

# PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH HỆ SỐ KHÁNG ĐÀN HỒI

Nguyễn Kế Tường, Nguyễn Minh Hùng

Trường Đại học Thủ Dầu Một

## TÓM TẮT

Cho đến nay, các phương pháp tính đều không thể phản ánh đầy đủ cơ chế tương tác giữa kết cấu công trình ngầm và địa tầng địa chất nền xung quanh công trình. Để giải quyết bất cập này, chúng tôi giới thiệu một số phương pháp xác định hệ số kháng đàn hồi: phương pháp thí nghiệm (thí nghiệm trực tiếp trên cọc, thí nghiệm ép cứng), tra bảng (bảng thiết kế và tính toán móng nông, bảng dùng cho tính cọc theo tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam, bảng dùng cho tính cọc theo phương pháp Bowles), tính công thức nền móng (các công thức Terzaghi, Vesic, Glick, giá trị SPT, lún đàn hồi, cường độ mặt cắt không thoát nước). Trên cơ sở so sánh hệ số kháng đàn hồi, khi xây dựng công trình ngầm, tùy theo mục đích và quy mô mà lựa chọn hệ số kháng đàn hồi thích hợp.

**Từ khóa:** hệ số kháng đàn hồi, công trình ngầm, kết cấu vỏ hầm.

\*

### 1. Tương tác giữa kết cấu vỏ hầm và khối địa tầng địa chất nền – lực kháng đàn hồi

Công trình ngầm, đặc biệt là những công trình đặt không sâu trong thành phố chịu tác dụng của các loại tải trọng ngoài khác nhau. Đặc trưng phân bố và cường độ của chúng phụ thuộc vào nhiều nhân tố như: chiều sâu đặt hầm, điều kiện địa chất công trình, đặc trưng công trình xây dựng trên mặt đất, tải trọng phương tiện giao thông trong hầm cũng như trên mặt đất...

Cơ chế tương tác của những kết cấu công trình ngầm với khối địa tầng rất phức tạp, phụ thuộc tính chất cơ lý, cấu trúc và trạng thái tự nhiên của địa tầng; công nghệ đào đất cũng như việc chống đỡ chúng.

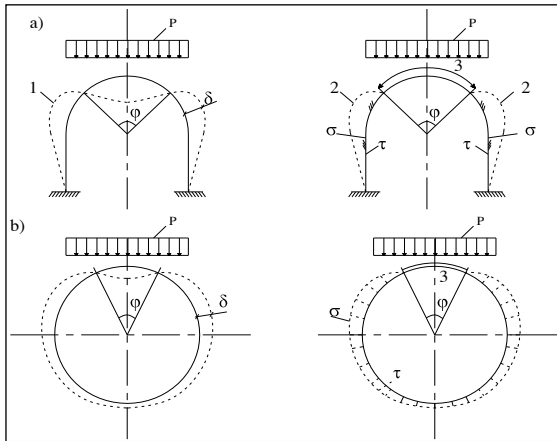
Đa số các phương pháp tính đã có không phản ánh đầy đủ cơ chế tương tác giữa kết cấu công trình ngầm và địa tầng. Các phương pháp tính toán dựa trên công cụ cơ học kết cấu và thường tính với những tải trọng đã biết.

Dưới tác dụng của các loại tải trọng chủ động, tất cả các kết cấu công trình ngầm hầu hết đều biến dạng. Ở những phần của kết cấu có chuyển vị thì địa tầng sẽ phát sinh phản lực chống lại biến dạng này. Đó là lực kháng đàn hồi.

Lực kháng đàn hồi làm thay đổi sự làm việc của kết cấu, điều tiết biến dạng và nội lực trong kết cấu công trình ngầm.

Trong những công trình ngầm nén trước vào địa tầng, lực kháng đàn hồi có thể tác dụng lên toàn bộ chu vi công trình ngầm. Lực kháng đàn hồi theo mặt bên của vỏ dạng vòm hoặc tròn có thể ở dạng pháp tuyến  $\sigma$  (chống nén) và tiếp tuyến  $t$  (chống trượt).

Khi tính toán kết cấu công trình ngầm, thường chỉ tính thành phần pháp tuyến và bỏ qua thành phần tiếp tuyến để dự trữ độ bền cho kết cấu. Mối quan hệ giữa lực kháng đàn hồi và chuyển vị được xác định trên cơ sở những giả thiết khác nhau về môi trường đất đá xung quanh.

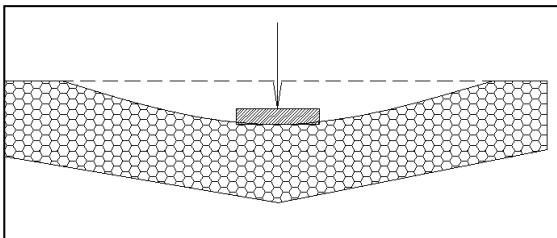


**Hình 1.1.**

1. Biểu đồ chuyển vị của trục võ hàm;
2. Biểu đồ lực kháng đàn hồi
3. Vùng bong

Các thuyết thường dùng trong tính toán là:

– Theo giả thuyết biến dạng chung: Xem đất đá quanh hàm là môi trường biến dạng tuyến tính và áp dụng các phương pháp của thuyết đàn hồi để nghiên cứu các trạng thái ứng suất biến dạng của đất đá.



**Hình 1.2. Thuyết biến dạng chung**

– Theo giả thuyết biến dạng cục bộ (Phux – Winkler): dựa trên quan hệ bậc nhất giữa ứng suất và chuyển vị [2]:

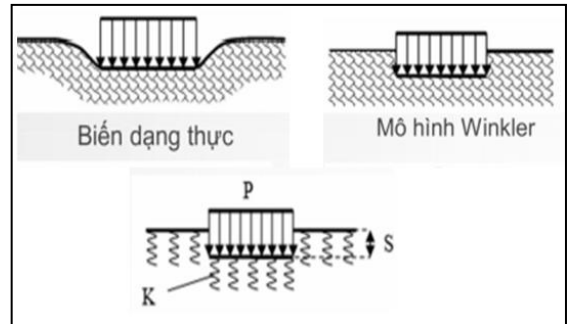
$$\sigma = K \cdot \delta \quad (1)$$

Ở đây: K là hệ số kháng lực đàn hồi.

Như vậy, theo giả thiết biến dạng cục bộ, để xác định kháng lực đàn hồi cần xác định chính xác hệ số kháng lực đàn hồi K ( $\text{Kg/cm}^3$ ;  $\text{T/m}^3$ ).

Giá trị của hệ số kháng lực đàn hồi không phải là một đặc trưng cơ lý của đất đá vì nó không chỉ phụ thuộc vào tính chất của đất đá mà còn phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác như: khả năng biến dạng địa tầng;

hình dạng, kích thước của mặt tiếp xúc; trị số của tải trọng mặt tiếp xúc; độ cứng của kết cấu....



**Hình 1.3. Mô hình Winkler**

Theo kết quả thí nghiệm ép tấm phẳng diện tích  $F_m(\text{m}^2)$  vào khối đất đá thì hệ số phản lực đàn hồi pháp tuyến đối với mặt tiếp xúc có diện tích  $F_k < 10\text{m}^2$  được tính theo công thức [2]:

$$K = \frac{\sigma}{\Delta} \sqrt{\frac{F_m}{F_k}} \quad (2)$$

Trong đó:  $\sigma$  là áp lực lên tấm ( $\text{T/m}^2$ );  $\Delta$  là độ lún của tấm (m).

Theo kết quả ép một đoạn võ hàm tròn có bán kính  $R_b(\text{m})$  vào đất đá quanh hàm thì hệ số kháng lực đàn hồi đối với hàm có diện tích  $F(\text{m}^2)$  được xác định bằng công thức [2]:

$$K = \frac{\sigma}{\Delta} \frac{R_b}{\sqrt{F}} \quad (3)$$

Trong đó:  $\sigma$  là áp lực lên võ hàm ( $\text{T/m}^2$ );  $\Delta$  là sự thay đổi của bán kính ngoài võ hàm thí nghiệm (m).

Sử dụng lời giải bài toán tiếp xúc của lý thuyết đàn hồi với nửa mặt phẳng và lỗ tròn trong mặt phẳng đàn hồi có thể đưa ra các biểu thức giải tích để xác định hệ số phản lực đàn hồi pháp tuyến. Trong trường hợp mặt tiếp xúc là phẳng [2]:

$$K = \frac{E}{\Delta} \left(1 + \frac{E}{E_{zab}} \frac{d_{zab}}{l}\right)^{-1} \quad (4)$$

Ở đây, E: mô đun biến dạng của đá  $T/m^2$ ;  $E_{zab}$ : mô đun biến dạng của lớp chèn sau vó;  $d_{zab}$ : chiều dày của lớp chèn; l: bề rộng mặt tiếp xúc.

Trong trường hợp mặt tiếp xúc là tròn [2]:

$$K = \frac{E}{R_b} (1+\nu) \frac{E_{zab} (R_{zab}^2 - R_b^2) + 0,4R_{zab}^2 + R_b^2}{0,4 \frac{E}{E_{zab}} (R_{zab}^2 - R_b^2) + R_{zab}^2 + 0,4R_b^2} \quad (5)$$

Với:  $R_{zab}$  là bán kính ngoài của lớp chèn;  $\nu$  là hệ số Poission của đất đá. Nếu như lớp chèn là vữa thì mô đun biến dạng của lớp chèn  $E_{zab}$  bằng mô đun biến dạng của đá bị chèn; Khi chèn bằng đá hộc thì  $E_{zab}=0,01E$ . Trường hợp lớp chèn không có ( $R_{zab}=R_b$ ) thì ta nhận được lời giải của B.G.Galiorkin đối với ống hình trụ trong môi trường biến dạng tuyến tính [2]:

$$K = \frac{E}{R_b(1+\nu)} \quad (6)$$

Trị số của hệ số kháng lực đàn hồi theo phương pháp tuyến, ví dụ như khi không có lớp chèn, mặt tiếp xúc phẳng có thể xác định theo công thức [2]:

$$K_1 = \frac{\pi E}{l(1+\nu)(3-2\nu)} \quad (7)$$

Đối với mặt tiếp xúc tròn [1]:

$$K_1 = \frac{3E}{R_b(1+\nu)(5-6\nu)} \quad (8)$$

Trong trường hợp địa tầng phân lớp nếu như xác định được hệ số lực kháng đàn hồi dọc lớp  $K_1$  và ngang lớp  $K_2$  thì hệ số kháng lực đàn hồi  $K_\phi$  được xác định theo công thức [2]:

$$K_\phi = K_1 + (K_2 - K_1) \sin^2 \phi \quad (9)$$

Với giả thiết sự thay đổi đều đặn của  $K_\phi$  từ  $K_1$  đến  $K_2$ .

Căn cứ vào đặc điểm sự tác động tương hỗ giữa kết cấu ngầm và khối địa tầng bao quanh công trình có thể chia ra các phương pháp tính kết cấu ngầm ra làm 3 nhóm:

- Nhóm 1: Không xét đến sự tương tác, kết cấu công trình ngầm tính với những tải trọng đã biết.

- Nhóm 2: Tải trọng do áp lực địa tầng có thể chia là tải trọng chủ động và tải trọng bị động - lực kháng đàn hồi. Áp lực địa tầng xem như đã biết còn lực kháng đàn hồi được xác định bằng tính toán tùy thuộc sơ đồ tác dụng của tải trọng và quan hệ giữa các đặc trưng biến dạng của kết cấu công trình ngầm và địa tầng.

- Nhóm 3: Tải trọng tác dụng lên kết cấu công trình ngầm do áp lực địa tầng không giả thiết trước mà được xác định do kết quả bài toán tiếp xúc trong tương tác của vỏ hầm và địa tầng

Các phương pháp thuộc nhóm *một* và phần lớn các phương pháp thuộc nhóm *hai* dựa trên công cụ của môn cơ học kết cấu. Nhóm ba là các phương pháp dựa trên các lời giải cổ điển hoặc các lời giải số của cơ học vật rắn biến dạng.

Đã có rất nhiều tác giả đưa ra các phương pháp tính toán kết cấu công trình ngầm khác nhau. Hiện nay, phương pháp sử dụng phần tử hữu hạn để tính toán kết cấu công trình ngầm là rất phổ biến. Lý do là phương pháp phần tử hữu hạn có thể tự động hóa thông qua máy tính để đưa ra những lời giải cho các bài toán phức tạp và xét đến hầu như tất cả các nhân tố xác định sự làm việc của công trình ngầm trong những điều kiện đã cho và đã có những phần mềm khá mạnh trong lĩnh vực tính toán các kết cấu xây dựng bằng phương pháp này.

*Hệ số kháng đàn hồi* còn gọi là hệ số nền, là hàm phi tuyến, phụ thuộc vào cấp độ tải trọng, phương thức gia tải, loại đất, kích thước và đặc tính kết cấu công trình ngầm tác dụng vào đất. Tuy nhiên nhằm đáp ứng mục đích thiết kế thông thường, ta có thể xác định hệ số nền theo tiếp tuyến gốc hoặc pháp tuyến ứng với tải trọng làm việc.

## 2. Các phương pháp xác định hệ số kháng đàn hồi

### 2.1. Phương pháp thí nghiệm

#### 2.1.1. Thí nghiệm trực tiếp trên cọc

Đối với cọc đơn ta có thể xác định bằng cách thi công cọc thử rồi tiến hành thí

thí nghiệm trực tiếp trên cọc. Để xác định hệ số nền theo phương đứng ta chôn tải theo phương đứng P (kgf) ứng với tải làm việc, độ lún đo được s (cm), khi đó:

$$K = \frac{P}{s} \quad (10)$$

Để xác định hệ số nền theo phương ngang ta làm tương tự, tải trọng là H (kgf) ứng với tải làm việc, chuyển vị tương ứng là y (cm), khi đó:

$$K = \frac{H}{y} \quad (11)$$

Thí nghiệm này cho kết quả trực tiếp. Tuy nhiên cách này ít khi làm do giá thành cao và không phù hợp với thực tế xây dựng công trình.

**2.1.2. Thí nghiệm nén ngang DMT (Dilatometer Test)**

DMT là một loại thí nghiệm cho kết quả nhiều và đáng tin cậy hơn. Thí nghiệm DMT do giáo sư Marchetti (Italia) đề xuất và đã được chính thức đưa vào tiêu chuẩn ASTM. Nguyên lý thí nghiệm DMT là đo các áp suất  $p_0, p_1, p_2$  tương ứng với chuyển vị của màng thép 0;1.1 và 0mm.

Đánh giá hệ số nền theo phương ngang từ kết quả DMT theo công thức sau:

$$K_{hs} = 0.5 \left( \frac{B+0.3}{2B} \right)^2 \frac{K_D - K_0}{7.5mm} \sigma_{vo} \quad (12)$$

**2.1.3. Thí nghiệm tẩm ép cứng (AASHTO T25, ASTM D1194)**

Thí nghiệm nén tẩm có kích thước tiêu chuẩn theo qui trình thí nghiệm xác định được hệ số nền theo phương đứng phù hợp với bài toán móng nông.

$$k = \frac{P}{\delta} \quad (13)$$

**2.2. Phương pháp tra bảng**

Phương pháp tra bảng: Các bảng tra được lập sẵn trên cơ sở thực nghiệm và thống kê. Người thiết kế dựa vào tên, loại đất, độ chặt, tỷ số dẻo để lựa chọn được hệ

số nền phù hợp. Theo cách này đòi hỏi người thiết kế phải có nhiều kinh nghiệm bởi lẽ phạm vi thay đổi của k rất lớn cho cùng một mô tả đất, có khi cùng loại đất trị số cuối và đầu cách nhau 15 lần.

**2.2.1. Bảng dùng thiết kế và tính toán móng nông**

**Bảng 2.1.** Bảng tra hệ số k theo đặc trưng đất nền theo Phương pháp thiết kế và tính toán móng nông

Đặc trưng của nền đất	Tên đất	K(kg/cm <sup>3</sup> )
Đất ít chặt	Đất chày, cát mới lấp, sét ước nhuyễn	0.1-0.5
Đất chặt vừa	Cát lấp từ lâu, sỏi đắp, sét ẩm	0.5-5
Đất chặt	Cát chặt đã lấp từ lâu, sỏi cuộn chặt đắp từ lâu, cuội, sét ít ẩm	5-10
Đất rất chặt	Cát sét được nén nhân tạo, sét cứng	10-20
Đất cứng	Đá mềm nứt nẻ, đá vôi, sa thạch	20-100
Đất đá	Đá cứng, tốt	100-1500
Nền nhân tạo	Nền cọc	5-15

**2.2.2. Bảng dùng cho tính cọc theo tiêu chuẩn xây dựng TCXDVN 205:1998 & Quy trình 22TCN18-79**

Hệ số nền tăng tuyến tính theo chiều sâu:  $C_z = K.z$  (T/m<sup>3</sup>) (14)

**Bảng 2.2.** Bảng tra hệ số k theo đặc trưng đất nền theo Tiêu chuẩn xây dựng TCXDVN 205:1998 và Quy trình 22TCN18-79

Loại đất quanh cọc và đặc trưng của nó	Hệ số tỷ lệ K (T/m <sup>4</sup> )	
	Cọc đóng	Nhồi, cọc ống và cọc chống
Sét, á sét chày (0.75<l <sub>L</sub> <=1)	65-200	50-200
Sét, á sét dẻo mềm (0.5<l <sub>L</sub> <=0.75); á sét dẻo (0<l <sub>L</sub> <=1); cát bụi (0.6<e<=0.8)	200-500	200-400
Sét, á sét gần dẻo và nửa cứng (0<l <sub>L</sub> <=0.5); á sét cứng (l <sub>L</sub> <0); cát nhỏ (0.6<e<=0.75); cát hạt trung (0.55<e<=0.7)	500-800	400-600
Sét và á sét cứng (l <sub>L</sub> <0); cát hạt thô (0.55<e<=0.7)	800-1300	600-1000
Cát sỏi (0.55<=e<=0.7), cuội sỏi lẫn cát		1000-2000

2.2.3. Bảng dùng cho tính cọc theo phương pháp J.E. BOWLES

Bảng này dùng để xác định  $k_h$  cho móng cọc.

**Bảng 2.3.** Bảng tra hệ số  $k$  theo Phương pháp J.E. BOWLES

Tên đất	K (MN/m <sup>3</sup> )
Sỏi, cát chặt	220-400
Cát thô chặt vừa	157-300
Cát trung	110-280
Cát mịn, cát bột	80-200
Sét cứng (ấm)	60-220
Sét cứng (bão hòa)	30-110
Sét dẻo (ấm)	39-140
Sét dẻo (bão hòa)	10-80
Bùn sét	2-40

2.3. Phương pháp tính theo các công thức nền móng

Dựa vào các chỉ tiêu cơ lý đất nền, hệ số nền có thể tính được qua các công thức của các tác giả khác nhau dựa theo các số liệu địa chất khác nhau.

2.3.1. Theo công thức Terzaghi

$$k_s = 24 cN_c + \gamma DN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (15)$$

**Bảng 2.4.** Bảng tra các giá trị  $N_c, N_q, N_\gamma$  theo Terzaghi

$\phi$ (độ)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.7	1.0	0.0
5	6.7	1.4	0.2
10	8.0	1.9	0.5
15	9.7	2.7	0.9
20	11.8	3.9	1.7
25	14.8	3.9	1.7
30	19.0	8.3	5.7
34	23.7	11.7	9.0
35	25.7	5.6	3.2
40	34.9	20.5	18.8
45	51.2	35.1	37.7
48	66.8	50.5	60.4
50	81.3	65.5	87.1

**Bảng 3.1.** Hệ số kháng đàn hồi tính theo các phương pháp khác nhau

Đặc trưng đất nền và kết cấu				Hệ số kháng đàn hồi theo các phương pháp (KN/m <sup>2</sup> )				
Bề rộng diện chịu tải B = 1.25(m)				TCXD 205-98	Bảng J.E. Bowles	Theo Terzaghi	Theo Vesic	Theo SPT
Mô tả đất	Tên lớp đất	Cao độ (mm)	Hệ số tỷ lệ K (T/m <sup>2</sup> )					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Đất sét pha màu nâu đỏ,	3	-3.3	800	26400	11000	16862	21960	68640

2.3.2. Theo công thức Vesic

$$K = \frac{1.3}{B} \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_\rho I_\rho}} \frac{E_s}{1-\mu^2} \quad (16)$$

**Bảng 2.5.** Bảng giá trị  $\mu$  theo Vesic

Loại đất	$\mu$
Cát xốp	0.2-0.4
Cát vừa	0.25-0.4
Cát chặt	0.3-0.45
Cát mịn	0.2-0.4
Sét mềm	0.15-0.25
Sét cứng vừa	0.2-0.5

2.3.3. Theo công thức Glick

$$k_s = \frac{22.24E_s}{1+\mu} \frac{1-\mu}{3-4\mu} [2\ln(\frac{2L}{d}) - 0.443] \quad (kcf) \quad (17)$$

2.3.4. Tính theo giá trị SPT

$$K_s = \frac{1.95N}{B} \quad (MN/m^3) \text{ cho đất rời} \quad (18)$$

$$K_s = \frac{1.04N}{B} \quad (MN/m^3) \text{ cho đất dính} \quad (19)$$

Trong đó: N: giá trị SPT trung bình.

B : bề rộng cọc.

2.3.5. Tính theo lún đàn hồi

$$S = qB \frac{1-\mu^2}{E_s} I_p \quad (20)$$

$$\Rightarrow k = 2 \frac{q}{S} = \frac{E_s}{B (1-\mu^2) I_p} \quad (21)$$

2.3.6. Tính theo cường độ kháng cắt không thoát nước

$$k_s = 72q_u \quad (Mpa) \quad (22)$$

3. So sánh các phương pháp tính hệ số kháng đàn hồi

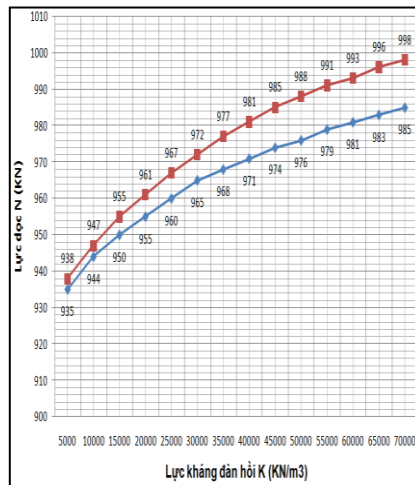
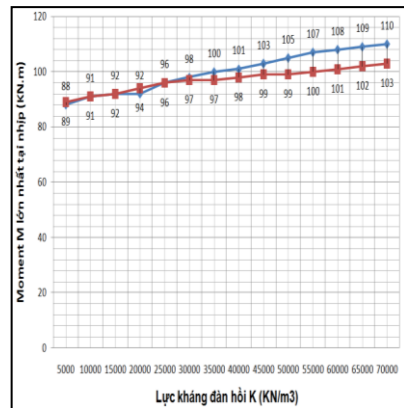
xám vàng, kết von laterit, trạng thái dẻo cứng		-3.8	800	30400	11000	16900	21960	68640
		-4.85	800	38800	11000	17260	21960	68640
Đất sét pha màu xám trắng, xám vàng, nâu vàng, trạng thái dẻo cứng	4	-5.9	500	29500	8000	10019	21420	35776
		-6.95	500	34750	8000	10427	21420	35776
		-8	500	40000	8000	10834	21420	35776
		-9.05	500	45250	8000	11241	21420	35776
Cát hạn mịn đến trung, màu xám vàng, nâu vàng, lẫn sỏi sạn, chặt vừa đến chặt	5	-10.1	500	50500	20000	10015	18201	30784
		-12.2	500	61000	20000	11159	18201	30784
		-12.7	500	63500	20000	11432	18201	30784

Nhận xét: với cùng một loại đất, một loại kết cấu công trình ngầm thì theo các phương pháp tính khác nhau ta có các kết quả lực kháng đàn hồi khác nhau, trị số cách biệt giữa các phương pháp là khá lớn, khoảng 6 lần.

**Bảng 3.2.** Bảng giá trị hệ số kháng đàn hồi K dùng để tính toán cho một kết cấu

Trường hợp	Hệ số kháng đàn hồi K (KN/m <sup>3</sup> )	Tiết diện kết cấu vỏ		Trường hợp	Hệ số kháng đàn hồi K (KN/m <sup>3</sup> )	Tiết diện kết cấu vỏ	
		b (m)	h (m)			b (m)	h (m)
1	5000	1	1	8	40000	1	1
2	10000	1	1	9	45000	1	1
3	15000	1	1	10	50000	1	1
4	20000	1	1	11	55000	1	1
5	25000	1	1	12	60000	1	1
6	30000	1	1	13	65000	1	1
7	35000	1	1	14	70000	1	1

Kết quả tính toán được đưa ra biểu đồ so sánh như sau:



**Hình 3.1:** Biểu đồ quan hệ lực kháng đàn hồi - moment (bên trái) và biểu đồ quan hệ lực kháng đàn hồi và lực dọc tại thành hầm (bên phải). Với  $EJ = const$ ;  $K = thay\ đổi\ theo\ thực\ tế.$

—●— Có xét K    —■— Không xét K

**Kết luận**

Việc xét đến xét lực kháng đàn hồi tác dụng lên kết cấu công trình ngầm là hết sức cần thiết trong lĩnh vực thiết kế công trình ngầm, đảm bảo cho kết cấu ngầm làm việc an toàn.

Từ kết quả tính toán cho thấy lực kháng đàn hồi ảnh hưởng đến kết quả nội lực công trình ngầm một cách đáng kể khi tính với các phương pháp khác nhau

Trong trường hợp có xét lực kháng đàn hồi tác dụng và không có tác dụng lên

thành hàm thì kết quả nội lực thay đổi trong khoảng 6%.

Với các phương pháp tính hệ số kháng đàn hồi khác nhau thì nội lực kết cấu thay đổi khá khác biệt, sai số moment đến 19%, lực dọc đến 6%.

Giá trị hệ số kháng đàn hồi tăng thì nội lực kết cấu giảm, giá trị lực kháng đàn hồi

thay đổi 14 lần thì sai số moment đến 24%, lực dọc đến 8%.

Khi tính toán công trình ngầm nên tính toán đầy đủ những tác động lên kết cấu ngầm theo hệ số kháng đàn hồi. Tùy theo mức độ quan trọng của công trình mà lựa chọn hệ số kháng đàn hồi thích hợp.

\*

## DETERMINATION METHODS OF THE ELASTIC RESISTANCE COEFFICIENT

Nguyen Ke Tuong, Nguyen Minh Hung

*Thu Dau Mot University*

### ABSTRACT

*Up to now, the calculation methods are not able to fully reflect the interaction mechanism between underground structures and geological stratigraphic areas surrounding a work. To address these shortcomings, we introduce some methods of determining the elastic resistance coefficient: the laboratory method (directly conducting experiments on piles, hard pressed experiments), referring to the tables (designs and shallow foundation calculation sheets, pile calculation sheets under Vietnamese construction standards, pile calculation sheets under the Bowles method), foundation formulas (the formulas of Terzaghi, Vesic, Glick, SPT values, elastic subsidence, undrained section intensity). On the basis of comparing elastic resistance coefficients, during the construction of underground works, an appropriate elastic resistance coefficients will be selected based on the purpose and scope of the works.*

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Tewet & Trung tâm Nghiên cứu phát triển giao thông vận tải phía Nam (2003), *Nghiên cứu khả thi hai tuyến Metro Bến Thành - Suối Tiên và Bến Thành - An Sương (TP. Hồ Chí Minh)*.
- [2] Nguyễn Thế Phùng (2008), *Thiết kế hầm giao thông*, NXB Xây dựng.
- [3] L.V. Makópski (2004), *Công trình ngầm giao thông đô thị*, NXB Xây dựng.
- [4] Chu Quốc Thắng (1997), *Phương pháp phân tử hữu hạn*, NXB Khoa học kỹ thuật.
- [5] McGraw Hill (1999), *Ansel C. Ugural, stresses in plates and shells*.
- [6] Lê Xuân Thương, Đinh Xuân Bằng, Nguyễn Tiến Cường, Phí Văn Lịch (1981), *Cơ sở thiết kế công trình ngầm*, NXB Khoa học kỹ thuật.