

# 연직 또는 경사진 강성벽체에 작용하는 정적 및 동적수평토압

Static and Dynamic Horizontal Earth Pressures against  
Vertical or Inclined Rigid Walls

金 洪 澤\*  
Kim, Hong - Taek

## Abstract

An analytical solution method is described to estimate the developed static and dynamic horizontal earth pressures behind a vertical or inclined rigid wall experiencing outward translational movement. The results predicted by the developed method of analysis are compared with those from the experimental model tests on sands. The comparisons show good agreements at various stages of wall movement. When the wall is inclined with a certain angle in the direction of the supported sand mass, the effects of reduction in developed static and dynamic horizontal earth pressures are also analyzed. Finally, results of analytical parametric study are presented to demonstrate the effects of various parameters, such as wall friction angle and internal sand friction angle.

## 要 旨

본 연구에서는 강성벽체가 뒷채움 모래로부터 바깥쪽으로 수평이동할 경우에, 다양한 이동단계에서 발생하는 정적 및 동적수평토압의 크기를 예측키 위해 Sokolovskii의 한계평형이론을 변형한 해석방법을 제시하였다. 제시된 해석방법을 토대로 얻어진 결과치와 Fang 및 Sherif 등이 밝힌 실험치가 벽체의 다양한 이동단계에서 잘 일치하고 있음을 알 수 있었고, 또한 벽체뒤편을 연직으로 하는 대신에 뒷채움쪽으로 일정한 각도만큼 경사지게 하였을때 예상되는 정적 및 동적수평토압 합력의 감소효과도 분석하였다. 이외에도, 옹벽설계에 중요시 되는 벽마찰각 및 뒷채움 모래의 내부마찰각 크기등이 정적수평토압 및 동적수평주동토압의 합력에 미치는 영향도 검토하였다.

## 1. 서 론

옹벽등의 다양한 토류구조물에 작용하는 정적 및 동적수평토압(static and dynamic horizontal earth pressure)의 정확한 계산은 안전하고 경제적인 설계를 위해 매우 중요한 요소이

다. 현재까지는 Rankine, Coulomb 및 Mononobe-Okabe 이론이 관련 설계에 주로 이용되고 있으며, 근래에는 Mononobe-Okabe 이론의 미비점을 보완하여 벽체의 관성력을 고려하는 중력식 옹벽 설계방법이 Richards-Elms<sup>9)</sup>에 의해 제시되었다. 또한 Richards-Elms는 연직가속계수  $k_v$  값은 엄밀한 의미에서 수평가

\* 正會員, 弘益大學校 工科大學 土木工學科, 助教授

속계수  $k_h$  와 관련지어 생각해야하나 명확한 내용등이 밝혀져 있지 않는한  $k_v=0$  으로 가정하는 것이 타당하다고 밝혔다. 위에서 기술한 토압 이론 및 최근에 제시된 Kingsley<sup>7)</sup>의 해석방법등은 기본적으로 한계평형상태(주동 및 수동토압 상태)에서의 정적 및 동적수평토압의 계산에 관련되어 있다. 그러나 교대(bridge abutment)의 경우처럼 상단의 움직임이 억제되거나 또는 한계평형상태에 도달하기 위해 필요로하는 변위량보다 벽체의 움직임이 적은 다양한 경우에, 관련된 발생토압의 크기 및 분포에 대한 정확한 예측이 중요시되어 왔다. 이를 위해 벽체의 다양한 이동형태 및 이동 단계에 있어서 발생하는 정적수평토압의 크기 및 분포를 규명하기 위해 Fang<sup>3)</sup>, James-Bransby<sup>6)</sup>, Narain<sup>8)</sup>, Rowe-Peaker<sup>10)</sup> 및 Wong<sup>14)</sup> 등에 의해 여러종류의 모형벽체실험이 행해져 왔다. 이외에도, 가속도의 크기가 0.5g( $g$ 는 중력가속도)이하인 경우에 예상되는 동적수평토압의 크기 규명을 위해 Sherif<sup>11, 12)</sup> 및 Ishii<sup>5)</sup> 등은 진동대(shaking table)를 이용한 모형벽체실험을 하였으며, 이를 통해 Ishii 등은 뒷채움내의 가속도의 분포는 기본적으로 균일(uniform)하다고 밝혔다.

본 연구에서는 강성벽체가 뒷채움 모래로부터 바깥쪽으로 수평이동 할 경우에, 다양한 이동단계에서 발생하는 정적 및 동적수평토압의 크기를 예측키 위해 Sokolovskii<sup>13)</sup>의 한계평형이론을 변형한 해석방법을 제시하였다. 아울러 제시된 해석방법의 적합성 검토를 위해 Fang<sup>3)</sup> 및 Sherif<sup>11, 12)</sup> 등의 모형실험 결과와의 비교가 이루어졌으며, 또한 벽체를 연직으로 하는 대신에 뒷채움 쪽으로 일정한 각도만큼 경사지게 하였을 때 예상되는 정적 및 동적수평토압합력의 감소효과도 분석하였다. 이외에도, 옹벽설계에 중요시 되는 벽마찰각 및 모래의 내부마찰각 크기 등이 정적수평토압 및 동적수평주동토압(dynamic horizontal active earth pressure)의 합력에 미치는 영향도 검토하였다.

## 2. 기본 이론 및 해석방법

그림 1-a의 모래입자에 관련된 2차원 평형

조건식 (plane-strain equilibrium condition)을 정리하면 다음과 같다.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \quad (1-a)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} - \gamma = 0 \quad (1-b)$$

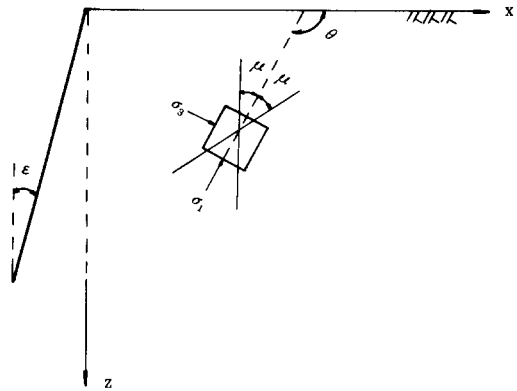


그림 1-a. Orientation of pseudo-slip lines

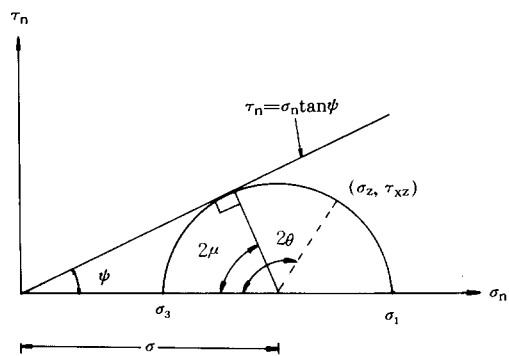


그림 1-b. Stress relationship

여기서  $\sigma_x$ ,  $\sigma_z$  및  $\tau_{xz}$ 는 모래입자에 작용하는 응력을,  $\gamma$ 는 모래의 단위중량을 각각 나타낸다. Sokolovskii<sup>13)</sup>는 위의 식 (1), Mohr-Coulomb의 파괴규준 및 적절한 경계조건 등을 이용해 강성벽체에 작용하는 정적주동토압을 계산하였다. 본 연구에서는 벽체의 다양한 수평 이동 단계에서 발생하는 정적 및 동적수평토압의 크기를 예측키 위해, 위의 식 (1) 및 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 다음과 같이 변형하였다.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \gamma \frac{\alpha_h}{g} = 0 \quad (2-a)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} - \gamma = 0 \quad (2-b)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (3)$$

위의 식에 포함된  $g$ 는 중력가속도를,  $\alpha_h$ 는 지진하중에 의한 모래입자의 수평가속도를,  $\sigma_1$  및  $\sigma_3$ 는 최대 및 최소주응력을 각각 나타낸다. 또한  $\psi$ 는 벽체의 수평이동에 따라 발휘되는 모래의 강도를 나타내며(그림 1-b), 회전이동의 경우에는 달리 수평이동의 경우에는 벽체의 전 깊이에 걸쳐 변위량이 동일하기 때문에 깊이  $z$ 의 함수로 표시하지 않았다. 벽체의 수평이동에 따라  $\psi$  값은  $\phi_0$ (정지토압상태)로부터  $\phi$ (주동토압상태)까지 변화하게 되며,  $\phi_0$  값은 정지토압 계수  $K_0$ 를 이용해 다음과 같이 계산됨을 필자 등<sup>1)</sup>이 기 발표한 연구논문을 통해 밝힌 바 있다.

$$\phi_0 = \sin^{-1} \left( \frac{1 - K_0}{1 + K_0} \right) \quad (4)$$

또한 모래입자의 연직가속도는 고려하지 않았으며, 수평가속도는 그림 2에 표시된 3개 영역

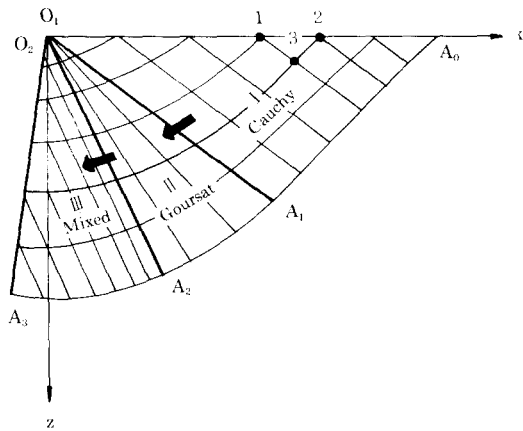


그림 2. Schematic of solution procedure

(region)내의 모든 모래입자에 대해 일정하다고 가정하였다. 이와같은 가정은 엄밀한 의미에서 근사적이긴 하나, 위의 1. 서론에서 기술한 Ishii 및 Richards-Elms 등의 연구결과를 참고로 하였다. 아울러, 모래의 응력-변형률 관계는 탄성-완전소성(elasto-fully plastic)으로 가정하였다.

위의 식(2)를 다시 표현하기 위해, 모래 입자에 작용하는 3개의 응력  $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$ 의 계산식을 그림 1-b에 표시된 Mohr의 응력원을 이용해 정리하면 아래와 같다. 여기서  $\theta$ 는 최대주응력  $\sigma_1$ 의 작용방향과  $x$  축이 이루는 각도를,  $\sigma$ 는  $\sigma_1$  및 최소주응력  $\sigma_3$ 의 평균값을 각각 의미한다.

$$\sigma_x = \sigma(1 + \sin \psi \cos 2\theta) \quad (5-a)$$

$$\sigma_z = \sigma(1 - \sin \psi \cos 2\theta) \quad (5-b)$$

$$\tau_{xz} = \sigma \sin \psi \sin 2\theta \quad (5-c)$$

식 (5)를 식(2)에 대입하여 정리하고, 그림 1-a에 표시된 의활동면(pseudo-slip plane)의 기울기  $\frac{dz}{dx}$ 를 나타내는 2개의 식을 포함하면 아래와 같은 4개의 식이 얻어진다.

$$\frac{dz}{dx} = \tan(\theta - \mu) \quad (6)$$

$$d\sigma - 2\sigma \tan \psi d\theta = -\left(\gamma \frac{\alpha_h}{g} + \gamma \tan \psi\right) dx + \left(\gamma - \gamma \frac{\alpha_h}{g} \tan \psi\right) dz \quad (7)$$

$$\frac{dz}{dx} = \tan(\theta + \mu) \quad (8)$$

$$d\sigma + 2\sigma \tan \psi d\theta = \left(-\gamma \frac{\alpha_h}{g} + \gamma \tan \psi\right) dx + \left(\gamma + \gamma \frac{\alpha_h}{g} \tan \psi\right) dz \quad (9)$$

여기서  $\mu$ 는 최대주응력  $\sigma_1$ 의 작용방향과 의활동면이 이루는 각도로서, 크기는 그림 1-b로부터 다음과 같이 결정되어 진다.

$$\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\psi}{2} \quad (10)$$

Sokolovskii에 따르면 위의 식(6)-(9)를 유한차분법을 이용해 표시함으로써 그림 2에 표시된 3개 영역내의 모든점의  $x, z, \sigma$  및  $\theta$  값은 적절한 경계조건을 이용해 수치해석적으로 계산이 가능하다. 즉, 1번점 및 2번점의  $x, z, \sigma$  및  $\theta$  값을 알게되면 아래식으로부터 3번점의  $x, z, \sigma$  및  $\theta$  값을 계산할 수 있다. 아래식에 사용된 점자 1 및 2는, 그림 2에 표시된 1번점 및 2번점을 각각 나타낸다. 여기서, 3개의 영역은 식(6), 식(8) 및 식(10)으로부터 기울기가 표시되는 의활동면으로 구성되어 진다.

$$z - z_1 = (x - x_1) \tan(\theta_1 - \mu_1) \quad (11)$$

$$\begin{aligned} & \sigma - \sigma_1 - 2\sigma_1(\theta - \theta_1)\tan\psi_1 \\ & = \gamma[(z - z_1) - (x - x_1)\tan\psi_1] \\ & - \gamma \frac{\alpha_h}{g} [(x - x_1) + (z - z_1)\tan\psi_1] \psi \quad (12) \end{aligned}$$

$$z - z_2 = (x - x_2)\tan(\theta_2 + \mu_2) \quad (13)$$

$$\begin{aligned} & \sigma - \sigma_2 + 2\sigma_2(\theta - \theta_2)\tan\psi_2 \\ & = \gamma[(z - z_2) + (x - x_2)\tan\psi_2] \\ & - \gamma \frac{\alpha_h}{g} [(x - x_2) - (z - z_2)\tan\psi_2] \end{aligned}$$

그림 2에 표시된 각각의 경계치 문제(Cauchy, Goursat 및 Mixed)에서 필요로 하는 경계 조건을 정리하면

$$x = x, z = \sigma = 0.0, \theta = \frac{\pi}{2} \quad (\text{Cauchy})$$

$$x = z = \sigma = 0.0,$$

$$\theta = \frac{\pi}{2} \sim \frac{\pi}{2} + \frac{1}{2}(\Delta - \delta_w)|_{z=0.0} \quad (\text{Goursat})$$

$$x = -z \tan \epsilon, \theta = \frac{\pi}{2} + \frac{1}{2}(\Delta - \delta_w)|_{z=z} \quad (\text{Mixed})$$

여기서  $\sin \Delta = \frac{\sin \delta_w}{\sin \psi} \leq 1$  이고,  $\psi$  및  $\delta_w$ 는

벽체의 수평이동에 따라 발휘되는 모래의 강도 및 동원되어지는 벽마찰각의 크기를 각각 나타낸다.  $\delta_w$ 의 변화는 몇몇 연구자들<sup>6,14)</sup>의 실험결과를 토대로  $\psi$ 값에 비례하는 것으로 본 연구에서는 가정하였다. 즉 벽체의 움직임이 없는 정지 토압상태에서의 벽마찰각은 영(zero)으로 하고 주동토압상태에서의 벽마찰각은 최대값  $\delta$ 에 도달하는 것으로 가정하여, 다음과 같이 표시하였다.

$$\tan \delta_w = \left( \frac{\tan \delta}{\tan \varphi} \right) \tan \psi \frac{\tan \psi - \tan \psi_0}{\tan \psi - \tan \psi_0} \quad (15)$$

위에 열거한 경계조건 및 식(11)-(14)를 이용해 그림 2에 표시된 3개 영역내의  $x$ ,  $z$ ,  $\sigma$  및  $\theta$  값이 화살표 방향에 따라 순차적으로 계산되어지며, 최종적으로 얻어지는  $O_2A_3$ 를 따라서의  $\sigma$ 값을 이용해 벽체뒷면에 작용하는 수직응력  $\sigma_n$  및 전단응력  $\tau_n$ 을 다음식으로부터 계산할 수 있다.

$$\sigma_n = \sigma \frac{\sin(\Delta - \delta_w)}{\sin \Delta} \cos \delta_w \quad (16)$$

$$\tau_n = \sigma \frac{\sin(\Delta - \delta_w)}{\sin \Delta} \sin \delta_w \quad (17)$$

위에서 기술한 해석방법은 기본적으로 Sokolovskii의 한계평형이론을 변형한 것이며, 따라서 Sokolovskii 이론에 의해 해가 존재할 수 있는 벽체뒷면의 경사각  $\epsilon$ (그림 1-a)의 범위를 본 연구에서 제시된 해석방법의 경우에 대해 적용하면 다음과 같다.

$$\epsilon \leq -\frac{\delta_w}{2} + \frac{1}{2} \sin^{-1} \left( \frac{\sin \delta_w}{\sin \psi} \right) \quad (18)$$

### 2.1 모래의 강도 변화

위의 식(11)-(14)를 이용해  $x$ ,  $z$ ,  $\sigma$  및  $\theta$  값을 결정하기 위해서는, 정지토압상태로부터 주동토압상태까지 다양한 벽체의 수평이동단계에서 발휘되는 모래의 강도  $\psi$  값의 변화가 정의되어야 한다. 이를 위해 Fang 등<sup>3)</sup>이 제시한 모형실험 결과를 세밀히 분석하였으며, 벽체의 변위량이 적은 경우에는 발생토압의 감소가 완만하다가 변위량이 커짐에 따라 급격히 감소하여 토압의 변화가 거의 없는 상태(즉, 주동토압상태)에 도달함을 알 수 있었다. 아울러, 발생토압의 급격한 감소가 예상되는 벽체의 변위량은 정지 토압계수  $K_0$ 에 따라 변화함을 알 수가 있었다.

위에서 언급한 분석결과를 토대로,  $\psi$  값의 변화를 2차 및 3차포물선 함수를 이용해 다음과 같이 표시하였다(그림 3).

$$\begin{aligned} \psi & = \psi_0 + (\psi - \psi_0)\beta^2 / (1.0 - K_0), \\ \beta & \leq (1.0 - K_0) \end{aligned} \quad (19)$$

$$\begin{aligned} \psi & = \psi_0 + (\psi - \psi_0) \{ (1.0 - K_0) + K_0^{(2/3)} \\ & (\beta - 1.0 + K_0)^{(1/3)} \}, \beta > (1.0 - K_0) \end{aligned} \quad (20)$$

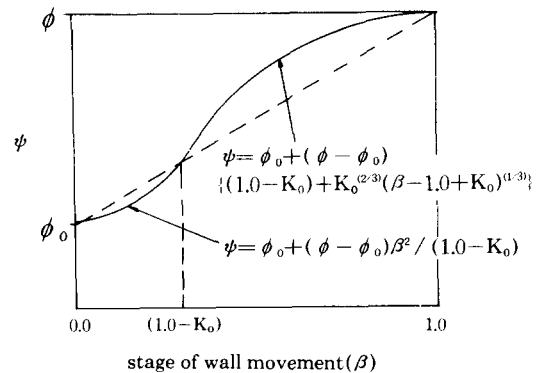


그림 3. Variation of  $\psi$  with translational wall movement

여기서,  $\beta$ 는 벽체의 다양한 수평이동 단계를 표시하는 변수로서,  $\beta=0.0$ 인 경우는 벽체의 전 깊이에 걸쳐  $\psi$ 값이  $\phi_0$ 인 정지토압상태를 나타내고,  $\beta=1.0$ 인 경우는 벽체의 전 깊이에 걸쳐  $\psi$ 값이  $\phi$ 인 주동토압상태를 나타내며,  $0.0 < \beta < 1.0$ 인 경우는 정지토압상태와 주동토압상태 사이의 다양한 이동단계를 나타낸다.

### 3. 모형실험 결과와의 비교 및 분석

본 연구에서 제시된 뒷채움 모래의 강도변화 (식(19), 식(20)) 및 해석방법의 적합성 검토를 위해, Fang 및 Sherif 등이 밝힌 모형실험 결과와의 비교가 이루어졌다. 본 연구에서의 결과치

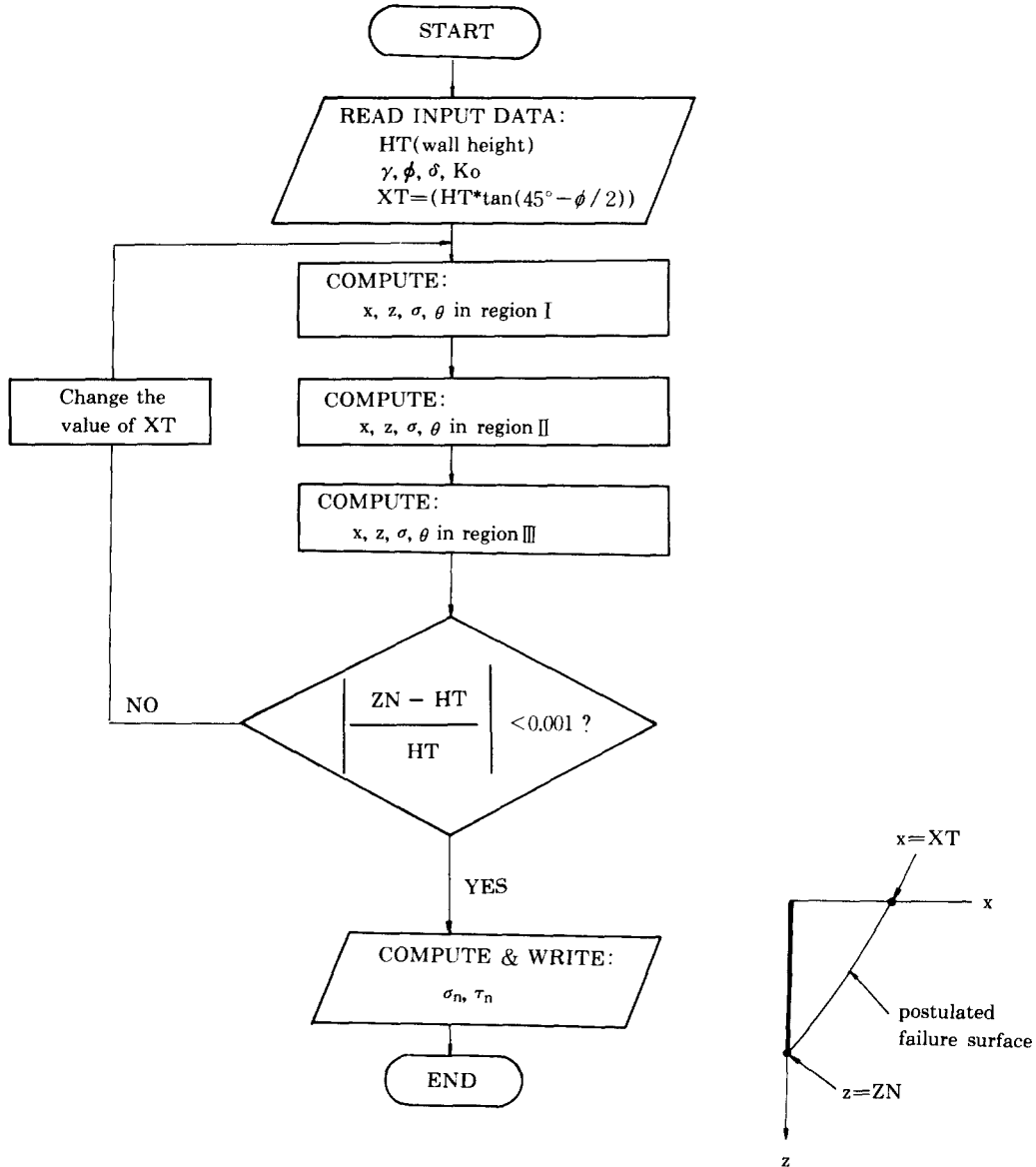


그림 4. Flow chart for computational scheme

는 16bit PC-AT를 이용해 계산되었으며, 프로그램의 흐름도(flow chart)는 그림 4에 개략적으로 표시되어 있다.

### 3.1 정적수평토압

Fang 등<sup>3)</sup>은 알루미늄으로 만들어진 3.33ft. 높이의 모형벽체를 이용해 벽체의 수평이동에 관한 체계적인 실험을 실시하였으며, 서로 다른 깊이에 장치된 6개의 토압계를 이용해 벽체가 뒷채움으로부터 바깥쪽으로 수평이동할 경우에 (이동속도는  $1.5 \times 10^{-3}$  in/sec로 일정하였음) 각각의 단계에서의 발생토압을 측정하였다. 뒷채움으로는 공기 건조된 'Ottawa silica 모래'가 이용되었으며, 뒷채움 모래의 밀도는 진동대 (shaking table, 크기는 10ft.  $\times$  8ft.  $\times$  0.63 5ft.)를 이용해 적절히 조절하였다.

그림 5-그림 7은 벽체의 수평이동에 따른 정적수평토압  $\sigma_{sh}$ 의 변화에 관해, Fang 등이 제시한 실험치(실선으로 표시)와 포물선형태의 모래의 강도변화 등을 토대로 본연구에서 얻어진 결과치(삼각점으로 표시)와의 비교를 보여준다. Fang 등이 밝힌 실험결과에 따르면 각각의 깊이  $z$ 에서 측정된 정지토압계수  $K_0$ 가 서로 다르기 때문에, 벽체상단으로부터 서로 다른 3개의 깊이  $z$ 에서의 발생토압 변화를 각각 비교하였다. 여기서, 서로 다른 깊이에 위치한 모래

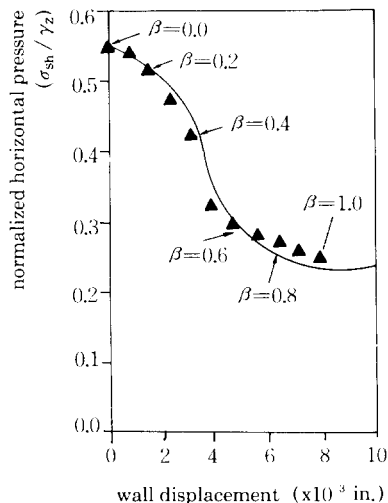


그림 5. Static model test comparison 1  
( $z=1.53$ ft.,  $K_0=0.55$ )

입자가 주동토압상태에 도달하기 위한 벽체의 변위량  $s$ 는 각각의 깊이에서 측정된 발생토압의 변화가 거의 없는 상태 (stabilized state)를 토대로 결정하였다. 즉, 1.53ft. 깊이에서는  $s=8 \times$

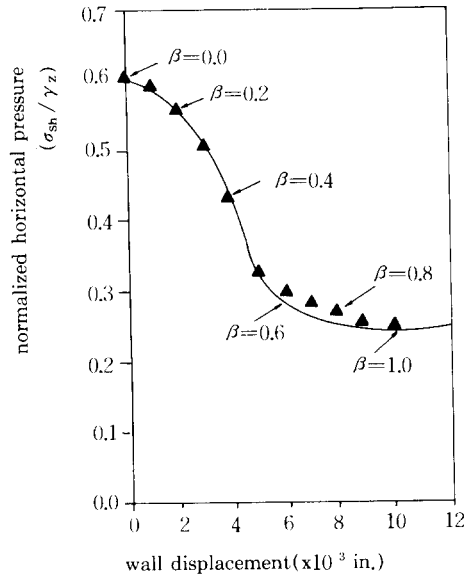


그림 6. Static model test comparison 2  
( $z=2.06$ ft.,  $K_0=0.60$ )

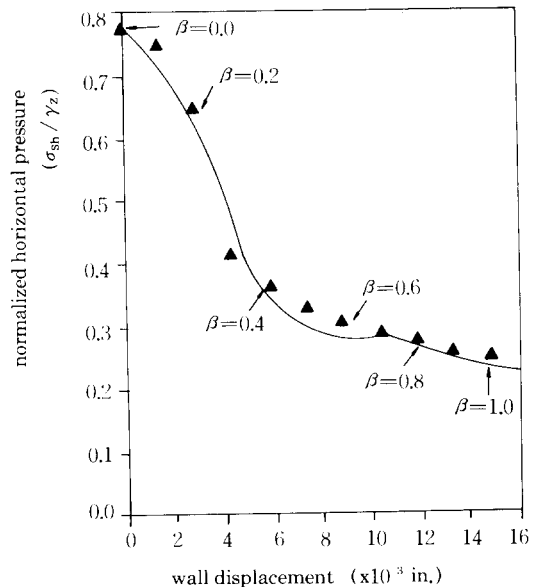


그림 7. Static model test comparison 3  
( $z=2.60$ ft.,  $K_0=0.78$ )

10<sup>-3</sup>in., 2.06ft. 깊이에서는 s=10×10<sup>-3</sup>in., 2.6ft. 깊이에서는 s=15×10<sup>-3</sup>in.로 결정하였다. 또한 각각의 깊이에서의 모래의 단위중량  $\gamma$  값 및 내부마찰각  $\phi$  값, 벽마찰각  $\delta$  값은 보고되지 않았으므로, Fang 등이 밝힌 측정치의 평균값 및 Sherif 등<sup>11)</sup>이 동일한 "Ottawa silica 모래"에 대해 제시한 단위중량-내부마찰각-벽마찰각 사이의 관계로부터 결정된 값( $\gamma=98.1$  pcf,  $\phi=34^\circ$ ,  $\delta=20^\circ$ )을 이용해 분석하였다. 위에서 기술한 값 등을 토대로 분석한 결과, 벽체의 다양한 수평이동단계( $\beta=0.0$ 인 정지토압상태에서  $\beta=1.0$ 인 주동토압상태까지)에서 결과치와 실험치가 잘 일치하고 있음을 그림 5-그림 7을 통해 알 수가 있다.

〈표 1〉에는 정적수평주동토압(static horizontal active earth pressure)의 합력  $P_{sah}$ 에 관해, Sokolovskii의 한계평형이론에 의한 결과치(본 연구에서 제시된 해석방법의 경우에,  $\beta=1.0$ 인 단계에서 얻어진 결과치)와 Sherif 등<sup>11)</sup>이 모형실험을 통해 밝힌 실험치 및 관련된 강도정수 등이 표시되어 있다. 결과치는 실험치에 비해 다소 크게 평가되어 있으나 그 차이가 4%이하임을 감안할 때, Sokolovskii 한계평형이론의 타당성은 인정된다 하겠다.

표 1. Summary of static horizontal active forces

Material Properties	$P_{sah}$ (lb / ft.)	
	Sokolovskii <sup>13)</sup>	Sherif <sup>11)</sup>
$\gamma=103.6$ pcf, $\phi=41.4^\circ$ $\delta=26.5^\circ$	100	96
$\gamma=98.6$ pcf, $\phi=34.6^\circ$ , $\delta=22.3^\circ$	130	128

### 3.2 동적수평토압

Sherif 등<sup>11, 12)</sup>은 앞의 3.1 정적수평토압에서 기술한 동일한 모형벽체 및 'Ottawa silica 모래'등을 이용해 벽체의 다양한 수평이동단계에서의 동적수평토압을 측정하였다. 진동대

(shaking table)를 이용한 실험에서 가해진 수평 가속도의 최대값은 0.5g(g는 중력가속도)였으며, 모형벽체의 관성력이 발생토압에 미치는 영향을 정확히 계산하여 고려하기 위해 벽체 중앙에 설치된 가속도계(accelerometer)를 이용하였다. 진동대를 포함한 실험장치등에 관한 설명은 Sherif 등<sup>11)</sup>의 연구보고서에 상세히 기술되어 있다.

그림 8 및 그림 9는 수평가속계수  $k_h$ (=수평가속도 / g)값의 증가에 따른 동적수평토압계수  $K_{sh}$ 의 변화를 보여주고 있으며, 본 연구에서 제시된 해석방법을 토대로한 결과치는 삼각점을 연결한 실선으로, Sherif 등이 밝힌 모형실험 결과는 원점으로 각각 표시하였다. 각각의 그림에서 벽체의 수평이동단계를 나타내는  $\beta$  값은, Sherif 등이 보고한 정적수평토압계수  $K_{sh}$  값(그림에서  $k_h=0.0$ 인 경우)과 본 연구에서 얻어진 결과치가 거의 일치하는 단계를 토대로 결정하였다. 원점으로 표시된 각각의 실험에서 측정된 뒷채움 모래의 내부마찰각 및 단위중량은 다양하다고 보고되었는데 ( $\phi=39.8^\circ - 42.1^\circ$ ,  $\gamma=102.5$ pcf-106.3pcf), 본 연구에서 얻어진 결과치는 이들 값의 평균치인  $\phi=40.9^\circ$ ,  $\gamma=$

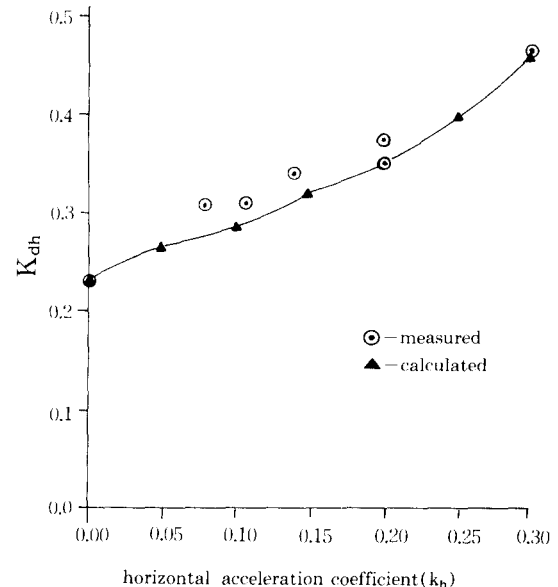


그림 8. Dynamic model test comparison 1 ( $\beta=0.55$ )

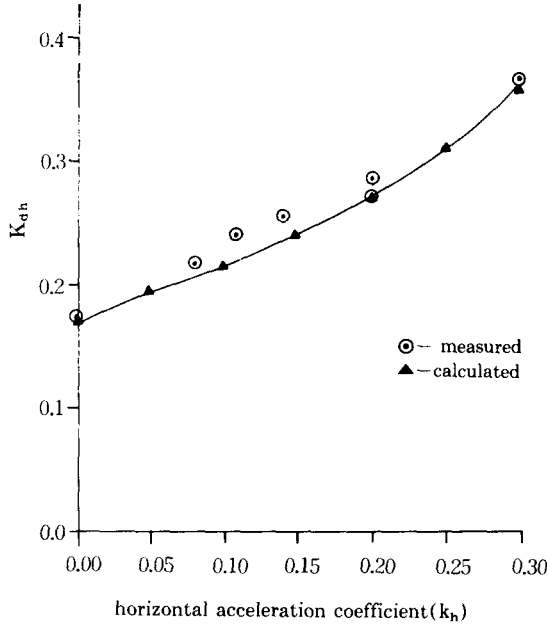


그림 9. Dynamic model test comparison 2 ( $\beta=1.0$ )

103.6pcf 및  $\delta=23.5^\circ$  를 토대로 하여 계산되었다. 이와 같은 사실 및 Sherif, Ichihara 등<sup>4)</sup>이 제시한 실험결과-즉, 뒷채움 모래의 강도에 비례하여 동적수평토압의 크기는 감소한다-등을 감안 할때, 각각의 수평이동 단계에서 결과치와 실험치 사이에 상당히 좋은 상관관계가 있음을 알 수가 있다. 또한  $k_h$  값이 커짐에 따라 동적수평토압계수의 증가율이 점차적으로 커지는 비선형 (nonlinear) 형태의 변화를 결과치와 실험치 모두에서 볼 수 있으며,  $k_h=0.3$  일때

표 2. Summary of incremental dynamic horizontal forces

( $k_h=0.3$ )

Authors	$\Delta P_{dh}$ (lb / ft.)	
	$\beta=0.55$	$\beta=1.0$
Mononobe-Okabe	—	105
Seed-Whitman <sup>12)</sup>	—	130
Sherif <sup>12)</sup>	134	108
Writer	132	107

동적수평토압합력과 정적수평토압합력의 차이  $\Delta P_{dh}$  에 관해 본 연구에서 얻어진 결과치와 실험치 등을 서로 비교하여 <표 2>에 명시하였다. 본 연구에서 제시된 해석방법은 벽체부근에서 곡선형태의 활동면을 포함하고 있는 반면에, Mononobe-Okabe 해석방법은 직선형태의 활동면을 가정한 Coulomb 토압이론을 토대로 제시되었기 때문에 실험치에 비해 오차가 다소 큼을 <표 2>를 통해 알 수가 있다.

#### 4. 정적 및 동적수평토압의 감소

벽체 뒷면을 연직으로 하는 대신에 그림 1-a에서와 같이 각도  $\epsilon$ 만큼 경사지게 하였을때 정적수평주동토압의 감소가 예상되는 이미 잘 알려진 사실이다<sup>2)</sup>. 이와같은 방법을 본 연구에서 제시된 해석방법에 적용하였을때, 벽체 뒷면이 연직인 경우( $\epsilon=0^\circ$ , 그림 8 및 그림 9)와 비교하여 예상되는 정적 및 동적수평토압합력의 감소 효과를 분석하였다. 분석에 이용된 벽체 뒷면의 경사각은 식(18)로부터 계산되어지는 각각의 수평이동단계에서의 한계값  $5^\circ$  및  $7^\circ$ 를 이용하였으며, 관련된 강도정수 등은 그림 8 및 그림

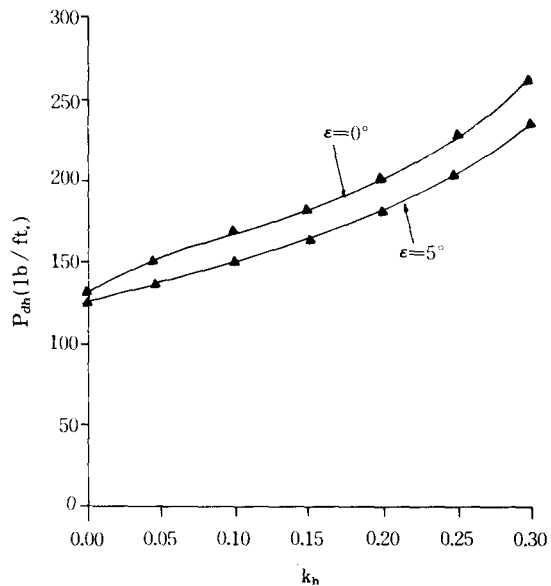


그림 10. Variation of  $P_{dh}$  at  $\beta=0.55$  with horizontal acceleration coefficient  $k_h$



9의 경우와 동일하다.

그림 10 및 그림 11을 통해 볼때, 각각의 수평 이동단계에서 예상되는 동적수평토압합력  $P_{dh}$ 의 감소량은 수평가속계수  $k_h$ 의 크기에 비례하여 점차적으로 증가함을 알 수 있으며, 또한 정적수평토압합력(그림에서  $k_h=0.0$ 인 경우)의 감소량은 동적수평토압합력의 감소량에 비해 훨씬 적음을 알 수가 있다. 좀더 구체적으로 살펴보면, 그림 10에 표시된  $\beta=0.55$ 인 이동단계에서의 감소율의 변화는 4.0%~10.7%이고, 그림 11에 표시된  $\beta=1.0$ 인 단계에서의 감소율

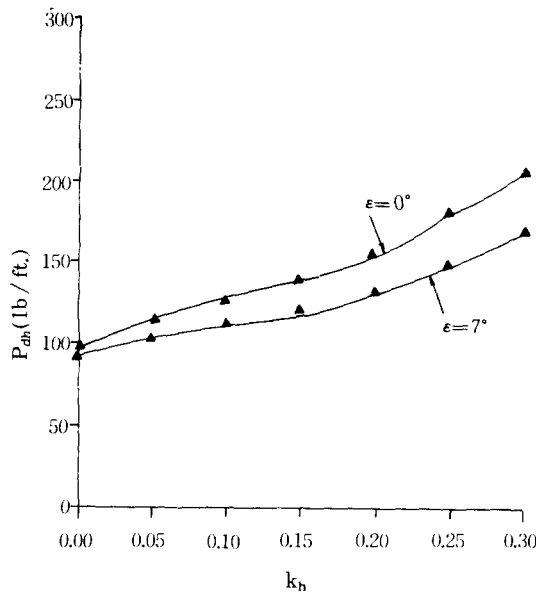


그림 11. Variation of  $P_{dh}$  at  $\beta=1.0$  with horizontal acceleration coefficient  $k_h$

의 변화는 5.4%~18.1%로서  $\beta=0.55$ 인 이동단계에 비해 다소 큰 현상을 보이고 있다. 이를 통해 볼때, 벽체뒷면의 경사각이 클수록 정적 및 동적수평토압합력의 감소효과는 더욱 증대할 것으로 예상되어진다. 여기서,  $\beta$ 는 벽체의 다양한 이동단계를 표시하는 변수로서  $\beta=1.0$ 인 단계는 주동토압상태를 나타낸다. 벽체의 수평 이동에 따라 발휘되는 모래의 강도  $\phi$ 값 및 동원되어지는 벽마찰각  $\delta_w$ 값의 크기에 따라 본 연구에서 제시된 해석방법의 적용범위가 결정됨으

로, 다소 제한적이긴 하나 지진하중을 고려한 옹벽설계에 있어서 유익한 지침제시가 가능할 것으로 사료된다.

### 5. 벽마찰각 및 뒷채움 모래의 내부마찰각의 영향

서로 다른 크기의 벽마찰각  $\delta$ 값 및 뒷채움 모래의 내부마찰각  $\phi$ 값이 정적수평토압의 합력  $P_{sh}$ 에 미치는 영향이 벽체의 다양한 수평이동단계에 대해 분석되었으며, 아울러 지진하중에 의한 수평가속계수  $k_h$ 의 크기를 달리하였을 때  $\delta$ 값  $\phi$ 값이 동적수평주동토압의 합력  $P_{dah}$ 에 미치는 영향도 분석되었다. 분석에 이용된 값들 및 얻어진 결과를 정리하면 다음과 같다. 벽체의 높이=10ft.,  $\gamma=100$ pcf,  $K_0=1-\sin\phi$   
 $\delta=0^\circ, \phi/2, 2\phi/3, \phi=30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$

1) 벽체의 다양한 수평이동단계에서, 정적수평토압의 합력  $P_{sh}$ 는 벽마찰각 및 모래의 내부마찰각 크기에 비례하여 점차적으로 감소하는 현상을 보여주고 있다(그림 12 및 그림 13). 또한 2개의 서로다른 크기의  $\delta$ 값에 대해 각각 계산된 정적수평토압합력의 차이는 벽체의 움직임이 커짐에 따라 점차적으로 증가함을 알 수 있으며, 좀더 구체적으로는 벽마찰각을 고려하

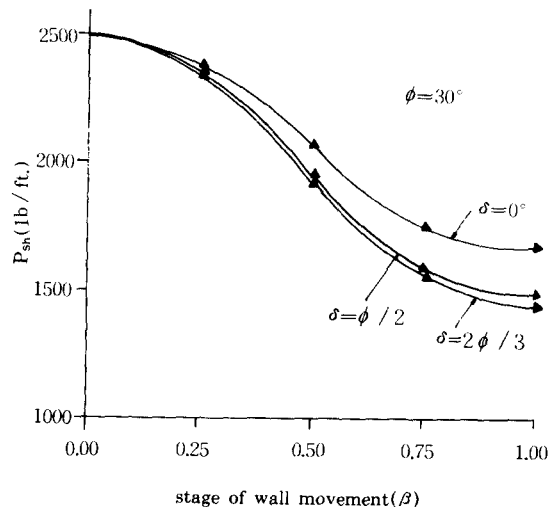


그림 12. Variation of  $P_{sh}$  for different wall friction angles

지 않은 경우( $\delta=0^\circ$ )와  $\delta$  값이  $\phi/2$ 인 경우에 정적수평토압합력의 감소율은 0.0%~10.6%이고,  $\delta$  값이  $\phi/2$ 인 경우와  $\delta$  값이  $2\phi/3$ 인 경우의 감소율은 0.0%~3.1%이다(그림 12). 이와는 달리,  $\phi$  값의 크기가  $5^\circ$  만큼씩 증가함에 따른 정적수평토압합력의 감소율은  $\beta=0.5$ 인 이동단계 부근에서 가장 적은 현상을 나타내고 있다(그림 13).

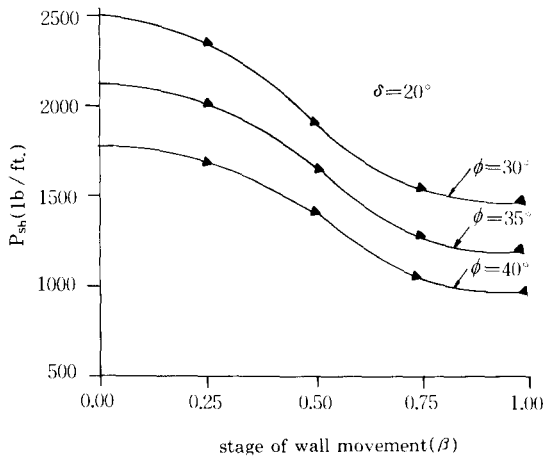


그림 13. Variation of  $P_{sh}$  for different sand friction angles

2) 다양한 크기의 수평가속계수  $k_h$ 에 대해, 동적수평주동토압의 합력  $P_{dah}$ 는  $\phi$  값의 크기에 비례하여 점차적으로 감소하는 현상을 보여주고 있으며(그림 14), 이와같은 현상은 기본적인 강도이론 및 Sherif, Ichihara 등이 실험을 통해 밝힌 연구결과와도 일치하고 있다. 아울러, 동적수평주동토압의 합력은 벽마찰각  $\delta$  값의 증가에 따라서도 점차적으로 감소함을 그림 15를 통해 알 수가 있다. 또한, 2개의 서로다른 크기의  $\delta$  값 및  $\phi$  값에 대해 각각 계산된 동적수평주동토압합력의 차이는  $k_h$  값에 상관없이 대략적으로 일정함을 알 수가 있다. 좀더 구체적으로 살펴보면, 벽마찰각을 고려하지 않은 경우( $\delta=0^\circ$ )와  $\delta$  값이  $\phi/2$ 인 경우에 동적수평주동토압합력의 감소율은 9.1% 정도이나,  $\delta$  값이  $\phi/2$ 인 경우와  $\delta$  값이  $2\phi/3$ 인 경우에는 1.8% 정도의 낮은 감소율을 보이고 있으며(그림 15),  $\delta=20^\circ$ 인 경우에  $\phi$  값의 크기가  $5^\circ$ 만큼씩

증가함에 따른 동적수평주동토압합력의 감소율은 거의 일정하여 17.2% 정도임을 그림 14를 통해 알 수가 있다. 이와같은 분석결과는 Richards-Elms가 밝힌 연구결과와도 대체적으로 부합하고 있다. 이외에도 다양한 크기의  $\delta$  값 및  $\phi$  값 모두에 대해,  $k_h$  값이 대략적으로 0.25인 부근에서 동적수평주동토압합력의 증가율은 훨씬 커져 비선형 형태를 이루고 있으며, Sherif 등의 모형실험 결과도 이와 유사한 현상을 보여 주고 있다.

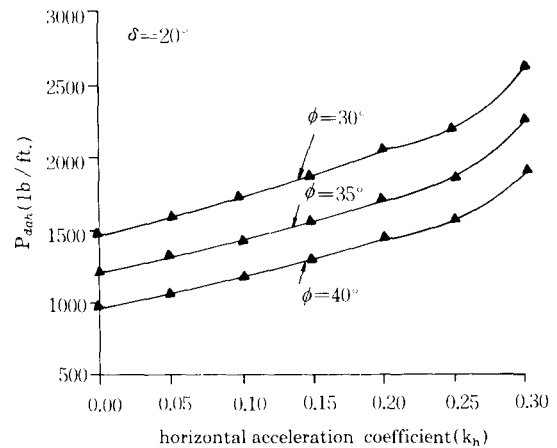


그림 14. Variation of  $P_{dah}$  for different sand friction angles

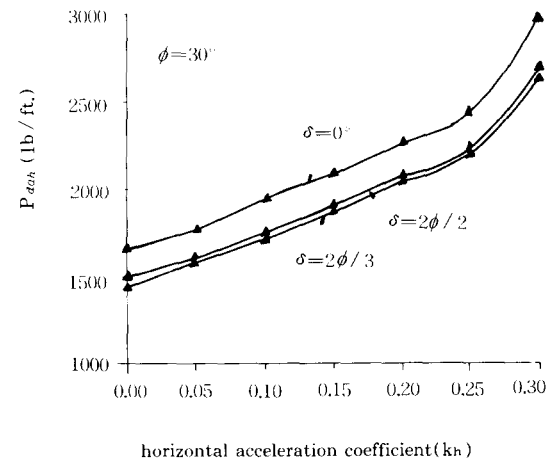


그림 15. Variation of  $P_{dah}$  for different wall friction angles

## 6. 요약 및 결론

본 연구에서는 뒷면이 연직 또는 일정한 각도 (그림 1-a)만큼 경사진 강성벽체가 뒷채움 모래로부터 바깥쪽으로 수평이동 할 경우에, 다양한 이동단계에서의 정적 또는 동적수평토압의 크기를 예측키 위한 해석방법이 제시되었다. 또한 제시된 해석방법의 적합성 검토를 위해 Fang 및 Sherif 등이 보고한 모형실험 결과와의 비교가 이루어졌으며, 이를 통해 본 연구에서 얻어진 결과치가 실험치와 잘 일치하고 있음을 알 수 있었다. 이외에도 벽체 뒷면을 일정한 각도만큼 경사지게 하였을 때 예상되는 정적 및 동적수평토압합력의 감소효과도 분석하였으며, 옹벽설계에 관련된 벽마찰각 및 뒷채움 모래의 내부마찰각 크기가 정적수평토압 및 동적수평토압의 합력에 미치는 영향도 검토하였다. 상세한 분석결과 등은 앞에 기술되어 있으며, 중요내용을 정리하면 다음과 같다.

1) 벽체뒷면을 일정한 각도만큼 경사지게 하였을 때, 각각의 수평이동 단계에서 예상되는 동적수평토압합력의 감소효과는 수평가속계수의 크기에 비례하여 점차적으로 증가하며, 또한 정적수평토압합력의 감소효과는 동적수평토압합력의 경우에 비해 훨씬 적다.

2) 벽체의 다양한 수평이동단계에서, 정적수평토압의 합력은 벽마찰각 및 뒷채움 모래의 내부마찰각 크기에 비례하여 점차적으로 감소한다. 또한 2개의 서로다른 크기의 벽마찰각에 대해 각각 계산된 정적수평토압합력의 차이는 벽체의 변위량이 커짐에 따라 점차적으로 증가한다.

3) 다양한 크기의 수평가속계수에 대해, 동적수평토압의 합력은 벽마찰각 및 뒷채움 모래의 내부마찰각 크기에 비례하여 점차적으로 감소한다. 또한, 2개의 서로다른 크기의 벽마찰각 또는 뒷채움 모래의 내부마찰각에 대해 각각 계산된 동적수평토압합력의 차이는 수평가속계수의 크기에 상관없이 대략적으로 일정하다.

4) 다양한 크기의 벽마찰각 및 뒷채움 모래의

내부마찰각 모두에 대해, 수평가속계수의 크기가 대략적으로 0.25인 부근에서 동적수평토압합력의 증가율이 훨씬 커지는 비선형형태의 변화를 나타낸다.

5) 동적수평토압의 예측을 위한 좀더 체계적인 이론전개를 뒷받침하기 위해서는, 지진하중에 의한 뒷채움 모래의 제반 성질변화 등에 관한 규명이 선행되어야 할 것으로 사료된다.

본 연구에서 제시된 해석방법은, 벽체가 상단 또는 하단을 중심으로 회전이동할 경우에도 다양한 이동단계에서의 동적수평토압 계산을 위해 이용 가능하며, 뒷채움이 점성토 또는 이층(layered soil)으로 형성된 경우에도 확대 적용되어질 수 있다.

## 감사의 글

본 연구는 1988년도 한국과학재단지원(과제번호 : 883-1306-009-1)연구결과임을 밝히며 동재단에 깊은 감사의 뜻을 표한다.

## 참고문헌

- 1) Bang, S. and Kim, H.T., "At-Rest to Active Earth Pressure Transition," Transportation Research Record 1105, 1986, pp.41-47.
- 2) Elman, T.M. and Terry, C.F., "Retaining Walls with Sloped Heel," Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol.114, No.10, Oct., 1988, pp.1194-1198.
- 3) Fang, Y.S. and Ishibashi, I., "Static Earth Pressures with Various Wall Movements," Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol.112, No.3, Mar., 1986, pp.317-333.
- 4) Ichihara, M. and Matsuzawa, H., "Earth Pressure during Earthquake," Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.13, No.4, 1973, pp.75-86.
- 5) Ishii, Y., Arai, H. and Tsuchida, H., "Lateral Earth Pressure in an Earthquake," Proc. of 2nd World Conf. on Earthquake Eng., Tokyo, Japan, Vol.1, 1960, pp.211-230.
- 6) James, R.G. and Bransby, P.L., "Experimental and Theoretical Investigations of a Passive

- Earth Pressure Problem," *Geotechnique*, Vol. 20, No.1, 1970, pp.17-37.
- 7) Kingsley, O. Harrop-Williams, "Geostatic Wall Pressures," *Journal of Geotechnical Eng., ASCE*, Vol.115, No.9, 1989, pp.1321-1325.
  - 8) Narain, S., Saran, S. and Nandakumaran, P., "Model Study of Passive Pressure in Sand," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE*, Vol.95, No.4, Jul., 1969, pp. 969-983.
  - 9) Richards, R. and Elms, D.G., "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," *Journal of Geotechnical Eng., ASCE*, Vol.105, No.4, 1979, pp. 449-464.
  - 10) Rowe, P.W. and Peaker, K., "Passive Earth Pressure Measurements," *Geotechnique*, Vol. 15, No.1, 1965, pp.57-78.
  - 11) Sherif, M.A., Ishibashi, I. and Lee, C.D., "Dynamic Earth Pressures Against Retaining Structures," *Soil Eng. Research Report No.21*, Univ. of Washington, Seattle, 1981.
  - 12) Sherif, M.A., Ishibashi, I. and Lee, C.D., "Earth Pressures Against Rigid Retaining Walls," *Journal of Geotechnical Eng., ASCE*, Vol.108, No.5, May, 1982, pp.679-695.
  - 13) Sokolovskii, V.V., *Statics of Granular Media*, Translated from Russian by J.K. Luscher, Pergamon Press, London, 1965.
  - 14) Wong, K.S., "Elasto-Plastic Finite-Element Analyses of Passive Earth Pressure Tests," Ph.D. Thesis, Univ. of California, Berkeley, 1978.
- (접수일자 1990. 3. 2)