

# NGHIÊN CỨU ÁP DỤNG TÍNH TOÁN CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG Ở KHU VỰC ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG PHỤC VỤ CHO CÔNG TÁC THIẾT KẾ - XÂY DỰNG KÈ VEN SÔNG Ở KÊNH XÁNG XÀ NO - TỈNH HẬU GIANG

Kiều Duy Linh, Lê Hoàng Phong<sup>7</sup>

**Tóm tắt:** Trong điều kiện phát triển nền kinh tế đất nước ta hiện nay, cùng với sự phát triển mở rộng cơ sở hạ tầng giao thông phục vụ cho công tác quan hệ quốc tế. Vấn đề cần thiết là đầu tư cơ sở hạ tầng, yêu cầu mở rộng diện tích xây dựng đường giao thông, thông qua các tỉnh thành trong cả nước. Trong đó khu vực Nam Bộ Đồng bằng sông Cửu Long và thành phố Hồ Chí Minh có các tuyến đường nằm cạnh bờ sông chằng chịt, và phần lớn đất ở ven sông là đất yếu. Hiện tượng lũ lụt và xói lở xảy ra hàng năm gây thiệt hại rất lớn về người và tài sản của nhà Nước và người dân sống ven sông rạch ở Đồng bằng sông Cửu Long và thành phố Hồ Chí Minh. Hiện tại đã có rất nhiều phương pháp chống xói lở và bảo vệ công trình hiệu quả như tường cọc bản, cọc bê tông dự ứng lực vv... nhưng đa số các phương pháp này thường rất tốn kém. Trong khi đó đất nước ta còn nghèo, nền kinh tế chưa phát triển cao vì thế trong việc tiết kiệm ngân sách nhà nước đang được quan tâm nhiều, chính vì vậy trong đề tài luận văn này tác giả đưa ra phương pháp “Cọc bê tông cốt thép kết hợp với bản bê tông cốt thép” “chấn giữ phần đất phía sau lưng tường không trượt ra sông. Bản chấn bê tông cốt thép có nhiệm vụ giữ lớp đất mặt không bị trượt, bản chấn được liên kết với cọc qua đài cọc. Đây là một trong những phương pháp có hiệu quả trong việc tiết kiệm chi phí hơn so với các phương pháp tường cọc bản, cọc bê tông dự ứng lực vv... chính vì vậy bài báo này đề cập đến giải pháp “Nghiên cứu cọc chịu tải trọng ngang trong điều kiện đất yếu ở thị xã Vị Thanh, tỉnh Hậu Giang”. Là vấn đề cần thiết nhất trong giai đoạn hiện nay.

**Từ khóa:** Tải trọng ngang, cọc bê tông cốt thép, bản bê tông cốt thép.

**Abstract:** In Vietnamese current situation of economic development, along with the demand for developing transportation infrastructure for external relations, it is crucial to invest in domestic traffic network throughout provinces all over the country. In which, Southern areas of Mekong and Ho Chi Minh City obtain routes beside interlaced rivers with a large majority of weak ground base. Flood and erosion annually cause damages for people and property of state and people living near such areas. At present, there have been a number of solutions to prevent erosion and effectively protect the structures including sheet pile wall and prestressed concrete, etc. However, such measures requires relatively high costs.

<sup>7</sup> Thạc sĩ Trường Đại học Nam Cần Thơ

*Meanwhile, Vietnam is still in a developing period with limited budget, thus requesting the state to pay more attention to budget savings. For such reasons, in this research, the author will present the method of "Reinforced concrete piles combining with reinforced concrete sheet" to preserve and protect the ground behind the wall. Such concrete sheets are responsible for preventing surface layer from sliding and ensure to connect the piles via pilework. This is one of the most effective method in saving costs in comparison with sheet pile wall and prestressed concrete as mentioned. Therefore, the research on "Study of lateral loaded piles in weak ground in Vi Thanh Town, Hau Giang Province" is put the highest priority by the agency concerned.*

**Keywords:** Lateral load, reinforced concrete pile, reinforced concrete sheet

## 1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong điều kiện phát triển kinh tế của nước ta hiện nay, đang từng bước công nghiệp hóa hiện đại hóa đất nước. Vấn đề áp dụng tính toán sao cho đảm bảo cho công trình nghiên về an toàn và hiệu quả kinh tế, không gây tổn kém và thiệt hại tài sản của đất nước. Phù hợp với điều kiện phát triển của từng vùng và từng khu vực, đã được áp dụng nhiều ở khu vực ĐBSCL điển hình là công trình bờ kè kinh Xáng Xà No ở thị xã Vị Thanh, tỉnh Hậu Giang.

Để giải quyết tình trạng sạt lở bờ sông không diễn ra, chúng ta đã đưa ra nhiều giải pháp chống sạt lở như tường chắn đất, cọc ván bằng thép (cọc Larsen), cọc bản bê tông cốt thép, cọc bê tông dự ứng lực, cọc gỗ vv... Tuy nhiên những giải pháp này thường có ưu và khuyết điểm khác nhau như thường chắn đất, cọc bản bê tông cốt thép thường rất tốn kém, còn cọc bản bằng thép thì dễ bị ăn mòn trong môi trường nước biển, để thực hiện nhiệm vụ này tác giả xin đưa ra giải pháp "**Cọc bê tông cốt thép kết hợp với bản bê tông cốt thép**" nhằm ổn định mái dốc cặp bờ sông. Đó cũng là đề tài mà tác giả nghiên cứu nhằm giải quyết tính toán các vấn đề sau đây:

a) Chuyển vị ngang  $\otimes n$  và góc xoay  $\int$  ở đầu cọc cần thỏa các điều kiện sau:

$$\otimes n \delta S_{gh}$$

$$\int \delta \int_{gh}$$

b) Tính toán ổn định của đất nền xung quanh cọc.

c) Tính toán moment và lực cắt trong cọc dưới tác dụng của ngoại lực.

d) Tính toán sức chịu tải ngang của cọc theo phương pháp BROMS

## 2. PHƯƠNG PHÁP NGHIÊN CỨU - TÍNH TOÁN

Tổng hợp một số kết quả tính toán lý thuyết về cọc chịu tải trọng ngang theo phương pháp phân tử hữu hạn.

Sử dụng phần mềm Plaxis tính toán sức chịu tải ngang.

So sánh kết quả tính toán lý thuyết và chương trình Plaxis

### **3. SƠ LƯỢC ĐỊA CHẤT KHU VỰC ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG**

#### **3.1. Đất phù sa**

Phân bố ở vùng ven giữa hệ thống sông Tiền và sông Hậu, chiếm diện tích 1,2 triệu hecta, đất thuận lợi cho sản xuất nông nghiệp, có thể trồng được nhiều loại cây, có độ phì tương đối và cân đối. Đất mịn thành phần cơ giới là thịt đến sét.

#### **3.2. Đất phèn**

Phân bố ở vùng Đồng Tháp Mười, vùng Hà Tiên vùng trũng trung tâm bán đảo Cà Mau. Đất có hàm lượng độc tố cao, tính chất cơ lý yếu, nứt nẻ nhanh khi bị khô ráo, có thể chia thành đất phèn nặng, nhẹ, trung bình.

#### **3.3. Nhóm đất mặn**

Phân bố dọc theo vành đai biển Đông, vịnh Thái Lan, thường được rửa mặn nhanh chóng ở lớp mặt vào mùa mưa, có độ phì tự nhiên khá cao nhưng hàm lượng muối tăng cao vào mùa khô.

#### **3.4. Nhóm đất xám**

Phân bố dọc biên giới Campuchia, trên các bậc thềm phù sa Đồng Tháp Mười, đất nhẹ toi xốp, độ phì thấp.

### **4. NHỮNG NGUYÊN NHÂN GÂY SẠT LỞ**

#### **4.1. Ảnh hưởng do dòng chảy**

Ở khu vực thường có dòng nước chảy xiết, như sông Vàm Đầm tỉnh Cà Mau, sông Gành Hào ở Cà Mau - Bạc Liêu, sông Hậu thường đổ ra biển Đông nên lưu lượng dòng chảy lớn, dẫn đến khu vực đất hai bên bờ sông bị xói mòn ngày càng nhiều từ đó dẫn đến bị sạt lở bờ.

#### **4.2 Ảnh hưởng do sự khai thác cát trái phép**

Trong thời gian gần đây, tình trạng khai thác cát ồ ạt ở các tỉnh Đồng bằng sông Cửu Long gây nên tình trạng sạt lở đất nghiêm trọng, đặc biệt là nhiều cồn, bãi, cù lao đứng trước nguy cơ biến mất. Điển hình như tình trạng sạt lở nghiêm trọng ở ấp Mỹ Hiệp A, xã Đức Mỹ, huyện Càng Long, tỉnh Trà Vinh. Cát ở giữa sông ngày càng cạn kiệt. Đây là nguyên nhân chính gây nên các vụ lở đất ngày càng nhiều.



Hình 1. Nạn khai thác cát trái phép ở sông Hậu

#### 4.3 Ảnh hưởng do thiên tai

Nguyên nhân dẫn đến sạt lở là do mưa làm nước ngấm vào trong đất, làm phá vỡ liên kết các hạt đất, làm cho đất yếu dần đi gây ra hiện tượng sạt lở.

#### 4.4 Ảnh hưởng do tác nhân bên ngoài

ĐBSCL là vùng sông nước các tuyến đường về các tỉnh thành ở khu vực thường nằm cạnh bờ sông như tuyến quốc lộ 1A, quốc lộ 61 về Hậu Giang hoặc các tuyến sông Hậu... Đất nước ta đang từng bước công nghiệp hóa hiện đại hóa, trước đây đất nước còn nghèo phương tiện giao thông đường bộ còn thô sơ, đường còn gập ghềnh xe chạy với vận tốc thấp, ngày nay đường trơn láng xe chạy nhanh, thẳng gấp gây ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của đất từ đó dẫn đến sạt lở trên các tuyến đường. Về đường thủy các phương tiện giao thông đường thủy như tàu chở cát, tàu dầu, ca nô... Các loại tàu thuyền khác thường hay neo đậu và chạy tốc độ nhanh gây ra những cơn sóng dữ dội, tác dụng vào 2 bên bờ một lực lớn làm cho đất xung quanh không chịu được áp lực dẫn đến bị phá hoại liên kết giữa các hạt đất gây ra hiện tượng sạt lở.



Hình 2. Tình trạng sạt lở do xe và tàu thuyền neo đậu

## 5. GIỚI HẠN NGHIÊN CỨU

Trong đề tài này tác giả chỉ đi sâu về lý thuyết tính toán, phạm vi giới hạn trong bài toán phẳng, thí nghiệm sức chịu tải và chuyển vị của cọc ngoài hiện trường còn hạn chế.

## 6. ÁP DỤNG TÍNH TOÁN

### 6.1. Các chỉ tiêu cơ lý đất

**Bảng 1.** Chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất

Chỉ tiêu	Kí hiệu	Đơn vị	Lớp 1	Lớp 2
Độ ẩm	W	%	88.6	25
Dung trọng riêng	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	14.66	19.53
Tỷ trọng	G <sub>s</sub>	-	2.59	2.7
Hệ số rỗng	e	-	2.33	0.73
Giới hạn chảy	W <sub>L</sub>	%	65.9	39.1
Giới hạn dẻo	W <sub>P</sub>	%	33	19.8
Chỉ số dẻo	L <sub>P</sub>	-	32.9	19.3
Độ sệt	LL	-	1.69	0.27
Góc ma sát trong	$\varphi$	độ	3.17	15.4
Lực dính	C	kN/m <sup>2</sup>	6.4	24.1
Hệ số nén	a	m <sup>2</sup> /kN	24.2	2.3
Mô đun tổng biến dạng	E	kN/m <sup>2</sup>	480	3100

**Bảng 2.** Chỉ tiêu cơ lý của cát san lấp

Chỉ tiêu	Kí hiệu	Đơn vị	
Dung trọng riêng	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	19
Góc ma sát trong	$\Phi$	Độ	30
Lực dính	c	kN/m <sup>2</sup>	0

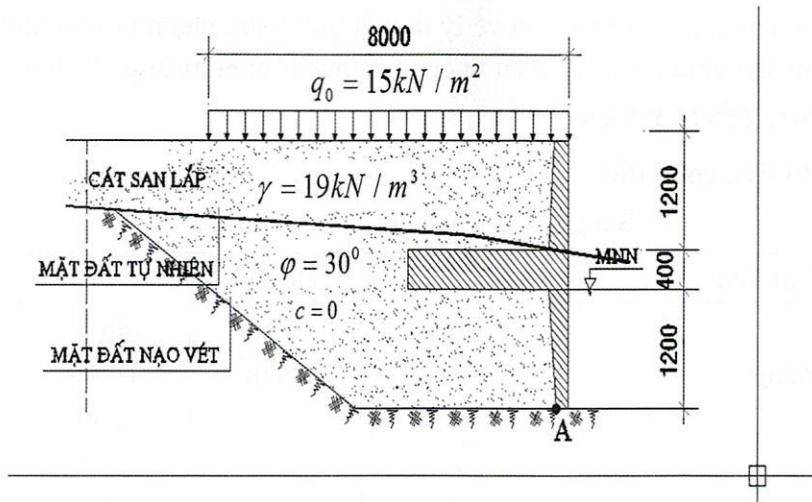
### 6.2. ỨNG DỤNG TÍNH TOÁN

#### 6.2.1. ÁP DỤNG TÍNH TOÁN THEO TIÊU CHUẨN VIỆT NAM

##### a) Tính toán bản chắn

Xét sự ổn định của điểm A dưới tác dụng của tải trọng ngoài và trọng lượng bản thân. Khi điểm A ổn định, ta chọn chiều cao ở điểm A làm chiều cao cho bản chắn, chiều cao bản chắn được chia đều như hình vẽ (Hình 4.7)

Ở đây ta chọn chiều cao ở điểm A có  $z=2.7\text{m}$ . Sau đó kiểm tra lại điều kiện ổn định của điểm A kết quả tính toán như sau:



Hình 7. Sơ đồ tính toán ở điểm A

Xét sự ổn định của một điểm dưới tác dụng của tải trọng ngoài và trọng lượng bản thân của đất.

#### Tải trọng bản thân

Điểm A chỉ chịu tải trọng bản thân từ đáy đài trở xuống, phần tải trọng trên đài được đài cọc gánh đỡ.

$$\delta_A^i = \gamma h = (19 - 10) \times 1.2 = 10.8 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$\delta_A^h = K_o \gamma h = (1 - \sin 30^\circ) 10.8 = 5.4 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

#### Tải trọng ngoài

Theo kinh nghiệm thường tải trọng ngoài được lấy  $q_0 = 15$  ( $\text{kN} / \text{m}^2$ ) để đảm bảo an toàn trong quá trình thi công bao gồm tải trọng người đi lại, xe cộ, và trang thiết bị thi công khác.

- Xét điểm A chịu tác dụng của tải trọng bản thân và tải trọng ngoài như hình 4.7.

- Ta có:  $x = 4$  m,  $B = 8$  m

$$\frac{x}{B} = \frac{4}{8} = 0.5$$

$$\frac{z}{B} = \frac{2.7}{8} = 0.34$$

Tra bảng sổ tay cơ học đất ta được

$$\delta_z = k_z x q = 0.49 \times 15 = 7.35 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$\delta_x = k_x x q = 0.29 \times 15 = 4.35 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$\tau_{xz} = k_\tau x q = 0.28 \times 15 = 4.24 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Vậy ứng suất tại điểm A do tải bản thân và tải ngoài là:

$$\delta_z = 10.8 + 7.35 = 18.15(kN / m^2)$$

$$\delta_x = 5.4 + 4.35 = 9.75(kN / m^2)$$

$$\tau_{xz} = 4.24(kN / m^2)$$

Ta có

$$\sin^2 \theta_{max} = \frac{(\delta_z - \delta_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\delta_z + \delta_x)^2} = \frac{(18.15 - 9.75)^2 + 4 \times 4.24^2}{(18.15 + 9.75)^2} = 0.183$$

$$\Rightarrow \theta_{max} = 18.81^\circ$$

Vậy  $\theta_{max} = 25.32^\circ < \varphi = 30^\circ$  điểm A ổn định

Tương tự tính toán như trên khi thay đổi chiều sâu ở điểm A thì góc lệch ở điểm A cũng thay đổi như sau:

**Bảng 3.** Kết quả tính toán khi thay đổi chiều sâu ở điểm A

Cao độ z	$\sin^2 \theta_{max}$	$\sin \theta_{max}$	$\theta_{max}$	$\varphi$
z=2.0 m	0.243	0.514	29,53 <sup>0</sup>	30
z=2.7 m	0.183	0.425	25,32 <sup>0</sup>	
z=3.4 m	0.142	0.37	22,13 <sup>0</sup>	

### Tính toán áp lực đất tác dụng lên bản chắn

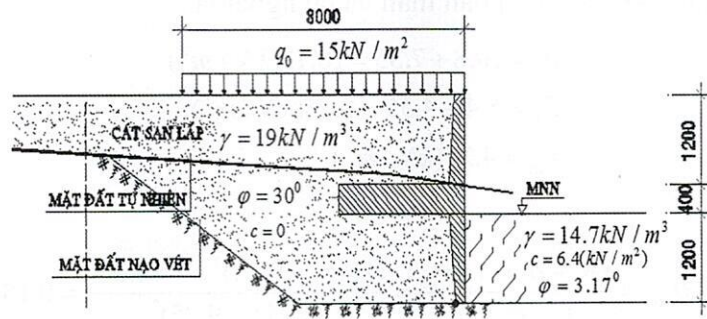
Khi tính toán các áp lực lên kết cấu chắn giữ ta chọn mực nước thấp nhất để đảm bảo an toàn cho công trình, đây cũng là cơ sở cho việc tính toán. Trong đề tài luận văn này tác giả chọn mực nước ngầm ở tại đáy đài đây cũng là mực nước thấp nhất vào tháng 3 hàng năm. Hệ số áp lực chủ động và bị động  $k_a$  và  $k_p$  được tính theo công thức

$$k_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2)$$

$$k_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi / 2)$$

**Bảng 4.** Hệ số áp lực chủ động và bị động của đất

Hệ số áp lực	$K_a$	$K_p$
1. Cát san lấp	0.33	3
2. Lớp 1	0.89	1.11
3. Lớp 2	0.58	1.72



Hình 8. Sơ đồ tính toán các áp lực lên bản chắn

### • Áp lực đất chủ động

#### Bản chắn 1

Cường độ áp lực chủ động

$$p_a = (\gamma z + q)K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

Khi

$$z = 0 \Rightarrow p_a = (\gamma z + q)K_a = (16 \times 0 + 15) \times 0.33 = 4.95 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$z = 1.1 \Rightarrow p_a = (\gamma z + q)K_a = (16 \times 1.1 + 15) \times 0.33 = 11.85 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Độ lớn áp lực đất chủ động

$$E_{a1} = \frac{4.95 + 11.85}{2} \times 1.2 = 9.24 (\text{kN} / \text{m})$$

Điểm đặt  $E_{a1}$

$$z_1 = \frac{h(2a + b)}{3(a + b)} = \frac{1.1(2 \times 4.95 + 11.85)}{3(4.95 + 11.85)} = 0.47 (\text{m})$$

#### Đài móng

$$z = 1.1 \Rightarrow p_a = (\gamma z + q)K_a = (16 \times 1.1 + 15) \times 0.33 = 11.85 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$z = 1.5 \Rightarrow p_a = (\gamma z + q)K_a = (16 \times 1.1 + (19 - 10) \times 0.4 + 15) \times 0.33 = 13.20 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Độ lớn áp lực đất chủ động

$$E_{a2} = \frac{11.85 + 13.2}{2} \times 0.4 = 5.1 (\text{kN} / \text{m})$$

Điểm đặt  $E_{a2}$

$$z_2 = \frac{h(2a + b)}{3(a + b)} = \frac{0.4 \times (2 \times 11.85 + 13.2)}{3(11.85 + 13.2)} = 0.2 (\text{m})$$



**Bản chân 2**

Cường độ áp lực chủ động khi mực nước ngầm ở đỉnh đài

$$z = 1.5 \Rightarrow p_a = (\gamma z + q)K_a = (19 \times 1.1 + (19 - 10)0.4 + 15) \times 0.33 = 13.2 (kN / m^2)$$

$$z = 2.7 \Rightarrow p_a = (\gamma z + q)K_a = (19 \times 1.1 + (19 - 10)1.6 + 15) \times 0.33 = 17.2 (kN / m^2)$$

Độ lớn áp lực đất chủ động

$$E_{a3} = \frac{13.2 + 17.2}{2} \times 1.2 = 18.24 (kN / m)$$

Điểm đặt  $E_{a3}$

$$z_3 = \frac{h(2a + b)}{3(a + b)} = \frac{1.2(2 \times 13.2 + 17.2)}{3(13.2 + 17.2)} = 0.57 (m)$$

**• Áp lực đất bị động**

Cường độ áp lực bị động

$$p_p = (\gamma z + q)K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

$$z = 1.5 \Rightarrow p_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} = 2c\sqrt{K_p} = 2 \times 6.4 \times \sqrt{1.11} = 13.5 (kN / m^2)$$

$$z = 2.7 \Rightarrow p_p = \gamma z K_p - 2c\sqrt{K_p} = (14.66 - 10) \times 1.6 \times 1.11 + 2 \times 6.4 \times \sqrt{1.11} = 21.77 (kN / m^2)$$

Độ lớn áp lực đất chủ động

$$E_{p1} = \frac{13.5 + 21.77}{2} \times 1.6 = 28.21 (kN / m)$$

Điểm đặt  $E_{p1}$

$$z_4 = \frac{h(2a + b)}{3(a + b)} = \frac{1.6(2 \times 13.5 + 21.77)}{3(13.5 + 21.77)} = 0.74 (m)$$

**• Áp lực nước**

$$z = 1.5 \Rightarrow p_{w2} = \gamma z = 0 (kN / m^2)$$

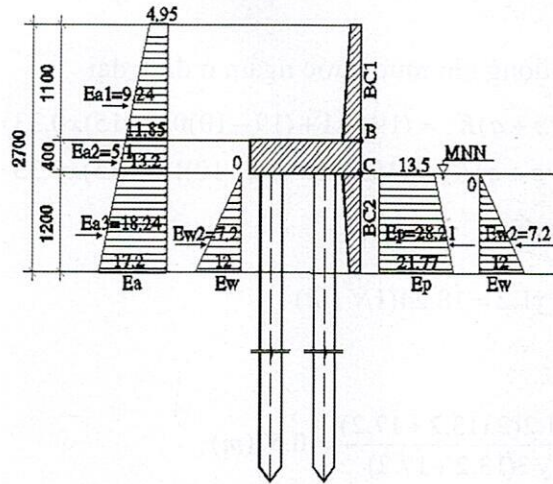
$$z = 2.7 \Rightarrow p_{w2} = \gamma z = 12 (kN / m^2)$$

Độ lớn áp lực đất chủ động

$$E_{w2} = \frac{1}{2} \times 1.2 \times 12 = 7.2 (kN / m)$$

Điểm đặt  $E_w$

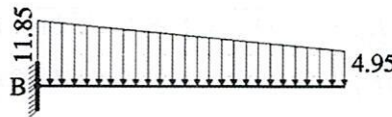
$$z_{w2} = \frac{h}{3} = \frac{1.2}{3} = 0.4 (m)$$



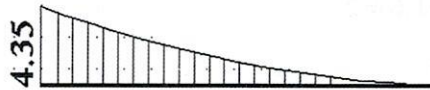
Hình 9. Biểu đồ áp lực đất chủ động và bị động tác dụng lên bản chắn

**Tính thép cho bản chắn**

Xét bản chắn BC1 dưới tác dụng áp lực ngang của đất. Ta xem bản chắn như một bản công son chịu tác dụng của tải trọng phân bố đều theo dạng hình thang.



Hình 10. Sơ đồ tính bản chắn



Hình 11. Biểu đồ momen bản chắn

**Tính thép**

(Theo tài liệu tham khảo [22])

Cắt bản chắn theo chiều ngang một mét. Ta có biểu đồ momen như sử dụng bê tông B20,  $R_b = 11.5 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_b = 0.9$ , thép AII  $R_s = R_{SC} = 280 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_s = 1$ ,  $\xi_R = 0.623$ ,  $\alpha_R = 0.429$ ,  $b = 1000 \text{ mm}$ ,  $h = 250 \text{ mm}$ ,  $a_0 = 30 \text{ mm}$ ,  $h_0 = 220 \text{ mm}$

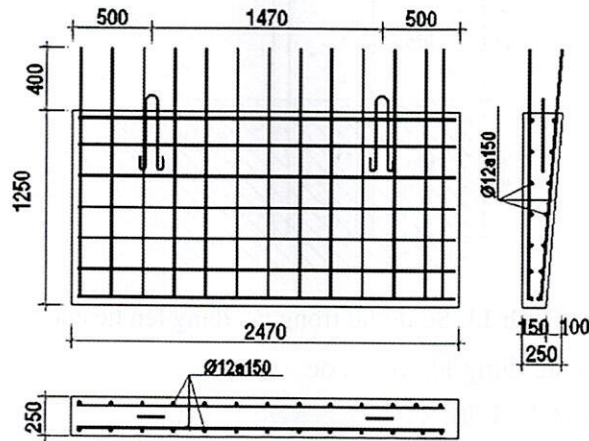
Ta có

$$\alpha_m = \frac{M_B}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{4.35 \times 10^6}{0.9 \times 11.5 \times 1000 \times 220^2} = 0.086$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.086} = 0.09$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.09 \times 0.9 \times 11.5 \times 1000 \times 220}{280} = 731.9 \text{ mm}^2$$

Từ đó ta chọn  $\phi 12$  a150 cho bản chân như hình vẽ  
Thép theo phương dọc ta chọn theo cấp tạo



Hình 12. Kết cấu thép bản chân

### • Tính toán các tải trọng lên cọc

#### Tải trọng đứng tác dụng lên cọc

Tải trọng đứng bao gồm trọng lượng bản thân, đài móng, bản chân và lớp đất trên đài móng.

$$g_1 = \gamma_b \cdot n \cdot b_1 \cdot h_1 = 25000 \times 1.1 \times (0.25 + 0.15) / 2 \times 1.2 \times 2 = 13.2 \text{ (kN)}$$

$$g_2 = \gamma_b \cdot n \cdot b_2 \cdot h_2 = 25000 \times 1.1 \times 0.4 \times 2 = 22.00 \text{ (kN)}$$

$$g_3 = \gamma_b \cdot n \cdot b_2 \cdot h_2 = 18000 \times 1.3 \times 1.2 \times 2 = 56.16 \text{ (kN)}$$

$$P_1 = g_1 + g_2 + g_3 = 91.36 \text{ (kN)}$$

#### Trong đó:

- $g_1$  Trọng lượng 2 bản chân
- $g_2$  Trọng lượng đài cọc
- $g_3$  Trọng lượng cát san lấp trên đài

Tổng momen tại chân đài đã chuyển thành lực dọc, nên cọc không có mô men tác dụng chỉ có lực ngang và lực đứng tác dụng lên đầu cọc (tương ứng đáy đài). Từ momen ở đáy đài ta quy về tải trọng đứng  $P_2 = 7.85 \text{ (kN)}$

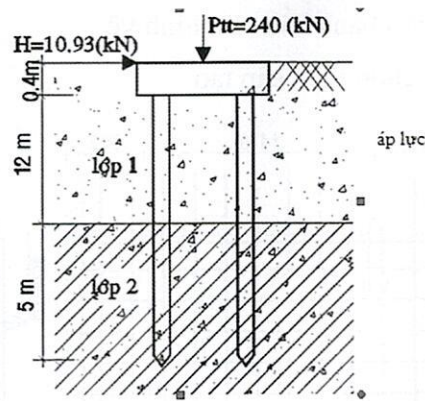
Vậy tải trọng đứng tác dụng lên một cọc là:

$$P_{tt} = (P_1 + P_2) \times 2.5 / 2 = 120 \text{ (kN)}$$

#### Tải trọng ngang

Tải trọng ngang bao gồm áp lực ngang của cát san lấp, áp lực nước.

$$H = E \cdot x_l = 4.37 \times 2.5 = 10.93 \text{ (kN)}$$



**Hình 13.** Sơ đồ tải trọng tác dụng lên hệ cọc

Vậy tải trọng ngang tác dụng lên một cọc

$$H_{tt} = H / 2 = 10.93 / 2 = 5.5 \text{ (kN)}$$

### Momen

Tổng momen tác dụng lên cọc

$$M = Hxh = 10.937 \times 0.4 = 4.4 \text{ (kN.m)}$$

Vậy momen tác dụng lên một cọc

$$M_{tt} = M / 2 = 4.4 / 2 = 2.2 \text{ (kN.m)}$$

### Các thông số tính toán cọc tiết diện 300x300

Momen đàn hồi bê tông B22.5

$$E_b = 29 \times 10^3 \text{ (Mpa)} = 29 \times 10^6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Momen quán tính tiết diện ngang của cọc

$$I = 1/12bh^3 = 1/12 \times 0.3^3 \times 0.3 = 4 \times 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)}$$

Độ cứng tiết diện ngang của cọc

$$E_b I = 29 \times 10^6 \times 6.75 \times 10^{-4} = 195,75 \times 10^2 \text{ (kN m}^2\text{)}$$

Chiều rộng quy ước  $b_c$  của cọc

$$b_c = 1.5d + 0.5 = 1.5 \times 0.3 + 0.5 = 0.95 \text{ (m) (vì } d < 0.8\text{m)}$$

Hệ số nền

$$K = 350 \text{ T/m}^4 = 3500 \text{ (kN /m}^2\text{)}$$

Hệ số biến dạng

$$\alpha_{bd} = \sqrt[3]{\frac{Kb_c}{E_b I}} = \sqrt[3]{\frac{350 \times 0.95}{195,75 \times 10^2}} = \sqrt[3]{0.169} = 0.78$$

Chiều dài tính đổi của phần cọc trong đất

$$l_e = \alpha_{bd} l = 0.78 \times 17 = 13.24 \text{ (m)}$$

Tra bảng ta có  $A_0=2.441$  ,  $B_0=1.621$ ,  $C_0=1.752$

**Xác định chuyển vị ngang  $y_0$  và góc xoay  $\psi_0$  ở đầu cọc**

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị  $H_0=1$  gây ra

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha^3_{bd} E_b I} A_0 = \frac{1}{0.78^3 \times 19.575} 2.441 = 4.4 \times 10^{-4} (m / kN)$$

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị  $M_0=1$  gây ra

$$\delta_{MH} = \frac{1}{\alpha^2_{bd} E_b I} B_0 = \frac{1}{0.78^2 \times 19.575} 1.621 = 2.4 \times 10^{-4} (m / kN)$$

Góc xoay của tiết diện cọc bởi lực  $H_0=1$  gây ra

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = 2.4 \times 10^{-4} (kN^{-1} m^{-1})$$

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị  $M_0=1$  gây ra

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_{bd} E_b I} C_0 = \frac{1}{0.78 \times 19.575} 1.752 = 1.9 \times 10^{-4} (m / kN)$$

Chuyển vị ngang và góc xoay của cọc tại cao trình mặt đất  $y_0$  và  $\psi_0$

$$y_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM} = 0.0034(m) = 0.34(cm)$$

$$\psi_0 = H_0 \delta_{HM} + M_0 \delta_{MM} = 0.0021(rad) = 0.12^0$$

Tính toán chuyển vị ngang ở cao trình đỉnh đài

$$\Delta = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{H l_0^3}{3 E_b I} + \frac{M l_0^2}{2 E_b I}$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{H l_0^2}{2 E_b I} + \frac{M l_0}{E_b I}$$

Cọc đài thấp  $l_0=0.4$

$$\Delta = 0.34 cm$$

$$\psi = 0.13^0$$

So sánh ta có

$$\Delta = 1.987 \times 10^{-3} m \leq s_{gh} = 25.4 \times 10^{-3} m$$

$$\psi_0 = 0.926 \times 10^{-3} = 0.05^0 \leq \psi_{gh} = 0.2^0$$

Áp lực  $\delta_z$  tại mỗi điểm trong đất được tính toán dựa trên công thức:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e (y_0 A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2_{bd} E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha^3_{bd} E_b I} D_1)$$

Momen dọc trục của cọc

$$M_z = \alpha_{bd} E_b I y_0 A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}} D_3$$

Biểu đồ lực cắt dọc cọc

$$Q_z = \alpha^3_{bd} E_b I y_0 A_4 - \alpha^2_{bd} E_b I \psi_0 B_4 + \alpha_{bd} M_0 C_4 + H_0 D_4$$

Vậy khi thay đổi tiết diện cọc kết quả tính toán như sau:

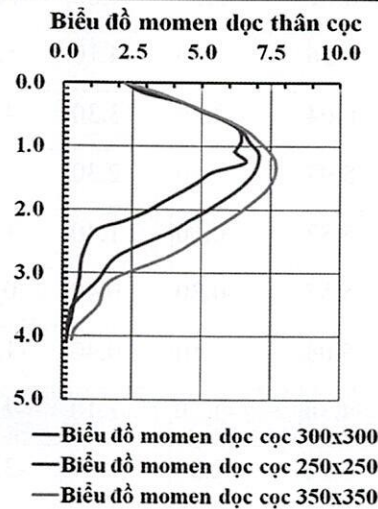
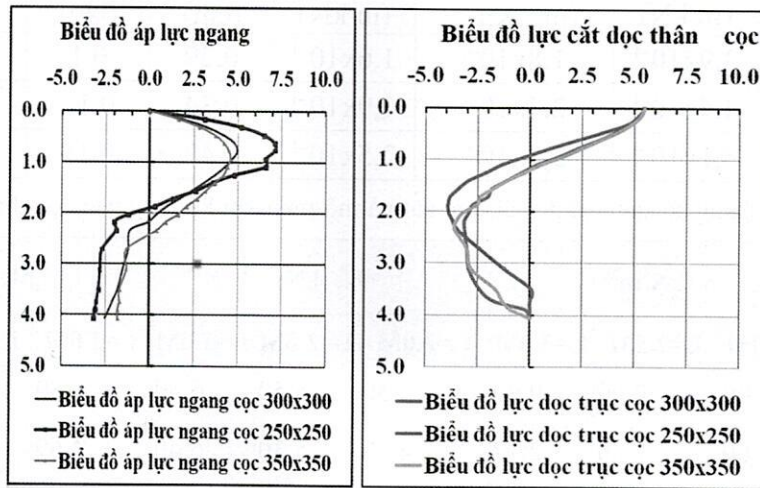
**Bảng 6.** Bảng so sánh chuyển vị của cọc khi tiết diện thay đổi

Tiết diện cọc (mm)	$\delta_{HH}$ (m/kN)	$\delta_{MH} = \delta_{HM}$ (m <sup>-1</sup> /Kn <sup>-1</sup> )	$\delta_{MM}$ (m/kN)	$y_0$ (cm)	$\psi_0$ (Độ)	$\Delta$ (cm)	$\Psi$ (Độ)
250x250	6,2x10 <sup>-4</sup>	3,7x10 <sup>-4</sup>	4,5x10 <sup>-4</sup>	0.50	0.205	0.61	0.23
300x300	4,4x10 <sup>-4</sup>	2,4x10 <sup>-4</sup>	1,9x10 <sup>-4</sup>	0.34	0.12	0.34	0.13
350x350	3,3x10 <sup>-4</sup>	1,5x10 <sup>-4</sup>	1,2x10 <sup>-4</sup>	0.25	0.07	0.32	0,08

**Bảng 7.** Bảng so sánh ứng suất, lực cắt và mô men của cọc khi tiết diện thay đổi

Chiều sâu (m)		$\sigma$ kN/m <sup>2</sup>			N, kN			M, kN/m		
		T diện	T diện	T diện	T diện	T diện	T diện	T diện	T diện	T diện
Z	Ze	250x250	300x300	350x350	250x250	300x300	350x350	250x250	300x300	350x350
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.50	5.50	5.50	2.20	2.20	2.20
0.20	0.16	3.10	1.80	1.60	5.20	5.30	5.30	2.90	3.20	3.40
0.40	0.31	5.20	3.20	2.80	4.70	4.80	4.90	4.27	4.30	4.32
0.60	0.47	6.50	4.20	3.70	3.50	4.10	4.20	5.11	5.19	5.25
0.80	0.62	7.10	4.80	4.20	2.30	3.30	3.40	6.04	5.94	6.06
1.00	0.78	7.10	5.00	4.50	1.00	2.30	2.50	6.39	6.50	6.72
1.20	0.94	6.60	4.70	4.60	-0.20	1.40	1.60	6.41	6.73	7.11
1.40	1.09	6.60	4.50	4.40	-1.30	0.40	0.60	6.22	7.04	7.46
1.60	1.25	4.80	4.40	4.20	-2.10	-0.40	-0.24	6.58	7.04	7.66
<b>1.80</b>	<b>1.40</b>	<b>3.60</b>	<b>3.30</b>	<b>3.00</b>	<b>-2.90</b>	<b>-1.10</b>	<b>-1.05</b>	<b>6.70</b>	<b>7.11</b>	<b>7.67</b>
2.00	1.56	3.20	2.90	2.80	-3.40	-1.80	-1.75	4.86	6.61	7.52
2.20	1.72	2.50	1.90	1.70	-3.80	-2.00	-2.40	4.25	6.19	7.26
2.40	1.87	2.00	1.50	1.30	-3.90	-2.70	-2.50	3.62	5.69	6.87
2.60	2.03	-1.20	0.40	1.10	-3.85	-2.90	-3.20	3.00	5.13	6.40
2.80	2.18	-2.00	-0.08	0.90	-3.70	-3.10	-3.50	2.18	4.52	5.89
3.00	2.34	-1.90	-1.10	0.40	-3.50	-3.10	-3.60	1.14	3.91	5.31
3.50	2.73	-2.70	-1.20	-1.30	-2.40	-3.00	-3.00	0.70	2.00	3.82
4.00	3.12	-2.80	-1.50	-1.30	-1.20	-2.90	-2.80	0.60	1.25	1.74

Chiều sâu (m)		$\sigma$ kN/m <sup>2</sup>			N, kN			M, kN/m		
		T diện	T diện	T diện	T diện	T diện	T diện	T diện	T diện	T diện
Z	Ze	250x250	300x300	350x350	250x250	300x300	350x350	250x250	300x300	350x350
4.50	3.51	-2.90	-1.80	-1.70	0.10	-2.40	-1.65	0.40	0.39	1.31
4.80	3.74	-3.00	-2.10	-1.70	0.03	-1.70	-1.30	0.30	0.21	0.79
5.00	3.90	-3.10	-2.30	-1.80	0.03	-0.20	-0.90	0.20	0.17	0.44
5.20	4.06	-3.20	-2.50	-1.80	0.03	0.00	0.00	0.15	0.15	0.32



**Nhận xét biểu đồ:**

- Khi thay đổi tiết diện cọc trong vùng đất yếu. Áp lực ngang cọc có giá trị tại vị trí mà ở đó có  $\sigma_z=0$ . Phía áp lực chủ động thì áp lực ngang cọc tỉ lệ nghịch với tiết diện cọc. Phía áp lực bị động thì áp lực ngang tỉ lệ thuận với tiết diện cọc.

- Nhìn vào biểu đồ ta thấy trong vùng đất yếu khi thay đổi tiết diện cọc thì biểu đồ mô men và lực cắt tỉ lệ thuận với tiết diện cọc.

**Bảng 8.** Bảng so sánh chuyển vị cọc khi khoảng cách dọc cọc thay đổi

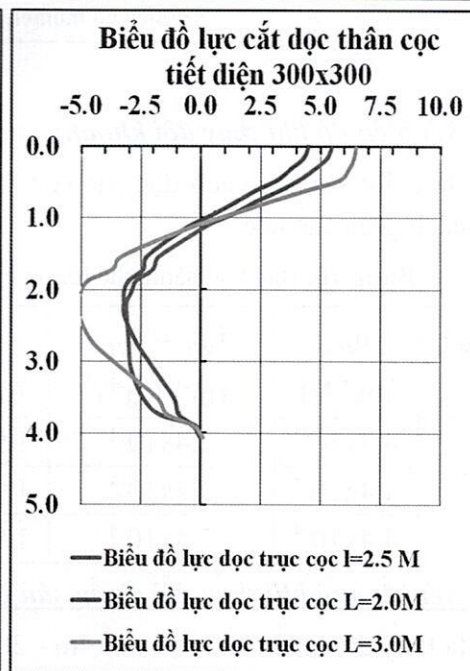
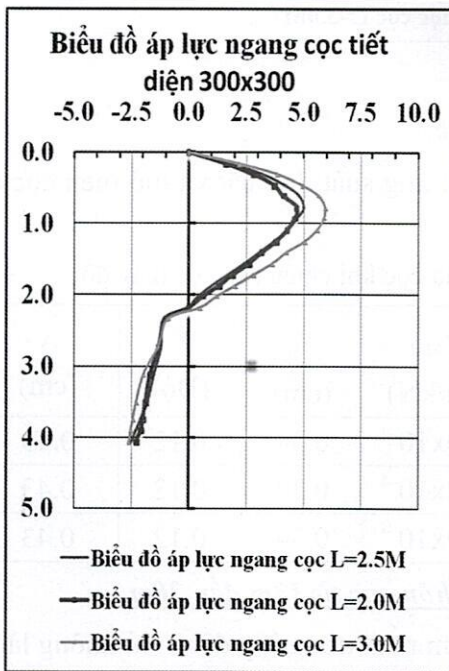
Khoảng cách L (m)	$\delta_{HH}$ (m/kN)	$\delta_{MII} = \delta_{IIM}$ (m <sup>-1</sup> /Kn <sup>-1</sup> )	$\delta_{MM}$ (m/kN)	$y_0$ (cm)	$\psi_0$ (Độ)	$\Delta$ (cm)	$\psi$ (Độ)
2.0	$3,9 \times 10^{-4}$	$1,8 \times 10^{-4}$	$1,6 \times 10^{-4}$	0.29	0.1	0.37	0.11
2.5	$4,4 \times 10^{-4}$	$2,4 \times 10^{-4}$	$1,9 \times 10^{-4}$	0.34	0.12	0.43	0.13
3.0	$5,1 \times 10^{-4}$	$3,3 \times 10^{-4}$	$2,5 \times 10^{-4}$	0.42	0.15	0.53	0,18

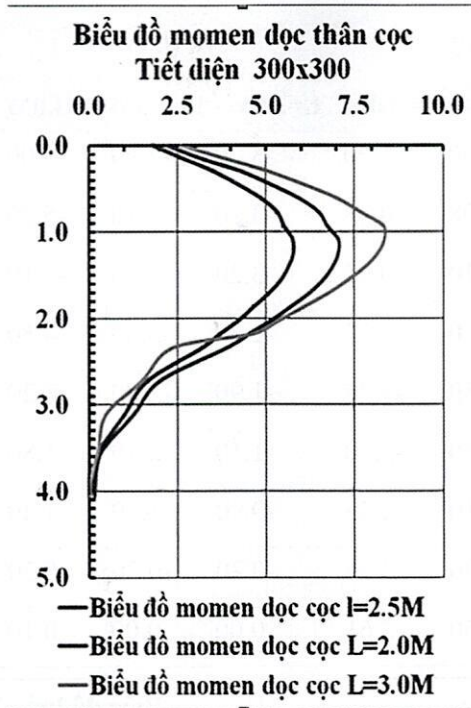
**Bảng 9.** Bảng so sánh ứng suất, lực cắt và mô men khi khoảng các cọc thay đổi

Chiều sâu (m)		$\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )			N, (kN)			M, (kN/m)		
Z	Ze	L=2.0M	L=2.5M	L=3.0M	L=2.0M	L=2.5M	L=3.0M	L=2.0M	L=2.5M	L=3.0M
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.50	5.50	6.50	1.80	2.20	2.60
0.20	0.16	1.60	1.80	2.17	4.30	5.30	6.40	2.69	3.20	3.89
0.40	0.31	2.80	3.20	3.81	3.80	4.80	6.20	3.52	4.30	5.08
0.60	0.47	3.70	4.20	4.96	3.20	4.10	5.80	4.25	5.19	6.13
0.80	0.62	4.10	4.80	5.64	2.30	3.30	4.40	4.86	5.94	7.02
1.00	0.78	4.70	5.00	5.93	1.50	2.30	2.90	5.32	6.50	7.69
1.20	0.94	4.60	4.70	5.87	0.60	1.40	1.40	5.51	6.73	8.32
1.40	1.09	4.30	4.80	5.57	-0.30	0.40	0.00	5.75	6.84	8.34
1.60	1.25	3.80	4.70	5.03	-1.10	-0.40	-1.30	5.77	7.04	8.15
<b>1.80</b>	<b>1.40</b>	<b>3.20</b>	<b>3.80</b>	<b>4.30</b>	<b>-1.70</b>	<b>-1.10</b>	<b>-2.40</b>	<b>5.90</b>	<b>7.10</b>	<b>7.81</b>
2.00	1.56	2.60	2.40	3.61	-2.30	-1.80	-3.40	5.41	6.61	7.31
2.20	1.72	1.90	1.70	2.80	-2.40	-2.00	-3.70	5.06	6.19	6.72
2.40	1.87	1.30	1.00	2.01	-3.00	-2.70	-4.70	4.65	5.69	6.06



Chiều sâu (m)		$\sigma$ (kN/m <sup>2</sup> )			N, (kN)			M, (kN/m)		
Z	Ze	L=2.0M	L=2.5M	L=3.0M	L=2.0M	L=2.5M	L=3.0M	L=2.0M	L=2.5M	L=3.0M
2.60	2.03	0.60	0.40	1.20	-3.20	-2.90	-5.00	4.20	5.13	5.35
2.80	2.18	0.00	-0.08	0.48	-3.20	-3.10	-5.20	3.70	4.52	4.62
3.00	2.34	-1.00	-1.10	-0.92	-3.20	-3.10	-5.10	3.20	3.91	2.37
3.50	2.73	-1.30	-1.20	-1.33	-2.70	-3.00	-4.50	1.64	2.00	1.48
4.00	3.12	-1.70	-1.50	-1.98	-1.90	-2.90	-3.20	1.00	1.25	0.46
4.50	3.51	-1.90	-1.80	-2.30	-1.10	-2.40	-1.80	0.32	0.39	0.25
4.80	3.74	-2.00	-2.10	-2.43	-0.90	-1.70	-1.40	0.17	0.21	0.11
5.00	3.90	-2.10	-2.30	-2.52	-0.30	-0.20	-0.30	0.07	0.17	0.02
5.20	4.06	-2.30	-2.50	-2.61	0.00	0.00	0.10	0.01	0.15	0.00





**Nhận xét biểu đồ khi thay đổi khoảng cách:**

- Khi thay đổi khoảng cách dọc các cọc thì ứng suất, lực cắt và mô men cọc tỉ lệ thuận với khoảng cách giữa các cọc

**Bảng 10.** Bảng so sánh chuyển vị của cọc khi chiều sâu cọc thay đổi

Khoảng cách z (m)	$\delta_{HH}$ (m/kN)	$\delta_{MII} = \delta_{IIM}$ (m <sup>-1</sup> /Kn <sup>-1</sup> )	$\delta_{MM}$ (m/kN)	$y_0$ (cm)	$\psi_0$ (Độ)	$\Delta$ (cm)	$\psi$ (Độ)
14	$4,4 \times 10^{-4}$	$2,4 \times 10^{-4}$	$1,9 \times 10^{-4}$	0.34	0.12	0.43	0.13
17	$4,4 \times 10^{-4}$	$2,4 \times 10^{-4}$	$1,9 \times 10^{-4}$	0.34	0.12	0.43	0.13
20	$4,4 \times 10^{-4}$	$2,4 \times 10^{-4}$	$1,9 \times 10^{-4}$	0.34	0.12	0.43	0.13

**Nhận xét kết quả khi thay đổi chiều sâu chôn cọc từ 14m đến 20m**

- Khi ta thay đổi chiều sâu cọc từ 14m - 20m nằm trong lớp đất 2 thì không làm thay đổi chuyển vị ngang của cọc, tuy nhiên sẽ ảnh hưởng đến sức chịu tải đứng của cọc.

**Kiểm tra ổn định đất nền xung quanh cọc**

$$\delta_z \leq [\delta_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\delta'_v \text{tg} \varphi_1 + \xi c_1)$$

Ta có ở độ sâu z=1m so với đáy đài tương đương 2m so với mặt đất tự nhiên.

$$\delta_{\max} = 5.07(kN/m^2), \delta'_v = 49.32(kN/m^2)$$

$$5.07(kN/m^2) \leq [\delta_z] = 1 \times 0.7 \frac{4}{\cos 3.17} (49.32 \text{tg} 3.17 + 0.3 \times 6.4) = 13.04(kN/m^2)$$

Vậy thỏa mãn điều kiện ổn định nền đất xung quanh cọc

### 6.2.2. ÁP DỤNG THEO PHƯƠNG PHÁP DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI NGANG CỦA BROMS

Cọc đóng BTCT tiết diện  $30 \times 30 \text{cm}^2$ , cường độ nén của bê tông  $R_{28} = 30000 \text{kN/m}^2$ . Cọc dài  $l = 17 \text{m}$ , đầu trên ngàm vào đài.

Dựa vào phương pháp Broms ta dự báo sức chịu tải ngang của cọc biết chuyển vị ngang cho phép  $1 \text{cm}$ , công trình trong vùng không có động đất.

Dựa vào bảng 2.5 ta có  $kd = 6 \times 0.3 = 1.8 \text{m}$ . Do đó đoạn chính chịu tải là đoạn cọc ngàm  $1.8 \text{m}$ . Sức chịu tải ngang  $[Q] = 7(t)$  do ta không chế chuyển vị ngang là  $1 \text{cm}$  do đó sức chịu tải ngang  $[Q] = 1 \times 7 = 7(t)$

Dựa vào phương pháp Broms ta tính theo các bước sau:

**Bước 1:** Tính hệ số nền  $K_h$  tra bảng 2.6 ta được  $K_h = 1100(kN/m^3)$

**Bước 2:** Hiệu chỉnh hệ số nền  $K_h$  theo điều kiện tải trọng tĩnh

$$K_h = 0.25 \times 1100 = 275(kN/m^3)$$

**Bước 3:** Xác định mô men cực hạn mà vật liệu cọc có thể chịu đựng được

$$M_y = R_{28} W = 3000 \times 0.3 \times 0.3^2 / 6 = 135(kN/m)$$

**Bước 4:** Xác định xem cọc ngắn hay cọc dài

$$E I = 29 \times 10^6 \times 6.75 \times 10^{-4} = 195,75 \times 10^2(kNm^2)$$

$$\beta_h = \sqrt[4]{\frac{K_h d}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1100 \times 0.3}{4 \times 19575}} = \sqrt[4]{4.2 \times 10^{-3}} = 0.33$$

$$\beta_h \times L = 170 \times 0.33 = 5.6 \text{ m}, \text{ ☉ cọc dài}$$

**Bước 5:** Sử dụng giản đồ để tìm sức chịu tải của cọc

$$\gamma' \times K_p = 19 \times \text{ta}^2 (45 + 15) = 57(kN/m^3)$$

$$\frac{M_y}{d^4 \gamma' K_p} = \frac{135}{0.3^4 \times 57} \approx 292.4$$

. Tra giải đồ (Hình 2.16) ta được

$$\frac{Q_u}{d^3 \gamma' K_p} = 102$$

$$Q_u = 102 d^3 \gamma' K_p = 102 \times 0.3^3 \times 57 = 156(kN)$$

**Bước 6:** Sức chịu tải ngang cho phép tối đa

$$Q_m = \frac{Q_u}{2.5} = \frac{156}{2.5} = 62.4(kN)$$

**Bước 7:** Sức chịu tải ngang  $Q_a$  cho phép tính theo chuyển vị ngang  $y_{ng}=1cm$ . Tra giản đồ (Hình 2.17) ta được

$$\frac{y_{ng}(EI)^{0.6}K_h^{0.4}}{Q_a L} \approx 0.2$$

$$Q_a = \frac{y_{ng}(EI)^{0.6}K_h^{0.4}}{0.3 \times 17} = \frac{2.54 \times 10^{-2} (195,75 \times 10^2)^{0.6} 275^{0.4}}{0.2 \times 17} = 26.5 kN$$

**Bước 8:** Sức chịu tải ngang cho phép của cọc đơn

$$[Q] = \min(Q_m, Q_a) \times K_i = \min(62.4 ; 26.5) = 26.5(kN)$$

**Bước 9:** Đối với nhóm cọc có khoảng cách cọc  $8d \Rightarrow \eta=1$

$$[Q_1] = \eta[Q] = 26.5(kN)$$

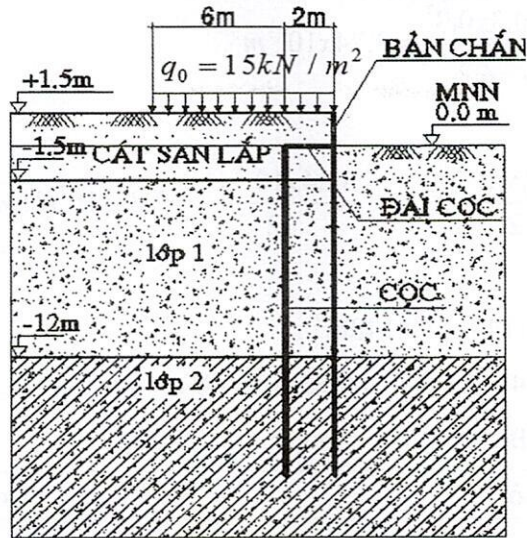
### Nhận xét:

Khi tính toán theo tiêu chuẩn Việt Nam và Broms ở độ sâu đoạn cọc 1.8m có mô men đạt cực đại.

## 6.2.4 ỨNG DỤNG TÍNH TOÁN TRONG PHẦN MỀM PLAXIS

### 1. Sơ đồ tính

Các công trình giao thông, thủy lợi thường là những công trình dạng hình tuyến, trải dài theo dáng đất. Trong quá trình thiết kế, xây dựng các chỉ tiêu kỹ thuật, chất lượng, hiệu quả kinh tế của công trình được xác định phụ thuộc nhiều yếu tố địa hình. Các tham số kỹ thuật đặc trưng về tuyến công trình trong quá trình khảo sát thiết kế thường xác định dựa theo bình đồ, mặt cắt dọc và mặt cắt ngang tuyến. Việc xác định vị trí đỉnh đường cong bằng, đường cong đứng, xác định các tham số đường cong bị phụ thuộc nhiều vào địa hình dọc tuyến. Những yếu tố trên rất phức tạp trong việc áp dụng mô hình để đúng trong thực tế thì rất khó khăn do đó người ta thường áp dụng mô hình gần đúng để mô tả cho phù hợp ngoài thực tế. Ở đây tác giả áp dụng mô hình trong phần mềm Plaxis cũng chỉ gần đúng ở ngoài thực tế.

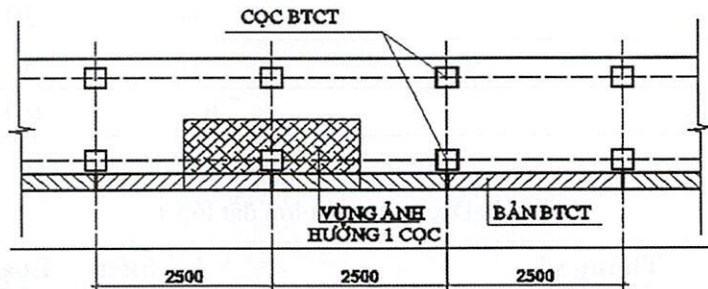


Hình 14. Sơ đồ bài toán

## 2. Dữ liệu đầu vào

Các thông số đầu vào của bài toán dựa trên hồ sơ khảo sát địa chất của công trình, còn các thông số về vật liệu được tính toán.

Trong phần mềm Plaxis tường cừ được hiểu là một mảng chạy dài liên tục, do đó ta nhập các thông số độ cứng chịu nén và độ cứng chịu uốn được tính toán công thức đơn giản, còn đối với cọc không phải là một mảng liên tục do đó ta phải qui đổi về một cách tương đương để tính ta có sơ đồ làm việc như sau:



Hình 15. Sơ đồ tính vùng ảnh hưởng của một cọc

Ta có  $I_c = bh^3/12$

$$I_{td} = b_{td}d_{td}^3/12$$

Vì công trình chịu tải ngang nên ta xem I chịu lực là chính

$$I_c = I_{td} \Rightarrow bh^3 = b_{td}d_{td}^3$$

$$d_{td}^3 = \frac{bh^3}{b_{td}} = \frac{0.3 \times 0.3^3}{2.5} = 3.24 \times 10^{-3} m^3$$

$$d_{td} = 0.148 m$$

$$\Leftrightarrow EI = E \frac{d_{td}^3 x b}{12} = 29 \times 10^6 \frac{3.24 \times 10^{-3} \times 1}{12} = 7.83 \times 10^3 (kNm^2)$$

Từ  $d_{td}$  ta có

$$A_{td} = d_{td} \times b_{td} = 0.148 \times 1 = 0.148 m^2$$

$$\Rightarrow EA_{td} = 0.148 \times 29 \times 10^6 = 4.23 \times 10^6 (kN)$$

**Bảng 11.** Đặc trưng của cát san lấp

Thông số	Ký hiệu	Loại đất	Đơn vị
Mẫu vật liệu	Modle	CH	-
Loại vật liệu tác động	Type	Drained	-
Khối lượng đơn vị đất trên mực nước ngầm	$\gamma_{dry}$	16	kN/m <sup>3</sup>
Khối lượng đơn vị nước dưới mực nước ngầm	$\gamma_{wet}$	19	kN/m <sup>3</sup>
Hệ số thấm theo phương ngang	$k_x$	1	m/day
Hệ số thấm theo phương dọc	$k_y$	1	m/day
Môđul đàn hồi không đổi	$E_{ref}$	17000	kN/m <sup>2</sup>
Hệ số Poison	$\nu$	0.3	-
Lực dính (không đổi)	$c_{ref}$	1	kN/m <sup>2</sup>
Góc ma sát trong	$\varphi$	30	Độ
Góc trương nở	$\psi$	0	Độ
Hệ số giảm cường độ	$R_{inter}$	0.7	-

**Bảng 12.** Đặc trưng của lớp đất lớp 1

Thông số	Ký hiệu	Loại đất	Đơn vị
Mẫu vật liệu	Modle	CH	-
Loại vật liệu tác động	Type	Drained	-
Khối lượng đơn vị đất trên mực nước ngầm	$\gamma_{dry}$	14.6	kN/m <sup>3</sup>
Khối lượng đơn vị nước dưới mực nước ngầm	$\gamma_{wet}$	15.1	kN/m <sup>3</sup>
Hệ số thấm theo phương ngang	$k_x$	0.001	m/s
Hệ số thấm theo phương dọc	$k_y$	0.001	m/s

Thông số	Ký hiệu	Loại đất	Đơn vị
Môđul đàn hồi không đổi	$E_{ref}$	480	kN/m <sup>2</sup>
Hệ số Poisson	$\nu$	0.35	-
Lực dính (không đổi)	$c_{ref}$	6.4	kN/m <sup>2</sup>
Góc ma sát trong	$\varphi$	3.17	Độ
Góc trương nở	$\psi$	0	Độ
Hệ số giảm cường độ	$R_{inter}$	0.7	-

**Bảng 13.** Đặc trưng của lớp đất lớp 2

Thông số	Ký hiệu	Loại đất	Đơn vị
Mẫu vật liệu	Modle	CH	-
Loại vật liệu tác động	Type	Drained	-
Khối lượng đơn vị đất trên mực nước ngầm	$\gamma_{dry}$	19.53	kN/m <sup>3</sup>
Khối lượng đơn vị nước dưới mực nước ngầm	$\gamma_{wet}$	19.95	kN/m <sup>3</sup>
Hệ số thấm theo phương ngang	$k_x$	0.001	m/day
Hệ số thấm theo phương dọc	$k_y$	0.001	m/day
Môđul đàn hồi không đổi	$E_{ref}$	3100	kN/m <sup>2</sup>
Hệ số Poisson	$\nu$	0.35	-
Lực dính (không đổi)	$c_{ref}$	24.1	kN/m <sup>2</sup>
Góc ma sát trong	$\varphi$	15.4	Độ
Góc trương nở	$\psi$	0	Độ
Hệ số giảm cường độ	$R_{inter}$	0.7	-

**Bảng 14.** Đặc trưng của cọc

Thông số	Ký hiệu	Loại đất	Đơn vị
Loại vật liệu tác động	Material Type	Elastic	-
Độ cứng khi nén	EA	4.3x10 <sup>6</sup>	kN
Độ cứng khi uốn	EI	7.83x10 <sup>3</sup>	kNm <sup>2</sup>
Bề dày tương đương	d	0.148	m
Trong lượng	W	3.7	kN/m
Hệ số Poisson	$\nu$	0.3	-

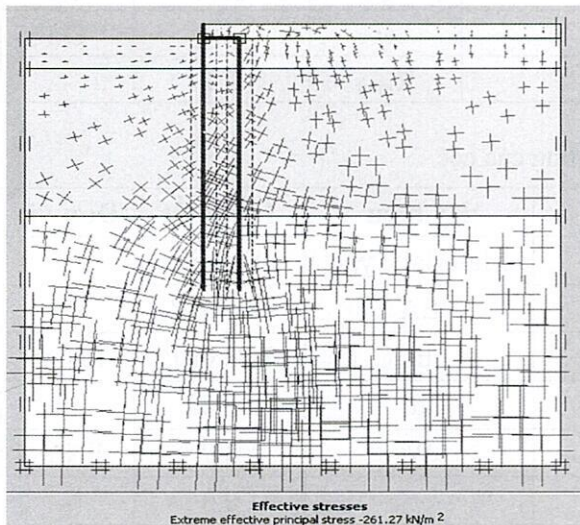
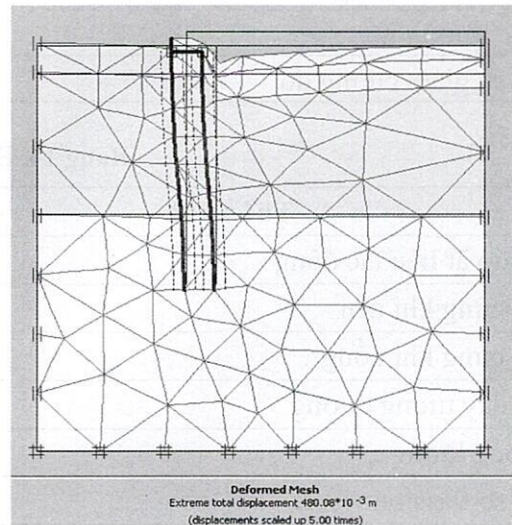
**Bảng 15.** Đặc trưng của dầm cọc

Thông số	Ký hiệu	Loại đất	Đơn vị
Loại vật liệu tác động	Material Type	Elastic	-
Độ cứng khi nén	EA	$11.6 \times 10^6$	kN
Độ cứng khi uốn	EI	$1.6 \times 10^3$	$\text{kNm}^2$
Bề dày tương đương	d	2	m
Trong lượng	W	20	$\text{kN/m}$
Hệ số Passion	$\nu$	0.3	-

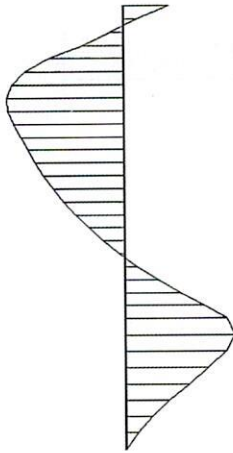
**Bảng 16.** Đặc trưng bản chắn

Thông số	Ký hiệu	Loại đất	Đơn vị
Loại vật liệu tác động	Material Type	Elastic	-
Độ cứng khi nén	EA	$5.8 \times 10^6$	kN
Độ cứng khi uốn	EI	$19.4 \times 10^3$	$\text{kNm}^2$
Bề dày tương đương	d	0.2	m
Trong lượng	W	5	$\text{kN/m}$
Hệ số Passion	$\nu$	0.3	-

### 3. Kết quả tính toán

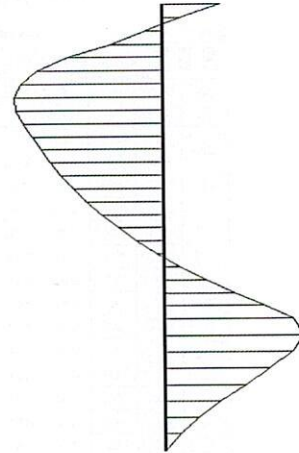
**Hình 16.** Biểu đồ ứng suất chính**Hình 17.** Lưới biến dạng





Bending moments  
Extreme bending moment 26.79 kNm/m

Hình 18. Biểu đồ Mômen



Bending moments  
Extreme bending moment 26.79 kNm/m

Hình 19. Biểu đồ Lực cắt

Bảng 17. Giá trị một phần nội lực trong cọc

Plate	Element	Node	X [m]	Y [m]	N [kN/m]	Q [kN/m]	M [kNm/m]
1	coc	1306	12.000	29.000	-32.482	-11.435	10.220
		1059	12.000	28.500	-24.544	-14.877	2.986
		1058	12.000	28.000	-35.523	-11.915	-3.328
		1057	12.000	27.500	-46.633	-11.672	-9.385
		1056	12.000	27.000	-39.084	-23.270	-17.234
	coc	1056	12.000	27.000	-57.427	-13.464	-17.234
		909	12.000	26.500	-98.863	-8.292	-22.638
		908	12.000	26.000	-60.748	-4.000	-25.672
		907	12.000	25.500	-63.099	-0.632	-26.793
		906	12.000	25.000	-65.935	1.770	-26.466
	coc	906	12.000	25.000	-65.935	1.683	-26.466
		827	12.000	24.500	-69.588	3.161	-25.171
		826	12.000	24.000	-73.505	3.409	-23.532
		825	12.000	23.500	-77.647	3.191	-21.840
		824	12.000	23.000	-81.974	3.274	-20.269
	coc	824	12.000	23.000	-81.767	3.312	-20.269
		728	12.000	22.500	-85.298	3.948	-18.449
		727	12.000	22.000	-88.290	4.507	-16.335
		726	12.000	21.500	-90.733	5.040	-13.945
		725	12.000	21.000	-92.617	5.599	-11.289
coc	725	12.000	21.000	-92.715	5.524	-11.289	
	710	12.000	20.500	-94.719	6.188	-8.367	
	709	12.000	20.000	-96.614	6.960	-5.083	
	708	12.000	19.500	-98.360	7.823	-1.391	

**Bảng 18.** Một phần giá trị chuyển vị trong cọc

Plate	Element	Node	X [m]	Y [m]	Ux [10 <sup>-3</sup> m]	Uy [10 <sup>-3</sup> m]
1	coc	1306	12.000	29.000	-182.093	-88.401
		1059	12.000	28.500	-182.219	-88.398
		1058	12.000	28.000	-182.442	-88.395
		1057	12.000	27.500	-182.574	-88.390
		1056	12.000	27.000	-182.436	-88.385
	coc	1056	12.000	27.000	-182.436	-88.385
		909	12.000	26.500	-181.819	-88.378
		908	12.000	26.000	-180.554	-88.372
		907	12.000	25.500	-178.951	-88.365
		906	12.000	25.000	-175.773	-88.358
	coc	906	12.000	25.000	-175.773	-88.358
		827	12.000	24.500	-172.228	-88.350
		826	12.000	24.000	-167.949	-88.342
		825	12.000	23.500	-162.977	-88.334
		824	12.000	23.000	-157.355	-88.325
	coc	824	12.000	23.000	-157.355	-88.325
		728	12.000	22.500	-151.123	-88.316
		727	12.000	22.000	-144.330	-88.307
		726	12.000	21.500	-137.038	-88.297
		725	12.000	21.000	-129.316	-88.287
coc	725	12.000	21.000	-129.316	-88.287	
	710	12.000	20.500	-121.247	-88.277	
	709	12.000	20.000	-112.918	-88.267	
	708	12.000	19.500	-104.471	-88.256	

**Bảng 19** Một phần giá trị ứng suất đất nền

**Nhận xét:**

Soil Element	Stress Point	X [m]	Y [m]	$\sigma_{xx}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{yy}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{xy}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{zz}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
cat san lap	2114	29.740	27.126	-24.578	-32.878	0.098	-20.110
	2115	29.740	28.748	-5.013	-18.408	0.151	-8.197
	2116	27.931	27.499	-17.712	-29.201	0.474	-16.419
	2117	28.971	27.499	-17.518	-29.361	0.094	-16.408
	2118	28.971	28.003	-7.903	-25.650	0.090	-11.744
	2119	27.374	27.106	-25.512	-33.261	0.907	-20.570
	2120	28.719	27.106	-25.591	-33.415	0.120	-20.652
	2121	29.781	27.621	-14.704	-28.645	0.112	-15.172
	2122	29.781	28.273	-6.400	-22.176	-0.088	-10.001
	2123	28.719	28.273	-6.224	-22.132	0.122	-9.925
	2124	27.374	27.621	-15.463	-28.554	0.502	-15.406
	178	2125	26.134	27.252	-23.212	-32.016	1.046
cat san lap	2126	29.479	28.874	-4.594	-17.246	-0.059	-7.644
	2127	26.134	28.874	-4.555	-17.129	0.007	-7.589
	2128	26.903	27.997	-9.611	-25.783	0.188	-12.388
	2129	27.943	28.501	-5.579	-20.199	-0.119	-9.022
	2130	26.903	28.501	-5.566	-20.150	-0.210	-9.000
	2131	27.154	27.727	-13.632	-27.240	0.489	-14.305
	2132	28.500	28.379	-6.050	-21.614	-0.031	-9.682
	2133	28.500	28.894	-4.511	-16.989	0.150	-7.525
	2134	27.154	28.894	-4.577	-17.194	-0.018	-7.620
	2135	26.093	28.379	-6.010	-21.495	0.028	-9.627
	2136	26.093	27.727	-15.508	-27.568	0.802	-15.076

Khi tính toán cọc theo giải tích ta chia ra từng phần tử riêng lẻ, các phần tử này được làm việc một cách độc lập với nhau. Do đó khả năng chịu lực các phần tử khác nhau.

Trong khi tính toán theo phần mềm Plaxis thì các phần tử này làm việc theo một hệ tường - cọc - đài cùng làm việc song song nhau. Chính vì thế khi tải trọng tác dụng lên kết cấu chắn giữ thì bản chắn, đài cọc và cọc cùng chịu trong một lúc. Do đó khả năng tính toán theo giải tích và tính toán theo phần mềm có sự khác biệt nhau. Khi so sánh ta thấy rằng ở tại cao độ ngay tại đầu cọc thì chuyển vị, ứng suất, momen và lực cắt trong cọc cũng khác nhau.

**Bảng 20** Bảng so sánh kết quả tính toán theo giải tích và phần mềm Plaxis

	Chiều sâu tính từ đáy đài (m)	Chuyển vị (m)
Theo giải tích	0.0	$3.4 \times 10^{-3}$
	0.5	$2.4 \times 10^{-3}$
	1.0	$1.2 \times 10^{-3}$
Theo Plaxis	0.0	$182.3 \times 10^{-3}$
	0.5	$182.19 \times 10^{-3}$
	1.0	$182.05 \times 10^{-3}$

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Châu Ngọc Ân. Cơ học đất. Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP.HCM, 2010.
- [2]. Châu Ngọc Ân. Nền móng công trình. Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP. HCM, 2009.
- [3]. Lê Quý An, Nguyễn Công Mẫn, Hoàng Văn Tân. Tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 1998.
- [4]. Phạm Huy Chính. Tính toán móng công trình. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2009.
- [5]. Phan Dũng. Tính toán móng cọc trong Xây dựng Giao thông. Nhà xuất bản Giao thông Vận tải. Hà Nội, 1987.
- [6]. Nguyễn Văn Dũng, Vũ Công Ngữ. Cơ Học Đất. Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật. Hà Nội, 2006.
- [7]. PGS.TS. Đỗ Văn Đệ. Phần mềm Plaxis Ứng dụng vào tính toán các công trình Thủy công. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2010.
- [8]. Bùi Anh Định, Nguyễn Sỹ Ngọc. Nền và móng công trình cầu đường. Nhà xuất bản Giao thông Vận tải. Hà Nội, 2003.
- [9]. PGS.TS Nguyễn Bá Kế, Nguyễn Văn Quang, Trịnh Việt Cường. Hướng dẫn thiết kế móng cọc. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 1993.
- [10]. PGS.TS. Nguyễn Bá Kế. Thiết kế và thi công Hồ móng sâu. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2008.

- [11]. Lê Xuân Mai. Nền và móng theo trạng thái giới hạn. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2011.
- [12]. GS.TS. Vũ Công Ngữ, Ths Nguyễn Thái. Móng cọc phân tích và thiết kế. Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật. Hà Nội, 2004.
- [13]. TS. Nguyễn Đức Nguôn. Địa kỹ thuật trong xây dựng công trình ngầm. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2008.
- [14]. PGS. TS Võ Phán, Ths. Phan Lưu Bích Phượng. Cơ học đất. Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP.HCM 2010.
- [15]. PGS. TS Võ Phán, Hoàng Thế Thao. Phân tích và tính toán móng cọc. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2010.
- [16]. PGS.TS. Phan Tường Phiệt. Áp lực đất và tường chắn đất. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2008.
- [17]. Phan Hồng Quân. Nền và móng. Nhà xuất bản Giáo dục Việt Nam, 2011.
- [18]. GS.TSKH Nguyễn Văn Quảng - KS. Nguyễn Hữu Khang. Hướng dẫn đồ án nền và móng. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2010.
- [19]. GS.TSKH Nguyễn Văn Quảng. Nền móng và tầng hầm nhà cao tầng. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2008.
- [20]. Hoàng Văn Tân, Trần Đình Ngô, Phan Xuân Trường, Phạm Xuân, Nguyễn Hải. Những phương pháp xây dựng công trình trên nền đất yếu. Nhà xuất bản Giao thông Vận tải. Hà Nội, 2006.
- [21]. PGS.TS Võ Bá Tầm. Kết cấu bê tông cốt thép. Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP.HCM, 2009.
- [22]. Nguyễn Uyên. Móng trên các loại đất đá. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2005.
- [23]. Trần Văn Việt. Cẩm nang dùng cho kỹ sư Địa kỹ thuật. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2010.
- [24]. TCXD 205 - 1998. Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế.
- [25]. TCXD 47 - 78. Nền Móng - Tiêu chuẩn thiết kế.
- [26]. RALPH B. PECK - WALTER E... HANSON THOMAS H. THORNBURN.
- [27]. N.A. Xirtovich. Cơ học đất. Nhà xuất bản Nông nghiệp. Hà Nội, 1987.