

# NGHIÊN CỨU PHƯƠNG PHÁP TÍNH ÁP LỰC ĐẤT PHÙ HỢP CHO TƯỜNG VÂY HỒ ĐÀO SÂU

**TS. Nguyễn Minh Tâm**

Trường Đại học Bách khoa Tp. HCM

**ThS. Nguyễn Bửu Anh Thư**

công ty TNHH MTV Cấp Thoát Nước Cần Thơ

**TÓM TẮT:** Ngày nay, các công trình cao tầng với nhiều tầng hầm xuất hiện ngày càng nhiều. Việc nghiên cứu phương pháp tính toán áp lực đất tác dụng vào tường chắn trở thành bài toán cần thiết cho các kỹ sư tư vấn thiết kế và thi công công trình xây dựng. Nội dung của bài báo này tập trung nghiên cứu tổng quan về các phương pháp tính toán áp lực đất trên tường chắn từ các phương giải tích đến phương pháp phần tử hữu hạn. Trên các kết quả phân tích cho công trình thực tế có kết quả quan trắc mô hình hợp lý mô phỏng cho ứng xử của đất cũng như phương pháp giải tích tính toán áp lực đất thích hợp sẽ được đề xuất qua nghiên cứu này.

## 1. Tổng quan

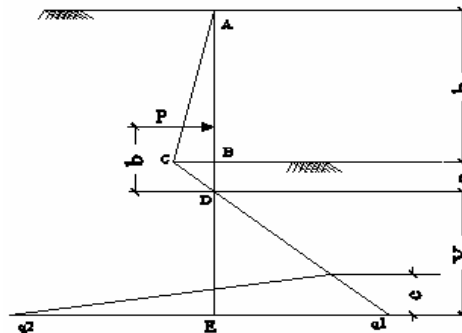
Trong những thập kỷ gần đây, nhu cầu về không gian ngầm để sử dụng cho trạm xe điện ngầm hay metro, phát triển không gian ngầm của nhà cao tầng... đang tăng lên trong nhiều khu vực đô thị ở Việt nam cũng như trên toàn thế giới.

Một hệ thống tường vây cho hố đào sâu nằm giữa những công trình hiện hữu là vấn đề tương tác đất với kết cấu hết sức phức tạp tác động bởi một tổ hợp của nhiều yếu tố. Nhiều tác giả đã nói đến vấn đề này, và đưa ra phương pháp tính áp lực đất tác dụng lên tường khác nhau.

Một số phương pháp tính áp lực đất bằng phương pháp giải tích được trình bày tóm tắt như sau:

### Phương pháp USA [1]

Sơ đồ áp lực đất rỗng được mô tả như Hình 1



Hình 1. Sự phân bố áp lực đất theo Bowles.

Áp lực đất tại mặt hố đào:

$$P_A = K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot h \quad (1)$$

Xác định tỉ lệ gia tăng áp lực rỗng: (2)

$$m = (K_{p\gamma} - K_{a\gamma}) \cdot \gamma$$

Những áp lực rỗng được giả định như sau:

$$q_1 = m \cdot Y \quad (3)$$

$$q_2 = q + m \cdot Y \quad (4)$$

$$\text{với: } m = (K_{p\gamma} - K_{a\gamma}) \cdot \gamma \quad (5)$$

Độ sâu tại nơi áp lực rỗng bằng 0:

$$a = p_A / m \quad (6)$$

và áp lực tam giác ở trên mức này được thay thế

bảng kết quả của lực đẩy

$$P = (1/2) \cdot K_{Ay} \cdot \gamma \cdot h \cdot (h+a) \quad (7)$$

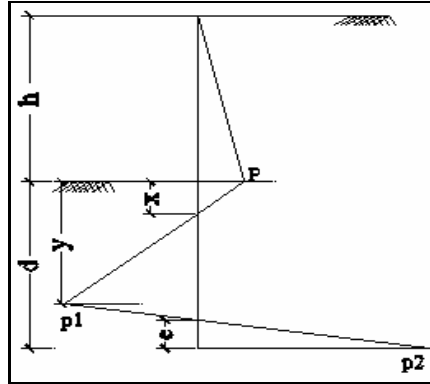
$$\text{ở độ cao:} \quad b = (h + 2a)/3 \quad (8)$$

Bằng cách xem xét lực và cân bằng moment và loại bỏ kích thước c, một phương trình bậc bốn cho độ sâu Y thu được như sau:

$$Y^4 + \left(\frac{a}{m}\right)Y^3 - \left(\frac{8P}{m}\right)Y^2 - \frac{6P}{m^2}(2mb+q)Y - \frac{6P}{m^2}(6bq+4P) = 0 \quad (9)$$

### Phương pháp King (1995) [4]

Phân tích dựa trên sơ đồ áp lực rỗng Hình 2



Hình 2. Sự phân bố áp lực đất theo King.

Điều này cũng tương tự như giả định trước để đơn giản hóa trong các phương pháp thiết kế hiện tại, với áp lực đất chủ động đến mặt đáy hố đào, ta có:

$$p = p_A = K_A \cdot \gamma \cdot h \quad (10)$$

Áp lực đất phân bố tuyến tính dưới mặt đáy hố đào, trên độ chôn sâu d, và được xác định bởi khoảng cách x, y, và ε.

Áp dụng tính chất tam giác đồng dạng ta được:

$$P_1 = (y-x) \cdot p/x \quad (11)$$

$$P_2 = \varepsilon \cdot P_1 / (d-\varepsilon-y) \quad (12)$$

Cân bằng theo phương ngang ta có:

$$P \cdot (h+x)/2 + P_2 \cdot \varepsilon/2 = (d-\varepsilon-y) \cdot P_1/2 \quad (13)$$

Thay thế cho p<sub>1</sub> và p<sub>2</sub> từ phương trình (11) và (12) bằng h' = h/d, y' = y/d, x' = x/d, và ε' = ε/d, ta được tương đương:

$$x' \cdot (h'+x') \cdot (1-\varepsilon'-y') + \varepsilon'^2 \cdot (y'-x') - (1-\varepsilon'-x') \cdot (1-\varepsilon'-y') \cdot (y'-x') = 0 \quad (14)$$

Moment tại điểm có độ sâu y

$$h' \cdot p \cdot (h/3+y)/2 + x' \cdot p \cdot (y-x)/2 - (y-x)^2 \cdot p_1/6 + (d-\varepsilon-y)^2 \cdot p_1/6 - \varepsilon \cdot p_2 \cdot (d-\varepsilon/3-y)/2 = 0 \quad (15)$$

Khai triển ta được:

$$h' \cdot x' \cdot (1-\varepsilon'-y') \cdot (h'+3y') + x'^2 \cdot (1-\varepsilon'-y') \cdot (3y'-x') + (y'-x') \cdot (1-\varepsilon'-y') \cdot [(1-\varepsilon'-y')^2 - (y'-x')^2] - \varepsilon'^2 \cdot (y'-x') \cdot (3-\varepsilon'-3y') = 0 \quad (16)$$

Từ phương trình (14) ta có:

$$x' = \frac{y' \cdot [(1-2s_1) - y' \cdot (1-s_1)]}{h' \cdot (1-s_1 - y') - y'^2 + (1-2s_1)} \quad (17)$$

Từ phương trình (16), và từ x' của (17) ta có phương trình sau

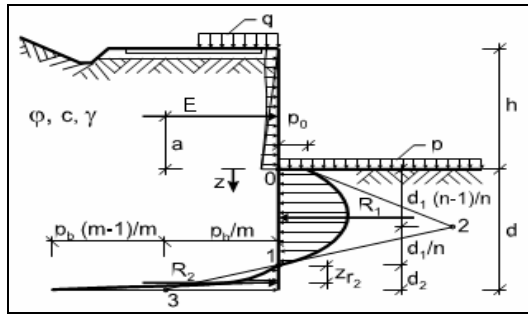
$$[(1-\varepsilon')h'+(1-2\varepsilon')]y'^2+[(1-\varepsilon')h'^2-(1-3\varepsilon')]y'-[(1-2\varepsilon')h'^2+(1-3\varepsilon')h'] = 0 \quad (18)$$

**Phương pháp Day (1999) [3]**

Day (1999) thấy rằng phương pháp của King đã cho kết quả quá bảo thủ, đặc biệt đối với giá trị thấp hơn của tham số K (Với  $K = K_{py}/K_{ay}$ ). Nếu K thấp hơn 7,90, giải pháp không thực tế. Do đó ông đã đề nghị, trên cơ sở kết quả phân tích tương tác sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (FEM), giới thiệu giá trị mới của tham số  $\varepsilon$  ( $\varepsilon = \varepsilon'.d$ ;  $\varepsilon'=0,047\ln(K)+0,1$ ).

**Phương pháp tính theo Stanislav [8]**

Kết quả phân tích phương pháp phần tử hữu hạn (FEM) cho thấy ở trạng thái giới hạn cấu trúc chắn giữ quay xung quanh điểm tại độ sâu  $d_1$ . Cho tất cả các trường hợp phân tích điểm này nằm khoảng ở độ sâu nơi những áp lực lên tường từ bên trái và bên phải là bằng nhau. Do đó, nó có thể được cho rằng áp lực rỗng dưới mặt hố đào được huy động trong hình dạng của hàm mũ như trình bày trong Hình 3. Từ các kết quả nghiên cứu thực nghiệm của Fang và các cộng sự (1994), có thể giả định rằng tổng lực kháng bị động ( $p_0$ ) được huy động ở mặt đáy hố đào, và tăng lên đến độ sâu ( $d_1$ )



Hình 3. Sự phân bố áp lực đất theo Stanislav.

nó có dạng của công thức sau:

$$p(z) = p_0 + C_1(z/d_1) + C_2(z/d_1)^2 \quad (19)$$

Với  $C_1$  và  $C_2$  được xác định từ điều kiện biên:

$$p(z=d_1) = p_0 + C_1 + C_2 = 0 \quad (20)$$

$$\left. \frac{dp(z)}{dz} \right|_{z=0} = \frac{c_1}{d_1} = \gamma(K_{py} - K_{ay}) \quad (21)$$

$n=1$

Giải phương trình (20) và(21) ta được:

$$C_1 = \gamma(K_{py} - K_{ay})d_1$$

$$C_2 = -p_0 - \gamma(K_{py} - K_{ay})d_1$$

Sự phân bố của áp lực đất huy động trong toàn bộ khu vực của  $d_1$  theo hàm mũ được đưa ra dưới đây:

$$p^*(z) = \frac{2p(z)}{\gamma h K_{ay}} = p_0^* + 2(K-1)d_1^* \left( \frac{z}{d_1} \right) - \left( p_0^* + 2(K-1)d_1^* \right) \left( \frac{z}{d_1} \right)^n \quad (22)$$

Trong khoảng độ sâu  $d_2$  áp lực đất phân bố như sau:

$$p(z) = p_b \left( \frac{z - d_1}{d_2} \right)^m \quad (23)$$

Trong đó  $p_b$  là áp lực đất tại chân tường. Giá trị áp lực đất trong khoảng  $d_2$  được cho ở (24) và khoảng cách lực ngang so với điểm 1 được cho ở (25).

$$R_2^* = p_b^* \left( \frac{d_2^*}{m+1} \right) \quad (24)$$

$$Z_{R_2}^* = d_2^* \left( \frac{m+1}{m+2} \right) \quad (25)$$

Các giá trị của tham số  $m$  và  $p_b^*$  được xác định từ kết quả của mô phỏng số ở trạng thái giới hạn của kết cấu chắn giữ cắm vào trong mặt đất rời và nhiều lớp, cũng như đối với trường hợp có hoạt tải ở phía trước kết cấu chắn giữ. Tham số  $m$  được dựa trên nội suy số sử dụng kết quả của phân tích đàn hồi theo FEM và có thể được thể hiện như:

$$m = 2 + \ln(K)/4 \quad (26)$$

Giá trị áp lực đất tại chân tường được xác định như sau:

$$p_b^* = (1 + d^* + c^*) (\ln K + 3.8 \ln^2 K) \quad (27)$$

Phương trình (27) tương đương với các kết quả sử dụng FEM xác định theo phương pháp bình phương tối thiểu. Những áp lực huy động ở phía trước và phía sau kết cấu chắn giữ (được xác định bởi các thông số  $n$ ,  $m$ ) được liên kết với (27). Các mối quan hệ được xác định bởi độ dốc của tiếp tuyến (đường 2-3, của Hình 3) của áp lực rỗng ở phía trước của kết cấu chắn giữ qua điểm 1.

$$n = \frac{\frac{P_b^* d_1^*}{m} + 2(K-1)d_1^* d_2^*}{P_0^* d_2^* + 2(K-1)d_1^* d_2^*} \quad (28)$$

Độ sâu chôn của kết cấu chắn giữ  $d_1^*$  và  $d_2^*$  được xác định từ việc cân bằng momen xung quanh điểm 1 (29), và điều kiện cân bằng lực cắt (30).

$$E^* (a^* + d_1^*) - p_0^* d_1^{*2} \left( \frac{n}{n+1} - \frac{n}{2(n+2)} \right) - (K-1) d_1^{*3} \left( \frac{n-1}{n+1} - \frac{2(n-1)}{3(n+2)} \right) - p_b^* \frac{d_2^{*2}}{m+2} = 0 \quad (29)$$

$$E^* - p_0^* d_1^* \left( \frac{n}{n+1} \right) - (K-1) d_1^{*2} \left( \frac{n-1}{n+1} \right) + \frac{p_b^* d_2^*}{m+1} = 0 \quad (30)$$

Giải hệ 3 phương trình (28), (29), và (30) ta tìm được  $d_1^*$  và  $d_2^*$ .

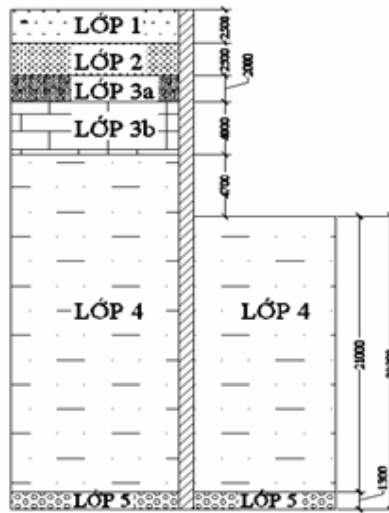
Qua kết quả nghiên cứu tổng quan các phương pháp giải tích tính toán áp lực đất vào tường chắn để thiết kế kết cấu tường chắn, tác giả đã sử dụng kết hợp với phương pháp phần tử hữu hạn (Plaxis) để mô phỏng và so sánh với kết quả quan trắc cho công trình thực tế để đưa ra nhận xét về mô hình đất thích hợp cho việc mô phỏng trong Plaxis và đồng thời so sánh kết quả giữa Plaxis với kết quả giải tích của các phương pháp nêu trên để đề xuất phương pháp giải tích thích hợp cho việc tính toán áp lực đất lên tường chắn. Kết quả phân tích được thực hiện trên công trình có tường vây hố đào sâu Vietcombank Tower số 5 Công trường Mê Linh, Bến Nghé, Quận 1, TP.HCM.

## 2. Mô hình mô phỏng và các thông số đất nền để xác định áp lực ngang của đất lên tường vây hố đào

### 2.1. Giới thiệu công trình đặc điểm địa chất

Công trình Vietcombank Tower, Số 5, Quảng Trường Mê Linh, P. Bến Nghé, Q.1, TP. HCM gồm 35 tầng, 4 tầng hầm với các khu tiện ích, khu phục vụ, khu bán lẻ, nhà hàng và bãi đậu xe được xây dựng trên diện tích khoảng 3.200 m<sup>2</sup>, tiếp giáp quảng trường Mê Linh, đường Tôn Đức Thắng, Hai Bà Trưng, Mạc Thị Bưởi và Phan Văn Đạt.

Đặc điểm địa chất khu vực có cấu tạo địa tầng gồm 6 lớp đất có các chỉ tiêu cơ lý được thể hiện ở Bảng 1, mặt cắt ngang địa chất và tường như Hình 4:



Hình 4. Hình mặt cắt ngang của tường trong đất.

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

Lớp	Tên lớp	Chiều dày (m)	$\gamma_{tn}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (độ)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	Cát san lấp, chặt vừa	2,5	20	28	0
2	Bụi cát, chảy	2,5	16	2,82	7,5
3a	Cát chứa sét, nâu đỏ, dẻo	2	21,5	20,83	18,9
3b	Cát chứa sét, xanh xám, dẻo	4	20,3	22,51	17
4	Cát chứa bụi, vàng xám, chặt	15,7	21	29,78	12,4
5	Sét nâu hồng, cứng	1,3	20,8	15,2	100

## 2.2. Các giai đoạn thi công hố đào

Tường chắn công trình bằng bê tông cốt thép dày 1m, bê tông M300. Công trình có 4 tầng hầm nên có 5 sàn: B0, B1, B2, B3, B4, mỗi sàn dày 0,3m riêng sàn B4 dày 2,9m. Kích thước trung bình hố đào: 50m x 50m, chiều sâu đào lớn nhất (4 tầng hầm) 15,7m, mực nước ngầm -1m, biện pháp thi công Top – Down. Trình tự các bước thi công hố đào sâu như sau:

- Giai đoạn 1: Thi công tường vây, hạ mực nước ngầm (MNN) xuống -4m, đào đất đến cao trình -3m.
- Giai đoạn 2: Thi công sàn B0 tại 0,0m.
- Giai đoạn 3: Hạ MNN xuống -8,1m, đào đất đến cao trình -7,1m.
- Giai đoạn 4: Thi công sàn B1 tại -5,1m.
- Giai đoạn 5: Hạ MNN xuống -13,1m, đào đất đến cao trình -12,9m.
- Giai đoạn 6: Thi công sàn B3 tại -10,9m.
- Giai đoạn 7: Hạ MNN xuống -17,1m, đào đất đến cao trình -16,7m.
- Giai đoạn 8: Thi công sàn B2 tại -8m, và sàn B4 tại -13,8m.

## 2.3. Thông số đất nền

Tác giả sử dụng 2 mô hình Mohr - Coulomb (MC), Hardening-Soil (HS) để mô phỏng nền đất. Với cả hai mô hình, các chỉ tiêu cơ lý chủ yếu của đất ( $c$ ,  $\varphi$ ,  $\gamma_{wet}$ ,  $\gamma_{dry}$ ,  $k_x$ ,  $k_y$ ) lấy dựa trên hồ sơ khảo sát địa chất. Cụ thể các thông số của mô hình được xác định như sau:

$E_{50}^{ref}$ : tính từ kết quả thí nghiệm nén 3 trục.

$E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ : tính từ kết quả thí nghiệm nén cố kết.

Mặc định:  $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref}$        $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$

$m$ : số lũy thừa trong quan hệ ứng suất và biến dạng.

$m = 1$ : cho đất sét.

$m = 0,5$  cho cát và bùn.

$R_f$ : hệ số phá hoại  $R_f = 0,9$

$p_{ref} = 100kPa$ . Các thông số của 2 mô hình MC và HS được thể hiện ở Bảng 2 và Bảng 3.

**Bảng 2. Bảng tổng hợp địa chất theo mô hình Mohr Colum**

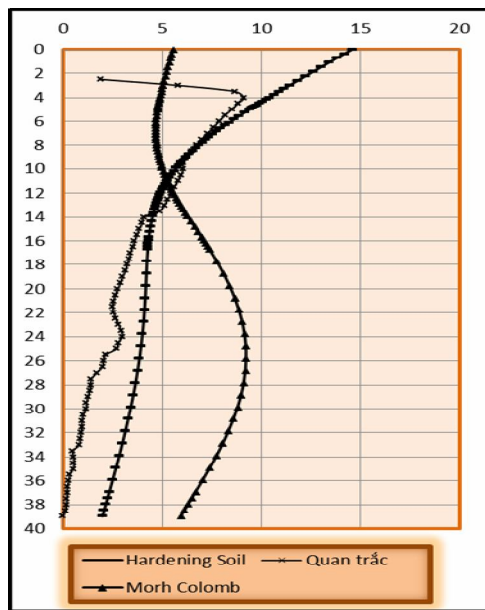
Ký hiệu	Đơn vị	Đất đắp	Bụi cát	Cát pha, nâu đỏ	Cát pha, xám xanh	Cát chứa bụi	Sét
		MC drained	MC drained	MC drained	MC drained	MC drained	MC drained
$z$	$m$	2,5	2,5	2	4	25,7	1,5
$\gamma_{unsat}$	$kN/m^3$	18,5	11,1	18	16,7	17,5	17
$K_x$	$m/day$	1,2	7.456E-04	3.040E-05	5.140E-05	2.940E-04	2.600E-06
$K_y$	$m/day$	0,6	3.730E-04	1.520E-05	2.570E-05	1.470E-04	1.300E-06
$C$	$kPa$	0	7,5	18,9	17	12,4	100
$\varphi$	$deg$	20	2,82	20,83	22,51	29,78	15,2
$\psi$	$deg$	0	0	0	0	0	0
$E_{ref}$	$kPa$	19000	5000	11375	9625	20000	23779
$\nu$	-	0,28	0,28	0,3	0,3	0,28	0,35
$R_{inter}$	-	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

**Bảng 3. Bảng tổng hợp địa chất theo mô hình Hardening Soil**

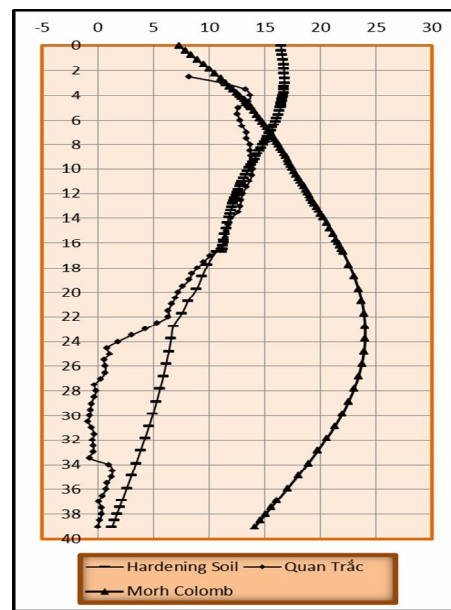
Ký hiệu	Đơn vị	Đất đắp	Bụi cát	Cát pha, nâu đỏ	Cát pha, xám xanh	Cát chứa bụi	Sét
		HSM drained	HSM drained	HSM drained	HSM drained	HSM drained	HSM drained
$z$	$m$	2,5	2,5	2	4	25,7	1,5
$\gamma_{unsat}$	$kN/m^3$	18,5	11,1	18	16,7	17,5	17
$K_x$	$m/day$	1,2	7.456E-04	3.040E-05	5.140E-05	2.940E-04	2.600E-06
$K_y$	$m/day$	0,6	3.730E-04	1.520E-05	2.570E-05	1.470E-04	1.300E-06
$C$	$kPa$	0	7,5	18,9	17	12,4	100
$\varphi$	$deg$	20	2,82	20,83	22,51	29,78	15,2
$V$	-	0,28	0,28	0,3	0,3	0,28	0,35
$E_{50}^{ref}$	$kPa$	19000	5000	11375	9625	20000	23779
$E_{oed}^{ref}$	$kPa$	19000	5000	11375	9625	20000	23779
$E_{ur}^{ref}$	$kPa$	57000	15000	34125	28875	60000	71337
$R_{inter}$	-	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

### 3. Kiểm chứng thông số mô hình Mohr Colomb và Hardening Soil

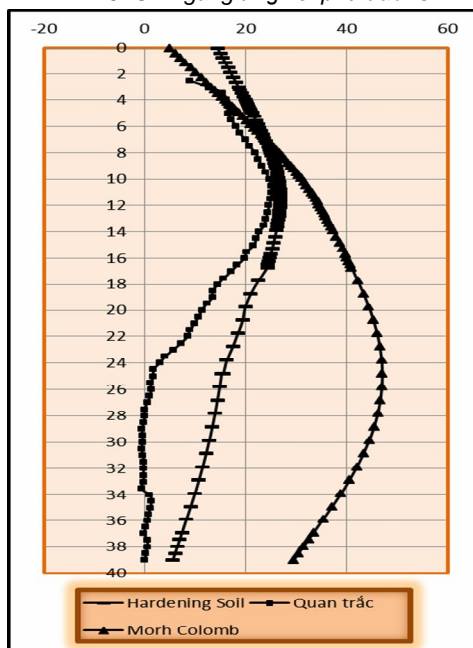
Tại các giai đoạn thi công hố đào sâu, ta có kết quả chuyển vị ngang của tường vây ở từng giai đoạn thi công được thể hiện ở các Hình 5, Hình 6, Hình 7 và Hình 8 tương ứng như sau:



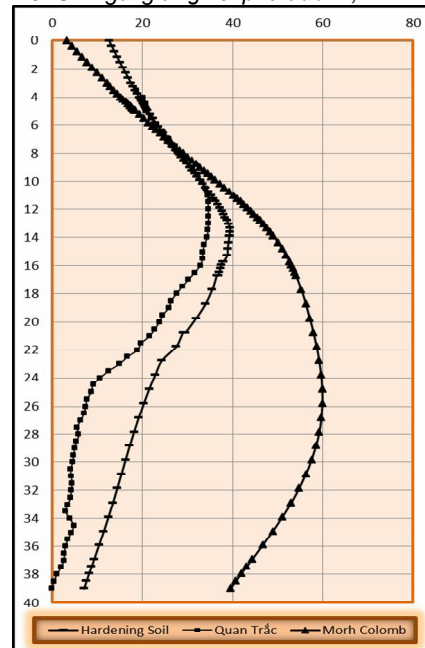
Hình 5. CV ngang ứng với pha đào -3m.



Hình 6. CV ngang ứng với pha đào -7,1m.



Hình 7. CV ngang ứng với pha đào -12,9m.



Hình 8. CV ngang ứng với pha đào -16,7m.

Từ kết quả quan trắc chuyển vị và kết quả từ 2 mô hình HS và MC ta tổng hợp được kết quả so sánh chuyển vị ngang được thể hiện ở Bảng 4 như sau:

**Bảng 4.** So sánh kết quả chuyển vị ngang lớn nhất từ 2 mô hình MC và HS với kết quả quan trắc.

Giai đoạn thi công	MC (mm)	HS (mm)	Quan trắc (mm)	Chênh lệch giữa MC và HS với thực tế (%)	
				MC	HS
Pha đào -3m	9,2	14,5	9,1	1,1	37,24
Pha đào -7,1m	24	16,7	13,91	42	16,7
Pha đào -12,9m	47	26,7	25,6	45,53	4,12
Pha đào -16,7m	60	39	34,66	42,23	11,12

Dựa trên các kết quả thể hiện ở trên ta nhận thấy rằng kết quả dự báo chuyển vị từ mô hình MC lớn hơn quan trắc thực tế 40 – 45%. Có sự chênh lệch này là do các thông số của mô hình lấy từ số liệu thí nghiệm

trong phòng không phản ánh chính xác nền đất thực tế cũng như hạn chế của mô hình MC là ứng xử đàn hồi khi chưa đạt đến dẻo và giá trị mô đun là không thay đổi theo ứng suất hữu hiệu trong suốt quá trình chịu tải.

Tại giai đoạn đào -3m (Hình 5), kết quả dự đoán chuyển vị ngang lớn nhất của tường ứng với mô hình MC và HS lần lượt là 9,2mm và 14,5mm, mặc dù mô hình MC cho chuyển vị gần bằng với thực tế nhưng chuyển vị ngang lớn nhất nằm ở bụng tường, còn mô hình HS cho chuyển vị ngang lớn nhất ở đỉnh tường, giống như chuyển vị thực tế của tường. Hình dạng chuyển vị ngang thực tế của tường cho ta thấy tường làm việc như một console, điều này tương đối phù hợp với mô hình HS.

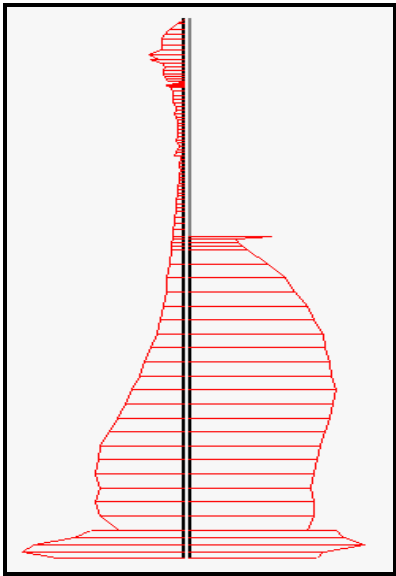
Tại các giai đoạn thi công tiếp theo (Hình 6, Hình 7, Hình 8), kết quả dự báo từ mô hình HS tỏ ra phù hợp với chuyển vị thực tế của tường hơn kết quả dự báo từ mô hình MC. Chuyển vị ngang lớn nhất của tường tính toán từ mô hình MC lớn hơn từ mô hình HS từ 30% đến 43%.

Qua kết quả so sánh trên ta có thể rút ra kết luận là chuyển vị ngang đạt được từ phân tích mô hình HS phù hợp với kết quả quan trắc thực tế hơn so với mô hình MC.

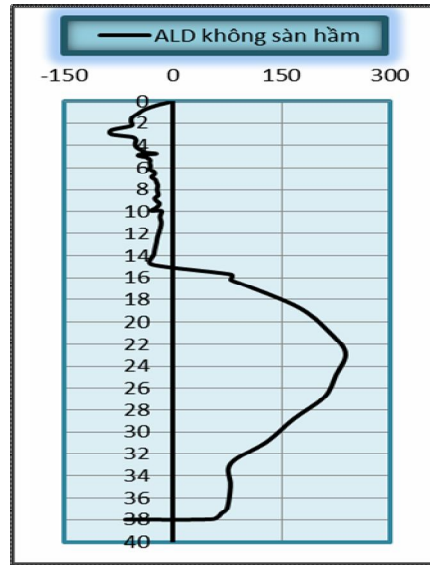
**4. So sánh kết quả áp lực đất tác dụng lên tường được xác định từ mô hình HS không sàn hầm với kết quả từ các phương pháp giải tích**

Để đánh giá thêm phương pháp giải tích nào từ kết quả nghiên cứu tổng quan ở mục 1, tác giả thực hiện việc tính toán so sánh áp lực đất tác dụng lên tường giữa Plaxis với mô hình áp dụng là HS (đã thể hiện sự hợp lý trong mô phỏng) với các kết quả của các phương pháp giải tích. Để có thể so sánh được giữa Plaxis với kết quả áp lực đất được tính từ các phương pháp giải tích, tác giả mô phỏng thêm mô hình với trường hợp không xây sàn hầm. Vì đây là trường hợp đơn giản mà các công thức giải tích có thể tính toán được.

Kết quả áp lực đất từ mô hình HS – không sàn hầm (Hình 9), từ kết quả (Hình 9) ta vẽ được biểu đồ áp lực đất rỗng (Hình 10).



Hình 9. Áp lực đất trên tường – không sàn hầm.



Hình 10. Áp lực đất rỗng – không sàn hầm (kN/m<sup>2</sup>) theo độ sâu (m).

Từ Hình 10 ta thấy hình dạng áp lực đất trong khoảng từ -16m đến -32m có dạng hình parabol, điều này cũng phù hợp với hình dạng phân bố áp lực đất thực tế. Kết hợp với kết quả áp lực đất ta tính được từ các phương pháp giải tích, ta vẽ được biểu đồ và được thể hiện như Hình 11.

Biểu đồ phân bố áp lực đất ở các phương pháp có dạng tương tự nhau, nhưng trong đó biểu đồ phân bố áp lực đất theo Stanislav có hình dạng giống với kết quả từ PTHH (Plaxis) nhất, và dạng biểu đồ này có thể đồng dạng với biểu đồ phân bố áp lực đất thực trong tự nhiên.

Do đây là biểu đồ của áp lực đất rỗng, phần trên mặt hố đào chỉ có áp lực đất chủ động nên giá trị áp lực đất ở phía trên hố đào của các phương pháp giải tích đều bằng nhau và được tính theo công thức Morh-Rankine và các giá trị này cũng gần giống với giá trị áp lực đất được lấy từ kết quả mô phỏng bằng phương pháp phần tử hữu hạn, và chỉ thay đổi từ mặt đáy hố đào trở xuống. Trong khoảng từ -15,7m đến -34m giá trị



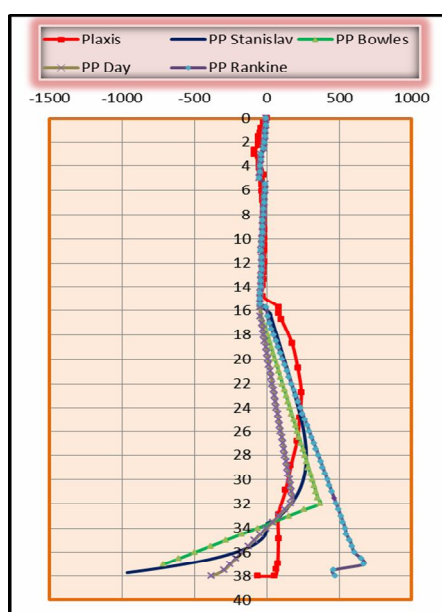
áp lực đất từ phương pháp của Stanislav cho kết quả phù hợp nhất chênh lệch so với kết quả Plaxis khoảng 15%-20%, kết quả từ phương pháp Bowles và Day chênh lệch tương ứng 50% và 60%, còn đối với pp Mohr – Rankine thì cho kết quả chênh lệch nhiều nhất-hơn 100%.

### 5. Kết luận

Nội dung của nghiên cứu này chủ yếu tập trung nghiên cứu tổng quan các phương pháp giải tích và phần tử hữu hạn (Plaxis) xác định áp lực tác dụng lên tường chắn cứng như mô hình phù hợp trong Plaxis để sử dụng cho mô phỏng các lớp đất. Qua việc so sánh giữa các kết quả tính toán phân tích Plaxis với kết quả quan trắc và với kết quả tính toán giải tích các kết luận cụ thể sau đây được rút ra như sau:

Mô phỏng lớp đất bằng các mô hình HS và MC cho kết quả hình dạng của biểu đồ chuyển vị với chiều sâu khá phù hợp so với kết quả quan trắc thực tế. Tuy nhiên về độ lớn của chuyển vị ngang thì vẫn còn chênh lệch. Kết quả tính toán chuyển vị ngang theo mô hình Hardening Soil lớn hơn 1,1 – 2 lần; còn tính toán theo mô hình Mohr Coulomb gấp hơn 2 – 6 lần so với kết quả quan trắc.

Phương pháp tính toán áp lực đất của Stanislav có xét đến ảnh hưởng của hoạt tải ở mặt đáy hố đào ( $p$ ) do quá trình thi công gây ra cho kết quả chính xác hơn các phương pháp giải tích khác khi so sánh với kết quả tính toán bằng phương pháp Plaxis.



Hình 11. So sánh các dạng biểu đồ áp lực đất từ các phương pháp giải tích và FEM.

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Bowles, J. E. (1986), "Mat Design," JACI, vol. 83, no.6, Now-Dec, pp. 1010-1017.
2. Châu Ngọc Ân., (2004), Cơ học đất. s.l.: Nxb Đại học Quốc gia TP.HCM.
3. Day, R. A. (1999)." Net pressure analysis of cantilever sheet pile walls". Geotechnique, London, England, 49(2), 231-245.
4. King, G. J. W. (1995)." Analysis of cantilever sheet-pile walls in cohesionless soil". J. Geotech. Engng Div., ASCE, 121(9), 629-635.
5. Nguyễn Bá Kế. (2002), Thiết kế và thi công hố móng sâu. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội.
6. Nguyễn Minh Tâm. (2009) Bài giảng môn học tính toán tự động các bài toán địa kỹ thuật. s.l.: Tài liệu học tập.
7. Rankine, W. M. J. (1857) "On Stability on Loose Earth." Philosophic Transactions of Royal Society, London, Part I, pp. 2-27.
8. Stanislav (2006)." Interactional approach of cantilever pile walls analysis". Faculty of Civil Engineering, Maribor, Slovenia, 49(2), 231-245.

**Ngày nhận bài: 21/8/2013.**

***Research into suitable method to calculate soil pressure on diaphragm wall of deep excavation***

Dr. NGUYEN MINH TAM, MEng. NGUYEN BUU ANH THU

Nowadays, high rise buildings with deep basements are in a bloomed development. It has become a indispensable tendency in the modernization of major cities.

The author intruduces a method of analysis of soil pressure and design the cantilever retaining structures. It bases on the limit equilibrium methods, but it uses some additional conditions for interaction between the retaining structure and the ground, when referring to the distribution of the mobilized earth pressures on the structure. The main benefit of the proposed method is shown in the analysis of the structures in layered ground (heterogeneous above the dredge level and homogeneous below it), and in the considering of possibility of the influence of surcharge loadings on the active or passive side of the retaining structure. When analyzing such cases in practice, the proposed method gives results which are in better agreement with the results of FEM based elasto-plastic interaction analyses than with the results of currently used methods. At the same time, its results are in accordance with those published for homogeneous cohesionless ground because in practice, almost all retaining structures are erected in layered ground (heterogeneous above the dredge level and homogeneous below it).