

ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC SƯ PHẠM KỸ THUẬT

**BÁO CÁO TỔNG KẾT
ĐỀ TÀI KHOA HỌC VÀ CÔNG NGHỆ CẤP TRƯỜNG**

**DỰ BÁO ĐỘ LÚN, ĐỘ CỐ KẾT CHO NỀN ĐƯỜNG
ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU GIA CỐ BẰNG BẮC THẨM KHI
CÓ XÉT ĐẾN HIỆN TƯỢNG CẢN THẨM CỦA BẮC
THẨM: TRƯỜNG HỢP ĐƯỜNG CAO TỐC MỸ
THUẬN – CẦN THƠ**

Mã số: T2022-06-31

**Chủ nhiệm đề tài: ThS. Huỳnh Võ Duyên Anh
Đơn vị: Khoa Kỹ thuật Xây dựng**

Đà Nẵng, 05/2024

ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC SƯ PHẠM KỸ THUẬT

BÁO CÁO TỔNG KẾT
ĐỀ TÀI KHOA HỌC VÀ CÔNG NGHỆ CẤP TRƯỜNG

**DỰ BÁO ĐỘ LÚN, ĐỘ CỐ KẾT CHO NỀN ĐƯỜNG
ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU GIA CỐ BẰNG BẮC THẨM KHI
CÓ XÉT ĐẾN HIỆN TƯỢNG CẢN THẨM CỦA BẮC
THẨM: TRƯỜNG HỢP ĐƯỜNG CAO TỐC MỸ
THUẬN – CẦN THƠ**

Mã số: T2022-06-31

Xác nhận của cơ quan chủ trì đề tài
KT. HIỆU TRƯỞNG
PHÓ HIỆU TRƯỞNG

Chủ nhiệm đề tài

PGS.TS. Võ Trung Hùng

ThS. Huỳnh Võ Duyên Anh

MỤC LỤC

MỤC LỤC	
DANH MỤC CÁC BẢNG	iii
DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ	iv
DANH MỤC CÁC KÍ HIỆU	vi
THÔNG TIN KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU	vii
MỞ ĐẦU	1
Chương 1: NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN	4
1.1 LỊCH SỬ VÀ SỰ PHÁT TRIỂN CỦA BẮC THẨM.....	4
1.2 CÁC THÔNG SỐ LIÊN QUAN ĐẾN ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA PVD	4
1.2.1. Đường kính tương đương	5
1.2.2. Thi công PVD.....	6
1.2.3. Khoảng cách giữa các PVD và vùng ảnh hưởng.....	7
1.2.4. Hiệu ứng xáo trộn đất do quá trình thi công PVD.....	8
1.2.5. Xác định đặc điểm của đất trong vùng xáo trộn.....	10
1.2.6. Sự khác biệt giữa hệ số thấm thực nghiệm và hệ số thấm tại hiện trường trong vùng xáo động	11
1.2.7. Khả năng thoát nước của PVD	11
1.3 LÝ THUYẾT CỐ KẾT.....	15
1.3.1. Lý thuyết cố kết một chiều	15
1.3.2. Thí nghiệm nén cố kết một chiều	17
1.3.3. Tính toán độ lún cố kết cuối cùng	19
1.3.4. Tính toán độ lún thứ cấp.....	20
1.4 LÝ THUYẾT CỐ KẾT NỀN ĐẤT YẾU CÓ GIA CỐ PVD.....	21
1.4.1. Lý thuyết cố kết Baron (1948).....	21
1.4.4. Cố kết trong mô hình phẳng	23
1.5 TÍNH TOÁN CỐ KẾT BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN...26	
1.5.1. Mô hình vật liệu.....	26
1.6 KẾT LUẬN CHƯƠNG 1	27
Chương 2: PHÂN TÍCH CỐ KẾT CỦA NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU GIA CỐ BẰNG BẮC THẨM KHI CÓ XÉT ĐẾN SỰ CẢN THẨM CỦA BẮC THẨM .29	
2.1 ĐẶT VẤN ĐỀ	29
2.2 LÝ THUYẾT CỐ KẾT BẮC THẨM KHI CÓ XÉT ĐẾN SỰ CẢN THẨM CỦA BẮC THẨM.....	29
2.3 TÍNH TOÁN ÁP DỤNG CHO CÔNG TRÌNH THỰC TẾ.....	31
2.3.1. Giới thiệu công trình.....	31
2.3.2. Kết quả tính toán	32
2.4 ẢNH HƯỞNG CỦA SỰ GIẢM KHẢ NĂNG THOÁT NƯỚC CỦA PVDs ĐẾN QUÁ TRÌNH CỐ KẾT.....	33
2.4.1. Phân bố áp lực nước lỗ rỗng thặng dư theo chiều sâu.....	33

2.4.2. Độ cố kết tại các chiều sâu khác nhau	34
2.4.3. Độ cố kết trung bình	35
2.5 KẾT LUẬN	36
Chương 3: DỰ BÁO ĐỘ LÚN, ĐỘ CỐ KẾT CHO NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU GIA CỐ BẰNG BÁC THẨM KHI CÓ XÉT ĐẾN HIỆN TƯỢNG CẢN THẨM CỦA BÁC THẨM: TRƯỜNG HỢP ĐƯỜNG CAO TỐC MỸ THUẬN – CẦN THƠ	37
3.1 ĐẶT VẤN ĐỀ	37
3.2 GIỚI THIỆU CÔNG TRÌNH ĐƯỜNG CAO TỐC MỸ THUẬN – CẦN THƠ 38	
3.2.1. Phạm vi dự án:	38
3.2.2. Phạm vi gói thầu XL-03:	38
3.2.3. Quy mô mặt cắt ngang	39
3.2.4. Phân đoạn xử lý	40
3.2.5. Kết quả xử lý	40
3.3 DỰ BÁO ĐỘ LÚN, ĐỘ CỐ KẾT	44
3.4.1. Thông số nền đất	44
3.4.2. Xây dựng mô hình tính toán	45
3.4.3. Kết quả tính toán	49
3.4 KẾT LUẬN CHƯƠNG 3	51
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ	53
1. KẾT LUẬN	53
2. KIẾN NGHỊ	53
TÀI LIỆU THAM KHẢO	54
PHỤ LỤC	56
Thuyết minh đề tài KHCN	
Hợp đồng triển khai đề tài	
Phụ lục hợp đồng	
Đơn đề nghị gia hạn thời gian thực hiện đề tài KHCN cấp trường	
Báo cáo tình hình thực hiện đề tài KHCN cấp trường	
Phụ lục Hợp đồng lần 2 (Hợp đồng gia hạn)	
Bảng Mục lục minh chứng sản phẩm của đề tài	
Bộ minh chứng sản phẩm của đề tài	

DANH MỤC CÁC BẢNG

Bảng 1.1. Một số công thức tính đường kính tương đương của PVD.....	5
Bảng 1.2. Các giá trị đề xuất cho C_f (Chai và Miura 1999)	11
Bảng 3.1. Thống kê khối lượng xử lý nền đất yếu bằng PVD đoạn 39 Km124+700- Km124+800	40
Bảng 3.4. Các thông số khai báo trong mô hình Plaxis.....	48
Bảng 3.5. Mô phỏng các giai đoạn tính toán cố kết trong Plaxis.....	48
Bảng 3.3. Độ lún cố kết, độ cố kết, hệ số nén theo các phương pháp Asaoka và Plaxis	51
Bảng 3.4. Xác định hệ số cố kết bằng phương pháp phân tích ngược	51

DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ

Hình 1.1. Đường kính tương đương của PVD.....	5
Hình 1.2. Các loại mặt cắt trục gá phổ biến	6
Hình 1.3 Thiết bị lắp đặt PVD, (a) bố trí cần trục, và (b) PVD thẳng đứng được bao quanh bởi trục gá rỗng và gắn vào tấm neo ở phía dưới (Ali 2014)	7
Hình 1.4. Vùng ảnh hưởng của PVD: (a) bố trí theo dạng hình vuông và (b) bố trí theo dạng hình tam giác.....	7
Hình 1.5 Sự thay đổi hệ số thấm theo chiều ngang trong một đơn cố kết hướng tâm	9
Hình 1.6. Các giá trị đề xuất cho đặc điểm vùng xáo trộn (Ali 2014)	10
Hình 1.7. Sự thay đổi khả năng thoát nước của PVD với áp lực ngang (Hansbo 1983 và Rixner và cộng sự. 1986).....	13
Hình 1.8 Sự suy giảm khả năng thoát nước với thời gian cố kết	14
Hình 1.9. Minh họa một trường hợp điển hình của cố kết 1-D.....	15
Hình 1.10. Xác định chiều dài đường thoát nước Hd.....	16
Hình 1.11. Thí nghiệm nén cố kết một chiều không nở hông	17
Hình 1.12. Các giai đoạn lún	18
Hình 1.13. Mối quan hệ $\log \sigma'_v - e$ từ thí nghiệm nén cố kết một chiều không nở hông	19
Hình 1.14. Xác định độ lún từ thí nghiệm nén cố kết một chiều không nở hông	20
Hình 1.16. Xác định hệ số lún thứ cấp	21
Hình 1.17. Mô hình tính toán cố kết hướng tâm	23
Hình 1.18. Quy đổi mô hình tính toán cố kết từ mô hình hướng tâm sang mô hình phẳng	25
Hình 1.19. Phần tử tam giác 6 nút và 15 nút trong Plaxis 2D.....	26
Hình 2.1: Mô hình cho lời giải cố kết với khối đất lăng trụ tròn gia cố PVDs [6]	32
Hình 2.2: Mô hình nền đường đắp [3].....	32
Hình 2. 3: Mối quan hệ q_w/q_{wo} theo thời gian [4].....	33
Hình 2.4: Kết quả dự báo lún đo được [3] và độ lún các trường hợp xét đến sự giảm khả năng thoát nước của PVDs	33
Hình 2. 5: u_r/u_0 theo z/l với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3 tại thời điểm ứng với nhân tố thời gian $T_h=0.1, T_h=1$	34
Hình 2.6: Độ cố kết hướng tâm (U_r) ở các độ sâu $z = 5$ m, $z = 20$ m với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3	35
Hình 3.1. Quy mô mặt cắt ngang giai đoạn hoàn chỉnh	39
Hình 3.2. Quy mô mặt cắt ngang giai đoạn 1	40
Hình 3.3. Mặt cắt ngang đại diện thi công	41
Hình 3.4. Mặt cắt ngang bố trí quan trắc	42
Hình 3.5. Mặt bằng xử lý đất yếu đoạn nghiên cứu KM124+700 - KM124+800	43
Hình 3.6. Mặt cắt dọc đất yếu đoạn nghiên cứu KM124+700 - KM124+800	43
Hình 3.7. Chiều cao đắp nền đường + gia tải	45
Hình 3.8. Xác định độ lún cố kết theo Asaoka.....	46

Hình 3.9 Thể hiện mô hình nền đắp được xây dựng Plaxis	47
Hình 3.10. Thời gian đắp nền đường đắp + gia tải.....	50
Hình 3.11. Độ lún xác định từ quan trắc hiện trường và tính toán trong Plaxis	50
Hình 3.12. Xác định độ lún cuối cùng theo phương pháp Asaoka.....	51

DANH MỤC CÁC KÍ HIỆU

PVD	: Bấc thăm
Cc	: chỉ số nén
Cs	: Chỉ số nở
A1, A2	: dùng để mô tả mức độ suy giảm khả năng thoát nước của PVD với độ sâu theo Deng et al. (2013)
A3	: dùng để mô tả mức độ suy giảm khả năng thoát nước của PVD với thời gian Deng et al. (2013)
Cf	: tỷ lệ độ dẫn thủy lực giữa giá trị hiện trường và phòng thí nghiệm
C α	: Chỉ số nén thứ cấp
c _h	: hệ số cố kết theo phương ngang (m ² /s)
c _v	: hệ số cố kết thoát nước dọc (m ² /s)
de	: đường kính vùng ảnh hưởng (m)
d _w	: đường kính tương đương của PVD (m)
ds	: đường kính vùng xáo động (m)
e ₀	: hệ số rỗng ban đầu
e	: hệ số rỗng hiện tại
Gs	: Trọng lượng riêng
H	: chiều dày lớp đất (m)
H _{dr}	: Chiều dài thoát nước (m)
k	: hệ số thấm của đất (m/s)
k _{ve}	: độ dẫn thủy lực dọc tương đương trong Chai et al. (2001)
k _y	: hệ số thấm dọc trong vùng không bị xáo trộn (m/s)
k _h	: hệ số thấm ngang trong vùng không bị xáo trộn (m/s)
k _{hp}	: hệ số thấm ngang tương đương trong mô hình phẳng (m/s)
L	: Chiều sâu lớp đất được gia cố bằng PVD (m)
m _v	: hệ số nén thể tích của đất (kPa ⁻¹)
q _w	: Khả năng thoát nước của PVD theo thời gian và chiều sâu (m ³ /s)
q _{wo}	: khả năng thoát nước ban đầu của PVD (m ³ /s)
Th	: Nhân tố thời cố kết theo phương ngang
T _v	: Nhân tố thời cố kết theo phương đứng
u	: áp lực nước lỗ rỗng dư (kN/m ²)
U _h	: độ cố kết theo phương ngang (%)
U _v	: độ cố kết theo phương dọc (%)

THÔNG TIN KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU

1. Thông tin chung

Tên đề tài: *Dự báo độ lún, độ cố kết cho nền đường đắp trên đất yếu gia cố bằng bác thấm khi có xét đến hiện tượng cản thấm của bác thấm: trường hợp đường cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ*

Mã số: T2022 - 06 - 31

Chủ nhiệm: ThS. Huỳnh Võ Duyên Anh

Cơ quan chủ trì: Trường Đại học Sư phạm Kỹ thuật – Đại học Đà Nẵng

Thời gian thực hiện: Từ tháng 12 năm 2022 đến tháng 5 năm 2024

2. Mục tiêu

Nghiên cứu tổng quan các phương pháp xác định quá trình cố kết và độ lún cố kết của nền đất yếu gia cố bằng PVD, trong đó độ cố kết và độ lún có xét đến ảnh hưởng sức cản thấm thay đổi. Áp dụng để tính toán cố kết cho nền đất yếu gia cố bác thấm dự án cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ

3. Tính mới và sáng tạo

Phương pháp xác định quá trình cố kết và độ lún cố kết của nền đất yếu gia cố bằng PVD, trong đó độ cố kết và độ lún có xét đến ảnh hưởng sức cản thấm thay đổi. Áp dụng để tính toán cố kết cho nền đất yếu gia cố bác thấm dự án cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ, hỗ trợ cho nhà thầu thi công ra quyết định dỡ tải

4. Tóm tắt kết quả nghiên cứu

Bài báo áp dụng lý thuyết cố kết của Hansbo (1981) kết hợp giả thuyết suy giảm khả năng thoát nước (q_w) của bác thấm (PVDs) theo độ sâu cắm PVDs và thời gian cố kết để mô phỏng quá trình cố kết của nền đất yếu. Khả năng thoát nước của PVDs càng giảm thì sức cản thấm của PVDs càng tăng. Hệ số A_2 được sử dụng để diễn tả sự suy giảm của q_w với độ sâu cắm PVDs, A_2 có giá trị từ 0 đến 1. Khi A_2 tăng lên, sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng chậm lại nên tốc độ cố kết chậm lại và xu hướng giảm này càng rõ hơn khi chiều sâu cắm PVDs tăng lên. Hệ số a_3 được sử dụng để diễn tả sự suy giảm của q_w với thời gian, a_3 có giá trị từ 0 đến 1. Khi a_3 tăng, sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng chậm lại nên tốc độ cố kết chậm lại và xu hướng giảm trở nên rõ hơn khi thời gian cố kết tăng lên. Khi q_w giảm theo cả độ sâu và thời gian, tốc độ cố kết trung bình của đất nền chậm lại. Hơn nữa, q_w giảm theo độ sâu có tác động nhỏ hơn q_w giảm theo thời gian đến tốc độ cố kết trung bình.

5. Tên sản phẩm

01 bài báo khoa học đã được đăng trên Tạp chí Trong hội đồng chức danh Giáo sư nhà nước

01 Báo cáo tổng kết đề tài.

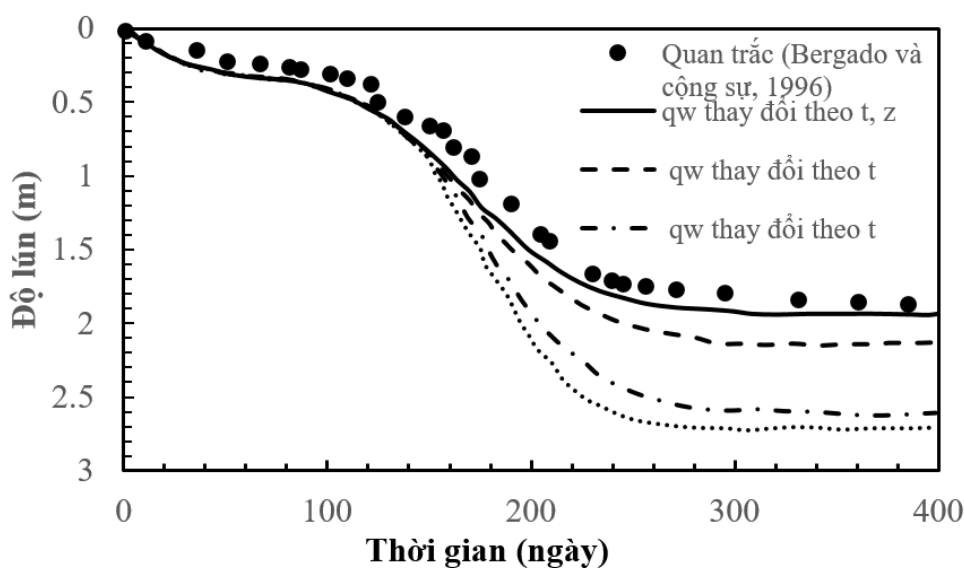
6. Hiệu quả, phương thức chuyển giao kết quả nghiên cứu và khả năng áp dụng

Phương thức chuyển giao: Kết quả nghiên cứu được chuyển giao thông qua việc nâng cao kiến thức khoa học và công nghệ ứng dụng trong lĩnh vực đào tạo kỹ sư, cao học ngành Xây dựng và các ngành có liên quan, chuyển giao ứng dụng cho các đơn vị tư vấn kiểm định, các Ban quản lý dự án đầu tư xây dựng, các nhà thầu thi công dự án xây dựng.

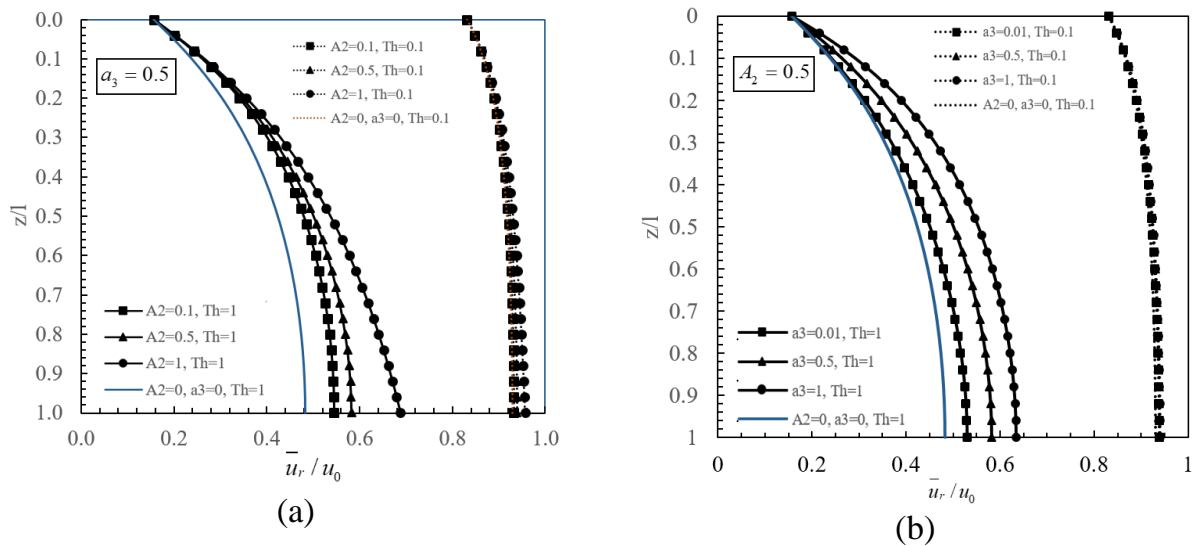
Địa chỉ ứng dụng: Các trường Đại học đào tạo kỹ sư, cao học chuyên ngành kỹ thuật Xây dựng; các đơn vị Tư vấn thiết kế, Thí nghiệm và kiểm định; các Ban quản lý dự án đầu tư xây dựng và các Nhà thầu thi công xây dựng.

Tác động và lợi ích mang lại của kết quả nghiên cứu: Nghiên cứu tổng quan các phương pháp xác định quá trình cố kết và độ lún cố kết của nền đất yếu gia cố bằng PVD, trong đó độ cố kết và độ lún có xét đến ảnh hưởng sức cản thấm thay đổi. Áp dụng để tính toán cố kết cho nền đất yếu gia cố bắc thấm dự án cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ, hỗ trợ cho nhà thầu thi công ra quyết định dỡ tải

7. Hình ảnh, sơ đồ minh họa chính

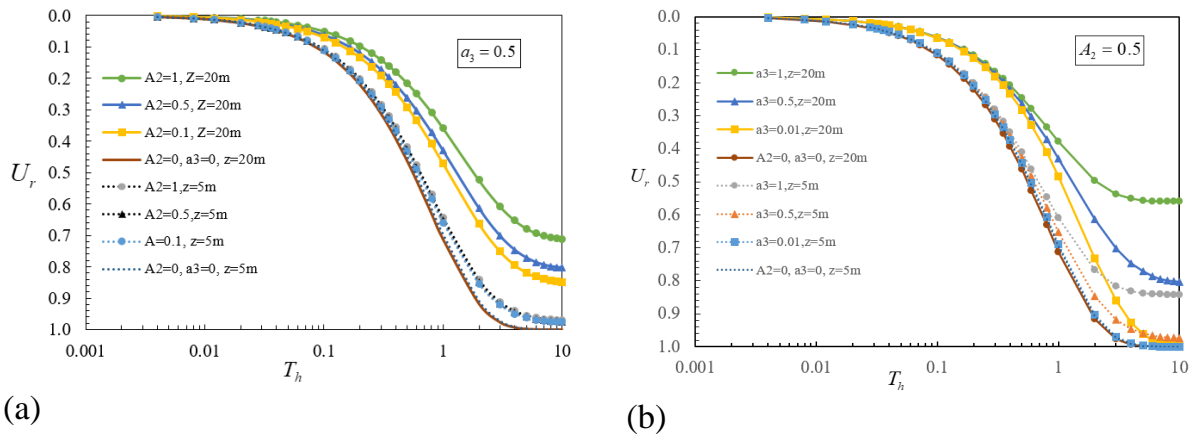


Hình 1. Kết quả dự báo lún đo được và độ lún các trường hợp xét đến sự giảm khả năng thoát nước của PVDs



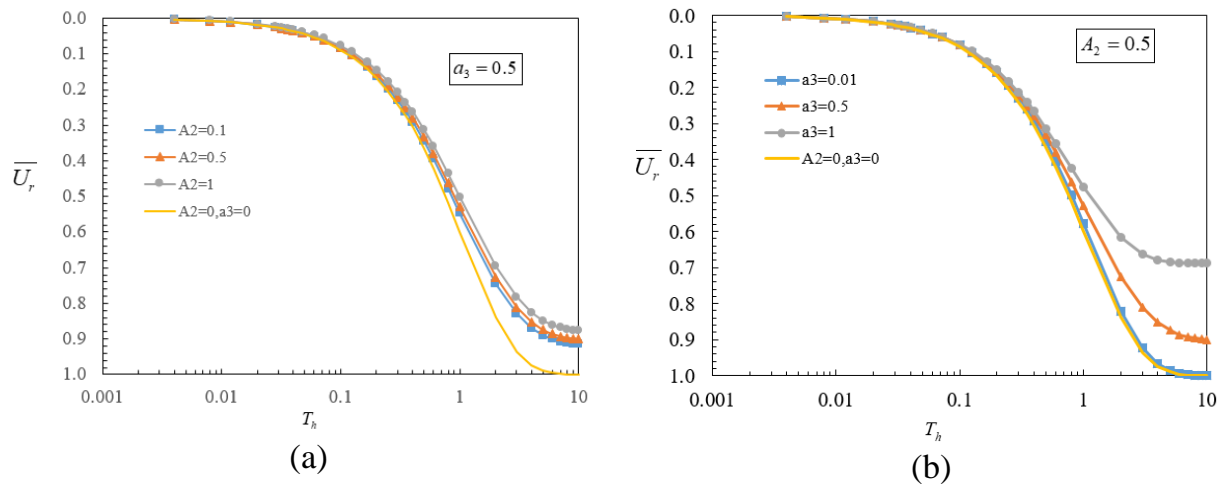
Hình 2. \bar{u}_r/u_0 theo z/l với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3 tại thời điểm ứng với nhân tố thời gian $T_h=0.1, T_h=1$

a) $A_2 = 0.1, 0.5, 1$; b) $a_3 = 0.01, 0.5, 1$



Hình 3. Độ cô kết hướng tâm (U_r) ở các độ sâu $z = 5\text{ m}$, $z = 20\text{ m}$ với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3 .

a) $A_2 = 0.1, 0.5, 1$; b) $a_3 = 0.01, 0.5, 1$



Hình 3. Độ cô kết trung bình (\bar{U}_r) với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3 .

a) $A_2 = 0.1, 0.5, 1$; b) $a_3 = 0.01, 0.5, 1$

Đà Nẵng, ngày tháng năm 2024

**TM. Hội đồng Khoa
Chủ tịch**

Chủ nhiệm đề tài

ThS. Huỳnh Võ Duyên Anh

**XÁC NHẬN CỦA TRƯỜNG ĐẠI HỌC SƯ PHẠM KỸ THUẬT
KT. HIỆU TRƯỞNG
PHÓ HIỆU TRƯỞNG**

PGS.TS. Võ Trung Hùng

INFORMATION ON RESEARCH RESULTS

1. General information

Project title: *Predicting settlement and consolidation for embankments on soft soil reinforced with permeable wicks considering the well resistance of permeable wicks: the case of My Thuan - Can Tho expressway*

Code number: T2022- 06 - 31

Coordinator: Dr. Huynh Vo Duyen Anh

Implementing institution: University of Technology and Education - The University of Danang

Duration: from 3/2023 to 5/2024

2. Objective(s)

Overall study of methods to determine the consolidation process and consolidation settlement of soft soil reinforced with PVD, in which the consolidation and settlement take into account the effect of changing seepage resistance. Applied to calculate consolidation for soft soil reinforced with wicks for My Thuan - Can Tho expressway project.

3. Creativeness and innovativeness

Method for determining the consolidation process and consolidation settlement of soft soil reinforced with PVD, in which the consolidation and settlement take into account the effect of changing seepage resistance. Applied to calculate consolidation for soft soil reinforced with permeate wicks at the My Thuan - Can Tho expressway project, supporting construction contractors in making unloading decisions.

4. Research results

The article applies the consolidation theory of Hansbo (1981) combined with the hypothesis of drainage capacity (q_w) of PVDs reducing with insertion depth and consolidation time to simulate the consolidation process of the soft soil. When the drainage capacity of PVDs decreases, the well resistance of PVDs increases. The coefficient (A_2) used to describe the decline of q_w with insertion depth, has a value from 0 to 1. When A_2 increases, the dissipation of pore water pressure and the consolidation rate decreases. This decreasing trend becomes more obvious as the PVDs insertion depth increases. The coefficient (a_3) is used to describe the decline of q_w with time, has a value from 0 to 1. When a_3 increases, the dissipation of pore water pressure and the consolidation rate reduces. This decreasing trend becomes clearer as consolidation time increases. As q_w decreases with both depth and time, the average consolidation rate of the ground decreases. Furthermore, the reduction of q_w with depth has a smaller impact than the reduction of q_w with time on the average consolidation rate.

5. Products

01 scientific article has been published in the Bridge and Road Journal

01 Summary report.

6. Effects, transfer alternatives of research results, and applicability

Transfer method: The results and research products are transferred through the improvement of scientific and technological knowledge applied in the field of engineering training, master's degrees in construction engineering, and related fields. Application transfer for the inspection consultancy company, project management units, and contractors.

Address of application: Universities of engineering training, master's degree in construction engineering; design consultancy, testing, and inspection units; project management units and construction contractors.

Impacts and benefits of research results: Research results and products are good reference materials, complementary knowledge for construction engineers, students, graduate students. The results of the study show that it is possible to use fine sand and blast furnace slag to make cement concrete with high strength and durability and apply it in traffic construction.

MỞ ĐẦU

1. TÍNH CẤP THIẾT CỦA ĐỀ TÀI

Cao tốc Mỹ Thuận - Cần Thơ được khởi công vào tháng 2.2021, với kinh phí thực hiện trên 4.800 tỉ đồng. Giai đoạn 1 của dự án, cao tốc được thiết kế có tốc độ 80 km/h với quy mô 4 làn xe, bề rộng mặt đường 17m. Ở giai đoạn sau, cao tốc sẽ mở rộng đường và nâng tốc độ thiết kế lên 100 km/h, với 6 làn xe.

Công trình có tổng chiều dài tuyến 22,97km, đi qua địa phận tỉnh Vĩnh Long và Đồng Tháp. Đến nay, công tác gia tải trên toàn tuyến đã hoàn thành và chờ lún nền đường.

Theo Ban Quản lý dự án Mỹ Thuận (chủ đầu tư dự án), công trình hiện đã đạt trên 60% tiến độ. Dự án cao tốc Mỹ Thuận - Cần Thơ được chia làm 3 gói thầu xây dựng gồm XL-01, XL-02 và XL-03; các gói thầu hiện đang tiếp tục khẩn trương thực hiện.

Dự kiến, toàn tuyến cao tốc Mỹ Thuận - Cần Thơ sẽ hoàn thành và đưa vào sử dụng cuối năm 2023. Khi hoàn thành, tuyến cao tốc sẽ nối liền với cao tốc Trung Lương - Mỹ Thuận và cao tốc TP.HCM - Trung Lương, hình thành tuyến cao tốc đường bộ từ Cần Thơ đi TP.HCM.

Dự báo lún cố kết của nền đất yếu dưới nền đường luôn là vấn đề khó khăn và thách thức không nhỏ trong lĩnh vực địa kỹ thuật xây dựng. Đặc biệt khi công trình đường xây dựng trên nền đất yếu có bề dày lớn được gia cố vật liệu thoát nước như bấc thấm, cọc cát, việc dự báo lún còn tồn tại nhiều khó khăn. Việc sử dụng những lời giải tích để dự báo lún cho nền đường đôi khi không hiệu quả vì chúng chứa nhiều thông số khó có thể xem xét hết trong phương pháp giải tích. Sự chênh lệch này được giải thích bởi các thông số như tải trọng ngoài, chiều dài thoát nước, độ xáo trộn, độ cản thấm của bấc thấm đôi khi chưa được đánh giá chính xác. Trong các phương pháp dự báo lún hiện nay, phương pháp đồ họa thường được sử dụng vì tính đơn giản của nó. Tuy nhiên phương pháp này thường cho kết quả thấp hơn so với kết quả quan trắc và phụ thuộc vào số gian thời gian được chọn. Phương pháp Hyperbolic cũng thường dùng ở Việt Nam, tuy nhiên phương pháp này thường cho kết quả lớn hơn kết quả quan trắc. Những phương pháp này đều có nhược điểm là không thể xây dựng đường cong lún theo thời gian dựa vào độ lún cực hạn.

Trong xây dựng đường trên nền đất yếu, việc đắp hay chất tải được thực hiện theo giai đoạn để đảm bảo tính ổn định của nền đường do cường độ của lớp đất yếu rất nhỏ. Do đó, để tăng tính hiệu quả việc quản lý thi công đường, cần có một phương pháp dự báo lún theo thời gian dựa vào những số liệu quan trắc ở những giai đoạn sớm hơn, so với các giai đoạn đắp tải cuối cùng. Nếu độ lún dự báo theo thời gian được dự báo chính xác theo các giai đoạn đắp, việc quản lý trở nên hiệu quả, qua đó có thể điều chỉnh và đánh giá thời gian đắp và chiều cao đắp sao cho hợp lý. Sự sai lệch trong dự đoán độ lún cũng như tốc độ cố kết của nền đất yếu

có gia cố bậc thấm gây ra nhiều yếu tố khác nhau liên quan đến thông số đầu vào trong tính toán, trong đó khả năng thoát nước của bậc đóng vai trò quan trọng. Trên thực tế, thông số này rất khó xác định và hay giả định để tính toán trong thiết kế. Khi khả năng thoát nước của bậc giảm dần theo thời gian, độ cản thấm cũng tăng theo thời gian. Điều này gây cản trở đáng kể đến quá trình cố kết của nền đất yếu có gia cố bậc thấm. Tuy nhiên, hiện nay việc dự báo độ lún xét đến độ cản thấm theo thời gian chưa được sử dụng trong các công trình ở Việt Nam.

2. MỤC TIÊU NGHIÊN CỨU

Mục tiêu chính của đề tài này là dự báo được:

+ Độ lún

+ Độ cố kết của nền đất yếu gia cố bậc thấm dự án cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ khi có xét đến sức cản thấm của bậc thấm.

3. NỘI DUNG NGHIÊN CỨU

Nghiên cứu tổng quan các phương pháp xác định quá trình cố kết và độ lún cố kết của nền đất yếu gia cố bằng PVD, trong đó độ cố kết và độ lún có xét đến ảnh hưởng sức cản thấm thay đổi. Áp dụng để tính toán cố kết cho nền đất yếu gia cố bậc thấm dự án cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ

4. PHẠM VI NGHIÊN CỨU

Xét đến 2 thông số độ lún, độ cố kết của nền đường đắp trên đất yếu có gia cố bằng bậc thấm dự án cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ

5. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU

Phương pháp nghiên cứu lý thuyết, tổng quan các tài liệu đã công bố và kết hợp với số liệu thực tế đo được tại hiện trường.

6. KẾT CẤU CỦA ĐỀ TÀI

Đề tài gồm có phần Mở đầu, tiếp theo là 3 Chương, phần Kết luận và Kiến nghị, Danh mục tài liệu tham khảo. Cụ thể là:

Mở đầu;

Chương 1: Nghiên cứu tổng quan;

Chương 2: Phân tích cố kết của nền đường đắp trên đất yếu gia cố bằng bậc thấm khi có xét đến sự cản thấm của bậc thấm;

Chương 3: Dự báo độ lún, độ cố kết cho nền đường đắp trên đất yếu gia cố bằng bậc thấm khi có xét đến hiện tượng cản thấm của bậc thấm: trường hợp đường cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ.

7. Ý NGHĨA KHOA HỌC VÀ Ý NGHĨA THỰC TIỄN CỦA ĐỀ TÀI

Trong xây dựng đường trên nền đất yếu, việc đắp hay chất tải được thực hiện theo giai đoạn để đảm bảo tính ổn định của nền đường do cường độ của lớp đất yếu rất nhỏ. Do đó, để tăng tính hiệu quả việc quản lý thi công đường, cần có một phương pháp dự báo lún theo thời gian dựa vào những số liệu quan trắc ở những giai đoạn sớm hơn, so với các giai đoạn đắp tải cuối cùng. Nếu độ lún dự báo theo thời gian được dự báo chính xác theo các giai đoạn đắp, việc quản lý trở nên hiệu quả, qua đó có thể giúp điều chỉnh và đánh giá thời gian đắp và chiều cao đắp sao cho hợp lý.

Chương 1: NGHIÊN CỨU TỔNG QUAN

1.1 LỊCH SỬ VÀ SỰ PHÁT TRIỂN CỦA BẮC THẨM

Để cải thiện nền đất yếu, các loại phương tiện thoát nước thẳng đứng khác nhau như cọc nén cát, cọc đá, cọc sỏi và Bắc thẩm (PVD) đã được sử dụng rộng rãi trong vài thập kỷ qua. Cọc cát lần đầu tiên được đề xuất sử dụng vào năm 1925 và được cấp bằng sáng chế vào năm 1926 bởi Daniel D. Moran (Moseley và Kirsch 1993). Ông cũng đề xuất ứng dụng thực tế đầu tiên của cọc cát để cải thiện lớp đất bùn bên dưới đường đầu Cầu ở Vịnh San Francisco Oakland. Walter Kjellman đã lắp đặt hệ thống thoát nước thẳng đứng đầu tiên trong một thử nghiệm thực địa vào năm 1937. Các thử nghiệm thực địa có quy mô lớn được thực hiện bằng cách sử dụng các ống được làm từ vật liệu sợi, nhưng sau khi nhận thấy vật liệu này không phù hợp và quá đắt, Kjellman đã phát minh và được cấp bằng sáng chế một phương tiện thoát nước dạng bìa cứng hình dải (PVD) cũng như phương pháp thi công nó vào năm 1939. Kể từ đó, rất nhiều thí nghiệm trong phòng và thực địa khảo sát khả năng thoát nước sâu bằng thiết bị thoát nước này đã được thực hiện. Thiết bị thoát nước dạng bìa cứng này có bề rộng 100 mm và dày 3 mm, có rãnh dọc rộng 3 mm và dày 1 mm. Hiệu quả thoát nước của bắc lần đầu tiên được nghiên cứu tại Lilla Mellosa ở Thụy Điển trong một thí nghiệm hiện trường, sau đó một số loại bắc thẩm thoát nước đúc sẵn như Geodrain (Thụy Điển), Alidrain (Anh) và Mebradrain (Hà Lan) đã được phát triển. Về cơ bản, bắc thẩm (PVD) có mặt cắt ngang hình chữ nhật bao gồm một ống được bọc vải lọc hoặc áo khoác bao quanh lõi nhựa. Ống bọc hoạt động như một rào cản vật lý ngăn cách lõi và đất xung quanh, chỉ cho phép nước lỗ rỗng đi vào PVD. Nó được làm từ vải địa kỹ thuật polyester không dệt, vải địa kỹ thuật polypropylen hoặc giấy tổng hợp. Lõi nhựa có rãnh, đóng vai trò là đường dẫn dòng chảy và hỗ trợ cho ống bọc bộ lọc (Bergado et al. 1996). Trong 20 năm qua, việc gia tải trước kết hợp PVD đã được sử dụng rộng rãi như một phương pháp kỹ thuật cải tạo nền đất hiệu quả.

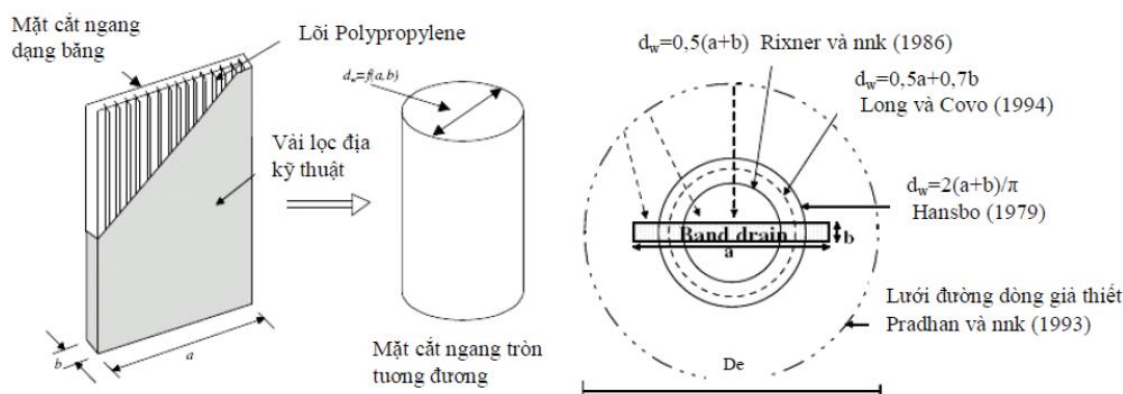
1.2 CÁC THÔNG SỐ LIÊN QUAN ĐẾN ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA PVD

Có nhiều loại PVD, thay đổi tùy theo từng công trình cụ thể. Các thông số chính và các yếu tố ảnh hưởng thiết kế PVD là đường kính tương đương, hệ số thẩm, kích thước lỗ O_{95} , cường độ PVD, độ bền kéo, khả năng thoát nước, kích thước và hình dạng trực gá lắp đặt PVD, khoảng cách PVD và vùng xáo trộn, tất cả đều được giải thích trong tìm hiểu ở phần sau. Trong nghiên cứu này, các thông số liên quan đến ảnh hưởng của khả năng thoát nước của PVD sẽ được xem xét như những điểm chính.

1.2.1. Đường kính tương đương

PVD thường có bề rộng khoảng 10÷20cm, bề dày từ 3÷5mm (Hình 1.1). Lõi của PVD là một băng dẻo có nhiều rãnh nhỏ để dẫn nước đưa lên lớp cát thoát nước và bên ngoài băng thoát nước là vỏ bọc bao quanh. Vỏ PVD là lớp vải địa kỹ thuật, lớp vải được chế tạo bằng Polyeste không dệt hay giấy vật liệu tổng hợp. Lớp vỏ có chức năng phân cách lòng dẫn của dòng chảy với đất bao quanh, làm hạn chế cát hạt mịn đi vào lõi làm tắc thiết bị.

Đường kính tương đương của PVD có dạng dải băng mỏng, d_w , được xem như đường kính của PVD hình tròn có cùng khả năng thoát nước hướng tâm lý thuyết như của PVD hình dải băng mỏng có chiều rộng a và chiều dày b . Hình 1.1 cũng cho thấy một số công thức tính d_w bởi một số tác giả khác nhau



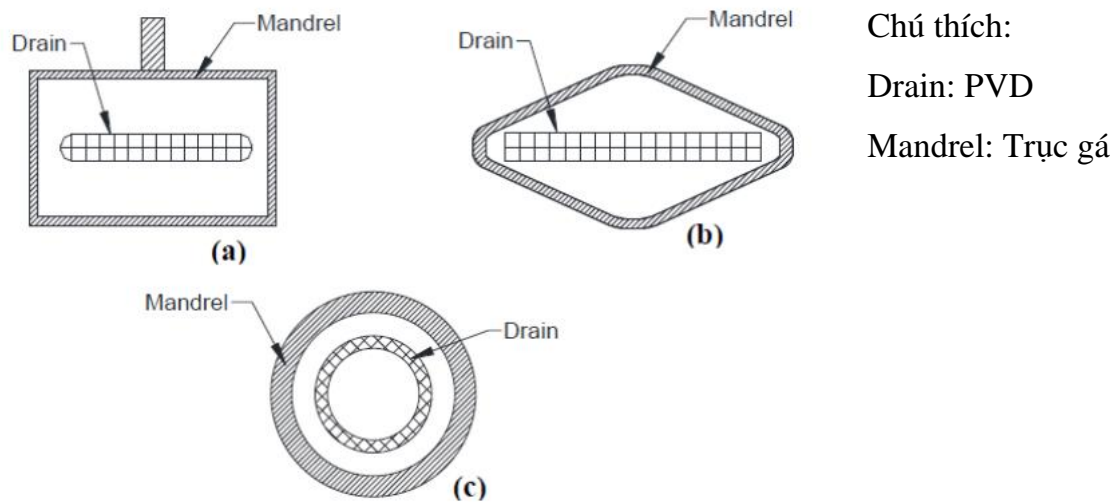
Hình 1.1. Đường kính tương đương của PVD

Bảng 1.1. Một số công thức tính đường kính tương đương của PVD

Tài liệu tham khảo	Công thức đề xuất
Hansbo (1970)	$d_w = \frac{2(a_w + b_w)}{\pi}$
Atkinson and Eldred (1981)	$d_w = \frac{a_w + b_w}{2}$
Fellenius and Castonguay (1985)	$d_w = \sqrt{\frac{4a_w b_w}{\pi}}$
Pradhan et al. (1993)	$d_w = a_w - 2\sqrt{s} + b_w$ $\overline{s^2} = \frac{1}{4}d_w^2 + \frac{1}{12}a_w^2 - \frac{2a_w}{\pi^2}d_w$
Long and Covo (1994)	$d_w = 0.5a_w + 0.7b_w$
Abuel-Naga and Bouazza (2009)	$d_w = 0.4546a_w$ $0.0333 \leq \frac{b_w}{a_w} \leq 0.0875$

1.2.2. Thi công PVD

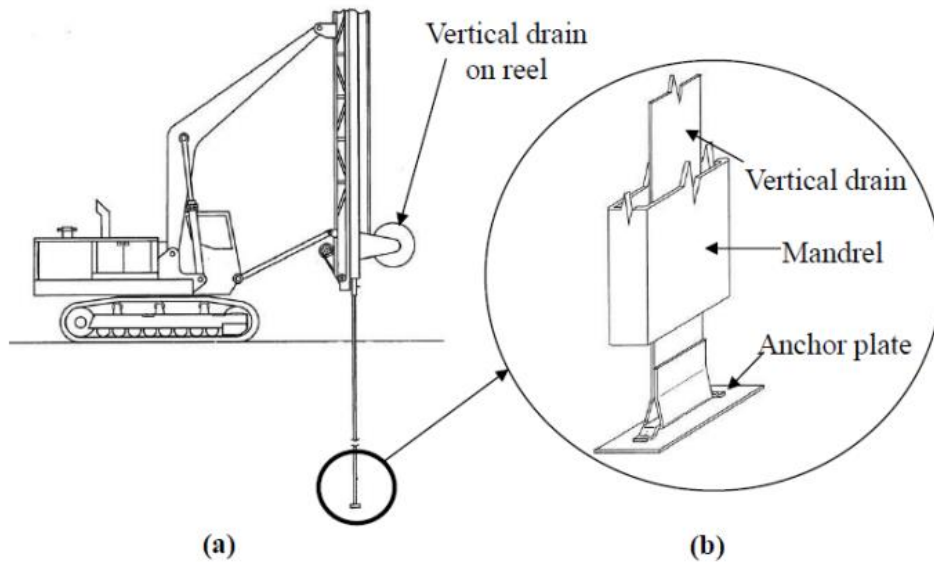
PVD thường được lắp đặt bằng cách đưa một trục gá thép, có tiết diện khoảng 5 inch (127 mm) x 2 inch (51 mm), theo chiều dọc xuống đất (Ali 2014). PVD được đặt bên trong trục gá và được gắn vào một tấm hoặc thanh neo ở chân trục gá. Kích thước của trục gá phải càng gần công càng tốt để giảm thiểu sự xáo trộn. Các loại mặt cắt trục gá phổ biến được thể hiện trên Hình 1.2



Hình 1.2. Các loại mặt cắt trục gá phổ biến

Ảnh hưởng của hình dạng của trục gá đã được Basu et al. (2010) sử dụng bốn trục có kích thước khác nhau: 125 mm x 50 mm, 150 mm x 50 mm, 120 mm x 120 mm và 150 mm x 150 mm. Kết quả cho thấy rõ ràng rằng tốc độ cố kết giảm khi kích thước của trục gá tăng lên. Hơn nữa, các trục hình vuông chiếm diện tích lớn hơn nhiều so với các trục hình chữ nhật, có nghĩa là PVD được lắp đặt với các trục hình vuông sẽ kém hiệu quả hơn.

PVD được đẩy vào đất bằng trục gá rộng, sau đó trục gá được kéo ra, PVD, được neo giữ trong đất, giữ nguyên vị trí. Khi đáy của trục gá đạt đến độ sâu thiết kế, PVD sẽ được cắt và cho đoạn PVD tiếp theo được gắn vào gá. Trục gá được đẩy đất nhờ vào năng lượng bởi máy xúc hoặc cần cầu thủy lực. Hình 1.3 minh họa giàn lắp đặt

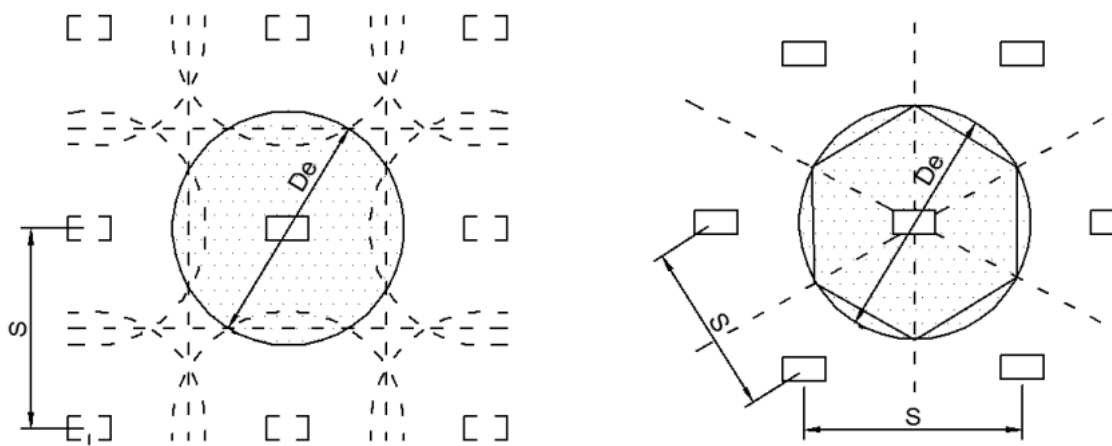


Chú thích: vertical drain: PVD; Mandrel: trục gá, Anchor plate: tấm neo

Hình 1.3 Thiết bị lắp đặt PVD, (a) bố trí cần trục, và (b) PVD thẳng đứng được bao quanh bởi trục gá rỗng và gắn vào tấm neo ở phía dưới (Ali 2014)

1.2.3. Khoảng cách giữa các PVD và vùng ảnh hưởng

PVD có thể được bố trí theo hình vuông hoặc hình tam giác (Bergado và cộng sự 1996), với khoảng cách PVD (S) thay đổi từ khoảng 1,0 đến 3,5 m (Holtz 1987). Như minh họa trong Hình 1.4, đường kính của vùng ảnh hưởng (D_e) phụ thuộc vào khoảng cách PVD (S). Vùng ảnh hưởng có thể được xác định bằng các phương trình sau:



(a) Bố trí dạng hình vuông

(b) bố trí dạng hình tam giác

Hình 1.4. Vùng ảnh hưởng của PVD: (a) bố trí theo dạng hình vuông và (b) bố trí theo dạng hình tam giác

Bố trí PVD theo hình vuông thường dễ dàng hơn trong quá trình thi công tại hiện trường, bố trí PVD theo dạng hình tam giác thường được ưa thích hơn vì có ưu điểm

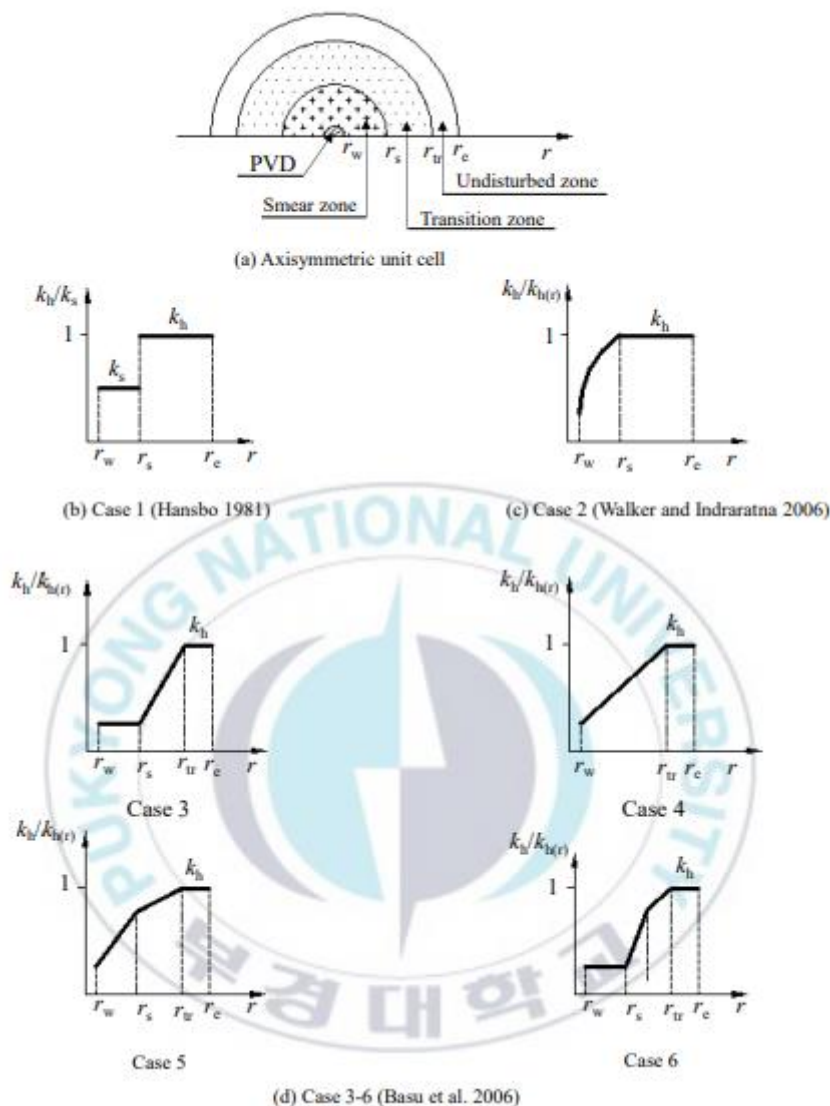
mang lại sự cố kết đồng đều hơn giữa các PVD (Indraratna và Bamunavita 2002). Khoảng cách giữa các PVD trong tính toán thường lớn hơn 0,8 m.

1.2.4. Hiệu ứng xáo trộn đất do quá trình thi công PVD

Như đã đề cập trước đó, PVD thường được lắp đặt bằng cách sử dụng một trục gá thép, được đẩy vào lòng đất bằng phương pháp tĩnh hoặc rung, sau đó rút ra, để lại PVD trong lòng đất. Quá trình này tạo ra sự xáo trộn đáng kể của đất xung quanh PVD, đặc biệt khi trục gá được lắp đặt bằng phương pháp rung (Indraratna và Chu 2005). Các nghiên cứu thực nghiệm và nghiên cứu tại hiện trường đã chỉ ra rằng sự xáo trộn đất do lắp đặt trục gá làm giảm hệ số thoát nước theo phương ngang và tăng khả năng nén của đất xung quanh PVD (Rujikiatkamjorn et al. 2013). Những tác động này gây ra trì hoãn trong quá trình cố kết của nền đất yếu được gia cố PVD (Chai và Miura 1999; Sharma và Xiao 2000; Saye 2001; Zhu và Yin 2004; Basu và cộng sự 2006; Walker và Indraratna 2006, 2007; Rujikiatkamjorn và Indraratna 2015). Dựa trên kết quả thử nghiệm thực nghiệm, Yune et al. (2013) cho rằng việc giảm khoảng cách giữa PVD làm giảm hiệu quả của chức năng thoát nước PVD do đất bị xáo trộn.

Barron (1948) lần đầu tiên đề xuất khái niệm giảm hệ số thoát nước ở vùng bị xáo trộn trong lời giải lý thuyết. Tuy nhiên, nhiều nhà khoa học sau đó đã đề xuất một vùng chuyển tiếp có thể có giữa vùng bị xáo trộn và vùng không bị xáo trộn (Madhav và cộng sự 1993; Miura và cộng sự 1993; Tran và Edil 2011). Để xem xét tổng quát, Hình 1.5 minh họa một ô đơn vị đối xứng trục của PVD được thi công bằng trục gá và hệ số thoát nước của đất xung quanh bị suy giảm do sự xáo trộn của trục gá gây ra. Bằng cách mở rộng của giải pháp Barron (1948), Hansbo (1981) đã phát triển một phương trình cố kết xuyên tâm để phân tích một PVD đơn (tức là một ô đơn vị đối xứng trục), trong đó đất xung quanh PVD được chia thành hai phần, một phần bị xáo trộn và vùng không bị xáo trộn. Theo cách tiếp cận của Hansbo, vùng bị xáo trộn có bán kính r_s và hệ số thấm phương ngang không đổi (k_s) (Hình 1.5(b)). Kết quả phân tích cố kết của nền đất gia cố PVD cho thấy sự phụ thuộc rõ ràng vào r_s và tỷ lệ k_h/k_s , trong đó k_h là hệ số thấm theo phương ngang của vùng không bị xáo trộn hoặc đất tự nhiên. Giải pháp của Hansbo thường được sử dụng trong giai đoạn thiết kế vì tính đơn giản của nó. Tuy nhiên, bán kính và hệ số thấm theo phương ngang của vùng bị xáo trộn đều khó định lượng và thường được xác định từ các thử nghiệm trong phòng thí nghiệm hoặc phân tích ngược (Onoue và cộng sự 1991; Voottipruex và cộng sự 2014). Các thử nghiệm thực nghiệm và quan sát hiện trường chỉ ra rằng mức độ xáo trộn của

đất do lắp đặt trục gá phụ thuộc vào tốc độ lắp đặt, hình dạng và kích thước của trục gá (Bergado et al. 1991). Bo và cộng sự. (2003) kết luận rằng tỷ lệ r_s/r_m , trong đó r_m là bán kính của trục gá, thay đổi từ 1.2 đến 7 và k_h/k_s thay đổi từ 1.2 đến 11.1.



Chú thích:

Smear zone: vùng xáo động

Transition zone: vùng chuyển tiếp giữa vùng xáo động vùng không xáo động

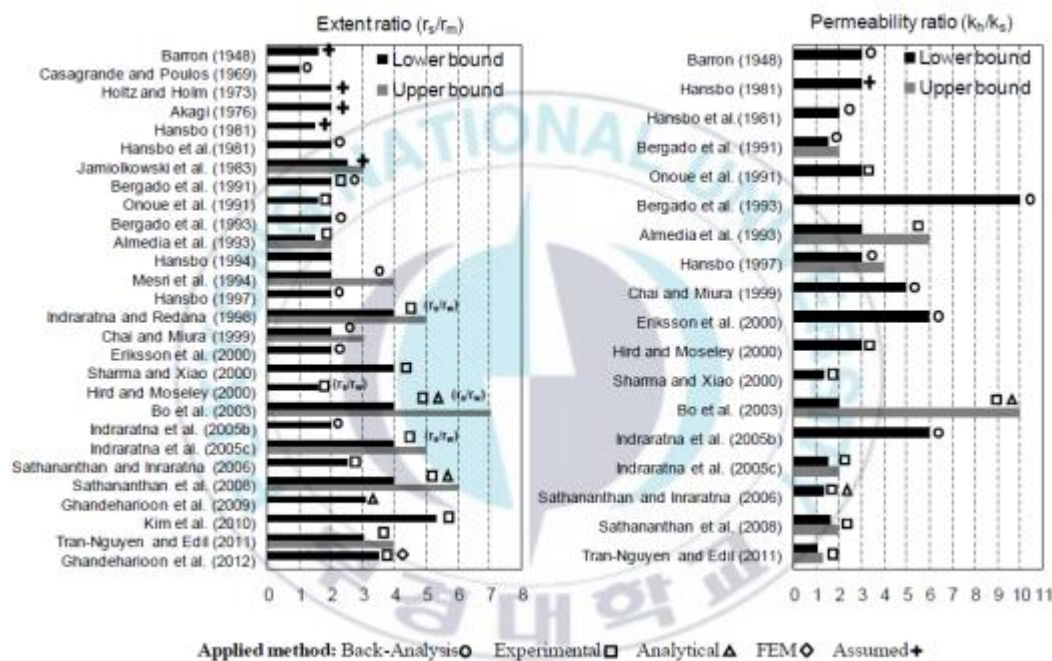
Undisturbed zone: vùng không bị xáo động

Hình 1.5 Sự thay đổi hệ số thấm theo chiều ngang trong một đơn cô kết hướng tâm

Dựa trên kết quả thí nghiệm của Indraratna và Redana (1998), Walker và Indraratna (2006) đã đưa ra giả thuyết rằng hệ số thấm ngang trong vùng bị xáo động thay đổi theo phân bố parabol (Hình 1.5(c)). Basu và cộng sự. (2006) đã phát triển một loạt giả thuyết về hệ số thấm ngang trong vùng bị xáo động thay đổi khác nhau trong các vùng chuyển tiếp và vùng xáo trộn (Hình 1.5(d)). Tuy nhiên, việc xác đoán chính xác ranh giới giữa các vùng chuyển tiếp và vùng xáo trộn trong thực tế hiện trường khá khó khăn (Basu et al. 2006). Việc xác định chính xác phạm vi và sự biến đổi dạng hệ số thấm của đất trong vùng bị xáo trộn ảnh hưởng rất lớn đến quá trình cố kết nền đất gia cố bằng PVD.

1.2.5. Xác định đặc điểm của đất trong vùng xáo trộn

Việc xác định đặc điểm của đất trong vùng xáo trộn do lấp đặt PVD là chủ đề được quan tâm trong ngành địa kỹ thuật và nghiên cứu. Để ước tính đặc tính xáo trộn của đất, các phương pháp sau đã được sử dụng như: phương pháp thực nghiệm (Bergado 1991, Madhav et al. 1993, Sathanantan và Indraratna 2006, Indraratna và Redana 1998, Tran và Edil 2011, Yune et al. 2013, Rujikiatkamjorn et al. cộng sự 2013, Sengul và cộng sự 2016); phân tích ngược (Bergado và cộng sự 1991, Onoue và cộng sự 1991; Bergado và cộng sự 1993, Chai và Miura 1999, Voottipruex và cộng sự 2014); ứng dụng lý thuyết giãn nở (Sathananthan và cộng sự 2008, Ghandeharioon và cộng sự 2010, Ahn và cộng sự 2011); phương pháp phần tử hữu hạn (Sheng và cộng sự 2005, Rujikiatkamjorn và Indraratna 2009). Các nhà nghiên cứu đã sử dụng nhiều phương pháp khác nhau để nghiên cứu các đặc điểm của vùng xáo động và các giá trị này rất đa dạng. Tóm tắt các giá trị của tỷ số k_h/k_s và r_s/r_m được minh họa trong Hình 1.6



Chú thích: extent ratio – r_s/r_m : tỉ lệ giữa bán kính vùng xáo động và bán kính tương đương của PVD; permeability ratio - k_h/k_s - hệ số thấm theo phương ngang trong vùng ko bị xáo động và vùng bị xáo động; Applied method: phương pháp áp dụng; back analysis: phân tích ngược; experimental: thí nghiệm; Analytical: phân tích; FEM: phương pháp số; assumed: giả định.

Hình 1.6. Các giá trị đề xuất cho đặc điểm vùng xáo trộn (Ali 2014)

1.2.6. Sự khác biệt giữa hệ số thấm thực nghiệm và hệ số thấm tại hiện trường trong vùng xáo động

Có nhiều yếu tố không chắc chắn ảnh hưởng đến giá trị $(k_h/k_s)_f$ tại hiện trường. Chai và Miura (1999) đã đề xuất phương trình sau để đánh giá giá trị này:

$$\left(\frac{k_h}{k_s}\right)_f = C_f \left(\frac{k_h}{k_s}\right)_l \quad (1-1)$$

trong đó, chỉ số f và l tương ứng là giá trị được xác định tại hiện trường và trong phòng thí nghiệm; C_f là tỷ số giữa hệ số thấm giá trị hiện trường và phòng thí nghiệm. Theo Chai và Miura (1999), yếu tố quan trọng nhất ảnh hưởng đến giá trị của C_f được coi là sự phân tầng lớp đất yếu. Đối với nền đất đồng nhất, giá trị C_f có thể gần bằng 1, nhưng đối với nền đất phân tầng, giá trị C_f có thể lớn hơn 1,0. Giá trị C_f của một số lớp đất sét từ các nghiên cứu trước được liệt kê trong Bảng 1.2

Bảng 1.2. Các giá trị đề xuất cho C_f (Chai và Miura 1999)

Loại đất	C_f	Phương pháp xác định	Tài liệu Tham khảo
Đất sét Bangkok tại khuôn viên Viện Công nghệ Châu Á	25	Phân tích ngược	Chai và cộng sự 1995
Đất sét Bangkok tại	4	Phân tích ngược	Chai và cộng sự 1995
đất sét tại Muar Malaysia	2	Phân tích ngược	Bergado (1993)
Đất sét Ariake	4	Phân tích ngược	Bergado (1993)
Louiseville (Canada)	1*	Đo thực nghiệm	Tavenas và cộng sự (1986)
St-Alban (Canada)	3*	Đo thực nghiệm	Tavenas và cộng sự (1986)

1.2.7. Khả năng thoát nước của PVD

1.2.7.1. Định nghĩa khả năng thoát nước

Khả năng thoát nước của PVD là thông số quan trọng nhất đối với hiệu suất làm việc của của PVD (Bo 2003). Do sự suy giảm khả năng thoát nước của PVD nên xảy ra hiện tượng cản thấm và nó làm trì hoãn quá trình cố kết của nền đất (Hansbo 1981; Indraratna và cộng sự 2005a).

Khả năng thoát nước được định nghĩa là lưu lượng nước thoát ra trên một đơn vị gradient thủy lực. Nó có thể được thể hiện như sau:

$$q_w = \frac{Q}{i} = Q \frac{\Delta l}{dh} \quad (1-2)$$

Trong đó q_w là lưu lượng nước thoát trên một đơn vị gradient thủy lực tính bằng m^3/s , Q là lưu lượng nước trung bình thoát ra trên một đơn vị thời gian (m^3/s), i là gradient thủy lực và không thứ nguyên, l là chiều dài dòng chảy và h là cột nước (m). Khả năng thoát nước phụ thuộc vào tốc độ dòng nước, nó thường được đo ở nhiệt độ $20^\circ C$ (Bo 2004).

1.2.7.2. Xác định khả năng thoát nước của PVD

Khả năng thoát nước của PVD liên quan đến hệ số sức thấm của PVD, sức cản thấm phụ thuộc vào diện tích mặt cắt ngang của nó, hệ số thấm của của lõi PVD và điều kiện áp lực đất xung quanh (Miura và Chai 2000).

Hansbo (1981) đã đưa ra phương trình xác định mức độ cố kết trung bình theo phương ngang ở độ sâu z , trong thời gian t cho trước. Rixner và cộng sự. (1986) đã xác định được giá trị trung bình của hệ số sức cản thấm cho toàn bộ chiều dài PVD kết hợp với phương trình Hansbo (1981) có dạng sau:

Trong đó, U_h là độ cố kết trung bình do thoát nước ngang cho toàn bộ chiều dày lớp đất yếu, D_e là đường kính vùng ảnh hưởng của PVD, C_h là hệ số cố kết ngang, μ_n là nhân tố xét đến khoảng cách PVD, μ_s là nhân tố xét đến sự xáo động và μ_r là hệ số sức cản thấm trung bình. Những yếu tố này được xác định như sau.

$$\mu_n = \ln\left(\frac{D_e}{d_w}\right) - \frac{3}{4} \quad (1-3)$$

$$\mu_s = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1\right) \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) \quad (1-4)$$

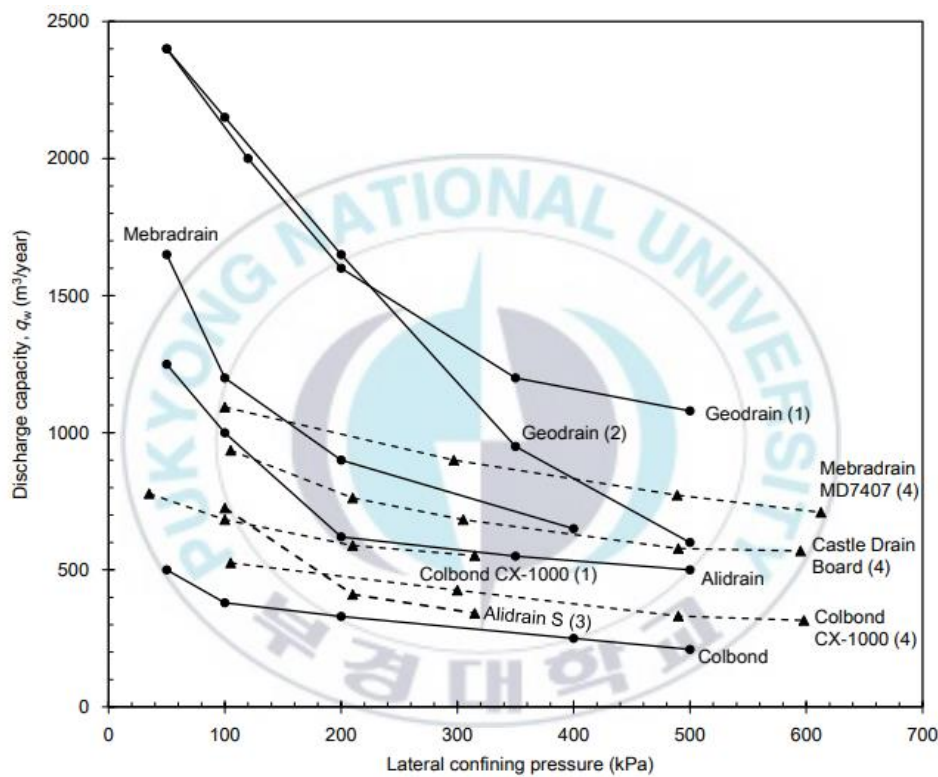
$$\mu_r = \left(\frac{2\pi L^2}{3}\right) \left(\frac{k_h}{q_w}\right) \text{ trường hợp thoát nước một chiều}$$

$$\mu_r = \left(\frac{\pi L^2}{6}\right) \left(\frac{k_h}{q_w}\right) \text{ trường hợp thoát nước hai chiều}$$

Trong các phương trình trên, L là chiều dài của PVD

1.7.2.2. Sự suy giảm khả năng thoát nước theo độ sâu và thời gian

Ngày nay, PVD thường được thi công ở độ sâu lớn, khả năng thoát nước (liên quan đến hệ số sức cản thấm) ngày càng trở thành vấn đề được quan tâm. Điều này có thể hiểu được vì sức cản thấm của PVD trong những trường hợp như vậy có thể gây ra sự trì hoãn trong quá trình cố kết. Mặc dù PVD đẩy nhanh tốc độ cố kết nhưng khả năng thoát nước của PVD giảm khi độ sâu tăng (Hansbo 1981; Hansbo 1983; Rixner và cộng sự 1986). Áp lực ngang của đất tăng theo độ sâu cắm PVD, dẫn đến khả năng thoát nước của PVD giảm. Hansbo (1983) và Rixner và cộng sự. (1986) trình bày kết quả tương tự từ các thử nghiệm khả năng thoát nước thẳng đứng, như trong Hình 1.7. Họ đã trình bày khả năng thoát nước đo được của một số loại PVD, năng thoát nước giảm khi tăng áp lực ngang.



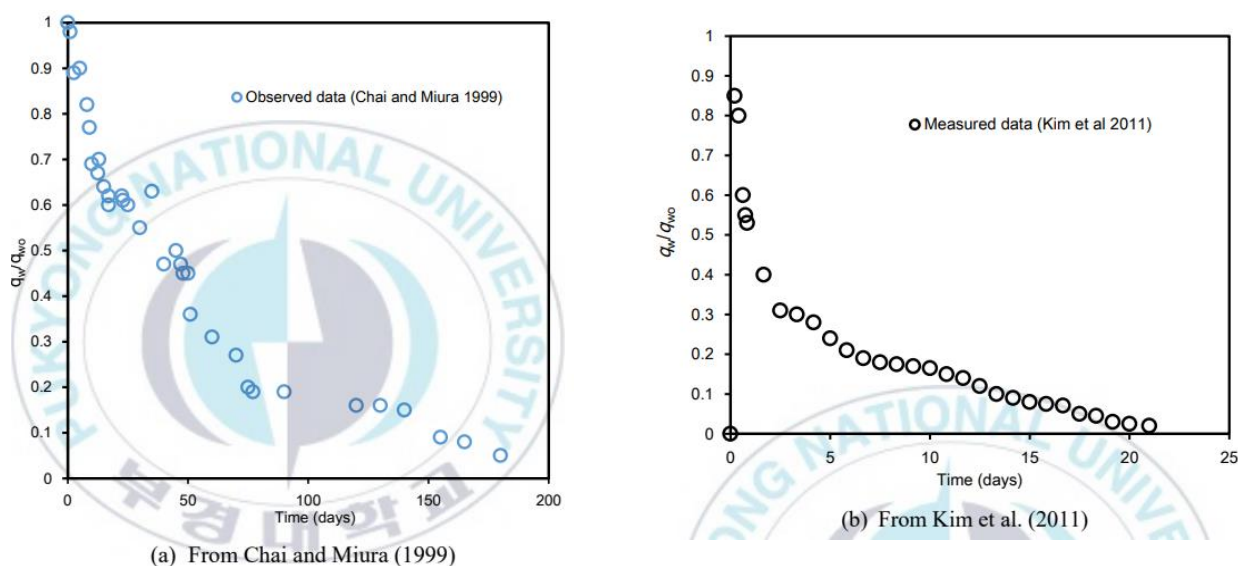
Chú thích: lateral confining pressure – áp lực ngang; Discharge capacity: khả năng thoát nước của PVD

Hình 1.7. Sự thay đổi khả năng thoát nước của PVD với áp lực ngang (Hansbo 1983 và Rixner và cộng sự. 1986)

Kết quả thực nghiệm thu được cho thấy áp lực ngang có ảnh hưởng lớn đến khả năng thoát nước của PVD. Để ước tính ảnh hưởng của việc giảm khả năng thoát nước khi áp lực ngang tăng lên, các giải pháp giải tích đã được phát triển với giả định rằng khả năng thoát nước giảm tuyến tính theo độ sâu. Để xem xét ảnh hưởng của sức cản thấm trong mô hình cố kết hai chiều, Chai et al. (1995) đã đề xuất một phương pháp

phân tích xác định độ cố kết với khả năng thoát nước giảm tuyến tính và xác định được sự phân bố áp lực nước lỗ rỗng dư thực tế theo độ sâu; tuy nhiên, sự xáo động đã bị bỏ qua trong nghiên cứu này. Trong những năm gần đây, Đặng và cộng sự. (2013; 2014) đã đề xuất một mô hình toán học để xem xét sự thay đổi khả năng thoát nước theo độ sâu và thời gian đến trạng thái cố kết của lớp đất yếu trong một ô đơn vị, trong đó khả năng thoát nước cũng được giả định là giảm tuyến tính theo độ sâu. Giải pháp này được tiếp nối bằng cách tiếp cận gần đúng của Hansbo. Các kết quả này chỉ ra rằng sự thay đổi khả năng thoát nước theo độ sâu và thời gian ảnh hưởng đáng kể đến sự phân bố áp lực nước lỗ rỗng dư. Khi khả năng thoát nước thay đổi theo độ sâu và thời gian, tốc độ tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng dư sẽ giảm hơn nữa. Hơn nữa, quá trình cố kết, đất bị nén chặt sẽ làm gấp bậc thấm, có thể gây tắc PVD nên giảm khả năng thoát nước của nó. Do đó, gia tăng sức cản thấm của PVD trong quá trình cố kết.

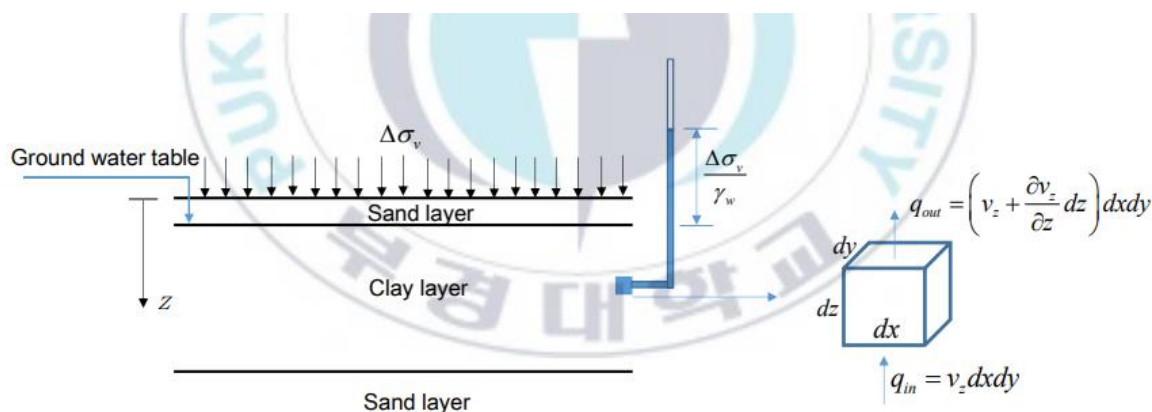
Chai và Miura (1999), Miura và Chai (2000), và Chai et al. (2004) đã nghiên cứu các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng thoát nước và cho rằng khi PVD bị biến dạng và tắc nghẽn sẽ làm giảm đáng kể khả năng thoát nước của PVD. Hình 1.8 thể hiện một số trường hợp giảm khả năng thoát nước theo thời gian cố kết



Hình 1.8 Sự suy giảm khả năng thoát nước với thời gian cố kết

1.3 LÝ THUYẾT CỐ KẾT

1.3.1. Lý thuyết cố kết một chiều



Chú thích: Ground water table – mực nước ngầm; sand layer – lớp cát; clay layer- lớp sét

Hình 1.9. Minh họa một trường hợp điển hình của cố kết 1-D

Để có được lời giải gần đúng cho độ lún cố kết trong bài toán địa kỹ thuật, giả thuyết rằng sự tiêu tán áp lực lỗ rỗng dư và biến dạng chỉ diễn ra theo phương thẳng đứng. Quá trình này được gọi là lún cố kết một chiều (1-D) và giả định rằng không có biến dạng ngang. Hình 1.9 minh họa một trường hợp điển hình của cố kết 1-D: lớp đất sét bão hòa chịu tác động ứng suất $\Delta\sigma_v$, trên cùng là một lớp cát.

Terzaghi (1925) đã xem xét mô hình cố kết 1-D đơn giản như trong Hình 1.9. Một số giả thuyết được sử dụng trong việc rút ra phương trình hợp nhất 1-D của Terzaghi:

- Đất sét bão hòa hoàn toàn và đồng nhất.
- Độ nén của nước không đáng kể.
- Khả năng chịu nén của các hạt đất cũng không đáng kể nhưng các hạt đất có thể bị sắp xếp lại trong quá trình cố kết.
- Dòng nước tuân theo định luật Darcy ($v = ki$), trong đó k là độ thấm của đất và i là gradient thủy lực.
- Giả sử tổng ứng suất ($\Delta\sigma_v$) tác dụng lên phần tử không đổi.
- Hệ số nén thể tích, m_v , được coi là không đổi.
- Hệ số thấm k đối với dòng chảy thẳng đứng được coi là không đổi.

Sử dụng các giả định này và cho rằng tốc độ thay đổi thể tích của phần tử khối (Hình 1.9) bằng hiệu giữa tốc độ dòng nước ra và tốc độ dòng nước vào ($\partial V/\partial t$

= $q_{out} - q_{in}$), người ta có thể rút ra phương trình cơ bản cho sự hợp nhất một chiều (phương trình Terzaghi):

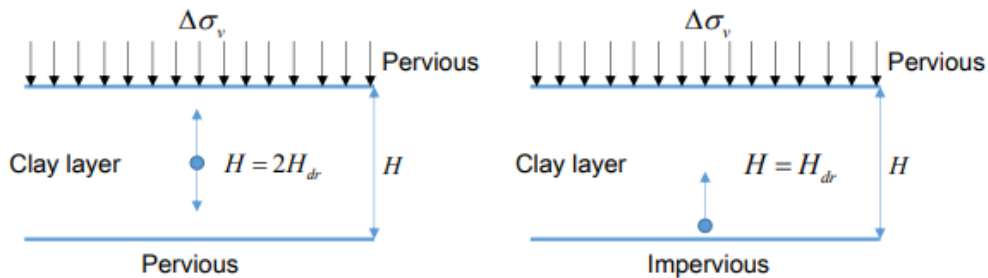
$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1-5)$$

Trong đó c_v là hệ số cố kết, xác định bởi:

$$c_v = \frac{k}{m_w \gamma_w} \quad (1-6)$$

Lời giải của (1.5) phải thỏa mãn các điều kiện biên và điều kiện ban đầu (Hình 1.9):

- Điều kiện biên tại đỉnh lớp sét: $z = 0, u = 0$ với $0 < t < \infty$
- Điều kiện biên ở đáy lớp sét: $z = 2 H_{dr}, u = 0$ với $0 < t < \infty$, trong đó H_{dr} là chiều dài thoát nước. Có thể xác định bằng Hình 1.10
- Điều kiện ban đầu: $t = 0, u = u_0 = \Delta \sigma_v$ với $0 \leq z \leq 2 H_{dr}$



(a) Thoát nước hai chiều

(b) thoát nước một chiều

Chú thích: pervious – thoát nước; impervious – không thoát nước

Hình 1.10. Xác định chiều dài đường thoát nước H_d

Áp lực nước lỗ rỗng dư ban đầu đồng đều theo độ sâu, nghiệm của phương trình.

(1.5) là:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{M} \sin \frac{Mz}{H_{dr}} \exp(-M^2 T_v) \quad (1-7)$$

Trong đó $m = (\pi / 2)(2m + 1); m = 0, 1, 2, 3, \dots, \infty$; u_0 là áp lực nước lỗ rỗng dư ban đầu; và T_v là một số không thứ nguyên được gọi là nhân tố thời gian, được định nghĩa như sau:

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \quad (1-8)$$

Bây giờ hãy xác định mức độ cố kết ở độ sâu z và thời gian t như sau:

$$U_z = \frac{u_0 - u}{u_0} = 1 - \frac{u}{u_0} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \left(\frac{2}{M} \sin \frac{Mz}{H_{dr}} \right) \exp(-M^2Tv) \quad (1-9)$$

Mức độ cố kết tại một điểm được cho bởi biểu thức. (1.19) là tỉ số của áp lực nước lỗ rỗng dư tiêu tán ($= u_0 - u$) về áp lực lỗ rỗng ban đầu tại cùng điểm ($= u_0$). Ví dụ, tại thời điểm $t = 0$, khi tác dụng ứng suất, áp lực lỗ rỗng dư (u) bằng áp lực lỗ rỗng dư ban đầu (u_0); do đó, $U_z = 0$. Nhưng khi $t \rightarrow \infty$, $u \rightarrow 0$ và $U_z \rightarrow 1$ (hoặc 100%); nghĩa là quá trình cố kết đã hoàn tất 100%.

Mức độ cố kết trung bình cho toàn bộ chiều dày của lớp sét tại thời điểm

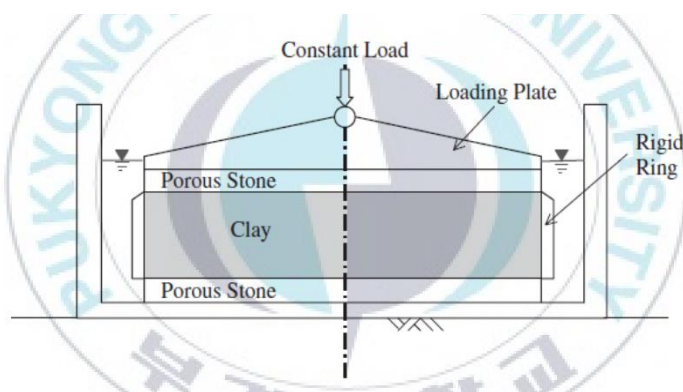
$$U = 1 - \frac{H_{dr} \int_0^{2H_{dr}} u dz}{2u_0} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2Tv) \quad (1-10)$$

Cần lưu ý rằng trong phương trình này, phân bố áp lực lỗ rỗng ban đầu được giả định là đồng đều trên toàn bộ chiều dày của lớp sét

1.3.2. Thí nghiệm nén cố kết một chiều

Đặc tính cố kết của đất có thể được đo trong phòng thí nghiệm bằng thí nghiệm cố kết 1-D, được biểu diễn dưới dạng sơ đồ trong

Hình 1.11.



Chú thích:

constant load: tải trọng không đổi

Porous stone: đá thấm nước

Clay: đất sét

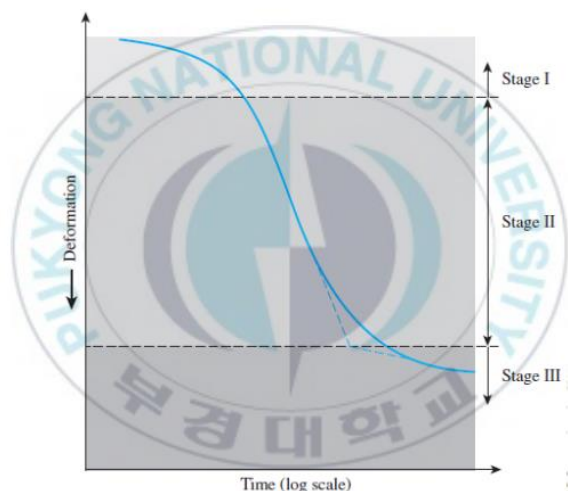
Rigid ring: vòng cứng

Loading Plate: đĩa tác dụng tải trọng

Hình 1.11. Thí nghiệm nén cố kết một chiều không nở hông

Một mẫu đất hình trụ có đường kính 75 mm và chiều dày khoảng 15 mm được đặt trong một vòng kim loại và chịu tải trọng tĩnh. Mỗi giai đoạn gia tải kéo dài 24 giờ, trong đó những thay đổi về độ dày được ghi lại. Tải được tăng gấp đôi với mỗi giai đoạn đạt đến mức tối đa được yêu cầu (ví dụ: 100, 200, 400, 800 kPa). Khi kết thúc giai đoạn chất tải cuối cùng, tải được loại bỏ và mẫu được phép trương nở. Hình 1.12 thể hiện một ví dụ về đường cong độ lún theo thời gian thu được theo quá trình gia tải. Ba giai đoạn lún gồm: lún ban đầu, lún sơ cấp (lún cố kết), lún thứ cấp (lún từ biến).

Độ lún ban đầu được gây ra bởi phản ứng đàn hồi của đất đối với tải trọng tác dụng. Độ lún cố kết sơ cấp là do sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng dư do tác dụng của tải trọng tạo ra. Độ lún thứ cấp do đặc tính biến dạng phụ thuộc thời gian của các hạt đất, không liên quan đến sự tiêu tán áp lực lỗ rỗng dư. Độ lún cố kết sơ cấp được tập trung ở chương này



Chú thích:

Giai đoạn 1: lún đàn hồi

Giai đoạn 2: Lún sơ cấp

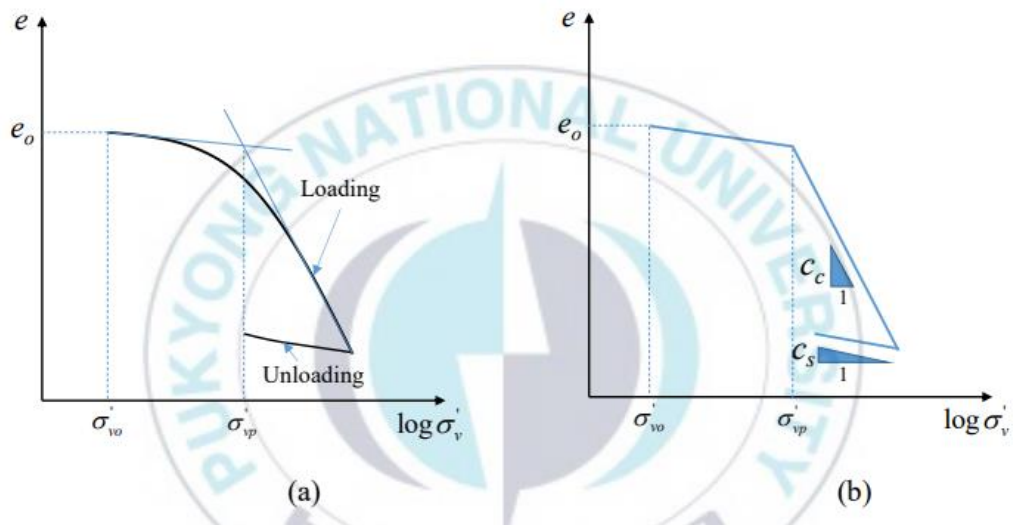
Giai đoạn 3: lún thứ cấp

Hình 1.12. Các giai đoạn lún

Mẫu đất được bọc trong một vòng kim loại hình tròn được thực hiện để triệt tiêu biến dạng ngang. Mẫu được kẹp giữa hai viên đá xốp và được giữ ngập trong tất cả các giai đoạn chất tải. Vì vậy, mẫu được phép thoát nước từ trên xuống dưới. Đây là điều kiện thoát nước hai chiều, với độ dày của mẫu là $2H_{dr}$. Mối quan hệ giữa độ rỗng và logarit ứng suất có hiệu theo phương thẳng đứng ($\log \sigma'_{v-e}$) thu được từ sự xác định sự thay đổi bề dày ở cuối mỗi giai đoạn chịu tải của thí nghiệm nén cố kết một chiều. Một ví dụ về đường cong ($\log \sigma'_{v-e}$) được thể hiện trên Hình 1.13

Áp lực tiền cố kết σ'_{vp} là áp lực quá khứ lớn nhất mà lớp sét phải chịu trong quá khứ. Đất sét cố kết thông thường (NC) được định nghĩa là đất sét có ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng (tại chỗ) hiện tại σ'_v bằng ứng suất tiền cố kết của nó σ'_{vp} . Đất sét quá cố kết (OC) được định nghĩa là đất sét có ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng hiện tại nhỏ hơn ứng suất tiền cố kết của nó. Cuối cùng, xác định tỷ lệ quá cố kết (OCR) là tỷ số giữa áp suất tiền cố kết và ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng ($OCR = \sigma'_{vp}/\sigma'_{vo}$). Áp lực tiền cố kết là một thông số của đất có thể xác định được từ đường cong ($\log \sigma'_{v-e}$) suy ra từ kết quả thí nghiệm cố kết một chiều. Áp suất tiền cố kết nằm gần điểm mà đường cong $\log \sigma'_{v-e}$ thay đổi độ dốc, như minh họa trên Hình 1.13a (Casagrande 1936). Các tham số cố kết khác, chẳng hạn như chỉ số nén (C_c) và

chỉ số trương nở (C_s), cũng được lấy từ đường cong $\log \sigma'_v - e$. Chỉ số nén là độ dốc của phần chịu tải, trong đường cong nén lún, và chỉ số trương nở là độ dốc của phần dỡ tải, như được chỉ ra trên Hình 1.13b.



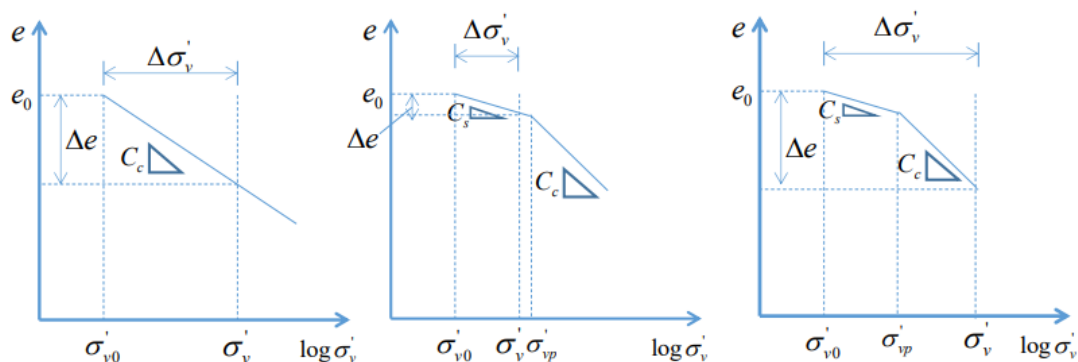
Hình 1.13. Mối quan hệ $\log \sigma'_v - e$ từ thí nghiệm nén cố kết một chiều không nở hông

1.3.3. Tính toán độ lún cố kết cuối cùng

Đường cong $\log \sigma'_v - e$ là đường cong biến dạng-ứng suất có thể được sử dụng để tính toán độ lún cố kết cuối cùng của lớp đất sét chịu sự thay đổi ứng suất ($=\Delta \sigma'$). Đường cong $\log \sigma'_v - e$ có hai độ dốc đặc biệt là C_c và C_s như trong Hình 1.13. Từ đường cong này, chúng ta có thể tính được hệ số rỗng thay đổi (Δe) do thay đổi ứng suất, $\Delta \sigma'$, như trên Hình 1.13. Độ lún cố kết, S_c , có thể được tính như sau:

$$S_c = C_c \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad (1-11)$$

Trong đó H là độ dày của lớp sét và e_0 là hệ số rỗng ban đầu (tại chỗ) của lớp sét (tức là hệ số rỗng trước khi áp dụng $\Delta \sigma'_v$). Để tính S_c , trước tiên phải tính Δe . Việc tính toán Δe phụ thuộc vào loại đất sét (NC hoặc OC) và trạng thái ứng suất ($\sigma'_{0+} + \Delta \sigma'_v$). Hình 1.14 sau đây minh họa ba trường hợp có thể xảy ra.



Hình 1.14. Xác định độ lún từ thí nghiệm nén cố kết một chiều không nở hông

Đối với đất sét cô kết bình thường (NC), ứng suất tăng thêm $\Delta\sigma'$ và ứng suất tại chỗ σ gây ra sự thay đổi hệ số rỗng bằng Δe có thể được tính như sau:

$$\Delta e = C_c \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (1-12)$$

Độ lún cố kết được xác định:

$$S_c = C_c \frac{H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (1-13)$$

Tương tự đối với biểu thức, độ lún cuối cùng của đất sét OC với $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \leq \sigma'_{vp}$, có thể được tính như sau

$$\Delta e = C_s \frac{H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (1-14)$$

Và độ lún cuối cùng của đất sét OC với $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \geq \sigma'_{vp}$, có thể tính toán được:

$$S_c = \frac{H}{1 + e_0} \left(C_s \log \frac{\sigma'_{vp}}{\sigma'_{v0}} + C_c \log \frac{\sigma'_{vp} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vp}} \right) \quad (1-15)$$

1.3.4. Tính toán độ lún thứ cấp

Hình 1.15 cho thấy ở cuối quá trình cố kết sơ cấp (sau khi tiêu tán hoàn toàn áp lực nước lỗ rỗng dư) là lún do sự điều chỉnh dẻo của kết cấu đất. Giai đoạn cố kết này được gọi là cố kết thứ cấp. Trong quá trình cố kết thứ cấp, đồ thị biến dạng theo log thời gian (logt) gần như tuyến tính (xem Hình 1.15). Sự biến đổi của hệ số rỗng theo thời gian t đối với mức tăng tải thể hiện trong Hình 1.15. Hệ số nén thứ cấp (C_α) có thể được định nghĩa là:

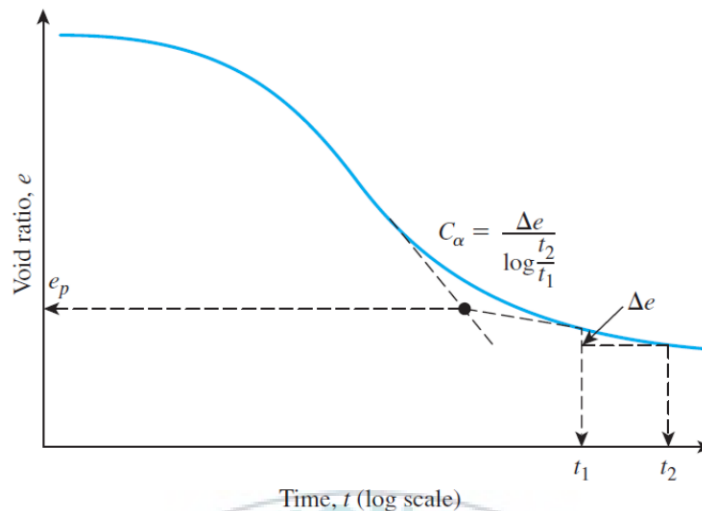
$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \quad (1-16)$$

Trong đó C_α là chỉ số nén thứ cấp; Δe là sự thay đổi hệ số rỗng; t_1 và t_2 là thời gian.

Độ lớn của cốt kết thứ cấp có thể được tính như

$$C_s = C_\alpha \frac{H}{1+e_p} \log \frac{t_2}{t_1} \quad (1-17)$$

trong đó e_p là hệ số rỗng tại thời điểm kết thúc quá trình cốt kết sơ cấp.



Hình 1.16. Xác định hệ số lún thứ cấp

1.4 LÝ THUYẾT CỐ KẾT NỀN ĐẤT YẾU CÓ GIA CỐ PVD

1.4.1. Lý thuyết cốt kết Baron (1948)

Baron (1948) đã trình bày một lý thuyết toàn diện ban đầu cho vấn đề cốt kết xuyên tâm bằng PVD. Phương pháp này dựa trên lý thuyết cốt kết của Terzaghi (1943). Lời giải của Baron dựa trên các giả định sau:

- Đất bão hòa, do đó, mọi tải trọng thẳng đứng ban đầu chịu bởi áp lực nước lỗ rỗng dư, u ;
- Tải trọng tác dụng được giả định là phân bố đều và toàn bộ biến dạng nén trong đất xảy ra theo phương thẳng đứng;
- Vùng ảnh hưởng của PVD được coi là hình tròn và đối xứng trục;
- hệ số thấm của PVD là vô hạn so với hệ số thấm của đất;
- Định luật Darcy có giá trị;
- Áp dụng lý thuyết biến dạng nhỏ

Hình 1.17 thể hiện sơ đồ minh họa của một trụ đất có PVD thẳng đứng ở giữa, trong đó r_w =bán kính tương đương của PVD, r_s = bán kính vùng xáo động, r_e = bán kính trụ đất và H = chiều dài PVD được lắp đặt vào đất mềm. Hệ số thấm theo hướng dọc và ngang lần lượt là k_v và k_h , và k_s là hệ số thấm trong vùng xáo động. công thức biểu diễn quá trình cố kết theo (Barron 1948):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + c_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (1-18)$$

Trong đó t là thời gian; u là áp lực nước lỗ rỗng dư tại bán kính r và ở độ sâu z .

Độ cố kết trung bình U_h của khối đất có PVD:

$$U_h = 1 - \exp \frac{-8T_h}{\mu} \quad (1-19)$$

μ : nhân tố xét đến khoảng cách PVD, độ xáo trộn, sức cản thấm của PVD

$$\mu = \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - \frac{3}{4} + \pi z (2L - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (1-20)$$

Khi bỏ qua sức cản thấm của PVD thì

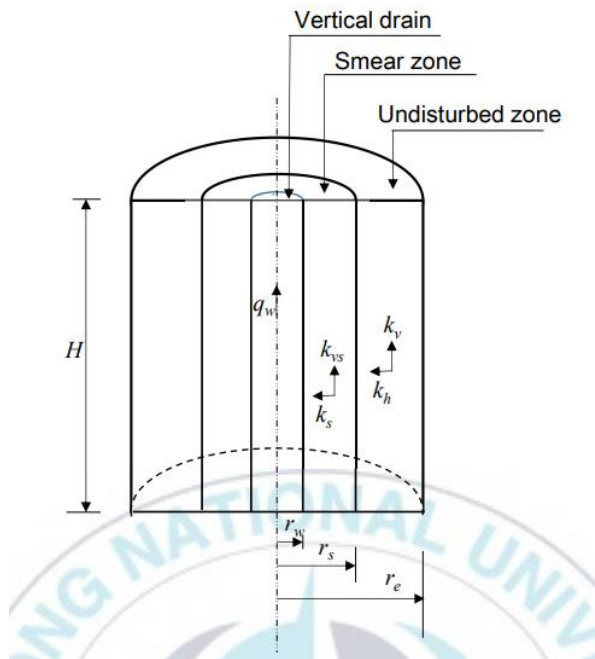
$$\mu = \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - \frac{3}{4} \quad (1-21)$$

Khi bỏ qua độ xáo trộn thì

$$\mu = \ln n - \frac{3}{4} + \pi z (2L - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (1-22)$$

Khi bỏ qua cả sức cản thấm và độ xáo trộn của PVD thì

$$\mu = \ln n - \frac{3}{4} \quad (1-23)$$



Chú thích:

Vertical drain: PVD

Smear zone: vùng xáo động

Undisturbed zone: vùng không bị xáo động

Hình 1.17. Mô hình tính toán cốt kết hướng tâm

1.4.4. Cốt kết trong mô hình phẳng

Mặc dù mỗi PVD làm việc như một thiết bị thoát nước thẳng đứng hướng tâm, nhưng để tối ưu hóa hiệu quả tính toán, phương pháp phần tử hữu hạn để tính toán thường được tiến hành trong điều kiện “biến dạng phẳng”. Do đó, để sử dụng mô hình biến dạng phẳng 2-D, cần thiết lập sự chuyển đổi tương đương giữa mô hình phẳng và mô hình đối xứng trục về mặt độ lún cốt kết. Các nghiên cứu mô hình hóa lớp đất nền được gia cố bằng PVD trong mô hình phẳng được trình bày sau.

1.4.4.1. Phần tử thoát nước một chiều (phần tử thoát nước 1-D)

Dựa trên lý thuyết của Hansbo (1981), Hird et al. (1992) đã xây dựng mức độ cốt kết theo chiều ngang của một đơn vị trong mô hình phẳng khớp với mức độ cốt kết xuyên tâm trong mô hình đối xứng trục. Có được mối quan hệ sau:

$$\frac{k_{hp}}{k_h} = \frac{2B^2}{3r_e^2 \left[\ln \frac{r_e}{r_s} + \frac{k_{ax}}{k_s} \ln \frac{r_s}{r_w} - \frac{3}{4} \right]} \quad (1-24)$$

Để kết hợp nhân tố sức cản thấm, có thể sử dụng biểu thức không thứ nguyên sau:

$$\frac{q_{wp}}{q_w} = \frac{2B}{\pi r_e^2} \quad (1-25)$$

Chai và cộng sự. (1995) sử dụng phương pháp của Hird et al. (1992) trong đó có xét đến ảnh hưởng của sức cản thấm. Trong phương pháp này, khả năng thoát nước

của PVD trong mô hình phẳng (q_{wp}) được xác định để sao cho mức độ cố kết ngang trung bình ở cả hai mô hình phẳng và mô hình đối xứng trục là như nhau.

$$q_{wp} = \frac{4k_h L^2}{3 \left[B \ln \left(\frac{n}{s} \right) + \frac{k_h}{k_s} \ln s - \frac{27}{12} + \frac{2L^2 \pi k_h}{3q_{wa}} \right]} \quad (1-26)$$

1.4.4.2. Phương pháp k_{ve} (Chai và cộng sự 2001)

Một phương pháp gần đúng đơn giản để mô hình nền đường và PVD được đề xuất bởi Chai và cộng sự. (2001): vì PVD làm tăng khả năng thấm của lớp đất dưới theo hướng thẳng đứng, nên việc thiết lập một giá trị cho độ thấm theo chiều dọc đại diện gần đúng cho tác động thoát nước theo chiều dọc của lớp đất dưới tự nhiên và tính thấm xuyên tâm đối với PVD là hợp lý. Độ thấm dọc tương đương (k_{ve}) này được rút ra từ mức độ cố kết trung bình bằng nhau trong điều kiện 1-D. Để có được biểu thức đơn giản cho k_{ve} , một phương trình gần đúng cho độ cố kết theo phương thẳng đứng đã được đề xuất:

$$U_v = 1 - \exp(-C_d T_v) \quad (1-27)$$

trong đó T_v là hệ số thời gian cố kết theo chiều dọc và C_d là hằng số, không đổi và bằng 3,54. Hệ số thấm theo dọc tương đương, k_{ve} , có thể được biểu thị bằng:

$$k_{ve} = \left(1 + \frac{2.5L^2 k_h}{\mu D_e^2 k_v} \right) k_v \quad (1-28)$$

Trong đó L là chiều dài PVD, D_e đường kính tương đương của ô đơn vị, và μ theo lời giải của Hansbo (Phương trình 2.34). Đây là một phương pháp dễ dàng và thuận tiện để mô phỏng cố kết đất được gia cố bằng PVD

1.4.4.3. Phương pháp Indraratna và Redana (1997)

Indraratna và Redana (1997) đã chuyển đổi mô hình thoát nước đối xứng trục Hình 2.21 thành mô hình phẳng tương đương bằng cách điều chỉnh hệ số thấm của đất. Giả định rằng nửa chiều rộng của ô đơn vị B , của PVD b_w và của vùng xáo động b_s giống như bán kính đối xứng trục r_e , r_w và r_s của chúng, tương ứng. Độ thấm tương đương của đất trong mô hình phẳng sau đó được xác định bởi:

$$k_{hp} = \frac{k_h \left[\alpha + \beta \frac{k_{hp}}{k_{sp}} + \theta (2Lz - z^2) \right]}{\ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - \frac{3}{4} + \pi (2Lz - z^2) \frac{k_h}{q_{wp}}} \quad (1-29)$$

Các tham số hình học liên quan α , β và số hạng dòng θ được cho bởi:

$$\alpha = \frac{2}{3} - \frac{2b_s}{B} \left(1 - \frac{b_s}{B} + \frac{b_s^2}{3B^2} \right) \quad (1-30)$$

$$\beta = \frac{1}{B^2} (b_s - b_w)^2 + \frac{b_s}{3B^3} (3b_w^2 - b_s) \quad (1-31)$$

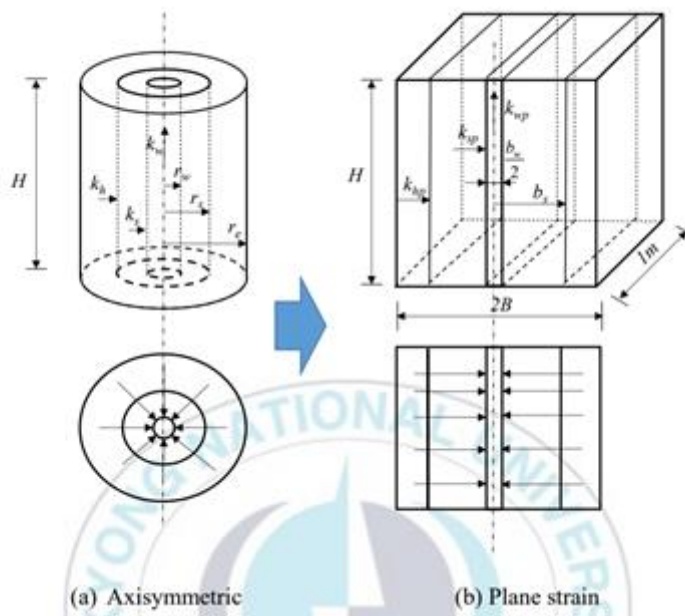
$$\theta = \frac{2k_{hp}^2}{k_{sp} B q_{wp}} \left(1 - \frac{b_w}{B} \right) \quad (1-32)$$

Trong đó: $q_{wp} = 2q_w / \pi B$ là khả năng thoát nước tương đương của PVD trong mô hình phẳng.

Trong phương trình (1.29), khi k_{hp} xuất hiện ở cả hai vế của phương trình. Để giải được phương trình này bằng phương pháp thử dần.

Indraratna và Redana (1997) đã đề xuất công thức tính gần đúng k_{hp}/k_h bằng cách bỏ qua nhân tố sức cản thấm và nhân tố xáo động của đất:

$$\frac{k_{hp}}{k_h} = \frac{0.67}{\ln n - 0.67} \quad (1-33)$$



Hình 1.18. Quy đổi mô hình tính toán cốt kết từ mô hình hướng tâm sang mô hình phẳng

1.4.4.4. Phương pháp của Kim và Lee (1997)

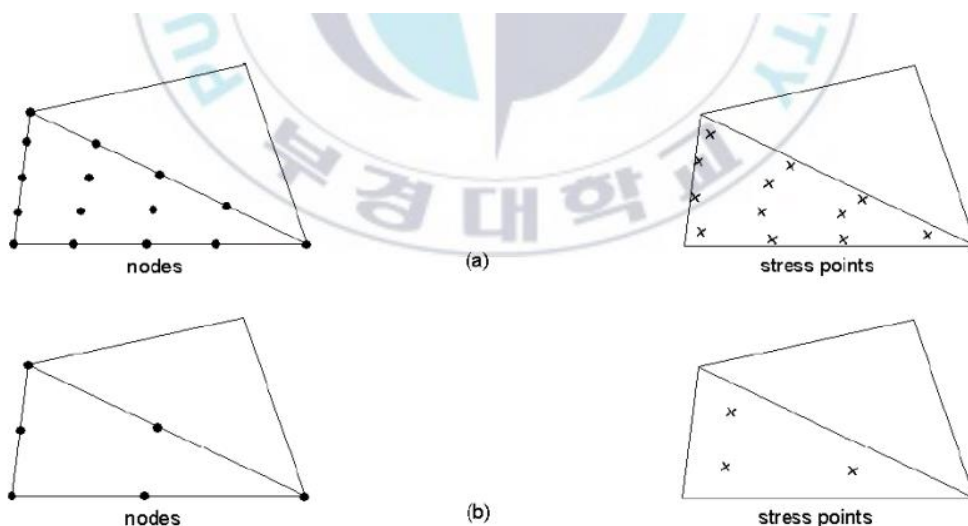
Kim và Lee (1997) giả định rằng khoảng thời gian để 2 mô hình (mô hình phẳng và đối xứng trục) đạt được mức độ cố kết 50% và 90% là như nhau. Khi đó, thu được biểu thức đơn giản sau:

$$\frac{k_{hp}}{k_h} = \left(\frac{B}{r_e}\right)^3 \frac{T_{h50}}{T_{hp50}} \frac{T_{h90}}{T_{hp90}} \frac{S}{\pi d_w} \quad (1-34)$$

Trong đó $T_{h50} = 0,197$ và $T_{h90} = 0,848$; là các nhân tố thời gian trong mô hình phẳng và T_{hp50} và T_{hp90} là các hệ số dành cho dòng hướng tâm tương ứng. Hệ số thời gian của dòng hướng tâm có thể được tính bằng $T_h = \mu \ln(1 - U_h) / 8$ từ lời giải giải tích của Hansbo

1.5 TÍNH TOÁN CỐ KẾT BẰNG PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN

Phần mềm Plaxis 2D là một công cụ mạnh mẽ trong lĩnh vực phân tích địa kỹ thuật. Nó dùng phương pháp phần tử hữu hạn để phân tích các bài toán hai chiều về biến dạng và ổn định trong địa kỹ thuật. Phần mềm Plaxis 2D bao gồm ba modul con là chương trình đầu vào, chương trình tính toán và chương trình đầu ra. Nó thực hiện phân tích với giả định về biến dạng phẳng với các phần tử tam giác 6 nút hoặc 15 nút (Hình 2.22).



Hình 1.19. Phân tử tam giác 6 nút và 15 nút trong Plaxis 2D

1.5.1. Mô hình vật liệu

1.5.1.1. Mô hình Mor

Mô hình Mohr - Coulomb là mô hình gần đúng về mối quan hệ của đất. Đây là mô hình đàn hồi - thuần dẻo dựa trên cơ sở định luật Hook kết hợp với tiêu chuẩn phá

hoại Mohr -Coulomb. Trong mô hình đàn hồi - thuần dẻo, biến dạng và tốc độ biến dạng được phân tích thành hai thành phần: phần đàn hồi và phần thuần dẻo. Định luật Hook được sử dụng để thể hiện mối quan hệ giữa gia tăng ứng suất và biến dạng. Mô hình gồm 5 thông số cơ bản: module đàn hồi E, hệ số Poisson ν , lực dính của đất c, góc ma sát trong φ và góc nở của đất ψ

1.5.1.2. Mô hình Soft Soil

Mô hình Soft Soil là loại mô hình đất sét (Cam - clay) được dùng chủ yếu cho các trường hợp cố kết của đất sét, than bùn. Các thông số chủ yếu của mô hình Soft Soil gồm: chỉ số nén điều chỉnh; chỉ số trương nở điều chỉnh; lực dính c, góc ma sát trong φ ; góc giãn nở ψ

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)} \quad (1-35)$$

$$\kappa^* = 2 \frac{C_r}{2,3(1+e)} \quad (1-36)$$

1.6 KẾT LUẬN CHƯƠNG 1

Nhìn chung, PVD đã được sử dụng rộng rãi để đẩy nhanh quá trình cố kết các nền đất sét yếu. Tuy nhiên, thường khó dự đoán chính xác chuyển vị và áp lực nước lỗ rỗng do các yếu tố không chắc chắn như: đường kính tương đương, bộ lọc và kích thước lỗ biểu kiến, độ bền kéo, khả năng thoát nước và sức cản thấm của PVD, vùng xáo động, kết cấu của đất, kích thước và hình dạng trục giá, quy trình lắp đặt, khoảng cách PVD và vùng ảnh hưởng của PVD. Trong số các yếu tố này, sự xáo trộn của đất do lắp đặt PVD và khả năng thoát nước của PVD có ảnh hưởng đáng kể đến hiệu quả của phương pháp gia tải trước kết hợp với PVD.

Trong Chương này, lý thuyết cố kết liên quan đến các yếu tố ảnh hưởng đến quá trình cố kết của nền đất yếu gia cố PVD. Một số kết luận có thể rút ra:

- Trong quá trình đặt PVD xuống đất bằng trục thép, đất đã bị xáo trộn, đây là yếu tố quan trọng ảnh hưởng đến hiệu suất của PVD. Việc xác định chiều rộng và hệ số thấm của đất xáo trộn là một vấn đề quan trọng cần cân nhắc trong thiết kế cải tiến PVD. Do đó, ảnh hưởng của sự xáo trộn đất do lắp đặt PVD vẫn chưa chắc chắn và chủ đề này vẫn còn khác biệt giữa các nhà nghiên cứu.

- Khả năng thoát nước của PVD là thông số quan trọng kiểm soát hoạt động của PVD. Khả năng thoát nước của bắc thấm thường giảm khi tăng ứng suất hữu hiệu

(hoặc theo độ sâu) và theo thời gian cố kết. Vì chiều dày của các PVD mỏng, khi cắm vào đất thì bộ lọc của PVD bị tắc, khi đó biến dạng của PVD làm giảm khả năng thoát nước. Nó gây ra sự trì hoãn đáng kể trong quá trình cố kết của các lớp đất yếu được gia cố bằng PVD. Do đó, khả năng thoát nước của PVD và các trạng thái của nó phải được xem xét trong thiết kế cải tiến PVD.

- Các lý thuyết hiện có về cố kết đất sét yếu được cải thiện bằng PVD đã được phát triển bằng cách sử dụng mô hình ô đơn vị (tức là một khối đất hình trụ bao quanh một PVD thẳng đứng). Các giải pháp đã nắm bắt tốt ảnh hưởng của sự xáo trộn đất và khả năng thoát nước của PVD. Tuy nhiên, các lời giải phân tích này thường được phát triển dựa trên lý thuyết biến dạng nhỏ, mặc dù biến dạng lớn thường xảy ra ở các lớp đất yếu.

- Đối với hầu hết các dự án, đặc điểm địa chất tại hiện trường rất phức tạp. Lớp đất nền không đồng đều; biến dạng của nền đất không phải lúc nào cũng ở trạng thái 1-D; thời gian và tiến độ thi công tại công trường có thể bị kéo dài hoặc bị gián đoạn do độ ổn định của nền đất hoặc điều kiện thi công. Do đó, phương pháp số, phân tích số biến dạng phẳng được đặc biệt sử dụng. Các phương pháp mô hình hóa ảnh hưởng của PVD trong phân tích phần tử hữu hạn biến dạng phẳng đã được xem xét và phân loại thành bốn nhóm sử dụng: (a) phần tử rắn; (b) các phần tử vĩ mô, (c) các phần tử thoát nước một chiều (1D) và (d) độ dẫn thủy lực thẳng đứng tương đương (k_{ve}).

Việc xác định độ cố kết, độ lún cố kết của nền đất yếu có gia cố PVD có tính giảm khả năng thoát nước của PVD sẽ được giải thích trong các chương tiếp theo

Chương 2: PHÂN TÍCH CỐ KẾT CỦA NỀN ĐƯỜNG ĐÁP TRÊN ĐẤT YẾU GIA CỐ BẰNG BẮC THẨM KHI CÓ XÉT ĐẾN SỰ CẢN THẨM CỦA BẮC THẨM

2.1 ĐẶT VẤN ĐỀ

Hiện nay, bắc thẩm (PVDs) được sử dụng rất phổ biến trong kỹ thuật gia cố nền đất yếu nhằm tăng tốc độ cố kết và cường độ của nền đất yếu [8]. Trong quá trình cố kết của đất yếu, nước lỗ rỗng thoát theo phương ngang đến các PVDs, sau đó nước sẽ được PVDs dẫn lên trên mặt thoát nước hoặc lớp cát thoát nước để đưa ra ngoài. Do đó, hiệu quả làm việc của PVDs sẽ phụ thuộc vào khả năng thoát nước của PVDs [1]. Khả năng thoát nước của PVDs càng giảm thì sức cản thẩm của PVDs càng tăng. Ở nước ta, đối với trường hợp xử lý nền đất yếu kết hợp biện pháp thoát nước thẳng đứng, việc tính toán thiết kế xử lý nền đất yếu được dựa vào tiêu chuẩn TCCS 41: 2022/TCĐBVN [2], trong đó độ cố kết theo phương ngang của lớp đất được gia cố được tính theo lời giải Hansbo [6]. Theo phương pháp này, khả năng thoát nước của PVDs là hằng số theo chiều sâu cắm PVDs và thời gian cố kết, điều này không hợp lý so với ứng xử thực tế của PVDs. Thực tế, mặc dù hệ thống PVDs làm tăng nhanh quá trình cố kết của đất nền, nhưng khả năng thoát nước của PVDs giảm với chiều sâu cắm PVDs [5]. Áp lực ngang từ đất nền xung quanh PVDs tăng theo chiều sâu cắm PVDs, lực ép ngang này làm giảm khả năng thoát nước của bắc theo chiều sâu [5]. Dựa vào kết quả thí nghiệm về khả năng thoát nước của PVDs, Kim và cộng sự [7] đã xác định rằng khả năng thoát nước của PVDs giảm dần theo thời gian. Điều này gây cản trở rất lớn đến quá trình cố kết của nền đất yếu có gia cố PVDs. Do vậy, mặc dù PVDs tăng tốc độ cố kết, nhưng khả năng thoát nước của nó thường giảm theo thời gian cố kết cũng như độ sâu, dẫn đến tốc độ cố kết bị chậm lại [9]. Do vậy, bài báo này sẽ (1) đánh giá khả năng áp dụng lời giải cố kết kết hợp giữa lý thuyết cố kết của Hansbo và giả thuyết thay đổi khả năng thoát nước của PVDs theo độ sâu, thời gian cố kết để phân tích ứng xử cố kết của một công trình xây dựng thực tế; (2) tiến hành các nghiên cứu số nhằm xác định ảnh hưởng của sự thay đổi khả năng thoát nước của PVDs đến quá trình cố kết nền đất yếu.

2.2 LÝ THUYẾT CỐ KẾT BẮC THẨM KHI CÓ XÉT ĐẾN SỰ CẢN THẨM CỦA BẮC THẨM.

Hình 1 thể hiện mô hình cho lời giải cố kết với khối đất lăng trụ tròn gia cố bắc thẩm theo Kim và cộng sự [6]

Để xét ảnh hưởng của sức cản thấm của PVDs đến quá trình cố kết, Deng và cộng sự 2013 [10] xác định sự thay đổi khả năng thoát nước (q_w) với chiều sâu cắm PVDs (z):

$$q_w = q_{w0} \left(A_1 - A_2 \frac{z}{l} \right) \quad (2-1)$$

Sự giảm q_w theo thời gian cố kết (t) như sau:

$$q_w = q_{w0} e^{-A_3 t} \quad (2-2)$$

Sự giảm q_w theo z và t :

$$q_w = q_{w0} \left(A_1 - A_2 \frac{z}{l} \right) e^{-A_3 t} \quad (2-3)$$

Trong đó A_1 , A_2 , A_3 là các hệ số; q_w là khả năng thoát nước của PVDs tại độ sâu z vào thời điểm t ; q_{w0} là khả năng thoát nước ban đầu của bậc thấm tại $z = 0$, l chiều dài đường thoát nước của PVD, trường hợp thoát nước một chiều $l = L$ (L là chiều dài PVDs, trường hợp thoát nước hai chiều $l = L/2$)

Deng và cộng sự 2013 [10] tổng hợp các trường hợp, đưa ra lời giải để xác định quá trình cố kết của nền đất, trong đó độ cản thấm được xem xét với sự thay đổi q_w theo 4 trường hợp sau.

Trường hợp 1 (tương tự lời giải trong TCCS 41: 2022/TCĐBVN) với $A_1 = 1$, $A_2 = 0$, $A_3 = 0$, $q_w = const$

$$\bar{u}_r = u_0 e^{-8T_h/\mu_s} \quad (2-4)$$

Trường hợp 2 với $A_1 > 0$, $0 < A_2 \leq 1$, $A_3 = 0$, q_w thay đổi theo z

$$\bar{u}_r = u_0 e^{-8T_h/\mu_1} \quad (2-5)$$

Trường hợp 3 với $A_1 = 1$, $A_2 = 0$, $A_3 > 0$, q_w thay đổi theo t

$$\bar{u}_r = u_0 \left(\frac{1 + \alpha_0 e^{-a_3 T_h}}{1 + \alpha_0} \right)^{8/a_3 \mu_0} \quad (2-6)$$

Trường hợp 4 với $A_1 > 0$, $0 < A_2 \leq A_1$, $A_3 > 0$, q_w thay đổi theo z và t

$$\bar{u}_r = u_0 \left(\frac{1 + \alpha e^{-a_3 T_h}}{1 + \alpha} \right)^{8/a_3 \mu_0} \quad (2-7)$$

Trong đó:

$$\mu_1 = \mu_0 + \frac{2\pi k_h l^2}{q_{w0} A_2^2} \left[A_2 \frac{z}{l} + (A_1 - A_2) \ln \left(1 - \frac{A_2}{A_1} \frac{z}{l} \right) \right]; \quad a_3 = A_3 \frac{4r_e^2}{C_h}; \quad C_h = k_h / \gamma_w m_v;$$

$$\alpha = \frac{\mu_0 q_{w0} A_2^2 / (2\pi l^2 k_h)}{A_2 z / l + (A_1 - A_2) \ln [1 - A_1 z / (A_2 l)]}; \quad \alpha_0 = \frac{\mu_0 q_{w0}}{\pi k_h (2lz - z^2)}; \quad \mu_0 = \ln(n/s) + k_h / k_s \ln s - 0.75;$$

$$\mu_s = \mu_0 + \pi k_h / q_{w0} (2lz - z^2); \quad n = d_e / d_w; \quad s = d_s / d_w; \quad \bar{u}_r \text{ là áp lực nước lỗ rỗng dư trung bình tại độ sâu } z; \quad u_0 \text{ là áp lực nước lỗ rỗng dư ban đầu; } T_h: \text{ nhân tố thời gian theo phương ngang; } C_h \text{ hệ số cố kết theo phương ngang; } k_h, k_s \text{ là hệ số thấm của đất theo phương ngang trong vùng xáo trộn và vùng không bị xáo trộn; } \gamma_w \text{ khối lượng đơn vị của nước; } m_v \text{ hệ số nén lún của đất; } d_e, r_e \text{ là đường kính và bán kính vùng ảnh hưởng của PVDs; } d_s, r_s \text{ là đường kính và bán kính của vùng xáo trộn; } d_w, r_w \text{ là đường kính và bán kính quy đổi của PVDs.}$$

Độ cố kết theo phương ngang đối với nền đất yếu gia cố PVDs tại độ sâu z:

$$U_r = 1 - \frac{\bar{u}_r(z)}{u_0} \quad (2-8)$$

Độ cố kết trung bình theo phương ngang đối với nền đất yếu gia cố PVD:

$$\bar{U}_r = 1 - \frac{\bar{u}_r(z=0.42l)}{u_0} \quad (2-9)$$

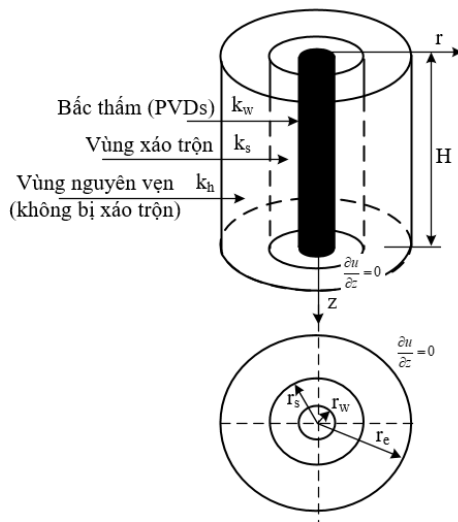
2.3 TÍNH TOÁN ÁP DỤNG CHO CÔNG TRÌNH THỰC TẾ

2.3.1. Giới thiệu công trình

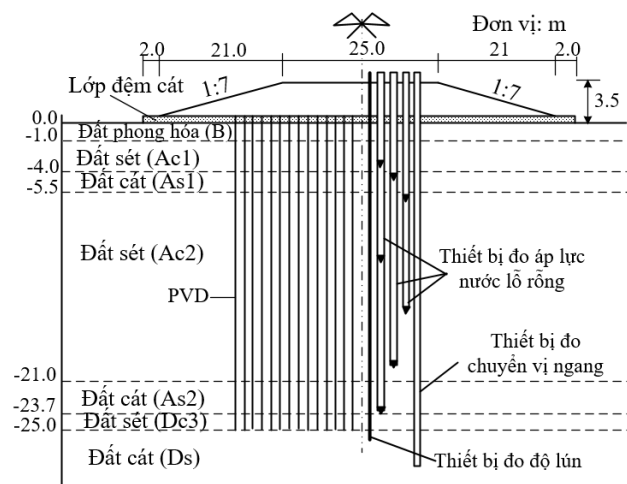
Trong nghiên cứu này, để đánh giá khả năng áp dụng lời giải đề xuất trên, lời giải được vận dụng để phân tích ứng xử cố kết của công trình đắp tại công trình xây dựng sân bay Saga, Nhật Bản, được thực hiện bởi Bergado và cộng sự [3]. Công trình này được lựa chọn để kiểm chứng vì có các số liệu đo khả năng thoát nước theo chiều sâu và thời gian của PVDs. Đặc điểm địa chất tại công trình này như Hình 2. Lớp đất chịu nén chính trong khu vực thử nghiệm là đất sét yếu, nằm ở lớp thứ hai với chiều dày 15 m. Nền đường đắp có chiều cao đắp là $h = 3.5$ m, chiều rộng đáy 71×71 m và chiều rộng đỉnh 25×25 m, tốc độ đắp khoảng 0.03 m/ngày. PVDs sử dụng cho công trình có chiều rộng $b = 94$ mm và chiều dày $a = 2.6$ mm. PVDs được bố trí theo dạng lưới hình vuông với khoảng cách $D = 1.5$ m, ở độ sâu 25 m. Chai và Miura 1999 [4] tiến hành thí nghiệm để khảo sát sự giảm khả năng thoát nước của PVDs theo thời gian (Hình 3). Dung trọng của đất đắp 20 kN/m³ [3]. Các thông số liên quan đến ứng xử của PVDs

trong tính toán cốt kết

$d_e = 1.7 \text{ m}$, $d_s = 0.3 \text{ m}$, $d_w = 0.0483 \text{ m}$, $n = r_e/r_w = 35.2$, $s = r_s/r_w = 6.2$, $l = H = 15 \text{ m}$, hệ số cốt kết theo phương ngang $C_h = 0.087 \text{ m}^2/\text{day}$, hệ số thấm theo phương ngang $k_h = 2.21 \times 10^{-8} \text{ m/s}$, $k_h/k_s = 10$, hệ số nén lún $m_v = 2.21 \text{ MPa}^{-1}$. Trong nghiên cứu này, q_{w0} được giả định là $q_{w0} = 500 \text{ m}^3/\text{year}$, $A_3 = 0.0246 (1/\text{day})$ tương tự như giả định của Deng và cộng sự (2013) [8]. Hệ số $A_1 = 1$, $A_2 = 0.5$ được áp dụng để xác định cốt kết của nền đất yếu.



Hình 2.1: Mô hình cho lời giải cốt kết với khối đất lăng trụ tròn gia cố PVDs [6]

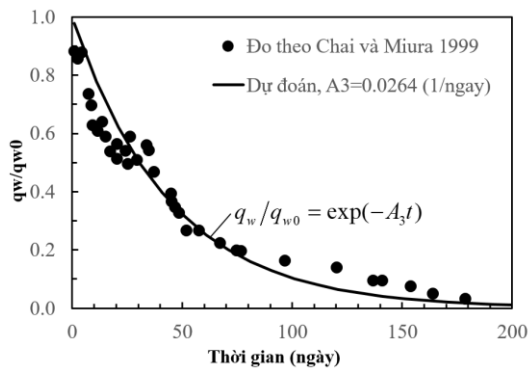


Hình 2.2: Mô hình nền đường đắp [3]

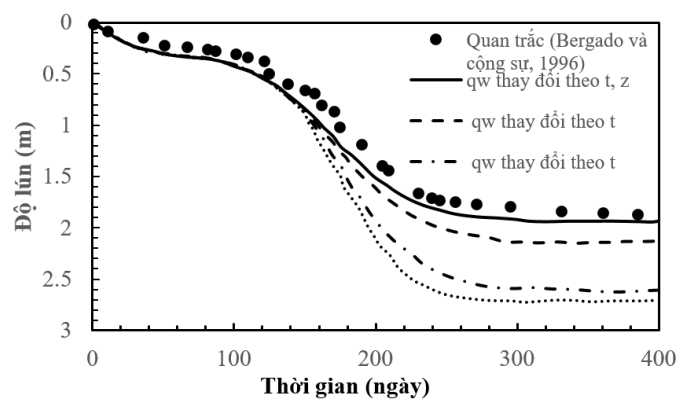
2.3.2. Kết quả tính toán

Để xác định khả năng ứng dụng của giải pháp đề xuất, cốt kết của nền đất được tính toán theo cả 4 trường hợp của q_w theo Công thức (4), (5), (6) và (7)

Hình 5 thể hiện độ lún được đo được [3] và dự đoán từ bốn trường hợp giá trị q_w được theo Công thức (4), (5), (6) và (7). Khi xét đến sự giảm q_w theo chiều sâu cắm PVDs và thời gian cốt kết, độ chính xác của kết quả dự đoán lún được cải thiện đáng kể, độ lún được dự đoán bởi Trường hợp (4) phù hợp tốt với dữ liệu quan trắc tại hiện trường. Độ lún xác định khi q_w là hằng số (Trường hợp 1), hay q_w giảm theo chiều sâu cắm PVDs (Trường hợp 2), hay q_w giảm theo thời gian (Trường hợp 3) lớn hơn giá trị độ lún đo được thực tế tại hiện trường. Vì vậy, sự suy giảm q_w theo thời gian và chiều sâu cắm PVDs trong quá trình cốt kết phải được xem xét khi tính toán cốt kết.



Hình 2. 3: Mối quan hệ q_w/q_{w0} theo thời gian [4]



Hình 2.4: Kết quả dự báo lún đo được [3] và độ lún các trường hợp xét đến sự giảm khả năng thoát nước của PVDs

2.4 ẢNH HƯỞNG CỦA SỰ GIẢM KHẢ NĂNG THOÁT NƯỚC CỦA PVDs ĐẾN QUÁ TRÌNH CỐ KẾT

Trong phần này, ảnh hưởng của sự giảm q_w theo chiều sâu cắm PVDs và thời gian cố kết (thông qua các hệ số A_1, A_2, a_3) đến tốc độ cố kết sẽ được xác định. Các thông số lớp đất yếu và PVDs được giả định như sau: $D=1.5\text{ m}$, $H=25\text{ m}$, $r_e=0.8475\text{ m}$, $r_w=0.0483\text{ m}$, $n=17.55$, $s=3$, $k_h=2.5 \times 10^{-8}\text{ m/s}$, $k_n/k_s=3$, $q_{w0}=7.3 \times 10^{-6}\text{ m}^3/\text{s}$, $m_v=0.2\text{ MPa}^{-1}$. Với giả thuyết, q_w tại mặt đất tại thời điểm ban đầu chính là q_{w0} nên hệ số $A_1=1$ và A_2 có giá trị thay đổi từ 0 đến 1. Để đơn giản trong tính toán, trong nghiên cứu này, hệ số a_3 sẽ được thể hiện thay cho A_3 với $a_3=A_3(4r_e^2/C_h)$ và a_3 có giá trị từ 0 đến 1.

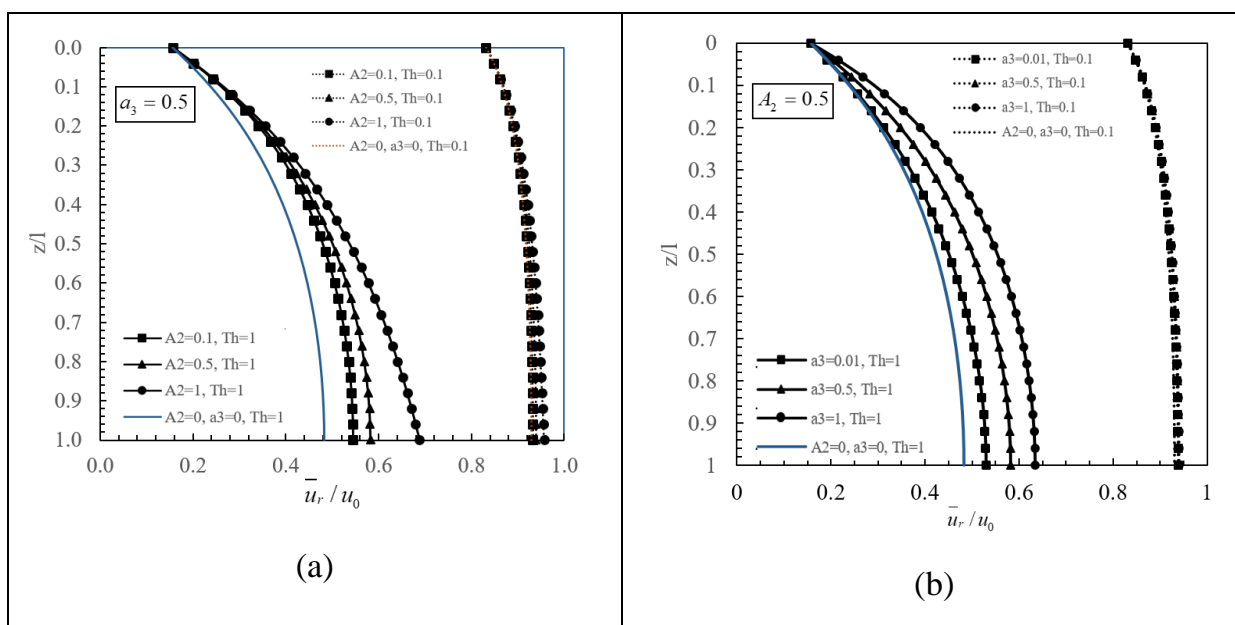
Quá trình cố kết được xác định bởi Trường hợp 4 với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3 được thể hiện trong Hình 5, Hình 6 và Hình 7. Kết quả xác định cố kết bởi Trường hợp 1 với giá trị q_w là hằng số, cũng được thể hiện trên hình Hình 5, Hình 6 và Hình 7 với mục đích so sánh.

2.4.1. Phân bố áp lực nước lỗ rỗng thặng dư theo chiều sâu

Hình 5 thể hiện áp lực nước lỗ rỗng thặng dư (\bar{u}_r/u_0) theo chiều sâu (z/l) với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3 tại thời điểm ứng với nhân tố thời gian $T_h=0.1, T_h=1$. Hình 5 (a) thể hiện \bar{u}_r/u_0 với các giá trị của $A_2=0.1; 0.5; 1$ tại các thời điểm cố kết $T_h=0.1, T_h=1$. Lúc $T_h=1$, khi A_2 tăng thì \bar{u}_r/u_0 tăng theo chiều sâu PVDs, tức là độ tiêu tán của áp lực nước lỗ rỗng thặng dư giảm theo chiều sâu.

Hình 5 (b) thể hiện áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư với các giá trị của $a_3 = 0.01; 0.5; 1$, có thể thấy rằng lúc $T_h = 1, a_3$ tăng thì \bar{u}_r/u_0 tăng theo chiều sâu PVDs, tức là độ tiêu tán của áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư giảm theo chiều sâu.

Hình 5 (a) và Hình 5 (b) thể hiện trong giai đoạn đầu của quá trình cố kết $T_h = 0.1$ (q_w giảm không đáng kể vào thời điểm này), sự khác biệt về tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư theo với A_2 và a_3 khác nhau rất nhỏ; với sự phát triển của quá trình cố kết ($T_h = 1$), khi A_2 và a_3 tăng lên giá trị q_w giảm theo độ sâu và thời gian trở nên rõ ràng và do đó, sự khác biệt trong tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng thẳng dư theo độ sâu trở nên rõ ràng. Khi A_2 và a_3 tăng, độ tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng nhỏ hơn nhiều so với khi $A_2 = 0, a_3 = 0$ (Trường hợp 1)



Hình 2. 5: u_r/u_0 theo z/l với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3 tại thời điểm ứng với nhân tố thời gian $T_h=0.1, T_h=1$.

a) $A_2 = 0.1, 0.5, 1$; b) $a_3 = 0.01, 0.5, 1$

2.4.2. Độ cố kết tại các chiều sâu khác nhau

Hình 6 thể hiện độ cố kết hướng tâm (U_r) ở các độ sâu $z = 5$ m, $z = 20$ m với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3 . Hình 6 (a) thể hiện khi A_2 tăng, U_r ở các độ sâu khác nhau giảm; khi độ sâu tăng từ $z = 5$ m tăng lên $z = 20$ m, sự giảm U_r trở nên rõ ràng hơn khi A_2 tăng. Sự khác biệt lớn nhất về U_r tại độ sâu $z = 20$ m khi A_2 tăng lên từ 0.1 lên 1 là 10.7 %

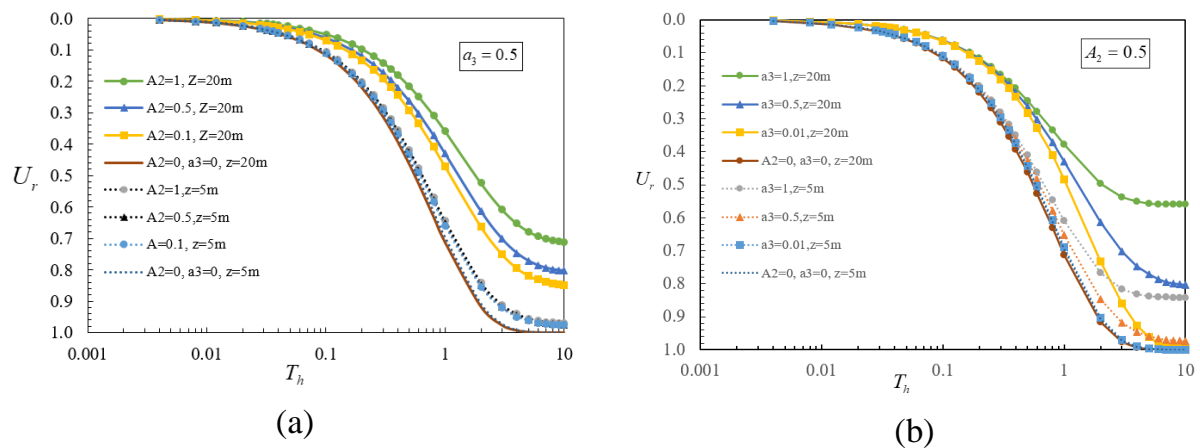
Hình 6 (b) thể hiện khi a_3 tăng lên, U_r ở các độ sâu khác nhau giảm; khi độ sâu tăng từ $z = 5$ m tăng lên $z = 20$ m, sự giảm U_r trở nên rõ ràng hơn khi a_3 tăng. Sự khác biệt lớn nhất về U_r tại độ sâu $z = 20$ m khi a_3 tăng lên từ 0.01 lên 1 là 72 %

Hình 6 (a) và Hình 6 (b) thể hiện khi A_2 hoặc a_3 tăng lên, tốc độ có kết chậm lại và xu hướng này thể hiện rõ hơn khi độ sâu tăng. Hơn nữa, khi A_2 và a_3 cùng tăng (q_w thay đổi theo cả chiều sâu và thời gian) quá trình có kết chậm lại đáng kể khi so sánh với Trường hợp 1 với q_w là hằng số.

2.4.3. Độ có kết trung bình

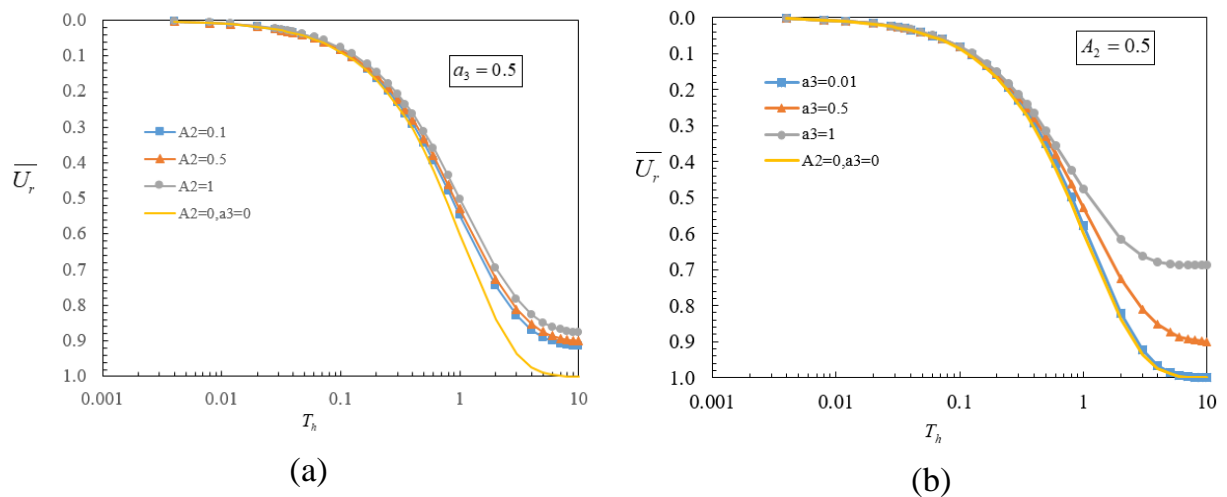
Hình 7 thể hiện mức độ có kết trung bình (\bar{U}_r) với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3 . Hình 7 (a) thể hiện A_2 tăng thì \bar{U}_r giảm, quá trình có kết bị chậm lại. So với có kết Trường hợp 1 ($A_2 = 0$ và $a_3 = 0$) sự khác nhau về giá trị của \bar{U}_r khi $A_2 = 0.5$ và $A_2 = 1$ lần lượt là 11.1 % và 13.6 %. Hình 7(b) cho thấy khi a_3 tăng, quá trình có kết chậm lại. So với Trường hợp 1 ($A_2 = 0$ và $a_3 = 0$), sự sai khác lớn nhất về giá trị của \bar{U}_r khi với $a_3 = 0.5$ và $a_3 = 1$ lần lượt là 11.1 % và 47 %.

Theo Hình 7 (a) và Hình 7 (b) khi q_w thay đổi theo cả độ sâu hoặc thời gian, tốc độ có kết trung bình giảm xuống. Hơn nữa, q_w giảm theo độ sâu có tác động nhỏ hơn q_w giảm theo thời gian đến tốc độ có kết trung bình.



Hình 2.6: Độ có kết hướng tâm (U_r) ở các độ sâu $z = 5$ m, $z = 20$ m với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3 .

a) $A_2 = 0.1, 0.5, 1$; b) $a_3 = 0.01, 0.5, 1$



Hình 2.7: Độ cố kết trung bình (U_r) với các giá trị khác nhau của A_2 và a_3 .
 a) $A_2 = 0.1, 0.5, 1$; b) $a_3 = 0.01, 0.5, 1$

2.5 KẾT LUẬN

Từ các kết quả tính toán trên, có thể rút ra một số kết luận như sau:

- Áp dụng lý thuyết cố kết của Hansbo (1981) kết hợp giả thuyết suy giảm khả năng thoát nước của PVDs theo độ sâu cắm PVDs và thời gian cố kết (q_w giảm tuyến tính với độ sâu z và giảm theo cấp số nhân theo thời gian t) có thể mô phỏng chính xác cố kết của nền đất yếu gia cố bằng PVDs.
- Hệ số A_2 được sử dụng để diễn tả sự suy giảm của q_w với độ sâu cắm PVDs. Khi A_2 tăng lên, sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng chậm lại nên tốc độ cố kết chậm lại và xu hướng giảm này càng rõ hơn khi chiều sâu cắm PVDs tăng lên.
- Hệ số a_3 được sử dụng để diễn tả sự suy giảm của q_w với thời gian. Khi a_3 tăng, sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng chậm lại nên tốc độ cố kết chậm lại và xu hướng giảm trở nên rõ hơn với thời gian cố kết tăng lên.
- Trong giai đoạn đầu của quá trình cố kết (q_w giảm không đáng kể), sự khác biệt về tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng thặng dư theo với A_2 và a_3 khác nhau rất nhỏ; với sự phát triển của quá trình cố kết T_h tăng, khi A_2 và a_3 tăng lên giá trị q_w giảm theo độ sâu và thời gian trở nên rõ ràng và do đó, sự khác biệt trong tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng thặng dư theo độ sâu trở nên rõ ràng.
- Khi q_w thay đổi theo cả độ sâu và thời gian, tốc độ cố kết trung bình của đất nền giảm xuống. Hơn nữa, q_w giảm theo độ sâu có tác động nhỏ hơn q_w giảm theo thời gian đến tốc độ cố kết trung bình.

Chương 3: DỰ BÁO ĐỘ LÚN, ĐỘ CỐ KẾT CHO NỀN ĐƯỜNG ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU GIA CỐ BẰNG BẮC THẨM KHI CÓ XÉT ĐẾN HIỆN TƯỢNG CẢN THẨM CỦA BẮC THẨM: TRƯỜNG HỢP ĐƯỜNG CAO TỐC MỸ THUẬN – CẦN THƠ

3.1 ĐẶT VẤN ĐỀ

Dự báo lún cố kết, độ cố kết của nền đất yếu dưới nền đường luôn là vấn đề khó khăn và thách thức không nhỏ trong ngành địa kỹ thuật xây dựng [1-6]. Đặc biệt khi công trình đường xây dựng trên nền đất yếu có bề dày lớn được gia cố vật liệu thoát nước như bắc thẩm, cọc cát, việc dự báo lún còn tồn tại nhiều khó khăn [7-8]. Việc sử dụng những lời giải tích để dự báo lún cho nền đường đôi khi không hiệu quả vì chúng chứa nhiều thông số khó có thể xem xét hết trong phương pháp giải tích [9]. Sự chênh lệch này được giải thích bởi các thông số như tải trọng ngoài, chiều dài thoát nước, độ xáo trộn, độ cản thẩm của bắc đôi khi chưa được đánh giá chính xác [7-9]. Trong các phương pháp dự báo lún hiện này, phương pháp đồ họa [9] thường được sử dụng vì tính đơn giản của nó. Tuy nhiên phương pháp này thường cho kết quả thấp hơn so với kết quả quan trắc và phụ thuộc vào số gia thời gian được chọn [8-11]. Phương pháp Hyperbolic đề xuất bởi Tan và cộng sự [12] cũng thường dùng ở Việt Nam, tuy nhiên phương pháp này thường cho kết quả lớn hơn kết quả quan trắc [8]. Nhìn chung những phương pháp này có nhược điểm là kết quả dự báo lún cuối cùng chỉ dựa vào dữ liệu lún đo được tại một giai đoạn thi công đắp trên nền đất yếu [13]. Những phương pháp này có nhược điểm là không thể xây dựng đường cong lún theo thời gian dựa vào độ lún cực hạn. Vì sự ảnh hưởng các thông số như độ cản thẩm và sự xáo trộn của đất do thi công bắc thẩm dẫn đến các giá trị thu được từ phân tích ngược thường nhỏ hơn các giá trị thực tế [8]. Trong xây dựng đường trên nền đất yếu, việc đắp hay chất tải được thực hiện theo giai đoạn để đảm bảo tính ổn định của nền đường do cường độ của lớp đất yếu rất nhỏ. Do đó, để tăng tính hiệu quả việc quản lý thi công đường, cần có một phương pháp dự báo lún theo thời gian dựa vào những số liệu quan trắc ở những giai đoạn sớm hơn, so với các giai đoạn đắp tải cuối cùng. Nếu độ lún dự báo theo thời gian được dự báo chính xác theo các giai đoạn đắp, việc quản lý trở nên hiệu quả, qua đó có thể điều chỉnh và đánh giá thời gian đắp và chiều cao đắp sao cho hợp lý [13]. Sự sai lệch trong dự đoán độ lún cũng như tốc độ cố kết của nền đất yếu có gia cố bắc thẩm gây ra nhiều yếu tố khác nhau liên quan đến thông số đầu vào trong tính toán, trong đó khả năng thoát nước của bắc đóng vai trò quan trọng. Trên thực tế,

thông số này rất khó và hay giả định để tính toán trong thiết kế [8]. Dựa vào kết quả thí nghiệm về khả năng thoát nước của bắc thấm được thực hiện bởi Kim và cộng sự [14], khả năng thoát nước của bắc giảm dần theo thời gian. Do đó độ cản thấm cũng tăng theo thời gian. Điều này gây cản trở đáng kể đến quá trình cố kết của nền đất yếu có gia cố bắc thấm. Mục tiêu chính của nghiên cứu này dự báo độ cố kết, độ lún của nền đất yếu được gia cố bắc thấm của dự án công trình cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ khi xét đến khả năng thoát nước của bắc thấm thay đổi theo chiều sâu.

3.2 GIỚI THIỆU CÔNG TRÌNH ĐƯỜNG CAO TỐC MỸ THUẬN – CẦN THƠ

3.2.1. Phạm vi dự án:

Dự án ĐTXD đường cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ đi qua địa phận các huyện Bình Tân, Long Hồ, Thị xã Bình Minh của tỉnh Vĩnh Long; huyện Châu Thành, tỉnh Đồng Tháp:

+ Điểm đầu tại Km107+363.08 (trương đương Km107+740, lý trình Dự án cầu mỹ Thuận 2) thuộc địa phận phường Tân Hòa, TP. Vĩnh Long, tỉnh Vĩnh Long, là điểm kết nối với cầu Mỹ Thuận 2.

+ Điểm cuối tại Km130+337 (nút giao Chà Và, kết nối QL1 hiện hữu) thuộc địa phận thị xã Bình Minh, tỉnh Vĩnh Long.

+ Chiều dài tuyến cao tốc khoảng 22.97 km



Hình 3.1. Cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ

3.2.2. Phạm vi gói thầu XL-03:

- Gói thầu XL-03: Xây dựng đoạn tuyến Km 120+500 đến Km 130+337 (bao gồm khảo sát, thiết kế bản vẽ thi công) thuộc Dự án đầu tư xây dựng công trình đường cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ, giai đoạn 1.

- Điểm đầu: Km 120+500, thuộc xã Nguyễn Văn Thành, huyện Bình Tân, tỉnh Vĩnh Long tiếp giáp gói thầu XL-02

- Điểm cuối: Km 130+337 (nút giao Chà Và) thuộc địa phận thị xã Bình Minh, tỉnh Vĩnh Long tiếp giáp với cầu Cần Thơ

- Tổng chiều dài: khoảng 9.837 Km

- Địa điểm xây dựng: Huyện Bình Tân và thị xã Bình Minh, tỉnh Vĩnh Long

3.2.3. Quy mô mặt cắt ngang

a. Quy mô mặt cắt ngang giai đoạn hoàn chỉnh

Giai đoạn hoàn chỉnh: Quy mô 6 làn xe, bề rộng nền $B_{nền} = 32.25\text{m}$, bao gồm:

+ Phần xe chạy 6 làn cơ giới: $B_{lx} = 6 \times 3.75\text{m} = 22.5\text{m}$.

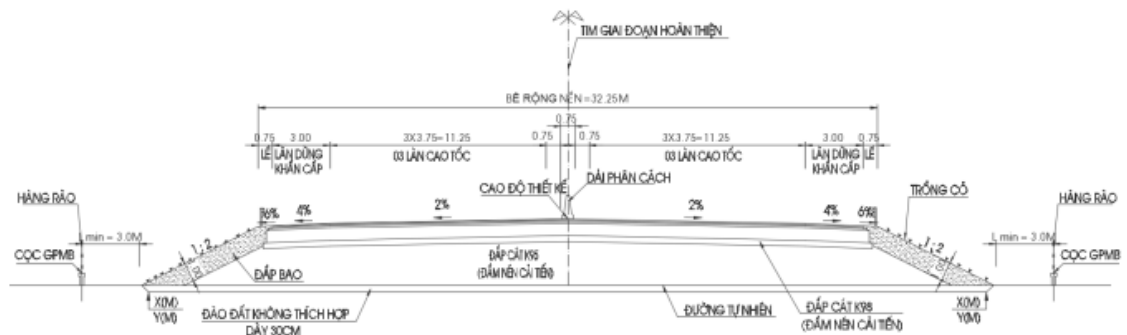
+ Dải phân cách giữa: $B_{gpc} = 0.75\text{m}$.

+ Dải an toàn trong: $B_{att} = 2 \times 0.75\text{m} = 1.5\text{m}$.

+ Dải dừng xe khẩn cấp: $B_{dkc} = 2 \times 3.0\text{m} = 6.0\text{m}$.

+ Lề đất phía ngoài: $B_{lề\ đất} = 2 \times 0.75\text{m} = 1.5\text{m}$.

+ Độ dốc ngang: $I_{mặt} = 2\%$; lề đất = 6% .



Hình 3.1. Quy mô mặt cắt ngang giai đoạn hoàn chỉnh

b. Quy mô mặt cắt ngang giai đoạn 1

Giai đoạn phân kỳ: Quy mô 4 làn xe được hoạch định là 1/2 quy mô mặt cắt ngang hoàn chỉnh, nằm hoàn toàn bên phải của mặt cắt ngang quy mô hoàn thiện, tim phân kỳ cách tim hoàn chỉnh 7.625m.

Bề rộng nền đường giai đoạn phân kỳ $B_{nền} = 17\text{m}$, trong đó:

+ Phần xe chạy 4 làn cơ giới: $B_{lx} = 4 \times 3.50\text{m} = 14.0\text{m}$.

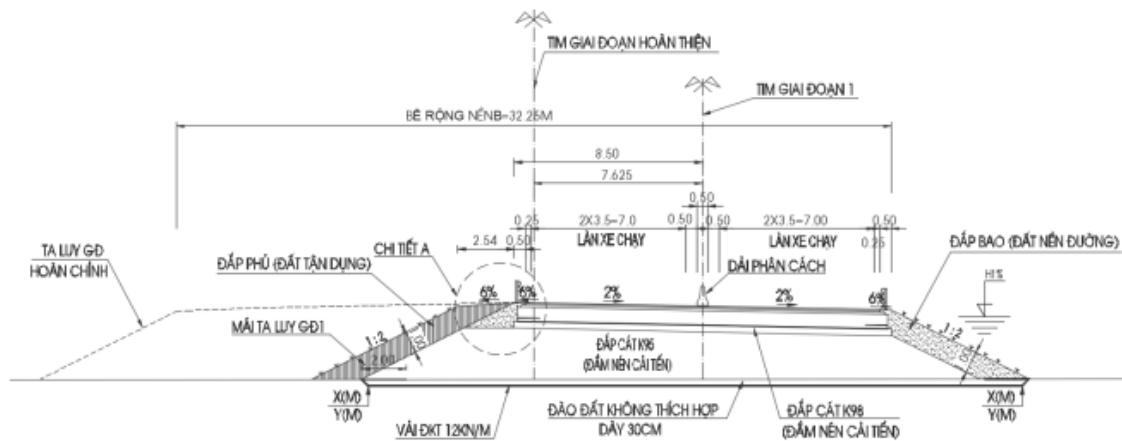
+ Dải phân cách giữa: $B_{gpc} = 0.50\text{m}$.

+ Dải an toàn trong: $B_{att} = 2 \times 0.50\text{m} = 1.0\text{m}$.

+ Dải lề: $B_{lề} = 2 \times 0.75\text{m} = 1.5\text{m}$

+ Độ dốc ngang: $I_{mặt} = 2\%$; lề đất = 6% .

(Dải lề được cấu tạo gồm: Dải an toàn ngoài trùng lề gia cố $B_{atn} = 2 \times 0.25\text{m} = 0.5\text{m}$; và dải lề đất trồng cỏ $B_{lề\ đất} = 2 \times 0.50\text{m} = 1.0\text{m}$)



Hình 3.2. Quy mô mặt cắt ngang giai đoạn 1

3.2.4. Phân đoạn xử lý

Phạm vi nghiên cứu: đoạn 39 (Km 124+700-Km124+800) thuộc Phân đoạn Km120+500 - Km128+000

- Giải pháp xử lý nền đất yếu bước TKBVTC tuân thủ theo đúng Quyết định số 188/QĐ-CQLXD ngày 12/10/2020 Cục Quản lý Xây dựng & Chất lượng Công trình Giao thông – Bộ Giao thông vận tải về việc Phê duyệt TKKT gói thầu số 3. Giải pháp như sau:

- Bấc thấm: Sử dụng bấc thấm kết hợp với gia tải chờ lún, chiều sâu cắm bấc thấm từ 18.5m đến 35.3m, bố trí theo sơ đồ hình tam giác cự ly từ 1.2m đến 1.7m. Sử dụng bấc thấm ngang thay thế lớp đệm cát thoát nước.

- Sàn giảm tải: Bố trí tại phạm vi nền đường đầu cầu, riêng 5m đầu sàn giảm tải (tiếp giáp với hồ sơ đường) xử lý bấc thấm trước khi xây dựng sàn giảm tải và được thể hiện ở hồ sơ này (phần thiết kế sàn giảm tải xem hồ sơ cầu)

- Các đoạn đắp cao bố trí vải địa kỹ thuật 200kN/m nhằm tăng cường hệ số ổn định theo yêu cầu.

3.2.5. Kết quả xử lý

Bảng thống kê phạm vi xử lý nền đất yếu bằng PVD đoạn Km120+500 - Km122+180

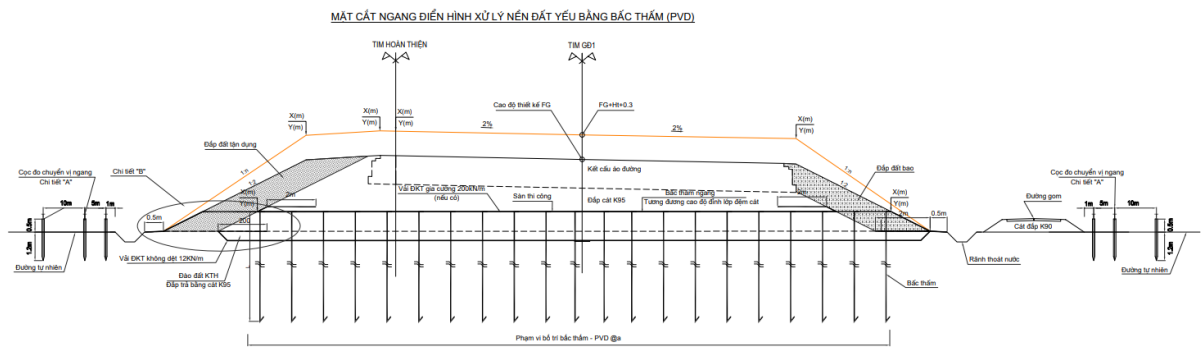
Bảng 3.1. Thống kê khối lượng xử lý nền đất yếu bằng PVD đoạn 39 Km124+700-Km124+800

TT	Tên cục	Lý trình	Khoảng cách từ	Bề rộng nền đường	Chiều cao đắp	Bề rộng nền đường xử lý	Loại đường thấm	PVD/Bấc thấm đứng			SBĐ/Bấc thấm ngang			Khối lượng							
								Chiều dài	Khoảng cách	Số lượng	Chiều dài	Khoảng cách	Số lượng	Đắp bù kết cấu cầu mặt đường	Đổ tại kết cấu mặt đường	Diện tích đắp tích bù lún	Đắp bù lún	Chiều dài bấc thấm đứng	Chiều dài bấc thấm ngang	Bàn do lún	Cọc quan trắc ngang
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(Cọc)	(Cọc)	(m)	(Cọc)	(m)	(m ²)	(m ²)	(m ²)	(m ³)	(m)	(m)	(Bản)	(cọc)
1	2	3	4	5	6	7	9	10.0	11	12	13.0	14	15	13.0	14.0	15	16.0	17.0	18.0	19	20

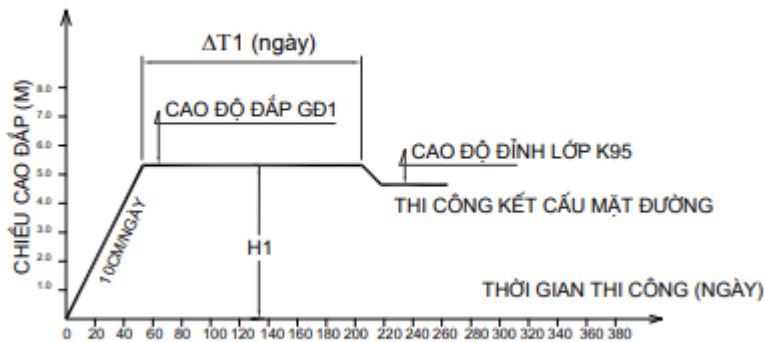
Báo cáo tổng kết đề tài

TT	Tên cọc	Lý trình	Khoảng cách hệ (m)	Bề rộng nền đường (m)	Chiều cao đắp (m)	Bề rộng nền đường xử lý (m)	Loại đường đắp	PVD/Bấc thấm đứng			SBD/Bấc thấm ngang			Khối lượng									
								Chiều dài (m)	Khoảng cách (m)	Số lượng (Cọc)	Chiều dài (m)	Khoảng cách (m)	Số lượng (Cọc)	Đắp bả kết cấu mặt đường (m ²)	Đổ tai kết cấu mặt đường (m ²)	Diện tích bả lún (m ²)	Đắp bả lún (m ²)	Chiều dài bấc thấm đứng (m)	Chiều dài bấc thấm ngang (m)	Đào bả lún (m ³)	Cọc qua trục ngang (cọc)		
1	H7	Km124+700.00	20.00	17.0	3.1	29.4	PVD	10.0	11	12	13.0	14	15	295.8	295.8	33.2	664.6						
2	39	Km124+720.00	20.00	17.0	3.1	29.4	PVD							295.8	295.8	33.2	664.6						
3	40	Km124+740.00	20.00	17.0	3.1	29.4	PVD							295.8	295.8	33.2	664.6						
4	41	Km124+760.00	20.00	17.0	3.1	29.4	PVD							295.8	295.8	33.2	664.6						
5	42	Km124+780.00	20.00	17.0	3.1	29.4	PVD							295.8	295.8	33.2	664.6						

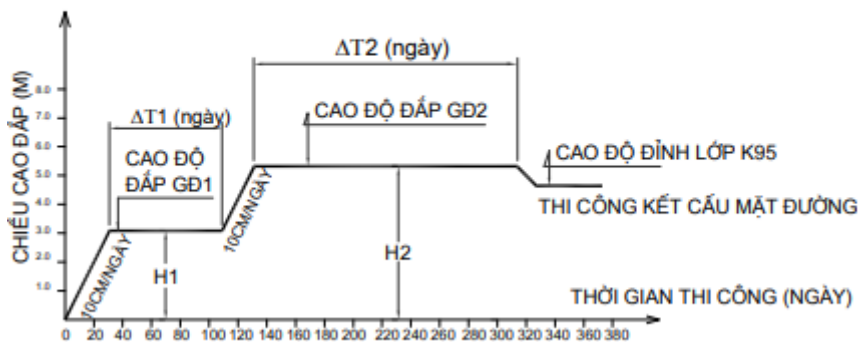
TT	Tên cọc	Lý trình	Khoảng cách hệ (m)	Bề rộng nền đường (m)	Chiều cao đắp (m)	Bề rộng nền đường xử lý (m)	Loại đường đắp	PVD/Bấc thấm đứng			SBD/Bấc thấm ngang			Khối lượng									
								Chiều dài (m)	Khoảng cách (m)	Số lượng (Cọc)	Chiều dài (m)	Khoảng cách (m)	Số lượng (Cọc)	Đắp bả kết cấu mặt đường (m ²)	Đổ tai kết cấu mặt đường (m ²)	Diện tích bả lún (m ²)	Đắp bả lún (m ²)	Chiều dài bấc thấm đứng (m)	Chiều dài bấc thấm ngang (m)	Đào bả lún (m ³)	Cọc qua trục ngang (cọc)		
1	2	3	4	5	6	7	9	10.0	11	12	13.0	14	15	295.8	295.8	33.2	664.6						
6	H8	Km124+800.00	20.00	17.0	3.1	29.4	PVD							295.8	295.8	33.2	664.6						



TIẾN TRÌNH ĐẮP 1 GIAI ĐOẠN

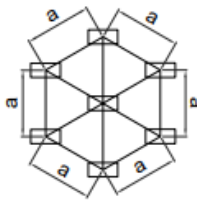


TIẾN TRÌNH ĐẮP 2 GIAI ĐOẠN

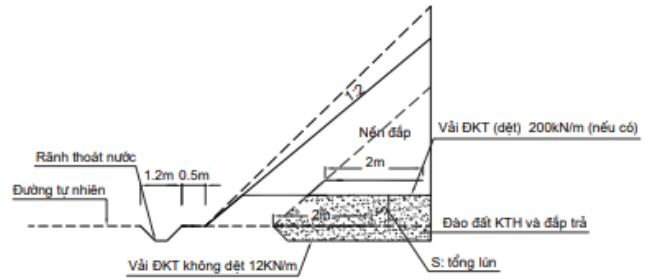


Hình 3.3. Mặt cắt ngang đại diện thi công

SƠ ĐỒ CẮM BẮC THẨM



CHI TIẾT "B"



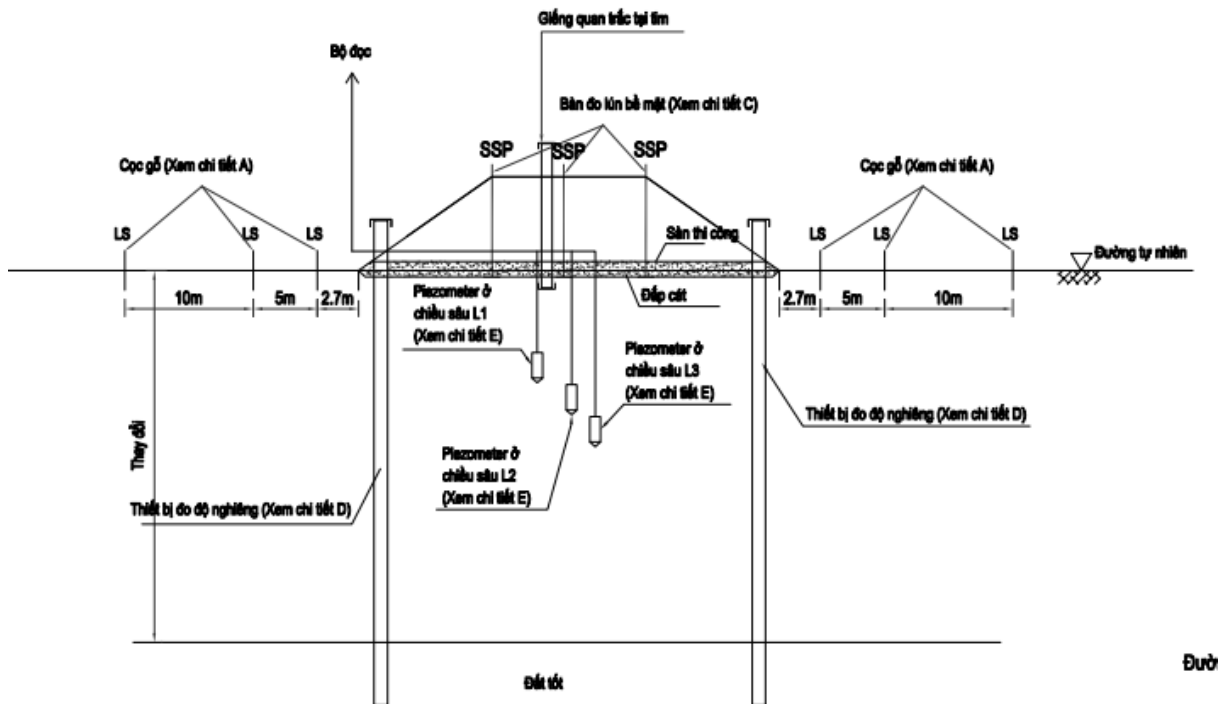
GHI CHÚ

- FG: Cao độ đường đắp
 - Ht: Chiều cao phòng lùn
 - Hs: Chiều cao gia tải
 - H1, H2: Cao độ đắp giai đoạn 1, giai đoạn 2
 - $\Delta T1, \Delta T2$: Thời gian chờ giai đoạn 1, giai đoạn 2
1. Kích thước ghi trên bản vẽ là mét, trừ khi có chỉ định khác
 2. Chiều sâu PVD có thể thay đổi theo sự phân bố đất yếu thực tế
 3. Cổng, rãnh được thi công sau khi kết thúc thời gian chờ lùn
 4. a: khoảng cách bố trí bắc thẩm
 5. Khoảng cách giữa 2 lớp vải ĐKT gia cường là 20cm.

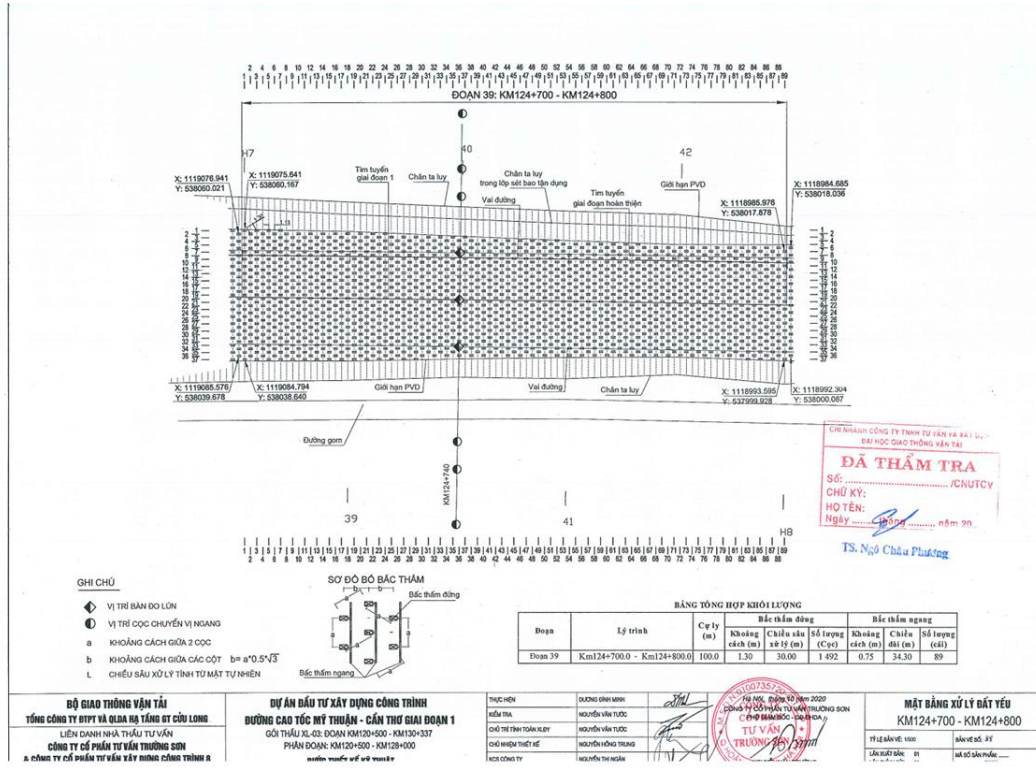
CHI TIẾT "D": RÃNH THOÁT NƯỚC



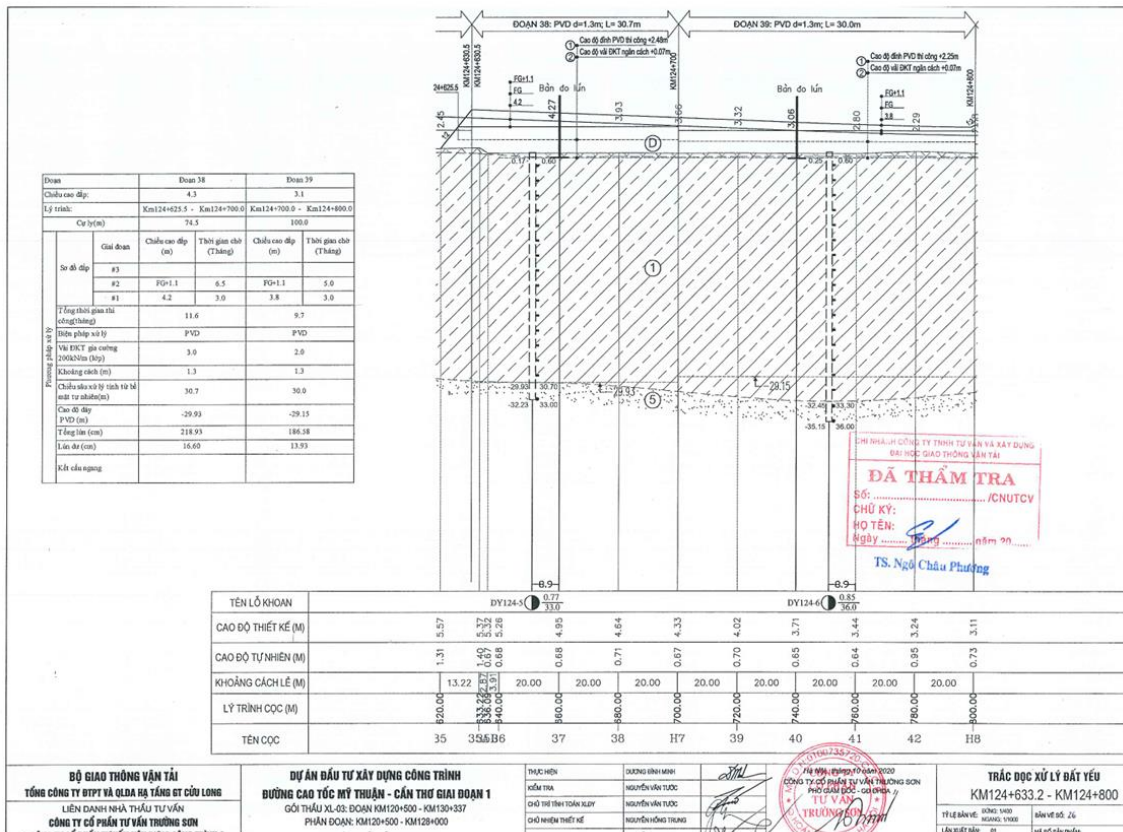
MẶT CẮT BỐ TRÍ THIẾT BỊ QUAN TRẮC LOẠI 1



Hình 3.4. Mặt cắt ngang bố trí quan trắc



Hình 3.5. Mặt bằng xử lý đất yếu đoạn nghiên cứu KM124+700 - KM124+800



Hình 3.6. Mặt cắt dọc đất yếu đoạn nghiên cứu KM124+700 - KM124+800

3.3 DỰ BÁO ĐỘ LÚN, ĐỘ CỐ KẾT

3.4.1. Thông số nền đất

Các khảo sát địa chất đã được tiến hành để có được số liệu địa kỹ thuật phục vụ thiết kế chi tiết của công trình đường, các lỗ khoan có độ sâu từ 35 đến 45 m, thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT), thí nghiệm cắt cánh cánh hiện trường, tiến hành thu thập các mẫu đất nguyên vẹn/bị xáo trộn để tiến hành các thí nghiệm trong phòng để xác định tính chất vật lý của chúng (phân loại, trọng lượng riêng, độ ẩm, giới hạn Atterbergs...), thí nghiệm cố kết và thí nghiệm đo cường độ (cắt trực tiếp và thí nghiệm cắt ba trục)

Tại Km124 +740, số liệu địa kỹ thuật được lấy từ hồ khoan DY124-6 có độ sâu hồ khoan 36m, được xác định đặc trưng bởi hai lớp chính. Lớp đầu tiên là một lớp đất sét dày (CL) trạng thái mềm đến dẻo mềm sâu 19.9 m. Bên dưới lớp này tồn tại lớp cát dày (SM). Mực nước ngầm nằm ở độ sâu khoảng 0.5 m từ mặt đất. Bảng 3.1 tóm tắt kết quả khảo sát địa chất của cả hai lớp CL và SM.

Bảng 3.1. Các chỉ tiêu cơ lý, cường độ của đất

STT	Lớp đất	ω (%)	G_s	γ kN/m ³	C_u kN/m ²	C' kN/m ²	ϕ' (^o)
1	CL	35.4	2.66	18.1	15-31	0	30
2	SM	20.4	2.6	20.3	-	0	36

Ghi chú: ω - Độ ẩm; G_s - Tỷ trọng hạt; γ - Trọng lượng thể tích; C_u - lực dính không thoát nước; C' - Lực dính lực dính thoát nước; ϕ' - Góc ma sát thoát nước.

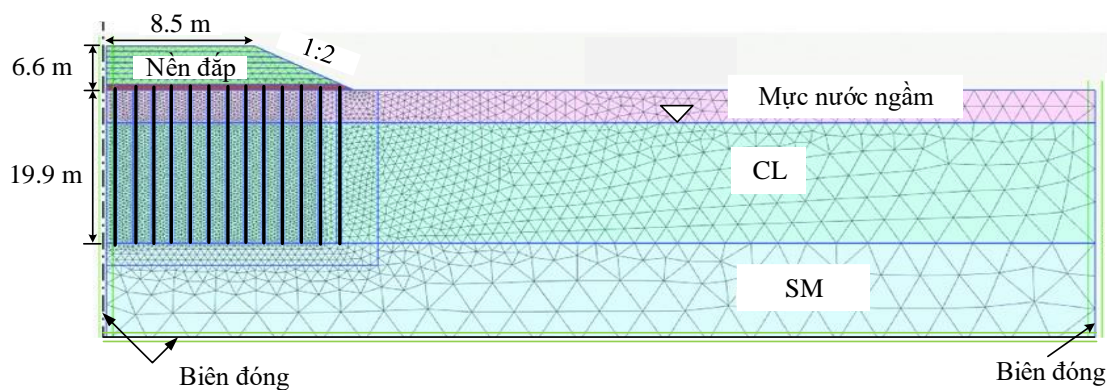
Bảng 3.2. Các chỉ tiêu nén lún của đất

STT	Lớp đất	C_c	C_r	C_α	e_0	C_v (m ² /năm)	C_h (m ² /năm)
1	CL	0.163- 0.297	0.02- 0.061	0.002- 0.008	0.728- 0.958	1.2-5.0	1.8-7.5
2	SM		-	-	-	-	-

Ghi chú: C_c - Chỉ số nén; C_r - Chỉ số trương nở; C_α - Hệ số cố kết thứ cấp; e_0 - hệ số rỗng ban đầu; C_v - Hệ số cố kết dọc; C_h - Hệ số cố kết ngang.

Phương pháp gia tải kết hợp PVDs được chọn là kỹ thuật cải tạo nền đất. Mục tiêu là để đẩy nhanh quá trình cố kết của đất sét mềm bằng cách cho phép nước tiêu tán theo chiều ngang đến PVD sau đó theo PVDs đi lên đến các bậc thấm ngang và đưa ra ngoài.

Nền đường đắp có chiều cao đắp thiết kế 3.6 m, mái taluy có độ dốc 1V:2H và tải trọng gia tải cao 3.0 m. PVDs được lắp đặt với khoảng cách $D = 1.2$ m trong theo dạng lưới tam giác. Hình 3.7 thể hiện độ cao độ đắp với thời gian đắp



Hình 3.7. Chiều cao đắp nền đường + gia tải

3.4.2. Xây dựng mô hình tính toán

3.4.2.1. Xác định C_v , C_h , C_c dựa vào phương pháp phân tích ngược

Bảng 2 thể hiện thời gian để nền đất đạt độ cố kết $U = 90\%$ theo thiết kế ứng với trường hợp $C_v = 5 \text{ m}^2/\text{năm}$ và $C_h = 7.5 \text{ m}^2/\text{năm}$ $T_{90} = 89$ ngày, tuy nhiên, khi $C_v = 1.2 \text{ m}^2/\text{năm}$ và $C_h = 1.8 \text{ m}^2/\text{năm}$, thời gian để cố kết đạt 90% là khoảng 372 ngày. Hệ số cố kết sẽ ảnh hưởng rất lớn đến thời gian nền đất đạt độ cố kết 90% (thời gian để nền đất cố kết 90% dao động rất lớn từ 89 ngày đến 372 ngày) và do đó có ảnh hưởng đáng kể đến tiến độ xây dựng. Vì vậy, để xác định ứng xử thực tế của đất nền, trong nghiên cứu này, các giá trị hệ số cố kết C_h và C_v sẽ được xác định lại bằng phương pháp phân tích ngược từ kết quả độ lún đo được tại hiện trường và từ kết quả từ mô hình số.

Bảng 3.3. Dự báo độ cố kết, độ lún cố kết theo thiết kế

Trường hợp	C_c	C_v ($\text{m}^2/\text{năm}$)	C_h ($\text{m}^2/\text{năm}$)	S (mm)	$S_{90\%}$ (mm)	Thời gian (ngày)
1	0.297	5.0	7.5	1.455	1309	89
2	0.297	1.2	1.8	1.561	1304	372

a) Xác định C_v , C_h , C_c dựa vào phương pháp Asaoka (1978)

Phương pháp dự báo độ lún cuối cùng Asaoka (1978), được sử dụng để dự đoán độ lún cố kết cuối cùng từ dữ liệu được quan trắc. Theo phương pháp này, trên đường cong quan trắc lún sau khi gia tải, chia thành các đoạn có khoảng thời gian bằng nhau Δt tương ứng với các độ lún S_1, S_2, \dots, S_n đã được chọn, trong đó S_n là độ lún tại thời gian n và khoảng thời gian $\Delta t = (t_n - t_{n-1})$ là không đổi. Các điểm (S_{n-1}, S_n) sau đó được vẽ đồ thị như trong Hình 3.8. Những điểm này nằm trên một đường thẳng có độ dốc m . Độ lún cuối cùng được dự đoán bằng đồ họa là điểm giao nhau của đường này và

đường 45°. Arulrajah, Nikraz và Bo (2003) đề xuất mối quan hệ thực nghiệm (phương pháp tính toán ngược) xác định hệ số cố kết ngang C_h như thể hiện trong phương trình:

$$C_h = \frac{D^2 \mu' \log_e m}{8\Delta t} \quad (3-1)$$

Biết μ được xác định theo:

$$\mu' = \mu_0 + \frac{2\pi k_h l^2}{q_{w0} A_2^2} \left[A_2 \frac{z}{l} + (A_1 - A_2) \ln \left(1 - \frac{A_2 z}{A_1 l} \right) \right] \quad (3-2)$$

Với $\mu_0 = \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - 0.75 \quad (3-3)$

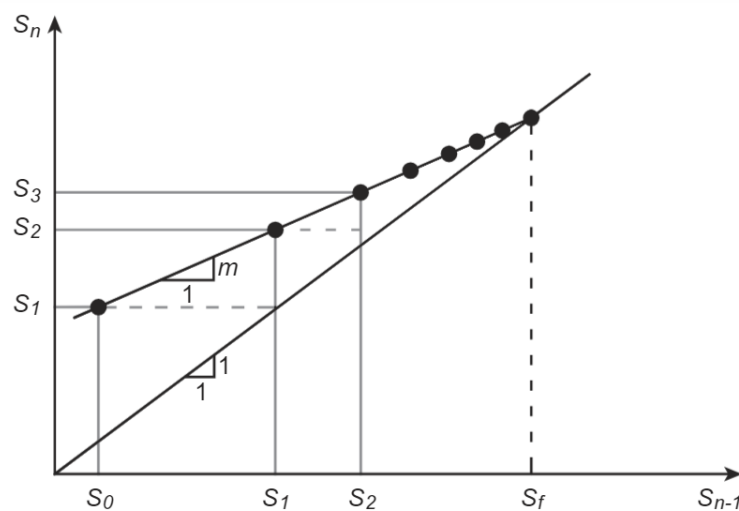


Figure 7. Plot of S_{n-1} vs. S_n .

Hình 3.8. Xác định độ lún cố kết theo Asaoka

b) Xác định C_v , C_h , C_c dựa vào phương pháp số trong Plaxis

Đối với nền đường gia cố PVDs, PVDs làm tăng hệ số thấm của đất nền theo phương thẳng đứng. Chai và cộng sự (2001) đề xuất phương pháp quy đổi hệ số thấm của cả nền đất và PVDs theo phương đứng thành hệ số thấm tương đương phương đứng k_{ve} . Nhờ PVDs, hệ số thấm của lớp đất nền được cải tăng lên bằng k_{ve} trong mô hình 2D như sau:

$$k_{ve} = \left(1 + \frac{2.5L^2 k_h}{\mu D_e^2 k_v} \right) k_v \quad (3-4)$$

Trong đó:

D_e là đường kính tương đương của một PVD (đường kính hình trụ của đất bao quanh một PVD). Khi PVD được bố trí theo hình tam giác $D_e = 1.05S$ trong đó S là khoảng cách giữa hai PVD liền kề.

Phương trình (3-4) áp dụng điều kiện thoát nước một chiều.

L là tổng chiều dài thoát nước của PVD trong vùng được gia cố.

μ có thể được xác định theo Hansbo cho trong trường hợp thoát nước một chiều.

$$\mu = \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - \frac{3}{4} + \frac{2\pi L^2}{3} \frac{k_h}{q_w} \quad (3-5)$$

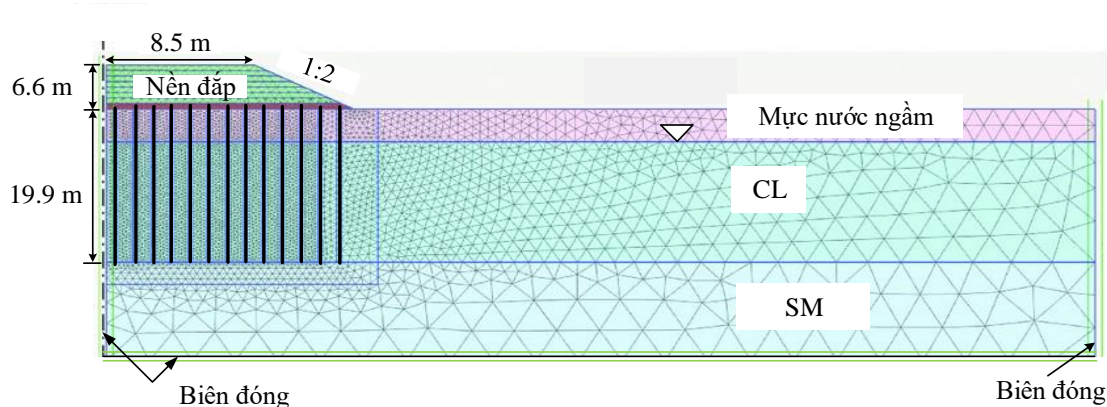
Tuy nhiên, giá trị của k_{ve} theo công thức (3-4) được tính toán với khả năng thoát nước không đổi theo độ sâu của PVD. Thực tế khả năng thoát nước của PVD giảm theo độ sâu do áp lực giới hạn cao (Rixner và cộng sự 1986; Chai và cộng sự 2004; Deng và cộng sự 2013). Để xét đến sự suy giảm tuyến tính về khả năng thoát nước của PVDs theo độ sâu, hệ số thấm theo phương đứng tương đương (k'_{ve}) của nền đất gia cố bằng PVDs được đề xuất như sau:

$$k'_{ve} = \left(1 + \frac{2.5L^2 k_h}{\mu' D_e^2 k_v} \right) k_v \quad (3-6)$$

Trong đó μ' được xác định dựa trên sự thay đổi đổi khả năng thoát nước PVD theo chiều sâu. Trong trường hợp này, giá trị $A_1 = 1$, nghĩa là khả năng thoát nước của PVD tại mặt đất ($z = 0$) bằng q_{w0} , thay đổi khả năng thoát nước theo độ sâu chỉ phụ thuộc vào A_2 .

μ' được xác định theo Công thức (3-2)

Trong phân tích này, một mô hình số 2D được xây dựng trong Plaxis bằng cách sử dụng mô hình hữu hạn 15 node phần tử tam giác. Mô hình Mohr-Coulomb (MC) được sử dụng mô phỏng cho vật liệu đất đắp và lớp cát SM. Mô hình Soft Soil (SSM) được sử dụng để mô phỏng lớp đất sét CL yếu. Hình 3.9 thể hiện mô hình nền đắp được xây dựng Plaxis. Bảng 3.4 thể hiện các thông số khai báo trong Plaxis 2D



Hình 3.9 Thể hiện mô hình nền đắp được xây dựng Plaxis

Bảng 3.4. Các thông số khai báo trong mô hình Plaxis

Lớp đất	Loại mô hình	γ_{sat} (kN/m ³)	E (kPa)	ν	e_0	C_k	κ^*	λ^*	O C R	k_v (m/s)	k_h (m/s)	k'_{ve} (m/s)
Đất đắp	MC	20	20000	0.3	-					10^{-5}	10^{-5}	
CL	SSM	15.56	-	-	0.958	0.94	0.02	0.112	1	1.54×10^{-9}	3.08×10^{-9}	3.59×10^{-7}
SM	MC	18	15000	0.3	-					10^{-5}	10^{-5}	

Ghi chú: $\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e_0)}$; $\kappa^* = \frac{2C_r}{2.3(1+e_0)}$; $C_k = 0.5e_0$

Bảng 3.5 thể hiện các giai đoạn xây dựng được mô phỏng trong Plaxis

Bảng 3.5. Mô phỏng các giai đoạn tính toán cố kết trong Plaxis

Giai đoạn thi công		Phương pháp tính toán	Tải trọng tác dụng (loading input)	Thời gian thi công (ngày)
0	Initial soil conditions	Consolidation	Staged construction	-
1	Thi công đệm cát+ PVDs	Consolidation	Staged construction	34
2	Thi công đắp nền đường + gia tải	Consolidation	Staged construction	156
3	Chờ lún cố kết	Consolidation	Staged construction	370
4	Dỡ tải	Consolidation	Staged construction	30
5	Chờ lún	Consolidation	Staged construction	20

Tương tự như phương pháp xác định hệ số cố kết ngang C_h từ dữ liệu quan trắc hiện trường. Trong phân tích số, hệ số cố kết ngang, C_h , được tính ngược từ mô hình Plaxis sử dụng Công thức (3-7).

$$C_h = \frac{D^2 T_h}{t} \quad (3-7)$$

T_h và μ được tính tương ứng bằng Công thức (3-8) và (3-9)

$$U_h = 1 - \exp(-8T_h / \mu) \quad (3-8)$$

$$\mu = \mu_0 + \frac{2\pi k_h l^2}{q_{w0} A_2^2} \left[A_2 \frac{z}{l} + (A_1 - A_2) \ln \left(1 - \frac{A_2}{A_1} \frac{z}{l} \right) \right] \quad (3-9)$$

3.4.3. Kết quả tính toán

Hình 3.10 thể hiện chiều cao nền đắp và gia tải được xây dựng theo dữ liệu hiện trường và mô phỏng trong Plaxis. Các dữ liệu độ lún của bản đo lún cùng với dữ liệu lún xác định từ mô hình Plaxis được vẽ trong Hình 3.11. Bảng 3.6 thể hiện kết quả lún tại hiện trường, kết quả lún từ mô hình Plaxis. Độ lún cuối cùng được đo tại hiện trường là 419 mm tương ứng với thời điểm $t = 560$ ngày.

Hình 3.12 để xác định độ lún cố kết theo phương pháp Asaoka, hệ số $m=0.82202$, với $\Delta t = 15$ ngày với tổng độ lún cố kết là 421.4 mm. Độ cố kết, U , được tính toán tại thời điểm $t=560$ ngày dựa vào phương pháp Asaoka là:

$$U_{t=560\text{ngày}} = \frac{419}{421.4} = 99.43\%$$

Hình 3.11 thể hiện độ lún theo thời gian trong mô hình phương pháp số (Plaxis) độ lún tại thời điểm $t=560$ ngày là 450 mm; độ lún cố kết cuối cùng theo phương pháp số là 461mm. Độ cố kết, U , được tính toán tại thời điểm $t=560$ ngày dựa vào phương pháp số là:

$$U_{t=560\text{ngày}} = \frac{450}{461} = 97.6\%$$

Hệ số nén C_c được tính toán ngược bằng phương trình (3-10), (3-11) kết quả tính toán C_c được liệt kê trong Bảng 3.6 theo cả 2 phương pháp số và phương pháp Asaoka.

$$S = \sum S_i = \sum \frac{C_c^i H_i}{1 + e_0^i} \lg \frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{pz}^i} \quad (3-10)$$

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1 + e_0)} \quad (3-11)$$

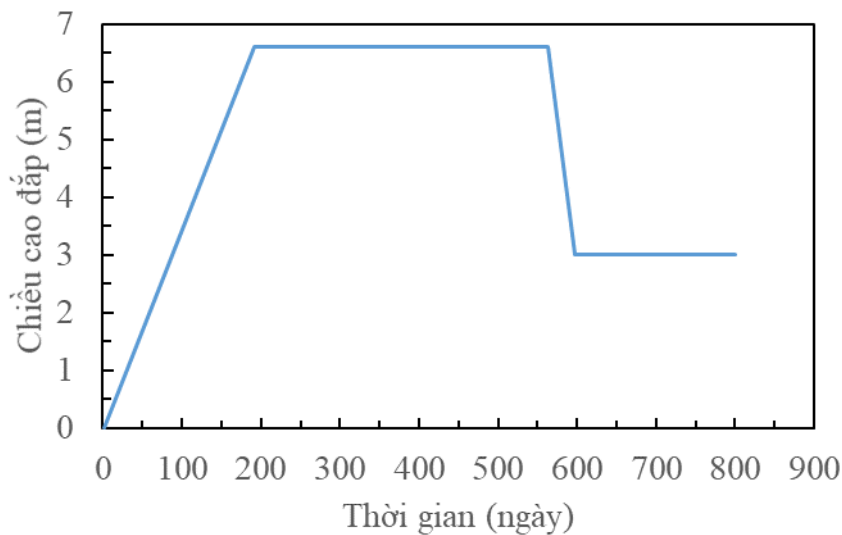
Hệ số cố kết ngang C_h được tính toán ngược theo Công thức (3-1) – phương pháp Asaoka và công thức (3-7) – phương pháp số.

Các hệ số cố kết đứng, C_v , cho cả phương pháp dựa vào dữ liệu quan trắc hiện trường và Mô hình Plaxis được tính toán dựa trên giả định rằng $C_v = C_h/1.5$. Bảng 3.7 liệt kê các thông số và kết quả của C_h và C_v theo 2 phương pháp.

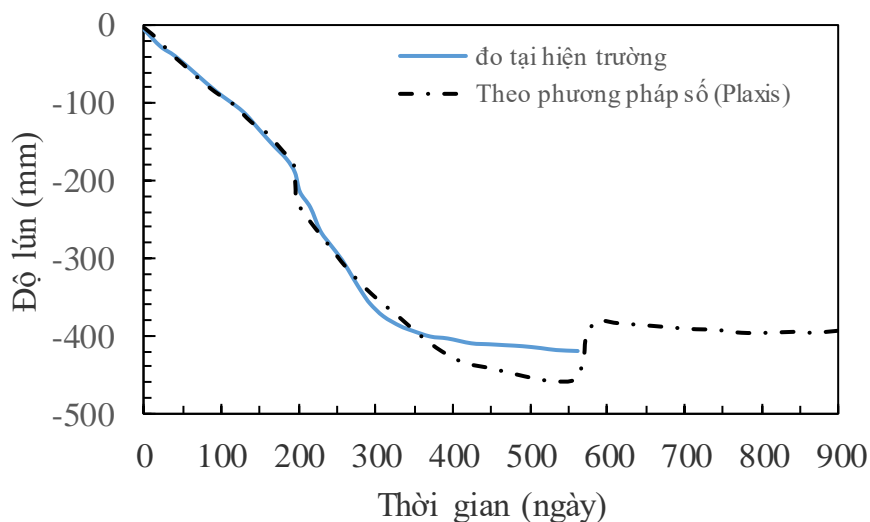
Nhận xét kết quả:

- Mức độ cố kết tính toán theo phương pháp Asaoka và mô hình Plaxis tại $t = 560$ ngày dao động từ 97.6% đến 99.43%, nên mục tiêu chính của công tác gia tải trước để cải tạo nền đất đã đạt được mức độ cố kết tối thiểu là 90%.

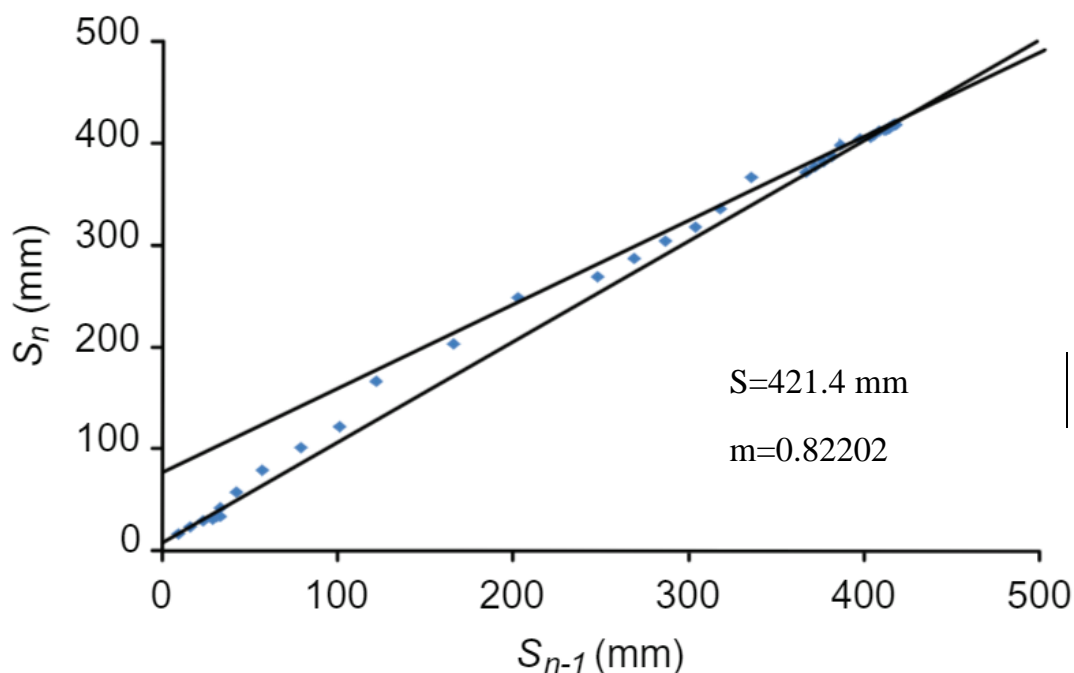
- Giá trị C_c được tính ngược từ mô hình số ($C_c = 0,116$), từ phân tích ngược từ dữ liệu quan trắc $C_c = 0,137$. Các giá trị của C_c từ tính toán ngược thấp hơn được đo trong phòng thí nghiệm, như được liệt kê trong Bảng 3.2, nằm trong khoảng từ 0,163 đến 0,279.
- Hệ số cố kết ngang (C_h) tính toán ngược từ mô hình số ($2,81 \text{ m}^2/\text{năm}$) tương tự với phạm vi kết quả tính toán ngược bằng phương pháp Asaoka là $2,88 \text{ m}^2/\text{năm}$, và lớn hơn giá trị C_h là $1,8 \text{ m}^2/\text{năm}$ đo được trong phòng thí nghiệm trong Bảng 3.2.



Hình 3.10. Thời gian đắp nền đường đắp + gia tải



Hình 3.11. Độ lún xác định từ quan trắc hiện trường và tính toán trong Plaxis



Hình 3.12. Xác định độ lún cuối cùng theo phương pháp Asaoka

Bảng 3.3. Độ lún cố kết, độ cố kết, hệ số nén theo các phương pháp Asaoka và Plaxis

Phương pháp	Độ lún t=560 ngày (mm)	Độ lún cuối cùng (mm)	Độ cố kết t=560 ngày (%)	Cc
Asaoka	419	421.4	99.43	0.106
Plaxis	450	461	97.6	0.116

Bảng 3.4. Xác định hệ số cố kết bằng phương pháp phân tích ngược

Phương pháp	Độ dốc m	μ	U_h (%)	T_h	C_h (m ² /năm)	C_v (m ² /năm)
Asaoka	0.82202	3.306			3.13	2.09
Plaxis	-	3.306	97.6	1.79	2.81	1.87

3.4 KẾT LUẬN CHƯƠNG 3

Nghiên cứu này đã xác định độ lún, cố kết của nền đường xử lý bằng PVD kết hợp với gia tải trước tại đoạn 39 km 124+700 – Km124+800, công trình đường cao tốc Mỹ Thuận – Cần Thơ. Một số kết luận sau có thể được rút ra:

- Phương pháp quy đổi hệ số thấm tương đương theo phương đứng (phương pháp k'_{ve}) được chứng minh có khả năng dùng để mô phỏng quá trình làm việc của nền đường gia cố bằng PVD.

- Cần phải xem xét đến sự suy giảm khả năng thoát nước của PVD theo độ sâu trong tính toán cố kết của nền đất yếu, đặc biệt là trong trường hợp nền đường có chiều sâu cắm PVD dài.
- Từ kết quả xác định độ cố kết cho thấy rằng quá trình cố kết đã hoàn thành ít nhất 97.6%, điều này xác nhận rằng mục tiêu thiết kế ít nhất 90% độ cố kết đã đạt được, hỗ trợ ra quyết định thời điểm dỡ tải để đảm bảo quá trình xây dựng an toàn và thành công.
- Sự thống nhất chặt chẽ giữa kết quả phân tích được thu được bằng phương pháp Asaoka và phương pháp số Plaxis đã chứng minh: mô hình FEM có thể được sử dụng để dự đoán quá trình cố kết và lún cho toàn bộ các phần của dự án.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

1. KẾT LUẬN

Dựa vào các kết quả nghiên cứu trên, một số kết luận sau có thể được rút ra:

- Khi PVD được sử dụng gia cố nền đất yếu, sức cản thấm của PVD là yếu tố quan trọng gây ra sự trì hoãn đáng kể quá trình cố kết của nền đất yếu.
- Phương pháp hệ số thấm tương đương theo phương đứng (phương pháp k've) được chứng minh có khả năng dùng để mô phỏng quá trình làm việc của nền đường gia cố bằng PVD.
- Cần phải xem xét đến sự suy giảm khả năng thoát nước của PVD theo độ sâu trong tính toán cố kết của nền đất yếu, đặc biệt là trong trường hợp nền đường có chiều sâu cắm PVD dài.
- Sự thống nhất chặt chẽ giữa kết quả phân tích được thu được bằng phương pháp Asaoka và phương pháp số Plaxis đã chứng minh: mô hình FEM có thể được sử dụng để dự đoán quá trình cố kết và lún cho toàn bộ các phần của dự án.

2. KIẾN NGHỊ

Nghiên cứu này tập trung vào việc phát triển giải pháp số, phân tích cho quá trình cố kết của nền đất yếu gia cố PVD. Trong tương lai có thể tiến hành các hướng nghiên cứu sau:

- Trong quá trình lắp đặt PVD, khi rút trực giá rút, khu vực đất nền liền kề với PVD có thể trở thành trạng thái không bão hòa (Indraratna et al. 2004). Sự chậm lại rõ rệt của sự tiêu tán và cố kết áp lực nước lỗ rỗng có thể thấy ở giai đoạn đầu của tải trọng. Do đó, các thí nghiệm trong phòng nên được thực hiện để xác định quá trình cố kết trong trường hợp này. Một mô hình phân tích có thể được tiến hành với khu vực chưa bão hòa gần với PVD.
- Việc lắp đặt PVD cũng gây ra sự thay đổi về tỷ lệ quá cố kết (OCR) bên trong vùng bị xáo trộn. Điều này có thể được nắm bắt để điều tra ảnh hưởng của biến thể OCR đến hành vi cố kết của nền đất yếu.
- Diễn biến cố kết lâu dài trong nền đất yếu luôn phức tạp. Nó thường bao gồm độ lún từ biến. Do đó, giải pháp cố kết bằng số cho nền đất yếu được lắp đặt bằng PVD phải nắm bắt được tác động của từ biến trên mô hình, ảnh hưởng đến sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng dư và tốc độ lún.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Aboshi, H., and Monden, H. (1963). "Determination of the horizontal coefficient of consolidation of an alluvial clay." Proc. 4th Australian-New Zealand Conf. SMFE, 159–164.
2. Aboshi, H., Sutoh, Y., Inoue, T., Shimizu, Y. (2001). "Kinking deformation of PVD under consolidation settlement of surrounding clay." *Soils and Foundations*, 41 (5):25–32.
3. Abuel-Naga, H. and Bouazza, A. (2009). "Equivalent diameter of a prefabricated vertical drain." *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3): 227–231.
4. Ahn, B-J. (2010). "Improvement Characteristics by Plastic Board Drain Method on Soft Ground in Pusan New Port." Ph.D. thesis, Hanyang University, Seoul.
5. Ahn, J. H., Lee, H. M., Lee, Y. S., and Kim, Y. T. (2011). "Analysis of the clay behavior around vertical drains based on the elliptical cavity expansion theory" *J. Korean Society of Hazard Mitigation*, 11(6): 191c196.
6. Almedia, M. S. S., Danziger, F. A. B., F., Almedia M. C., L., Carvalho S. R. and M, Martins I. S. (1993). "Performance of an embankment built on a soft disturbed clay." In *Proceedings of the 3rd International Conf. Case Histories in Geotechnical Engineering*, Missouri 351–356.
7. Almeida, S. S., Marques, M. E. S. and Spotti, A. P. (2005). "Two case histories of vertical drain in very soft clays." *Ground improvement case histories*, Elsevier, 3, 145–157. Ali, P-P. (2014). "Analysing Ground Deformation Data to Predict Characteristics of Smear Zone Induced by Vertical Drain Installation for Soft Soil Improvement." Ph.D. Thesis, University of Technology, Sydney.
8. Akagi, T. (1976). "Effect of displacement type sand drains on strength and compressibility of soft clays." Doctor of Philosophy Thesis, University of Tokyo.
9. Atkinson, M.S., Eldred, P.J.L. (1981). "Consolidation of soil using vertical drains." *Géotechnique* 31(1):33c43.
10. Barron RA. (1948). "Consolidation of fine-grained soils by drain wells." *Trans Am Soc Civ Eng*;113: 718–42.
11. Basu, D., Basu, P., and Prezzi, M. (2006). "Analytical solutions for consolidation aided by vertical drains." *Geomechanics and Geoengineering: An international Journal*, 1(1): 63–71.
12. Basu, D., Prezzi, M. and Madhav, M. R. (2010). "Effect of soil disturbance on consolidation by prefabricated vertical drains installed in a rectangular pattern." *Geotech. and Geolog. Eng.*, 28(1): 61–77.
13. Berry, P. L. and Wilkinson, W. B. (1969). "The radial consolidation of clay soils." *Geotechnique*, 19(2), 253–284.
14. Bergado, D. T., Singh, N., Sim, S. H., Panichayatum, B., Sampaco, C. L., and Balasubramaniam, A. S. (1990). "Improvement of soft Bangkok clay using vertical geotextile band drains compared with granular piles" *Geotextiles and Geomembranes* 9(3): 203–231.

15. Bergado, D. T., Asakami, H., Alfaro, M. C., and Balasubramaniam, A. S. (1991). “Smear effects of vertical drains on soft Bangkok clay.” *J. Geotechnical Engineering, ASCE*, 117(10): 1509–1529.
16. Bergado, D.T., Alfaro, M.C. and Balasubramaniam, A.S. (1993). Improvement of soft Bangkok clay using vertical drains, *Geotextiles and Geomembranes* 12(5), pp. 615–663
17. Bergado DT, Anderson LR, Miura N, Balasubramaniam AS. (1996). “Soft ground improvement, in lowland and other environments.” New York: ASCE; 427.
18. Balasubramaniam, A. S., Huang, M., Bolton, M., Oh, E. Y. N., Bergado, D. T. and Phienwe, N. j. (2007). “Interpretation and analysis of test embankments in soft clays with and without ground improvement.” Sixteenth southeast Asian geotechnical conference, Southeast Asian geotechnical society.
19. Bo, M. W., Chu, J., and Choa, V. (2003). *Soil Improvement: Prefabricated Vertical Drain Techniques*, Thompson, Singapore, 341.
20. Bo, M.W. (2004). “Discharge capacity of prefabricated vertical drain and their field measurements.” *Geotextiles and Geomembranes*, 22: 37–48.
21. Bo, M. W., Arulrajah, A. and Nikraz, H. (2007). “Preloading and prefabricated vertical drains design for foreshore land reclamation projects: a case study.”
22. *Ground Improvement*, 11(2), pp. 67–76. Bhosle, P., Vaishampayan, V.V. (2009). “Case study for ground improvement using PVD with preloading for coal and iron ore stack yard.” Annual Conference of the Indian Geotechnical Society (IGC), Guntur, India 504–510.
23. Bhavikatti, S. S. (2005). “Finite Element Analysis.” New Age International
Brinkgreve, R.B.J and P.A. Vermeer (EDs.). (1992). “On the use of Cam-Clay models.” *Proc. IV Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics* (eds. G.N. Pande, S. Pietruszczak). Balkema, Rotterdam, (2): 557–565.
24. Brinkgreve, R.B.J. and Vermeer, P.A. (eds.). (1998). *PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. Rotterdam: A.A. Balkema.
25. Brinkgreve, R.B.J., Swolfs, W.M. and Engin, E., (2018). “*PLAXIS 3D User’s Manuals* (2018).” Plaxis BV, Delft, The Netherlands.
26. Buismanm, K. (1936). “Results of long duration settlement tests.” In *Proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, Massachusetts. (1): 103–107.
27. Busan Port Authority (2016). Construction design report of west container terminal phase 2-5, pp. 6-50~6-59 (in Korean).

PHỤ LỤC

Bảng 1. Ảnh hưởng của hệ số a_3 đến độ cố kết của nền đường

Th	α_1	α_2	α	Ur			
				$a_3=0.01$	$a_3=0.5$	$a_3=1$	$A_2=0, a_3=0$
0.004	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0034538	0.0034520	0.003450163	0.003648
0.008	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0068956	0.0068884	0.006881089	0.007282
0.012	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0103255	0.0103093	0.010292895	0.010903
0.02	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0171494	0.0171050	0.017059622	0.018106
0.028	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0239261	0.0238395	0.02375128	0.025256
0.032	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0272967	0.0271841	0.027069247	0.028812
0.036	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0306557	0.0305136	0.030368792	0.032354
0.04	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0340030	0.0338282	0.033650027	0.035884
0.048	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0406627	0.0404128	0.040158023	0.042905
0.06	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0505658	0.0501793	0.049785492	0.05334
0.072	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0603660	0.0598153	0.059254162	0.063662
0.1	0.08047694	0.092139	0.873431	0.0828392	0.0818025	0.080746372	0.08731
0.125	0.08047694	0.092139	0.873431	0.1024472	0.1008620	0.099247622	0.107919
0.167	0.08047694	0.092139	0.873431	0.1344440	0.1317152	0.128936988	0.141501
0.2	0.08047694	0.092139	0.873431	0.1587772	0.1549728	0.151099882	0.166997
0.25	0.08047694	0.092139	0.873431	0.1943409	0.1886452	0.182846659	0.204192
0.3	0.08047694	0.092139	0.873431	0.2283922	0.2205316	0.212526729	0.239726
0.35	0.08047694	0.092139	0.873431	0.2609958	0.2507393	0.240288863	0.273674
0.4	0.08047694	0.092139	0.873431	0.2922136	0.2793686	0.266270171	0.306106
0.5	0.08047694	0.092139	0.873431	0.3507261	0.3322604	0.313386193	0.366689
0.6	0.08047694	0.092139	0.873431	0.4043740	0.3798858	0.354773307	0.421984
0.8	0.08047694	0.092139	0.873431	0.4986683	0.4616405	0.423312783	0.51851
1	0.08047694	0.092139	0.873431	0.5779568	0.5285615	0.476776686	0.598918
2	0.08047694	0.092139	0.873431	0.8210558	0.7262374	0.616108405	0.839133
3	0.08047694	0.092139	0.873431	0.9237780	0.8115046	0.662335504	0.935479
4	0.08047694	0.092139	0.873431	0.9673830	0.8526272	0.678651764	0.974122
5	0.08047694	0.092139	0.873431	0.9859781	0.8741199	0.68456035	0.989621
6	0.08047694	0.092139	0.873431	0.9939443	0.8859827	0.686721273	0.995837
7	0.08047694	0.092139	0.873431	0.9973726	0.8927670	0.68751451	0.99833
8	0.08047694	0.092139	0.873431	0.9988548	0.8967353	0.687806092	0.99933
9	0.08047694	0.092139	0.873431	0.9994986	0.8990893	0.687913327	0.999731
10	0.08047694	0.092139	0.873431	0.9997794	0.9004978	0.687952773	0.999892

Bảng 2. Ảnh hưởng của hệ số A2 đến độ cố kết nền đường

Th	A2=0.1		A2=0.5		A2=1	
	α	Ur	α	Ur	α	Ur
0.004	0.951475	0.996390147	0.873431273	0.996548	0.766447	0.996787
0.008	0.951475	0.992797006	0.873431273	0.993112	0.766447	0.993588
0.012	0.951475	0.98922049	0.873431273	0.989691	0.766447	0.990403
0.02	0.951475	0.982116988	0.873431273	0.982895	0.766447	0.984074
0.028	0.951475	0.975078956	0.873431273	0.97616	0.766447	0.9778
0.032	0.951475	0.971584278	0.873431273	0.972816	0.766447	0.974683
0.036	0.951475	0.968105713	0.873431273	0.969486	0.766447	0.97158
0.04	0.951475	0.964643178	0.873431273	0.966172	0.766447	0.96849
0.048	0.951475	0.957765863	0.873431273	0.959587	0.766447	0.96235
0.06	0.951475	0.947568048	0.873431273	0.949821	0.766447	0.953239
0.072	0.951475	0.937510072	0.873431273	0.940185	0.766447	0.944246
0.1	0.951475	0.914573217	0.873431273	0.918198	0.766447	0.923706
0.125	0.951475	0.89470561	0.873431273	0.899138	0.766447	0.905881
0.167	0.951475	0.862575311	0.873431273	0.868285	0.766447	0.876984
0.2	0.951475	0.838381159	0.873431273	0.845027	0.766447	0.855165
0.25	0.951475	0.803394409	0.873431273	0.811355	0.766447	0.82352
0.3	0.951475	0.770310771	0.873431273	0.779468	0.766447	0.793488
0.35	0.951475	0.739013589	0.873431273	0.749261	0.766447	0.764976
0.4	0.951475	0.709393996	0.873431273	0.720631	0.766447	0.737896
0.5	0.951475	0.654787774	0.873431273	0.66774	0.766447	0.687709
0.6	0.951475	0.605756927	0.873431273	0.620114	0.766447	0.642328
0.8	0.951475	0.521934121	0.873431273	0.538359	0.766447	0.563949
1	0.951475	0.453694189	0.873431273	0.471439	0.766447	0.499269
2	0.951475	0.254826477	0.873431273	0.273763	0.766447	0.304369
3	0.951475	0.170941056	0.873431273	0.188495	0.766447	0.217539
4	0.951475	0.131158727	0.873431273	0.147373	0.766447	0.174651
5	0.951475	0.110609223	0.873431273	0.12588	0.766447	0.151864
6	0.951475	0.099355172	0.873431273	0.114017	0.766447	0.139149
7	0.951475	0.092951142	0.873431273	0.107233	0.766447	0.131827
8	0.951475	0.089217032	0.873431273	0.103265	0.766447	0.127525
9	0.951475	0.087006289	0.873431273	0.100911	0.766447	0.124967
10	0.951475	0.085685064	0.873431273	0.099502	0.766447	0.123433