

보강석축의 안정해석 및 설계

Stability Analysis and Design of Reinforced Masonry Walls

김홍택* · 강인규**

Kim, Hong Taek · Kang, In Kyu

Abstract

The masonry walls, having the characters of cheap construction materials and relatively easy construction, have been widely used in supporting slopes. However, the necessity of reinforcing methods to improve the stability of masonry walls has been continuously required due to the collapses taken place quite often. In the present study, a new method to improve the stability of masonry walls was developed based on the soil nailing system proven effective in strengthening the surrounding soils. The developed method could be used in reinforcing the old masonry walls structurally unsafe as well as in constructing new masonry walls. The effects of pore water pressures due to heavy rainfalls were included in the developed method and also the chart practically applicable to design was presented, together with a design example.

요 지

석축은 구조 및 시공이 비교적 간단하고, 축조에 주로 사용되는 석재가 철근 및 콘크리트와 같은 일반옹벽 재료에 비해 값이 저렴하다는 등의 장점 때문에 비탈면보호의 목적으로 많이 이용되어 왔으나, 잦은 붕괴사고로 인해 석축의 안정성 자체에 대한 의문 제기 및 근본적인 보강방법의 필요성이 계속 요구되어 왔다. 따라서 본 연구에서는, 주변지반에 대한 보강효과 등으로 이미 효율성이 입증된 'soil nailing system'을 이용해, 구조적으로 불안정한 기존의 노후된 일반석축을 보강하거나 또는 신축되는 석축에도 적용 가능한 '보강석축'의 안정해석법을 제시하였다. 특히 문제시 되는 집중호우 등의 기후조건에서 예상되는 간극수압의 영향을 고려하였으며, 설계지침에 관련된 여러가지 변수의 영향을 엄밀히 분석하여 실무에 적용 가능한 설계예 및 설계도표도 아울러 제시하였다.

1. 서 론

석축은 철근콘크리트 옹벽이나 보강토 옹벽에 비해 경제적이며, 또한 넓은 시공공간의 확보가 필요

없을 뿐만 아니라, 도시계획의 변경 등으로 구조물을 철거하는 경우 비교적 해체가 용이한 장점을 지니고 있으며, 아울러 미관상으로도 우수하기 때문에 비탈면의 보호 및 흠막이 등의 목적으로 널리 이용되어 왔다. 그러나 매년 우기와 해빙기 때마다 붕괴사고가 빈번히 발생함으로써, 석축의 안정성에 대한 의문

* 정회원 · 홍익대학교 공과대학 조교수

** 정회원 · 홍익대학교 대학원

제기 및 근본적인 보강방법의 개발이 계속 요구되어 왔다.

석축의 붕괴 원인으로는, 배수층이 부족하거나 또는 배수공이 막히는 등 뒤채움 내부에 침투된 물이 벽체 밖으로 배출되지 않음으로써 간극수압이 추가적으로 작용하여 붕괴되는 경우, 성토시 뒤채움 흙의 다짐 정도가 불량한 경우, 석축의 노후화에 따른 강도 부족으로 벽체의 부분적 파손이 확대되어 붕괴되는 경우 등으로 크게 나눌 수 있다. 현재까지의 보강방법으로는, 배수조건을 개선하는 방법, 뒤채움 흙을 잘 다져서 전단저항력을 증대시켜 변형을 줄이는 방법, 또는 벽체의 두께를 늘리고 부배합의 뒤채움 콘크리트를 사용하여 석축벽체의 강도를 높이는 방법 등 석축의 구조 자체에 대한 보강방법이 아닌 파괴 원인에 대한 대응조치가 대부분 이었다. 또한, 석축은 구조적으로 일체가 아닌 견치돌 사이의 상호 맞물림에 의해 안정을 유지하고 있으므로 해석이 간단하지 않으며, 다른 구조물에 비해 중요성이 덜 인식되는 특성 때문에 이에 대한 실험이나 연구결과가 미흡한 실정이다.

석축에 관련된 현재까지의 연구로는, 견치돌 사이의 맞물림과 콘크리트의 강도를 고려한 김⁽¹⁰⁾의 사면안정해석법과 일반 보강토공법을 석축에 적용한 실험연구⁽¹⁴⁾ 및 rockery 설계방법을 토대로 석축표준도의 안정성을 검토한 연구⁽¹¹⁾ 등이 있으며, 이외에도 'soil nailing system'에 관련하여 보강철근이 포함된 토체의 파괴메카니즘을 모형실험 등을 통해 살펴 본 Gässler의 연구^(5,6)가 있다.

위에서 기술한 여러가지 배경 및 문제점 등을 감안하여 본 연구에서는, 석축벽면에 작용하는 토압을 감소시키고, 지반의 전단강도 증대 및 지반변형의 억제를 통해 안정성을 확보해 주는 soil nailing system을 이용하여, 특히 문제가 되는 집중호우시 및 지속적인 강우시 구조적으로 불안정한 기존 석축의 보강방법으로 또는 새로이 축조되는 석축의 설계에도 적용 가능한 '보강석축'의 안정해석법을 제시하고자 한다.

2. soil nailing system

soil nailing system은 기초굴착을 위해 주로 이용되는 버팀굴착(braced cuts)공법에서 임지말뚝과

버팀대 등을 사용하는 대신에, 굴착을 하면서 동시에 보강재(보강철근+그라우팅) 및 뿔어붙이기 콘크리트 전면판으로 흠막이를 하는 일종의 top down 방식으로, 전면판과 보강재를 조립한 후 뒤채움 흙을 다지는 bottom up 방식의 일반 보강토공법과는 구별되어 진다. Shen 등^(8,9)에 따르면 18 m 정도의 깊이까지 성공적으로 굴착된 시공예가 있으며, soil nailing system의 설계에 일반적으로 적용되고 있는 변수⁽¹⁾를 정리하면 아래와 같다.

(1) 길이비 R_L :

$$R_L = \frac{\text{보강재의 최대길이}}{\text{굴착깊이}} = \frac{L}{H}$$

(2) 정착비(bond ratio) R_B :

$$R_B = \frac{(D_{\text{hole}}) \cdot L}{S_H \times S_V}$$

여기서, D_{hole} = drilled hole diameter

S_H = 보강재의 수평방향 설치간격

S_V = 보강재의 수직방향 설치간격

3. 보강석축의 안정해석법

일반적인 soil nailing system의 경우에는, 벽체의 전면이 두께 10~20 cm 정도의 얇은 뿔어붙이기 콘크리트로 형성되어 있어, 파괴흠뻐기가 활동하려는 순간에 보강재 사이에 위치한 흙의 국부적인 안정효과 이외에 벽체에 작용하는 토압에 대한 저항은 거의 기대할 수 없다. 그러나 soil nailing system을 석축에 적용할 경우에는, 흙-보강재 사이에서 발휘되는 마찰저항력 외에도 견치석 사이의 상호 맞물림에 의해 안정이 유지되는 석축의 자체중량 및 배수층, 배수공을 통한 물의 흐름에 의한 영향 등을 감안할 때, 일반적인 soil nailing system에 관련된 안정해석법의 수정이 필요시 된다.

이를 위해 본 연구에서는, 석축벽체를 강성이 큰 중력식 옹벽으로 간주하고(즉, 토압에 대한 저항능력을 고려하고), 활동면 및 보강재에 작용하는 간극수압을 포함하고, 또한 soil nailing system의 경우 관련된 파괴메카니즘^(5,6)을 수정한 한계평형해석법으로 부터 석축벽체에 예상되는 토압의 크기를 우선 결정할 다음, 이를 토대로 전도, 활동 및 지지에

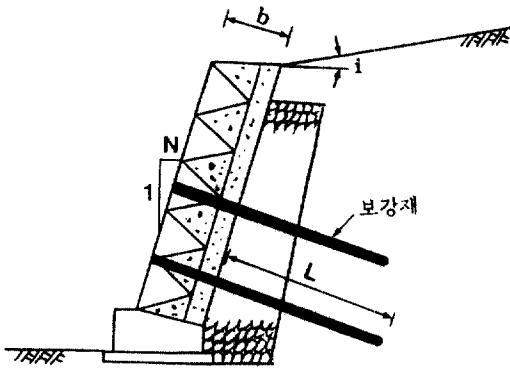


그림 1. 'soil nailing system'을 적용한 보강석축

대한 설계검토가 최종적으로 이루어지는 보강석축 (그림 1)의 안정해석법을 제시하고자 한다.

3.1 기본해석

토체(가상 파괴흙패기)에 작용하는 힘들을 모두 표시하면 그림 2와 같으며, 여기서 보강석축에 작용하는 토압합력 E의 크기를 결정하기 위해, 먼저 요소 ①에 대하여 연직방향 및 수평방향의 정적평형조건식을 세우면 아래의 식 (1) 및 (2)와 같다.

$$W_1 + E \cdot \sin(\delta - \alpha) + P_{w1} \cdot \cos\theta_1 + N_1 \cdot \cos\theta_1 + S_1 \cdot \sin\theta_1 - \Sigma T \cdot \sin(\alpha + \epsilon) - S_3 = 0 \quad (1)$$

$$E \cdot \cos(\delta - \alpha) - P_{w1} \cdot \sin\theta_1 - N_1 \cdot \sin\theta_1 + S_1 \cdot \cos\theta_1 + \Sigma T \cdot \cos(\alpha + \epsilon) - N_3 = 0 \quad (2)$$

여기서,

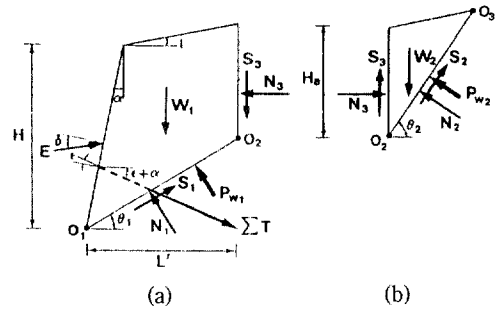
$$W_1 = \frac{\gamma_t}{2} \cdot \left\{ H^2 \cdot \frac{\cos(i + \alpha) \cdot \cos(\theta_1 + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \sin(\theta_1 - i)} - H_a^2 \cdot \frac{\cos i \cdot \cos\theta_1}{\sin(\theta_1 - i)} \right\}$$

$$H_a = H \cdot (1 - \tan\alpha \cdot \tan i) - L' \cdot (\tan\theta_1 - \tan i)$$

$$S_1 = N_1 \cdot \tan\phi + \frac{c_s \cdot L'}{\cos\theta_1}, \quad S_3 = N_3 \cdot \tan\phi + c_s \cdot H_a$$

γ_t = 뒤채움 흙의 단위중량, ϕ = 내부마찰각, c_s = 점착력

식 (2)로부터 법선력 N_1 의 계산식을 정리하면,



(a) 보강된 토체(요소①)

(b) 보강되지 않은 토체(요소②)

그림 2. 보강석축의 토체에 작용하는 힘들

$$N_1 = \frac{E \cdot \cos(\delta - \alpha) - P_{w1} \cdot \sin\theta_1 + c_s \cdot L' + \Sigma T \cdot \cos(\alpha + \epsilon) - N_3}{\sin\theta_1 - \tan\phi \cdot \cos\theta_1} \quad (3)$$

위의 식 (3)을 식 (1)에 대입하여 토압합력 E를 계산하기 위한 표현식을 정리하면,

$$\begin{aligned} & E \cdot \cos(\theta_1 - \phi - \delta + \alpha) \\ &= W_1 \cdot \sin(\theta_1 - \phi) + P_{w1} \cdot \sin\phi + N_3 \cdot \frac{\cos(2\phi - \theta_1)}{\cos\phi} \\ & \quad + c_s \cdot H_a \cdot \sin(\theta_1 - \phi) - c_s \cdot L' \cdot \frac{\cos\phi}{\cos\theta_1} \\ & \quad - \Sigma T \cdot \cos(\theta_1 - \phi - \alpha + \epsilon) \end{aligned} \quad (4)$$

또한 위의 식 (4)에 포함된 경계면에 작용하는 법선력 N_3 를 계산하기 위해, 요소 ②에 대한 연직방향 및 수평방향의 평형조건식을 세우면 아래의 식 (5) 및 (6)과 같다.

$$W_2 + S_3 + P_{w2} \cdot \cos\theta_2 + N_2 \cdot \cos\theta_2 + S_2 \cdot \sin\theta_2 = 0 \quad (5)$$

$$N_3 - P_{w2} \cdot \sin\theta_2 - N_2 \cdot \sin\theta_2 + S_2 \cdot \cos\theta_2 = 0 \quad (6)$$

$$\text{여기서, } W_2 = \frac{\gamma_t \cdot H_a^2}{2} \cdot \frac{\cos i \cdot \cos\theta_2}{\sin(\theta_2 - i)}$$

$$S_2 = N_2 \cdot \tan\phi + c_s \cdot \overline{O_2O_3}$$

$$S_3 = N_3 \cdot \tan\phi + c_s \cdot H_a$$

위의 식 (6)으로부터,

$$N_2 = \frac{N_3 - P_{w2} \cdot \sin\theta_2 + c_s \cdot \overline{O_2O_3} \cdot \cos\theta_2}{\sin\theta_2 - \tan\phi \cdot \cos\theta_2} \quad (7)$$

위의 식 (7)을 식 (5)에 대입하여 정리하면, 보강된 토체와 보강되지 않은 토체 사이의 경계면에 작용하는 법선력 N_3 는 아래의 식 (8)과 같이 계산되어진다.

$$N_3 \cdot \frac{\cos(2\phi - \theta_2)}{\cos\phi} = W_2 \cdot \sin(\theta_2 - \phi) + P_{W2} \cdot \sin\phi - c_s \cdot H_a \cdot \sin(\theta_2 - \phi) - c_s \cdot O_2 O_3 \cdot \cos\phi + P_{W3} \cdot \cos(\theta_2 - \phi) \quad (8)$$

결국, 보강석축에 작용하는 토압합력 E 는 위의 식 (4) 및 (8)을 토대로 반복계산에 의해 결정되어진다. 즉, 보강된 토체(요소 ①)에 관련된 가상활동면의 경사각 θ_1 을 먼저 가정하여 자중 W_1 및 유효폭 L' 을 계산한 다음, 보강되지 않은 토체(요소 ②)에 관련된 가상활동면의 경사각 θ_2 를 다양하게 변화시켜 가장 큰 크기의 법선력 N_3 를 식 (8)로부터 계산하고, 이 N_3 값을 식 (4)에 대입하여 토압합력 E 를 계산한다. 또한 계속해서 경사각 θ_1 을 변화시켜 위의 과정을 반복하고 각각 계산된 E 값 중에서 최대값을 한계 평형상태의 토압합력 E_{max} 로 최종 결정하며, 이를 토대로 전도, 활동 및 지지에 대한 설계검토가 이루어진다. 그러나, 위의 식 (4) 및 (8)로부터 가상활동면의 경사각을 가정하여 토압합력 E 를 계산하기 위해서는, 보강재에 작용하는 전체인장력 ΣT 및 간극수압합력 P_{W1} , P_{W2} 의 크기 또한 미리 결정되어야 한다.

3.2 전체인장력 ΣT 의 계산

일반적으로 흩췌기가 활동면을 따라 미끄러지는 순간에 있어서, 보강재에는 수동토압 및 휨모멘트가 작용하게 되며 또한 주변 흩과외의 마찰에 의해 인장력이 발생한다. 여기서 수동토압 및 휨모멘트는 soil nailing system의 전체적인 안정에 미치는 영향이 극히 미미하며, 주된 역할은 활동면 바깥쪽에 위치한 보강재에 의한 것으로 이미 실험 등⁽⁷⁾을 통해 밝혀진 바 있다. 따라서 본 연구에서는 흩-보강재 사이의 상호작용으로 보강재 주변의 마찰저항력만 고려하였으며, 또한 실제로 발휘되는 마찰저항력은 최대마찰저항력에 적절한 안전율 FS(건조시에는 2.0, 집중호후 등의 경우시에는 1.5)를 적용하여 평가하였다. 즉 Taylor 안전율이론($FS = FS_0 = FS_c$)을 토대

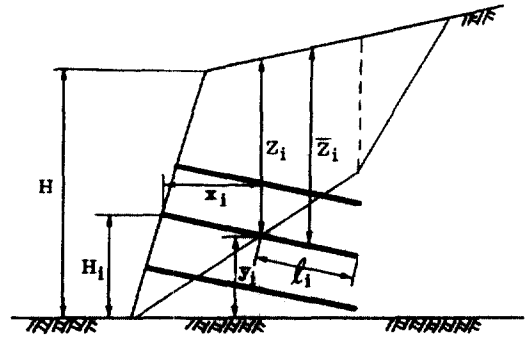


그림 3. 보강재의 유효길이

로 하였으며, 이외에도 각 보강재의 유효길이 l_i (흩췌기 바깥쪽에 위치하는 각 보강재의 길이, 그림 3)에 관련된 마찰저항력만을 해석에 포함하였다. 결국 각 보강재에 작용하는 인장력 T_{ri} 의 크기는 아래의 식 (9)로부터 계산되며, 내적안정(internal stability)을 위해 보강철근의 항복강도 T_{yield} 보다는 작아야 한다.

$$T_{ri} = \frac{\pi \cdot D \cdot l_i \cdot (\tau_{nr} + c_s')}{S_H} \leq T_{yield} \quad (9)$$

여기서, $\tau_{nr} = (\sigma_{nr} - \sigma_{wr}) \cdot \tan\phi'$, D = 보강재의 직경

$$\sigma_{nr} = \frac{\sigma_{yr} \cdot \cos^2(\epsilon + \alpha) - \sigma_{xr} \cdot \sin^2(\epsilon + \alpha)}{\cos\{2 \cdot (\epsilon + \alpha)\} + \sin\{2 \cdot (\epsilon + \alpha)\} \cdot \tan\phi'}$$

$$\sigma_{yr} = \gamma_r \cdot \bar{z}_i, \quad \sigma_{xr} = K \cdot \sigma_{yr}, \quad K = 1 - \sin\phi$$

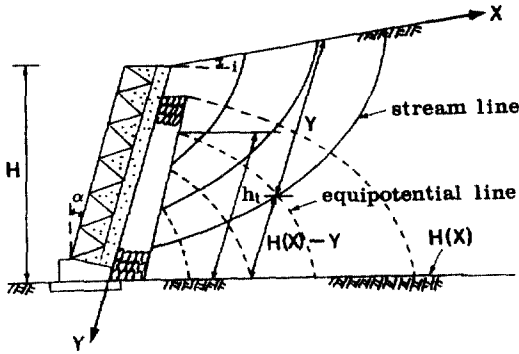
$$\sigma_{wr} = \text{보강재에 작용하는 간극수압}^{(12)}$$

$$\bar{z}_i = \text{유효길이 중앙점까지의 연직깊이}$$

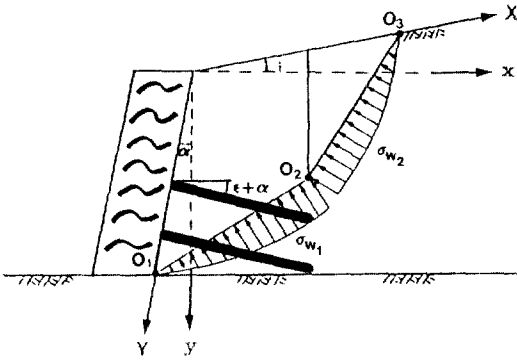
$$\tan\phi' = \tan\phi / FS, \quad c_s' = c_s / FS$$

3.3 간극수압합력의 계산

보강석축의 경우에는 보강된 토체와 보강되지 않은 토체의 가상활동면 경사각이 서로 다르므로, 집중호후 등의 경우시에 그림 4(a)의 유선망을 토대로 예상되는 간극수압의 분포는 그림 4(b)와 같다. 여기서, 가상활동면 $O_1 O_2$ 에 작용하는 간극수압 σ_{w1} 및 간극수압합력 P_{W1} 의 계산식을 정리하면 아래의 식 (10) 및 (11)과 같다. 상세한 유도과정은 참고문헌 12에 기술되어 있으며, 유도과정에서 Gray의 이론⁽⁴⁾ 및 좌표변환(X-Y축에 관한)방법 등이 적용되며 또한 식 (11)의 수치적분을 위해 4-point Gauss quad-



(a)



(b)

그림 4. 간극수압분포 1

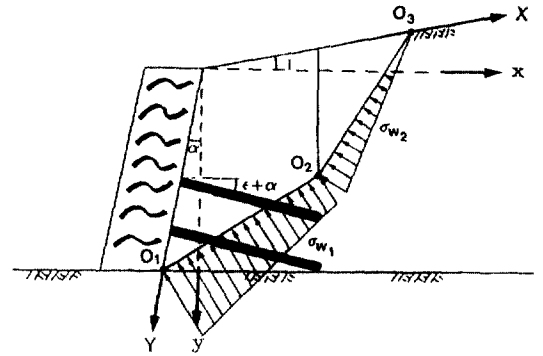


그림 5. 간극수압분포 2

되며, 상세한 유도과정은 참고문헌 12에 기술되어 있다.

위에서 기술된 내용은, 배수가 원활히 진행되는 상태에서 가상활동면에 작용하는 간극수압을 의미한다. 그러나 배수공이 막히거나, 배수층이 충분히 설치되지 않은 경우, 또한 뒤채움 흙이 투수성이 비교적 약한 점성토로 이루어진 경우 등에는 그림 4의 경우와는 다소 다른 상황이 예상된다. 따라서 이러한 경우를 적절히 다루기 위해, 가상활동면에 작용하는 간극수압의 크기를 그림 5와 같이 일종의 정수압 분포형태인 선형으로 가정하였다. 그림 5의 경우에, 임의의 깊이(=Y·cosα)에서 예상되는 간극수압 σ_w 는 아래의 식 (12)와 같이 계산되어진다.

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot Y \cdot \cos\alpha \quad (12)$$

이외에도, 집중호우 등의 강우시에 뒤채움 흙의 내부에서 예상되는 배수상태가 명확하지 않을 경우에는, 유선망을 토대로 계산되어지는 간극수압합력 P_{wf} (그림 4의 경우) 및 정수압 분포형태를 토대로 계산되어지는 간극수압합력 P_{ws} (그림 5의 경우)를 각각 계산한 다음, 아래와 같은 방식에 의해 예상되는 배수상태의 정도를 적절히 설계에 반영하는 것도 근사적이긴 하나 가능한 방법이다.

$$P_w = P_{wf} + (P_{ws} - P_{wf}) \cdot \rho$$

여기서, ρ = 배수상태의 정도를 표시하는 계수(0.0 < ρ < 1.0).

rate 방법이 이용되어진다.

$$\sigma_{w1} = \gamma_w \cdot (h_t - H(X) + Y) \cdot \cos\alpha \quad (10)$$

여기서,

$$h_t = H(X) - \frac{8 \cdot H(0)}{\pi^2} \sum_0^{\infty} \left\{ \frac{(-1)^m}{(2m+1)^2} \exp\left\{ -(2m+1) \frac{\pi \cdot X}{2 \cdot H(X)} \right\} \times \sin\left\{ (2m+1) \frac{\pi \cdot Y}{2 \cdot H(X)} \right\} \right\}$$

$$H(X) = H(0) + X \cdot \frac{\sin i}{\cos\alpha}$$

$$P_{w1} = \frac{\cos(\alpha + i)}{\cos(\alpha + i + \theta)} \int_{Y_{O2}}^{H/\cos\alpha} \sigma_{w1} \cdot dY \quad (11)$$

또한, 가상활동면 O_2O_3 에 작용하는 간극수압합력 P_{w2} 및 위의 식(9)에 포함된 σ_{wr} (보강재에 작용하는 간극수압)의 크기도 이와 유사한 방식에 의해 계산

4. 분석 1(일반석축)

석축이나 옹벽은 간극수압의 영향을 고려하지 않고 설계가 이루어 지는 경우가 종종 있다. 그러나 배수층과 배수공이 충분히 설치된 경우라도, 집중호우나 장기간 지속되는 강우시에 간극수압에 의한 토압증가가 20~40% 정도 예상됨으로, 이와같은 경우에 석축은 불안정한 상태에 놓이게 된다.⁽⁴⁾

따라서 본 장의 분석 1에서는 석축표준도에 의해 설계된 일반석축(본 연구에서 제시하고자 하는 soil nailing system을 적용한 보강석축과는 달리 보강재가 전혀 사용되지 않은 기존의 석축을 의미함)의 단면이 집중호우시 또는 장기간 지속되는 강우시에도 안정성을 유지할 수 있는지-즉 기존의 석축표준도에 제시되어 있는 최대설계높이가 적절한지 판단하기 위해, 시력선에 의한 방법^(2,13)을 일부 수정하여 석축의 한계높이를 계산하여 보았으며, 이를 석축표준도에 제시되어 있는 최대설계높이와 서로 비교 분석하였다. 분석에 이용된 석축표준도는 타표준도에 비해 안전한 것으로 평가⁽¹¹⁾되는 참고문헌 13의 찰쌍기 석축을 토대로 하였다. 이외에도 석축표준도에 제시된 최대설계높이는 건조시에 해당되는 결과일 것으로 예상되나 이에 대한 명확한 설명이 없으므로, 본 분석에서는 2가지 경우(건조시 및 그림 4의 간극수압을 고려한 경우) 각각에 대해 한계높이를 계산하였다. 상세한 내용 및 결과는 참고문헌 12에 기술되어 있으며, 일반석축의 한계높이를 결정하기 위해 일부 수정된 시력선에 의한 방법을 간략히 정리하면 다음과 같다.

① 우선, 석축의 한계높이 H_c 를 가정한다.

② 가상활동면의 경사각 θ 를 변화시켜 석축에 작용하는 토압합력 E 를 각각 계산한 다음(3.1절 식 (4)에서 ΣT 가 무식되고 가상활동면이 하나인 경우⁽¹²⁾), 그 중에서 토압합력의 최대값 E_{max} 를 결정한다(단, 건조시의 경우에는 간극수압합력이 무시된다).

③ ②에서 결정된 E_{max} 를 토대로 토압계수 $K(=E_{max}/0.5 \cdot \gamma_c \cdot H_c^2)$ 를 계산하여, 전도에 대한 안정검토가 이루어진다.

④ Newton-Raphson 반복계산을 토대로 최종 한계높이 H_c 를 결정한다.

표 1 및 표 2(γ_b = 석축벽체의 단위중량, δ = 벽마

찰각)는 건조시 및 간극수압의 영향을 고려한 경우 각각에 대해 위의 방법을 토대로 계산된 한계높이를 나타내며, 괄호안에 명시된 값은 석축표준도에 제시되어 있는 최대설계높이를 나타낸다.

표 1 및 2에서 밑줄친 부분이 석축표준도에 제시된 최대설계높이 보다 작게 계산되는 경우 즉 위험하다고 판단되어지는 상황을 나타내며, 특히 간극수압을 고려한 표 2의 경우에는 거의 전 단면에 걸쳐 위험한 상황이 예상되고 있다.

이에 대한 원인은 앞에서 기술한 대로 간극수압에 의한 토압증가 때문이며, 좀 더 구체적인 경향을 살펴보기 위해 위에 기술된 방법에 따라 계산되어지는 토압합력 E_{max} 와 Coulomb 이론에 의한 주동 토압합력 P_a 의 크기를 서로 비교하였으며, 뒤채움 흙의 내부마찰각 ϕ 값 및 석축벽체의 경사도 N 값(그림 1 참조) 등이 다양할 경우에 해당되는 결과는 그림 6에 표시되어 있다. 그림 6을 통해 볼 때, 간극수압의 영향을 고려하여 계산된 석축배면의 토압합력 E_{max} 는 Coulomb의 주동토압합력 P_a 에 비해 큼을 알 수 있다. 아울러 그림 6에서, 간극수압에 의한 토압증가에 해당되는 $(E_{max} - P_a)$ 의 크기는 ϕ 값이 클수록 또한 N 값이 증가할수록(즉, 석축벽체의 경사도가 완만해 질수록) 더욱 커지는 현상을 보이고 있으며, 증가율은 22.9~125.6% 정도이다. 이와같은 현상은, ϕ 값 또는 N 값이 증가할수록 E_{max} 및 P_a 의 크기는 모두 감소하지만, E_{max} 의 감소율이 P_a 의 경우보다 훨씬 작은 데 원인이 있다. 표 1 및 2의 계산에서 뒤채움 흙의 단위중량 γ_c 는 동일하게 가정하였으며, 이와같은 가정은 안전한 측면에서의 검토를 목적으로 또한 앞에서 기술한 대로 석축표준도의 계산 근거가 명확하지 않다는 점 등을 참고로 하였다. 결과적으로 볼 때, 간극수압을 고려한 경우(표 2)가 건조시(표 1)보다 단위중량의 크기 변화가 한계높이에 미치는 영향이 작음을 알 수 있다.

위에서 기술한 분석내용을 종합해 볼 때, 석축표준도에 제시된 최대설계높이를 그대로 적용할 경우에는, 특히 집중호우시 또는 지속적인 강우시에 석축의 안정성이 의문시 되며, 따라서 이에 대한 보강대책으로 또한 석축을 신축할 경우에도 적용 가능한 보강석축의 설계지침, 설계에 및 설계도표 등을 다음의 5장에서 다루고자 한다.

표 1. 건조시 일반석축의 한계높이($\gamma_b=2.3 \text{ t/m}^3$, $\delta=i=0^\circ$) (단위 : m)

1 : N	ϕ b \ γ_t	20°			25°				30°		
		1.60	1.70	1.80	1.60	1.70	1.80	1.90	1.70	1.80	1.90
1 : 0.3	0.35	<u>1.37</u> (1.5)	1.30 (1.0)	1.24 (1.0)	1.71 (1.5)	1.63 (1.5)	1.55 (1.5)	<u>1.48</u> (1.5)	2.07 (2.0)	<u>1.97</u> (2.0)	<u>1.88</u> (2.0)
	0.45	1.76 (1.5)	1.68 (1.5)	1.60 (1.5)	2.20 (2.0)	2.09 (2.0)	<u>1.99</u> (2.0)	<u>1.90</u> (2.0)	2.66 (2.5)	2.53 (2.5)	<u>2.42</u> (2.5)
	0.55	2.15 (2.0)	2.05 (2.0)	<u>1.95</u> (2.0)	2.69 (2.5)	2.56 (2.5)	<u>2.43</u> (2.5)	<u>2.33</u> (2.5)	<u>3.25</u> (3.5)	3.09 (3.0)	<u>2.95</u> (3.0)

() : 석축표준도의 최대설계높이,⁽¹³⁾ — : 위험한 단면, N=석축의 경사도(그림 1)

표 2. 간극수압을 고려한 경우의 석축의 한계높이($\gamma_b=2.3 \text{ t/m}^3$, $\delta=i=0^\circ$) (단위 : m)

1 : N	ϕ b \ γ_t	20°			25°				30°		
		1.60	1.70	1.80	1.60	1.70	1.80	1.90	1.70	1.80	1.90
1 : 0.3	0.35	<u>1.11</u> (1.5)	1.07 (1.0)	1.03 (1.0)	<u>1.30</u> (1.5)	<u>1.25</u> (1.5)	<u>1.21</u> (1.5)	<u>1.18</u> (1.5)	<u>1.49</u> (2.0)	<u>1.45</u> (2.0)	<u>1.40</u> (2.0)
	0.45	<u>1.42</u> (1.5)	<u>1.37</u> (1.5)	<u>1.33</u> (1.5)	<u>1.67</u> (2.0)	<u>1.61</u> (2.0)	<u>1.56</u> (2.0)	<u>1.51</u> (2.0)	<u>1.91</u> (2.5)	<u>1.86</u> (2.5)	<u>1.80</u> (2.5)
	0.55	<u>1.74</u> (2.0)	<u>1.68</u> (2.0)	<u>1.62</u> (2.0)	<u>2.04</u> (2.5)	<u>1.97</u> (2.5)	<u>1.91</u> (2.5)	<u>1.85</u> (2.5)	<u>2.34</u> (3.5)	<u>2.27</u> (3.0)	<u>2.20</u> (3.0)

() : 석축표준도의 최대설계높이,⁽¹³⁾ — : 위험한 단면, N=석축의 경사도(그림 1)

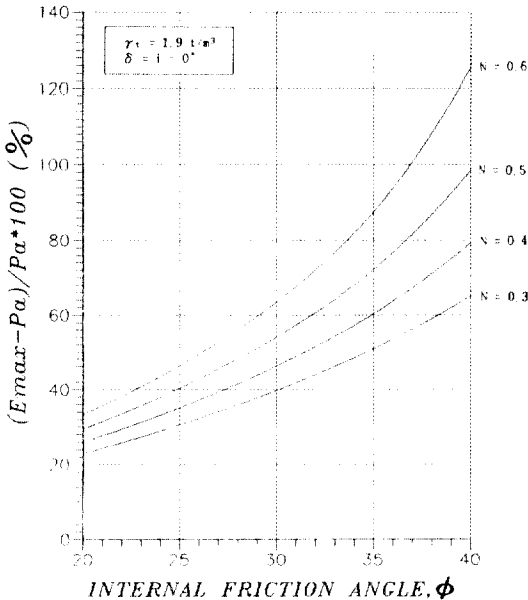


그림 6. 내부마찰각 및 석축의 경사도 N값에 따른 간극수압의 영향

5. 분석 2(보강석축)

5.1 분석개요

본 절에서의 분석은 3장에서 제시된 보강석축의 안정해석법이 적용되었으며, 기후조건은 현실적으로 위험한 상황이 예상되는 집중호우시 또는 장기간 지속되는 강우시를 대상으로 하였고(그림 4의 간극수압분포), 불안정한 기존 일반석축의 보강 또는 신축되는 석축의 설계에서 특히 고려해야 할 보강재의 설치형태, 보강재의 삽입각도 및 보강재의 길이 등에 관해 집중적인 분석이 이루어졌다. 참고문헌 1에 제시된 자료 중에서 천공 후 그라우팅 및 조립토의 경우에 해당되는 보강재의 길이비($R_L=0.5, 0.6, 0.7$ 및 0.8 인 경우) 및 보강재의 정착비($R_B=0.3, 0.4, 0.5$ 및 0.6 인 경우)를 택해 분석이 이루어졌다. 여기서, $R_L(=L/H, H=$ 보강석축의 높이)에 관련된 보강재의 길이 L은 단지 뒤채움 내부에 존재하는 보강재의 길이만을 고려하였으며(그림 1 참조), 또한

2개 이상의 보강재가 동시에 사용될 경우에는 가장 긴 보강재의 길이를 L 값으로 택하였다. 또한, 보강석축 벽체의 단위중량 γ_b 는 2.3 t/m^3 으로 가정하였으며, 벽마찰각 δ 및 뒤채움 흙의 점착력 c_u 는 고려하지 않았다.

5.2 보강재의 설치형태에 따른 영향

본 분석에서 고려한 설치형태는 수직방향으로 2개의 보강재를 사용하여 보강하는 방법으로서(그림 7), CASE 1은 수직간격 S_v 를 $H/3$ 로 하는 일종의 등간격 형태이고, CASE 2 및 CASE 3는 유효길이를 증가시키기 위해 석축의 하단부에 보강재를 설치하는 형태이다. 또한, 뒤채움 흙의 내부마찰각 ϕ 값은 30° 로, 보강재의 삽입각도(보강재가 수평방향과 이루는 각도 $\alpha + \epsilon$, 그림 2 참조)는 10° 로, 보강석축의 경사도 N 값(그림 1 참조)은 0.3을 택해 분석이 이루어졌다.

보강재의 길이비 R_L 값 및 보강재의 정착비 R_B 값이

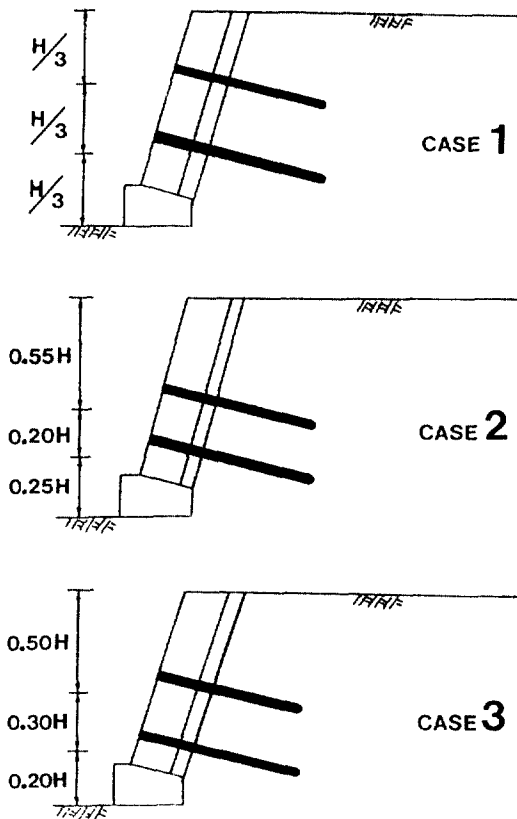


그림 7. 보강재의 설치형태

다양할 경우에 각각의 설치형태에 관련된 상세한 계산결과는 참고문헌 12에 수록되어 있으며, 이 중에서 R_B 값을 0.3으로 고정시킨 경우에 해당되는 결과는 그림 8에, 또한 R_L 값을 0.5로 고정시킨 경우에 해당되는 결과는 그림 9에 표시되어 있다. 그림 8 및 9에서 세로축은 본 연구에서 계산된 보강석축의 한계높이 H_c 와 폭 b (그림 1 참조)의 비(ratio)를 나타내며 단위는 무차원이다.

그림 8 및 9를 통해 볼 때, R_L 값이 변화하는 경우 또는 R_B 값이 변화하는 경우 모두에 대해 CASE 3의 H_c/b 값이 가장 큰 즉 CASE 3의 설치형태가 보강효과가 가장 좋은 결과를 나타내고 있다. 이에 대한 주된 원인은, 유효길이 l_i 의 증가 및 중앙점에서의 유효연직깊이 z (그림 3 참조)의 증가 등에 따른 영향으로 보강재 주변에서 발휘되는 전체마찰저항력의 수평성분(즉, 전체수평인장력) ΣT_h 의 크기는 CASE 3의 설치형태가 CASE 1 및 CASE 2의 설치형태에 비해 훨씬 크고, 따라서 보강석축에 작용하는 수평 토압합력 $E_{\max(h)}$ 값은 가장 작아지는 데 있다. 또한 그림8의 경우를 좀 더 상세히 살펴 보면, R_L 값이 커짐에 따른 보강효과와 증가 정도는 CASE 2의 설치형태가 CASE 1 및 CASE 3에 비해 상대적으로 떨어지는 경향을 보이고 있다. 구체적으로 한계높이

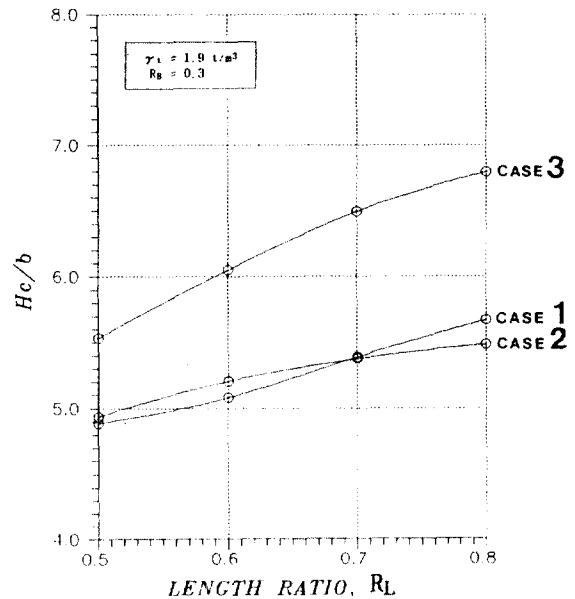


그림 8. 보강효과 비교 1

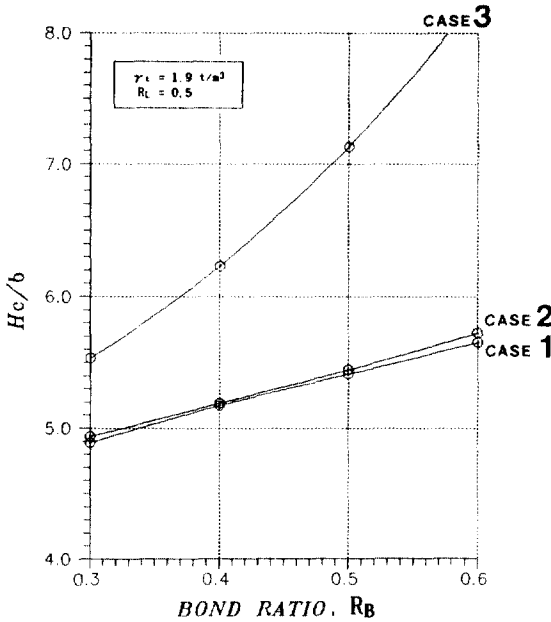


그림 9. 보강효과 비교 2

$H_c(b=0.55\text{ m인 경우})$ 에 대해 CASE 3와 CASE 2를 서로 비교하여 보면, $R_L=0.5$ 인 경우에 CASE 3에 해당되는 H_c 값은 3.04 m로 CASE 2의 2.72 m에 비해 0.32 m 정도 크게 계산되고 있으나, $R_L=0.8$ 인 경우에는 CASE 3의 H_c 값이 3.74 m로서 CASE 2의 3.02 m보다 0.72 m 정도 더 큰 즉 $R_L=0.5$ 인 경우의 0.32 m보다 125% 정도 더욱 차이가 증가된 결과를 나타내고 있다. 아울러 그림 8 및 9의 결과를 서로 비교하여 볼 때, 정착비 R_B 값이 보강효과에 미치는 영향이 길이비 R_L 값에 비해 일반적으로 큼을 알 수 있으며, 특히 CASE 3의 설치형태에 대해 이와같은 현상이 뚜렷함을 알 수 있다.

또한 그림 8에서 CASE 1과 CASE 2를 서로 비교하여 보면, R_L 값이 0.7 미만인 경우에는 CASE 2의 보강효과가 CASE 1에 비해 크게 나타나고 있으나, R_L 값이 대략적으로 0.7 이상인 경우에는 CASE 1의 보강효과가 CASE 2보다 다소 커지는 양상을 보이고 있다. 이에 대한 원인은, 보강재의 길이가 늘어남에 따라(R_L 값이 커짐에 따라) 보강재의 주변에 수직으로 작용하는 응력 σ_{nr} 의 크기는 증가하나(유효연직 길이 \bar{z} 의 증가 때문에) 동시에 간극수압 σ_{wr} 의 크기도 증가하게 되므로 즉, 보강재의 주변에서 발휘되는 유효전단응력 σ_{nr} 에 미치는 영향이 서로 상반

되는 이와같은 현상 때문에(식 (9) 참조) 결과적으로 R_L 값에 따라 보강재에 작용하는 전체수평인장력 ΣT_b 의 크기 변화가 발생하기 때문이다. 그러나 R_B 값을 변화시킨 그림 9의 경우에는, 모든 R_B 값에 대해 CASE 2가 CASE 1에 비해 보강효과가 다소 큰 경향을 나타내고 있다.

이외에도 참고문헌 12에 수록된 결과를 살펴볼 때, CASE 1, CASE 2 및 CASE 3 모두에 있어서 보강석축에 작용하는 수평토압합력 $E_{max(h)}$ 는 Coulomb의 수평주동토압합력 $P_{a(h)}$ 에 비해 20.2~56.2% 정도 감소되고 있으며 즉, 보강되지 않은 일반석축에 비해 토압감소라는 주된 보강효과가 예상됨을 알 수 있다. 아울러, 보강된 토체에 관련된 파괴면의 경사각 θ_1 (그림 2(a) 참조)은 R_B 값이 증가할 경우 다소 크기가 작아지기는 하나 대부분의 경우 $30^\circ \sim 40^\circ$ 범위에 속함을 알 수 있다. 또한, 뒤채움 흙의 내부마찰각 값의 크기에 관련된 경사각 θ_2 (보강되지 않은 토체에 관련된 파괴면의 경사각, 그림 2(b) 참조)는 46° 정도로서 Coulomb 파괴효율이 이론의 경우보다 7.6° 정도 작은 경향을 보이고 있으며, 경사각 θ_1 보다는 크고, R_L 및 R_B 값에 상관없이 거의 일정한 경향을 보이고 있다.

5.3 보강재의 삽입각도에 따른 영향

보강재의 삽입각도($\alpha + \epsilon$, 그림 2 참조)에 따른 보강효과를 분석하기 위해, 보강재의 길이비 R_L 값, 정착비 R_B 값 및 뒤채움 흙의 내부마찰각 값 등이 다양한 경우에 보강석축의 한계높이 H_c 와 폭 b 의 비 H_c/b 값을 각각 계산하였다. 여기서, 각각의 경우에 가장 큰 H_c/b 값이 얻어지는 보강재의 삽입각도(즉, 최적삽입각도)를 정리하면 표 3과 같다. 표 3의 계산에서 보강석축의 경사도 N 값은 0.3으로 가정하였으며, 또한 5.2절의 분석에서 가장 효율적인 설치형태로 기 판단된 CASE 3에 한하여 계산이 이루어졌다.

표 3의 결과를 종합적으로 살펴 볼 때, R_B 값이 커짐에 따라 보강재의 최적삽입각도는 일반적으로 커지는 현상을 보이고 있으며, 전체적으로 최적삽입각도는 $5^\circ \sim 15^\circ$ 범위임을 알 수 있다.

여기서 $R_L=0.7$, $R_B=0.4$ 인 경우를 좀 더 상세히 살펴보면(그림 10), ϕ 값이 작아짐에 따라 최적삽입

표 3. 보강재의 최적삽입각도

ϕ R_L \ R_B	20°				25°				30°			
	0.5	0.6	0.7	0.8	0.5	0.6	0.7	0.8	0.5	0.6	0.7	0.8
0.3	10°	15°	10°	10°	10°	15°	10°	5°	5°	10°	5°	5°
0.4	10°	15°	15°	10°	10°	15°	10°	10°	10°	15°	10°	10°
0.5	10°	15°	15°	15°	10°	15°	15°	10°	10°	15°	10°	10°
0.6	15°	15°	20°	15°	15°	15°	15°	15°	10°	15°	10°	10°

각도는 점차적으로 커짐을 알 수 있다. 구체적으로, $\phi=30^\circ$ 인 경우의 최적삽입각도는 10° 정도이고, $\phi=25^\circ$ 인 경우는 12° 정도 또한 $\phi=20^\circ$ 인 경우는 14° 정도이다. 여기서 참고문헌12에 수록된 상세한 계산결과를 살펴볼 때, 최적삽입각도는 보강석축에 작용하는 수평토압합력 $E_{max(h)}$ 의 크기가 가장 작은 경우에 해당됨을 알 수 있으며($\phi=20^\circ, 25^\circ$ 및 30° 인 경우 각각에 대해), 또한 ϕ 값이 커짐에 따라 $E_{max(h)}$ 값은 감소하는 반면에 보강재에 작용하는 전체수평인장력 ΣT_h 값은 오히려 커짐으로 결국 삽입각도가 크지 않아도 충분한 보강효과가 예상되어지며 따라서 ϕ 값이 클수록 최적삽입각도는 다소 감소하는 현상을 보이고 있다.

또한 그림 10을 통해, ϕ 값이 클수록 H_c/b 값도 커지는 일반적인 경향을 볼 수 있으며, 이외에도 ϕ 값이 작아짐에 따라 보강재의 삽입각도가 H_c/b 값에 미치는 영향은 점차적으로 줄어드는 즉, 보강재의 삽입각도에 상관없이 H_c/b 값은 거의 일정한 현상을 보이고 있다. 이와같은 현상은 ϕ 값이 작을 경우 ΣT_h 값도 작게 계산되어 결과적으로 보강석축의 안정해석에서 ΣT_h 가 차지하는 비중이 $E_{max(h)}$ 에 비해 상대적으로 작기 때문이다.

이외에도 보강석축의 경사도 N 값이 서로 다를 경우 최적삽입각도가 변화하는 경향을 살펴 보았으며, 결과는 그림 11($\phi=30^\circ, R_L=0.6, R_B=0.3$ 인 경우)에 표시되어 있다. 그림 11의 결과를 분석할 때, N 값이 작아짐에 따라(즉, 보강석축의 경사도가 연직에 가까울수록) 최적삽입각도는 일반적으로 증가하는 경향을 보이고 있으며, 대략적으로 그 범위는 $7^\circ \sim 12^\circ$ 임을 알 수 있다. 이의 원인도 그림 10에 대한 앞의 분석내용과 마찬가지로 보강석축에 작용하는 수평토압합력 $E_{max(h)}$ 및 보강재에 작용하는 전체수평인장력 ΣT_h 의 크기 변화에 관련되어 있다.

또한 ϕ 값이 변화하는 그림 10의 경우와 유사하게,

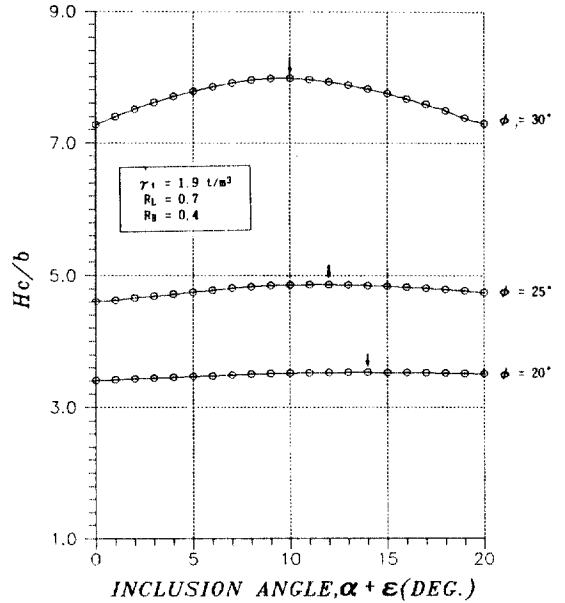


그림 10. ϕ 값에 따른 최적삽입각도 변화

N 값이 클수록 H_c/b 값도 커지는 일반적인 현상을 나타내고 있으며, 이에 대한 주된 원인은 잘 알려진 대로 N 값이 증가할 경우(즉, 보강석축의 배면이 뒤채움 흙 쪽으로 더욱 기울어짐에 따라) 보강석축에 작용하는 수평토압합력의 크기는 감소되기 때문이다. 아울러, N 값이 비교적 작은 경우($N \leq 0.4$)에 H_c/b 값은 보강재의 삽입각도에 상관없이 거의 일정한 현상을 나타내고 있으며, 이와같은 현상에 대한 원인은 그림 10을 통해 이미 분석된 바와 같이 보강재의 부담 비중이 둔화되는데 있다.

5.4 보강재의 길이 변화에 따른 영향

보강재의 길이(길이비 R_L) 변화에 따른 영향을 분석하기 위해, 뒤채움 흙의 내부마찰각 ϕ 값이 $20^\circ, 25^\circ$ 및 30° 인 3가지 경우 각각에 대해 보강재의

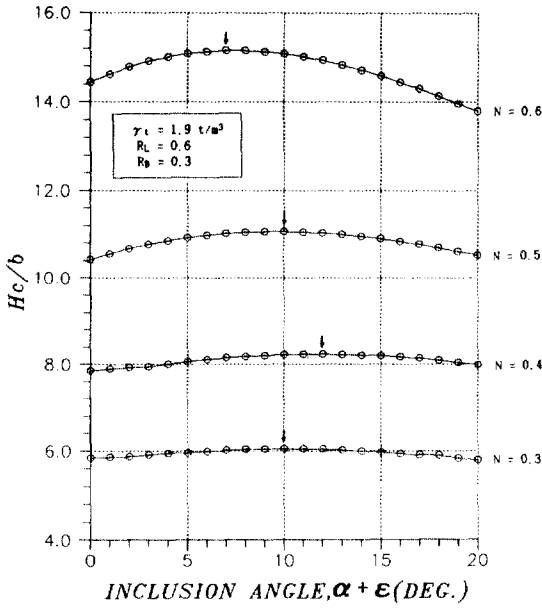


그림 11. N값에 따른 최적삽입각도 변화

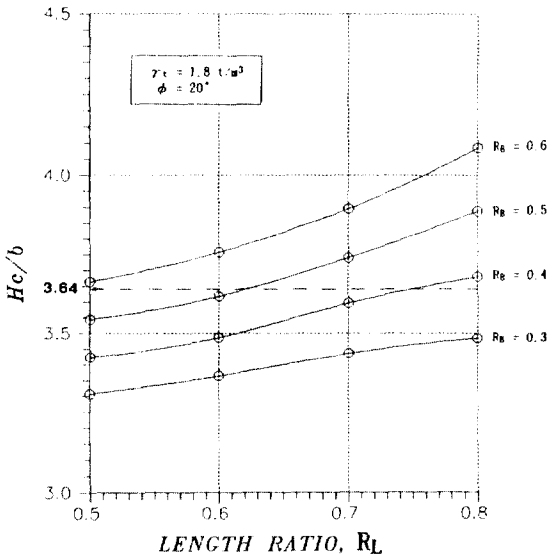


그림 12. 보강재의 길이변화에 따른 영향 1

정착상태(정착비 R_B)를 서로 달리하여 보강석축의 한계높이 H_c 및 폭 b 의 비 H_c/b 값을 계산하였으며, 결과는 그림 12, 13 및 14에 표시되어 있다. 본 절에서는 5.2절에서 효율성이 기 입증된 CASE 3의 설치형태를 택했으며, 보강석축의 경사도 N 값은 0.3으로 또한 보강재의 삽입각도 $\alpha + \epsilon$ 는 5.3절의 분석

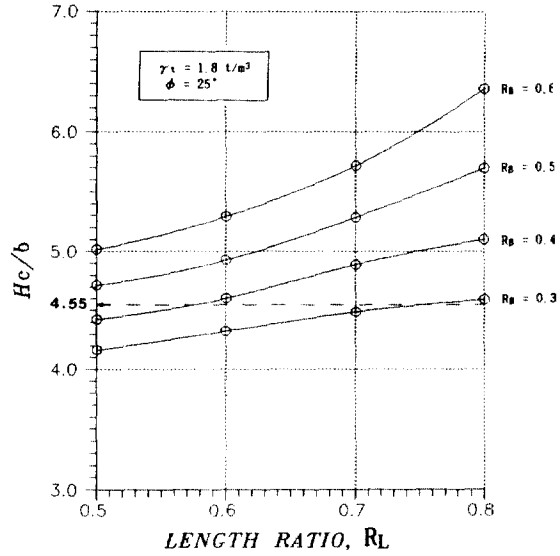


그림 13. 보강재의 길이변화에 따른 영향 2

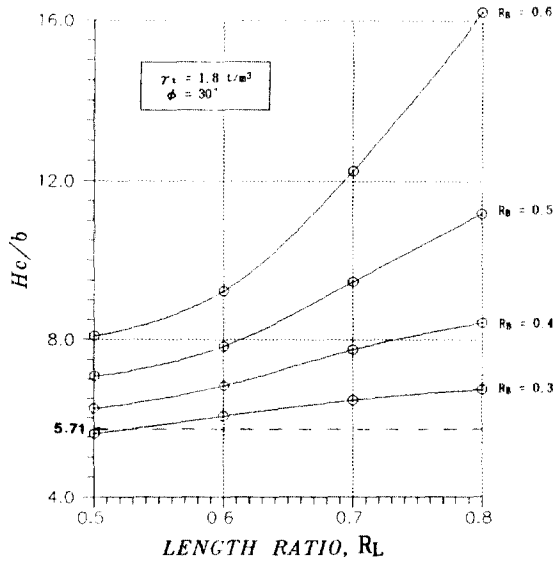


그림 14. 보강재의 길이변화에 따른 영향 3

결과를 토대로 10° 를 택해 분석이 이루어졌다.

그림 12~14에 표시된 각각의 결과를 살펴보면, 보강재의 길이가 증가함에 따라 또한 보강재의 정착비가 커짐에 따라 H_c/b 값도 커지는 일반적인 현상을 볼 수 있다. 또한, 그림 12~14에서 점선으로 각각 표시되어 있는 일정한 크기의 값은 보강되지

않은 일반석축의 표준도⁽¹³⁾로부터 채택한 한계값(= 최대설계높이/b)이다. 여기서 $\phi=20^\circ$ 인 그림 12의 경우를 살펴보면, 위험이 예상되는 집중호우시 등의 경우에 보강재를 CASE 3 형태로 설치하여 보강효과를 얻기 위해서는, 길이비 R_L 값이 0.6보다는 커야 하고 또한 이 경우에 정착비 R_B 값은 0.5 이상이어야 함을 알 수 있다. ϕ 값이 25° (그림 13) 및 30° (그림 14)인 경우까지 포함하여 경제적인 설계 측면에서 종합적으로 판단할 때, 적절한 R_L 값 및 R_B 값 모두는 ϕ 값의 증가에 따라 점차적으로 감소하는 경향을 보이고 있으며, 이에 대한 주된 원인은 ϕ 값이 증가함에 따라 발생토압은 점차적으로 감소하는데 있다. 구체적으로 살펴보면, R_L 값은 0.65, 0.60, 0.55의 순으로 또한 R_B 값은 0.5, 0.4, 0.3의 순으로 감소하고 있으며, 여기서 정착비 R_B 값의 감소가 길이비 R_L 값에 비해 다소 큰 이유는 R_B 값의 변화가 보강재에 작용하는 전체수평인장력 ΣT_h 에 미치는 영향이 R_L 값의 변화에 의한 영향 보다 크다는 5.2절의 분

석내용(그림 8 및 9 참조)을 토대로 설명이 가능하다. 이외에도 보강석축의 경사도 N값 및 뒤채움 흙의 단위중량 γ_i 값 등이 다양할 경우에, 적절한 R_L 및 R_B 값의 결정을 위해 이용 가능한 도표는 참고문헌 12에 수록되어 있으며, 그 중 가장 보편적인 경우로 판단되는 결과를 요약하여 표 4에 명시하였다. 표 4에 명시된 결과 모두는 전도에 대한 안정조건을 충분히 만족시키는 값이나, 만약에 활동 및 지지에 대한 안정검토에서 정해진 기준에 못 미치거나 또는 더욱 안전한 측면에서의 설계를 목적으로 할 경우에는, 표 4의 해당되는 항목에서 나열된 순서에 따라 R_L 및 R_B 값을 조정하면 된다.

5.5 설계예 및 설계도표

본 설계예($\gamma_i=1.9\text{ t/m}^3$, $\gamma_b=2.3\text{ t/m}^3$, $\phi=30^\circ$, $\delta=0$, $b=0.45\text{ m}$)를 통해 분석이 이루어진 일반석축(보강되지 않은 경우) 및 보강석축의 안정검토 결과는 다음과 같다.

표 4. R_L 및 R_B 의 결정

1 : N	ϕ	30°					
	γ_i	1.7 t/m ³		1.8 t/m ³		1.9 t/m ³	
	b	R_L	R_B	R_L	R_B	R_L	R_B
1 : 0.3	0.35	0.6	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3
		0.5	0.4	0.5	0.4	0.5	0.4
		0.7	0.3	0.7	0.3	0.7	0.3
	0.45	0.5	0.3	0.5	0.3	0.6	0.3
		0.6	0.3	0.6	0.3	0.5	0.4
		0.5	0.4	0.5	0.4	0.7	0.3
	0.55	0.7	0.3	0.5	0.3	0.5	0.3
		0.8	0.3	0.6	0.3	0.6	0.3
		0.6	0.4	0.5	0.4	0.5	0.4
1 : 0.4	0.35	0.7	0.3	0.7	0.3	0.5	0.3
		0.6	0.4	0.8	0.3	0.6	0.3
		0.8	0.3	0.5	0.5	0.5	0.4
	0.45	0.6	0.4	0.7	0.3	0.6	0.3
		0.8	0.3	0.8	0.3	0.5	0.4
		0.5	0.5	0.5	0.5	0.7	0.3
	0.55	0.6	0.4	0.5	0.4	0.6	0.3
		0.8	0.3	0.7	0.3	0.5	0.4
		0.5	0.5	0.8	0.3	0.7	0.3

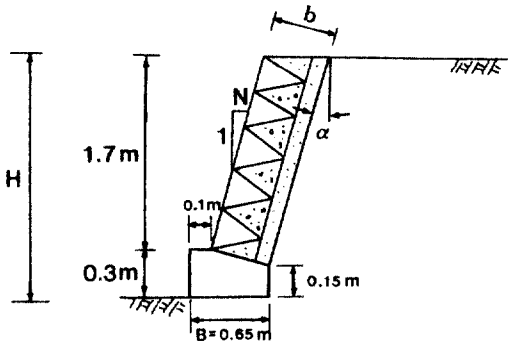


그림 15. 일반석축

5.5.1 안정검토 1(그림 15의 일반석축)

건조시 전도에 대한 안정검토 결과 문제점이 없는 것으로 판명되어, 집중호우 등의 강우시에 대한 안정검토가 계속해서 수행되었다.

(1) 토압계산 :

그림 6에서 $N=0.3$ 인 경우에 간극수압에 의한 영향으로 증가되는 토압합력은 Coulomb 주동토압 합력 P_a 의 39.7% 정도이므로,

$$E_{\max} = 1.397 \times P_a = 1.397 \times 0.878 = 1.23 \text{ t/m}$$

$$E_{\max(h)} = 1.397 \times P_a \times \cos\alpha = 1.18 \text{ t/m}$$

$$E_{\max(v)} = 1.397 \times P_a \times \sin(-\alpha) = -0.35 \text{ t/m}$$

(2) 편심거리 e의 계산 :

$$e = \left| \frac{H}{2} \cdot \tan\alpha - \frac{H}{3} \cdot \frac{E_{\max(h)}}{W_w + E_{\max(v)}} \right|$$

$$= |-0.13 \text{ m}| > / (6 \cdot \cos\alpha) = 0.08 \text{ m (불안정)}$$

여기서, W_w = 석축의 자체중량 = $\gamma_b \cdot b \cdot H / \cos\alpha = 2.16 \text{ t/m}$.

결과적으로 건조시에는 문제가 없으나, 집중호우 등의 강우시에는 전도에 대해 불안정한 상태로 판단됨으로, 본 연구에서 제시된 보강방법을 적용해 안정검토가 다시 이루어졌다.

5.5.3 안정검토 2(그림 16의 보강석축)

보강재의 설치는 효율적인 CASE 3의 형태로 결정하였고, 보강재의 최적삽입각도 $\alpha + \epsilon$ 는 5.3절의 분석결과를 토대로 10° 로 결정하였으며, 또한 보강재의 길이비 R_L 및 정착비 R_B 는 경제적인 설계측면을 감안하여 제시된 표 4로부터 결정하였다(즉,

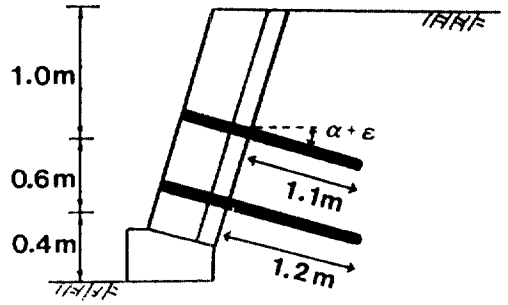


그림 16. 보강석축

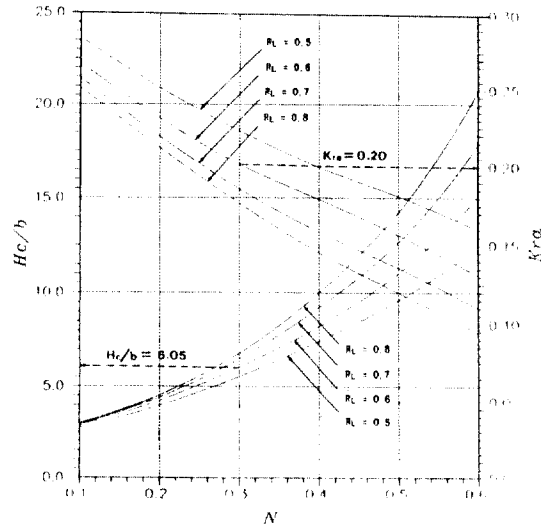


그림 17. 설계도표($\gamma_1 = 1.9 \text{ t/m}^3$, $\gamma_b = 1.9 \text{ t/m}^3$, $\phi = 30^\circ$, $\delta = i = 0^\circ$, $\alpha + \epsilon = 10^\circ$, $R_B = 0.3$, $FS = 1.5$)

$R_L = 0.6$, $R_B = 0.3$). 집중호우 등의 강우시에 관련된 안정검토 결과는 다음과 같다.

(1) 전도에 대한 안정검토 :

그림 16에 표시된 보강석축의 H/b 값은 4.44로서, 이 값은 그림 17의 설계도표에서 $N=0.3$ 및 $R_L=0.6$ 인 경우에 해당되는 H_c/b (H_c =보강석축의 한계높이)값 6.05보다 훨씬 작으므로, 전도에 대해 안정하다. 일반적으로 석축의 경우, 전도에 대한 안정 여부가 가장 중요한 요소이긴 하나, 석축 기초지반의 강도가 부족할 경우에는 부등침하 등의 문제점이 예상되고 또한 경우에 따라서는 이에 대한 추가적인 보강대책이 필요시 됨으로, 아래와 같은 안정검토 작업이 계속 요구되어진다.

(2) 활동 및 지지에 대한 안정검토 :

① 토압합력 E_{max}

그림 17의 설계도표에서, $N=0.3$ 및 $R_L=0.6$ 인 경우에 해당되는 토압계수 K_{ra} 는 0.2이므로,

$$E_{max} = 1/2 \cdot K_{ra} \cdot \gamma_t \cdot H^2 = 1/2 \times 0.2 \times 1.9 \times (2.0)^2 = 0.76 \text{ t/m}$$

$$E_{max(h)} = E \cdot \cos\alpha = 0.73 \text{ t/m}$$

② 활동에 대한 안전율 FS_s

$$FS_s = \frac{R_h}{E_{max(h)}} = \frac{1.81}{0.73} = 2.5 > 2.0 (\text{안정})$$

여기서, $R_h = W_w \cdot \tan\phi_b = 2.16 \times \tan 40^\circ = 1.81 \text{ t/m}$, ϕ_b = 기초지반의 내부마찰각.

또한 Brinch Hansen의 이론³⁾을 토대로 지지에 대한 안정검토가 이루어졌으며, 아래의 결과와 같이 안정된 상태를 나타내고 있다.

$$q = 3.5 \text{ t/m}^2 < q_{all} = q_{ult}/FS_b = 13.8/3.0 = 4.6 \text{ t/m}^2 (\text{안정})$$

(3) 기타

본 연구에서 제시된 안정해석법은 Taylor 안전율 이론을 적용하여 각 보강재의 인장력 평가가 이루어지고 있으며 또한 위의 계산과정에서 벽마찰각 δ 가 무시된 점 등을 감안할 때, 그림 16에 표시된 보강석축의 실질적인 안정성은 위의 검토결과에 비해 다소 클 것으로 예상되어 진다. 또한 CASE 3의 설치형태에 해당되는 보강재의 수평방향 설치간격 SH 는, 2장에 기술된 보강재의 길이비 R_L 및 정착비 R_B 의 정의를 토대로 아래와 같이 결정 가능하다.

$$R_B = (D_{hole} \cdot L) / (S_H \cdot S_V)$$

위의 식에 $L = R_L \cdot H$, $D_{hole} = 0.1 \text{ m}$ 및 $S_V = 0.3 H$ 를 대입하면,

$$S_H = 0.33 \times (R_L / R_B)$$

이외에도 보강재의 부식을 및 적절한 시공방법에 관련된 내용, 또한 위에서 기술한 설계예의 경우와 토성정수(점착력이 존재하는 경우를 포함하여) 및 R_B 값 등이 다른 경우에 적용 가능한 설계도표는 참고문헌 12에 수록되어 있다.

6. 요약 및 결론

1) 본 연구에서는 일차적으로, 비교적 근거가 명확하다고 판단되어 지는 시력선에 의한 방법을 일부 수정하여 건조시는 물론 간극수압의 영향이 포함된 경우까지 일반석축(본 연구에서 제시된 soil nailing system을 이용한 보강석축과는 달리 보강이 전혀 이루어지지 않은 기존의 석축을 의미함)의 한계높이를 계산하여 보았으며, 이 결과를 현재 실무에서 주로 이용되는 일반석축의 표준도에 제시되어 있는 최대설계높이와 서로 비교하였다. 또한 이를 통해, 특히 집중호우 등의 강우시에 있어서 거의 대부분의 경우 일반석축의 표준도에 제시된 기준을 설계에 직접 적용하는 것은 문제가 있음을 확인하였다.

2) 따라서 본 연구에서는 soil nailing system을 이용하여, 구조적으로 불안정한기존의 일반석축을 보강하거나 또는 새로이 축조되는 석축의 설계에도 적용 가능한 보강석축의 안정해석법을 제시하였다. 제시된 안정해석법은 특히 문제시 되는 집중호우시 또는 지속적인 강우시에 예상되는 간극수압의 영향을 고려하였다.

3) 제시된 안정해석법을 토대로, 보강재의 설치형태, 보강재의 삽입각도, 보강재의 길이 및 정착상태 등 설계지침에 관련된 상세한 분석이 이루어졌으며, 아울러 전도에 대해 불안정한 기존의 일반석축을 보강한 설계에 및 실무에 도움이 될 설계도표의 제시도 이루어졌다. 설계지침에 관련된 분석을 통해 얻어진 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

보강재의 길이비 및 정착비가 다양한 경우 모두에 대해, CASE 3의 설치형태(그림 7)가 보강효과가 가장 좋은 결과를 나타내고 있다. 아울러 CASE 3에 있어서, 정착비의 증가에 따른 보강효과가 길이비의 증가에 따른 보강효과에 비해 훨씬 큰 현상을 보이고 있다.

뒤채움 흙의 내부마찰각이 작을수록, 보강석축의 경사도가 연직에 가까울수록, 또한 보강재의 정착비가 클수록 보강재의 최적삽입각도(보강재가 수평방향과 아래쪽으로 이루는 각도, 그림 2)는 증가하는 경향을 보이고는 있으나, 거의 대부분의 경우 최적삽입각도의 범위는 $5^\circ \sim 15^\circ$ 임을 알 수 있다.

경제적인 설계에 적합한 보강재의 길이비 및 정

착비 모두는 뒤채움 흙의 내부마찰각이 커짐에 따라 점차적으로 감소하는 경향을 보이고 있다. 이외에도, 보강석축의 경사가 비교적 급하고 또한 벽체의 폭이 작은 경우에는 뒤채움 흙의 단위중량이 보강재의 길이비 및 정착비에 미치는 영향이 거의 없음을 알 수 있다.

4) 장차의 보완사항으로는, 보강재 주변지반의 성질, 보강재의 정착상태 및 시간의 경과 등을 고려한 부식율을 보강석축의 설계에 적절히 반영하는 문제, creep 현상 등이 강도에 미치는 영향을 고려하는 문제, 동결융해 현상 및 지진하중에 의한 영향을 포함하는 문제 등이며, 이를 위해서는 체계적인 실험결과 및 현장계측자료 등의 뒷받침이 절실히 요구된다. 아울러 본 연구의 해석방법은 약간의 수정을 통해 다층지반의 경우에도 적용이 가능하나, 엄밀한 의미에서 서로 다른 성질을 지닌 지층 사이의 상호작용(interaction) 규명이 선행되어야 할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 1991년도 일반기초연구비 지원에 의하여 수행된 결과(KOSEF 911-1306-001-1)의 요약이며 동 재단에 감사드리는 바이다.

참 고 문 헌

1. Bruce, D.A. and Jewell, R.A., "Soil Nailing: Application and Practice", *Ground Engineering*, Jan., 1987, pp.10-33.
2. Cooper, M.R., "Deflections and Failure Modes in Dry-Stone Retaining Walls", *Ground Engineering*, Vol.19, No.8, 1986, pp.28-31.

3. Fang, H.Y., *Foundation Engineering Handbook*, 2nd Ed., Von Nostrand Reinhold, 1991.
4. Gray, H., "Contribution to the Analysis of Seepage Effects in Backfills", *Geotechnique*, Vol.8, No. 4, 1958, pp.166-170.
5. Gessler, G. and Gudehus, G., "Soil Nailing-Statistical Design", *Proc. 8th ECSMF, Finland*, Vol.2, 1983. pp.491-494.
6. Gessler, G., "Soil Nailing-Theoretical Basis and Practical Design", *Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Japan, 1988, pp.283-288.
7. Mitchell, J.K., "Reinforcement of Earth Slopes and Embankments", National Cooperative Highway Research Program Report No. 290, Transportation Research Board, 1987.
8. Shen, C.K., Bang, A.M., Romstad, K.M., Kulchin, L., and DeNatale, J.S., "Field Measurements of Earth Support System", *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.107, GT12, 1981, pp. 1625-1642.
9. Shen, C.K., Bang, S., and Herrmann, L.R., "Ground Movement Analysis of Earth Support System", *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.107, GT12, 1981, pp.1609-1624.
10. 김상규, "원호활동법에 의한 석축의 안정해석", *대한토목학회논문집*, 제 22권, 제 1호, 1974, pp.83-97.
11. 김시년, 양우식, 백영식, "Rockery 설계방법에 의한 석축의 안정성 검토", *대한토질공학회지*, 제 5권, 제 2호, 1989, pp.5-17.
12. 김홍택, "새로운 보강석축의 안정해석에 관한 연구", *한국과학재단 결과보고서*, 1992. 2.
13. 농수산부, *농지개발사업표준설계(도면 및 해설)-용역편*, 1984.
14. 정인준, 신영기, 황충현, "보강석축에 관한 실험적 연구", *대한토목학회논문집*, 제 23권, 제 3호, 1975, pp.91-104.

(接受 : 1992. 3. 23)