

## 석축의 단면결정에 대한 해석적 연구

An Analytical Study on Determination of Dimensions of Drystone  
Masonry Retaining Walls

이승현\*

Seung-Hyun Lee\*

Professor, Department of Civil Infrastructure Systems and Safety Engineering, Sunmoon University, Asan, Republic of Korea

\*Corresponding author: Seung-Hyun Lee, shlee02@sunmoon.ac.kr

## ABSTRACT

**Purpose:** In order to find out stability condition which governs design of drystone masonry retaining walls and changing patterns of installed width of blocks of the wall for each stability conditions, typical wall was assumed and designed. **Method:** For the purpose of this study, 10 m high drystone masonry retaining wall with general block size and soil properties were considered and dimensions of the wall were determined by applying stability conditions of sliding and overturning and the design results were compared with each other. **Result:** According to the design results, installed width of blocks determined by considering stability of sliding were greatly less than those determined by considering stability of overturning and these differences were not decreased noticeably even though same values of factors of safety for sliding and overturning were applied. Between the two methods of determining the installed width of blocks, it could be seen that the method of considering failure wedge of lower part of overturning parts of the wall governed the design instead of considering horizontal base of overturning parts of the wall. **Conclusion:** In case of considering failure wedge of lower part of overturning parts of the wall, it could be seen that the installed width of blocks increased as the inclination angle of failure wedge increased. In case of considering overturning at the lower part of the wall with certain assumed inclination angle of failure wedge, it could be seen that installed width of blocks decreased as the inclination angle of failure wedge decreased by geometric restrictions of the wall.

**Keywords:** Drystone Masonry Retaining Wall, Stability Condition, Installed Width of Blocks, Sliding, Overturning, Failure Wedge

## 요약

**연구목적:** 본 연구에서는 석축단면의 설계를 지배하는 안정성 검토조건과 그에 따라 계산되는 블록 설치 폭의 변화양상을 살펴보고자 하였다. **연구방법:** 이를 위해 높이 10m 인 석축을 가정하고 석축을 구성하는 블록 및 지반조건 등에 관해서는 일반적인 설계 값을 적용하여 활동 및 전도를 고려한 석축단면을 결정해보고 그 결과를 비교해 보았다. **연구결과:** 설계결과에 따르면 활동에 대한 안정을 고려하여 결정된 블록의 설치 폭이 전도를 고려하여 결정된 블록의 설치 폭 보다 현저하게 작음을 알 수 있었는데 이러한 차이는 활동에 대한 안전율을 전도에 대한 안전율과 같게 적용하더라도 크게 개선되지는 않았다. 전도를 고려하여 블록 설치 폭을 결정하는 방법에는 전도되는 부분의 바닥을 수평으로 보는 방법과 하부의 파괴झे기를 고려하는 방법이 있는데 석축의 설계를 지배하는 방법은 하부의 파괴झे기를 고려하는 방법임을 알 수 있었다. **결론:** 전도되는 부분의 하부 파괴झे기를 고려하는 경우 가정한 파괴झे기의 경사각이 클수록 블록 설치 폭 또한 커짐을 알 수 있었다. 특정한 경사각을 갖는 파괴झे기를 가정한 벽체에 대하여 벽체 하부에서의 전도를 고려하는 경우 석축의 기하학적 제약조건에 의해 파괴झे기의 경사각이 감소하게 되어 블록 설치 폭 또한 감소함을 알 수 있었다.

**핵심용어:** 석축, 안정성 검토조건, 블록 설치 폭, 활동, 전도, 파괴झे기

Received | 28 November, 2022

Revised | 28 December, 2022

Accepted | 2 January, 2023

OPEN ACCESS



This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0>) which permits unrestricted noncommercial use, distribution, and reproduction in anymedium, provided the original work is properly cited.

© Society of Disaster Information All rights reserved.

## 서론

석축의 사용은 신석기시대 때부터 있어 왔는데 초기에는 주거용 및 방어용으로 사용되다 이후 농지의 확보 등의 목적으로 그 이용이 확대되었다. 근대에 들어서는 철도 및 도로의 발달에 따라 석축의 사용 또한 비약적으로 증대되었다. 20세기에 들어서는 콘크리트와 새로운 건설재료의 등장으로 인해 석축의 사용이 감소되었지만 최근 들어 역사 구조물의 보호와 환경적 영향 및 경관의 관점에서 석축에 대한 관심이 증대되고 있다. 석축과 관련된 주요한 문제는 그 거동에 대한 지식이 부족한 점을 들 수 있다. 콘크리트의 경우 균질한 강성체로서 한계상태평형법과 안전율로 안정성을 평가할 수 있지만 석축의 경우 벽체를 구성하는 부재가 서로 분리되어 있어 콘크리트 응력과는 차이점을 보이는데 가장 큰 차이는 매 층에 대하여 안정성을 검토해야 한다는 점이다. 석축에 대한 해석법은 크게 수치해석에 의한 방법과 해석적 방법으로 나눌 수 있는데 수치해석에 의한 방법은 다시 접촉요소(contact element)로 석축의 블록을 고려하는 방법 (Itasca, 2004; Dickens et al., 1996; Harkness et al., 2000; Powrie et al., 2002; Burgoyne, 1853)과 매개변수를 균질화 하는 방법(Pande et al., 1989; de Buhan et al., 1997; Colas et al., 2008) 으로 나눌 수 있으며 매개변수를 균질화 하는 방법의 경우 본질적으로 불균질한 석축을 균질체로 고려하기 위한 등가탄성계수와 극한강도에 대한 연구에 초점을 맞추고 있다. 국내 연구사례로 Kim(1974)은 견치돌의 맞물림과 콘크리트의 강도를 고려하여 석축의 안정해석을 수행한 바 있으며 Kim et al.(1989)은 rockery 설계방법을 통하여 석축표준도의 안정성을 검토한 바 있는데 국내에서의 석축의 설계는 견치돌과 부순돌 그리고 콘크리트로 구성된 석축에 대하여 합력의 작용점이 석축 저면 중앙의 3분권내에 들도록 하는 방법이 일반적으로 적용되어 왔다. 그러나 이 방법에 의한 경우 석축의 폭이 대체로 협소하고 안정성 검토에 있어서도 전도에 대한 검토에만 의존하고 있으므로 설계높이에 있어 제약이 따른다고 할 수 있다. 본 연구에서는 해석적 방법에 기초하여 활동과 전도에 대한 안정성 검토를 바탕으로 석축을 구성하는 암석블록의 설치 폭을 계산해 보고 얻어진 계산결과로부터 활동 및 전도가 석축의 설계에 어떠한 영향을 미치며 어느 경우가 설계를 지배하는지 살펴보고자 하였다.

## 석축의 안정성

석축은 부재 하나의 높이가 대략 0.5m 인 여러 석재 블록을 쌓아 벽체를 형성하므로 활동에 대한 안정은 매 층의 접촉면에 대하여 검토된다. 석축에서 고려하는 전도의 유형은 Fig. 1에 나타나 있는 바와 같이 2가지 유형(mode)으로 나눌 수 있다.

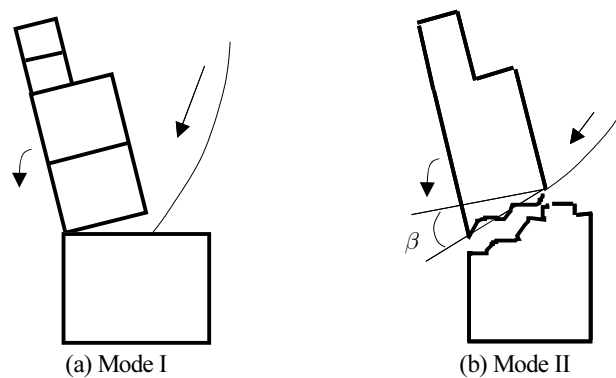


Fig. 1. Two types of failure modes due to overturning

Fig. 1(a) 에 나타나 있는 전도 mode I은 석축의 한 층이 한 개의 블록으로 되어 있는 경우에 발생되며 Fig. 1(b)에 나타나 있는 전도 mode II는 석축의 모든 층 각각이 다수의 블록으로 구성된 경우에 발생된다. 전도와 관련해서는 Fig. 1(b)에 나타나 있는 전도 mode II가 일반적이라 할 수 있으며 파괴꺾기의 경사각,  $\beta$ 를 이루면서 전도가 발생된다. 석축 최상부 블록의 설치 폭은 Fig. 2로부터 활동 및 전도를 고려하여 얻을 수 있다.

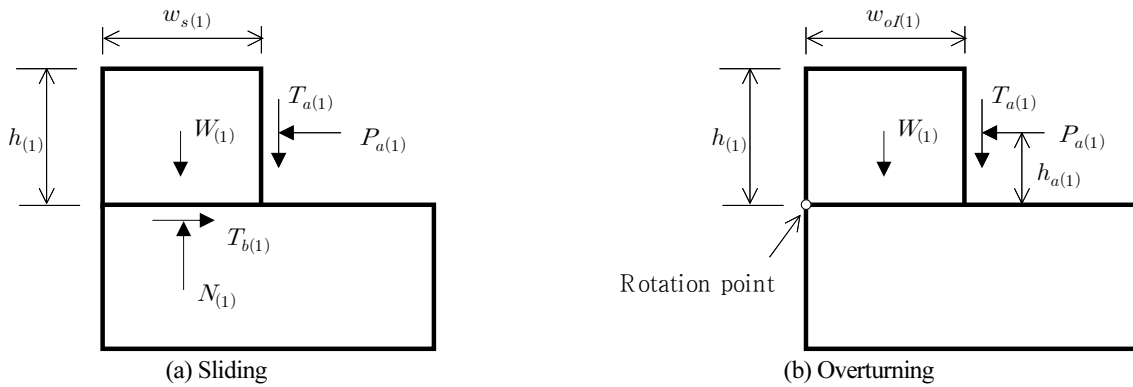


Fig. 2. Forces acting on the first row of blocks

석축 최상부의 블록 접촉면에 대한 활동에 대한 안정성 검토는 Fig. 2(a)을 통해 할 수 있는데  $W_{(1)}$ ,  $N_{(1)}$ ,  $T_{a(1)}$ ,  $T_{b(1)}$  그리고  $P_{a(1)}$ 은 각각 최상부 블록의 무게, 접촉면에 작용하는 수직반력, 주동전단력, 접촉면에서의 전단력 그리고 주동토압력을 의미한다. Fig. 2(a)로부터 활동에 대한 안전율( $F_{s(s)}$ )은 작용력인  $P_{a(1)}$ 에 대하여 저항력인  $(W_{(1)} + T_{a(1)})\tan\phi_b$ 의 비로서 정의되는데 여기서  $\phi_b$ 는 블록 접촉면 사이의 마찰각을 의미한다.  $W_{(1)}$ 은 최상단 블록의 설치 폭,  $w_{s(1)}$ 과 높이,  $h_{(1)}$ 을 이용하여  $W_{(1)} = \gamma_b h_{(1)}w_{s(1)}$ 와 같이 나타낼 수 있으므로  $F_{s(s)}$ 를 나타내는 정의하는 식을  $w_{s(1)}$ 에 대하여 나타내면 식(1)과 같게 된다. 식(1)에서  $\gamma_b$ 는 석축 블록의 단위중량을 의미한다.

$$w_{s(1)} = \frac{F_{s(s)}P_{a(1)}/\tan\phi_b - T_{a(1)}}{\gamma_b h_{(1)}} \tag{1}$$

Fig. 2(b)로부터 전도에 대한 안전율은 전도 mode I을 고려하여 작용모멘트(=  $P_{a(1)}h_{a(1)}$ )에 대한 저항모멘트(=  $W_{(1)}w_{oI(1)}/2 + T_{a(1)}w_{oI(1)}$ )의 비로 정의되고  $W_{(1)} = \gamma_b h_{(1)}w_{oI(1)}$ 인 관계를 적용하여  $w_{oI(1)}$ 에 대한 식으로 나타내면 식(2)와 같은데 식(2)는 전도 mode II에 대해서도 동일하게 적용된다.

$$w_{oI(1)} = \frac{-T_{a(1)} + \sqrt{(T_{a(1)})^2 + 2\gamma_b h_{(1)}F_{s(o)}P_{a(1)}h_{a(1)}}}{\gamma_b h_{(1)}} \tag{2}$$

식(1), (2)로부터 최상단 블록 설치 폭이 결정되었다면 석축의 상부에서부터 하부로 순차적으로 이동하면서 블록의 설치

폭을 결정할 수 있는데  $i$  번째 행의 블록의 설치 폭이 결정되면  $(i+1)$  번째 블록의 설치 폭은 Fig. 3을 이용하여 결정할 수 있다(Alejano et al., 2012).

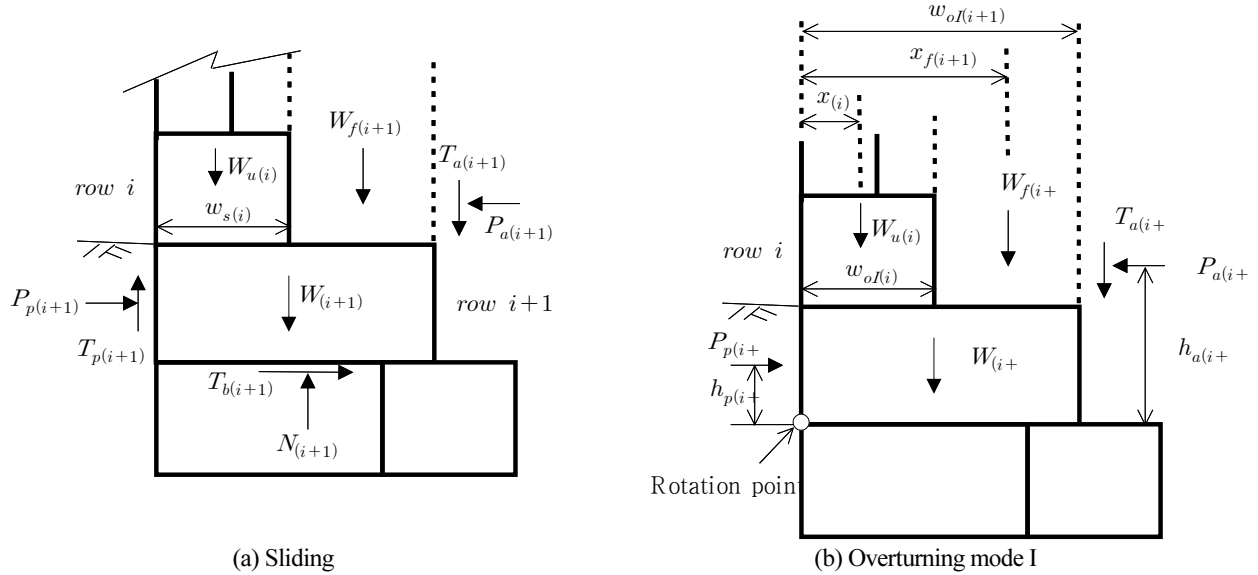


Fig. 3. Forces acting on the  $i$ -th and  $(i+1)$ -th blocks

Fig. 3(a)에서  $W_{u(i)}$ ,  $W_{f(i+1)}$ ,  $T_{p(i+1)}$  그리고  $P_{p(i+1)}$  는 각각  $i$  번째 블록 및 그 상부의 블록과 뒤채움흙 무게의 합, 폭이  $(w_{s(i+1)} - w_{s(i)})$ 인 뒤채움흙의 무게,  $(i+1)$  번째 블록 전면의 수동전단력 그리고  $(i+1)$  번째 블록 전면의 수동토압력을 의미한다. Fig. 3(a)에서  $(i+1)$  번째 블록 하부 접촉면에서의 활동에 대한 안전율에 대한 정의로부터  $W_{f(i+1)} = \gamma_f(w_{s(i+1)} - w_{s(i)}) \sum_{i=1}^i h_i$ 와  $W_{(i+1)} = \gamma_b h_{(i+1)} w_{s(i+1)}$  관계를 적용하여  $w_{s(i+1)}$ 를 구하면 식(3)과 같은데 여기서  $\gamma_f$ 는 뒤채움흙의 단위중량을 의미한다.

$$w_{s(i+1)} = \frac{\{F_{s(s)}(P_{a(i+1)} - P_{p(i+1)})/\tan\phi_b\} - W_{u(i)} + \gamma_f w_{s(i)} \sum_{i=1}^i h_i + T_{p(i+1)} - T_{a(i+1)}}{\gamma_b h_{(i+1)} + \gamma_f \sum_{i=1}^i h_i} \quad (3)$$

다음 단계인  $(i+2)$  번째 블록의 설치 폭을 결정하기 위한  $W_{u(i+1)}$ 은 식(4)와 같이 표현된다.

$$W_{u(i+1)} = W_{u(i)} + \gamma_b w_{s(i+1)} h_{(i+1)} + \gamma_f (w_{s(i+1)} - w_{s(i)}) \sum_{i=1}^i h_i \quad (4)$$

Fig. 3(b)에서  $W_{f(i+1)} = \gamma_f(w_{oI(i+1)} - w_{oI(i)}) \sum_{i=1}^i h(i)$ ,  $W_{(i+1)} = \gamma_b h_{(i+1)} w_{oI(i+1)}$ ,  $x_{f(i+1)} = (w_{oI(i)} + w_{oI(i+1)})/2$  인 관계를 적용하여 작용모멘트에 대한 저항모멘트의 비로서 안전율이 정의되며 이를 다시  $w_{oI(i+1)}$ 에 관한 식으로 나타내면 식(5)와 같게 된다. 그리고  $(i+1)$  번째 블록에 대응하는  $W_{u(i+1)}$ 은 식(4)와 같이 계산되며 그 작용위치를 나타내는  $x_{(i+1)}$ 는 식(6)과 같이 계산된다.

$$w_{oI(i+1)} = \frac{-T_{a(i+1)} + \sqrt{T_{a(i+1)}^2 - (\gamma_f \sum_{i=1}^i h(i) + \gamma_b h_{(i+1)}) (2W_{u(i)} x_{(i)} - \gamma_f w_{oI(i)}^2 \sum_{i=1}^i h(i) + 2P_{p(i+1)} h_{p(i+1)} - 2F_{s(o)} P_{a(i+1)} h_{a(i+1)})}}{\gamma_f \sum_{i=1}^i h(i) + \gamma_b h_{(i+1)}} \quad (5)$$

$$x_{(i+1)} = \frac{W_{u(i)} x_{(i)} + W_{(i+1)} w_{oI(i+1)}/2 + W_{f(i+1)} x_{f(i+1)}}{W_{u(i+1)}} \quad (6)$$

전도 mode II에서의 석축 최상부 블록의 안정성 검토는 전도 mode I 과 동일하다. 전도 Mode II 에서는 전도되는 벽체의 최하단부분이 평면이 아니라 Fig. 4에서 굽은 실선으로 표시된 썩기 형태를 띠게 된다.

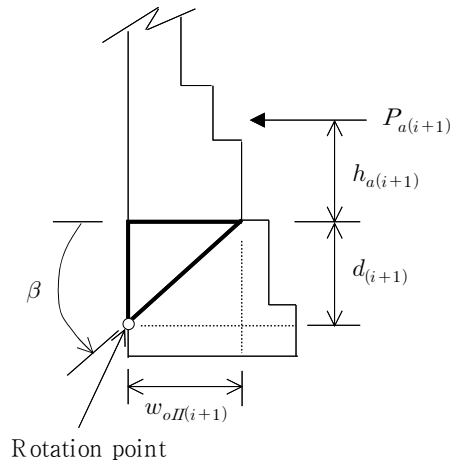


Fig. 4. Features of mode II overturning

Fig. 4로부터  $(i+1)$  번째 블록까지의 전도를 고려할 때 회전점은 연직하부로  $d_{(i+1)}$  거리만큼 떨어진 곳에 위치하게 된다. 회전점에 대한 저항모멘트를 고려할 때는 Fig. 4의 굽은 실선으로 나타나 있는 파괴썩기를 추가적으로 반영하여야 하며 작용모멘트를 고려할 때는 주동토압의 작용위치를 나타내는  $h_{a(i+1)}$ 에다  $d_{(i+1)}$ 를 더해야 함을 알 수 있는데  $d_{(i+1)} = w_{oII(i+1)} \tan \beta$ 임을 알 수 있다. Fig. 4로부터 파괴썩기의 무게,  $W_{w(i+1)}$ 는  $W_{w(i+1)} = 0.5\gamma_b w_{oII(i+1)}^2 \tan \beta$ 로 표현되고 벽체 전면으로부터 무게중심까지의 거리는  $x_{w(i+1)} = w_{oII(i+1)}/3$ 임을 알 수 있는데 Fig. 4을 참조하여 전도에 대한 안전율을 구한 다음  $w_{oII(i+1)}$ 에 대한 다항식으로 정리하면 식(7)과 같다. 식(7)에는 벽체 근입부의 수동토압( $P_{p(i+1)}$ )도 고려되어 있다.

$$\begin{aligned} &\gamma_b \tan \beta w_{oII(i+1)}^3 + 3(\gamma_f \sum_{i=1}^i h_i + \gamma_b h_{(i+1)}) w_{oII(i+1)}^2 + 6(T_{a(i+1)} - F_{s(o)} P_{a(i+1)} \tan \beta) w_{oII(i+1)} \\ &- 3\gamma_f \sum_{i=1}^i h_i w_{oII(i)}^2 - 6F_{s(o)} P_{a(i+1)} h_{a(i+1)} + 6W_{u(i)} x_{(i)} + 6P_{p(i+1)} h_{p(i+1)} = 0 \end{aligned} \quad (7)$$

식(7)의 해는 해석해(closed form solution)(Olver et al., 2010) 또는 Newton-Raphson 방법(Kreyszig, 1983) 등을 이용하여 얻을 수 있다. 식(7)의 해를 구함에 있어 벽체 하단부에 가까워질수록 기하학적 제약조건에 의해 경사각  $\beta$  값이 초기에 가정한 값보다 작아지게 된다. 즉, Fig. 4에서 파괴썩기를 고려한 전도높이가 벽체의 전체 높이( $H$ )를 초과하는 경우에는  $\sum_{i=1}^{i+1} h_i + d_{(i+1)} = H$  이 되도록 하는  $\beta$  값을 적용해야 한다. 벽체 전체 높이( $H$ )에 대한 전도를 검토할 경우에는 전도 mode I과 동일하게 블록의 설치 폭을 결정하게 된다.

### 해석 및 결과의 비교

이상에서 언급한 석축의 단면결정법을 적용하기 위해 높이 10m 인 석축을 가정하고 소요안전율을 만족시키는 블록의 설치 폭을 구해 보았다. 계산에 필요한 각 요소의 물성값은 Table 1에 나타내었다(Korea Expressway Corporation, 2001). Table 1에서  $\delta_a$ 와  $\delta_p$  는 주동측 및 수동측에서의 블록과 흙 사이의 마찰각을 의미하며  $\gamma$ 와  $\phi$ 는 기초지반의 단위중량과 내부 마찰각을 의미한다. 석축의 전도와 관련하여 mode II를 고려하는 경우 적용한 파괴썩기의 경사각,  $\beta$ 는 30°, 45°, 60° 그리고 75°로 가정하였다.

Table 1. Material properties for analysis

Element	Properties
Block	$\gamma_b = 26 \text{ kN/m}^3, h_b = 0.5 \text{ m}, \phi_b = 40^\circ$
Backfill	$\gamma_f = 19 \text{ kN/m}^3, \phi_f = 32^\circ$
Interface	$\delta_a = 30^\circ$ (active side), $\delta_p = 32^\circ$ (passive side)
Foundation	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3, \phi = 35^\circ$

석축의 안정성 검토에 있어 활동 및 전도를 고려하여 석축 배면 지표면으로부터 석축 최하단 블록 바닥면 깊이까지에 대하여 단계적으로 계산된 블록의 설치 폭을 나타내면 Fig. 5와 같다. 블록 설치 폭 계산 시 활동 및 전도에 대한 소요안전율은 각각 1.5와 2.0을 적용하였다.

Fig. 5를 통해 알 수 있는 바와 같이 대체로 석축 배면 지표면으로부터 깊이가 증가함에 따라 블록의 설치 폭 또한 증가됨을 알 수 있으며 활동에 대한 안정을 고려하여 결정된 블록의 설치 폭이 전도를 고려하여 결정된 블록의 설치 폭 보다 현저하게 작음을 알 수 있다. 이러한 차이를 보이는 이유 중 하나로 계산 시 고려한 소요안전율의 차이를 생각해 볼 수 있는데 소요안전율의 영향을 살펴보기 위해 Fig. 6에서와 같이 활동에 대한 안전율을 전도에 대한 그것과 같이 2.0으로 적용한 결과도 구해 보았다. Fig. 6에는 활동에 대한 안전율로 1.5와 2.0을 적용한 결과와 전도 mode I에 의한 결과가 나타나 있다.

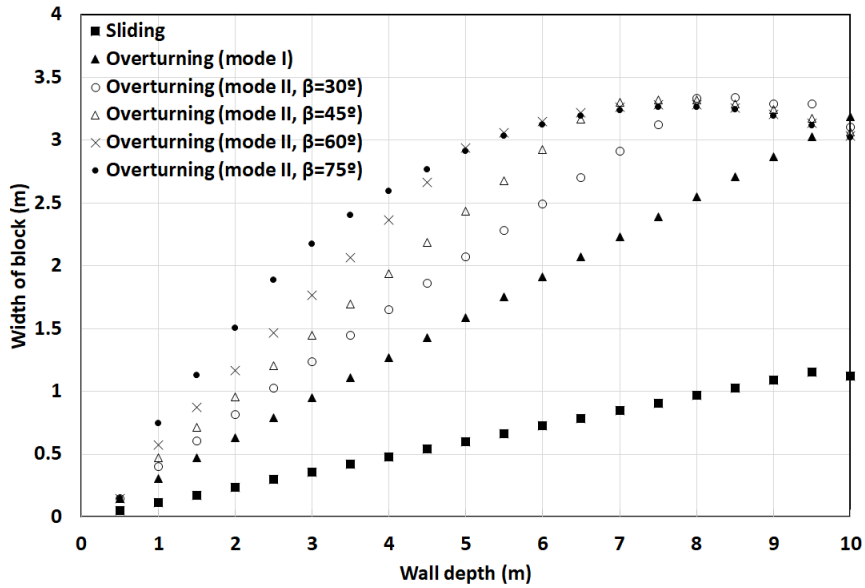


Fig. 5. Wall depth vs installed width of blocks

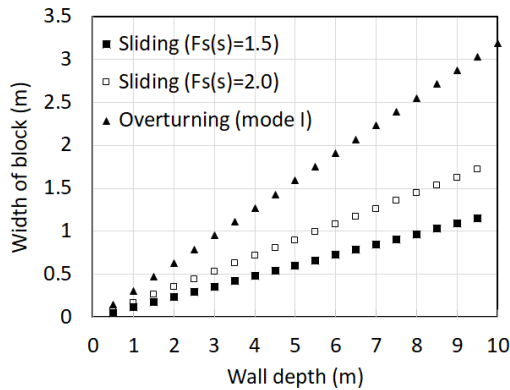


Fig. 6. Influence of factors of safety for sliding

Fig. 6을 통해 알 수 있는 바와 같이 활동에 대한 안전율로 2.0을 적용하더라도 여전히 전도 mode I에 의한 결과와 큰 차이를 보여주고 있음을 알 수 있다. Fig. 5에서 전도를 고려하여 결정된 블록 설치 폭의 변화양상을 살펴보면 전도 mode I에 의한 블록 설치 폭이 전도 mode II에 의한 값보다 작음을 알 수 있다. 전도 mode II에 의한 블록 설치 폭이 mode I에 의한 그것보다 큰 이유는 Fig. 3에 나타나 있는 파괴썩기에 의한 저항모멘트보다  $d_{(i+1)}$ 에 의한 활동모멘트의 증가가 상대적으로 큰 영향을 미침을 보여준다고 볼 수 있다. 그러나 벽체의 깊이가 커짐에 따라 기하학적 제약조건에 의해  $\beta$  값이 초기에 적용한 값보다 감소하게 되어 결과적으로 Fig. 5에 나타나 있는 바와 같이 블록 설치 폭이 최대값에 도달한 이후 감소하는 경향을 보이게 된다. Fig. 5에 나타나 있는 해석결과를 실제에 적용하고자 하는 경우에는 블록의 치수를 재조정할 필요가 있으며 통상 0.5 m 단위로 치수를 조정하므로 치수를 조정하여 벽체 단위 길이당 블록의 부피를 나타내면 Fig. 7과 같은데 그림에서 수평축은 안정성 검토조건을 나타내는 것으로 SL은 미끄러짐에 대한 안정성을 나타내고 OT(I)는 전도 mode I을 나타내며 OT(II, 30)

은 전도 mode II에서 켜기파괴 경사각( $\beta$ ),  $30^\circ$  를 적용한 결과임을 나타낸다. Fig. 7을 통해 알 수 있듯이 석축 단위 길이당 블록의 부피는 미끄러짐, 전도 mode I, 전도 mode II에서의  $\beta = 30^\circ$  인 경우에서부터  $\beta = 75^\circ$  인 경우의 순으로 소요 블록의 부피가 증가함을 알 수 있다. 설계를 지배하는 전도 mode II에 있어  $\beta = 75^\circ$  인 경우 소요 블록의 부피는  $\beta = 30^\circ$  인 경우에 비하여 약 22% 큰 값을 보인다. Fig. 7에 나타나 있는 바와 같이 파괴췌기의 경사각( $\beta$ )이 증가할수록 소요 블록의 부피 또한 증가하지만 현실적으로  $\beta = 90^\circ$  의 파괴 경사각에 의한 파괴는 불가능 하므로 설계에 적용할 수 있는 파괴췌기의 경사각에 대한 연구가 필요하다.

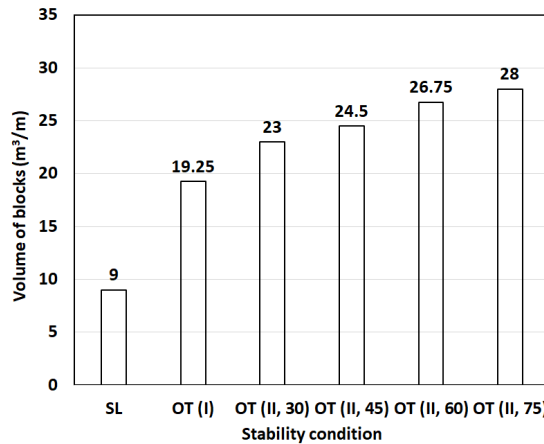


Fig. 7. Volume of blocks vs stability conditions

## 결론

본 연구에서는 높이 10m 인 석축을 가정하고 해석을 통해 석축단면을 얻어 보았는데 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 해석결과에 따르면 활동에 대한 안정을 고려하여 결정된 블록의 설치 폭이 전도를 고려하여 결정된 블록의 설치 폭 보다 현저하게 작음을 알 수 있었는데 이러한 차이는 활동에 대한 안전율을 전도에 대한 안전율과 같게 적용하더라도 크게 개선되지는 않았다.
- 2) 전도를 고려하여 결정된 블록 설치 폭의 변화양상을 살펴보면 mode II에 의한 블록 설치 폭이 mode I에 의한 값보다 큰 을 알 수 있었는데 mode II의 경우 전도되는 부분의 하부 파괴췌기의 무게에 의한 저항모멘트보다 활동모멘트의 팔길 이를 증대시키는 파괴췌기의 높이에 의한 영향이 훨씬 크게 미친 때문으로 볼 수 있다.
- 3) 전도 mode II를 가정하는 동일한 석축단면에 대해서는 파괴췌기의 경사각( $\beta$ )이 클수록 블록 설치 폭이 커짐을 알 수 있었으며 특정한 파괴췌기의 경사각을 가정한 벽체 하부에서의 전도를 고려하는 경우 석축의 기하학적 제약조건에 의해 파괴췌기의 경사각이 초기에 가정한 값보다 감소하게 되어 전체 석축 깊이에 따른 블록 설치 폭의 변화양상은 최대 값에 도달한 이후 감소하는 경향을 보이게 된다.
- 4) 설계결과에 따르면 석축 단위 길이당 블록의 부피는 미끄러짐, 전도 mode I, 전도 mode II에서 파괴췌기의 경사각( $\beta$ ) 이  $30^\circ$ 에서부터  $75^\circ$ 까지의 순으로 소요 블록의 부피가 증가함을 알 수 있었는데 석축의 설계를 지배하는 전도 mode II



를 가정한 경우  $\beta = 75^\circ$  인 경우의 소요 블록의 부피는  $\beta = 30^\circ$  인 경우에 비하여 약 22% 증가한 값을 보였다.

- 5) 본 연구를 통해 전도되는 부분의 하부 파괴뺨기를 고려하는 경우(mode II)가 석축의 설계를 지배함을 알 수 있었는데 하부 파괴뺨기의 경사각( $\beta$ )에 대해서는 향후 추가적인 연구를 통해 좀 더 명확한 설계 값이 제시될 필요가 있다.

## References

- [1] Alejano, L.R., Veiga, M., Taboada, J., Diez-Farto, M. (2012). "Stability of granite drystone masonry retaining walls: I. Analytical design." *Géotechnique* Vol. 62, No. 11, pp. 1013-1025. <https://doi.org/10.1680/geot.10.P.112>
- [2] Burgoyne, J. (1853). "Revetments of retaining walls." *Corps of Royal Engineers Papers*, Vol. 3, pp. 154-159.
- [3] Colas, A.S., Morel, J.C., Garnier, D. (2008). "Yield design of dry-stone masonry retaining structures: comparisons with analytical, numerical, and experimental data." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 32, No. 14, pp. 1817-1833.
- [4] de Buhan, P., de Felice, G. (1997). "A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry." *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 45, No. 7, pp. 1085-1104.
- [5] Dickens, J.G., Walker, P.J. (1996). "Use of distinct element model to simulate behavior of dry-stone walls." *Structural Engineering Review*, Vol. 8, No. 2-3, pp. 187-199.
- [6] Harkness, R.M., Powrie, W., Zhang, X., Brady, K.C., O'Reilly, M.P. (2000). "Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining walls." *Géotechnique*, Vol. 50, No. 2, pp. 165-179. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.2.165>
- [7] Itasca (2004). UDEC Code: Vers. 4.1. ITASCA Consulting Group, Minneapolis, MN, USA.
- [8] Kim, S.G. (1974). "Stability analysis for masonry walls by circular arc method." *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 22, No. 1, pp. 83-98.
- [9] Kim, S.N., Yang, U.S., Baek, Y.S. (1989). "Stability analysis of Seokchook using the design method of rockery." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 5, No. 2, pp. 5-18.
- [10] Korea Expressway Corporation (2001). *Know-how of Road Design*. Korea Road & Transportation Association, Seoul, Korea, Vol. 2, p. 41.
- [11] Kreyszig, E. (1983). *Advanced Engineering Mathematics*, Fifth ed., John Wiley & Sons, Inc., NJ, USA, Vol. 2. p. 764.
- [12] Olver, F.W.J., Lozier, D.W., Boisvert, R.F., Clark, C.W. (2010). *NIST Handbook of Mathematical Functions*. Cambridge University Press, Cambridge, UK.
- [13] Pande, G.N., Liang, J.X., Middleton, J. (1989). "Equivalent elastic moduli for brick masonry." *Computers and Geotechnics*, Vol. 8, No. 3, pp. 243-365.
- [14] Powrie, W., Harkness, R.M., Zhang, X., Bush, D.I. (2002). "Deformation and failure modes of drystone retaining walls." *Géotechnique*, Vol. 52, No. 6, pp. 435-446. <https://doi.org/10.1680/geot.2002.52.6.435>