

PHÂN TÍCH SỰ TÁC ĐỘNG TƯƠNG HỒ GIỮA ĐẤT VÀ TƯỜNG CỌC BẢN NGÀM TRONG NỀN ĐẤT CÁT CANTILIVER SHEET PILING WALL DESIGN IN SAND BY THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION METHOD (SSI) OF ANALYSIS

Lê Văn Pha và Văn Hữu Huệ*

Ủy ban nhân dân quận 5, Tp.Hồ Chí Minh, Việt Nam
*Sở Nông nghiệp và Phát triển nông thôn, tỉnh Vĩnh Long, Việt Nam

BẢN TÓM TẮT

Tường cọc bản (TCB) ngầm trong đất nền là kết cấu rất phổ biến để bảo vệ công trình và chống sự xói lở bờ sông. Phương pháp tính toán xác định chiều sâu chôn cọc tối thiểu của TCB phổ biến nhất trong trường hợp bài toán đơn giản là phương pháp cân bằng giới hạn dựa trên lý thuyết áp lực đất của Coulomb và dùng phương pháp giải tích để giải (LEM). Một phương pháp tính toán khác là tính toán có xét đến sự làm việc đồng thời giữa đất nền và TCB. Ngoài việc kiểm tra ổn định của TCB, kết quả tính toán còn cho ta dự đoán được mức độ biến dạng và chuyển vị của TCB và đất nền với sự trợ giúp của phần mềm PLAXIS 7.2.

ABSTRACT

Cantiliver sheet pile wall is very public structure which is used to security the construction and to prevent erosion of riverside. The classical method which is used to denite the minimized depth of required penetration of sheet pile in simple condition is the limited equilibrium method (LEM) based on Coulomb's earth pressure theory and used algebraic method to solve. An other method to solve this problem is the soil-structure interaction method (SSI) of analysis. Beside of controlling stability of sheet pile wall, this method gives us to predict deformation of sheet pile wall and the soil. Plaxis 7.2 software is used to analysis soil-structure interaction.

1. MỤC ĐÍCH BÀI TOÁN, CÁC GIẢ THIẾT BAN ĐẦU VÀ ĐIỀU KIỆN CỤ THỂ CỦA BÀI TOÁN

1.1. Mục đích bài toán

Tính toán TCB dạng ngầm đầu tự do bằng phương pháp giải tích dựa trên lý thuyết áp lực đất của Coulomb (LEM) và phương pháp SSI với việc sử dụng phần mềm PLAXIS 7.2 để tính toán. Phân tích kết quả thu nhận được từ 2 phương pháp tính trên. Ngoài ra nghiên cứu ảnh hưởng đối với chuyển vị và nội lực phát sinh trong TCB khi thay đổi những thông số cơ bản của TCB hoặc đất nền.

1.2. Các giả thiết ban đầu

1.2.1. Các giả thiết chung cho 2 phương pháp tính:

- Đất nền là đồng nhất là đẳng hướng; mặt đất nằm ngang; cân bằng áp lực thủy tĩnh trước và sau tường. TCB là vật liệu bê tông cốt thép.
- Để so sánh kết quả ta không đưa vào hệ số an toàn.

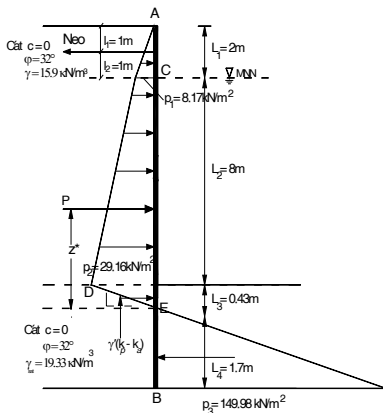
1.2.2. Các giả thiết riêng

- 1.2.1.1. Trường hợp giải bằng phương pháp LEM
 - Xét bài toán ở trạng thái cân bằng giới hạn. TCB là vật liệu tuyệt đối cứng.
- 1.2.1.2. Trường hợp giải bằng FEM sử dụng PLAXIS 7.2.
 - TCB là vật liệu đàn hồi chịu uốn;

- Đất nền là vật liệu đàn hồi dẻo, ứng xử của đất nền tuân theo qui luật Hardening soil.

1.3. Điều kiện cụ thể của bài toán.

Bài toán là công trình TCB bảo vệ công trình ven sông, có kích thước như hình 1. Mực nước ngầm cách mặt đất là 2m. Đất nền được xem là đồng nhất, đẳng hướng có lực dính $c=0$; góc ma sát trong $\varphi = 32^\circ$; trọng lượng riêng tự nhiên $\gamma_w=15,9\text{kN/m}^3$ và trọng lượng riêng bão hòa $\gamma_{\text{sat}}=19,33\text{kN/m}^3$. Góc ma sát giữa đất và tường là $\delta=22^\circ$ (hệ số $R_{\text{inter}}=0.67$).



Hình 1

2. GIẢI BÀI TOÁN

2.1. Theo phương pháp cân bằng giới hạn dựa trên lý thuyết áp lực đất của Coulomb (LEM)

Trình tự giải bài toán theo LEM được trình bày trong các tài liệu [1],[4]. Hệ số áp lực chủ động và bị động:

$$k_a = \frac{\sin^2(90^\circ + \varphi)}{\sin(90^\circ - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\sin(90^\circ - \delta)} \right]^2} = 0,274;$$

$$k_p = \frac{\sin^2(90^\circ - \varphi)}{\sin(90^\circ + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\sin(90^\circ + \delta)} \right]^2} = 7,574$$

$$p_1 = \gamma \cdot L_1 \cdot k_a = 15,9 \cdot 2 \cdot 0,274 = 8,71 \text{ kN/m}^2.$$

$$p_2 = p_1 + (\gamma_{\text{sat}} - 10) \cdot L_2 \cdot k_a = (8,71 + 9,33 \cdot 3 \cdot 0,274) = 16,37 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Đặt } A = (\gamma_{\text{sat}} - 10)(k_p - k_a) = (19,33 - 10)(7,574 - 0,274) = 68,11.$$

$$L_3 = \frac{p_2}{A} = \frac{16,37}{68,11} \approx 0,24 \text{ m}$$

Tính lực P:

$$\begin{aligned} P &= \frac{p_1 L_1}{2} + p_1 L_2 + (p_2 - p_1) \frac{L_2}{2} + \frac{p_2 L_3}{2} \\ &= \frac{8,71 \cdot 2}{2} + 8,71 \cdot 3 + (16,37 - 8,71) \cdot \frac{3}{2} + \frac{16,37 \cdot 0,24}{2} \\ &= 48,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tìm Z^* từ phương trình (1) như sau:

$$\begin{aligned} &\frac{p_1 L_1}{2} \cdot (L_2 + L_3 + \frac{1}{3} L_1) + p_1 L_2 \left(\frac{L_2}{2} + L_3 \right) + \\ &(p_2 - p_1) \frac{L_2}{2} \left(\frac{L_2}{3} + L_3 \right) + p_2 \frac{L_3}{2} \frac{2}{3} L_3 - P Z^* = 0 \end{aligned}$$

Thế các số liệu vào phương trình (1), ta có:
 $Z^* = 1,95 \text{ m}.$

Tính p_5 :

$$p_5 = [\gamma L_1 + (\gamma_{\text{sat}} - 10) L_2] k_p + A \cdot L_3 \quad (1)$$

$$p_5 = 469,20 \text{ kN/m}^2$$

Lập phương trình xác định L_4

$$\alpha_1 = \frac{P_5}{A} = 6,89$$

$$\alpha_2 = \frac{8P}{A} = 5,67$$

$$\alpha_3 = \frac{6P[2Z^* A + p_5]}{A^2} = 44,85$$

$$\alpha_4 = \frac{P(6Z^* p_5 + 4P)}{A^2} = 57,16$$

Phương trình xác định L_4

$$L_4^4 + 6,89 L_4^3 - 5,67 L_4^2 - 44,85 L_4 - 57,16 = 0 \quad (2)$$

Bằng cách tính toán đúng dần ta xác định $L_4 = 3,00 \text{ m}$

Chiều sâu chôn cọc D

$$D = L_3 + L_4 = 0,24 + 3,00 = 3,24 \text{ m}.$$

Lấy $D = 3,3 \text{ m}$ để tính toán.

Tìm giá trị p_4, p_3, L_5 :

$$p_4 = p_5 + A \cdot L_4 = 657,18 \text{ kN/m}^2$$

$$p_3 = A \cdot L_4 = 204,33 \text{ kN/m}^2$$

$$L_5 = \frac{p_3 L_4 - 2P}{p_3 + p_4} = 0,6 \text{ m}$$

Tìm vị trí z' có giá trị mômen cực đại M_{\max} :

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{A}} = 1,19m$$

Vị trí M_{\max} tính từ đầu cọc:

$$L_1 + L_2 + L_3 + z' = 2 + 3 + 0,24 + 1,19 = 6,43m$$

Tìm giá trị M_{\max} theo công thức sau:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= P(z^* + z') - \frac{1}{2} A * z'^2 \\ &= 48,29 * (1,95 + 1,19) - \frac{1}{2} * 68,11 * 1,19^2 \\ &= 103,40kNm \end{aligned}$$

2.2. Theo phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) và sử dụng phần mềm PLAXIS 7.2.

Để tính toán bằng FEM, ta cần xác định thêm một số thông số vật liệu như sau:

- Cọc bản BTCT mác 400 có $E_{bt} = 3.5 * 10^7 kN/m^2$. Xem TCB là có tiết diện chữ nhật một cạnh dài là 1m (bài toán phẳng), cạnh ngắn là d . Với kết quả nội lực phát sinh tìm được bằng LEM và phù hợp với điều kiện TCB tuyệt đối cứng, ta chọn $d = 0,35m$.

- Đất nền làm việc theo mô hình Hardening Soil; tính trong điều kiện thoát nước. Các thông số nên được chọn như sau:

Bảng 1

Thông số	Đơn vị tính	Giá trị
γ_w	kN/m^3	15,90
γ_{sat}	kN/m^3	19,33
E_{50}^{ref}	kN/m^2	30.000
Lực dính c	kN/m^2	0
Góc ma sát trong φ	độ	32
Góc dẫn nở ψ	độ	0
Số mũ m	-	0,65
Tỉ số phá hoại	-	0,9

Các giá trị khác theo công thức hoặc giá trị mặc định của phần mềm PLAXIS 7.2. Phân lưới loại rất mịn (very fine).

2.2.1. Xác định độ sâu chôn cọc tối thiểu D .

Qua tính toán TCB bằng phương pháp SSI cho thấy chiều sâu chôn cọc tối thiểu để cọc có thể ổn định lớn hơn so với cách tính theo LEM.

Bằng cách tăng dần D , xác định được chiều sâu chôn cọc tối thiểu tính theo SSI $D = 3,9m$. (xem bảng 2).

Bảng 2

Thông số	Đơn vị tính	Chiều sâu chôn cọc D (m)		
		3,30	3,60	3,90
M_{\max}	kNm	Không ổn định	Không định	145,37
z	m			6,70
u_d	cm			21,63
u_{ch}	cm			-1,00

Ghi chú:

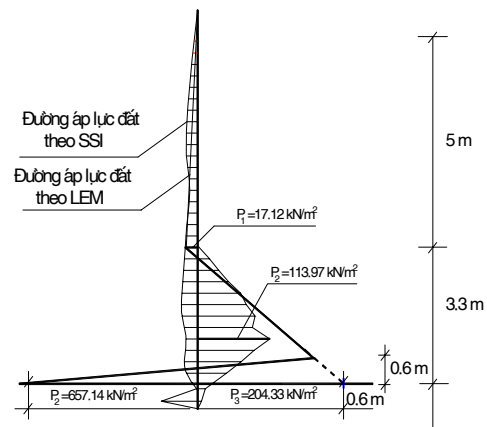
z : vị trí tính từ đầu cọc có M_{\max}

u_d : chuyển vị ngang đầu cọc

u_{ch} : chuyển vị ngang chân cọc

các đơn vị tính giống nhau trong toàn bài báo.

Đồ thị áp lực đất tác dụng lên TCB tính theo 2 phương pháp được thể hiện ở hình 2.



Hình 2

Theo [4] thì để khối đất trước tường đạt trạng thái chủ động thì mức độ chuyển vị từ $(0,001 \div 0,005)H$. trong đó H là chiều cao tường. Với chiều cao tường 5m, độ dịch chuyển đầu cọc khoảng 25mm. Với mức độ chuyển dịch đầu cọc như tính toán (21,63cm) đất nền trước tường đã đạt trạng thái chủ động.

Nhận xét:

-Áp lực đất không phân bố tuyến tính như giả thiết tính toán theo phương pháp LEM.

-Áp lực đất đoạn cọc ngầm trong đất tính theo SSI khác biệt rất lớn so với LEM.

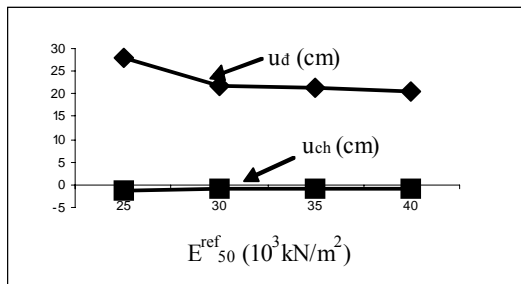
2.2.2. Phân tích ảnh hưởng của sự thay đổi E_{50}

Để nghiên cứu ảnh hưởng khả năng biến dạng của đất nền lên nội lực và chuyển vị của

TCB ta giữ cố định các thông số đầu vào của TCB và chỉ tiêu cơ lý khác của đất và thay đổi giá trị E_{50} . Ta chọn $d=0,35m$ để tính toán. Kết quả tính toán khi thay đổi E_{50} theo bảng 3

Bảng 3

Thông số	Giá trị E_{50}^{ref} ($10^3 kN/m^2$)				
	20	25	30	35	40
M_{max}	Không ổn	144,8	145,3	145,5	146,4
z	định	6,70	6,70	6,70	6,70
u_d		27,78	21,63	21,25	20,35
u_{ch}		-1,30	-1,08	-0,93	-0,90



Hình 3. Đồ thị biểu diễn sự thay đổi u_d và u_{ch} theo E_{50}^{ref}

Nhận xét: Khi E_{50}^{ref} tăng dần:

- M_{max} tăng lên nhưng không thay đổi đáng kể.
- Chuyển vị đầu cọc và chân cọc giảm dần.

2.2.3. Phân tích ảnh hưởng của sự thay đổi độ cứng TCB

Tương tự trong trường hợp này ta cho thay đổi độ cứng (d) của TCB trong khi các thông số đầu vào đất nền không thay đổi. Kết quả tính toán khi độ cứng của TCB được trình bày bảng 4 và hình 4

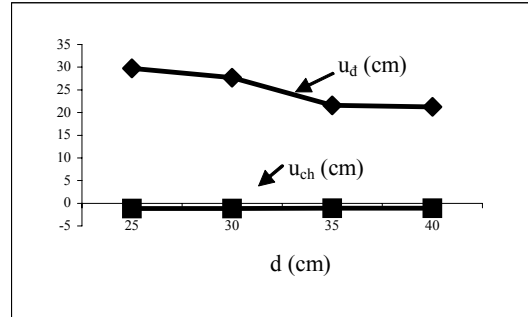
Bảng 4

Thông số	Giá trị chiều cao tiết diện cọc d (m)				
	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
$E_{bt}A_{cọc}$	7,0E6	8,7E6	1,0E7	1,2E7	1,4E7
$E_{bt}I_{cọc}$	2,3E4	4,5E4	7,8E4	1,3E5	1,9E5
M_{max}	Không ổn	149,2	145,9	145,4	145,2
z	định	6,70	6,70	6,70	6,70
u_d		29,77	27,70	21,63	21,25
u_{ch}		-1,18	-1,15	-1,08	-1,06

Ghi chú E: mô đun biến dạng của bê tông;

$A_{cọc}$: diện tích tiết diện ngang của cọc;

$I_{cọc}$: mô men kháng uốn của cọc.



Hình 4. Đồ thị biểu diễn sự thay đổi u_d và u_{ch} theo độ cứng cọc d

Nhận xét: Khi độ cứng của TCB tăng dần thì:

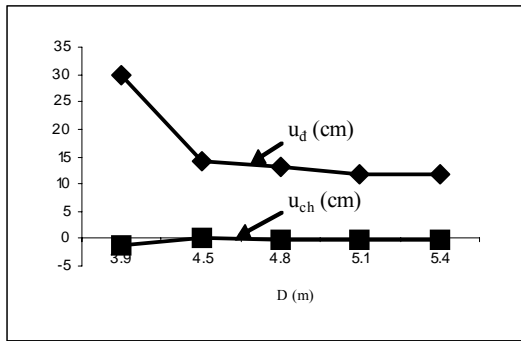
- M_{max} có xu hướng giảm nhưng có xu hướng đạt giá trị ổn định.
- Chuyển vị đầu cọc và chuyển vị chân cọc giảm đi và đạt giá trị ổn định.

2.2.4. Nghiên cứu ảnh hưởng của sự thay đổi độ sâu chôn cọc D

Tương tự hai trường hợp trên ta giữ không đổi các thông số đầu vào và thay đổi độ sâu chôn cọc D . Trường hợp này tương tự như khi tính toán theo LEM, sau khi tìm được D theo lý thuyết, nhiều tác giả đề nghị lấy D thiết kế bằng $(1,2 \div 1,5)D$ lý thuyết. Kết quả tính toán được trình bày ở bảng 5 và hình 5.

Bảng 5

Thông số	Giá trị chiều sâu chôn cọc D (m)				
	3,90	4,50	4,80	5,10	5,40
M_{max}	149,2	156,7	156,7	155,8	154,3
z	6,70	6,80	6,80	6,80	6,80
u_d	29,77	14,26	13,03	11,85	11,63
u_{ch}	-1,15	-0,40	-0,26	-0,15	-0,13



Hình 5. Đồ thị biểu diễn sự thay đổi của u_d và u_{ch} theo độ sâu chôn cọc D

Nhận xét: Khi D tăng dần:

- M_{max} có xu hướng tăng lên sau đó đạt giá trị ổn định.

- Chuyển vị đầu cọc và chân cọc có xu hướng giảm và đạt ổn định.

NHẬN XÉT CHUNG

- Khi xét đến sự làm việc đồng thời giữa TCB và đất nền, giữa chuyển vị, nội lực phát sinh trong cọc và biến dạng đất nền có mối liên hệ với nhau.

- Chiều sâu chôn cọc tối thiểu D tính theo SSI cho thấy phụ thuộc vào loại đất nền và độ cứng cọc và có giá trị lớn hơn tính theo LEM.

- Các nội lực phát sinh trong TCB và lực neo tính theo SSI có giá trị lớn hơn so với tính theo LEM.

- Đối với loại đất nền nhất định, cần tính toán tối ưu giữa độ cứng cọc và chiều sâu chôn cọc hợp lý nhằm đảm bảo an toàn công trình và tính kinh tế (không nên tăng quá lớn độ cứng và tăng chiều sâu chôn cọc).

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Châu Ngọc Ân : (2005), *Nền móng*, NXB Đại học Quốc gia TP.HCM.
2. Pierre Lareal, Nguyễn Thanh Long, Lê Bá Lương...: (2001), *Công trình trên đất yếu trong điều kiện Việt nam*, NXB. Xây dựng.
3. John N. Cernica:(2000), *Foundation Design*, Wiley.
4. Braja M.Das:(1984), *Principle of foundation engineering*, PWS-KENT Publishing Company.