

2종류 또는 3종류의 흙으로 뒷채움이 구성될 경우의 정적 및 동적 수평주동토압합력 예측

A Prediction of the Static and Dynamic Horizontal Active Thrusts Exerted by a Backfill Consisting of Two or Three Layers of Different Properties

김 홍 택 · 강 인 규
Kim, Hong Taek · Kang, In Kyu

Abstract

A numerical solution method for the evaluation of the static and dynamic horizontal active thrusts exerted by a backfill, consisting of two or three layers of different properties, on a retaining wall is proposed in the present study based on the Mononobe-Okabe analysis. Using the proposed method, the efficient type in forming a backfill with two layers of different properties is analyzed. In addition, for the design examples of a backfill made up of two or three layers of different properties, the static and dynamic horizontal active thrusts computed using the soil property of each layer are compared with those obtained from the proposed method, and also the problems expected in design are presented based on the comparisons.

要 旨

본 연구에서는, 서로 다른 토질정수를 지닌 2종류 또는 3종류의 흙으로 뒷채움이 구성되는 다양한 경우에, 내진설계를 포함한 실제의 옹벽 설계에서 요구되는 토압예측을 위한 시도가 이루어 졌다. 이를 위해, Mononobe-Okabe해석법 및 secant방법이 이용되었다. 제시된 해석방법을 토대로 2종류의 흙으로 뒷채움이 구성되는 경우에 효율적인 구성형태에 관련된 분석이 이루어 졌다. 아울러 2종류 또는 3종류의 흙으로 뒷채움이 구성될 설계예를 통해, 어느 특정층의 토질정수를 토대로 토압예측이 이루어지는 경우에 예상되는 문제점 분석이 이루어 졌다.

1. 序 論

그림 1에 개략적으로 표시된 대로, 선택된 양질

의 재료가 제한적이거나 또는 충분한 배수를 목적으로, 옹벽의 설계 및 실제 시공에서 뒷채움의 구성 형태 및 재료는 다양할 수 있으며, 따라서 이와

* 정회원 · 홍익대학교 공과대학 토목공학과 조교수

** 정회원 · 홍익대학교 대학원 석사과정

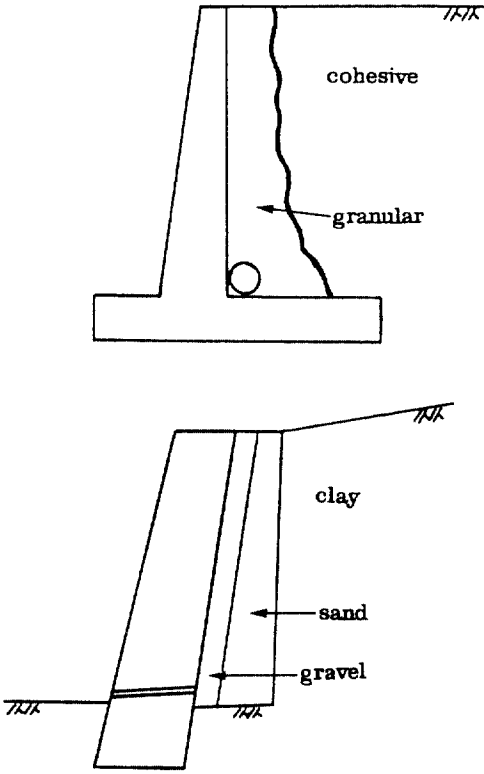


그림 1. 2종류 또는 3종류의 흙으로 구성되는 뒷채움의 형태

같은 다양한 조건에 맞는 토압예측이 중요시 되고 있다.

Rebhann⁽⁵⁾은 서로 다른 단위중량을 지닌 2종류의 비점성토로 뒷채움이 구성되는 경우에, 관련된 파괴흠뻑기의 중량을 적절히 변형하여(단, 파괴면을 따라서의 흙의 내부마찰각은 동일하다고 가정하여) 토압계산을 시도하였으며, 또한 Stefanoff등⁽⁶⁾은 토질정수가 서로 다른 2종류의 흙으로 뒷채움이 구성되는 경우에, Culmann의 도해법을 이용한 근사적 토압계산 방법을 연직 옹벽 및 벽마찰각이 무시된 경우 등 한정된 범위내에서 제시하였다. 아울러, 위에서 기술한 방법들은 정적하중(static loading)의 경우에 한해 제시된 연구결과이다.

본 연구에서는, 서로 다른 토질정수를 지닌 2종류 또는 3종류의 흙으로 뒷채움이 구성되는 다양한 경우에, 내진설계를 포함한 실제의 옹벽 설계에서 요구되는 토압예측을 위한 시도가 이루어 졌다. 이

를 위해, Mononobe-Okabe 해석법(지진하중에 의한 수평 및 연직 관성력을 추가로 포함하여 Coulomb의 파괴흠뻑기 이론을 확장한 해석법⁽⁶⁾ 및 secant방법이 이용되었다. 아울러, 지하수의 위치는 기초지반 아래쪽에 존재하는 것으로 가정하였으며, 또한 뒷채움 내에서 충분한 배수가 허용되는 것으로 가정하여 해석방법의 제시가 이루어 졌다.

2. 해석방법

2.1 각도 α 의 결정

뒷채움 흙이 비점성토이고 지진하중이 작용하는 경우에, Mononobe-Okabe해석법 및 Rebhann의 정리 등을 토대로 각도 α (는 직선형태의 여러개의 예상파괴면 중에서, 옹벽 뒷면에 작용하는 토압의 합력이 최대값이 될 때의 파괴면이 수평면과 이루는 각도, 그림 2)의 계산식을 $\triangle ABC$ 의 면적 = $\triangle ACE$ 의 면적인 조건으로부터 직접 유도하여 정리하면 아래와 같다.

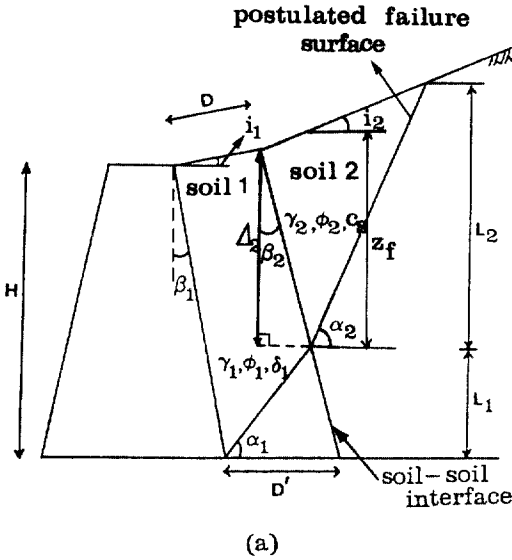
$$\tan \alpha = \frac{\sin(\phi - \theta) + \cos \beta \sqrt{\frac{\sin(\phi - \theta - i) \cdot \cos(\beta + \delta + \theta)}{\cos(\beta - i) \cdot \sin(\phi + \delta)}}}{\cos(\phi - \theta) - \sin \beta \sqrt{\frac{\sin(\phi - \theta - i) \cdot \cos(\beta + \delta + \theta)}{\cos(\beta - i) \cdot \sin(\phi + \delta)}}} \quad (1)$$

여기서, ϕ 는 뒷채움 흙의 내부마찰각을, γ 는 흙의 단위중량을 δ 는 옹벽 뒷면과 흙 사이의 마찰각을 β 는 옹벽 뒷면과 연직면 사이의 경사각을, i 는 지표면의 경사각을 각각 나타낸다. 또한 $\theta = \tan^{-1}\{k_h/(1 - k_v)\}$, k_h (수평진도) = a_h/g , k_v (연직진도) = a_v/g 이며, 여기서 a_h , a_v 는 지진하중에 의한 수평 및 연직 가속도를 g 는 중력가속도를 각각 나타낸다.

그러나 뒷채움 흙이 점성토인 경우에는 (그림 3(a)), 콘크리트 옹벽과 흙 사이의 부착력(adhesion) c_a 및 파괴면을 따라서의 흙의 점착력(cohesion) c_s 에 의한 마찰저항력이 포함되고 또한 인장균열에 의한 영향이 고려되어야 하므로, 각도 α 는 반복계산을 통한 수치해석적 방법에 의해 결정되어야 한다. 정적하중의 경우에 관련된 힘의 다각형은 그림 3(b)에 표시되어 있으며, 여기서 지진하중이 작용할 경우에 추가적으로 포함되는, 파괴 흠뻑기의 중량 $W (= \nabla cabb'$ 의 면적 $\times \gamma$)에 의한 수평 및 연직 관성력을 고려하여 (그림 3(c)), 옹벽 뒷면에 작용하는 토압의 합력 P 의 계산식을 sine법칙을 이용해 정리하면

$$P = \frac{\sin(\alpha - \phi + \theta)}{\cos(\beta + \delta - \alpha + \phi)} \cdot W = \frac{A}{\cos(\delta + \beta)} \quad (2)$$

여기서,



(a)

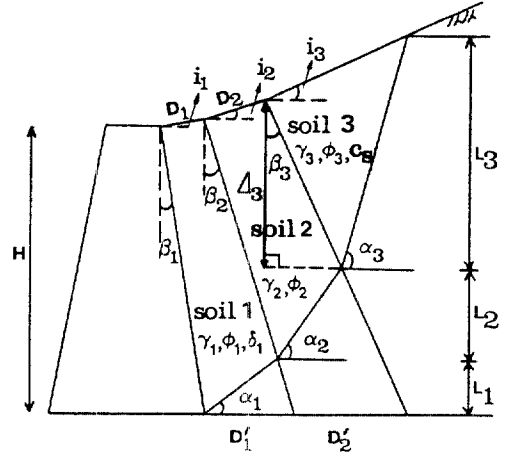
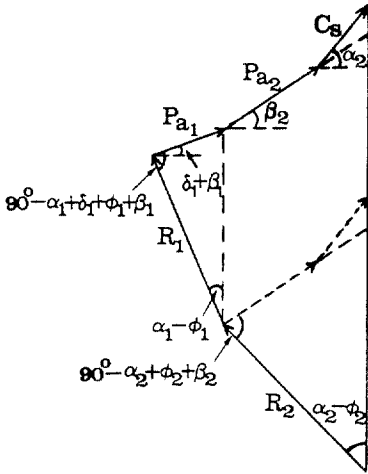


그림 5. 파괴 흠쇄기의 형태(뒷채움이 3종류의 흠으로 구성되는 경우)



(b)

그림 4. 파괴 흠쇄기의 형태 및 관련된 힘들 (뒷채움이 2종류의 흠으로 구성되는 경우)

$$L_1 = \frac{D' \cdot \tan \alpha_1}{1 + \tan \alpha_1 \cdot \tan \beta_2}$$

$$P_{12} = \frac{\sin(\alpha_2 - \phi_2 + \theta)}{\cos(\beta_2 - \alpha_2 + \phi_2)} \cdot W_2 \cdot B \cdot \cos \beta_2$$

$$W_2 = \frac{r_2}{2} \cdot \frac{\Delta_2 \cdot \cos(\beta_2 - \alpha_2) \cdot L_e}{\cos \beta_2 \cdot \sin \alpha_2}$$

$$\Delta_2 (\text{그림 4(a)}) = H + D \cdot \sin i_1 - L_1$$

$$L_e = \frac{-\Delta_2 \cdot \tan \alpha_2 (1 + \tan \beta_2 \cdot \tan \beta_2)}{\tan \beta_2 - \tan \alpha_2}$$

soil 2가 점성토인 경우 :

$$P_{12} = P_{11} + P_{12} \quad (3.2)$$

여기서, P_{11} = 식 (3.1)

$$P_{12} = P \cdot \cos \beta_2$$

$$P = \text{식(2)} \quad [\text{단, } \alpha \rightarrow \alpha_2, \phi \rightarrow \phi_2, \beta \rightarrow \beta_2, \Delta \rightarrow \Delta_2, L \rightarrow L_e, \delta = c_a = 0]$$

$$\Delta_2, L_e = \text{식 (3.1)}$$

여기서, 경사각 β_1 및 β_2 는 접촉면의 형태에 따라, 연직면을 기준으로 양(+) 또는 음(-)의 각도가 된다. 또한, 위의 식(3.1) 및 (3.2)는 soil 1과 soil 2의 접촉면에 관련된 전단력과 부착력을 무시하여 제시된 근사식이다.

위의 식 (3.1) 및 (3.2)에 포함된 각도 α_2 는 앞의 2.1절에서 제시된 식 (1) 또는 secant 방법에 따라 미리 결정됨으로 (단, $\delta = c_a = 0$ 인 경우), 결국 식 (3.1) 및 (3.2)는 각도 α_1 의 함수이며, 따라서 $dP_{12}/d\alpha_1 = 0$ 을 만족시키는 각도 α_1 을 secant 방법에 의해 찾음으로써 P_{12} 의 최대값인 전체 수평주동토압합력 P_{12} 가 결정되어 진다. 아울러 soil 2가 점성토인 경우에, 균열깊이 z_c 가 아래의 식(4)로 부터 계산되는 제한깊이 z_c (그림 3(a))보다 클 경우에는, soil 2에 의한 토압은 없는 것으로 (즉, $P_{12} = 0$)가정하였다.

$$z_c = \frac{(H + D \cdot \sin i_1) \cdot \cos(i_2 - \beta_2)}{\cos \beta_2 \cdot \cos i_2} \quad (4)$$

2.3.3종류의 흠으로 뒷채움이 구성되는 경우

그림 5에 표시된 대로 3종류의 흙으로 뒷채움이 구성되는 경우에, soil 3에 관련된 각도 α_3 는 앞의 2.1절의 방법에 따라 미리 결정되므로(단, $\delta=c_a=0$ 인 경우), 옹벽 뒷면에 작용하는 전체 수평토압의 합력 $P_{ht}(=P_{h1}+P_{h2}+P_{h3})$ 의 계산식은 결국 각도 α_1 및 α_2 의 함수로 표시되어 진다. 여기서, 각도 α_1 을 임의의 값으로 가정한 다음에 $dP_{ht}/d\alpha_2=0$ 인 조건을 만족시키는 각도 α_2 및 P_{ht} 값을 secant방법을 이용해 결정하고, 계속해서 각도 α_1 을 바꾸어 가면서 각각 계산되는 P_{ht} 값을 서로 비교하여 최종적으로 P_{ht} 의 최대값인 전체 수평주동토압합력 P_{at} 및 해당되는 각도 α_1, α_2 를 결정한다. 여기서, P_{ht} 의 계산식을 정리하면 아래와 같다.

soil 3가 비점성토인 경우 :

$$P_{ht} = P_{h1} + P_{h2} + P_{h3} \quad (5.1)$$

여기서,

$$P_{h1} = \text{식 (3.1)} \quad [\text{단, } D \rightarrow D_1, D' \rightarrow D_1']$$

$$P_{h2} = \frac{\sin(\alpha_2 - \phi_2 + \theta)}{\cos(\beta_2 - \alpha_2 + \phi_2)} \cdot W_2 \cdot B \cdot \cos\beta_2$$

$$B = \text{식 (2)}$$

$$W_2 = \frac{I_2}{2} \{ [D_2^2 \cdot \sin i_2 \cdot (\cos i_2 + \sin i_2 \cdot \tan\beta_3)] + [D_2 \cdot (\cos i_2 + \sin i_2 \cdot \tan\beta_3) + D_2'] \cdot (H + D_1 \cdot \sin i_1) - L_2^2 \cdot (\tan\beta_3 + \cot\alpha_2) - L_1 \cdot \{L_2 \cdot (\tan\beta_3 + \cot\alpha_2) + D_2'\} \}$$

$$L_1 = \frac{D_1' \cdot \tan\alpha_1}{1 + \tan\alpha_1 \cdot \tan\beta_2}$$

$$L_2 = \frac{\{D_2' + L_1 \cdot (\tan\beta_2 - \tan\beta_3)\} \cdot \tan\alpha_2}{1 + \tan\alpha_2 \cdot \tan\beta_3}$$

$$P_{h3} = \text{식 (3.1)의 } P_h$$

$$[\text{단, } \alpha_2 \rightarrow \alpha_3, \beta_2 \rightarrow \beta_3, A_2 \rightarrow A_3, L_2 \rightarrow L_3]$$

$$A_3(\text{그림 5}) = (H + D_1 \cdot \sin i_1 + D_2 \cdot \sin i_2) - (L_1 + L_2)$$

$$L_3 = \frac{-A_3 \cdot \tan\alpha_3 \cdot (1 + \tan\beta_3 \cdot \tan i)}{\tan i_3 - \tan\alpha_3}$$

soil 3가 점성토인 경우 :

$$P_{ht} = P_{h1} + P_{h2} + P_{h3} \quad (5.2)$$

여기서,

$$P_{h1}, P_{h2} = \text{식 (5.1)}$$

$$P_{h3} = P \cdot \cos\beta_3$$

$$P = \text{식 (2)} \quad [\text{단, } \alpha \rightarrow \alpha_3, \phi \rightarrow \phi_3, \beta \rightarrow \beta_3, A \rightarrow A_3, L \rightarrow L_3]$$

$$\delta = c_a = 01$$

$$A, L_3 = \text{식 (5.1)}$$

3. 분석

본 장에서의 분석 및 4. 설계예에 적용한 토질정수(표 1), 옹벽의 형태 및 뒷채움 흙의 구성형태 등은 참고문헌 1, 7 및 8에 기술된 내용을 토대로 하였으며, 또한 내진설계와 관련된 수평진도 k_h 의 최대값은 0.2로 하였고 연직진도 k_v 는 고려하지 않았다.

3.1 분석 1

뒷채움 흙이 점성토로 구성되고 연직 옹벽 및 지표면이 수평인 경우에, 부착력 c_a 및 벽마찰각 δ 의 크기를 각각 달리하여, 수평진도 $k_h=0.0$ 인 정적인 경우에 식 (2) 및 secant 방법을 토대로 본 연구에서 계산된 수평주동토압합력 P_{at} 및 각도 α 를 명시하면 표 2와 같다. 여기서, Rankine 이론에 의한 계산치는 53.81KN/m로서 본 연구에서 계산된 P_{at} 값($\delta=c_a=0$ 인 경우)과 거의 일치함을 표 2를 통해 알 수 있으며, 약간의 오차가 생기는 이유는 Coulomb 이론⁽⁶⁾을 토대로 한 본 연구의 해석방법이 반복계산을 통한 수치해석적 계산이기 때문이다. 여기서, 인장균열 아래쪽의 콘크리트 옹벽과 점성토 사이의 c_a 값은 일반적으로 점착력 c_a 값의 0.5배~0.7배 정도라는 사실⁽²⁾과 또한 실질적인 벽마찰각의 영향을 감안하여 계산된 표 2의 결과를 분석하면, Rankine 이론에 의한 P_{at} 값은 c_a 값 및 δ 값을 고려할 경우에 비해 41.75%~67.06%정도 크게 계산됨을 알 수 있다. 아울러, c_a 값이 커질수록(즉, 부착력에 의한 마찰저항력이 커질수록) 또한 δ 값이 커질수록, P_{at} 의 크기가 감소되는 일반적인 현상을 표 2를 통해 볼 수 있다.

3.2 분석 2

3.2.1 D/H값의 영향

뒷채움이 2종류의 흙으로 구성되고 연직 옹벽 및 지표면이 수평인 경우에 (그림 6(a) 및 7(a), 구성형태의 변화-즉, D/H값의 크기 변화가 식 (3.1) 또는 식 (3.2)를 토대로 본 연구에서 계산되어지는 전체 수평주동토압합력 P_{at} 에 미치는 영향을 살펴 보았으며, 분석에 이용된 토질정수는 표 1에, 분석 결과는 그림 6 및 7에 각각 표시되어 있다.

soil 2가 비점성토인 경우를 먼저 살펴보면 (그림

표 1. 분석 및 설계에 적용한 토질정수

2 종류		3 종류		
soil 1	soil 2	soil 1	soil 2	soil 3
$\gamma_1=18.5 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_2=14 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_1=19 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_2=17.5 \text{ KN/m}^3$	$\gamma_3=14 \text{ KN/m}^3$
$\phi_1=38^\circ$	$\phi_2=20^\circ$	$\phi_1=40^\circ$	$\phi_2=35^\circ$	$\phi_3=20^\circ$
$\delta_1=2\phi_1/3$		$\delta_1=2\phi_1/3$		
$c_s=0$	$c_s=0$ 또는 10 KN/m^2	$c_s=0$	$c_s=0$	$c_s=0$ 또는 10 KN/m^2

표 2. 부착력 c_s 및 벽마찰각 δ 의 영향

		각도 α	P_{a1} (KN/m)	비	고
$c_s=0$	$\delta=0^\circ$	53.77	53.70		
	$\delta=\phi/3$	50.37	37.96		
$c_s=c_s/2$	$\delta=\phi/2$	50.24	36.74		
	$\delta=2\phi/3$	50.17	35.60		
$c_s=2c_s/3$	$\delta=\phi/3$	49.57	34.28		
	$\delta=\phi/2$	49.47	33.21		
	$\delta=2\phi/3$	49.42	32.21		

6(b) 및 6(c)), D/H값의 크기가 증가함에 따라 즉, 뒷채움 흙의 구성에서 soil 1이 차지하는 부분이 늘어남에 따라 P_{a1} 는 점차적으로 감소하는 현상을 나타내고 있으며, 이는 soil 1에 비해 더 큰 토압이 예상되는 soil 2($\phi_2 < \phi_1$)의 범위가 점차적으로 축소되는 데 원인이 있다. 그림 6(b) 및 6(c)에서 P_{a1} 은 soil 1에 의한 수평주동토압합력을, P_{a2} 는 soil 2에 의한 수평주동토압합력을 각각 나타낸다. 예를 들어 D/H=0.05(D=0.3m)일 때, 식 (3.1)을 토대로 본 연구에서 계산된 P_{a1} 의 크기는 수평진도 $k_h=0.0$ 인 정적인 경우에 115.46 KN/m로서, soil 1의 토질정수 및 Mononobe-Okabe가 제시한 식⁽⁹⁾을 토대로 계산된 값과 비교하여 볼때 76.95%(50.21 KN/m)정도 크게, 또한 soil 2의 토질정수, $\delta=2\phi_2/3$ 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 계산된 값에 비해서는 7.52% (8.07KN/m) 정도 크게 평가된다. 또한 $k_h=0.2$ 인 동적인 경우에, 본 연구에서 계산된 P_{a1} 는 162.96KN/m로서, 앞에서 비교한 각각의 경우에 대해 55.56% (58.20KN/m) 및 2.79% (4.43 KN/m) 정도의 차이가 예상된다. 아울러 D값의 크기가 증가하여 D/H가 어느 일정한 값 이상이 되면 파괴 흙층기는 soil 1만으로 형성될 것이며, 이 때의 D/H값(즉, 그림 6(b) 및 6(c)에서 $P_{\text{a2}}=0.0$ 인 상태)은

수평진도 $k_h=0.2$ 인 동적인 경우가 정적($k_h=0.0$)인 경우에 비해 훨씬 클 것으로 예상된다. 이에 대한 원인은, 동적인 경우에 예상되는 파괴 흙층기의 크기가 정적인 경우에 비해 훨씬 크다는 사실(식 (1) 참조)로 설명되어 진다.

soil 2가 점성토인 경우를 살펴보면 (그림 7(b) 및 7(c)), D/H값이 커짐에 따라 식(3.2)를 토대로 본 연구에서 계산된 P_{a1} 의 크기는, soil 2가 비점성토인 경우와 마찬가지로 점차적으로 감소하는 현상을 나타내고 있다. 그러나, soil 2가 비점성토인 경우에 비해 P_{a1} 의 감소량은 훨씬 적게 나타나고 있으며, 수평진도 $k_h=0.2$ 인 그림 7(c)의 경우를 구체적으로 살펴보면, D/H=0.2(D=1.2m)일 때 P_{a1} 값은 84.01 KN/m로서 D/H=0.05일 때의 P_{a1} 값에 비해 3.46KN/m(3.96%)정도의 적은 감소에 그치는 현상을 나타내고 있다. 이외에도, $k_h=0.0$ 및 D/H=0.05인 경우에 본 연구에서 계산된 P_{a1} 의 크기는 51.35KN/m로서, soil 1의 토질정수 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 계산된 값에 비해서는 21.30% (13.90KN/m)정도 작게, 또한 soil 2의 토질정수 및 Rankine 이론($\delta=c_s=0$)을 토대로 계산된 값에 비해서는 4.57%(2.46 KN/m)정도 작게 평가된다. 아울러, D값이 점차적으로 증가하여 파괴 흙층기가

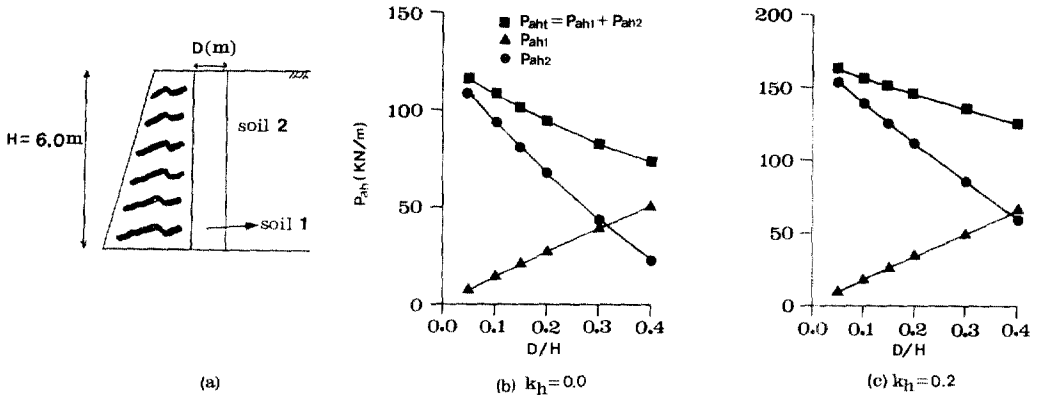


그림 6. P_{ah} - D/H 관계 (soil 2가 비점성토인 경우)

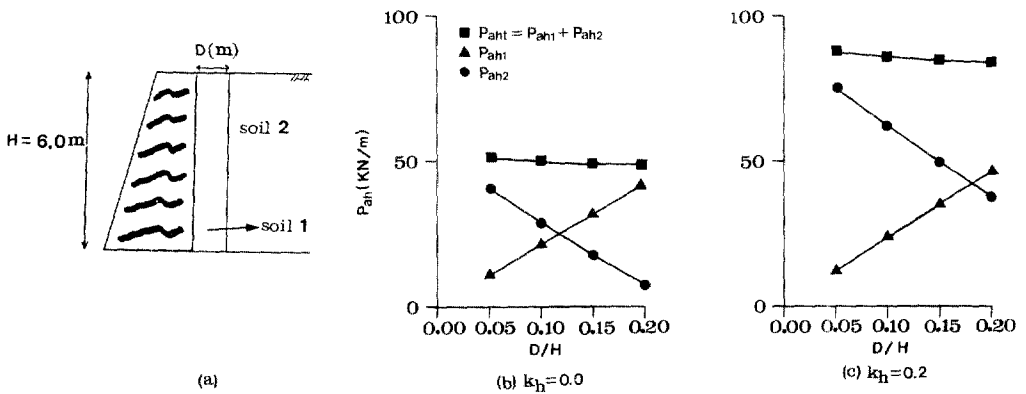


그림 7. P_{ah} - D/H 관계 (soil 2가 점성토인 경우)

soil 1만으로 형성되는 시점의 D/H 값(즉, 그림 7(b) 및 7(c)에서 $P_{ah2}=0.0$ 이 되는 시점)은, 수평진도 $k_h=0.0$ 인 경우 또는 수평진도 $k_h=0.2$ 인 경우 각각에 대해, soil 2가 비점성토인 경우에 비해 훨씬 작을 것으로 예상된다. 이에 대한 원인은, soil 2가 점성토인 경우에 인장균열에 의한 영향이 고려되며, 따라서 균열길이 z 가 제한깊이 z_c (그림 4(a) 및 식 (4)참조)와 일치하는 시점에서 soil 2에 의한 토압은 없는것으로 계산되는 데 있다.

3.2.2 경사각 i_b 의 영향

2종류의 흙으로 뒷채움이 구성되고 soil 2가 비점성토인 경우에 (그림 8(a)), soil 2에 관련된 지표면의 경사각 i_b 를 $0^\circ, 5^\circ, 7^\circ$ 및 10° 등으로 서로 달리했을 때, 식 (3.1)을 토대로 계산된 전체 수평주동토

압합력 P_{ah} 값의 변화를 다양한 크기의 수평진도 k_h 값에 대해 살펴 보았으며, 분석에 이용된 토질정수는 표 1에 명시되어 있다. 그림 8(b)에 표시된 대로, i_b 값의 증가에 따라 P_{ah} 값도 커지고 있으며, 또한 P_{ah} 값의 증가량은 수평진도 k_h 값의 크기에 비례하여 더욱 커짐을 알 수 있다. 그림 8(b)에서, $i_b=10^\circ$ 일 때 $k_h=0.15$ 인 경우까지만 계산된 것은 앞의 2.1절에서 기술한 해석방법의 제한범위 때문이다.

3.3 분석 3

뒷채움이 2종류의 흙으로 구성되는 경우에 soil 1 및 soil 2의 구성형태를 그림 9(a), (b) 및 (c)와 같이 각각 달리하여 예상되는 P_{ah} (여기서, P_{ah} 는 식(3.1) 또는 식(3.2)를 토대로 계산되어지는 전체 수평주동토압합력을 나타낸

다.)의 변화를 다양한 크기의 수평진도 k_h 값에 대해 살펴 보았으며, soil 2가 비점성토 또는 점성토인 각각의 경우에 대한 계산결과는 표 3에, 또한 계산에 이용된 토질정수는 표 1에 명시되어 있다.

soil 2가 비점성토인 경우를 살펴보면, 앞의 3.2.1 절에서 분석한 대로 뒷채움 흙의 구성에서 soil 1이

차지하는 부분이 줄어들며 따라 P_{aft} 의 크기는 증가됨을 알 수 있다. 그러나 그림 9(a)와 그림 9(b)의 경우를 서로 비교하여 볼때, soil 1의 무게는 66.6KN/m에서 33.3KN/m로 50%나 감소되면서도, P_{aft} 의 크기 증가는 수평진도 k_h 값에 따라 3.97KN/m(2.53%)~6.06KN/m(5.62%) 정도의 비교적 작은 값에

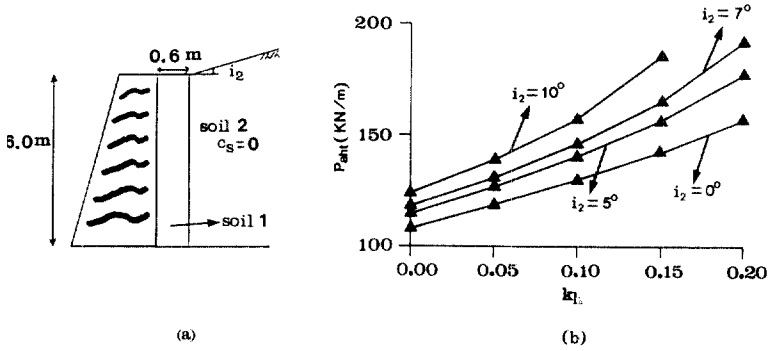


그림 8. 경사각 i_2 의 크기에 따른 P_{aft} 의 변화

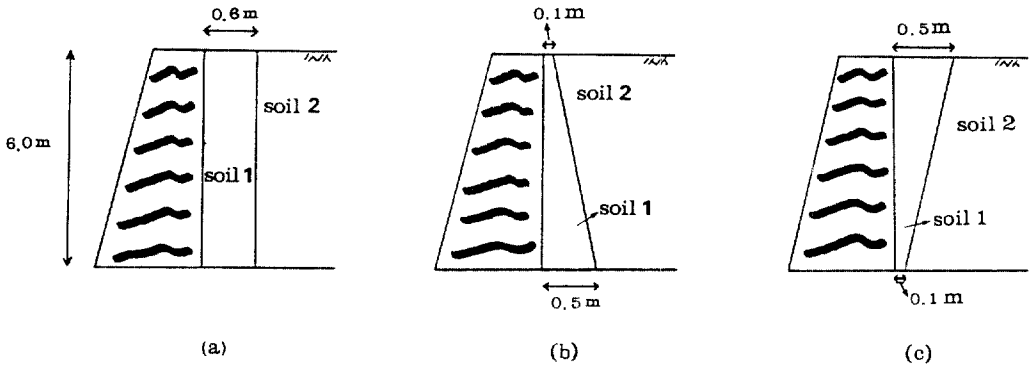


그림 9. 2종류의 흙으로 이루어진 뒷채움의 다양한 구성형태

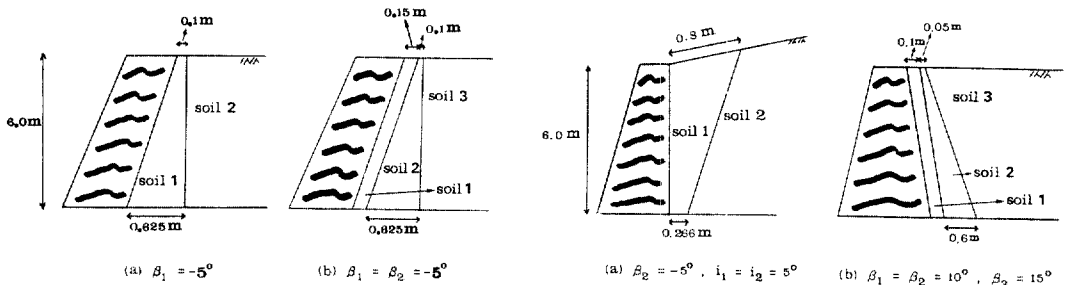


그림 10. 설계예 1

(soil 2 또는 soil 3가 비점성토인 경우)

그림 11. 설계예 2

(soil 2 또는 soil 3가 점성토인 경우)

그치는 효과가 예상됨을 알 수 있다. 따라서 soil 1의 양이 제한적인 것으로 예상되는 경우에, 이와 같은 효과가 설계에 참고가 될 것으로 판단된다. 또한 soil 1의 무게는 동일하나 구성형태가 서로 다른 그림 9(b)와 그림 9(c)의 경우를 비교하여

볼때, 절취가 쉽지 않은 자연사면이 존재하는 등의 특수한 경우가 아니라면, 그림 9(b)의 구성형태가 작은값(7.54KN/m~9.53KN/m)이긴 하나 토압 감소가 예상된다는 측면에서 그림 9(c)의 구성형태에 비해 효과적임을 알 수 있다.

표 3. 뒷채움 흙의 구성형태에 관련된 P_{ah} 의 변화

		$P_{ah}(KN/m)$					W_1^* (KN/m)
		$k_h=0.0$	$k_h=0.05$	$k_h=0.1$	$k_h=0.15$	$k_h=0.2$	
soil 2가 비점성 토인 경우	그림 9(a)	107.86	118.04	129.35	142.09	156.81	66.6
	그림 9(b)	113.92	123.49	134.23	146.47	160.78	33.3
	그림 9(c)	121.46	131.60	142.86	155.59	170.31	33.3
soil 2가 점성토인 경우	그림 9(a)	49.78	57.72	66.33	75.69	85.87	66.6
	그림 9(b)	52.52	60.97	69.52	78.61	88.49	33.3
	그림 9(c)	53.33	61.12	70.03	79.79	90.35	33.3

* W_1 =soil 1의 무게

또한 soil 2가 점성토인 경우도, 앞에서 분석한 soil 2가 비점성토인 경우와 유사한 결과가 예상됨을 표 3을 통해 알 수 있다. 즉, 그림 9(b) 및 9(c)의 경우를 그림 9(a)의 경우와 비교할 때, 전체 수평주동토압합력 P_{ah} 의 크기 증가는 4.48KN/m(5.22%)이하의 작은값이면서, soil 1의 무게는 50%나 감소되는 결과가 예상됨을 알 수 있다. 또한 이와 같은 증가량(4.48KN/m 이하)은, soil 2가 비점성토인 경우에 비해 훨씬 적음을 알 수 있으며, 이와같은 현상은 앞의 3.2.1절에 기술된 그림 7(b) 및 7(c)의 결과에 대한 분석내용과 일치하고 있다. 아울러 그림 9(b)와 그림 9(c)의 경우를 서로 비교할 때, soil 2가 비점성토인 경우와는 달리 P_{ah} 값의 차이는 1.86KN/m이하의 작은값에 그치는 현상을 나타내고 있다.

따라서, 본 절에서의 분석이 제한된 범위이기는 하나, 실제 현장의 다양한 토질조건 등을 고려한 뒷채움 흙의 효율적 구성형태에 관한 분석이 합리적인 설계 측면에서 필요시 됨을 알 수 있다.

4. 설계예

4.1 soil 2 또는 soil3가 비점성토인 경우

그림 10(a) 및 10(b)의 설계예에 적용된 토질정수는 표 1에 명시되어 있으며, 식 (3.1)

또는 식 (5.1)을 토대로 본 연구에서 계산된 전체 수평주동토압합력 P_{ah} 의 크기에 관한 비교는 표 4.1 및 4.2에 명시되어 있다. 또한 그림 10(a) 및 10(b)에 표시된 β_1, β_2 는 관련된 경사각의 크기를 각각 나타낸다(그림 4 및 5 참조).

2종류의 흙으로 뒷채움이 구성된 그림 10(a)의 설계예를 먼저 분석하면, soil 1의 토질정수 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 토압계산이 이루어지는 경우에, 식(3.1)을 토대로 본 연구에서 계산된 P_{ah} 값과는 (1) 수평진도 $k_h=0.0$ 인 정적인 경우에 44.88% (46.78 KN/m)의 차이가, (2) 또한 $k_h=0.2$ 인 동적인 경우에는 37.02% (56.31KN/m)의 차이가 예상된다(표 4.1). 또한 각 층의 토질정수 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 각각 계산된 값의 평균치를 본 연구에서 계산된 P_{ah} 값과 비교하여 볼 때 18.36%($k_h=0.2$)~23.97%($k_h=0.0$) 정도의 차이가 예상된다. 그러나 soil 2의 토질정수, $\delta=2\phi_2/3$ 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 계산된 값은, 본 연구에서 계산된 P_{ah} 값과 (1) $k_h=0.0$ 일 때 3.05% (3.13KN/m) 정도의 (2) 또한 $k_h=0.2$ 일 때 0.31% (0.47KN/m) 정도의 작은 차이가 예상된다. 아울러, 3종류의 흙으로 구성된 그림 10(b)의 설계예도, 앞에서 분석한 2종류의 경우와 유사한 결

표 4.1 설계에 1에 관련된 P_{ah1} 의 비교 (그림 10(a))

	P_{ah1} (KN/m)				
	$k_h=0.0$	$k_h=0.05$	$k_h=0.1$	$k_h=0.15$	$k_h=0.2$
본 연구[식(3.1)]	104.23	114.07	125.07	137.56	152.09
(1)*	57.45	65.45	74.41	84.46	95.78
(2)*	101.05	111.14	122.71	136.26	152.56
{(1)+(2)}/2	79.25	88.30	98.56	110.36	124.17

*soil 1의 토질정수 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 계산된 값

**soil 2의 토질정수, $\delta=2\phi_2/3$ 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 계산된 값

표 4.2 설계에 1에 관련된 P_{ah} 의 비교 (그림 10(b))

	P_{ah} (KN/m)				
	$k_h=0.0$	$k_h=0.05$	$k_h=0.1$	$k_h=0.15$	$k_h=0.2$
본연구[식(5.1)]	101.37	111.17	122.01	134.16	148.12
(1)*	53.27	61.03	69.72	79.48	90.45
(2)**	63.07	71.30	80.53	90.89	102.59
(3)***	101.05	111.14	122.71	136.26	152.56
{(1)+(2)+(3)}/3	72.46	81.16	90.99	102.21	115.20

*,**표 4.1. 참조

***soil 3의 토질정수, $\delta=2\phi_3/3$ 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 계산된 값

과가 예상됨을 표 4.2를 통해 알 수 있다.

이상의 결과를 종합해 볼때, 2가지 설계예에 한정된 분석이긴 하나, soil 1의 토질정수 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 한 토압예측(그림 10(a) 및 10(b)의 경우), 또한 soil 2의 토질정수, $\delta=2\phi_2/3$ 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 한 토압예측(그림 10(b)의 경우), 또는 각 층의 토질정수 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 각각 계산된 값의 평균치를 이용한 토압예측(그림 10(a) 및 10(b)의 경우)등은 안전한 측면에서 문제가 됨을 예상할 수 있다.

4.2 soil 2 또는 soil 3가 점성토인 경우

2종류 또는 3종류의 흙으로 뒷채움이 구성되고 soil 2 또는 soil 3가 점성토인 경우 설계예는 그림 11(a) 및 11(b)에 표시되어 있고, 설계예에 적용된 토질정수는 표 1에, 또한 식(3.2) 또는 식 (5.2)를 토대로 각각 계산된 전체 수평주동토압합력 P_{ah} 의 크기에 관한 비교는 표 5.1 및 5.2에 명시되어 있다.

3종류의 흙으로 뒷채움이 구성된 그림 11(b)의 설계예를 분석하면, 표 4.2에 명시된 soil 3가 비점성토인 경우와는 달리, soil 1 또는 soil 2 각각의 토질정수 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 계산된 값은, 식 (5.2)를 토대로 본 연구에서 계산된 P_{ah} 값에 비해 크게 평가되는 경향을 나타내고 있음을 표 5.2를 통해 알 수 있다. 또한 벽마찰각을 고려하고 ($\delta=2\phi_3/3$), 점성토인 soil 3의 토질정수 및 식(2)를 토대로 계산된 값은, 식 (5.2)를 토대로 계산된 P_{ah} 값에 비해 작게 평가되고 있으며, 그 차이는 부착력 c_0 값 및 수평진도 k_h 값의 크기에 따라 6.52KN/m~21.44KN/m정도이다. 그러나, 벽마찰각 및 부착력을 무시하고 ($\delta=c_0=0$) soil 3의 토질정수 및 식(2)로 부터 계산된 값은 본 연구에서의 P_{ah} 값에 근접하는 현상을 보이고 있다. 또한 2종류의 흙으로 뒷채움이 구성되고 지표면이 경사진 그림 11(a)의 설계예도, 앞에서 분석한 3종류의 흙으로 구성된 경우와 유사한 결과가 예상됨을 표 5.1을 통해 알 수 있다. 따라서 이와같은 분석결과가 2가지 설

이계예를 통한 제외된 내용이긴 하나. 근사적 토압 예측에 참고가 될 것으로 판단된다.

5. 결 론

1) 서로 다른 토질정수를 지닌 2종류 또는 3종류의 흙으로 뒷채움이 구성되는 경우에, 옹벽 뒷면에 작용하는 정적 및 동적 전체수평주동토압합력을 예측하기 위한 수치해석적 방법이 Mononobe-Okabe 이론을 토대로 제시되었다. 아울러 지진하중이 작용할 경우에, 파괴면이 수평면과 이루는 각도 α 의 계산식(뒷채움 흙이 비점성토인 경우)이 Rebhann의

정리를 이용해 유도되었다.

2) 뒷채움 흙이 점성토이고, 특히 수평진도 k_h 값이 작을수록, 접촉재료의 성질에 관련된 부착력 및 벽마찰각이 수평주동토압합력의 크기에 미치는 영향이 큼을 알 수 있었다(표 5.1 및 표 5.2).

3) 2종류 또는 3종류의 흙으로 뒷채움이 구성된 설계예를 통해, 어느 특정층의 토질정수를 토대로 한 토압예측 또는 각 층의 토질정수를 토대로 각각 계산된 값의 평균치를 이용한 토압예측은, 안전한 측면 또는 경제적인 측면에서 문제가 있음을 알 수 있었다.

표 5.1. 설계예 2에 관련된 P_{st} 의 비교(그림 11(a))

			P_{st} (KN/m)				
			$k_h=0.0$	$k_h=0.05$	$k_h=0.1$	$k_h=0.15$	$k_h=0.2$
본 연구 [식 (3.2)]			53.45	62.81	73.04	84.26	96.67
(1)*			68.68	77.76	88.04	99.74	113.15
(2)**	$\delta=0^\circ$	$c_a=0$	57.26	66.11	75.14	86.31	98.04
		$c_a=0$	49.64	58.43	68.27	79.44	92.35
	$\delta=2\phi_z/3$	$c_a=c_v/2$	39.17	48.43	58.80	70.56	84.17
		$c_a=2c_v/3$	35.86	46.26	55.79	67.75	81.58

*soil 1의 토질정수 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 계산된 값

**soil 2토질정수 및 식(2)를 토대로 계산된 값

표 5.2. 설계예 2에 관련된 P_{st} 의 비교(그림 11(b))

			P_{st} (KN/m)				
			$k_h=0.0$	$k_h=0.05$	$k_h=0.1$	$k_h=0.15$	$k_h=0.2$
본 연구 [식 (5.2)]			76.02	83.60	91.22	99.44	108.35
(1)*			76.09	84.57	94.10	104.84	117.02
(2)**			85.13	93.81	103.58	114.64	127.26
(3)***	$\delta=0^\circ$	$c_a=0$	77.09	84.51	92.46	101.02	110.29
		$c_a=0$	65.60	73.22	81.65	91.10	101.83
	$\delta=2\phi_z/3$	$c_a=c_v/2$	57.18	65.26	74.19	84.18	95.52
		$c_a=2c_v/3$	54.58	62.80	71.88	82.05	93.57

*표 5.1. 참조

**soil 2의 토질정수, $\delta=2\phi_z/3$ 및 Mononobe-Okabe식을 토대로 계산된 값

***soil 3의 토질정수 및 식 (2)를 토대로 계산된 값

참 고 문 헌

1. Bowles, J. E., *Physical and Geotechnical Properties of Soils*, McGraw-Hill, Inc., 1984, pp. 147, 441.
2. Bowles, J. E., *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill, Inc., 1985, pp, 401.
3. Richards, R. and Elms, D. G., "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," *Journal of Geotech, Eng.*, ASCE, Vol. 105, No. 4, 1979, pp. 449~464.
4. Stefanoff, G. and Venkov, V., "Earth Pressure Exerted by a Stratified Backfill," *Proceeding, 5th European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol. I, 1972, pp. 101~107.
5. Taylor, D. W., *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., 1959, pp. 492~495
6. Terzaghi, K., *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., 1956, pp. 96~99.
7. 윤우정, 토압-토유계산법과 실험, 회성출판사, 1987
8. IPS편집부, 실용 옹벽의 설계와 계산례, 회성출판사, 1987.

(接受 : 1991. 2. 2)