

Mô hình phần tử hữu hạn của cố kết chân không

Nguyễn Trường Chinh¹, Nguyễn Quốc Tới^{2*}

¹Viện Công nghệ GTVT, trường Đại học Công nghệ GTVT

²Khoa công trình, trường Đại học Công nghệ GTVT

TỪ KHOÁ

Cố kết chân không
Cải tạo
Phần tử hữu hạn
Thoát nước
Đất yếu
Đất không bão hòa

TÓM TẮT

Cố kết chân không là một phương pháp được sử dụng để gia tải trước và cố kết đất hạt mịn bão hòa mềm và rất mềm. Quy trình này bao gồm lắp đặt các ống dẫn chân không thẳng đứng và nằm ngang dưới một màng không thấm kín khí và hút không khí bên dưới màng tạo ra áp suất khí quyển lên đất. Bài viết này nhằm mục đích trình bày thiết lập và kết quả phân tích phần tử hữu hạn được thực hiện cho một dự án cải tạo đất ở Việt Nam. Trong bối cảnh này, ứng xử hai chiều của nền đắp trên đất yếu kết hợp các rãnh thoát nước thẳng đứng chế tạo sẵn được phân tích với gói phần tử hữu hạn địa kỹ thuật PLAXIS 2D. Phân tích FE này được thực hiện trong khuôn khổ phân tích ứng suất dòng chảy kết hợp đầy đủ với điều kiện đất không bão hòa. Với mục đích này, một phần tử thoát nước mới đã được thực hiện trên đó có thể áp dụng áp lực lỗ rỗng âm (hút do chân không) làm điều kiện biên của dòng chảy. Mô hình cấu thành nâng cao cho ứng xử phi tuyến tính của các lớp đất yếu cấu thành cũng được xem xét.

KEYWORDS

Vacuum consolidation
Reclamation
Finite element
Drain
Soft soil
Unsaturated soil

ABSTRACT

Vacuum consolidation is a method used for preloading and consolidating soft and very soft saturated fine-grained soils. The procedure consists of installing vertical and horizontal vacuum transmission pipes under an airtight impervious membrane and evacuating the air below the membrane producing an atmospheric pressure on the soil. This article aims at presenting the set-up and the results of a finite element analysis performed for a reclamation project in Vietnam. In this context the two-dimensional behaviour of an embankment on soft soils incorporating prefabricated vertical drains is analyzed with the geotechnical finite element package PLAXIS 2D. This FE analysis is carried out in the framework of a fully coupled flow-stress analysis with unsaturated soil condition. For this purpose, a new drain element has been implemented on which negative pore pressure (vacuum induced suction) can be applied as a flow boundary condition. Advanced constitutive modelling for the nonlinear behavior of the constitutive soft soil layers is also considered.

1. Giới thiệu

Trong nghiên cứu này, mô hình phần tử hữu hạn (FE) được sử dụng để phân tích cố kết và chuyển vị ngang của nền đất yếu với thoát nước đứng chế tạo sẵn (PVD) trong điều kiện cố kết chân không.

Một lý tưởng hóa hai chiều được sử dụng để đơn giản. Mô hình Soft Soil được sử dụng để lý tưởng hóa nền đất yếu. Độ thấm tương đương, dựa trên tốc độ dòng chảy ra bằng nhau trong mô hình và ngoài hiện trường, được sử dụng để mô tả dòng chảy. Áp suất chân không hiện trường được mô phỏng bằng cách chỉ định lịch sử áp suất lỗ rỗng âm - thời gian trên biên PVD và lớp phủ cát. Thay đổi các đầu vào áp suất âm, một số mô phỏng FE được thực hiện để dự đoán ứng xử của hiện trường trên đất sét yếu cho công việc cải tạo thực tế ở Việt Nam.

Mục đích của bài báo này là để chứng minh khả năng của phương pháp phần tử hữu hạn trong việc mô hình hóa cố kết chân không một cách chính xác và làm nổi bật sự quan tâm của nó trong quá trình thiết kế cải tạo nền sử dụng quy trình như vậy.

2. Mô tả tổng quát dự án và điều kiện công trình

Dự án xây dựng cảng container dọc sông Cái Mép. Chiều dài bờ sông xấp xỉ 500 m, và độ sâu bãi chứa container nằm trong khoảng từ 600 đến 750 m. Tổng diện tích đất cảng khoảng 330.000 m² (không bao gồm bến). Cảng bao gồm một bến ngoài khơi (sàn bê tông cốt thép trên các cọc), dọc theo đó các tàu sẽ neo đậu và trên đó sẽ lắp đặt các cần cầu dỡ hàng. Bến nằm cách bờ sông 100 đến 150m, và một khu vực "cải tạo", nơi sẽ lấp đầy cát trên mặt đất tự nhiên hiện có (đầm lầy). Do mớn nước của các con tàu, lòng sông tự nhiên sẽ bị nạo vét. Khu vực cải tạo sẽ tiếp nhận khu vực lưu trữ container, đường công vụ xung quanh và các tòa nhà phụ trợ. Cầu cảng và khu vực cải tạo sẽ được nối với nhau bằng ba cây cầu cũng là sàn BTCT trên cọc. Do tính chất cơ học rất kém, đất tự nhiên sẽ bị lún một lượng rất lớn dưới tải trọng của cát đắp. Do đó, việc cải tạo mặt bằng được dự kiến để giải quyết vấn đề này.

*Liên hệ tác giả: quoctoidhxd@gmail.com

Nhận ngày 16/04/2024, sửa xong ngày 29/05/2024, chấp nhận đăng ngày 14/06/2024

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.03.2024.707>



Hình 1. Sơ đồ bố trí tổng thể bến tàu.

Mảnh đất có diện tích khoảng 72 ha, nhưng chỉ 33 ha sẽ được thu hồi trong giai đoạn này của dự án. Diện tích còn lại có thể được phát triển trong các giai đoạn tiếp theo của dự án. Chiều dài bãi bồi ven sông là 508 m. Chiều dài dọc của đất khai hoang thay đổi từ 650 m đến 700 m. Một bản vẽ sơ đồ của khu vực thu hồi được mô phỏng trong Hình 1.

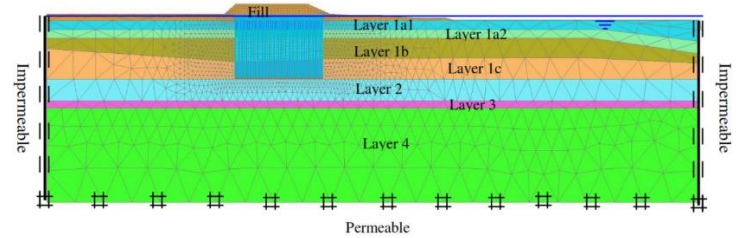
Một cầu cảng dài 800m sẽ được xây dựng cách mép bãi bồi khoảng 150m trên sông. Nền đất tự nhiên là đầm lầy và rừng ngập mặn; một phần ba diện tích nằm dưới mực nước trung bình. Một lớp đất đắp dày vài mét sẽ là cần thiết để nâng toàn bộ nền lên trên mực nước và cung cấp nền hoạt động và lưu thông phù hợp cho các tiện ích cảng. Do khối lượng đất đắp và điều kiện nền đất yếu, dự kiến sẽ xảy ra hiện tượng lún trong phạm vi vài mét. Ngoài ra, dự kiến sẽ nạo vét dọc theo bến để cho phép môn nước cần thiết cho các tàu cập bến. Việc nạo vét này sẽ tác động đến sự ổn định tổng thể của đất ven sông. Do đó, các công trình cải tạo mặt đất mở rộng đã được thiết kế để giải quyết các khu lún quan trọng đó và đảm bảo sự ổn định của bờ sông.

3. Phân tích phần tử hữu hạn biến dạng phẳng hai chiều

Lưới phần tử hữu hạn cùng với các điều kiện biên cơ học và thủy lực được đưa ra trong Hình 2. Kích thước mô hình tổng thể lần lượt là 450 m và 135 m theo hướng ngang và dọc.

Mô hình phần tử hữu hạn đã được thiết lập trong tình huống biến dạng phẳng bằng cách sử dụng các phần tử tam giác 15 nút cung cấp chuyển vị và nội suy áp lực lỗ rỗng bậc cao. Lưới đã được làm mịn thêm trong khu vực xử lý chân không.

Các rãnh thoát nước dọc chế tạo sẵn (PVD) được đưa vào các lớp đất yếu và một lớp thoát nước (lớp cát thô sạch với mạng lưới thoát nước ngang) được lắp đặt phía trên để dẫn nước đến ngoại vi của khu vực được xử lý. PVD là một bộ phận thoát nước tổng hợp, thanh mảnh bao gồm một lõi thoát nước được bọc trong bộ lọc vải địa kỹ thuật và chúng có mặt cắt ngang hình chữ nhật (dạng dài). Các rãnh thoát nước dọc chế tạo sẵn (PVD) đã được mô hình hóa như các phần tử thoát nước đặc biệt và các phần tử giao diện đã được đưa vào trên lớp cát để thể hiện màng không thấm nước.



Hình 2. Lưới phần tử hữu hạn (FE).

3.1. Mô tả đất và tính chất vật liệu

Nền đất được mô hình hóa bao gồm 7 lớp đất, bên trên lớp đất này sẽ được lấp cát để xây kè. Các thuộc tính mô hình giả định đã được tóm tắt trong Bảng 1. Tất cả các thuộc tính vật liệu đã được xác định theo các thông số độ cứng hữu hiệu và cường độ hữu hiệu. Hành vi không thoát nước cũng đã được giả định cho tất cả các vật liệu cấu thành của lớp 1.

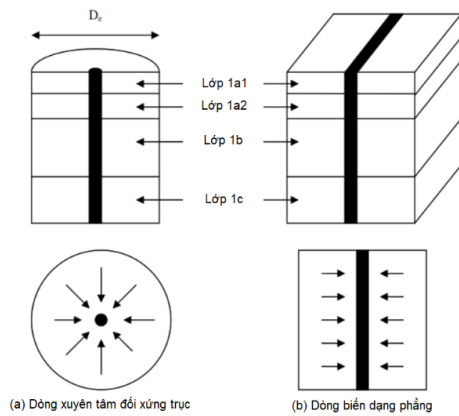
3.2. Mô hình thoát nước dọc

Trên thực tế, các rãnh thoát nước sẽ được lắp đặt theo mô hình hình vuông thông thường có kích thước 1m x 1m xuyên qua các lớp đất sét trên cùng (lớp 1). Trong mô hình 2D được trình bày trong Hình 2, PVD đã được mô hình hóa thành các phần tử tuyến tính thẳng đứng. Vì chúng ta đang giả định mô hình biến dạng phẳng, các giá trị thấm dọc của đất thực tại hiện trường cần được sửa đổi để giải thích cho việc đường thoát nước khác với thực tế như được trình bày trong Hình 3.

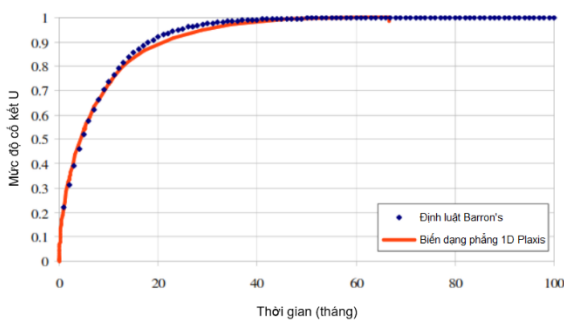
Độ thấm ngang tương đương của đất thu được bằng cách xem xét bài toán cổ kết 1D của đất phân lớp chứa rãnh thoát nước trung tâm (xem Hình 3) sao cho phép tính FE về mức độ cổ kết hoàn toàn phù hợp với giải pháp phân tích do Barron (1948) đưa ra. Trong ngữ cảnh này, người ta nhận thấy rằng độ thấm ngang tại chỗ ban đầu nên được chia cho hệ số 3 để có được động học tương đương về mức độ cổ kết như trong Hình 4. Người ta cũng sẽ lưu ý trong ngữ cảnh này rằng độ thấm ngang tương đương các giá trị tính thấm đã được thiết lập mà không xem xét bất kỳ sự phụ thuộc nào của hệ số rỗng.

Bảng 1. Các tham số mô hình giả định.

Lớp đất	Tên	Lớp 1a1	Lớp 1a2	Lớp 1b	Lớp 1c	Cát lấp	Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Đơn vị
Độ sâu		[0,5 ÷ -5,8]	[-5,8 ÷ -11,5]	[-11,5 ÷ -28]	[-28 ÷ -40]	[11,7 ÷ 0,5]	[-40 ÷ -55]	[-55 ÷ -60]	[-60 ÷ -125]	m
Loại mô hình	Model	Soft-Soil	Soft-Soil	Soft-Soil	Soft-Soil	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Loại thoát nước	Type	UnDrained A	UnDrained A	UnDrained A	UnDrained A	Drained	Drained	Non-porous	Non-porous	-
Trọng lượng đơn vị	γ	15,2	15,2	15,7	16,2	18	17,5	19	19	kN/m ³
Hệ số rỗng ban đầu	e_{init}	2,06	2,06	1,81	1,62					
Mô đun Young's	E'_{ref}					20×10^3	30×10^3	40×10^3	60×10^3	kN/m ²
Chỉ số nén điều chỉnh	λ^*	0,135	0,135	0,135	0,131					-
Chỉ số nở điều chỉnh	κ^*	$2,27 \times 10^{-2}$	$2,70 \times 10^{-2}$	$2,48 \times 10^{-2}$	$2,66 \times 10^{-2}$					-
Hệ số thoát nước	ν / ν_{ur}	0,15	0,15	0,15	0,15	0,3	0,33	0,25	0,25	-
Lực dính	c'_{ref}	7,6	7,6	7,6	7,6	1	1	1	1	kN/m ²
Góc ma sát	ϕ'	23,6	23,6	23,6	23,6	30	30	30	30	°
Hệ số thấm	k_x	$1,5 \times 10^{-5}$	$1,5 \times 10^{-5}$	$1,5 \times 10^{-5}$	$1,5 \times 10^{-5}$	1	0,1	1	1	m/day
Áp lực quá tải trước	POP	32,75	0	0	0	1	0,1	1	1	kN/m ²



Hình 3. So sánh dòng xuyên tâm ô đơn vị đối xứng với dòng biến dạng phẳng.



Hình 4. So sánh kết quả cố kết biến dạng phẳng PLAXIS 1D với định luật Barron.

4. Mô phỏng phần tử hữu hạn của công trình nền đắp bằng tải trọng chân không

Các tính toán phần tử hữu hạn đã được thực hiện trong khuôn khổ phân tích biến dạng dòng chảy được kết hợp đầy đủ (*fully coupled flow-deformation*) với giả định điều kiện đất không bão hòa và tình trạng biến dạng phẳng 2D (Galavi, 2010).

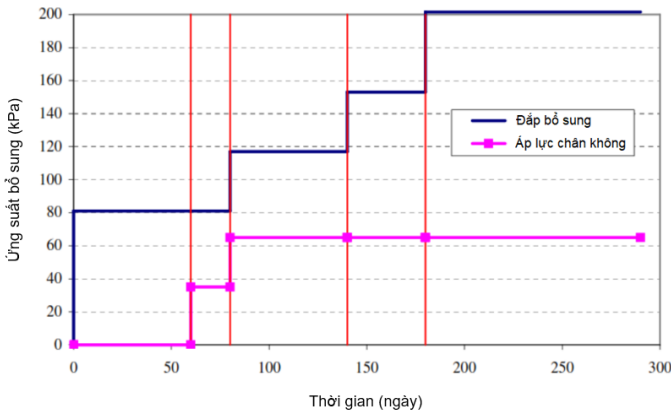
Các phương trình chi phối của một cổ kết đàn hồi-dẻo như được xem xét trong PLAXIS 2D dựa trên cách tiếp cận tổng áp lực lỗ rỗng và tuân theo lý thuyết của Biot (Biot, 1941). Công thức này dựa trên lý thuyết biến dạng nhỏ và định luật Darcy cho dòng chất lỏng được giả định. Ứng suất hữu hiệu của Bishop (Bishop & Blight, 1963) được sử dụng trong công thức này được định nghĩa bởi:

$$\sigma = \sigma' + m\chi p_w \approx \sigma' + mS_e p_w \quad (1)$$

σ là ứng suất tổng, σ' là ứng suất hiệu quả, p_w là áp lực nước lỗ rỗng và m là véc tơ chứa số hạng đơn vị đối với thành phần ứng suất pháp tuyến và số hạng 0 đối với thành phần ứng suất cắt. χ là một tham số ứng suất hữu hiệu được gọi là ma trận hệ số hút và thay đổi từ 0 đến 1 trong phạm vi từ điều kiện khô đến bão hòa hoàn toàn và xấp xỉ bằng mức độ bão hòa hữu hiệu S_e trong PLAXIS 2D.

Áp suất cố kết chân không được áp dụng dọc theo rãnh thoát nước thông qua cột nước đồng nhất được xác định là áp suất được biểu thị bằng áp suất nước lỗ rỗng ở trạng thái ổn định trừ đi áp suất lỗ rỗng thẳng dư do lực hút gây ra bởi chân không p_{va} .

$$h_{va}^{drain} = z - \frac{p_{steady} - p_{va}}{\gamma_w} \quad (2)$$



Hình 5. Áp lực đắp bổ sung và áp lực chân không bổ sung.

Đối với dự án hiện tại, các giai đoạn xây dựng sau đây đã được xác định:

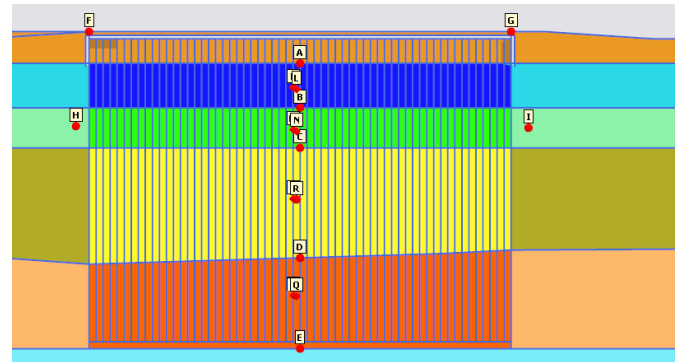
- **Giai đoạn 0:** Xác định ứng suất ban đầu giả định hành vi thoát nước cho tất cả các lớp đất cấu thành (*K0-procedure*)
- **Giai đoạn 1:** Lắp đặt rãnh thoát nước không hút chân không (Phân tích *Plastic* giả định tài tức thời)
- **Giai đoạn 2:** Cố kết trong 60 ngày (Phân tích *Coupled flow-stress*)
- **Giai đoạn 3:** Lắp đặt chân không ở 35 kPa (Phân tích *Coupled flow-stress* với áp suất giảm áp dụng trong 1 ngày)
- **Giai đoạn 4:** Cố kết trong 20 ngày (Phân tích *Coupled flow-stress*)
- **Giai đoạn 5:** Thêm 2m đất đắp và tăng áp suất chân không lên 65 kPa (Phân tích *Coupled flow-stress* với áp suất tải và áp suất bổ sung trong 1 ngày)
- **Giai đoạn 6:** Cố kết trong 60 ngày ở áp suất chân không 65 kPa (Phân tích *Coupled flow-stress*)
- **Giai đoạn 7:** Thêm 2m đất đắp (Phân tích *Coupled flow-stress* với tải trọng được áp dụng trong 1 ngày)
- **Giai đoạn 8:** Cố kết trong 40 ngày ở áp suất chân không 65 kPa (Phân tích *Coupled flow-stress*)
- **Giai đoạn 9:** Thêm 2,7m đất đắp (Phân tích *Coupled flow-stress* với tải trọng được áp dụng trong 1 ngày)
- **Giai đoạn 10:** Cố kết trong 110 ngày ở áp suất chân không 65 kPa (Phân tích *Coupled flow-stress*)

Sự phát triển của tải áp suất phân bố được tạo ra bằng cách xây dựng các lớp đất đắp khác nhau cũng như áp suất chân không hữu hiệu được tóm tắt trong Hình 5.

5. Các kết quả tính toán số

5.1. Ứng suất và áp lực lỗ rỗng chủ động

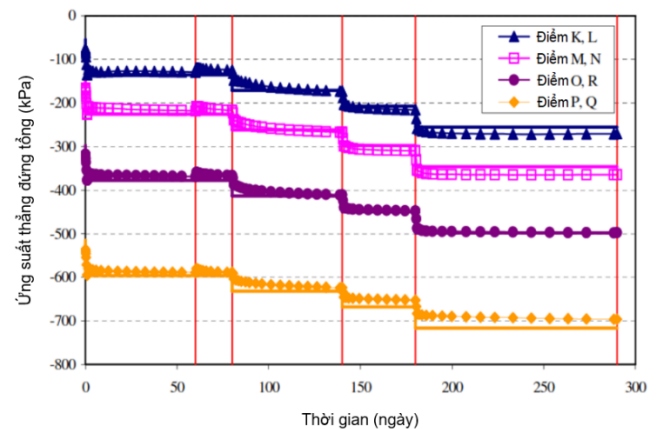
Tám điểm Gauss K, L, M, N, O, R, P và Q lần lượt nằm ở tâm các lớp 1a1, 1a2, 1b và 1c được chọn tuân theo các thông số chính trong phân tích này: ứng suất thẳng đứng tổng, ứng suất thẳng đứng hữu hiệu và áp lực nước lỗ rỗng chủ động (xem Hình 6).



Hình 6. Vị trí của các nút và điểm Gauss để xử lý hậu kết quả.

Hình 7 trình bày diễn biến của ứng suất thẳng đứng tổng tại các độ sâu khác nhau ở giữa mỗi lớp sét cấu tạo trong vùng chân không và thể hiện kết quả dự kiến như sau:

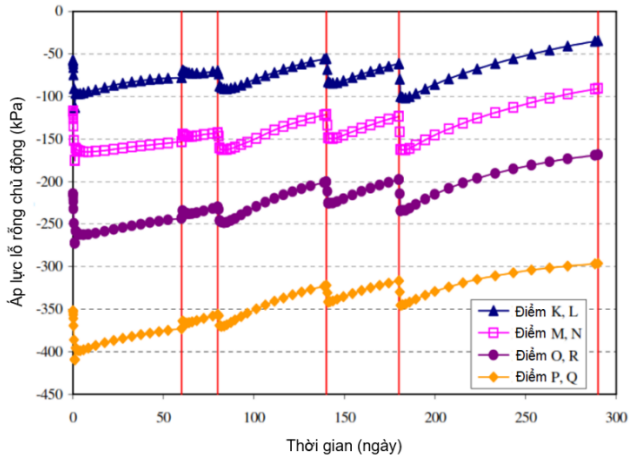
- Giá trị ứng suất tổng tăng ngay sau mỗi lớp đắp và sau đó không đổi.
- Chân không (được áp dụng từ 60 đến 80 ngày) không ảnh hưởng đến giá trị ứng suất tổng.
- Diễn biến ứng suất tổng tại các độ sâu khác nhau phù hợp tốt với kết quả phân tích theo trình tự thi công.



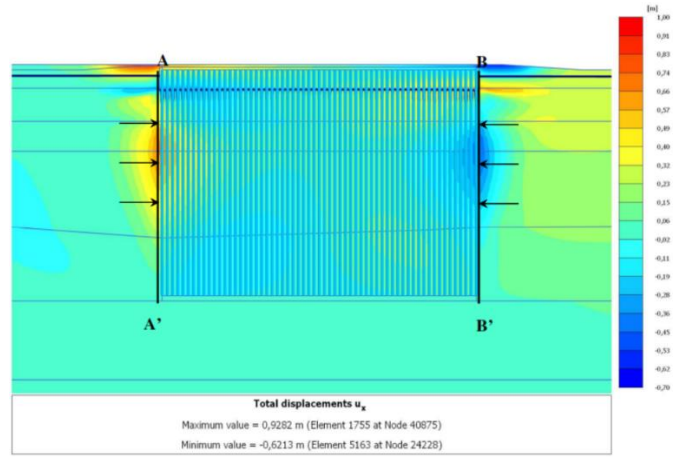
Hình 7. Ứng suất thẳng đứng tổng biến đổi theo thời gian.

Trong Hình 8, sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng chủ động ($P_{steady} + P_{excess}$) theo thời gian được đưa ra. Có thể thấy rằng:

- Việc xây dựng từng lớp đắp một cách có hệ thống dẫn đến sự gia tăng tức thời của áp lực lỗ rỗng giữa các rãnh thoát nước bằng với tổng ứng suất tác dụng.
- Áp lực lỗ rỗng giảm trong giai đoạn cố kết tiếp theo.
- Xử lý chân không (áp dụng từ 60 đến 80 ngày) dẫn đến giảm thêm áp lực lỗ rỗng chủ động bằng với áp suất chân không được áp dụng.

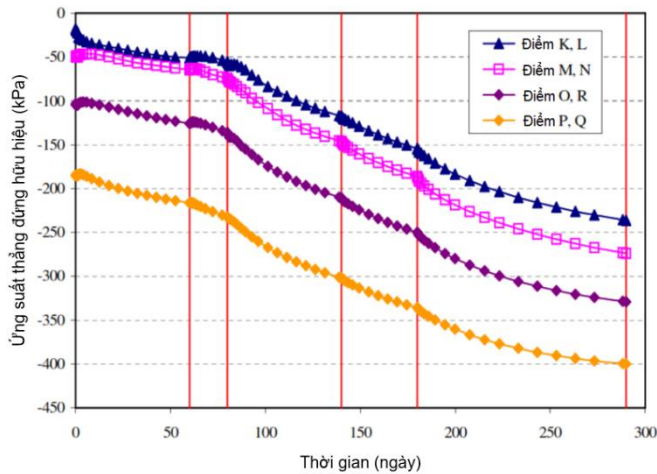


Hình 8. Sự biến đổi của áp lực lỗ rỗng chủ động theo thời gian.



Hình 10. Toàn cảnh chuyển vị ngang trong 290 ngày.

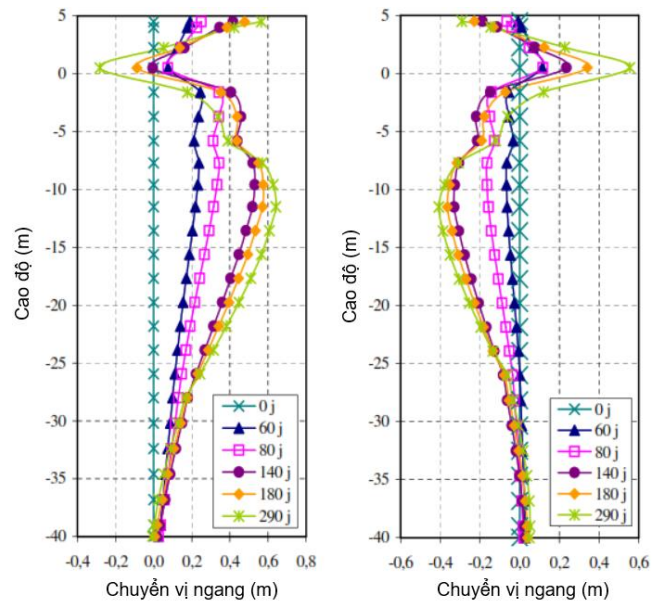
Hình 9 cuối cùng trình bày sự phát triển của các ứng suất hữu hiệu ở cùng độ sâu được xem xét trước đó. Mặc dù các ứng suất hữu hiệu không hoàn toàn ổn định khi kết thúc tính toán nhưng nó cho thấy ảnh hưởng tích cực của chân không làm tăng tốc độ tăng ứng suất hữu hiệu rất có giá trị để đánh giá lượng ma sát huy động có thể có theo thời gian.



Hình 9. Ứng suất thẳng đứng hữu hiệu theo thời gian.

5.2. Chuyển vị ngang

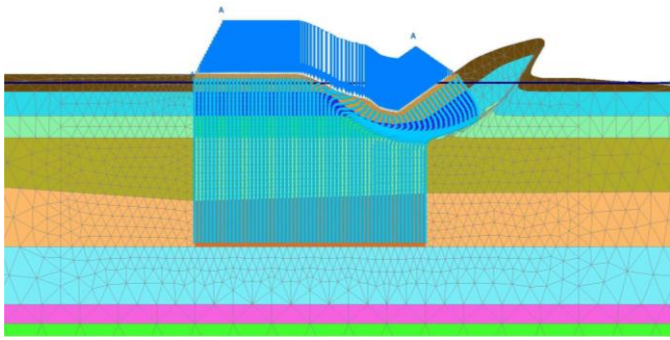
Hình 10 và Hình 11 tóm tắt diễn biến của sự dịch chuyển ngang do áp suất chân không gây ra. Những số liệu này cho thấy khả năng của quá trình cố kết chân không để tạo ra sự dịch chuyển ngang trong khu vực được xử lý như mong đợi đối với môi trường xốp chịu áp suất đẳng hướng. Thông tin như vậy về mức độ dịch chuyển ngang được tạo ra có thể rất hữu ích trong các tình huống mà tính toàn vẹn của tòa nhà xung quanh sẽ được quan tâm và cũng phải được giải quyết trong giai đoạn thiết kế.



(a) Mặt cắt ngang A-A' (a) Mặt cắt ngang B-B'
Hình 11. Chuyển vị ngang tại biên vùng cố kết chân không.

5.3. Hệ số an toàn

Hình 12 trình bày cơ chế phá hoại mái dốc điển hình thu được bằng cách sử dụng phân tích giảm phi-c (ở 290 ngày đối với tình huống được trình bày khi xử lý chân không đang hoạt động) và bảng 2 tóm tắt các giá trị khác nhau của hệ số an toàn đạt được ngay sau mỗi lần đắp và khi kết thúc phép tính. Các hệ số an toàn thu được bằng cách sử dụng phân tích giảm phi-c sau giai đoạn 5 (81 ngày), giai đoạn 7 (141 ngày), giai đoạn 9 (181 ngày) và giai đoạn 10 (290 ngày) đối với các tình huống có và không có xử lý chân không. Trường hợp không có chân không là xét đến tải trọng bổ sung bằng với áp suất chân không để tạo ra trong đất trạng thái ứng suất hữu hiệu tương đương và tốc độ lún tương đương sau mỗi lần thi công đắp và tạo ra sự so sánh công bằng về hệ số an toàn.



Hình 12. Cơ chế phá hoại sau khi thi công lấp 6,7m.

Tài liệu tham khảo

[1]. Barron, R.A. (1948). “Cổ kết đất hạt mịn bằng giếng thoát nước”. Trans. ASCE số 2346, trang 718-754.
 [2]. Biot, MA (1941). “Lý thuyết tổng quát về sự cố kết ba chiều”. Tạp chí Vật lý Ứng dụng, 12, 155-164.
 [3]. Bishop, A.W. & Blight, A.K.G. (1963). “Một số khía cạnh của ứng suất hữu hiệu trong đất bão hòa và đất bão hòa một phần”. Địa kỹ thuật, 13: 177-197.
 [4]. Galavi, V. (2010). “Dòng chảy nước ngầm, phân tích biến dạng dòng chảy kết hợp đầy đủ và không thoát nước trong PLAXIS 2D và 3D”. Báo cáo kỹ thuật, Plaxis BV, Delft, Hà Lan.
 [5]. TCVN 9842 : 2013. “Xử lý nền đất yếu bằng phương pháp cổ kết hút chân không có màng kín khí trong xây dựng các công trình giao thông - thi công và nghiệm thu”.

Bảng 2. Các hệ số an toàn.

Giai đoạn	Hệ số an toàn	
	Chân không	Không chân không - tải chân không tương đương
Giai đoạn 5: Sau khi đắp 2 m (81 ngày)	2,57	1,12
Giai đoạn 7: Sau khi đắp 4 m (141 ngày)	2,07	1,16
Giai đoạn 9: Sau khi đắp 6,7 m (181 ngày)	1,52	1,00
Giai đoạn 10: Cuối cùng (290 ngày)	1,96	2,04

Trong quá trình xây dựng (tại 81 ngày, 141 ngày và 181 ngày), hệ số an toàn thu được với hoạt động xử lý chân không lớn hơn đáng kể so với hệ số an toàn thu được với tải trọng chân không tương đương, đại diện cho mức tăng thô từ 53 % lên 130 %.

6. Kết luận

Phản ứng của trầm tích đất sét yếu đối với cổ kết chân không đã được thảo luận và nghiên cứu bằng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) với ứng dụng thực tế cho một dự án cải tạo được thực hiện ở Việt Nam. Khả năng của phương pháp phần tử hữu hạn để mô hình hóa cổ kết chân không một cách chính xác đã được làm nổi bật rõ ràng. Cụ thể hơn, người ta thấy rằng mô hình FE đã phát triển có thể chỉ ra những điều sau:

- Tốc độ tăng ứng suất hữu hiệu cao hơn khi áp suất chân không được áp dụng cao hơn.
- Áp suất chân không gây ra sự dịch chuyển bên trong.
- Tăng hệ số an toàn khi hoạt động cổ kết chân không.