

BIẾN DẠNG TỨC THỜI VÀ LÂU DÀI CỦA NỀN ĐẤT SÉT BÃO HÒA NƯỚC

Bùi Trường Sơn

Trường Đại học Bách Khoa, ĐHQG-HCM

Trong xây dựng hiện nay, việc ước lượng độ lún tức thời và lâu dài của nền công trình là vấn đề quan trọng đối với người kỹ sư. Điều này cho phép tính toán chính xác khối lượng vật liệu xây dựng, dự báo thay đổi cao độ các kết cấu công trình tương đối so với các công trình lân cận,... khi tiến hành xây dựng và trong thời hạn sử dụng công trình. Trên cơ sở hoàn chỉnh, bổ sung các phương pháp đánh giá biến dạng nền, tác giả kiến nghị phương pháp dự báo độ biến dạng nền đất bão hòa nước tức thời và lâu dài theo thông số đất nền. Phương pháp này cho phép dự báo kết quả độ lún phù hợp với điều kiện thực tế hơn, đặc biệt có thể áp dụng trong công tác xây dựng và xây dựng cơ sở hạ tầng.

Hiện nay, tồn tại nhiều phương pháp xác định biến dạng ổn định, biến dạng theo thời gian khác nhau [1, 2, 3]. Tuy nhiên, phương pháp xác định biến dạng tức thời rất hiếm khi được trình bày cụ thể trong các tài liệu và được áp dụng rộng rãi. Qua bài viết, tác giả kiến nghị phương pháp xác định biến dạng nền tức thời và lâu dài trên cơ sở lý thuyết đàn hồi áp dụng cho bài toán phẳng có sử dụng kết quả thí nghiệm đất trong phòng cho tính toán.

1. CƠ SỞ LÝ THUYẾT

Trong tính toán các bài toán Địa cơ, người ta thường giả thiết vật liệu ứng xử tựa đàn hồi tuyến tính. Cơ sở lý thuyết đàn hồi cũng được áp dụng trong Tiêu chuẩn xây dựng hiện nay. Từ lý thuyết đàn hồi áp dụng cho bài toán phẳng, chuyển vị theo phương đứng và phương ngang có thể biểu diễn dưới dạng [6]:

$$\begin{aligned}v &= \int_z^h \frac{1}{E} \left[(1-n^2) s_z - n(1+n) s_x \right] dz \\u &= \int_0^x \frac{1}{E} \left[(1-n^2) s_x - n(1+n) s_z \right] dx\end{aligned}\quad (1)$$

Ở đây: x, z – tọa độ điểm đang xét

E, ν - module biến dạng và hệ số Poisson của vật liệu

Tổng chuyển vị của điểm đang xét trong trường hợp này có thể xác định được bằng công thức đơn giản sau:

$$s = \sqrt{u^2 + v^2} \quad (2)$$

Dễ thấy rằng trong bài toán biến dạng phẳng: $\sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z)$, từ đó có thể nhận được giá trị ứng suất nén đẳng hướng khi biết ứng suất theo phương đứng σ_z và theo phương ngang σ_x bằng biểu thức:

$$s = \frac{s_x + s_y + s_z}{3} = \frac{1+n}{3} (s_x + s_z) \quad (3)$$

Để xác định độ lún theo thời gian trên cơ sở lý thuyết cổ kết thấm trong điều kiện bài toán phẳng cần thiết phải phân chia độ lún ra làm 2 thành phần: do biến dạng thể tích và do biến dạng hình dạng. Trong trường hợp này, thay biểu thức xác định chuyển vị đứng (1) bằng công thức sau:

$$v_1 = \int_z^h \left(\frac{s_z - s}{2G} + \frac{s}{K} \right) dz \quad (4)$$

$$\text{Hoặc: } v_1 = v_s + v_v \quad (5)$$

$$\text{Ở đây: } v_s - \text{chuyển vị đứng do biến dạng hình dạng, } v_s = \int_z^h \frac{s_z - s}{2G} dz$$

$$v_v - \text{chuyển vị đứng do biến dạng thể tích, } v_v = \int_z^h \frac{s}{K} dz$$

Với: h – bề dày lớp chịu nén

$$K - \text{module biến dạng thể tích: } K = \frac{E}{1 - 2n}$$

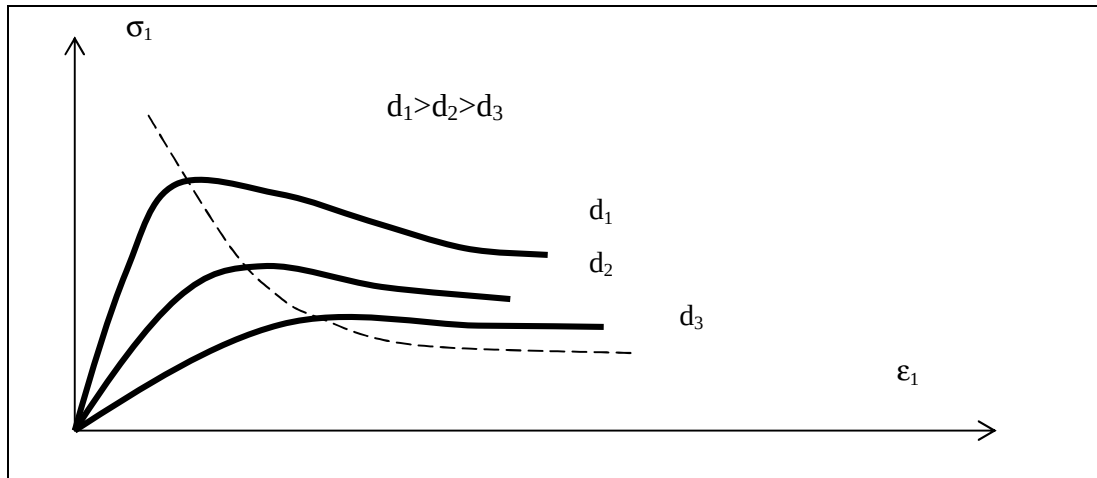
$$G - \text{module biến dạng hình dạng: } G = \frac{E}{2(1 + n)}$$

E – module biến dạng

2. ÁP DỤNG CHO MÔI TRƯỜNG ĐẤT TRONG BÀI TOÁN XÁC ĐỊNH ĐỘ LÚN TỨC THỜI, ỔN ĐỊNH VÀ THEO THỜI GIAN

Trong hầu hết các tài liệu Cơ học đất, các đặc trưng cơ lý sử dụng cho tính toán áp dụng đều được xem như không đổi. Đối với đất sét bão hòa nước, là loại đất dễ bị nén chặt dưới tác dụng của tải trọng ngoài, độ biến dạng ổn định sau khi hoàn tất quá trình cổ kết thấm khá lớn. Tuy nhiên, so với toàn bộ độ biến dạng ổn định cuối cùng, mức độ biến dạng ban đầu có thể chiếm từ 20 – 30% hay nhiều hơn so với độ lún ổn định tùy thuộc vào loại đất, trạng thái và mức độ bão hòa. Trên cơ sở các kết quả thí nghiệm trong phòng và lý thuyết độ chặt – độ ẩm, nhận thấy rằng các đặc trưng cơ lý tương ứng với trạng thái nén chặt của đất nền, trong đó kể cả các đặc trưng biến dạng. Do vậy, các chỉ tiêu cơ lý áp dụng cho tính toán được chọn lựa phù hợp với thời điểm dự tính sau khi gia tải, vận tốc cắt, nén phụ thuộc vào điều kiện thoát nước, đặc trưng thấm, trạng thái ổn định của đất nền [5, 7].

Kết quả thí nghiệm nén đơn và nén ba trục với các tốc độ khác nhau trên cùng một loại đất cho thấy với tốc độ nén lớn hơn thì giá trị module biến dạng thu nhận được lớn hơn (hình 1). Giá trị module biến dạng trong điều kiện thí nghiệm không thoát nước lớn hơn giá trị module biến dạng trong điều kiện thoát nước. Thí nghiệm nén không nở hông cũng cho kết quả tương tự, thời gian cho một cấp tải trọng ít hơn, tốc độ nén lớn hơn, thì module biến dạng lớn hơn. Thật vậy, giá trị biến dạng tức thời sau khi đặt tải ghi nhận được chắc chắn bé hơn so với trường hợp khi mẫu đất được xem như cổ kết hoàn toàn, nghĩa là module biến dạng tức thời sẽ hơn module biến dạng lâu dài.



Hình 1. Quan hệ ứng suất biến dạng với các tốc độ nén khác nhau ($d_1 > d_2 > d_3$) trong thí nghiệm nén nở hông

Để đánh giá trạng thái ứng suất biến dạng ban đầu có thể sử dụng module biến dạng xác định bằng thí nghiệm không thoát nước E_u với áp lực hông tương ứng với độ sâu lấy mẫu ($\sigma_3 = \gamma.z$).

Đất loại sét là loại đất có hệ số thấm bé, quá trình cố kết thấm diễn ra rất chậm và kéo dài, đa số các trường hợp, thời gian đạt đến độ lún ổn định của công trình có thể tới hàng chục năm hoặc lâu hơn. Ở thời điểm ban đầu, sau khi đặt tải, nước lỗ rỗng chưa kịp thoát ra, đất nền khi đó có thể xem như là một môi trường liên tục một pha, quan hệ ứng suất biến dạng của đất nền có thể được xét một cách “*tổng thể*”. Trong giai đoạn này, có thể đánh giá trạng thái ứng suất biến dạng bằng tổng ứng suất. Module biến dạng thể tích tổng thể của đất nền sử dụng để đánh giá trạng thái ứng suất biến dạng ban đầu có dạng:

$$K_{tot} = K_{sk} + \frac{K_w}{n} \quad (6)$$

Ở đây: K_{sk} – module biến dạng thể tích khung cốt đất, xác định bằng thí nghiệm ba trục thoát nước hay từ kết quả thí nghiệm nén cố kết đến khi áp lực nước lỗ rỗng hoàn toàn phân tán.

n – độ rỗng

K_w – module biến dạng thể tích nước lỗ rỗng

Sử dụng định luật Boyle-Mariot (khi nhiệt độ không đổi, tích số giữa áp lực và thể tích khí không đổi) và định luật hòa tan các chất khí trong dung dịch (Định luật Henry phát biểu rằng: ở điều kiện nhiệt độ không đổi, trọng lượng của khí hòa tan trong một thể tích xác định của chất lỏng tỷ lệ thuận với áp lực khí), Bishop và Skempton kiến nghị công thức xác định hệ số nén thể tích nước lỗ rỗng như sau:

$$m_w = \frac{1 - S_r(1 - H)}{\Delta u_w + p_o} \quad (7)$$

Với: p_o – áp lực ban đầu trong nước lỗ rỗng.

S_r – Mức độ bão hòa của đất

H – hằng số hòa tan Henry

Δu_w – độ thay đổi áp lực nước lỗ rỗng.

Rõ ràng hệ số nén ép của nước lỗ rỗng phụ thuộc vào độ bão hòa và có quan hệ phi tuyến với áp lực nén tác dụng. Để đơn giản cho việc áp dụng vào tính toán có thể chọn giá trị trung bình, từ giá trị nhỏ nhất ban đầu của áp lực thặng dư $\Delta u_w = 0$ đến giá trị lớn nhất khi chịu tác dụng của tải trọng ngoài $\Delta u_w = \sigma$, với σ - áp lực nén đẳng hướng do tác dụng của tải trọng ngoài. Trong điều kiện tự nhiên, nước lỗ rỗng ở vị trí đang xét trong nền còn chịu tác dụng của áp lực thường xuyên do cột áp khí quyển và áp lực thủy tĩnh của cột nước bên trên. Căn cứ vào biểu thức (7), có thể viết lại công thức xác định hệ số nén tương đối của nước lỗ rỗng như sau:

$$m_w = \frac{1 - S_r(1 - H)}{2} \cdot \left(\frac{1}{p_o} + \frac{1}{s + p_o} \right) \quad (8)$$

Ở đây: p_o – áp lực ban đầu của nước lỗ rỗng trong điều kiện tự nhiên, $p_o = p_{atm} + \gamma_w \cdot z$, với: p_{atm} – áp lực khí quyển ($\approx 100\text{KPa}$), γ_w – trọng lượng riêng của nước ($\approx 10\text{KN/m}^3$), z – độ sâu khảo sát.

Hệ số nén thể tích của nước được xác định theo biểu thức sau:

$$K_w = \frac{3}{m_w} \quad (9)$$

Xem đất nền ở giai đoạn đầu sau khi gia tải ứng xử như môi trường liên tục, các giá trị ứng suất được xác định bằng tổng ứng suất. Trên cơ sở lý thuyết đàn hồi, tác giả đề nghị xác định hệ số Poisson tổng thể của đất bão hòa bằng biểu thức sau:

$$n_{tot} = \frac{1 - \frac{E_u}{K_{tot}}}{2} \quad (10)$$

Từ đó dễ dàng nhận được giá trị module biến dạng cắt tổng thể bằng biểu thức sau:

$$G_{tot} = \frac{E_u}{2(1 + n_{tot})} \quad (11)$$

Từ công thức (4) có thể chia độ lún ra làm hai thành phần: độ lún do biến dạng hình dạng S_s và độ lún do biến dạng thể tích S_v , ta có:

$$S = S_s + S_v \quad (12)$$

Từ đây có thể thấy rằng toàn bộ độ lún của nền đất ở thời điểm bất kỳ có thể biểu diễn dưới dạng tổng độ lún ban đầu và độ lún phát triển theo thời gian, do đó:

$$S(t) = S_s(0) + S_v(0) + S'(t) \quad (13)$$

Ở đây, độ lún ban đầu với giả thiết là độ lún tức thời khi công trình vừa xây dựng xong được xác định bằng công thức:

$$S(0) = S_s(0) + S_v(0) = \int_0^h \frac{s_z(x, z) - s(x, z)}{2G_{tot}} dz + \int_0^h \frac{s(x, z)}{K_{tot}} dz \quad (14)$$

Công thức (14) cho thấy độ lún do biến dạng hình dạng chiếm một tỷ lệ khá lớn trong toàn bộ độ lún. Giả thiết rằng biến dạng hình dạng xảy ra đồng thời với biến dạng thể

tích, nghĩa là biến dạng hình dạng và biến dạng thể tích xảy ra đồng thời với quá trình cố kết, ta có:

$$S'(t) = S'(\infty) \cdot U_t(t) \quad (15)$$

Với: $S'(\infty)$ – toàn bộ độ lún phát triển theo thời gian không kể độ lún ban đầu,

$$S'(\infty) = S(\infty) - S(0) \quad (16)$$

$S(\infty)$ – độ lún ổn định cuối cùng,

$$S(\infty) = S_s(\infty) + S_v(\infty) = \int_0^h \frac{s_z(x, z) - s(x, z, \infty)}{2G_{sk}} dz + \int_0^h \frac{s(x, z)}{K_{sk}} dz \quad (17)$$

Để xác định độ lún ổn định cuối cùng theo công thức (17) cần sử dụng module biến dạng E_d xác định bằng thí nghiệm thoát nước với tốc độ nén tương ứng (để nước lỗ rỗng kịp thoát ra mặt biên) và áp lực hông tương ứng với giá trị áp lực do trọng lượng bản thân tại điểm lấy mẫu. Kết hợp với giá trị hệ số Poisson có thể xác định được các giá trị G_{sk} và K_{sk} .

Các thông số E_u và E_d cũng có thể xác định được bằng thí nghiệm trên thiết bị nén cố kết với áp lực đầu và cuối tương ứng với áp lực trong nền ở thời điểm trước và sau khi gia tải bằng việc ghi nhận các giá trị biến dạng tức thời và ổn định.

Để đánh giá mức độ cố kết của nền đất trong điều kiện bài toán phẳng và không gian có thể căn cứ trên tỷ lệ diện tích (bài toán phẳng) hoặc thể tích (bài toán không gian) của biểu đồ áp lực nước lỗ rỗng thặng dư theo thời gian so với sự phân bố ban đầu. Để thuận tiện tính toán, có thể chấp nhận sử dụng giá trị tỷ lệ áp lực nước lỗ rỗng thặng dư dưới tâm diện chịu tải. Từ đó, cho phép nhận được biểu thức đơn giản hơn dưới dạng [5, 7]:

$$U_t(t) = 1 - \frac{\int_0^h u_w(x, z, t) dz}{\int_0^h u_w(x, z, 0) dz} \quad (18)$$

Kết quả lời giải bài toán cố kết thấm hai chiều (bài toán phẳng) có xét đến sự khác biệt của hệ số thấm theo phương đứng và phương ngang với điều kiện biên ở trên mặt $z = 0$ là thoát nước tự do, còn những biên còn lại được xem là không thoát nước được biểu diễn như sau [5, 7]:

$$u_w(x, z, t) = \sum_{i=0}^{\infty} \sum_{j=1}^{\infty} \left\{ A_{ij} \cdot e^{-C_{vz} \frac{p^2}{4} \left(z \frac{i^2}{l^2} + \frac{(2j-1)^2}{h^2} \right)} \cdot \cos \left[\frac{ip}{2l} (x+l) \right] \cdot \sin \left[\frac{(2j-1)p}{2h} z \right] \right\} \quad (19)$$

$$\text{Ở đây: khi } i = 0; A_{ij} = \frac{1}{lh} \int_0^h \int_{-l}^l u_w(x, z, 0) \cdot \sin \left[\frac{(2j-1)p}{2h} z \right] dx \cdot dz$$

$$\text{khi } i = 1; A_{ij} = \frac{2}{lh} \int_0^h \int_{-l}^l u_w(x, z, 0) \cdot \cos \left[\frac{ip}{2l} (x+l) \right] \cdot \sin \left[\frac{(2j-1)p}{2h} z \right] dx \cdot dz$$

Với: C_{vz} – hệ số cố kết phụ thuộc vào tính nén ép của nước lỗ rỗng.

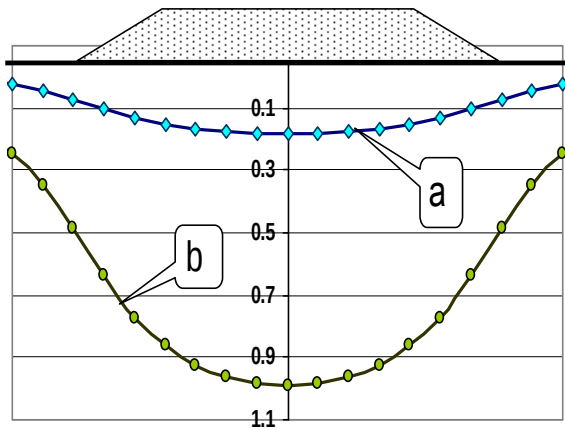
$$C_{vz} = \frac{k_z}{g_w \left[\frac{2(1+n)}{K_{sk}} + \frac{3n}{K_w} \right]} \quad (20)$$

l, h – phạm vi giới hạn theo phương ngang và phương đứng của vùng ảnh hưởng do có kết thấm.

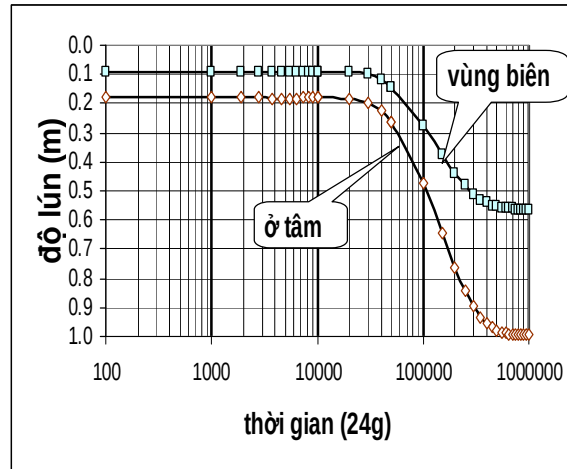
ζ - hệ số không đồng nhất của hệ số thấm ngang và đứng, với: $\zeta = k_x/k_z$.

Sử dụng công thức (14) và (17) có thể xác định độ lún tại điểm bất kỳ trong nền ở thời điểm ban đầu và sau khi ổn định. Ví dụ, trên hình 2, biểu diễn đường cong lún của nền công trình đắp trên đất yếu ở thời điểm ban đầu và sau khi ổn định cố kết. Các đặc trưng cơ lý của đất yếu được xác định từ kết quả thí nghiệm như sau: độ ẩm $W = 77,15\%$; khối lượng riêng $\rho = 1,55 \text{ g/cm}^3$; khối lượng riêng khô $\rho_d = 0,87 \text{ g/cm}^3$; hệ số rỗng $e = 2,03$, độ bão hòa $S_r \approx 100\%$; độ sệt $I_L = 1,33$; module biến dạng thể tích tổng thể xác định từ thí nghiệm nén ba trục trong điều kiện không thoát nước E_u dao động trong phạm vi 2500-3500KPa; module biến dạng thể tích xác định từ thí nghiệm nén cố kết E_u dao động trong phạm vi 500-700KPa;

Sử dụng công thức (15) cho phép đánh giá độ lún tại điểm bất kỳ ở thời điểm bất kỳ. Hình 3 thể hiện độ lún tại các điểm khác nhau theo thời gian.



Hình 2. Độ lún của mặt nền a - ở thời điểm ban đầu; b – sau khi ổn định



Hình 3. Độ lún theo thời gian tại các vị trí khác nhau

Từ thí nghiệm xác định biến dạng thể tích do từ biến có thể xác định được hệ số cố kết thứ cấp C_α bằng biểu thức sau:

$$C_\alpha = \frac{S_{v2}(t)}{h_o \cdot \log(t/t_f)} \quad (21)$$

Ở đây: h_o – chiều cao mẫu đất

S_{v2} – biến dạng do từ biến

t_f – thời gian đạt đến độ cố kết thấm từ 95-100%

Kết quả thí nghiệm trên mẫu đất bùn sét của khu vực TP. Hồ Chí Minh và Đồng bằng sông Cửu Long cho thấy $C_\alpha = 0,007 \div 0,014$. Độ lún bổ sung của nền công trình sau khi

hoàn tất quá trình cô kết thấm tại điểm bất kỳ của mặt nền có thể xác định bằng biểu thức sau:

$$S_2(t) = h \cdot C_a \cdot \log(t/t_f) \quad (22)$$

Do quá trình cô kết, trạng thái ứng suất biến dạng của nền đất yếu thay đổi theo thời gian và phụ thuộc vào từng vị trí khác nhau (thay đổi theo không gian). Kết quả nghiên cứu cho phép đánh giá đặc điểm trạng thái ứng suất biến dạng của nền đất ở các thời điểm: ban đầu, ổn định và theo thời gian.

Sử dụng kết quả nghiên cứu theo các công thức (15), (18), (19) cho phép đánh giá độ lún, độ lún lệch theo thời gian tại vị trí bất kỳ trong trường hợp tải trọng phân bố không đều (hình 3). Đối với các công trình đắp để xây dựng khu dân cư, độ lún có thể lớn nhưng giá trị chênh lệch độ lún tại các điểm khác nhau không lớn thì công trình có thể sử dụng bình thường. Từ kết quả tính toán thể hiện thông qua biểu đồ độ lún theo thời gian, độ lún lệch tại thời điểm bất kỳ chính là độ khác biệt của các đường cong tại thời điểm đó. Rõ ràng giá trị độ lún lệch có thể thay đổi theo thời gian và đạt giá trị vượt quá giới hạn tiêu chuẩn cho phép. Khi đó có thể xem như không đảm bảo điều kiện làm việc bình thường của công trình đắp.

Kết quả nghiên cứu có thể áp dụng tính toán cho các loại nền công trình trên đất yếu, đặc biệt là các công trình cơ sở hạ tầng và các dạng công trình nhạy cảm với độ lún lệch.

3. NHẬN XÉT VÀ KẾT LUẬN

Việc phân chia độ lún của nền đất làm hai thành phần cho phép đánh giá độ lún do đất bị trượt ngang và có thể ước lượng độ lún ban đầu trong điều kiện bài toán phẳng.

Để xác định độ lún ban đầu, các thông số biến dạng của đất như module biến dạng được xác định trong điều kiện không thoát nước bằng thí nghiệm nén ba trục, còn hệ số Poisson được xác định thông qua giá trị hệ số nén ép của nước lỗ rỗng. Các thông số biến dạng sau khi chấm dứt quá trình cô kết thấm có thể xác định bằng thí nghiệm nén cô kết thông thường.

Sự thay đổi giá trị module trượt theo thời gian cần được nghiên cứu bổ sung bằng các kết quả thực nghiệm nhằm tăng độ chính xác khi ước lượng độ lún theo thời gian và ước lượng mức độ trượt ngang của công trình theo thời gian.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Lê Quý An, Nguyễn Công Mẫn, Nguyễn Văn Quý, *Cơ học đất*, NXB Đại học và trung học chuyên nghiệp, (1977).
- [2]. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Thái, *Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng*, NXB Khoa học và Kỹ thuật, (2005).
- [3]. Phan Trường Phiệt, *Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn*, NXB Xây Dựng, (2005).
- [4]. Schuurman I.E, *The compressibility of an air-water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures*, Geotechnique, vol. N^o 4, (1966).

- [5]. Тер-Мартirosян З.Г., Буй Чыонг Шон, *Напряженно деформированное состояние слабых водонасыщенных глинистых оснований насыпей, Основания, Фундаменты и Механика грунтов*, с. 2-6, №5-2005.
- [6]. Z.G. Ter-Martirosyan and C.S. Bui, *Stress – strain state of weak saturated clay beds of embankments*, Soils Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 42, №5, (2005).
- [7]. Тимошенко С. П., Gere Дж., *Механика материалов*, М., «Лань», (2002).
- [8]. Буй Чыонг Шон, *Длительная устойчивость водонасыщенных оснований насыпей, МГСУ, ВЕСНИК (НАУЧНО - ТЕХНИЧЕСКИЙ ЖУРНАЛ) №1*, с. 61-68, (2006).