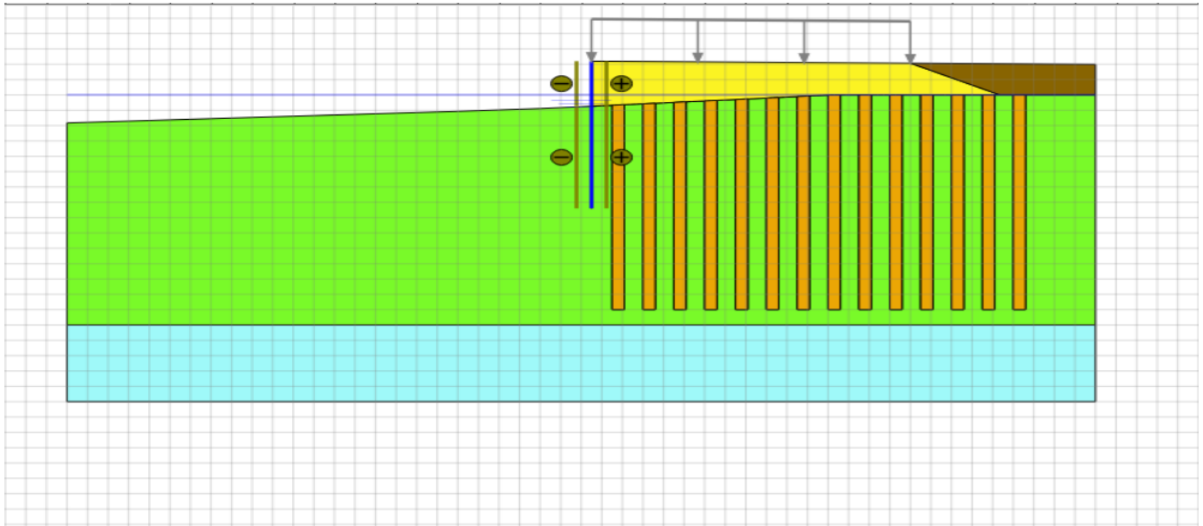
Hình 3.42. Giai đoạn 1: Đất nền hiện trạng.



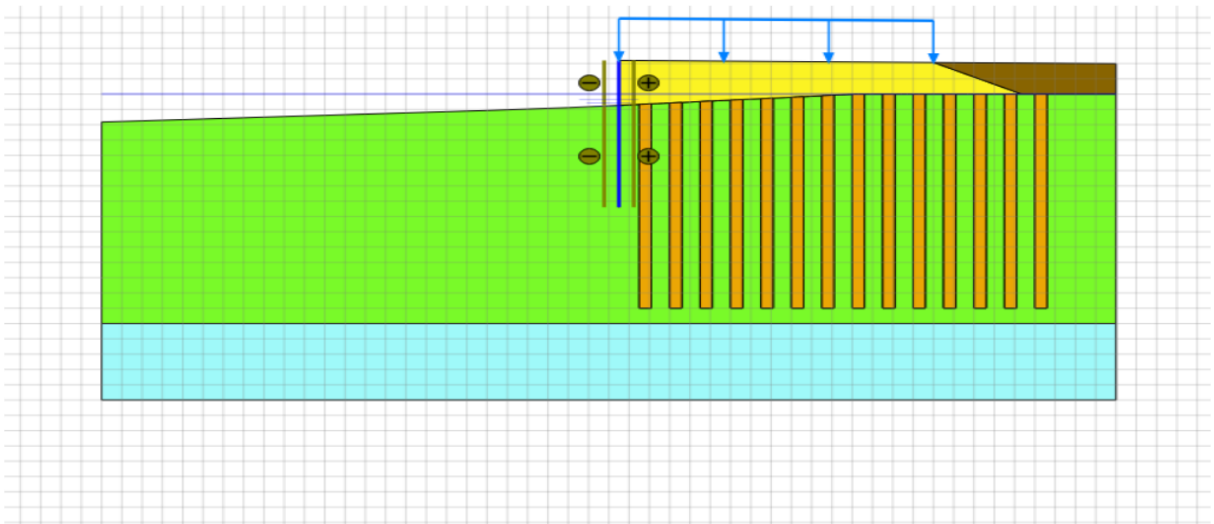
Hình 3.43. Giai đoạn 2: Thi công CĐXM.



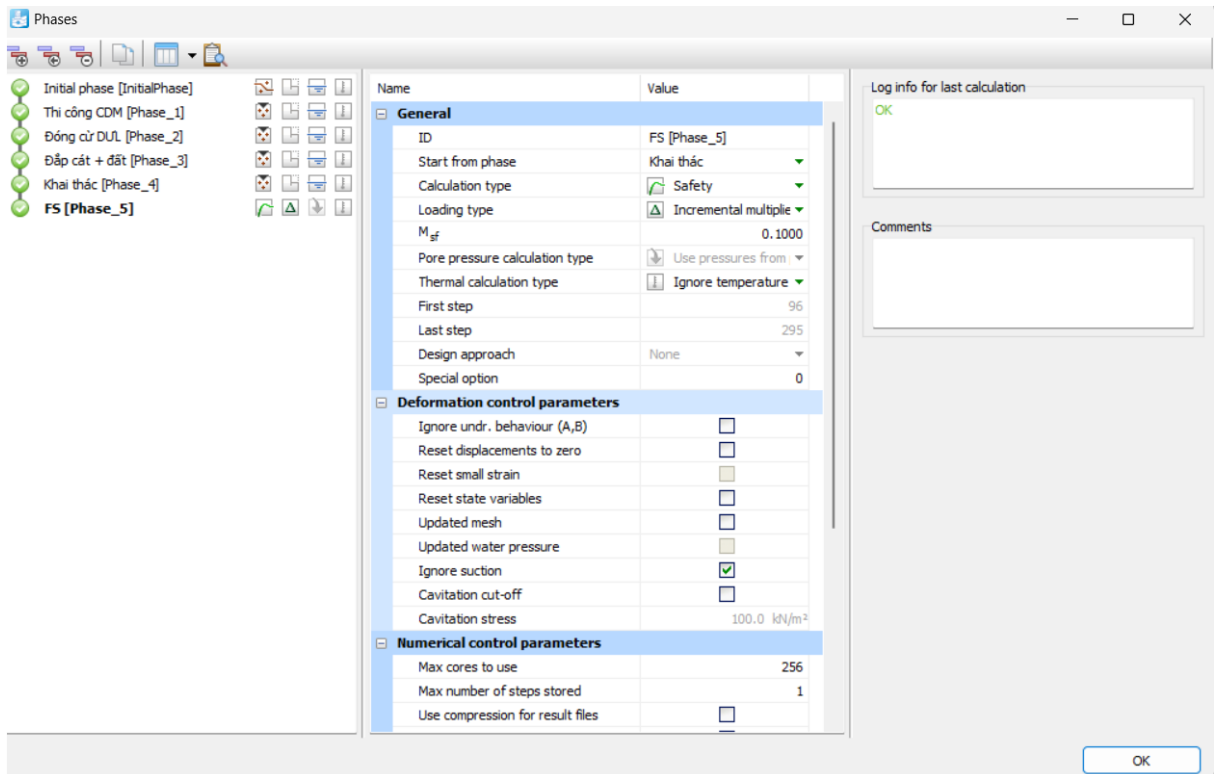
Hình 3.44. Giai đoạn 3: Thi công cọc DU'L.



Hình 3.45. Giai đoạn 4: Đắp cát, đắp đất lề.

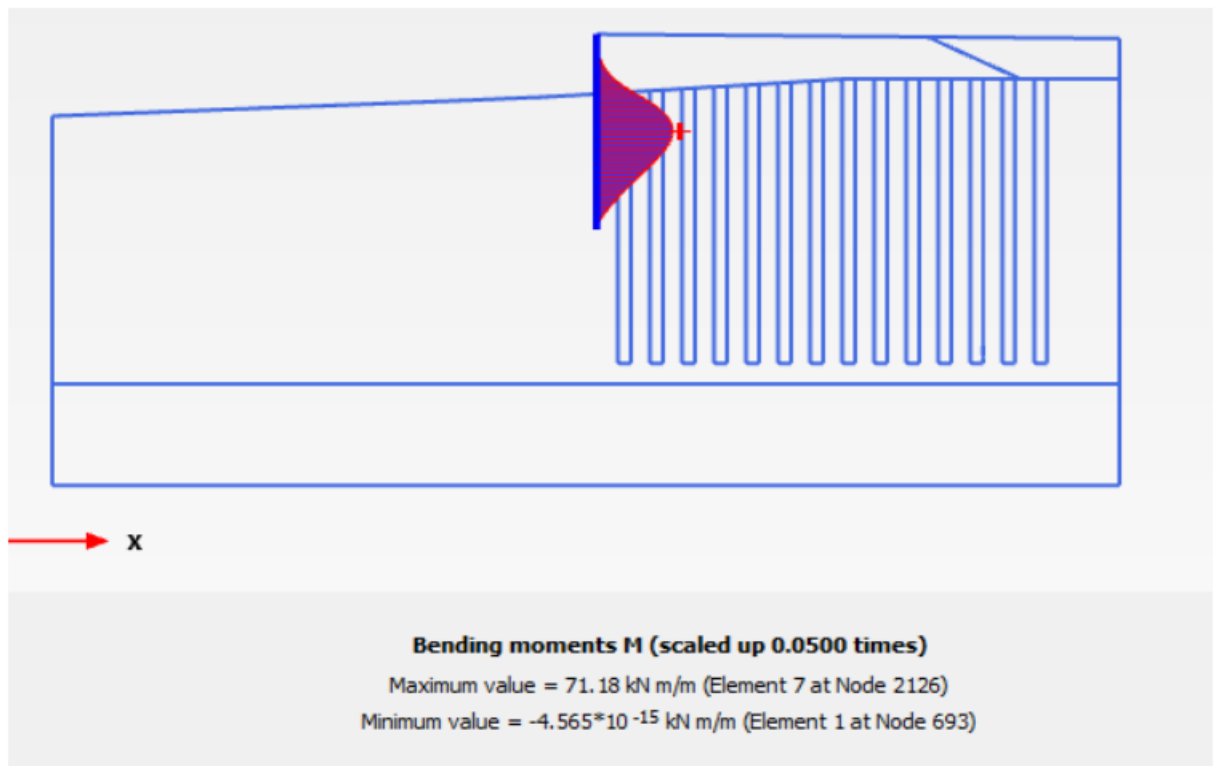


Hình 3.46. Giai đoạn 5: Khai thác.



Hình 3.47. Giai đoạn 6: Tính toán hệ số ổn định FS.

c) Kết quả tính toán Plaxis.



Hình 3.48. Kết quả tính toán momen cực DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH1.

X ▲ [10 ⁻³ m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN/m]	N _{min} ▲ [kN/m]	N _{max} ▲ [kN/m]	Q ▲ [kN/m]	Q _{min} ▲ [kN/m]	Q _{max} ▲ [kN/m]	M ▲ [kN m/m]	M _{min} ▲ [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} ▼ [kN m/m]
500.000	-2.543	-41.791	-41.791	0.000	0.549	-6.981	0.549	71.178	0.000	71.178
500.000	-2.747	-42.280	-42.280	0.000	-3.475	-7.926	0.346	70.872	0.000	70.872
500.000	-2.339	-41.038	-41.038	0.000	4.711	-6.006	4.711	70.641	0.000	70.641

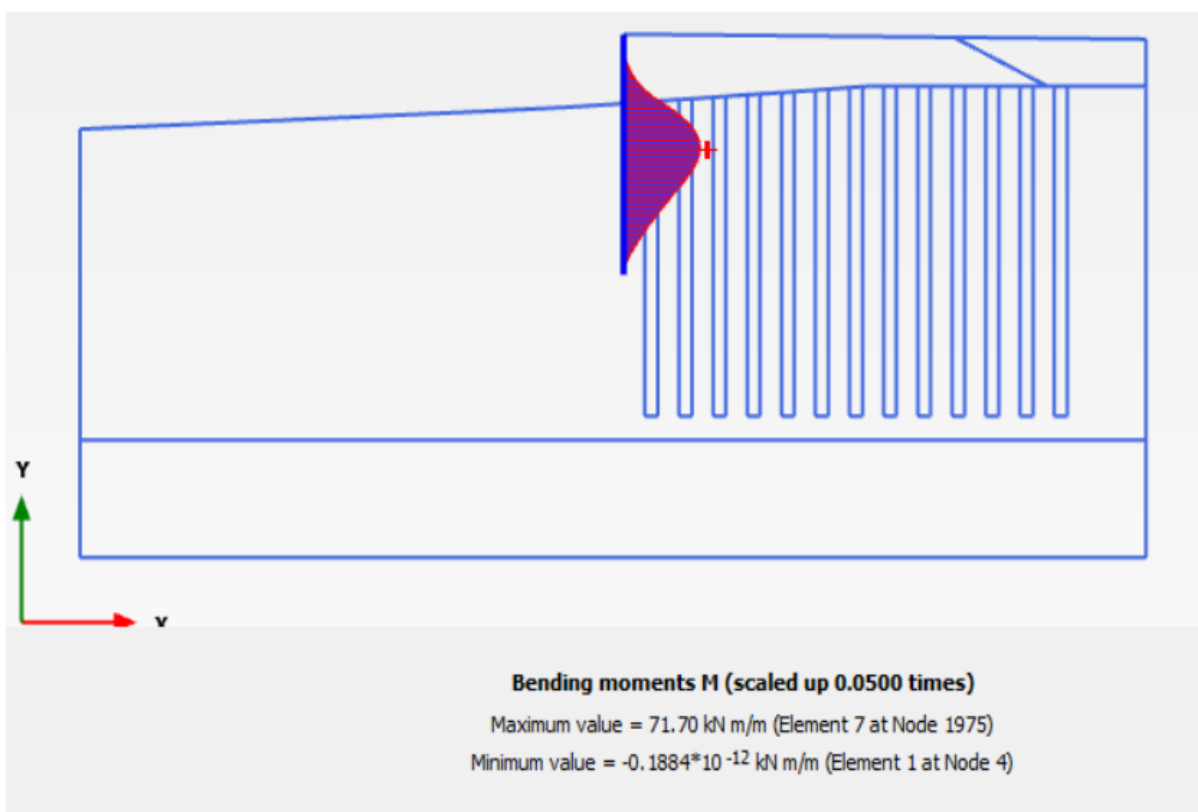
Hình 3.49. Momen lớn nhất của cọc DUỖ tại vị trí Z_t của TH1.

Soil weight			ΣM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	0.4283E-3	ΣM _{sf}	1.642
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Hình 3.50. Hệ số ổn định FS của TH1.

3.14.2. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH2.

Tương tự TH1 ta có kết quả tính toán theo phương pháp PTHH cho TH2.



Hình 3.51. Kết quả tính toán momen cọc DUỖ lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH2.

Y ▲ [m]	N ▲ [kN/m]	N _{min} ▲ [kN/m]	N _{max} ▲ [kN/m]	Q ▲ [kN/m]	Q _{min} ▲ [kN/m]	Q _{max} ▲ [kN/m]	M ▲ [kN m/m]	M _{min} ▲ [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} ▼ [kN m/m]
-2.683	-42.809	-42.809	0.000	-0.991	-7.887	0.335	71.702	0.000	71.702
-2.485	-42.027	-42.027	0.000	2.704	-6.927	2.704	71.537	0.000	71.537
-2.880	-43.378	-43.378	0.000	-4.524	-8.846	0.316	71.157	0.000	71.157
-2.288	-41.031	-41.031	0.000	6.462	-5.967	6.462	70.633	0.000	70.633

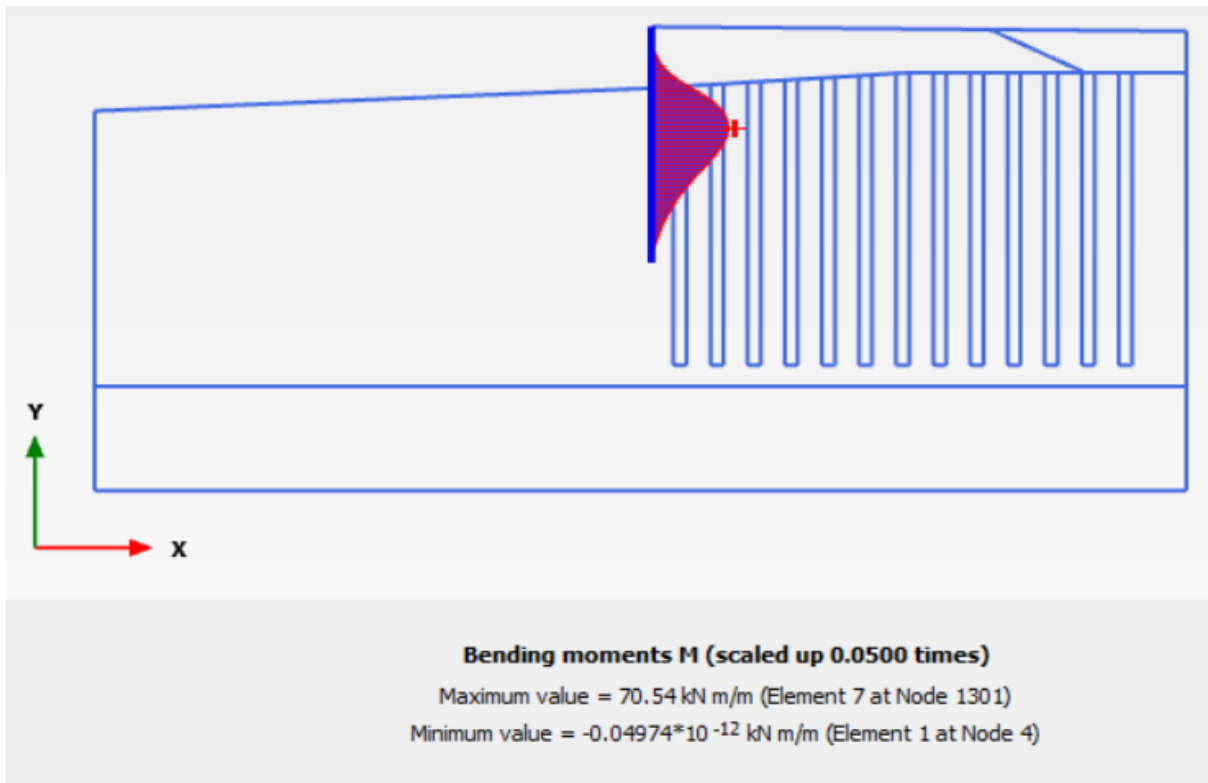
Hình 3.52. Momen lớn nhất của cọc DUỖ tại vị trí Z_t của TH2.

Soil weight			ΣM_{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M_{sf}	-0.05221E-3	ΣM_{sf}	1.723
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Hình 3.53. Hệ số ổn định FS của TH2.

3.14.3. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH3.

Tương tự TH1 ta có kết quả tính toán theo phương pháp PTHH cho TH3.



Hình 3.54. Kết quả tính toán momen cực ĐƯỠ lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH3.

Y ▲ [m]	N ▲ [kN/m]	N _{min} ▲ [kN/m]	N _{max} ▲ [kN/m]	Q ▲ [kN/m]	Q _{min} ▲ [kN/m]	Q _{max} ▲ [kN/m]	M ▲ [kN m/m]	M _{min} ▲ [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} ▼ [kN m/m]
-2.585	-42.644	-42.644	0.000	0.847	-8.068	0.847	70.538	0.000	70.538
-2.771	-43.483	-43.483	0.000	-2.479	-9.148	0.310	70.393	0.000	70.393
-2.399	-41.689	-41.689	0.000	4.104	-7.099	4.104	70.082	0.000	70.082

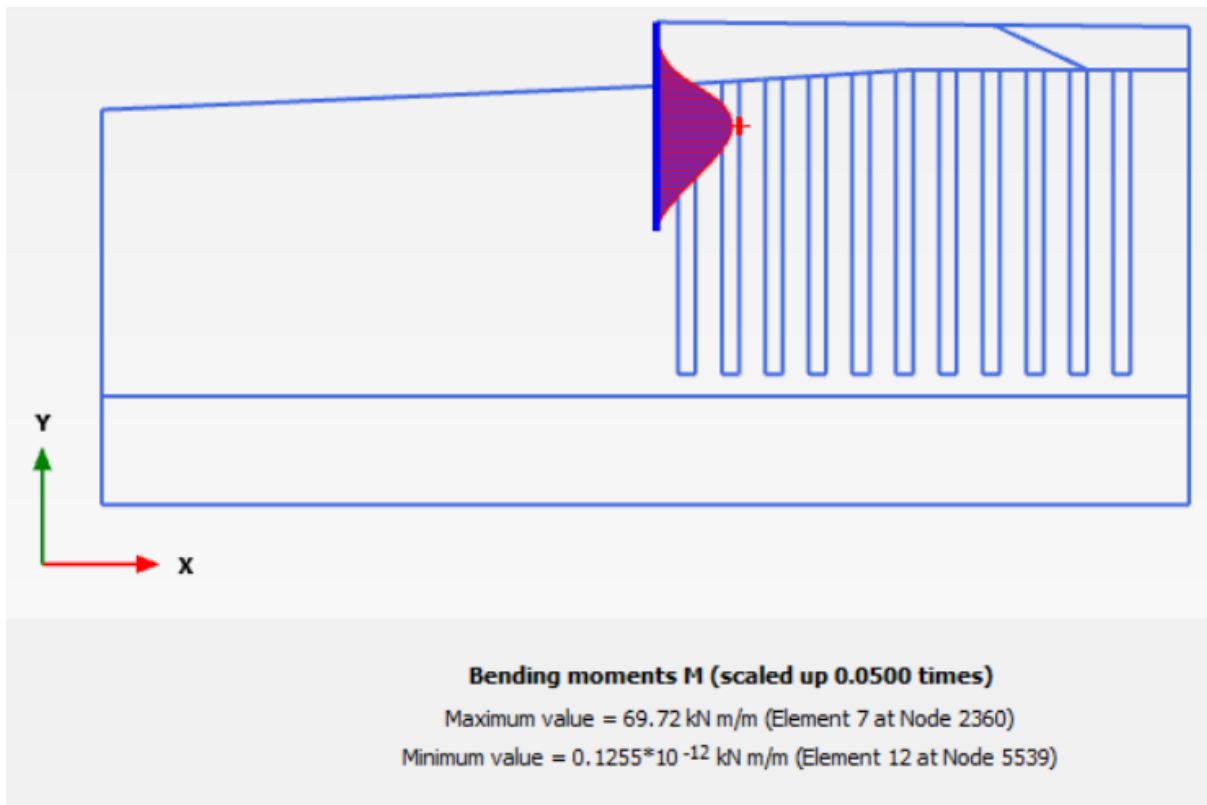
Hình 3.55. Momen lớn nhất của cọc ĐƯỠ tại vị trí Z_t của TH3.

Soil weight			ΣM_{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M_{sf}	0.06140E-3	ΣM_{sf}	1.851
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Hình 3.56. Hệ số ổn định FS của TH3.

3.14.4. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH4.

Tương tự TH1 ta có kết quả tính toán theo phương pháp PTHH cho TH4.



Hình 3.57. Kết quả tính toán momen cực ĐUỖ lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH4.

X [10 ⁻³ m]	Y [m]	N [kN/m]	N _{min} [kN/m]	N _{max} [kN/m]	Q [kN/m]	Q _{min} [kN/m]	Q _{max} [kN/m]	M [kN m/m]	M _{min} [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} [kN m/m]
500.000	-2.561	-41.409	-41.409	0.000	0.132	-7.318	0.385	69.715	0.000	69.715
500.000	-2.766	-41.985	-41.985	0.000	-3.499	-8.254	0.384	69.366	0.000	69.366
500.000	-2.356	-40.585	-40.585	0.000	3.800	-6.280	3.800	69.311	0.000	69.311

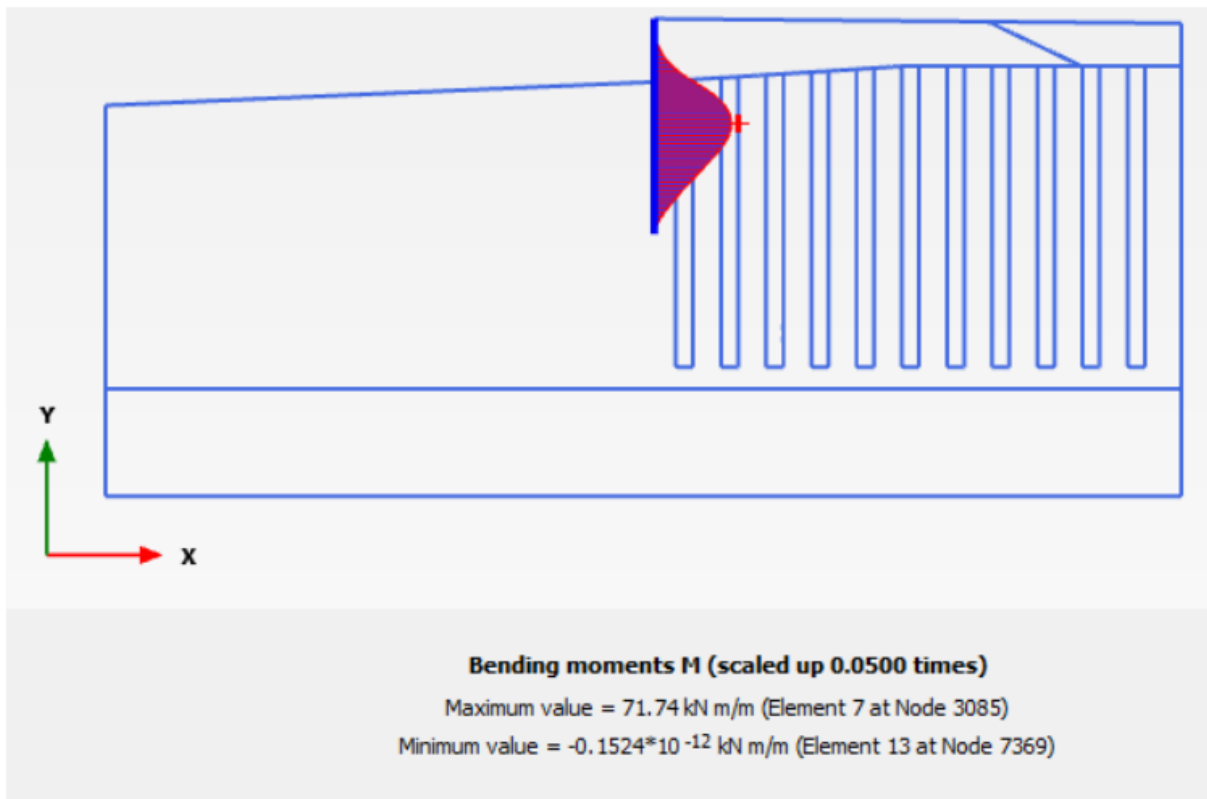
Hình 3.58. Momen lớn nhất của cực ĐUỖ tại vị trí Z_t của TH4.

Soil weight			ΣM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	0.3707E-3	ΣM _{sf}	1.631
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Hình 3.59. Hệ số ổn định FS của TH4.

3.14.5. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH5.

Tương tự TH1 ta có kết quả tính toán theo phương pháp PTHH cho TH5.



Hình 3.60. Kết quả tính toán momen cực ĐƯỠ lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH5.

X ▲ [10 ⁻³ m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN/m]	N _{min} ▲ [kN/m]	N _{max} ▲ [kN/m]	Q ▲ [kN/m]	Q _{min} ▲ [kN/m]	Q _{max} ▲ [kN/m]	M ▲ [kN m/m]	M _{min} ▲ [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} ▼ [kN m/m]
500.000	-2.647	-42.310	-42.310	0.000	0.643	-7.946	0.643	71.745	0.000	71.745
500.000	-2.840	-42.963	-42.963	0.000	-2.609	-8.817	0.375	71.555	0.000	71.555
500.000	-2.454	-41.450	-41.450	0.000	3.931	-7.026	3.931	71.305	0.000	71.305

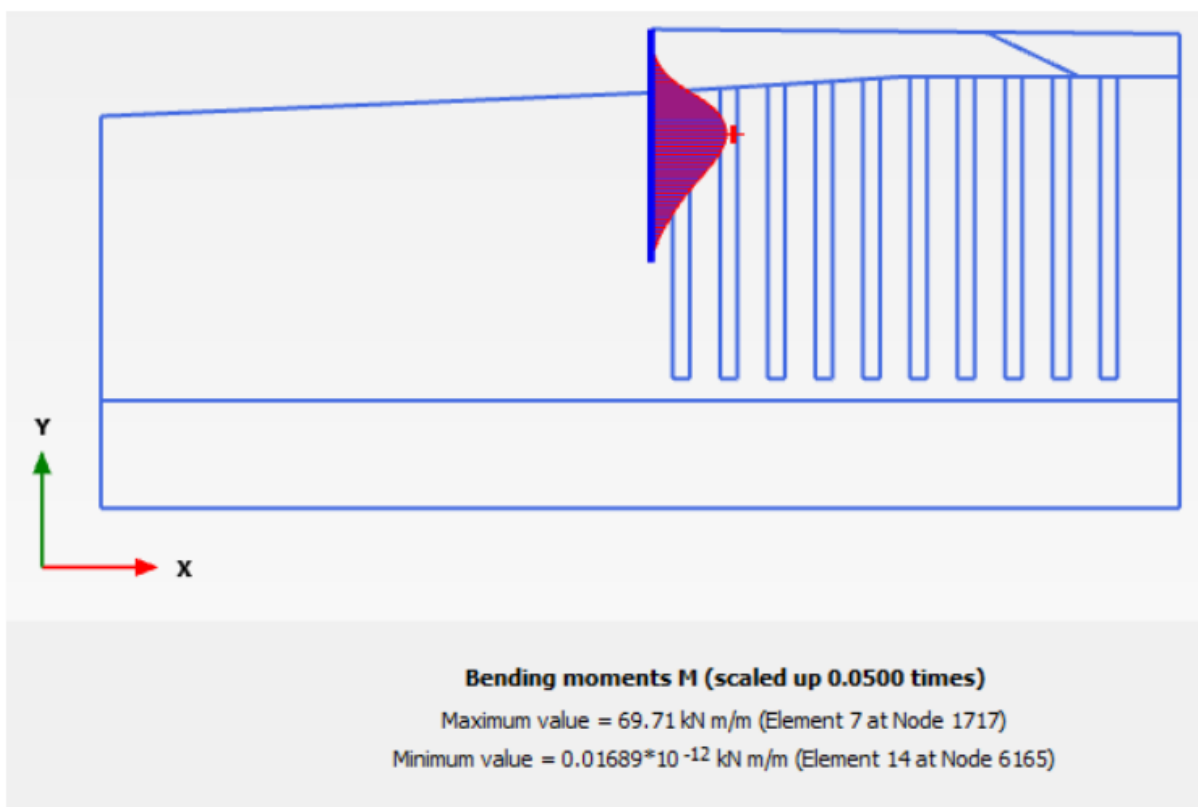
Hình 3.61. Momen lớn nhất của cực ĐƯỠ tại vị trí Z_t của TH5.

Soil weight			ΣM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	0.04100E-3	ΣM _{sf}	1.661
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Hình 3.62. Hệ số ổn định FS của TH5.

3.14.6. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH6.

Tương tự TH1 ta có kết quả tính toán theo phương pháp PTHH cho TH6.



Hình 3.63. Kết quả tính toán momen cực ĐƯỖ lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH6.

X ▲ [10 ⁻³ m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN/m]	N _{min} ▲ [kN/m]	N _{max} ▲ [kN/m]	Q ▲ [kN/m]	Q _{min} ▲ [kN/m]	Q _{max} ▲ [kN/m]	M ▲ [kN m/m]	M _{min} ▲ [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} ▼ [kN m/m]
500.000	-2.649	-42.655	-42.655	0.000	-0.318	-8.520	0.365	69.714	0.000	69.714
500.000	-2.456	-41.659	-41.659	0.000	2.797	-7.520	2.797	69.477	0.000	69.477
500.000	-2.842	-43.491	-43.491	0.000	-3.319	-9.510	0.352	69.362	0.000	69.362

Hình 3.64. Momen lớn nhất của cọc ĐƯỤ tại vị trí Z_t của TH6.

Soil weight		ΣM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	-0.04518E-3	ΣM _{sf} 1.734
Time	Increment	0.000	End time 0.000

Hình 3.65. Hệ số ổn định FS của TH6.

3.14.7. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH7.

a) Khai báo thông số đầu vào.

Vật liệu	Cọc CĐXM	Lớp cát đắp	Lớp 1	Lớp 2	Cọc ĐƯỤ	Đất đắp lè
Nhóm vật liệu	Soil and interfaces	Soil and interfaces	Soil and interfaces	Soil and interfaces	Plates	Soil and interfaces

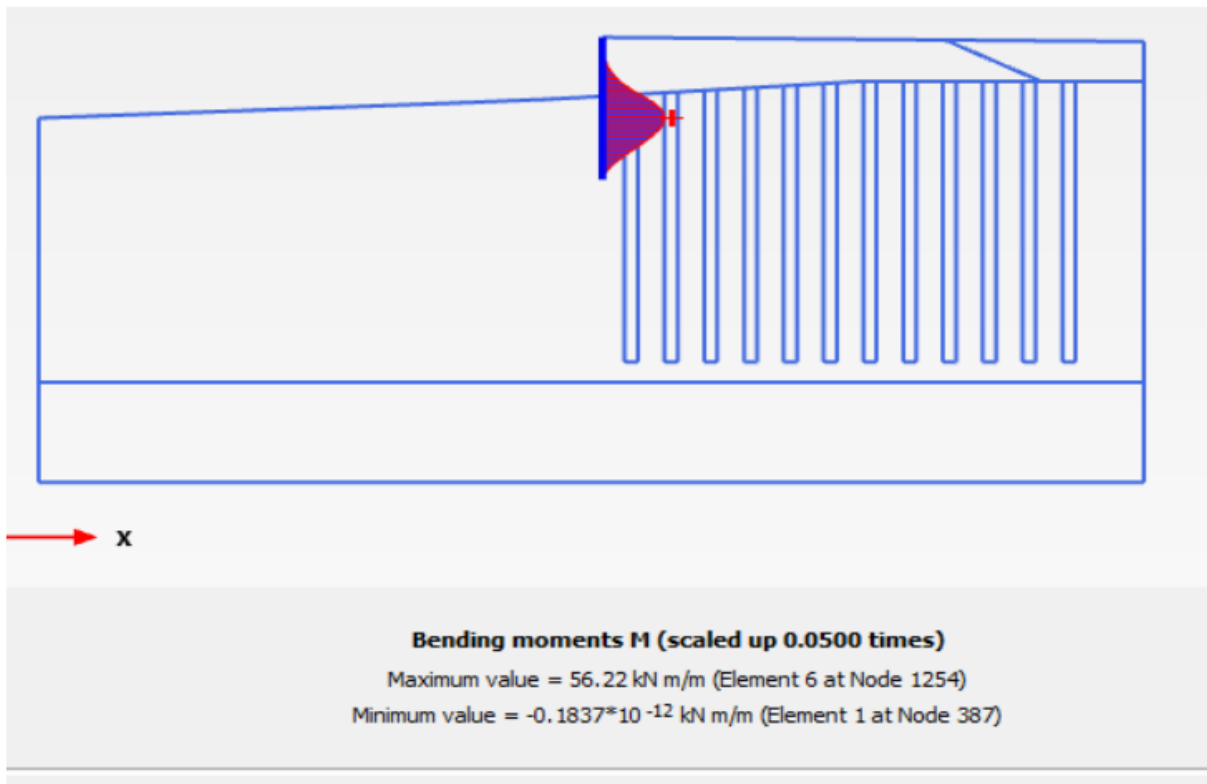
Mô hình	Mohr - columb	Mohr - columb	Mohr - columb	Mohr - columb	-	Mohr - columb
Loại ứng xử	Undrained A	Drained	Drained	Undrained A	-	Drained
$\gamma_{\text{unsat}} (KN / m^3)$	19	18	14,47	15	-	18,5
$\gamma_{\text{sat}} (KN / m^3)$	19	20	18,5	18,9	-	20
$E (KN / m^2)$	17500	20000	19000	6900	-	18000
$c (KN / m^2)$	100	0,2	7,5	29000	-	17
φ (độ)	30	20	21,4	14	-	21
Hệ số poisson ν	0.2	0,3	0,3	0,3	-	0,3
Hệ số rỗng e	-	-		0,69	-	
EI (KN/m)	-	-	-	-	63991	
EA (KN/)	-	-	-	-	5435200	
Trọng lượng $w = (\gamma_{bt} - \gamma_{dn}) \times d_{eq}$	-	-	-	-	6,27753	

Bảng 3.9. Bảng khai báo thông số vật liệu đầu vào cho mô hình Plaxis.

b) Phân chia giai đoạn thi công.

Tương tự như tính toán cho TH1.

c) Kết quả tính toán Plaxis.



Hình 3.66. Kết quả tính toán momen cực ĐU'L lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH7.

X ▲ [10 ⁻³ m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN/m]	N _{min} ▲ [kN/m]	N _{max} ▲ [kN/m]	Q ▲ [kN/m]	Q _{min} ▲ [kN/m]	Q _{max} ▲ [kN/m]	M ▲ [kN m/m]	M _{min} ▲ [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} ▼ [kN m/m]
500.000	-1.736	-32.950	-32.950	0.000	3.103	-7.843	3.103	56.216	0.000	56.216
500.000	-1.939	-32.945	-32.945	0.000	-3.762	-10.269	0.078	56.135	0.000	56.135

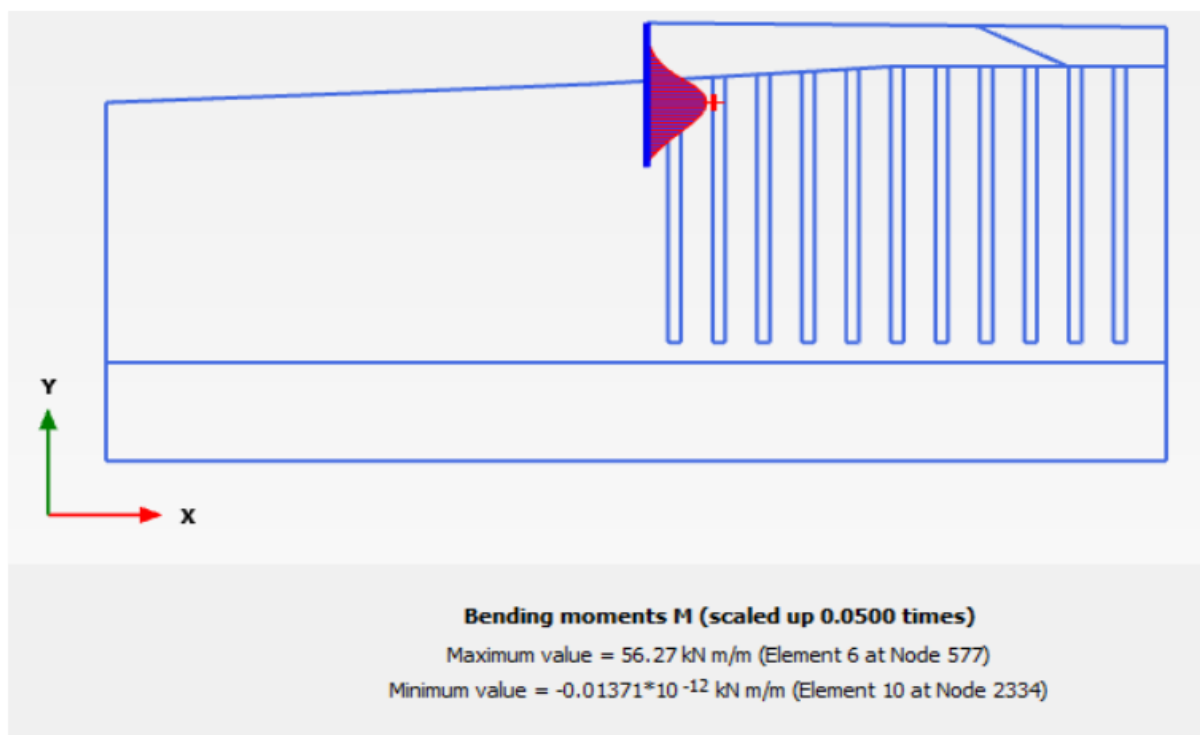
Hình 3.67. Momen lớn nhất của cực ĐU'L tại vị trí Z_t của TH7.

Soil weight			ΣM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	0.05726E-3	ΣM _{sf}	1.394
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Hình 3.68. Hệ số ổn định FS của TH7.

3.14.8. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH8.

Tương tự TH1 và thông số đầu vào như TH7 ta có kết quả tính toán theo phương pháp PTHH cho TH8.



Hình 3.69. Kết quả tính toán momen cực ĐƯỠ lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH8.

Y ▲ [m]	N ▲ [kN/m]	N _{min} ▲ [kN/m]	N _{max} ▲ [10 ⁻³ kN/m]	Q ▲ [kN/m]	Q _{min} ▲ [kN/m]	Q _{max} ▲ [kN/m]	M ▲ [kN m/m]	M _{min} ▲ [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} ▼ [kN m/m]
-1.786	-32.942	-32.942	0.000	1.557	-8.475	1.557	56.268	0.000	56.268
-1.962	-33.062	-33.062	0.000	-4.135	-10.501	0.080	56.041	0.000	56.041
-1.609	-32.750	-32.750	0.000	7.512	-6.218	7.512	55.475	0.000	55.475

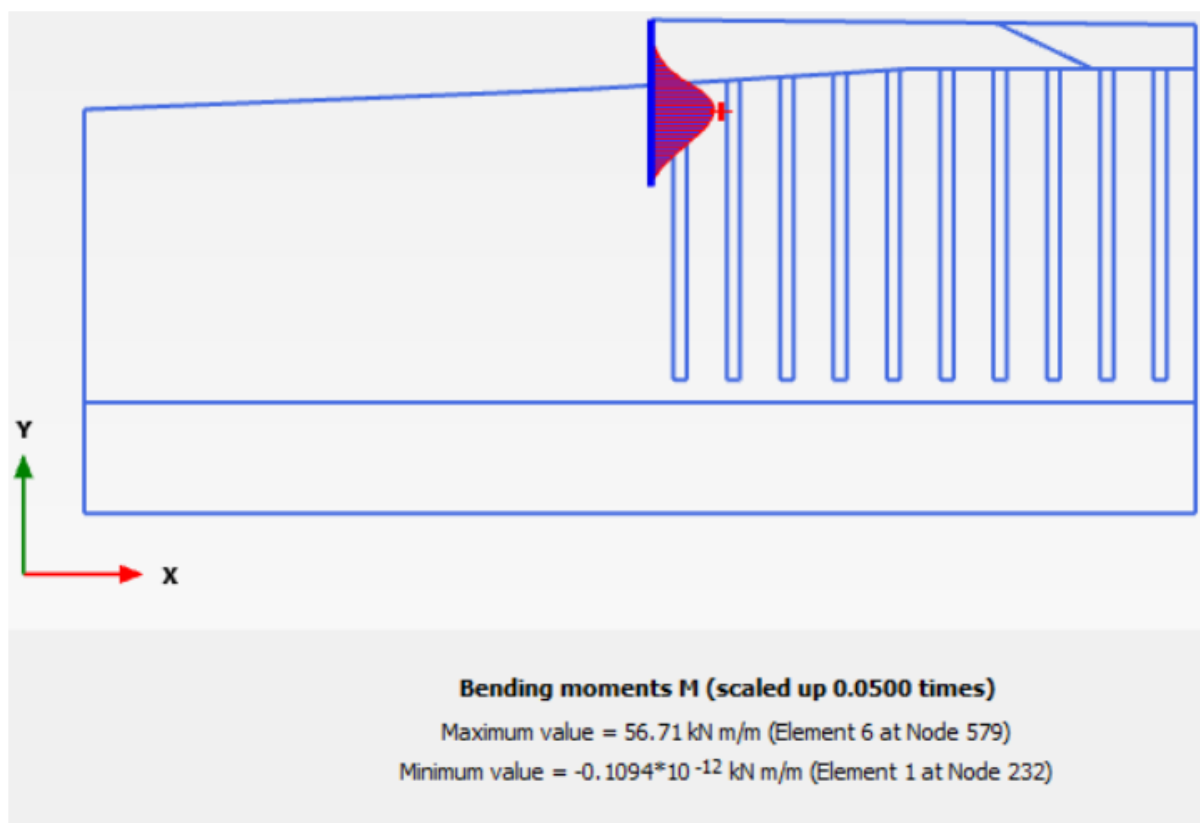
Hình 3.70. Momen lớn nhất của cọc ĐƯỠ tại vị trí Z_t của TH8.

Soil weight			ΣM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	0.3828E-3	ΣM _{sf}	1.432
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Hình 3.71. Hệ số ổn định FS của TH8.

3.14.9. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH9.

Tương tự TH1 và thông số đầu vào như TH7 ta có kết quả tính toán theo phương pháp PTHH cho TH9.



Hình 3.72. Kết quả tính toán momen cực ĐƯỖ lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH9.

X [10 ⁻³ m]	Y [m]	N [kN/m]	N _{min} [kN/m]	N _{max} [kN/m]	Q [kN/m]	Q _{min} [kN/m]	Q _{max} [kN/m]	M [kN m/m]	M _{min} [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} [kN m/m]
500.000	-1.834	-33.284	-33.284	0.000	0.760	-8.909	0.760	56.710	0.000	56.710
500.000	-2.019	-33.451	-33.451	0.000	-4.969	-10.817	0.073	56.320	0.000	56.320
500.000	-1.649	-33.070	-33.070	0.000	6.865	-6.650	6.865	56.016	0.000	56.016

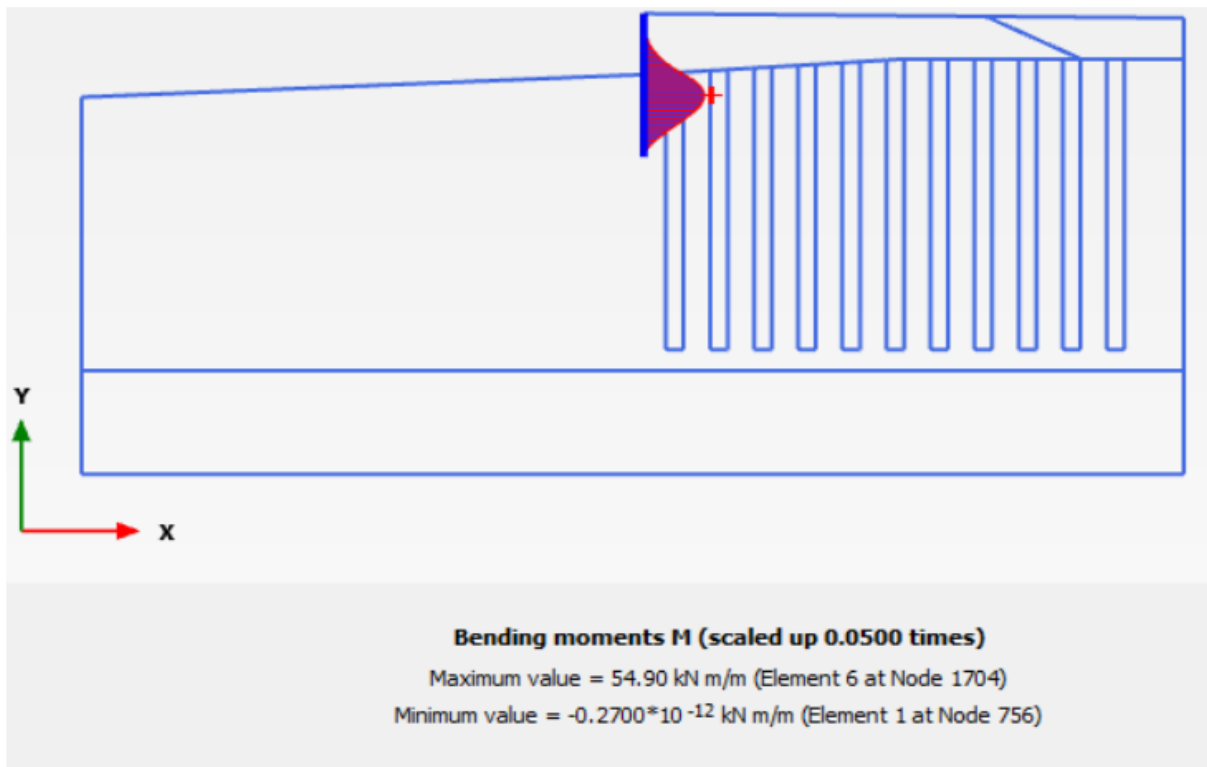
Hình 3.73. Momen lớn nhất của cọc ĐƯỤ tại vị trí Z_t của TH9.

Soil weight			ΣM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	-0.06863E-3	ΣM _{sf}	1.455
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Hình 3.74. Hệ số ổn định FS của TH9.

3.14.10. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH10.

Tương tự TH1 và thông số đầu vào như TH7 ta có kết quả tính toán theo phương pháp PTHH cho TH10.



Hình 3.75. Kết quả tính toán momen cực ĐL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH10.

Y ▲ [m]	N ▲ [kN/m]	N _{min} ▲ [kN/m]	N _{max} ▲ [10 ⁻³ kN/m]	Q ▲ [kN/m]	Q _{min} ▲ [kN/m]	Q _{max} ▲ [kN/m]	M ▲ [kN m/m]	M _{min} ▲ [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} ▼ [kN m/m]
-1.698	-31.504	-31.504	0.000	1.506	-7.939	1.506	54.901	0.000	54.901
-1.893	-31.534	-31.534	0.000	-4.976	-10.574	0.074	54.559	0.000	54.559

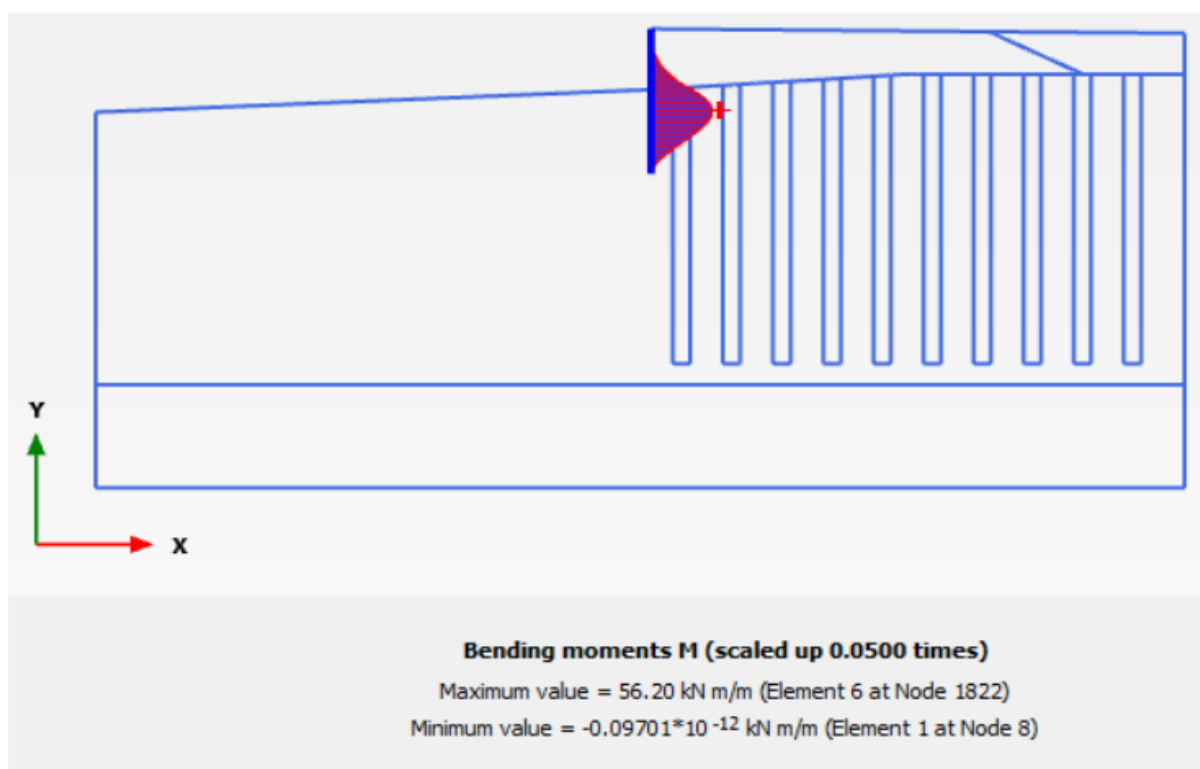
Hình 3.76. Momen lớn nhất của cọc ĐL tại vị trí Z_t của TH10.

Soil weight			ΣM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	0.2028E-3	ΣM _{sf}	1.379
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Hình 3.77. Hệ số ổn định FS của TH10.

3.14.11. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH11.

Tương tự TH1 và thông số đầu vào như TH7 ta có kết quả tính toán theo phương pháp PTHH cho TH11.



Hình 3.78. Kết quả tính toán momen cọc DUL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH11.

X ▲ [10 ⁻³ m]	Y ▲ [m]	N ▲ [kN/m]	N _{min} ▲ [kN/m]	N _{max} ▲ [kN/m]	Q ▲ [kN/m]	Q _{min} ▲ [kN/m]	Q _{max} ▲ [kN/m]	M ▲ [kN m/m]	M _{min} ▲ [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} ▼ [kN m/m]
500.000	-1.723	-32.274	-32.300	0.000	1.935	-8.152	1.935	56.199	0.000	56.199
500.000	-1.922	-32.333	-32.349	0.000	-4.846	-10.723	0.068	55.891	0.000	55.891

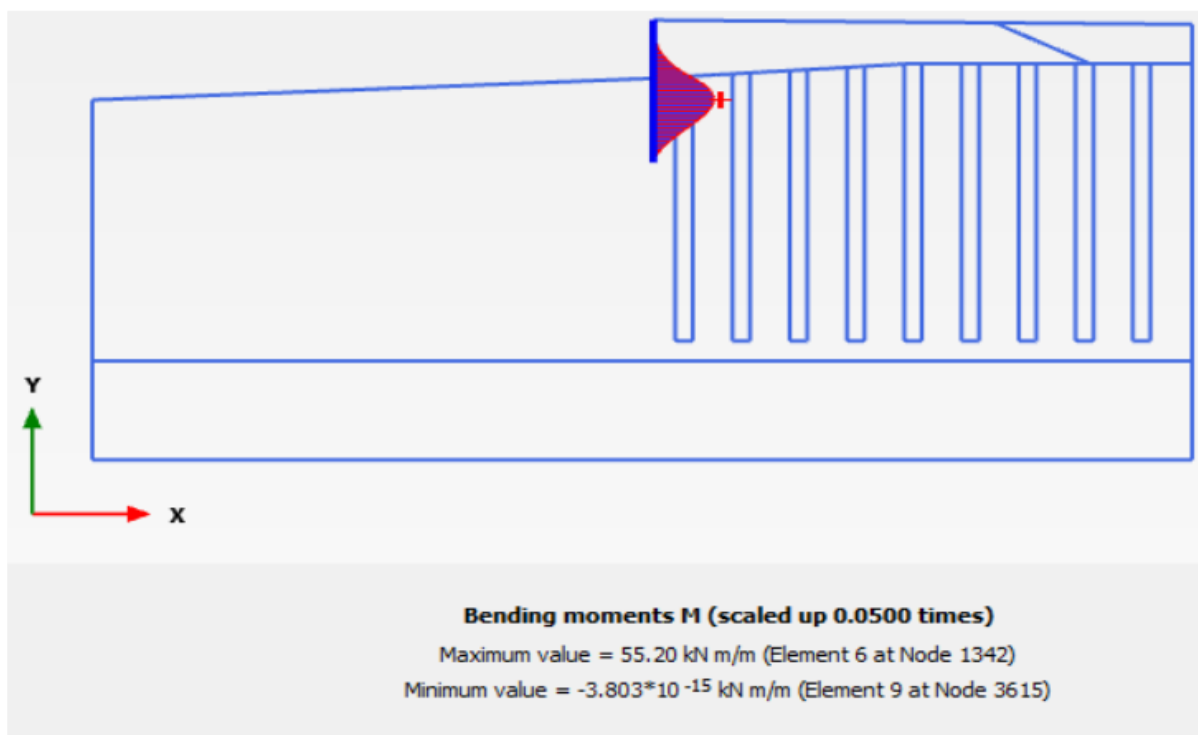
Hình 3.79. Momen lớn nhất của cọc DUL tại vị trí Z_t của TH11.

Soil weight			ΣM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	0.8421E-3	ΣM _{sf}	1.410
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Hình 3.80. Hệ số ổn định FS của TH11.

3.14.12. Tính toán theo phương pháp PTHH cho TH12.

Tương tự TH1 và thông số đầu vào như TH7 ta có kết quả tính toán theo phương pháp PTHH cho TH12.



Hình 3.81. Kết quả tính toán momen cực DƯL lớn nhất ở giai đoạn khai thác của TH12.

X [10 ⁻³ m]	Y [m]	N [kN/m]	N _{min} [kN/m]	N _{max} [kN/m]	Q [kN/m]	Q _{min} [kN/m]	Q _{max} [kN/m]	M [kN m/m]	M _{min} [10 ⁻³ kN m/m]	M _{max} [kN m/m]
500.000	-1.771	-31.713	-31.713	0.000	0.136	-8.765	0.136	55.197	0.000	55.197
500.000	-1.981	-31.855	-31.855	0.000	-6.181	-11.139	0.064	54.555	0.000	54.555

Hình 3.82. Momen lớn nhất của cọc DƯL tại vị trí Z_t của TH12.

Soil weight			ΣM _{Weight}	1.000
Strength reduction factor	M _{sf}	0.05587E-3	ΣM _{sf}	1.458
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Hình 3.83. Hệ số ổn định FS của TH12.

3.14.13. Tổng hợp kết quả tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn.

Trường hợp	M max (KN.m)	$Z_t = Y_{\max} + Y_i$ $= 2,2 + Y_i$	Hệ số ổn định F _s
1	71,18	4,743	1,642
2	71,7	4,883	1,723
3	70,54	4,785	1,851
4	69,72	4,761	1,631
5	71,74	4,847	1,661

6	69,71	4,849	1,734
7	56,22	3,936	1,394
8	56,27	3,986	1,432
9	56,71	4,034	1,455
10	54,9	3,898	1,379
11	56,2	3,923	1,410
12	55,2	3,971	1,458

Bảng 3.10. Bảng tổng hợp kết quả tính toán các mô hình theo phương pháp PTHH.

3.15. Tổng hợp và đánh giá các kết quả tính toán theo phương pháp giải tích và phương pháp PTHH (Plaxis 2D).

Trước khi tổng hợp và so sánh kết quả tính toán, cần làm rõ lý do lựa chọn các phương pháp sử dụng trong đề án. Phương pháp giải tích được lựa chọn nhằm xác định nhanh nội lực trong cọc DU_L, chiều sâu xuyên đất và đánh giá trạng thái làm việc của hệ tường kê theo các giả thiết tính toán đơn giản. Phương pháp này có ưu điểm là dễ kiểm tra, dễ đối chiếu và thường cho kết quả thiên về an toàn trong bước tính toán.

Bên cạnh đó, phương pháp phần tử hữu hạn Plaxis 2D được sử dụng nhằm mô phỏng chi tiết hơn sự làm việc của hệ tường kê cọc DU_L có gia cường CĐXM. Mô hình Plaxis 2D cho phép xét đến tương tác giữa cọc DU_L, nền đất và vùng CĐXM, đồng thời phản ánh được sự phân bố lại ứng suất, biến dạng và các giai đoạn thi công của công trình. Vì vậy, việc kết hợp phương pháp giải tích và Plaxis 2D giúp đề án có cơ sở so sánh, kiểm chứng và đánh giá đầy đủ hơn xu hướng làm việc của hệ công trình trong phạm vi giả định nghiên cứu.

3.15.1. Tổng hợp và đánh giá kết quả tính toán Momen max.

Trường hợp	$M_{\max}$ (Theo phương pháp giải tích)	$M_{\max}$ (Theo phương pháp PTHH)	$M_m = \frac{M_{\max} \text{GT}}{M_{\max} \text{PTHH}}$
1	107,467	71,180	1,510
2	113,856	71,700	1,588
3	125,394	70,540	1,778
4	107,467	69,720	1,541
5	110,903	71,740	1,546

6	119,433	69,710	1,713
---	---------	--------	-------

Bảng 3.11. Bảng tổng hợp kết quả tính toán Momen max theo phương pháp giải tích và phương pháp PTHH (Plaxis 2D) đối với trường hợp đất nền là đất dính.

Trường hợp	$M_{\max}$ (Theo phương pháp giải tích)	$M_{\max}$ (Theo phương pháp PTHH)	$M_m = \frac{M_{\max} \text{GT}}{M_{\max} \text{PTHH}}$
7	108,332	56,220	1,927
8	115,785	56,270	2,058
9	121,925	56,710	2,150
10	103,248	54,900	1,881
11	106,075	56,200	1,887
12	112,346	55,200	2,035

Bảng 3.12. Bảng tổng hợp kết quả tính toán Momen max theo phương pháp giải tích và phương pháp PTHH (Plaxis 2D) đối với trường hợp đất nền là đất rời.

Theo kết quả so sánh trong bảng 3.11 và 3.12 thì momen cực đại trong cọc theo mô hình giải tích lớn hơn từ 1,5 đến 2 lần so với phương pháp PTHH. Sự chênh lệch này xuất phát chủ yếu từ bản chất mô hình hóa khác nhau giữa hai phương pháp: Phương pháp giải tích dùng sơ đồ áp lực đất chủ động – bị động là mô hình đơn giản hóa theo trạng thái giới hạn, còn Plaxis 2D mô phỏng ứng xử biến dạng thực của hệ đất – tường. Vì vậy, kết quả momen lớn nhất theo giải tích thường lớn hơn và mang tính an toàn hơn.

Sự chênh lệch này được giải thích như sau:

a) *Phương pháp giải tích giả thiết áp lực đất theo sơ đồ lý tưởng hóa.*

Trong cách tính giải tích, áp lực đất thường được xác định theo các hệ số K_a , K_p và phân bố thành các biểu đồ tam giác/hình thang khá lý tưởng. Cách làm này có các giả thiết như:

- + Đất làm việc theo điều kiện giới hạn,
- + Phân bố áp lực biến thiên tuyến tính,
- + Mặt trượt và trạng thái ứng suất được đơn giản hóa,
- + Chưa phản ánh đầy đủ sự thay đổi độ cứng theo biến dạng.

Do đó, nội lực tính toán theo phương pháp giải tích thường có xu hướng lớn hơn. Điều này thể hiện rõ qua các trường hợp TH1–TH6 đối với đất dính, khi mô men theo

giải tích lớn hơn Plaxis 2D khoảng 1,51–1,78 lần; và đặc biệt ở nhóm đất rời TH7–TH12, khi mô men theo giải tích lớn hơn khoảng 1,88–2,15 lần.

b) Plaxis (2D) xét đến tương tác đất – kết cấu nội lực được phân bố lại.

Trong Plaxis 2D, tường chắn không chịu tải theo sơ đồ áp lực “áp đặt sẵn”, mà áp lực đất được hình thành từ quá trình tương tác giữa chuyển vị tường và biến dạng của đất. Khi tường biến dạng:

- + Một phản ứng suất được tái phân bố,
- + Phản lực đất không tập trung đúng như sơ đồ giải tích,
- + Đỉnh momen thường giảm do đất và tường cùng tham gia làm việc.

Cụ thể như trong TH12, biểu đồ momen theo phương pháp giải tích thể hiện trên Hình 3.39 có giá trị momen lớn nhất là 112,346 KN.m, trong khi đó theo phương pháp PTHH thể hiện trên Hình 3.81 có giá trị momen lớn nhất là 55,2 KN.m. Điều này cho thấy có sự phân bố lại nội lực trong phương pháp PTHH như được phân tích ở trên.

c) Áp lực chủ động và bị động trong thực tế không huy động hoàn toàn như giả thiết giải tích.

Trong phương pháp giải tích, áp lực chủ động và bị động thường được xem là đã huy động theo sơ đồ tính toán. Tuy nhiên, trong mô hình Plaxis 2D, mức độ huy động áp lực đất phụ thuộc vào chuyển vị của cọc DUL, biến dạng nền đất và độ cứng vùng CĐXM. Vì vậy, nội lực trong cọc theo Plaxis 2D thường nhỏ hơn so với giải tích.

Điều này thể hiện rõ ở nhóm đất rời. Cụ thể, ở TH7, biểu đồ mô men giải tích tại Hình 3.24 cho $M_{max} = 108,332 \text{ kN.m}$, trong khi Plaxis 2D tại Hình 3.66 cho $M_{max} = 56,220 \text{ kN.m}$. Ở TH9, kết quả giải tích tại Hình 3.30 cho $M_{max} = 121,925 \text{ kN.m}$, còn Plaxis 2D tại Hình 3.72 cho $M_{max} = 56,710 \text{ kN.m}$.

d) Plaxis mô phỏng theo giai đoạn thi công, còn giải tích thường xét trạng thái cuối.

Phương pháp giải tích thường xét bài toán ở trạng thái tính toán cuối cùng. Trong khi đó, Plaxis 2D mô phỏng theo các giai đoạn thi công và khai thác, nên có thể phản ánh sự thay đổi ứng suất, chuyển vị và sự phân bố lại nội lực theo từng giai đoạn làm việc của công trình.

Cụ thể, ở TH1, M_{max} theo Plaxis 2D tại Hình 3.48 là 71,180 kN.m, nhỏ hơn kết quả giải tích tại Hình 3.5 là 107,467 kN.m. Tương tự, ở TH8, M_{max} theo Plaxis 2D tại Hình 3.69 là 56,270 kN.m, nhỏ hơn kết quả giải tích tại Hình 3.27 là 115,785 kN.m.

e) Mô hình phản ánh được độ cứng thật của đất và tường.

Trong mô hình Plaxis 2D, độ cứng của đất nền, cọc DU'L và vùng CĐXM được đưa vào mô hình tính toán. Khi các thành phần này cùng tham gia chịu lực, một phần tải trọng được phân bố lại trong nền và vùng gia cường, làm giảm nội lực bất lợi trong cọc DU'L.

Do đó, Mmax theo Plaxis 2D nhỏ hơn phương pháp giải tích ở tất cả các trường hợp. Đối với nhóm đất dính, mức chênh lệch giữa hai phương pháp khoảng 1,51–1,78 lần; đối với nhóm đất rời, mức chênh lệch khoảng 1,88–2,15 lần.

f) Kết quả giải tích thường mang tính an toàn trong thiết kế.

Về bản chất, các công thức giải tích được xây dựng để dễ tính toán và an toàn cho tính toán thiết kế, nên thường cho nội lực lớn hơn mô phỏng số. Vì vậy, việc momen theo giải tích lớn hơn Plaxis khoảng 1,6 (đối với trường hợp đất nền là đất dính) và 1,99 (đối với đất nền là đất rời) lần là hoàn toàn có thể xảy ra và thường cho thấy:

+ Phương pháp giải tích thiên về an toàn,

+ Plaxis phản ánh ứng xử thực tế hơn, nếu các tham số đầu vào được lựa chọn hợp lý.

3.15.2. Tổng hợp và đánh giá kết quả giá trị Z_t (m).

Trường hợp	Z_t (Theo phương pháp giải tích)	Z_t (Theo phương pháp PTHH)	$Z_t = \frac{Z_t GT}{Z_t PTHH}$
1	5,818	4,743	1,227
2	6,115	4,883	1,252
3	6,652	4,785	1,390
4	5,818	4,761	1,222
5	5,980	4,847	1,234
6	6,374	4,849	1,315

Bảng 3.13. Bảng tổng hợp kết quả tính toán giá trị Z_t theo 2 phương pháp tính PTHH (Plaxis 2D) và giải tích đối với trường hợp đất nền là đất dính.

Trường hợp	Z_t (Theo phương pháp giải tích)	Z_t (Theo phương pháp PTHH)	$Z_t = \frac{Z_t GT}{Z_t PTHH}$
7	5,081	3,936	1,291
8	5,244	3,986	1,316

9	5,377	4,034	1,333
10	4,961	3,898	1,273
11	5,029	3,923	1,282
12	5,170	3,971	1,302

Bảng 3.14. Bảng tổng hợp kết quả tính toán giá trị Z_t theo 2 phương pháp tính PTHH (Plaxis 2D) và giải tích đối với trường hợp đất nền là đất rời.

Kết quả giá trị Z_t trong bảng 3.13 và 3.14 cho thấy vị trí momen cực trị giữa 2 phương pháp tính toán chênh lệch nhau từ 1,2 đến 1,3 lần. Các lý do chênh lệch này có thể được giải thích như sau:

a) *Phương pháp giải tích dùng sơ đồ áp lực đất lý tưởng hóa.*

Trong phương pháp giải tích, áp lực đất chủ động và bị động được giả thiết theo các biểu đồ đơn giản như tam giác hoặc hình thang, với các hệ số K_a và K_p . Từ sơ đồ này, vị trí lực tổng hợp và biểu đồ lực cắt - momen được xác định theo quan hệ giải tích.

Do phân bố áp lực đã được lý tưởng hóa, nên vị trí điểm có momen lớn nhất cũng được xác định theo một quy luật khá “cơ học”, thường cho ra độ sâu Z_t lớn hơn so với thực tế.

Do đó, Z_t theo phương pháp giải tích thường có xu hướng nằm sâu hơn so với Plaxis 2D. Điều này thể hiện rõ qua các trường hợp TH1–TH6 đối với đất dính, khi Z_t theo giải tích lớn hơn Plaxis 2D khoảng 1,22–1,39 lần; và ở nhóm đất rời TH7–TH12, khi Z_t theo giải tích lớn hơn khoảng 1,27–1,33 lần.

Cụ thể, ở TH1, Z_t theo phương pháp giải tích xác định từ biểu đồ mô men tại Hình 3.5 là 5,818 m, trong khi kết quả Plaxis 2D tại Hình 3.49 cho $Z_t = 4,743$ m, chênh lệch khoảng 1,23 lần. Ở TH3, Z_t theo giải tích tại Hình 3.11 là 6,652 m, còn Plaxis 2D tại Hình 3.55 là 4,785 m, chênh lệch khoảng 1,39 lần.

b) *Plaxis xác định vị trí M_{max} theo biến dạng thực của hệ đất – tường.*

Trong Plaxis 2D, vị trí xuất hiện momen lớn nhất không do sơ đồ áp lực cho trước quyết định, mà hình thành từ:

- + Chuyển vị thực của tường,
- + Tương tác đất - kết cấu,
- + Sự huy động dần áp lực bị động ở phần chôn sâu,
- + Sự tái phân bố ứng suất trong khối đất.

Vì vậy, điểm có độ cong lớn nhất của tường, tức nơi xuất hiện $M_{\max}$, có thể dịch chuyển so với vị trí dự báo bằng giải tích. Thực tế, vị trí này thường nông hơn hoặc tập trung hơn so với sơ đồ lý tưởng hóa, nên Z_t theo PTHH nhỏ hơn.

Do đó, vị trí Z_t theo Plaxis 2D thường nông hơn so với phương pháp giải tích. Cụ thể, ở TH9, Z_t theo giải tích tại Hình 3.30 là 5,377 m, còn Plaxis 2D tại Hình 3.73 là 4,034 m, chênh lệch khoảng 1,33 lần.

c) *Phương pháp giải tích thường giả thiết huy động áp lực bị động theo cách an toàn.*

Ở phần đất bị động, phương pháp giải tích thường coi sức kháng đất được huy động theo sơ đồ tương đối đầy đủ và phân bố rõ ràng. Giả thiết này làm cho điểm cân bằng lực cắt và momen trong thân tường có xu hướng dịch xuống sâu hơn, kéo theo vị trí $M_{\max}$ được tính sâu hơn.

Trong thực tế mô phỏng bằng Plaxis, áp lực bị động không huy động đồng đều và không huy động hoàn toàn trên toàn bộ chiều sâu cùng lúc, nên vị trí nội lực cực đại thường khác với sơ đồ giải tích.

Điều này làm cho vị trí xuất hiện mô men lớn nhất theo Plaxis 2D có xu hướng nằm nông hơn. Đối với đất dính, Z_t theo giải tích dao động từ 5,818 m đến 6,652 m, trong khi Z_t theo Plaxis 2D dao động từ 4,743 m đến 4,883 m. Đối với đất rời, Z_t theo giải tích dao động từ 4,961 m đến 5,377 m, trong khi Z_t theo Plaxis 2D dao động từ 3,898 m đến 4,034 m.

d) *Ảnh hưởng của độ cứng tường, đất nền và các lớp địa chất.*

Trong Plaxis, độ cứng của tường, độ cứng từng lớp đất và điều kiện tiếp xúc đất - tường đều ảnh hưởng trực tiếp đến hình dạng biến dạng của tường. Khi độ cứng hệ thay đổi, đường cong chuyển vị thay đổi, từ đó làm thay đổi vị trí xuất hiện momen cực đại.

Ngược lại, trong phương pháp giải tích, những yếu tố này thường chỉ được phản ánh gián tiếp hoặc bị đơn giản hóa, nên khó mô tả đúng sự dịch chuyển vị trí $M_{\max}$.

Cụ thể, ở TH3, Z_t theo giải tích tại Hình 3.11 là 6,652 m, trong khi Plaxis 2D tại Hình 3.55 là 4,785 m. Ở TH9, Z_t theo giải tích tại Hình 3.30 là 5,377 m, trong khi Plaxis 2D tại Hình 3.73 là 4,034 m. Điều này cho thấy khi xét đến độ cứng của đất, cọc DƯL và vùng CĐXM, vị trí mô men lớn nhất trong mô hình PTHH có xu hướng dịch chuyển lên nông hơn.

e) *Plaxis xét đến quá trình thi công theo giai đoạn.*

Nếu mô hình Plaxis được thiết lập theo các bước đào đất hoặc thi công thực tế, thì ứng suất và chuyển vị trong đất được hình thành dần theo từng giai đoạn. Điều đó làm cho biểu đồ nội lực trong tường cũng thay đổi theo quá trình thi công, và vị trí momen lớn nhất được xác định sát hơn với trạng thái làm việc thực. Trong khi đó, phương pháp giải tích thường xét theo trạng thái tải cuối cùng, nên vị trí Z_t có xu hướng mang tính quy ước hơn và thường an toàn hơn.

Từ các kết quả trên có thể nhận xét rằng Z_t theo phương pháp giải tích lớn hơn Z_t theo Plaxis 2D ở tất cả các trường hợp. Đối với đất dính, mức chênh lệch khoảng 1,22–1,39 lần; đối với đất rời, mức chênh lệch khoảng 1,27–1,33 lần. Vì vậy, khi đánh giá vị trí chịu nội lực bất lợi và chiều dài làm việc của cọc DUL, cần xem xét đồng thời kết quả theo phương pháp giải tích và kết quả theo Plaxis 2D để có nhận xét đầy đủ hơn.

3.15.3. *Tổng hợp và đánh giá kết quả tính toán ổn định công trình bằng phương pháp mặt trượt cung tròn Bishop trong Geostudio cho trường hợp đất dính.*

Trường hợp	Hệ số ổn định theo phương pháp PTHH Plaxis	Hệ số ổn định theo phương pháp mặt trượt cung tròn của Bishop
1	1,642	2,37
2	1,723	2,367
3	1,851	2,42
4	1,631	2,37
5	1,661	2,357
6	1,734	2,398

Bảng 3.15. Bảng tổng hợp kết quả tính toán hệ số ổn định theo phương pháp PTHH và phương pháp mặt trượt cung tròn của Bishop đối với trường hợp đất nền là đất dính.

Trường hợp	Hệ số ổn định theo phương pháp PTHH Plaxis	Hệ số ổn định theo phương pháp mặt trượt cung tròn của Bishop
------------	--	---

7	1,394	2,916
8	1,432	2,89
9	1,455	2,866
10	1,379	2,983
11	1,410	2,942
12	1,458	2,89

Bảng 3.16. Bảng tổng hợp kết quả tính toán hệ số ổn định theo phương pháp PTHH và phương pháp mặt trượt cung tròn của Bishop đối với trường hợp đất nền là đất rời.

Theo kết quả thống kê trong bảng 3.15 và 3.16, hệ số ổn định tổng thể được xác định theo phương pháp mặt trượt trụ tròn của Bishop và phương pháp PTHH chênh lệch nhau từ 1,4 đến 2 lần. Sự chênh lệch này chủ yếu do hai phương pháp dựa trên hai cách đánh giá ổn định khác nhau. Phương pháp Bishop là phương pháp cân bằng giới hạn trên mặt trượt giả định dạng cung tròn, còn Plaxis 2D với c-phi reduction là phương pháp phần tử hữu hạn, đánh giá phá hoại thông qua quá trình giảm dần sức kháng cắt của đất đến khi hệ mất ổn định. Vì vậy, trong nhiều trường hợp, đặc biệt với tường chắn đất và nền đất phân lớp, hệ số ổn định theo Bishop thường lớn hơn kết quả từ Plaxis. Cụ thể như sau:

a) Bishop giả thiết mặt trượt là cung tròn.

Đây là giả thiết phù hợp với nhiều bài toán mái dốc đất đồng nhất, nhưng với tường chắn đất, cơ chế phá hoại thực tế thường phức tạp hơn:

- + Mặt trượt có thể không phải cung tròn.
- + Có thể xuất hiện trượt sâu, trượt lệch chân tường, trượt qua lớp đất yếu.
- + Cơ chế phá hoại chịu ảnh hưởng của tương tác đất – tường.

Trong khi đó, Plaxis không ép buộc mặt trượt phải là cung tròn, nên thường tìm ra được cơ chế phá hoại bất lợi hơn, làm hệ số ổn định nhỏ hơn.

Do đó, FS theo Bishop/GeoStudio thường có xu hướng lớn hơn so với Plaxis 2D. Điều này thể hiện rõ qua nhóm đất dính TH1–TH6, khi FS theo Bishop/GeoStudio dao động từ 2,357 đến 2,420, trong khi FS theo Plaxis 2D dao động từ 1,631 đến 1,851. Cụ thể, ở TH1, kết quả Bishop/GeoStudio tại Hình 3.7 cho FS = 2,370, trong khi Plaxis 2D tại Hình 3.50 cho FS = 1,642, chênh lệch khoảng 1,44 lần.

Đối với nhóm đất rời TH7–TH12, mức chênh lệch lớn hơn, khi FS theo Bishop/GeoStudio dao động từ 2,866 đến 2,983, trong khi FS theo Plaxis 2D dao động từ 1,379 đến 1,458.

b) *Bishop là mô hình cân bằng giới hạn, chưa phản ánh biến dạng thực của hệ.*

Bishop chỉ xét cân bằng lực/momen ở trạng thái sắp trượt, nhưng không mô phỏng quá trình biến dạng của đất và tường trước khi phá hoại.

Ngược lại, Plaxis xét:

- + Biến dạng của đất.
- + Chuyển vị của tường.
- + Sự tái phân bố ứng suất.
- + Quá trình phát triển vùng dẻo trong khối đất.

Do có xét đến biến dạng thực, Plaxis thường phản ánh trạng thái làm việc bất lợi sát thực tế hơn, nên hệ số ổn định thường thấp hơn.

Điều này thể hiện rõ qua các trường hợp đất rời. Cụ thể, ở TH7, kết quả Bishop/GeoStudio tại Hình 3.26 cho FS = 2,916, trong khi Plaxis 2D tại Hình 3.68 cho FS = 1,394, chênh lệch khoảng 2,09 lần.

c) *Plaxis xét đầy đủ tương tác đất – kết cấu.*

Trong bài toán tường chắn đất, tường không phải là một biên cứng tuyệt đối. Tường có thể chuyển vị, xoay, làm thay đổi phân bố ứng suất trong đất, tạo ra vùng tập trung biến dạng ở sau tường và dưới chân tường.

Phương pháp Bishop thường đơn giản hóa phần này, còn Plaxis mô phỏng trực tiếp tương tác đất – tường, nên phát hiện rõ hơn các vùng yếu và khả năng mất ổn định tổng thể.

Do đó, FS theo Plaxis 2D thường nhỏ hơn so với Bishop/GeoStudio nhưng phản ánh chi tiết hơn trạng thái làm việc của hệ công trình. Cụ thể, ở TH3, FS theo Plaxis 2D tại Hình 3.56 là 1,851, thấp hơn kết quả Bishop/GeoStudio tại Hình 3.13 là 2,420.

d) *C-phi reduction đánh giá ổn định theo sức kháng cắt bị suy giảm dần.*

Trong Plaxis, các tham số chống cắt của đất được giảm dần theo quan hệ:

$$c_{\downarrow} = \frac{c}{\sum M_{sf}} \quad ; \quad \tan\varphi_{\downarrow} = \frac{\tan\varphi}{\sum M_{sf}} \quad \text{cho đến khi hệ không còn hội tụ, tức là đạt trạng}$$

thái phá hoại.

Cách này phản ánh quá trình huy động dần sức kháng cắt trong toàn bộ khối đất, chứ không chỉ trên một mặt trượt giả định. Vì vậy, các vùng yếu trong nền, trong lớp đất không đồng nhất hoặc quanh chân tường sẽ được thể hiện rõ hơn, làm hệ số ổn định thu được thường nhỏ hơn.

Kết quả tính toán cho thấy FS theo Plaxis 2D dao động từ 1,631 đến 1,851 đối với đất dính và từ 1,379 đến 1,458 đối với đất rời. Các giá trị này đều nhỏ hơn kết quả Bishop/GeoStudio nhưng vẫn lớn hơn 1,0, cho thấy hệ công trình bảo đảm ổn định trong phạm vi thông số đầu vào và giả định tính toán của đề án.

e) *Bishop có xu hướng “lý tưởng hóa” khối trượt và phân bố lực.*

Phương pháp Bishop dựa trên các giả thiết đơn giản hóa như: chia lát trượt, giả thiết về lực giữa các lát, bỏ qua hoặc đơn giản hóa một số thành phần nội lực, coi sự huy động sức kháng trên mặt trượt theo cách tương đối đồng đều.

Các giả thiết này thường làm bài toán trở nên “ổn định hơn” so với ứng xử thực của nền đất. Vì vậy, kết quả hệ số ổn định có thể cao hơn so với mô hình phần tử hữu hạn.

Phương pháp Bishop lý tưởng hóa khối trượt và sự phân bố lực theo mặt trượt cung tròn. Trong khi đó, Plaxis 2D cho phép vùng mất ổn định hình thành theo trạng thái ứng suất – biến dạng của mô hình. Sự khác biệt này thể hiện rõ ở TH10, khi Bishop/GeoStudio tại Hình 3.35 cho FS = 2,983, còn Plaxis 2D tại Hình 3.77 cho FS = 1,379.

f) *Định nghĩa hệ số an toàn của hai phương pháp không hoàn toàn giống nhau.*

Trong phương pháp Bishop, hệ số ổn định được xác định trên cơ sở cân bằng giới hạn, thể hiện tỷ số giữa lực chống trượt và lực gây trượt trên mặt trượt giả định đã chọn.

Trong khi đó, trong Plaxis, hệ số an toàn được xác định theo phương pháp giảm bền c- ϕ , thông qua việc giảm dần các tham số sức kháng cắt của đất cho đến khi mô hình đạt trạng thái phá hoại. Vì vậy, hệ số này phản ánh khả năng ổn định của toàn hệ đất – kết cấu tại thời điểm mất ổn định số.

Như vậy, mặc dù đều được dùng để đánh giá mức độ ổn định, hệ số an toàn của hai phương pháp không hoàn toàn tương đương về bản chất cơ học; do đó, sự chênh lệch giữa các giá trị tính toán là phù hợp.

3.15.4. Phân tích cơ chế tương tác giữa cọc DU'L, nền đất và CĐXM.

Trong hệ tường kê nghiên cứu, cọc DU'L, nền đất tự nhiên và vùng gia cường bằng CĐXM không làm việc độc lập mà có sự tương tác lẫn nhau. Cọc DU'L là bộ phận chịu lực chính, tiếp nhận áp lực đất chủ động từ khối đất đắp và tải trọng khai thác phía sau tường. Nền đất tự nhiên là môi trường truyền lực và huy động sức kháng bị động phía trước cọc. CĐXM có vai trò cải thiện cường độ, độ cứng của vùng nền phía sau tường, giảm biến dạng ngang và góp phần phân bố lại ứng suất trong khối đất.

Khi có gia cường CĐXM, tải trọng từ nền đường đắp và tải trọng khai thác được truyền qua vùng đất đã cải thiện, làm giảm mức độ biến dạng ngang phía sau tường và giảm bất lợi cho nội lực trong cọc DU'L. Mô hình Plaxis 2D phản ánh rõ hơn cơ chế này do xét đến tương tác đất – kết cấu, quá trình thi công theo giai đoạn và sự phân bố lại ứng suất trong nền. Tuy nhiên, hiệu quả của CĐXM cần được đánh giá đồng thời thông qua mô men trong cọc DU'L, vị trí Z_t , hệ số ổn định FS và điều kiện biến dạng nền, không nên chỉ dựa vào một chỉ tiêu riêng lẻ.

3.16. Kết luận chương 3.

Trong Chương 3, đề án đã xây dựng và phân tích 12 trường hợp tính toán cho hệ tường kê cọc DU'L có gia cường CĐXM trong hai nhóm nền đất dính và đất rời. Kết quả cho thấy phương pháp giải tích cho M_{max} và Z_t lớn hơn Plaxis 2D. Đối với M_{max} , mức chênh lệch khoảng 1,51–1,78 lần ở đất dính và 1,88–2,15 lần ở đất rời. Đối với Z_t , mức chênh lệch khoảng 1,22–1,39 lần ở đất dính và 1,27–1,33 lần ở đất rời.

Đối với hệ số ổn định FS, kết quả Bishop/GeoStudio lớn hơn Plaxis 2D do hai phương pháp có bản chất tính toán khác nhau. Bishop/GeoStudio kiểm tra ổn định theo mặt trượt cung tròn giả định, còn Plaxis 2D xác định FS bằng phương pháp giảm bên c- ϕ và xét đến tương tác đất – kết cấu. Tuy nhiên, tất cả các trường hợp đều có FS theo Plaxis 2D lớn hơn 1,0, cho thấy hệ tường kê cọc DU'L có gia cường CĐXM bảo đảm ổn định trong phạm vi thông số đầu vào của đề án.

Như vậy, Chương 3 đã làm rõ sự khác nhau giữa phương pháp giải tích, Bishop/GeoStudio và Plaxis 2D. Phương pháp giải tích và Bishop/GeoStudio phù hợp cho kiểm tra tính toán thiết kế theo hướng an toàn, trong khi Plaxis 2D giúp đánh giá chi tiết hơn trạng thái ứng suất – biến dạng, tương tác đất – kết cấu và sự làm việc tổng thể của hệ tường kê cọc DU'L – nền đất – CĐXM.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

❖ Kết luận

Đề án đã nghiên cứu bài toán ổn định của hệ tường kê sử dụng cọc dự ứng lực có gia cường bằng trụ xi măng đất trong điều kiện nền đất yếu. Nội dung nghiên cứu tập trung xem xét hệ công trình như một tổ hợp làm việc đồng thời giữa cọc DU_L, nền đất tự nhiên và vùng gia cường CĐXM. Cách tiếp cận này phù hợp với mục tiêu của đề tài là đánh giá vai trò chịu lực của cọc DU_L, vai trò cải thiện nền của CĐXM và ảnh hưởng của các yếu tố này đến ổn định tổng thể công trình.

Về cơ sở tính toán, đề án đã hệ thống hóa các nội dung liên quan đến áp lực đất, cơ chế làm việc của tường kê cọc DU_L, nguyên lý gia cường nền bằng CĐXM và các phương pháp đánh giá ổn định công trình địa kỹ thuật. Trên cơ sở đó, đề án đã sử dụng kết hợp phương pháp giải tích, phương pháp kiểm toán ổn định theo Bishop/GeoStudio và mô hình phần tử hữu hạn Plaxis 2D để phân tích, so sánh kết quả tính toán.

Kết quả tính toán cho thấy phương pháp giải tích có xu hướng cho giá trị mô men lớn nhất M_{max} và vị trí xuất hiện mô men lớn nhất Z_t lớn hơn so với kết quả mô phỏng bằng Plaxis 2D. Điều này thể hiện tính an toàn của phương pháp giải tích trong giai đoạn tính toán thiết kế. Trong khi đó, mô hình Plaxis 2D phản ánh rõ hơn xu hướng phân bố lại ứng suất, biến dạng và tương tác giữa cọc DU_L – nền đất – CĐXM trong phạm vi giả định của mô hình.

Đối với chỉ tiêu ổn định tổng thể, kết quả kiểm toán theo Bishop/GeoStudio và Plaxis 2D cho thấy các trường hợp tính toán đều bảo đảm ổn định trong phạm vi bộ thông số đầu vào đã lựa chọn. Tuy nhiên, do bản chất hai phương pháp khác nhau, hệ số ổn định theo Bishop/GeoStudio và hệ số an toàn theo Plaxis 2D không nên so sánh một cách tuyệt đối. Bishop/GeoStudio phù hợp để kiểm tra ổn định theo mặt trượt giả định, trong khi Plaxis 2D cho phép xem xét thêm biến dạng nền, tương tác đất – kết cấu và các giai đoạn thi công.

Các kết quả nghiên cứu trong đề án được xây dựng trên cơ sở bộ thông số tính toán điển hình cho nền đất yếu và tham khảo tổng hợp từ một số công trình thực tế, tuy nhiên số lượng mẫu chưa nhiều. Vì vậy, kết quả của đề án có ý nghĩa tham khảo cho thiết kế, nhận diện xu hướng ứng xử và định hướng lựa chọn giải pháp gia cường nền. Phương pháp giải tích cho kết quả thiên về an toàn hơn so với phương pháp PTHH nên người

thiết kế cần phải đánh giá độ dự trữ an toàn của phương pháp này trong các dự án thực tế.

Đối với khả năng ứng dụng thực tế, kết quả nghiên cứu của đề án có thể được sử dụng làm cơ sở tham khảo trong giai đoạn nghiên cứu tiền khả thi, thiết kế tính toán hoặc lựa chọn phương án xử lý nền cho các công trình giao thông trên nền đất yếu tại khu vực Đồng bằng sông Cửu Long, ven sông và ven biển Việt Nam. Đây là các khu vực thường gặp điều kiện địa chất phức tạp, nền đất yếu, mực nước ngầm biến động, nguy cơ sạt lở mái taluy và yêu cầu cao về ổn định nền đường, tường kê hoặc công trình bảo vệ bờ.

Mô hình tường kê cọc DUL có gia cường CĐXM trong đề án cho phép đánh giá đồng thời vai trò chịu lực của cọc DUL, vai trò cải thiện nền của CĐXM và sự làm việc tổng thể của hệ tường kê – nền đất – vùng gia cường. Vì vậy, kết quả nghiên cứu có thể hỗ trợ kỹ sư trong việc nhận diện xu hướng biến thiên của mô men lớn nhất M_{max} , vị trí Z_t và hệ số ổn định FS khi thay đổi các thông số đầu vào. Tuy nhiên, khi áp dụng cho công trình thực tế, cần có số liệu khảo sát địa chất, thí nghiệm đất nền, thí nghiệm CĐXM, điều kiện mực nước, tải trọng khai thác và kiểm toán theo tiêu chuẩn hiện hành của từng dự án cụ thể.

❖ Kiến nghị

Khi nghiên cứu, tính toán hoặc thiết kế tính toán hệ tường kê cọc DUL trên nền đất yếu có gia cường CĐXM, cần xem xét công trình theo quan điểm hệ làm việc tổng thể giữa cọc DUL, nền đất và vùng gia cường. Việc chỉ kiểm tra riêng khả năng chịu lực của cọc hoặc chỉ kiểm tra ổn định nền là chưa đủ để phản ánh đầy đủ trạng thái làm việc của công trình.

Trong giai đoạn thiết kế tính toán, có thể sử dụng phương pháp giải tích để xác định nhanh nội lực, chiều sâu chôn cọc và xu hướng làm việc của kết cấu. Tuy nhiên, đối với các công trình có điều kiện địa chất phức tạp, tải trọng khai thác lớn hoặc yêu cầu cao về độ tin cậy, cần kết hợp mô hình phần tử hữu hạn Plaxis 2D và kiểm toán ổn định theo Bishop/GeoStudio để đánh giá đồng thời nội lực trong cọc, biến dạng nền, vị trí mặt trượt nguy hiểm và hệ số ổn định tổng thể.

Đối với công trình thực tế, cần tiến hành khảo sát địa chất chi tiết, thí nghiệm xác định chỉ tiêu cơ lý của đất nền, thí nghiệm mẫu CĐXM, xác định điều kiện mực nước

và tải trọng khai thác cụ thể. Các thông số này cần được sử dụng để hiệu chỉnh mô hình tính toán trước khi đưa ra kết luận phục vụ thiết kế kỹ thuật hoặc thiết kế bản vẽ thi công.

Trong các nghiên cứu tiếp theo, cần mở rộng bài toán theo hướng xét đến quá trình cổ kết, từ biến của đất yếu, biến động mực nước theo thời gian, ảnh hưởng dòng thấm, xói lở cục bộ, tải trọng động hoặc tải trọng chu kỳ và sự không đồng nhất của địa tầng. Ngoài ra, nên đối chiếu kết quả tính toán với số liệu quan trắc thực tế tại công trình để nâng cao độ tin cậy khoa học và khả năng ứng dụng thực tiễn của giải pháp tường kê cọc DUŁ có gia cường CĐXM.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Nguyễn Việt Hùng, Trần Thế Truyền, Phạm Đình Đạo, Tính toán thiết kế hệ cọc đất xi măng trong gia công nền đất yếu - Nhà xuất bản xây dựng 2018.
- [2] GS.TS Nguyễn Viết Trung, KS. Vũ Minh Tuấn, Cọc xi măng đất - Phương pháp gia cố nền đất yếu - Nhà xuất bản xây dựng 2014.
- [3] “TCVN 9403:2012 - Gia cố đất nền yếu - Phương pháp trụ đất xi măng.”
- [4] “TCVN 9906:2014 - Công trình thủy lợi - Cọc xi măng đất thi công theo phương pháp Jet - Grouting - Yêu cầu thiết kế thi công và nghiệm thu cho xử lý nền đất yếu.”
- [5] "Mai Lâm Tuấn, Lê Văn Hùng, Kết hợp cọc cừ với cọc xi măng đất để bảo vệ mái hố móng sâu và có mực nước ngầm cao".
- [6] "R. Whitlow, Cơ học đất tập 2, Nhà xuất bản giáo dục - 1999".
- [7] “TCVN 11823-2017, Tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ.”
- [8] “Lê Xuân Khâm, Nghiên cứu ứng dụng màn cừ bê tông cốt thép dự ứng lực để bảo vệ bờ sông trong các khu đô thị.”
- [9] “22-TCN-262-2000, quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu.”
- [10] “Nguyễn Việt Hùng 2014, Nghiên cứu xác định các thông số chính khi sử dụng hệ cọc đất xi măng trong xây dựng nền đường đắp trên đất yếu ở Việt Nam, luận án tiến sĩ kỹ thuật.”
- [11] “Nguyễn Quốc Tới, Hướng dẫn sử dụng phần mềm plaxis.”
- [12] “Đỗ Thanh Tùng, Nguyễn Thành Đạt, Khoa kỹ thuật xây dựng Đại học GTVT TP.HCM, Nghiên cứu ước lượng Su theo kết quả thí nghiệm SPT phục vụ tính toán sức chịu tải cọc.”
- [13] “TCVN 12250:2018 – Cảng thủy nội địa – Công trình bến – Yêu cầu thiết kế.”