



TƯƠNG QUAN GIỮA TỐC ĐỘ BIẾN DẠNG NGANG VÀ TỐC ĐỘ BIẾN DẠNG ĐỨNG CỦA ĐẤT VEN SÔNG PHƯỜNG 1, THÀNH PHỐ VĨNH LONG, TỈNH VĨNH LONG

Văn Hữu Huệ* và Nguyễn Văn Xuân

Trường Đại học Xây dựng Miền Tây

*Người chịu trách nhiệm về bài viết: Văn Hữu Huệ (email: vahu_hu@yahoo.com)

Thông tin chung:

Ngày nhận bài: 01/03/2018

Ngày nhận bài sửa: 22/07/2018

Ngày duyệt đăng: 29/10/2018

Title:

Correlation between the rate of horizontal deformation and of vertical deformation of riverbank soil in ward 1, Vinh Long city, Vinh Long province

Từ khóa:

Biến dạng đường bờ, biến dạng theo phương ngang, biến dạng theo phương đứng, bờ sông

Keywords:

Deformation of the river bank, river bank, horizontal deformation, vertical deformation

ABSTRACT

Horizontal deformation rate was calculated from the vertical deformation rate of riverbank soil on simple correlation; from stability calculation, horizontal deformation rate calculation, vertical deformation rate of riverbank soil, the new correlation between the horizontal and vertical deformation rates of riverbank soil in ward 1 in Vinh Long city was built.

TÓM TẮT

Tính toán tốc độ biến dạng ngang theo tốc độ biến dạng đứng đất ven sông bằng một tương quan đơn giản; từ tính toán ổn định, biến dạng theo phương đứng, biến dạng ngang ngang, tương quan mới được xây dựng giữa tốc độ biến dạng ngang và tốc độ biến dạng đứng của đất ven sông ở phường 1, thành phố Vĩnh Long.

Trích dẫn: Văn Hữu Huệ và Nguyễn Văn Xuân, 2018. Tương quan giữa tốc độ biến dạng ngang và tốc độ biến dạng đứng của đất ven sông phường 1, thành phố Vĩnh Long, tỉnh Vĩnh Long. Tạp chí Khoa học Trường Đại học Cần Thơ. 54(7A): 48-56.

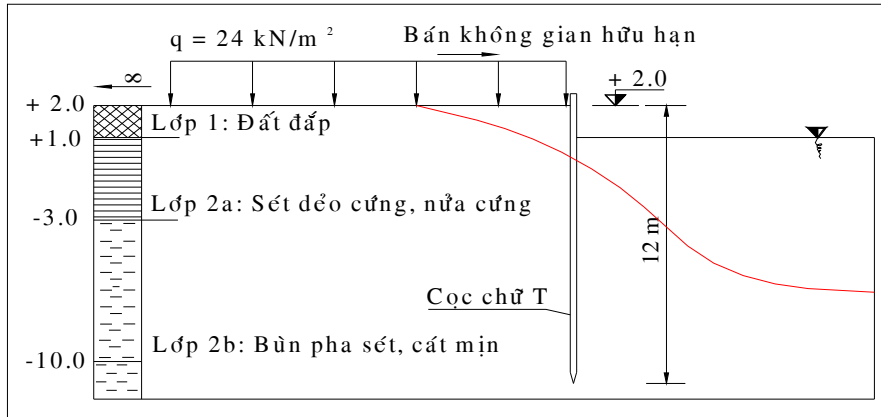
1 MỤC ĐÍCH BÀI TOÁN

Trước nay tính toán biến dạng ngang đất ven sông tốn kém nhiều thời gian và công sức, để khắc phục ta có thể sử dụng kết quả tính biến dạng đứng đất ven sông để tính biến dạng ngang đất ven sông bằng một tương quan đơn giản. Vì vậy, ý tưởng đề nghị tương quan mới tính tốc độ biến dạng ngang theo tốc độ biến dạng đứng cho đất ven sông với mục tiêu tính toán nhanh tốc độ biến dạng ngang cho đất ven sông. Phương pháp tính toán tốc độ biến dạng đứng và tính toán biến dạng ngang của đất ven sông được sử dụng, sau đó xây dựng tương

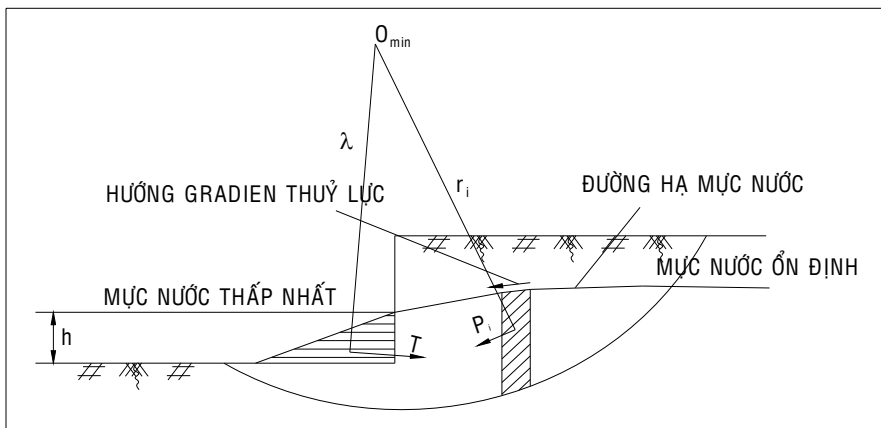
quan mới tính nhanh biến dạng ngang cho đất ven sông, đồng thời so sánh kết quả với các phần mềm tính toán hiện hành như Plaxis, GeoSlope... nhằm tiết kiệm thời gian tính toán và làm cơ sở cho các nghiên cứu về sau.

2 CÁC BƯỚC TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH VÀ BIẾN DẠNG CHO KÈ PHƯỜNG 1, THÀNH PHỐ (TP.) VĨNH LONG

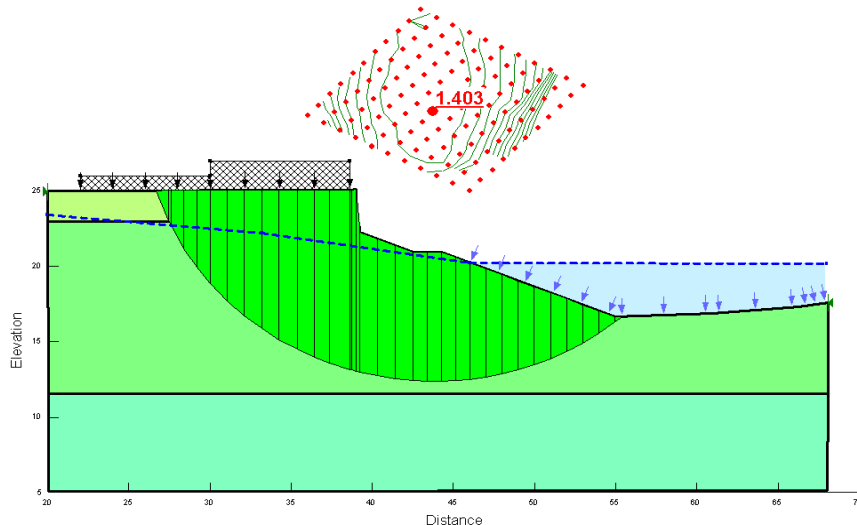
Nội dung tính toán: * Tính toán ổn định bằng phương pháp cung trượt; * Tính biến dạng theo phương đứng, phương ngang.



Hình 1: Sơ họa mặt cắt ngang kè phường 1, TP. Vĩnh Long



Hình 2: Sơ đồ tổng quát tính toán cung trượt



Hình 3: Kết quả tổng quát tính toán cung trượt

2.1 Tính toán ổn định cho kè phường 1, TP. Vĩnh Long

Kết quả nghiên cứu của Nguyễn Đăng Thanh Minh (2003) trên phần mềm Slope/W (Hình 3) của

Canada được ứng dụng để tính hệ số ổn định nhỏ nhất và cung trượt nguy hiểm nhất theo phương pháp Fellenius, Bishop, Janbu cho công trình kè phường 1, TP. Vĩnh Long (Bảng 1). Theo Phạm Văn Giáp và *ctv.* (1998), K_{min} phải lớn hơn 1.

Bảng 1: Thống kê kết quả tính toán Kmin và cung trượt nguy hiểm nhất

TT	Phương pháp tính	Số cung trượt	Kmin	B(m)	H(m)
1	FELLENIOUS	4.096	0,81	11,0	13,0
2	BISHOP	4.096	1,01	11,5	12,0
3	JANBU	4.096	0,82	11,3	12,5

Trong đó, H là chiều sâu từ đỉnh kè đến đáy cung trượt cần chọn để xác định độ sâu cọc xuyên qua; B là bề rộng cung trượt.

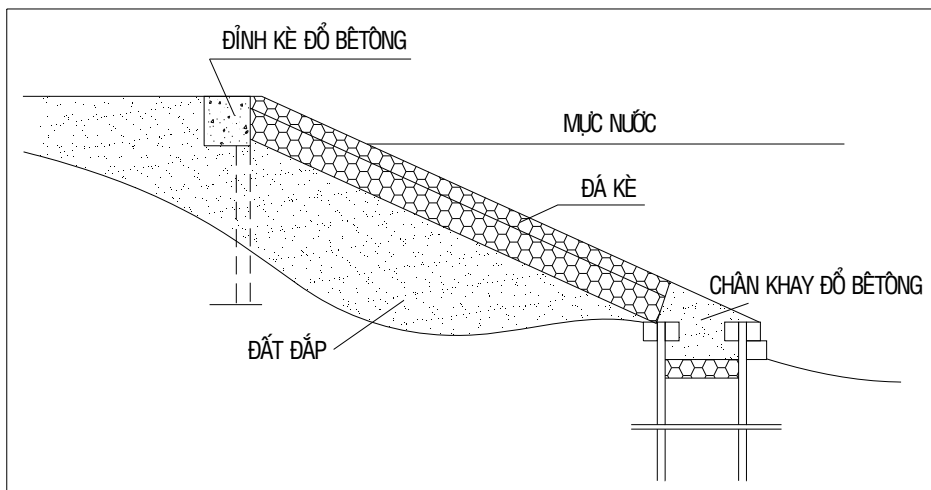
Ngoài ra, kết quả tính ổn định mặt trượt trụ tròn theo phần mềm Slope/W theo phương pháp Janbu được sử dụng và chưa tính đến sức kháng cắt của cọc bê tông của Viện Khoa học Thủy Lợi Miền Nam tháng 05/2003, trong báo cáo tóm tắt đánh giá

ổn định kè phường 1, TP. Vĩnh Long, đáy cung trượt cách mặt đất tự nhiên 10 m.

Ngày 22/06/2005, phân đoạn 6 của kè phường 1, TP. Vĩnh Long bị sạt lở (Hình 4), kết cấu phân đoạn này như Hình 5. Viện Khoa học Thủy Lợi Miền Nam khảo sát và có kết quả tính ổn định là đáy cung trượt cách mặt đất tự nhiên 10,5 m.



Hình 4: Gạch tự chèn sạt ra phía sông ở phân đoạn 6, kè phường 1, TP. Vĩnh Long ngày 22/06/2005



Hình 5: Kè gạch tự chèn, đổ bê tông chân khay

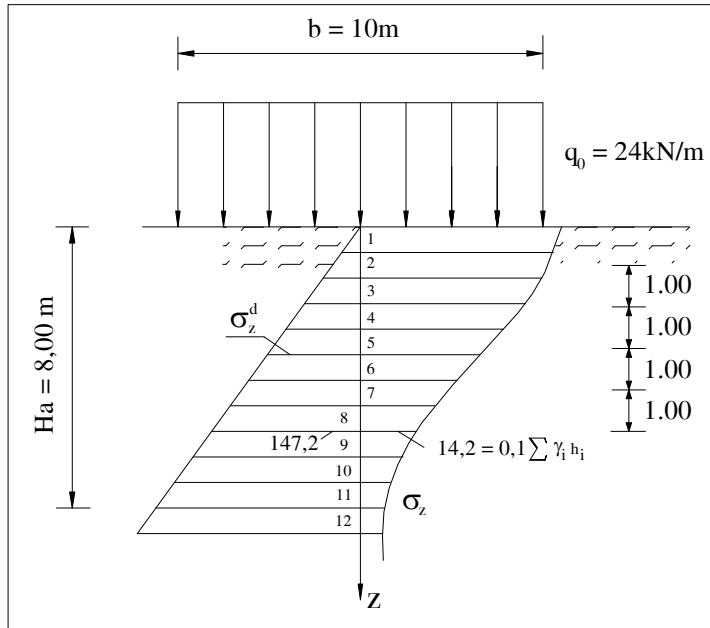
Qua ba nghiên cứu trên, để đảm bảo ổn định, cọc phải sâu hơn đáy cung trượt nhằm góp phần kháng lực cắt do cung trượt gây ra, nên đối với

điều kiện địa chất ở kè phường 1, cọc phải có chiều sâu lớn hơn 15 m.

2.2 Tính toán biến dạng

Biến dạng từ biến ở đây không xét đến hiệu ứng từ biến và ngoại lực không thay đổi.

2.2.1 Xác định chiều sâu vùng hoạt động H_a
(Châu Ngọc Ân, 2004)



Hình 6: Sơ đồ xác định chiều sâu vùng hoạt động H_a

* Tải trọng tính toán:

Tải trọng lớp cát san nền: $q_2 = 1,1 \times 2,15 \times 1 = 2,40 \text{ T/m}^2 = 24 \text{ kN/m}^2$.

Tải trọng tác dụng lên lớp 2 có dạng hình chữ nhật, có bề rộng $b = 10 \text{ m}$.

2.2.2 Xác định H_a theo quan hệ ứng suất nén

Vùng hoạt động H_a được giới hạn theo điều kiện: $\sigma_z^q = 0,1 \sigma_z^d$.

Bảng 2: Bảng tính ứng suất (Whitlow, 1999)

LỚP ĐẤT	TT. điểm	z_i (m)	z_i / b	X/B	$\frac{\sigma_z^q}{q}$	σ_z^q (kN/m ²)	σ_z^d (kN/m ²)
	2/1	0	0,0	0,25	1,00	24,00	0,00
	2/2	1	0,1	0,25	0,99	23,76	17,50
	2/3	2	0,2	0,25	0,93	22,32	35,00
	2/4	3	0,3	0,25	0,87	20,88	52,50
	2/5	4	0,4	0,25	0,80	19,20	66,00
	2/6	5	0,5	0,25	0,74	17,76	82,50
	2/7	6	0,6	0,25	0,69	16,51	99,00
	2/8	7	0,7	0,25	0,64	15,26	115,50
	2/9	8	0,8	0,25	0,59	14,16	147,20
	2/10	9	0,9	0,25	0,55	13,20	165,60
	2/11	10	1,0	0,25	0,51	12,24	163,00
	2/12	11	1,1	0,25	0,48	11,57	179,30
	3/13	12	1,2	0,25	0,45	10,89	195,60
	3/14	13	1,3	0,25	0,43	10,27	211,90
	3/15	14	1,4	0,25	0,42	10,18	264,60
	3/16	15	1,5	0,25	0,38	9,12	283,50

Chia nền thành các lớp phân tố có chiều dày $h_i = 0,1 \text{ m}$; $b = 1,0 \text{ m}$.

– Ứng suất nén do trọng lượng bản thân đất nền: $\sigma_z^d = \gamma'_i \cdot h_i \text{ (kN/m}^2\text{)}$;

– Ứng suất nén do tải trọng ngoài gây ra: $\sigma_z^q = k_z \cdot q$ (trong đó k_z là hệ số để tính ứng suất và được tra bảng phụ thuộc vào tỉ số x/b và z_i/b);

– Ứng suất gây lún: $p = q_0 - \gamma_i \cdot h_i = 24 \text{ kN/m}^2$ (với $h_i = 0$).

Tại độ sâu $z = 8 \text{ m}$ thỏa điều kiện: $\sigma_z^q = 14,20 \approx 0,1 \cdot \sigma_z^d = 14,72 \text{ kN/m}^2$.

Vậy ta chọn chiều dày vùng hoạt động $H_a = 8 \text{ m}$.

Bảng 3: Bảng tính lún từng lớp phân tố

LỚP ĐẤT/ LỚP PHÂN TỐ	H_i (cm)	$\frac{C_c^i}{1 + e_0^i} \cdot H_i$	σ_z^i (kN/m ²)	σ_{vz}^i (kN/m ²)	$\frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{vz}^i}$	S_i (cm)
2/1	100	18,29	23,76	17,50	2,36	6,81
2/2	100	18,29	22,32	35,00	1,64	3,92
2/3	100	18,29	20,88	52,50	1,39	2,66
2/4	100	18,29	19,20	66,00	1,29	2,03
2/5	100	18,29	17,76	82,50	1,22	1,55
2/6	100	18,29	16,51	99,00	1,17	1,22
2/7	100	18,29	15,26	115,50	1,13	0,99
2/8	100	18,29	14,16	147,20	1,09	0,73
2/9	100	18,29	13,20	165,60	1,08	0,60
2/10	100	18,29	12,24	163,00	1,08	0,57
2/11(Z= 10 m)	100	3,09	11,57	179,30	1,07	0,08
3/12	100	3,09	10,89	195,60	1,06	0,07
3/13	100	3,09	10,27	211,90	1,05	0,06
3/14	100	3,09	10,18	264,60	1,04	0,05
3/15	100	3,09	9,12	283,50	1,03	0,04

Tổng độ lún ổn định ở độ sâu $z = 8 \text{ m}$:
 $\Sigma S_i = 19,88 \text{ cm}$

Ta thấy ở lớp phân tố 11 có $z = 11 \text{ m}$ độ lún rất nhỏ ($S_i = 0,08 \text{ cm}$), tại đây xem như không còn ảnh hưởng của áp lực nén.

2.2.4 Tính độ lún tức thời (hay độ lún thông thoát nước – giai đoạn I)

– Theo một số kết quả nghiên cứu đối với nền đất sét bão hòa nước thì độ lún tức thời chiếm (10% - 30%) độ lún ổn định;

– Đối với trường hợp bài toán trên, nền đất yếu sau tường bờ kè chịu tác dụng của các lớp san nền và nền đường, có thể sử dụng theo quan hệ sau để tính toán độ lún tức thời (tiêu chuẩn TCXD. 245:2000)

2.2.3 Tính độ lún ổn định cho đất sau tường cọc bản do biến dạng nén chặt trong giai đoạn cố kết thứ nhất (Bộ Thủy lợi, 1979)

Áp dụng công thức tính lún cho trạng thái chưa cố kết xong:

$$S_i = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{1 + e_0^i} C_c^i \lg \frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{pz}^i} \quad (1)$$

Các thông số áp lực tiền cố kết σ_p (hay P_c) và chỉ số nén C_c , do tác giả thí nghiệm trong phòng như sau:

Lớp 2: $p_c = 41 \text{ kN/m}^2$; $C_c = 0,46$;
 $e_0 = 1,52$;

Lớp 3: $p_c = 74 \text{ kN/m}^2$; $C_c = 0,05$;
 $e_0 = 0,75$.

$$S_0 = (m - 1) S_{od} \quad (2)$$

Trong đó,

– S_{od} : độ lún ổn định (theo kết quả trên $S_{od} = 19,88 \text{ cm}$);

– m : là hệ số có kể đến các biện pháp hạn chế đất yếu bị đẩy trôi ngang dưới tác dụng của tải trọng đắp, $m = 1,1 \div 1,4$.

Đối với nền đất yếu ven sông, có thể chọn một cách gần đúng $m = 1,3$, khi có xét đến biện pháp tường kè làm hạn chế đất yếu bị đẩy trôi ngang.

Với $m = 1,3$, độ lún tức thời được xác định:

$$S_0 = (1,3 - 1) S_{od} = 0,3 \cdot 19,88 = 5,96 \text{ cm}$$

2.2.5 *Tính lún do biến dạng từ biến của đất sau tường cọc bản trong giai đoạn cố kết 2 (do ứng suất pháp σ)*

a. *Xác định chiều sâu vùng hoạt động từ biến do σ*

Độ lún do biến dạng từ biến chủ yếu xảy ra ở lớp đất yếu (lớp 2 có độ lún là 19,88 cm). Còn đối với lớp 3 trong giai đoạn cố kết 1, độ lún rất nhỏ cho nên ở lớp 3 này biến dạng từ biến xem như không bị ảnh hưởng. Vì vậy chọn $H_\sigma = 10$ m.

b. *Xác định hệ số nhỏ*

Theo kết quả thí nghiệm của Trần Thị Thanh và Nguyễn Việt Tuấn (2008), ứng với đất ở Đồng bằng sông Cửu Long ở trạng thái dẻo, ta có:

$$\eta_0 = a \cdot 10^{11} \text{ Poise}$$

$$= a \cdot 10^5 \text{ sec} \cdot \text{kg} / \text{cm}^2 = a \cdot 10^7 \text{ sec} \cdot \text{kN} / \text{m}^2;$$

$$\eta_c = a \cdot 10^{13} \text{ Poise}$$

$$= a \cdot 10^7 \text{ sec} \cdot \text{kg} / \text{cm}^2 = a \cdot 10^9 \text{ sec} \cdot \text{kN} / \text{m}^2;$$

($0 < a < 10$) Chọn $a = 5$.

c. *Độ lún theo thời gian do biến dạng từ biến của ứng suất pháp*

Áp dụng công thức (Lareal và ctv., 2001):

$$S_{\eta} (t_{\eta}) = q_{tt} \cdot B \left[\frac{t}{\eta_c} + \frac{1}{\mu \cdot \eta_c} \ln \frac{\eta_c - (\eta_c - \eta_0) e^{-\mu t}}{\eta_0} \right] \cdot \ln \frac{B+D}{B} \quad (3)$$

Trong đó, $q_{tt} = 24 \text{ kN} / \text{m}^2$

$$B = 2b = 10 \text{ m}$$

$$H_{\eta} = D = H_{(2)} - S_{0d} = 1000 - 19,88 = 980,12 \text{ cm} = 9,80 \text{ m}$$

Trong đó,

H_{η} là chiều dày tính toán từ biến do σ của đất nền;

t_{η} : thời gian từ biến, chọn $t_{\eta} = 20 \text{ năm} = 20 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60 \text{ s} = 6,3 \cdot 10^8 \text{ sec}$;

$$\eta_0 = 5 \cdot 10^7 \text{ sec} \cdot \text{kN} / \text{m}^2, \quad \eta_c = 5 \cdot 10^9 \text{ sec} \cdot \text{kN} / \text{m}^2.$$

Tính từng số hạng của biểu thức trên:

$$\frac{t_{\eta}}{\eta_c} = \frac{8,3 \cdot 10^4}{5 \cdot 10^9} = 1,66 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 / \text{kN};$$

$$\mu = \frac{1}{t} \ln \frac{\eta_c - \eta_0}{\eta_c - \eta_t} \quad \text{trong đó, } \eta_t \text{ là hệ số nhỏ}$$

ứng với thời gian cần tính trong thí nghiệm trong phòng;

$$\eta_t = 5,59 \cdot 10^8 \text{ sec} \cdot \text{kN} / \text{m}^2 \quad \text{ứng } t = 1382,60 = 8,3 \cdot 10^4 \text{ sec};$$

$$\text{Hay } \mu = \frac{1}{8,3 \cdot 10^4} \ln \frac{5 \cdot 10^9 - 5 \cdot 10^7}{5 \cdot 10^9 - 5,59 \cdot 10^8} = 0,01 \cdot 10^{-4} \text{ 1/sec.}$$

$$* \frac{1}{\mu \cdot \eta_c} = \frac{1}{0,01 \cdot 10^{-4} \cdot 5 \cdot 10^9} = 16 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 / \text{kN};$$

$$* \mu \cdot t_{\eta} = 0,0125 \cdot 10^{-4} \cdot 6,3 \cdot 10^8 = 788 ; *$$

$$e^{-\mu t_{\eta}} \approx 0 ;$$

$$* \ln \frac{\eta_c - (\eta_c - \eta_0) e^{-\mu t}}{\eta_0} = \ln \frac{\eta_c}{\eta_0} = \frac{5 \cdot 10^9}{5 \cdot 10^7} = 4,6 ;$$

$$\ln \frac{B+D}{B} = \ln \frac{10+9,80}{10} = 0,68 ;$$

$$S_{\eta} (t_{\eta}) = 24 \cdot 10 \left(1,66 \cdot 10^{-5} + 16 \cdot 10^{-5} \cdot 4,6 \right) 0,68 = 0,12 \text{ m.}$$

Vậy độ lún do biến dạng từ biến do ứng suất pháp trong giai đoạn cố kết thứ 2 (ứng với $t_{\eta} = 20$ năm) là $S_{\eta(t_{\eta})} = 0,12 \text{ m}$.

2.2.6 *Tính toán tổng biến dạng theo phương ngang*

a. *Tính tốc độ biến dạng từ biến theo phương ngang do ứng suất cắt τ*

Xác định chiều sâu vùng hoạt động do τ : D_{τ}

Chiều sâu vùng hoạt động D_{τ} được xác định

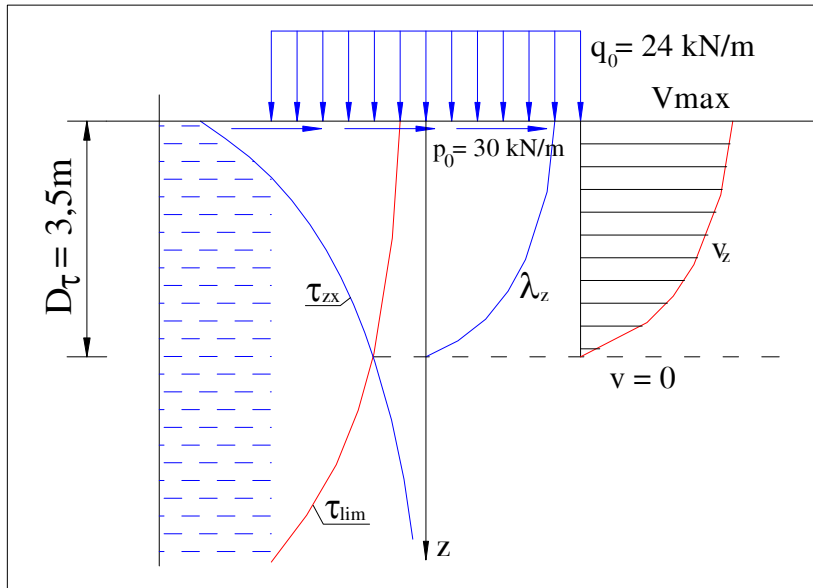
theo điều kiện: $\tau_{Zx} = \tau_{lim}$

Trong đó,

- $\tau_{lim} = (q_0 + \gamma'_1 \cdot Z_i) \text{tg} \Phi_i + C_c$ (với C_c từ biến ≈ 0);

$$- \tau_{zx}^p = \frac{2p_0}{\pi} \left(\text{arctg} \frac{b}{z} - \frac{b \cdot z}{b^2 + z^2} \right);$$

- $\tau_{Zx} = \tau_{Zx}^{q_0} + \tau_{Zx}^{p_0}$ ($\tau_{Zx}^{q_0} = 0$, tại trục đối xứng). Nên $\tau_{Zx} = \tau_{Zx}^{p_0}$.



Hình 7: Sơ đồ xác định chiều sâu vùng hoạt động do ứng suất cắt

Bảng 4: Bảng tính ứng suất

LỚP ĐẤT	Z, m	γ_{dn} , kN/m^3	$tg\phi$	C, kN/m^2	τ_{lim} , kN/m^2	$arctgb/Z$	$\frac{bz}{b^2 + z^2}$	τ_{zx} , kN/m^2
2	1,0	0,75	0,11	14	16,59	1,37	0,19	22,49
	2,0	0,75	0,11	14	16,67	1,19	0,34	16,12
	3,0	0,65	0,09	7	9,39	1,03	0,44	11,23
	3,5	0,65	0,09	7	9,42	0,96	0,47	9,38
	4,0	0,65	0,09	7	9,45	0,89	0,49	7,81
	5,0	0,65	0,09	7	9,37	0,79	0,50	5,44

Ta thấy tại điểm có $Z = 3,5$ m có $\tau_{Zx} = 9,38$ $kN/m^2 \approx \tau_{lim} = 9,4$ kN/m^2 .

Do đó chọn chiều sâu vùng hoạt động từ biển là $D_\tau = 3,5$ m.

Tính toán tốc độ dịch chuyển ngang ra sông do ứng suất cắt τ :

Áp dụng công thức (Tsugaev, 1971):

$$V_{max} = \frac{D_\tau}{\eta} \left\{ \frac{2p_0}{\pi} arctg \frac{b}{D_\tau} - \left[\left(q_0 + \frac{\gamma_w}{2} D_\tau \right) tg\phi + C_c \right] \right\} \quad (4)$$

$D_\tau = 3,5$ m; $p_0 = 30$ kN/m^2 ; $q_0 = 24$ kN/m^2 , $b = \frac{10}{2} = 5,0$ m.

V_{max} xảy ra đối với lớp đất trên mặt có $\eta = 9,9.10^{10}$ $sec.kN/m^2$, $\phi = 10^0 45'$, $C_c = 0,68$,

$\gamma_w = 16,55$ KN/M^3

Ta tính được $V_{max} = 1,15$ cm/năm.

Tốc độ dịch chuyển giảm dần theo chiều sâu và thời gian từ biển. Tại độ sâu $z = D_\tau = 3,5$ m, ta có

$$\tau_{Zx} = \tau_{lim} \text{ nên } v_z = \frac{\tau_{zx} - \tau_{lim}}{\eta} (D_\tau - z) = 0 \text{ nên}$$

dịch chuyển ngang không xảy ra.

b. Tính toán độ dịch chuyển ngang ra phía sông

Tính toán độ dịch chuyển ngang do ứng suất τ :

Với đất sét bão hòa nước, trong giai đoạn từ biển thì $C_c \approx 0$ và $\phi \approx 0$, dịch chuyển ngang được tính như sau:

$$\lambda_{max} = D_\tau \left\{ \frac{2p_0}{\pi} arctg \frac{b}{D_\tau} \left[\frac{t_\eta}{\eta_c} + \frac{1}{\mu \cdot \eta_c} \frac{\eta_c - (\eta_c - \eta_0)e^{-\mu t_\eta}}{\eta_0} \right] \right\} \quad (5)$$

Trong đó, $-p_0 = 30 \text{ kN/m}$; $-b = 5,0\text{m}$, $D_\tau = 3,5\text{m}$;

$$-\eta_0 = 5.10^7 \text{ sec.kN/m}^2; -\eta_c = 5.10^9 \text{ sec.kN/m}^2;$$

$$-\mu = 0,01. 10^{-4} \text{ l/sec}; -T_\eta = 20 \text{ năm} = 6,3. 10^8 \text{ sec}$$

Thay các kết quả đã tính ở trên vào biểu thức, ta được:

$$\lambda_{\max} = 3,5 \left\{ \frac{2.30}{\pi} \arctg \frac{5,0}{3,5} [1,66 \cdot 10^{-5} + 16.10^{-5} \cdot 4,6] \right\}$$

Vậy $\lambda_{\max} = 0,048\text{m} = 4,8 \text{ cm}$ (ứng với $t_\eta = 20$ năm)

Tính độ dịch chuyển ngang trong giai đoạn cố kết thứ 1, do ứng suất σ

Theo Bourges and Tavenas (1983), độ dịch chuyển ngang của nền đất yếu ứng với độ lún ổn định là: $y_{\max} = 0,16.S_{\text{od}}$.

Với S_{od} của lớp 2 đã tính là $S_{\text{od}} = 19,88 \text{ cm}$ ở Bảng 3.

$$\text{Suy ra } y_{\max} = 0,16 \times 19,88 \text{ cm} = 3,18 \text{ cm}.$$

c. Xác định thời gian cố kết của nền đất trong giai đoạn cố kết thứ 1

Thời gian cố kết của toàn bộ nền đất sau tường bờ kè chủ yếu phụ thuộc vào lớp bùn sét (lớp số 2), còn lớp 3 là cát mịn nên thời gian cố kết nhanh hơn.

Đối với lớp 2, tác giả đã thực hiện thí nghiệm nén cố kết, bằng hộp nén một chiều, xác định biểu đồ theo log thời gian Casagrande, kết quả như sau:

Mẫu thí nghiệm được lấy ở độ sâu 20,0 – 22,5 m, nguyên dạng, chiều dày mẫu 2 cm ứng với cấp áp lực nén 100 – 200 kN/m^2 phù hợp với các ứng suất tác dụng lên chiều dày đất yếu (kể cả tải trọng ngoài và trọng lượng bản thân đất nền), kết quả như sau: Với $\bar{U} = 50\%$ thì $t_{50} = 11'$, với $\bar{U} = 100\%$ thì $t_{100} = 190'$.

Áp dụng biểu thức tính thời gian cố kết của nền

$$\text{đất: } t = t_{\text{in}} \left(\frac{h}{h_{\text{in}}} \right)^n.$$

Trong đó, $h = H_{(2)} / 2 = 10 / 2 = 5 \text{ m}$ vì nước thoát 2 chiều.

$n \approx 1,8$ là chỉ tiêu cố kết của nền đất, tra biểu đồ ở phụ lục 2 với $I_L = 0,83$ và $I_c = 1 - I_L = 0,17$.

$h_{\text{in}} = 2 \text{ cm}$ chiều cao mẫu đất thí nghiệm. Thay vào, ta được:

$$\text{– Ứng với: } t_{50} = 11': t = 11' \left(\frac{500}{2} \right)^{1,8} = 227.869' = 0,43 \text{ năm}.$$

$$\text{– Ứng với: } t_{50} = 190': t = 190' \left(\frac{500}{2} \right)^{1,8} = 3.935.914' = 7,49 \text{ năm}.$$

Vậy, thời gian ổn định trong giai đoạn cố kết 1 của nền đất là 7,49 năm.

Với độ lún ổn định theo kết quả đã tính $S_{\text{od}} = 19,88 \text{ cm}$.

Cho nên cần phải có biện pháp gia cố nền, để giảm độ lún và tăng nhanh thời gian cố kết của đất nền.

3 XÂY DỰNG TƯƠNG QUAN (VĂN HỮU HUỆ, 2008)

Độ lún tức thời: $S_0 = 5,96 \text{ cm}$.

Độ lún ổn định trong giai đoạn cố kết 1: $S_1 = 19,88 \text{ cm}$.

Độ lún do từ biến trong giai đoạn cố kết 2: $S_2 = 12,00 \text{ cm}$.

Tổng biến dạng theo phương đứng: $S = S_0 + S_1 + S_2 = 37,84 \text{ cm}$.

Tốc độ biến dạng lớn nhất theo phương ngang do τ : $v_{\max} = 1,15 \text{ cm/năm}$.

Độ dịch chuyển ngang ra phía sông do τ : $4,8 \text{ cm/20 năm}$.

Suy ra tốc độ dịch chuyển ngang ra phía sông do τ : $0,24 \text{ cm/năm}$.

Thời gian ổn định trong giai đoạn cố kết 1: $t = 7,49 \text{ năm}$.

Độ dịch chuyển ngang ra phía sông do σ : $3,18 \text{ cm/7,49 năm}$.

Suy ra tốc độ dịch chuyển ngang ra phía sông do σ : $0,42 \text{ cm/năm}$.

Tốc độ dịch chuyển ngang ra phía sông do τ , σ : $0,66 \text{ cm/năm}$.

Tổng biến dạng lún tức thời và lún trong hai giai đoạn cố kết theo phương đứng của nền đất trong thân kè cho theo tính toán lý thuyết là 37,84 cm với tổng số năm là 27,49 năm (20 năm + 7,49 năm), nên tốc độ biến dạng theo phương đứng là $37,84 / 27,49 = 1,38 \text{ cm/năm}$; trong khi, tốc độ biến dạng theo phương ngang là 0,66 cm/năm. Từ đó cho phép tác giả rút ra tương quan mới:

– Tốc độ biến dạng theo phương đứng lớn hơn tốc độ biến dạng theo phương ngang;

– Ý tưởng cho tương quan mới: “Tương quan giữa tốc độ biến dạng ngang và tốc độ biến dạng đứng của bờ sông phường 1, TP. Vĩnh Long, tỉnh Vĩnh Long”.

$$V_h = 0,48.V_v \pm \Delta \quad (6)$$

Trong đó,

V_h, V_v (cm/năm): tốc độ biến dạng theo phương ngang, phương đứng;

Δ (cm/năm): sai số cho phép.

Điều kiện giới hạn cho tương quan (6):

- Giả thiết đất nền đồng nhất và đẳng hướng;
- Tính toán áp lực đất tương ứng hai trạng thái biến dạng: (1)trạng thái chủ động (cân bằng dẻo kèm theo dãn nở hông), (2) trạng thái bị động (cân bằng dẻo kèm theo co ép hông);
- Đặc trưng chống cắt của đất không thay đổi theo biến dạng và tính thoát nước trong lỗ rỗng;
- Thời gian giai đoạn cố kết 2 là 20 năm;
- Có xét đến tường kê làm hạn chế yếu tố đẩy trôi ngang của đất (công thức (2) tính độ lún tức thời chọn $m = 1,3$).

4 KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Tương quan này tương tự công thức của Bourges and Tavenas (1979) $y_{max} = 0,16.S_{od}$. Tương quan này mở ra một trường hướng mới nhằm rút ngắn thời lượng tính toán, làm cơ sở để kiểm chứng, so sánh kết quả tính toán chuyển vị ngang của các phần mềm và góp phần dự báo sạt lở cho đất ven sông trong điều kiện đất yếu. Nghiên cứu đề xuất nhiều số lượng tính toán hơn nữa để xác định sai số cho phép.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Bộ Thủy lợi, 1979. Sổ tay kỹ thuật thủy lợi. Nhà xuất bản Nông Nghiệp. Hà Nội, 836-852.
- Châu Ngọc Ân, 2004. Cơ học đất. Nhà xuất bản Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh. Thành phố Hồ Chí Minh, 163-254.
- Lareal, P., Nguyễn Thanh Long, Nguyễn Quang Chiêu, Vũ Đức Lục và Lê Bá Lương, 2001. Nền đường đắp trên đất yếu trong điều kiện Việt nam. Nhà xuất bản Giao thông Vận tải. Hà Nội, 61-71.
- Nguyễn Đăng Thanh Minh, 2003. Nghiên cứu ổn định và biến dạng của công trình bờ kè ven sông trong điều kiện đất yếu và nước nổi ở vùng ĐBSCL. Luận văn cao học. Trường Đại học Bách khoa Thành phố Hồ Chí Minh. Thành phố Hồ Chí Minh.
- Phạm Văn Giáp, Nguyễn Hữu Đầu và Nguyễn Ngọc Huệ, 1998. Công trình bến cảng. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 67-69.
- Tavenas, F., Mieussens, C., and Bourges, F., 1979. Lateral displacements in clay foundation under embankments. Canadian Geotechnical Journal.16(3): 532-550.
- Trần Thị Thanh và Nguyễn Việt Tuấn, 2008. Nghiên cứu sự thay đổi sức chống cắt và hệ số nhớt của đất loại sét theo thời gian và áp dụng tính toán ổn định đê ở ĐBSCL. Luận án tiến sĩ. Viện Khoa học Thủy lợi Miền Nam. Thành phố Hồ Chí Minh.
- Tsugaev, R.R., 1971. Cơ sở tính toán các công trình thủy lợi bằng đất (do Nguyễn Xuân Trường, Trịnh Trọng Hàn và Nguyễn Xuân Đăng dịch). Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật. Hà Nội, 209-218.
- Văn Hữu Huệ, 2008. Nghiên cứu ổn định và biến dạng của công trình bờ kè trong điều kiện đất yếu ở ĐBSCL. Luận án tiến sĩ. Trường Đại học Bách khoa Thành phố Hồ Chí Minh. Thành phố Hồ Chí Minh.
- Whitlow, R., 1999. Cơ học đất (tập 2). Nhà xuất bản Giáo dục. Hà Nội, 188-208.