

# 비점성토로 뒷채움한 강성옹벽에 작용하는 정적토압

Static Earth Pressure on Rigid Walls Backfilled by Cohesionless Soils

정 성 교\*<sup>1</sup>

Chung, Sung-Gyo

백 승 훈\*<sup>2</sup>

Baek, Soung-Hoon

---

---

## Abstract

The Coulomb and Rankine theories have been usually used for design of retaining walls, in which the earth pressures have been assumed as a triangular distribution.

For the rigid retaining wall with inclined backface and horizontal surface backfilled by cohesionless soils, the analytical method of earth pressure distribution has been newly suggested by using the concept of the flat arch. The active thrust obtained by this method agrees well with those by the existing theories, except the Rankine solution. The analyzed results show that the height to the center of pressure depends mainly on the inclination of the back wall and the wall friction, instead of  $0.33H$ , where  $H$  is the wall height.

## 요 지

옹벽의 설계시에 일반적으로 널리 사용되고 있는 Coulomb과 Rankine의 토압이론은 토압분포가 삼각형이라고 가정하고 있다.

강성벽체의 뒷채움면이 경사지며, 비점성토로 뒷채움한 지표면이 수평일 경우에 적용할 수 있는 토압이론식을 아칭개념을 도입하여 새로이 제안 하였다. 이 이론식에 의한 전 주동토압은 Rankine이론을 제외한 기준의 토압이론들에 의한 것과 아주 좋은 일치를 보여 주지만, 그 작용점의 위치는 단지  $0.33H$ 가 아니라 주로 뒷채움 벽면의 기울기 및 벽면마찰각에 의존하였다.

## 1. 서 론

토목구조물 중에서 흔히 시공 되고 있는 것 중의 하나로 옹벽을 들 수 있다. 옹벽을 설계하

기 위하여 옹벽에 작용하는 토압을 정확히 산출하는 문제는 토질역학에서 기초의 지지력 문제, 사면안정 등과 함께 가장 기초적이고 필수적인 부분이다.

옹벽은 강성 및 연성옹벽으로 구분할 수 있

---

\*<sup>1</sup> 정회원, 동아대학교 공과대학 토목공학과 교수

\*<sup>2</sup> 정회원, 대우엔지니어링 지반공학부

는데, 이들 모두 작용하는 토압은 벽체의 변위 양상에 따라 지배되고 있다. 옹벽에 작용하는 토압을 산출하는 문제에서 연성옹벽이 벽체의 높이에 따라 복잡하게 변위거동을 하기 때문에 토압산정을 위한 해석해를 얻기 어려운 반면에 강성옹벽은 벽체의 높이에 따라 일정한 변위거동을 하기 때문에 비교적 간단한 방법으로 해석해를 구하고 있다. 그런데, 강성옹벽을 설계하는데 있어 일반적으로 관심있는 부분은 벽체의 변위가 충분히 유발된 극한 상태, 즉 주동 및 수동 상태이다.

강성옹벽, 특히 중력식 옹벽에 작용하는 토압을 구하는 고전적인 이론으로 췌기 이론으로 알려진 Coulomb(1773)과 소성평형상태에서 유도된 Rankine(1856)이론이 있는데, 이 이론들은 현재까지 실무에 널리 사용되고 있는 실정이다. 그러나 Rankine이론은 벽체와 뒷채움 흙 사이의 마찰력을 고려하지 못하였으며, 벽체의 뒷면이 경사진 경우에 적용할 수 없는 단점때문에 Coulomb이론보다는 그 신뢰성이 떨어져 있다. 반면에 Coulomb 이론은 Rankine이론이 지닌 단점을 해소하였지만, 해석에서 얻을 수 있는 값이 단지 토압력인 힘이므로, 힘의 작용위치를 토압이 삼각형분포로 작용한다고 가정하여 깊이(H)의 1/3에 있다고 하였다.

그러나 Terzaghi(1934), Tsagrelis(1965), Matsuo et al(1978), Roth et al(1979), Sherif et al(1982), Sherif & Fang(1984), Fang & Ishibashi(1986) 등의 모형 및 현장실험에 의하면, 토압력의 작용점이 옹벽높이의 1/3에 있지 않고 그 보다 높은 위치에 존재하였다.

Coulomb이론이 갖는 단점, 즉 토압력의 작용위치를 구하기 위하여 Handy(1989)와 Kingsley(1989)가 아칭효과(arching effect)를 고려하여 토압분포의 해석해를 구하였다. 이 방법은 일찌기 Terzaghi(1936)에 의해 유사하게 시도되었으며, 연직한 암 근처에 있는 옹벽에 작용하는 토압을 구하기 위하여 시도되기도 하였다.(Spangler & Handy, 1982) 그러나 이

들의 접근은 단지 벽체가 연직하며 뒷채움 면이 수평일 경우에 국한되어 있다.

여기서는 일반적인 해석의 첫단계로 강성벽체가 경사지고 비점성토로 뒷채움된 지면이 수평인 경우에 토압의 해석해를 구하였으며, 극한상태인 주동 및 수동상태에서 이 이론으로 구한 것과 기존의 이론들 및 현장실험 결과와 비교하였다.

## 2. 이론식

주동상태 및 벽면 마찰각( $\delta_w$ )이  $\psi/3$ 보다 작은 경우의 수동상태에 뒷채움 흙에서 발달된 활동면(slip surface : 극한상태에서는 파괴면)은 대체로 직선적으로 가정할 수 있다(Craig, 1987 ; Chen & Liu, 1990). 여기서  $\psi$ 는 동원된 흙의 마찰각이다.(극한상태에서는  $\psi = \phi$ 로서 최대 마찰각이 된다). Fig.1은 높이 H이며, 뒷면의 경사각이  $\alpha$ 이며, 활동면이 수평면과  $\theta$ 를 이루고 있는 강성옹벽과 췌기내의 미소 막대요소에 작용하는 힘들을 나타내고 있다. 임의의 미소 막대요소는 깊이 z 아래에 두께 dz이며, 폭이 B이고 무게가 dw이다. 이 요소에 작용하는 외력은 연직력과 그 증분이 각각 V 및 dV이며, 두 측면에 작용하는 반력은 각각  $dP_w$  및  $dP_e$ 이다. 그리고 미소요소의 상하면에 작용하는 전단력은 상쇄된다고 가정 하였다.

이 미소요소에 작용하는 힘에 대하여 연직평형방정식을 취하여 정리하면 식(1)과 같다.

$$dV + dP_w \cos(\delta_w \mp \alpha) + dP_e \cos(\theta \mp \psi) = dW \quad (1)$$

여기서 미소막대요소의 폭 B에 작용하는 연직응력의 평균값이  $\bar{\sigma}_z$  라고 생각하면  $V = \bar{\sigma}_z / B$ 로 된다. 그리고

$$B = (H - z)C_1$$

$$dW = C_2 \cdot \gamma(H - z)dz$$

$$C_1 = \sin(\alpha + \theta) / \sin \alpha \sin \theta$$

$$C_2 = C_1(1 + C_1)$$

$\gamma$  = 흙의 단위중량

식(1)과 이 이후의 식에서(±)부호는 윗쪽

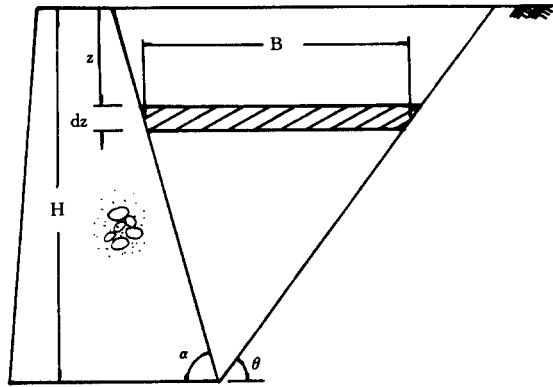


Fig. 1 Slip wedge and differential flat elements for the active and the passive cases.

의부호를 주동, 아래 쪽의 부호를 수동상태로 정의한다.

수평 평형 방정식을 취하면 다음 식(2)와 같다.

$$dP_\theta = dP_w \frac{\sin(\delta \mp \alpha)}{\sin(\theta \mp \phi)} \quad (2)$$

여기서

$$\begin{aligned} dP_w &= [(\sigma_w^2 + \sigma_w^2 \tan^2 \delta_w)(dz \operatorname{cosec} \alpha)^2]^{\frac{1}{2}} \\ &= \sigma_w dz \operatorname{cosec} \alpha \operatorname{cosec} \delta_w \\ &= K \bar{\sigma}_z \operatorname{cosec} \alpha \sec \delta_w dz \end{aligned}$$

$$K = \sigma_w / \bar{\sigma}_z$$

$\sigma_w$  = 벽면에 수직하게 작용하는 토압(응력) 식(2)를 식(1)에 대입하여 정리하면,

$$\frac{dV}{dz} + \frac{C_3 V}{(H-z)} = C_2 \gamma (H-z) \quad (3)$$

여기서

$$C_3 = \frac{K}{C_1} \cdot \frac{\sin(\alpha \mp \delta_w)}{\sin \alpha \cos \delta_w} [\cot(\alpha \mp \delta_w)$$

+  $\cot(\alpha \mp \phi)$ ]

식(3)의 일반 해는

$$\begin{aligned} V &= (H-z)^{C_3} \left[ -\frac{C_2 \gamma}{(2-C_3)} (H-z)^{2-C_3} \right. \\ &\left. + C \right] \quad (4) \end{aligned}$$

여기서 C는 적분상수이다. 경계조건  $z=0$ 에서  $V=0$ 를 식(4)에 대입하여 다시 정리하면 식(4)는 아래 식(5)와 같이 된다.

$$V = \frac{C_2 \gamma}{2-C_3} (H-z)^{C_3} [H^{2-C_3} - (H-z)^{2-C_3}] \quad (5)$$

따라서 벽면에 작용하는 토압  $\sigma_w$ 는

$$\sigma_w = K \frac{V}{B}$$

$$= \frac{KC_2}{C_1(2-C_3)} \gamma H \cdot$$

$$\left[ \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{C_3-1} - \left(1 - \frac{z}{H}\right) \right] \quad (6)$$

식(6)을 무차원으로 표현하기 위하여  $\gamma H$ 로 나누면, 무차원 토압식은

$$\bar{\sigma}_w = \frac{\sigma_w}{\gamma H}$$

$$= \frac{KC_2}{C_1(2-C_3)} \gamma H$$

$$\left[ \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{C_3-1} - \left(1 - \frac{z}{H}\right) \right] \quad (7)$$

전 주동 및 수동토압력은 식(6)을 적분한 후 벽면의 마찰력을 고려하기 위하여  $1/\sin \alpha \cos \delta_w$ 을 곱하면,

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{C_2 K}{C_1 C_2 \cos \delta_w \sin \alpha} \quad (8)$$

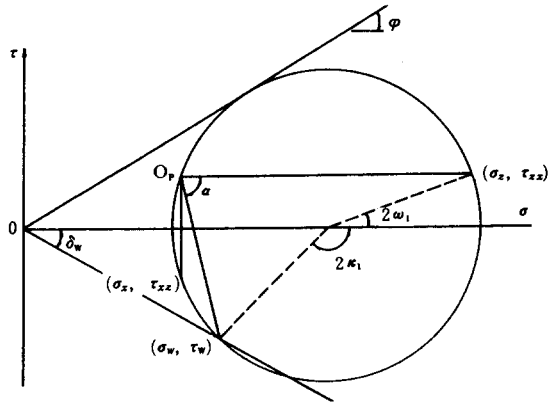
식(8)로 얻어진 전토압력의 응벽의 바닥면으로부터 작용위치는

$$\bar{h} = \frac{\int_0^H \sigma_w (H-z) dz}{\int_0^H \sigma_w dz}$$

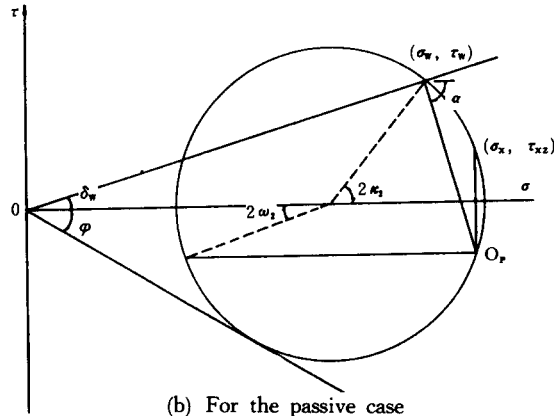
$$= \frac{H}{3} \cdot \frac{2C_3}{(1+C_3)} \quad (9)$$

K 및  $\theta$  값의 산정

Fig.2는 깊이 z 아래에서 응벽 가까이 있는 임의의 요소에 작용하는 응력들을 나타내고 있다. Fig.2(a)는 주동상태, (b)는 수동상태에 대한 Mohr 응력원을 각각 보여주고 있다.



(a) For the active case



(b) For the passive case

Fig. 2 Mohr's stress circle

주동상태

$$\sigma_{ao} = \frac{1}{2} (\sigma_{1a} + \sigma_{3a})$$

$$\sigma_z = \sigma_{ao} (1 + \sin \psi \cos 2\omega_1)$$

$$\sigma_{\omega a} = \sigma_{ao} [1 - \sin \psi \cos (180 - 2\kappa_1)]$$

$$\tau_{\omega a} = \sigma_{ao} \sin \psi \sin (180 - 2\kappa_1)$$

수동상태

$$\sigma_{po} = \frac{1}{2} (\tau_{1p} + \sigma_{3p})$$

$$\sigma_z = \sigma_{po} (1 - \sin \psi \cos 2\omega_2)$$

$$\sigma_{\omega p} = \sigma_{po} (1 + \sin \psi \cos 2\kappa_2)$$

$$\tau_{\omega p} = \sigma_{po} \sin \psi \cos 2\kappa_2$$

각도  $2\kappa$ 는  $\tan \delta_\omega = \tau_\omega / \sigma_\omega$ 로 부터,  $2\omega$ 는 Mohr 응력원의 기하학적인 관계로부터 얻어질 수 있다.

$$2\kappa_1 = 180 + \delta_\omega - \sin^{-1} \frac{\sin \delta_\omega}{\sin \psi}$$

$$2\kappa_2 = \delta_\omega + \sin^{-1} \frac{\sin \delta_\omega}{\sin \psi}$$

$$2\omega_1 = 180 + 2\alpha - 2\kappa_1$$

$$2\omega_2 = 2\alpha + 2\kappa_2$$

따라서

$$K = \sigma_\omega / \bar{\sigma}_z = \begin{bmatrix} K_1 \\ K_2 \end{bmatrix}$$

$$\left\{ 1 \mp \sin \psi \cos \left[ \sin^{-1} \left( \frac{\sin \delta_\omega}{\sin \psi} \right) \mp \delta_\omega \right] \right\}$$

$$\left\{ 1 \mp \sin \psi \cos \left[ \sin^{-1} \left( \frac{\sin \delta_\omega}{\sin \psi} \right) \mp 2\alpha \mp \delta_\omega \right] \right\}$$

(10)

여기서  $K_1$ 은 주동상태,  $K_2$ 는 수동상태의 값을 각각 의미한다.

$\theta$ 는  $\partial P / \partial \theta = 0$ 에서 얻어진 결과로부터 주동 및 수동상태에 대해 각각 최대 및 최소값으로 정의할 수 있다.

$$\theta = \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{bmatrix}$$

$$= \sin^{-1} \left\{ \left[ \frac{(A^2 + B^2 \mp BC) \pm A \sqrt{A^2 + B^2 - C^2}}{2(A^2 + B^2)} \right]^{\frac{1}{2}} \right\}$$

(11)

여기서

$$A = \cos(\alpha \mp \psi) \cos(\alpha \mp \delta_\omega \mp \psi) - \cos(\alpha \mp \psi) \cdot \cos(\alpha \mp \delta_\omega \pm \psi)$$

$$B = \sin(\alpha \mp \psi) \cos(\alpha \mp \delta_\omega \mp \psi) - \cos(\alpha \mp \psi) \cdot \sin(\alpha \mp \delta_\omega \mp \psi)$$

$$C = \sin \delta_\omega$$

### 3. 기존의 이론 및 실험결과와의 비교

#### 3.1 기존 이론과의 비교

새로이 제안한 이론식으로 계산한 전주동 및 수동토압의 크기를 기존의 이론식에 의한 값들과 비교하기 위하여 주동토압에 대하여 Table 1, 수동토압에 대하여 Table 2와 같이 나타내었다. 여기에 사용된 Zero extension이론은 Habibagahi & Ghahramani(1977)에 의한, Slip-line이론은 Sokolovskii(1965)에 의한, 그리고 극한해석(limit analysis)이론은 Chen & Liu(1990)에 의한 값들이다.

Table 1에서 보면, 전주동토압은 새로이 제안한 이론과 Coulomb에 의한 값이 정확히 일

치하며 극한해석, zero-extension 및 Slip-line이론에 의한 결과와도 아주 좋은 일치를 나타내고 있음을 알 수 있다.

반면에 Table 2에서 볼 수 있는 전수동토압도 역시 새로이 제안한 이론과 Coulomb에 의한 값이 정확히 일치하지만, 벽면마찰각  $\delta_w$ 이  $\phi/3$  보다 클 경우에 새로이 제안한 이론값이 다른 해석들에 의한 결과치보다 약간 크게 평가되고 있다. 이 원인은 벽면마찰각이 클수록 가정된 파괴면이 실제의 파괴면과의 사이에 격차가 커지기 때문으로 생각된다. 따라서 벽면마찰이  $\phi/3$ 를 초과할 경우 수동상태의 해석을 위해서는 보다 실제적인, 즉 대수나선형과 같은 파괴선의 가정이 수반되어야 할 것으로 판단된다.

#### 3.2 기존의 실험결과와의 비교

Fig. 3은 Tsagrelis(1965)의 현장실험결과와 새로이 제안한 이론식으로 계산한 결과를 비교한 것이다. 이 그림에서 가로축은 토압값을  $\gamma H$ 로 나누어 무차원화한 토압, 세로축은 깊이  $z$

Table 1. Comparison of  $K_A$  values by various methods.

Analytical methods	$\alpha=90^\circ$						$\phi=30^\circ$			
	$\phi=20^\circ$		$\phi=30^\circ$		$\phi=40^\circ$		$\alpha=70^\circ$		$\alpha=110^\circ$	
	$\delta_w=0$	$10^\circ$	$0$	$15^\circ$	$0$	$20^\circ$	$\delta_w=0$	$15^\circ$	$0$	$15^\circ$
Writers	0.49	0.45	0.33	0.30	0.22	0.20	0.47	0.48	0.20	0.19
Coulomb	0.49	0.45	0.33	0.30	0.22	0.20	0.47	0.48	0.20	0.19
Zero-extension	0.49	0.41	0.33	0.27	0.22	0.17	-	-	-	-
Slip-line	0.49	0.45	0.33	0.30	0.22	0.20	0.52	0.49	0.23	0.21
Limit analysis	0.49	0.45	0.33	0.30	0.22	0.20	0.50	0.48	0.22	0.19

$$* K_A = P_A / \frac{1}{2} \gamma H^2$$

Table 2. Comparison of  $K_P$  values by various methods.

Analytical methods	$\alpha=90^\circ$						$\phi=30^\circ$			
	$\phi=20^\circ$		$\phi=30^\circ$		$\phi=40^\circ$		$\alpha=70^\circ$		$\alpha=110^\circ$	
	$\delta_w=0$	$10^\circ$	$0$	$15^\circ$	$0$	$20^\circ$	$\delta_w=0$	$15^\circ$	$0$	$15^\circ$
Writers	2.04	2.64	3.00	4.98	4.60	11.81	2.14	3.26	5.02	10.95
Coulomb	2.04	2.64	3.00	4.98	4.60	11.81	2.14	3.26	5.02	10.95
Zero-extension	2.04	2.55	3.00	4.65	4.60	9.95	-	-	-	-
Slip-line	2.04	2.55	3.00	4.62	4.60	9.96	2.16	3.16	5.06	8.45
Limit analysis	2.04	2.58	3.00	4.70	4.60	10.07	2.27	3.16	5.09	8.92

$$* K_P = P_P / \frac{1}{2} \gamma H^2$$

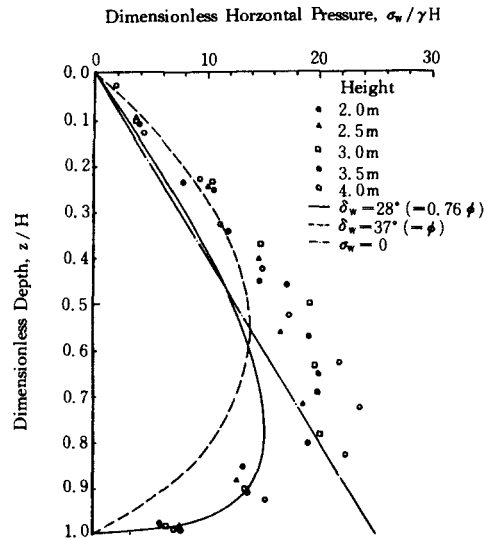


Fig. 3 Comparison of Horizontal Pressure with Tsagrelis's Experiment(1965)

를 옹벽높이 H로 나누어 무차원화한 깊이를 나타내었다. 그리고 5종류의 기호로 표시한 것은 Tsagrelis의 실험결과치로 실험옹벽의 높이 2.0, 2.5, 3.0, 3.5 및 4.0m에서 얻어진 토압값이며 점선, 실선 및 일점쇄선으로 나타낸 곡선 및 직선은 각각 벽면마찰각  $\delta_w$ 이 28°, 37° 및 0°인 경우에 제안한 이론식으로써 계산한 것들이다. 이 실험은 벽면마찰각  $\delta_w$ 가 28°, 흙의 내부마찰각  $\phi$ 가 37°, 흙의 단위중량  $\gamma$ 가 1.8 t/m<sup>3</sup> 그리고 벽체의 변형형태가 수평이동된 모형에 의하여 얻어진 것이다.

이 그림에서 보면,  $\delta_w=28^\circ$ 에 대하여 얻어진 이론값은 실측치와 비슷한 토압분포 형태를 나타내고 있지만, 그 크기에서는 상당히 작은 값을 알 수 있다. 비교를 위하여 추가된  $\delta_w=\phi$

=37°에 대하여 얻어진 이론값은 옹벽높이 0.4H 이상에서 실측치와 대체로 일치하지만 토압분포의 양상은 다르게 보여주고 있다. 그러나,  $\delta_w=0$ 에 대해 얻어진 Rankine의 토압분포는 실측치의 분포와 전혀 다른 양상을 나타내고 있다.

한편, Tsagrelis의 실험결과에서 전주동토압(력)을 이론치와 비교하기 위하여 Table 3에 나타내었다. 이 표에서 실험결과는 벽면마찰을 무시한 Rankine이론에 의한 전주동토압과 거의 비슷하지만, 전주동토압력의 작용위치는 Rankine이론에서와 같이 높이의 1/3H에 작용하지 않고 (0.41~0.43)H가 얻어졌음을 알 수 있다. 새로이 제안한 이론에 의한 전주동토압은 극한상태에서 Coulomb이론에 의한 계산결과와 정확히 일치하지만, 계측결과보다는 상당히 작은 값을 볼 수 있다. 그리고 제안된 이론에 의한 전주동토압의 작용위치는 Rankine과 Coulomb이론에서와 같이 0.33H가 아니라 0.39H로 계측결과보다 약간 작은 값이다. 그러나 벽면마찰각  $\delta_w$ 가 0.9 $\phi$ 일 경우 작용점의 위치가 0.42H로 계측결과와 거의 일치한다.

결과적으로 Fig.3과 Table 3에서 다음과 같은 점들을 발견할 수 있다. Tsagrelis(1965)의 토압측정치가 벽면마찰각이 0.76 $\phi$ 인데도 불구하고 벽면마찰을 무시한 Rankine에 의한 전주동토압과 거의 일치한다는 것은 계측결과가 약간 과대평가되었음을 알 수 있다. 토압분포의 양상은 제안된 이론에 의한 결과와 상당히 유사하였다는 것을 볼 수 있었다. 전주동토압의 작용위치는 Rankine과 Coulomb이론에서 가정되었던 0.33H가 아니었으며, Duncan et al (1990)이 여러 실험결과 및 수치해석결과를 인용하여 설계값으로 제안하였던 0.4H와 비슷한 값이었음을 알 수 있다. 그리고 이 실험결과는 단지 벽체를 수평이동한 경우에 국한되어 있으므로 정교하고, 다양한 계측결과와 비교하는 것이 필요하다고 생각된다.

Table 3. Comparison with Experimental Result(After Tsagrelis, 1965)

	Indices	Wall height H, m					
		2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	
Experiment	Dimensionless horizontal force, $\bar{P}_h^*$ ( $\times 10^2$ )	25.00	24.71	24.94	25.85	27.78	(24.86)**
	Wall friction angle, $\delta_w$	28°	28°	28°			
Coulomb	Height to center of pressure, $\bar{h}$	0.43H	0.42H	0.43H	0.41H	0.41H	
	Dimensionless horizontal force, $\bar{P}_h^*$ ( $\times 10^2$ )	20.00	20.00	20.00			(18.61)***
Writers	Height to center of pressure, $\bar{h}$	0.33H	0.33H	0.33H	0.33H	0.33H	
	Dimensionless horizontal force, $\bar{P}_h^*$ ( $\times 10^2$ )	20.00	20.00	20.00			(18.61)***
	Height to center of pressure, $\bar{h}$	0.39H	0.39H	0.39H	0.47		(0.42)****

Note : \*  $\bar{P}_h = P_A \cos \delta_w / \frac{1}{2} \gamma H^2$ ,  $P_A$  is total active earth force

\*\* Values by Rankine's solution

\*\*\* Values for which  $\delta_w = \phi$

\*\*\*\* Values for which  $\delta_w = 0.9\phi$

#### 4. 결 론

강성벽체가 경사지고 비점성토로 뒷채움한 지표면이 수평인 경우에 적용할 수 있는 새로운 토압이론식을 제안하였으며, 이것을 다른 이론식 및 현장실험결과와 비교한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 제안한 이론과 Coulomb이론에 의한 전 토압은 정확히 일치하였으며, 제안한 이론에 의한 전주동토압은 zero-extension, slip-line 및 한계해석 이론에 의한 값들과 아주 좋은 일치를 보여 주었다. 그러나, 제안한 이론으로부터 구한 전토압의 작용점의 위치는 일반적으로 가정하고 있는 0.33H가 아님을 보여 주었다.

(2) Tsagrelis의 현장실험결과는 상당히 과대 평가되었음을 알 수 있었지만 토압분포의 경향은 제안한 이론에 의한 값과 비슷 하였다.

앞으로 일반적으로 적용할 수 있는 경사진 뒷채움면을 포함한 해석방법과 수동토압에 대한 연구가 더 요구된다.

#### 감사의 글

본 연구는 1991년도 한국과학재단 해외연수 지원으로 영국 Univ. of Surrey에서 수행된 것의 일부이며, 당 재단에 감사를 드린다.

#### 참 고 문 헌

1. Chen, W.F. & X.L.Liu(1990), Limit Analysis in Soil Mechanics, Elsevier, 477p
2. Craig, R.F.(1983), Soil Mechanics, 3rd Ed., Van Nostrand Reinhold, 419p
3. Duncan, J.M. et al(1990), "Behavior and design of gravity earth retaining structures," Proc. of a Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, pp.

- 251-257.
4. Fang Y.S. & I.Ishibashi(1986), "Static earth pressure with various wall movements", JGE, ASCE, Vol. 112, No. 3, pp.317-333.
5. Habibagahi, K. & Ghahramani, A.(1977), "Zero extension theory of earth pressure," JGE, ASCE, Vol. 105, GT7, pp.881-896.
6. Handy, R.L.(1985), "The arch in soil arching," JGE, ASCE, Vol. 111, No. 3, pp. 302-318.
7. Kingsley, H.W.(1989), "Arch in soil arching," JGE, ASCE, Vol. 115, No.3, pp.415-419.
8. Matsuo, et al.(1978), "Experimental study on earth pressure of retaining wall by field tests" Soils and Foundation, Vol. 18, No. 3, pp.27-41.
9. Roth, W.H.(1979), "Calculated and measured earth pressures on a deep basement wall," 3rd Intl Conf. on Numerical methods in Geotechnics, Aschen, pp.1179-1191.
10. Sherif, M.A. et al.(1982), "Earth pressures against rigid retaining walls," JGE, ASCE, Vol. 108, GT5, pp.679-695.
11. Sherif, M.A. et al(1984),  $K_A$  and  $K_O$  behind rotating and non-yielding walls," JGE, ASCE, Vol. 110, No. 1, pp.41-56.
12. Spangler, M.G. & Handy.R.L.(1982), Soil Engineering, 4th Ed., Harper & Row, 819p.
13. Sokolovskii, V. V.(1965), Static of Granular Media, Pergamon Press, 1965, 232p.
14. Terzaghi, K.(1936), "Distribution of the lateral pressure of sand on the timbering of cuts," 1st ICSMFE, Vol. 1, pp.211-215.
15. Terzaghi, K.(1934), "Large retaining-wall tests: I -pressure of dry sand." Engineering News-Record. 1, pp.136-139.
16. Tsagareli, Z.V.(1965), "Experimental investigation of the pressure of a loose medium on retaining wall with a vertical backface and horizontal backfill surface," Soil mechanics (USSR), No. 4, pp.1-3.

(접수일자 1993. 2. 8)