

# 토압분리형 교량의 보강토옹벽의 높이와 기초지반 강성에 따른 침하량 검토

박민철  
금오공과대학교 토목공학과

## A Study on Settlement according to Height and Ground stiffness on the MSEW on the IPM Bridge

Min-Cheol Park

Department of Civil Engineering, Kumoh National Institute of Technology

**요약** 토압분리형 교량의 보강토옹벽은 교량을 구성하는 중요 구조물이고, 횡방향 토압과 접속슬래브를 지지한다. 보강토옹벽의 침하는 상부 구조의 손상과 접속부의 단차를 유발할 수 있다. 따라서, 토압분리형 교량의 보강토옹벽에 대한 침하량을 면밀히 검토하는 것이 필요하다. 본 연구에서는 토압분리형 교량의 보강토옹벽에 대한 높이와 기초지반의 강성에 따른 침하량을 검토하였다. 보강토옹벽을 높이 4.0 ~ 10.0m로 설계하고, 탄성침하량을 산정하였다. 보강토옹벽의 높이에 따라 보강토옹벽의 저면 면적과 접지압이 선형적으로 증가되었다. 그 이유는 옹벽 높이가 증가됨에 따른 보강토체의 자중의 증가 때문이다. 자중의 증가로 인해 탄성침하량도 선형적으로 증가되었다. 구조물기초설계기준 해설에 제시된 보강토옹벽 탄성침하량 이론식을 통해 침하량을 산정한 결과, 보강토옹벽의 높이가 증가됨에 따라 비례하여 침하량이 증가하였고 기초지반의 N치가 35 이상이 되어야 접속슬래브의 허용침하량을 만족하는 것으로 나타났다. 유한요소해석을 통해 보강토옹벽의 높이와 기초지반의 강성에 따른 침하량 산정 결과, 기초 지반의 강성이 증가함에 따라 최대침하량은 탄성침하량과 동일하게 감소하였다. 탄성침하량은 유한요소해석을 통해 산정된 침하량보다 과다 산정되었다. 이는 탄성침하량이 보강토체를 연성기초로 가정하고 기초 지반을 반무한 탄성체로 가정하기 때문이다. 토압분리형 교량의 보강토옹벽은 교량을 구성하는 중요 부재이므로 침하량에 대한 면밀한 검토가 필요하다. 그로인해 유한요소해석을 수행하여 침하량을 산정하는 것이 보다 합리적인 것으로 판단된다.

**Abstract** The mechanically stabilized earth wall (MSEW) of the IPM bridge is an important structure that constitutes the bridge, and supports the horizontal earth pressure and approach slab. Therefore, it is necessary to carefully analyze the settlement of MSEW of the IPM bridge. This study examined the settlement according to the height and ground stiffness on the MSEW on the IPM Bridge. According to the design guideline, the IPM Bridge (2016) was designed to have a height of 4.0 ~ 10.0m and the elastic settlement was calculated. The base area and the grounding pressure of the MSE wall increased linearly with the height, and the elastic settlement also increased linearly. In addition, the stiffness of the foundations satisfying the allowable settlement of the approach slab is a N value of 35 or more. The settlement of finite element analysis was estimated to be smaller than the elastic settlement, and the stiffness of the foundation ground satisfied the allowable settlement of the approach slab above N value of 20. Because the elastic settlement of the MSEW of the IPM Bridge was overestimated, it will be necessary to examine it carefully by finite element analysis.

**Keywords** : MSEW, IPB Bridge, Elastic Settlement, Finite Element Analysis, Allowable Settlement

본 연구는 한국도로공사 도로교통연구원의 토압 분리형 교대의 해석 및 실험용역에 의해 수행되었음.

\*Corresponding Author : Min-Cheol Park(Kumoh National Institute of Technology)

Tel: +82-54-478-7618 email: xlage0@naver.com

Received February 26, 2018

Revised April 2, 2018

Accepted May 4, 2018

Published May 31, 2018

## 1. 서론

국내 대부분의 고속도로 교대는 콘크리트 교대로서 상부구조의 수직하중과 횡방향 토압을 지지하기 때문에 교각에 비해 단면이 크다. 이러한 교대 구조물의 대형화로 인해 경제성이 떨어지고 시공성이 감소하게 된다. 또한, 교대와 뒤택움부의 강성차이로 인해 단차가 발생되고 주행성이 감소하게 된다. 교대의 횡방향 변위를 억제하기 위해 전면부에 앞성토를 시공할 경우 형하공간이 감소되는 문제점이 발생되고 있다. 국외에서는 1970년대에 연직하중을 말뚝 또는 직접기초로 저항하고 배면토압은 보강토옹벽이 저항하는 보강토 교대를 도입하여 공사비 및 공사기간을 절감하였다. 또한, 기존 콘크리트 교대와 달리 보강토 교대는 연성구조물로서 도로 성토부와 강성차이를 최소화하여 교량 접속부 주행성도 우수한 것으로 보고되고 있다[1].

Nam et al. (2016)[1]은 앞서 언급된 기존 콘크리트 교대의 문제점을 개선하고자 토압 분리형 일체식 교대 교량(IPM Bridge, Integrated and Pile bented abutment with Mechanically stabilized earth wall Bridge)을 개발하였다. 토압분리형 일체식 교대 교량(이하, 토압분리형 교량)은 Fig. 1과 같이 횡방향 토압을 분리하는 보강토옹벽, 상부구조와 교대가 일체화된 일체식 교대, 그리고 일체식 교대를 지지하는 기둥 일체형 말뚝기초(이하, 파일벤트 말뚝기초)로 구성된 교량 형식을 의미한다[1].

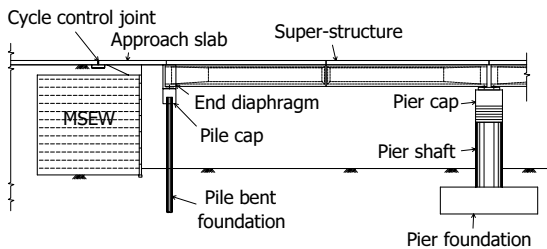


Fig. 1. The side view of IPM Bridge

토압분리형 교량은 완전일체식 교대 교량에서 돌출된 말뚝기초를 제외하면 거의 유사한 형식이므로, 일체식 교량 설계지침[2]의 완전 일체식 교대 교량의 적용조건을 기본적으로 적용하며, 토압분리형 교량의 설계지침에서는 다음의 추가적인 사항을 검토하도록 제시하였다[3].

(1) 교대를 지지하는 말뚝기초는 파일벤트 형식으로 말뚝기초의 일부가 지표면에서 돌출되게 된다. 파일벤트 말뚝기초의 적용하중은 상부구조의 수직하중, 횡방향 변위 와 이로 인한 추가모멘트를 고려하여야 한다. 또한, 말뚝-지반 상호작용을 고려하는 p-y해석을 수행하여야 한다. 말뚝기초의 단면설계는 압축과 휨을 동시에 받는 기둥 부재로 설계하며, 세장비와 축방향 압축부재의 폭-두께 제한을 검토하여 국부좌굴 발생을 방지하여야 한다.

(2) 토압분리형 교량에서 교대를 대신하여 횡방향 토압을 부담하는 보강토옹벽은 높이가 증가하면 보강토체의 자중으로 인하여 기초지반의 과도한 침하를 유발할 수 있다. 이로 인한 보강토옹벽의 침하는 옹벽 상단에 위치하는 접속슬래브의 단차를 초래하여 교량 접속부의 주행을 나쁘게 할 뿐만이 아니라 구조물에 손상을 유발시킬 수 있다. 따라서, 보강토옹벽의 장기침하를 충분히 검토하여 설계하여야 하며 과도한 침하가 발생할 경우에는 적용을 제한하여야 한다. 보강토옹벽의 장기침하를 충분히 검토하여 접속슬래브의 허용침하량을 만족하여야 한다. 여기서, 접속슬래브의 허용침하량은 유지관리 기준인  $1/200 \cdot L_0$ 를 적용하며, 고속도로의 접속슬래브 표준 길이( $L_0$ )는 8.0m로 허용침하량은 40mm이다.

토압분리형 교량은 설계지침에 제시된 바와 같이 보강토옹벽이 교량을 구성하는 중요 구조물이며, 침하에 대한 검토가 필요하다. 아직까지 토압분리형 교량의 보강토옹벽에 대한 침하를 검토한 사례는 없다. 따라서, 본 연구에서는 토압분리형 교량의 보강토옹벽의 높이(4.0 ~ 10.0m)와 기초지반의 강성(N값 10 ~ 50)에 대한 침하량을 검토하였다. 보강토옹벽의 설계는 FHWA(2001) [4]에서 제시된 설계절차를 준수하였으며, 탄성이론에 의해 연성기초로 침하량을 산정하였다. 그리고 3차원 유한요소해석을 수행하여 탄성침하량과 비교하였다. 그리고 토압분리형 교량의 설계지침[3]에 제시된 접속슬래브의 허용침하량과 비교검토하였다.

## 2. 이론적 배경

현재 국내에서 적용되는 대표적인 보강토옹벽의 설계법은 FHWA(Federal Highway Administration) 방법과 NCMA(National Concrete Masonry Association)방법이다. FHWA방법과 NCMA방법은 이론적으로 유사하지

만 몇 가지 차이점이 있다. 첫 번째로 FHWA는 미 연방 도로국에서 제시하는 지침으로 전면벽체의 경우, 패널식과 블록식 외에 다양한 형태의 전면벽체가 사용될 수 있지만 NCMA는 미국 석조협회에서 제시하는 설계법이기에 때문에 콘크리트 블록 형태의 전면벽체에만 사용한다. 또한, 보강재 적용에서는 FHWA는 신장성과 비신장성 보강재를 모두 사용하지만, NCMA는 토목섬유보강재(신장성)를 사용하도록 정해져 있다[5]. FHWA(2001)[4]에서는 순수형 보강토교대는 횡방향 변위가 발생되지 않도록 금속 재질의 비신장성 보강재와 패널식 프리캐스트 전면판만을 사용하도록 제한하고 있다. 그리고 한국도로공사에서 최근 수행된 연구에서는 대부분 벽체의 변형이 상대적으로 작고 시공 중 손상이 발생되지 않는 비신장성 보강재를 우선 사용하도록 권고하고 있다.

보강토옹벽의 안정성은 크게 외적 안정성과 내적 안정성에 대해 검토한다. 여기서, 외적 안정성은 보강토체의 활동, 전도, 지지력, 침하에 대해 검토한다. 그리고 내적 안정성은 보강재의 파단과 인발 그리고 연결부에 대해 검토한다[6].

보강토 공법에 의해 구축되는 조립식 옹벽은 보강된 토체가 일반 철근 콘크리트 옹벽구조물과 동일한 기능을 수행한다. 즉, 보강재에 의해 보강된 토체는 철근콘크리트처럼 강성을 지닌 구조체는 아니라도 일체화된 연성 구조물이다. 따라서, 외적 파괴과정에서 구조물의 부분적인 변형이 발생한다 하더라도 일체로 결속된 토체(soil mass)로 거동하므로 외적안정성 해석은 일반 RC옹벽구조물과 동일하다.

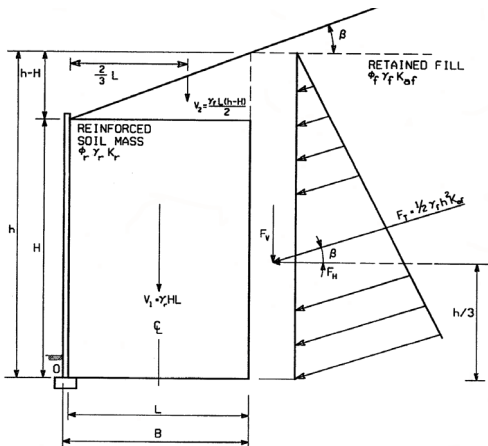


Fig. 2. External analysis: earth pressure/eccentricity [4]

보강토 옹벽의 외적 안정성 검토를 위해서는 Coulomb의 주동토압계수와 Rankine의 주동토압계수를 적용할 수 있다. Coulomb의 주동토압 계수는 Fig. 1과 같이, 배면 토압이 작용되고 토압은 식 (1), 주동토압계수는 식 (2)을 이용하여 산정한다.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma_b h^2 K_a \quad (1)$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi_b + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_b + \alpha) \sin(\phi_b - \alpha)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha + \delta)}} \right]^2} \quad (2)$$

여기서,  $P_a$ 는 보강토옹벽 배면에 작용하는 주동토압이며,  $\gamma_b$ 는 배면토(retained soil)의 단위중량,  $h$ 는 보강토 옹벽 배면에 주동토압이 작용하는 가상높이,  $K_a$ 는 주동토압계수,  $\phi_b$ 는 배면토(retained soil)의 내부마찰각,  $\alpha$ 는 벽면경사(수직으로부터),  $\delta$ 는 벽면마찰각,  $\beta$ 는 상부 사면 경사각이다.

고속도로의 도로에 적용되는 보강토옹벽은 Fig. 1의 벽면 경사( $\alpha$ )와 상부 사면의 경사각( $\beta$ )이 모두 0이므로, Rankine 방법으로 식 (3)과 같이 주동토압계수를 산정한다.

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_b}{2} \right) \quad (3)$$

보강토 옹벽의 외적 안정성에서 침하는 RC옹벽구조물을 얇은 기초로 가정하고 구조물기초설계기준 해설(2015)[6]에 제시된 탄성침하량 공식으로 산정한다. 보강토옹벽의 탄성침하량에 대한 이론식은 식 (4)과 같다.

$$S = \sigma_{v,static} \times L \times \frac{1 - \nu^2}{E} \times I_s \quad (4)$$

여기서,  $\sigma_{v,static}$ 은 옹벽 저면에 작용하는 상시 연직응력,  $L$ 은 보강토옹벽 최하단 보강재의 길이,  $L$ 은 보강토옹벽 길이,  $E$ 는 기초지반의 탄성계수,  $\nu$ 는 기초지반의 포아송비,  $I_s$ 는 탄성침하의 영향계수이며, Table 1에 제시된 연성기초로 중심점을 기준으로 하였다.

**Table 1.** Influence coefficient of elastic settlement [6]

L/B	Flexible, (Average)	Rigid
Circle	1.04	1.13
1	1.06	1.08
2	1.09	1.10
3	1.13	1.15
5	1.22	1.24
10	1.41	1.41

식 (4)의 탄성침하량은 보강토체를 연성기초로 그리고 기초 지반을 반무한 탄성체로 가정하였기 때문에 침하량이 과다 산정된다. 따라서, 토압분리형 교량의 보강토옹벽은 연성구조물로서 정확한 변위 거동과 침하량을 산정하기 위해서는 유한요소해석을 수행하는 것이 필요하다.

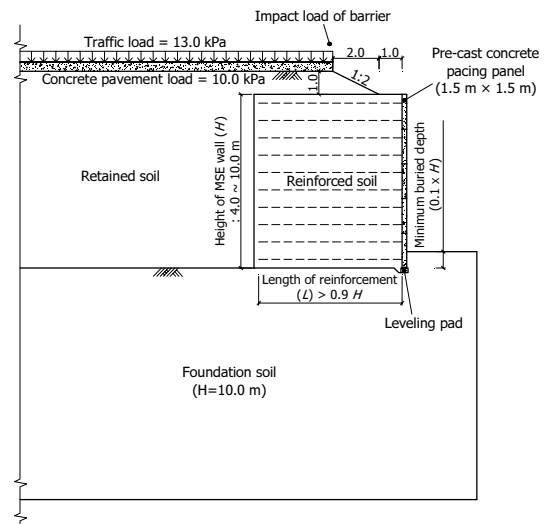
보강토 구조물에 대한 수치해석에 관한 연구는 국내에서 많이 수행되었다. Yoo et al., (2015) [7]는 계단식 보강토 옹벽의 거동에 관한 수치해석적 연구를 수행하였다. 수치해석에서는 보강토옹벽의 거동과 보강재에 작용되는 인장력을 모두 산정할 수 있다. 따라서, 이들은 보강토옹벽의 벽체 변위와 보강재의 유발인장력에 대해 검토하였다. Yoo and Jeon (2011) [8]은 지오그리드 보강토 교대의 장기거동에 관한 수치해석 연구를 수행하였다. 이들은 뒤채움흙과 토목섬유 보강재의 크리프 특성에 따른 거동을 규명하였다. 이들 외에도 국내외적으로 보강토옹벽의 거동을 규명하기 위해 수많은 수치해석적 연구가 수행되었다[9][10][11][12]. 하지만, 설계자의 관점에서는 토압분리형 교량의 설계를 위해 정밀 유한요소해석을 수행하기 위해서는 많은 시간과 전문가가 필요하다. 따라서, 본 연구에서와 같이 토압분리형 교량의 높이와 기초지반의 강성에 따른 침하량을 검토하고 탄성침하량과 유한요소해석에 의한 침하량의 차이를 규명하는 것이 필요하다.

### 3. 보강토옹벽의 높이별 설계 및 탄성침하량 검토

#### 3.1 설계조건

본 장에서는 보강토 옹벽의 높이별 설계를 수행하였다. 토압분리형 교량 설계지침(2016)[3]에 따라 보강토 옹벽은 비신장성 보강재와 패널식 전면판으로 설계하였

다. 보강토옹벽의 형상은 Fig. 1과 같이 토압분리형 교량의 단면을 고려하였으며, Fig. 3과 같이 검토하였다. 보강토옹벽의 높이는 토압분리형 교량 설계지침(2016)[3]에 제시된 최소와 최대 높이를 고려하여, 4.0 ~ 10.0 m 까지 1.0 m 간격으로 설계를 수행하였다. 토압분리형 교량의 보강토옹벽은 일반적인 패널식 보강토옹벽 단면과 동일하다. 보강토옹벽 상부에는 전면판의 배면으로부터 1.0m 이격된 높이 1.0m의 성토층이 존재한다. 그리고 콘크리트 포장에 배치된다. 보강토옹벽의 상부에는 콘크리트 포장의 사하중과 차량하중이 재하된다.



**Fig. 3.** The cross-section view of MSE wall on the IPM Bridge

구조물기초설계기준 해설(2015)[6]에 제시된 보강토 옹벽의 최소 안전율은 Table 2와 같다. 외적 안정성은 활동, 전도, 편심거리비, 지지력에 대해 검토하고 내적 안정성은 인발과 파단에 대해 검토하게 된다. 본 연구에서는 MIDAS사의 Soilworks의 REwall 모듈을 이용하여 보강토옹벽의 안전율을 검토하였다. 이 프로그램은 FHWA(2001)[4]에 제시된 보강토옹벽의 외적과 내적 안정성 검토와 침하량 산정까지 가능하다. Fig. 3과 같이 설계된 보강토옹벽은 높이별로 외적과 내적 안정성을 모두 만족하였다. 하지만, 이에 대한 내용은 본 연구의 목적인 침하량 검토를 벗어나므로 별도로 기술하지 않았다.

Table 2. Minimum factor of safety on MSE wall [6]

Division		Static	Seismic
External stability	Sliding ( $FS_{sl}$ )	1.5	1.1
	Overtuning ( $FS_{ot}$ )	1.5	1.1
	Eccentricity ( $e/L$ )	0.167	0.250
	Bearing capacity ( $FS_{bc}$ )	2.5	2.5
Internal stability	Pullout ( $FS_{po}$ )	1.5	1.1
	Overall ( $FS_{overall}$ )	1.0	1.0

### 3.2 지반물성

Table 3은 보강토옹벽의 설계에 적용된 지반조건 및 물성치를 나타낸 것이다. 보강토체의 내부마찰각은 토압 분리형 교량 설계지침(2016)[3]에 제시된 바와 같이 25도로 설계하였다. 그리고 기초 지반은 내부마찰각을 30도로 적용하였다. 지반의 대표물성치는 한국도로공사의 연구보고서를 인용하였다[1].

Table 3. The input data for design of soils on the MSE wall

Classification	$\gamma_t$ ( $kN/m^3$ )	$\phi$ (deg)	$c$ (kPa)
Foundation soil	19.0	30.0	0.0
Reinforced soil	19.0	25.0	0.0
Backfill soil	19.0	30.0	0.0

### 3.3 하중조건

Table 4는 토압분리형 교량의 보강토옹벽의 설계에 적용된 하중조건을 나타낸 것이다. Fig. 3에 제시된 토압 분리형 교량의 보강토옹벽 단면도를 적용하여, 상부 성토 높이는 1.0 m, 경사도는 1:2로 45도를 적용하였다. 사하중은 콘크리트 포장의 포장하중으로 10.0 kPa을 재하하고 전면판 배면과의 이격거리( $d$ )는 1.0m로 적용하였다. 그리고 활하중은 상부 성토의 상부면에 차량하중을 13.0 kPa을 재하하였다.

Table 4. Load condition applied to the design of the MSE wall on the IPM Bridge

Type	Description	Magnitude $\sigma$ (kPa)	Separation distance, $d$ (m)
Dead load	Pavement load	10.0	1.0
Live load	Traffical load	13.0	1.0

### 3.4 침하량 검토

Table 5는 보강토옹벽의 높이별 설계결과를 나타낸 것이다. 여기서,  $L$ 은 보강토옹벽의 비신장성 보강재의 뒷길이이고,  $B$ 는 보강토옹벽의 폭이다.  $A_{MSEW}$ 는 보강토체의 평면 면적으로 보강재의 뒷길이 ( $L$ )와 보강토옹벽의 폭 ( $B$ )을 곱한 것이다.  $L/B$ 는 식 (4)에 제시된 단성침하량 공식에서 영향계수를 산정하기 위한 길이와 폭의 비이다.  $I_s$ 는 영향계수로써 구조물기초설계기준 해설(2015)[6]에 제시된 Table 1에 따라 산정하였다. 마지막으로 보강토옹벽의 침하량을 산정하기 위해서는 기초 지반에 작용되는 접지압이 중요하다.  $\sigma_{c,static}$ 는 기초 지반에 작용되는 접지압이다.

Table 5. Design results according to the heights of MSE wall

Height (m)	4	5	6	7	8	9	10
$L$ (m)	4.9	5.9	6.4	6.9	8	8.6	9.5
$B$ (m)	22						
$A_{MSEW}$ ( $m^2$ )	106	130	141	152	176	189	209
$L/B$	4.55	3.73	3.44	3.19	2.75	2.56	2.32
$I_s$	2.05	1.93	1.88	1.83	1.73	1.68	1.62
$\sigma_{c,static}$ (kPa)	121.8	161.7	182.1	202.5	241.5	259.9	272.7

Fig. 4는 보강토옹벽의 높이별 보강재의 뒷길이와 저면 면적을 나타낸 것이다. 보강토옹벽의 보강재의 뒷길이는 토압분리형 교량 설계지침(2016)[3]에는 높이에 따라 배치한다. 따라서, 뒷길이는 선형적으로 증가되었다. 그리고 본 연구에서는 고속도로의 왕복 2차로 표준단면으로 고려하여 22.0 m로 검토하였다[1]. 따라서, 보강토옹벽의 저면 면적도 뒷길이에 동일하게 선형적으로 증가되었다.

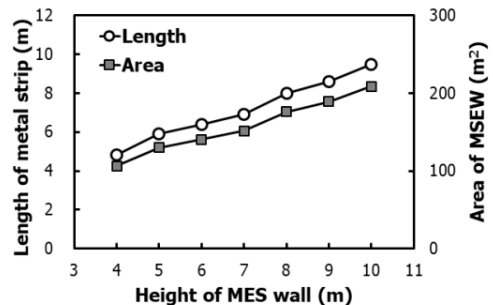


Fig. 4. length and area of the base face according to the heights of MSE wall

Fig. 5는 보강토옹벽의 높이별 저면에 작용되는 접지압을 나타낸 것이다. 보강토옹벽에 작용되는 하중조건은 동일하므로, 높이가 증가에 따른 보강토체의 자중이 저면의 접지압을 지배한다. 따라서, 높이의 증가에 따라 접지압은 선형적으로 증가되었다.

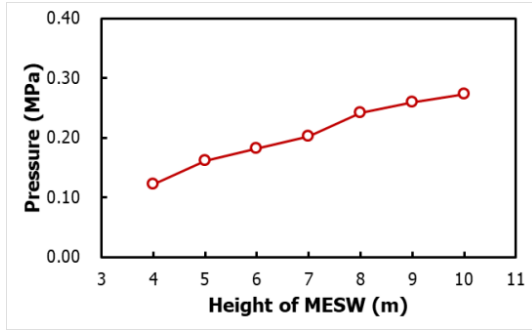


Fig. 5. Contact pressure according to the heights of MSE wall

기초지반의 강성에 따른 보강토옹벽의 탄성침하량은 식 (4)을 이용하여 옹벽 저면에 작용하는 상시 연직응력과 보강토옹벽 최하단 보강재의 길이, 보강토옹벽 길이는 Table 5에 제시된 결과를 적용하였다.

침하량 산정을 위한 기초지반의 강성은 표준관입시험의 N치를 10에서 35까지 검토하였다(Table 6 참고). 식 (4)의 탄성침하량 산정을 위해서는 Table 5에 제시된 보강토옹벽의 설계결과 외에도 추가적으로 기초지반의 탄성계수와 포아송비가 필요하다. 표준관입시험의 N치에 따라 구조물기초설계기준 해설(2015)[6]에 제시된 식 (5)를 이용하여 지반의 탄성계수를 산정하였다. 포아송비는 일반적인 사질 지반의 대푯값인 0.3을 적용하였다.

$$E_0 = 2800N \quad (5)$$

여기서,  $N$ 은 표준관입시험의 N치이다.

Table 6. Stiffness condition of foundations ground to estimate settlement

N value	10	15	20	25	30	35
$E_0$ (MPa)	28	42	56	70	84	98
$\nu$	0.3					

Table 7과 Fig. 6은 보강토옹벽의 높이와 기초지반의 강성에 따른 탄성침하량의 산정결과를 나타낸 것이다. 보강토옹벽의 높이가 증가할수록 침하량은 급격히 증가되었다. 높이 10.0m의 보강토옹벽에는 기초지반의 N치가 10일 때, 침하량이 약 140 mm 정도 발생되었으며, 높이 4.0 m의 보강토옹벽에서는 약 40.0 mm의 침하량이 발생되어 약 3.5배 정도 크게 산정되었다. 높이에 따라 침하량이 증가된 것은 Fig. 5와 같이 접지압이 선형적으로 증가되기 때문이다. 기초지반의 강성이 증가될수록 침하량은 급격히 감소되었으며, N치 35의 기초지반에서는 침하량이 모두 40 mm 이하로 산정되었다.

Table 7. The elastic settlement of MSE wall according to the stiffness of foundation soil and the heights

Height $H$ (m)	Elastic settlement, $S$ (mm)					
	10	15	20	25	30	35
N value	10	15	20	25	30	35
4.0	49.0	32.7	24.5	19.6	16.3	14.0
5.0	69.6	46.4	34.8	27.9	23.2	19.9
6.0	80.8	53.8	40.4	32.3	26.9	23.1
7.0	92.3	61.6	46.2	36.9	30.8	26.4
8.0	116.6	77.7	58.3	46.6	38.9	33.3
9.0	129.2	86.1	64.6	51.7	43.1	36.9
10.0	141.3	94.2	70.6	56.5	47.1	40.4

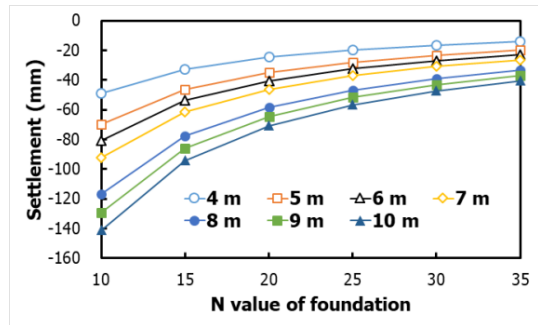


Fig. 6. The elastic settlement of MSE wall according to the stiffness of foundation soil and the heights

#### 4. 유한요소해석에 의한 보강토옹벽의 침하량 검토

##### 4.1 해석조건 및 모델

본 장에서는 유한요소해석을 수행하여 보강토옹벽의

침하량을 산정하고, 탄성침하량과 비교검토하였다. 해석 조건은 탄성침하량과 동일하게, 보강토옹벽의 높이와 기초지반의 강성에 따라 산정하였다.

보강토옹벽의 유한요소해석을 위한 기하형상은 Fig. 3에 제시된 보강토옹벽의 단면도를 따라 높이 4.0 ~ 10.0 m로 생성하였다. 그리고 보강재의 배치와 뒷길이는 Fig. 4에 제시된 설계결과를 보강토옹벽의 높이에 따라 적용하였다.

Fig. 7은 유한요소해석을 위한 보강토옹벽의 유한요소 모델을 나타낸 것이다. 보강토옹벽을 구성하는 흙과 콘크리트 부재는 모두 솔리드 요소로 생성하였으며, 비선형 보강재는 1차원 선 형상이므로 축력만 받는 트러스 요소로 모델링하였다. 해석 모델은 Y방향으로 단위 길이 3.0m로 생성한 후 구속하였다. 그리고 좌우측면은 X방향을 구속하고, 바닥면은 Z방향을 구속하였다. 해석 모델의 하중조건은 설계조건과 동일하게, 콘크리트 포장 하중을  $10\text{ kN/m}^2$ , 차량하중을  $13\text{ kN/m}^2$ 로 재하하였다. 해석방법은 비선형 정적해석이며, 보강토옹벽의 시공단계를 고려하여 다음의 3단계로 나누어 해석을 수행하였다. 먼저, 기초서  $k_0$  조건의 지중응력을 산정한 후 변위를 초기화하고, 보강토옹벽을 생성한 후, 포장하중과 차량하중을 재하하였다.

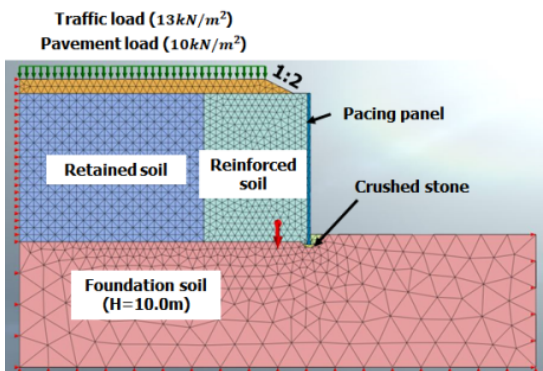


Fig. 7. The finite element model of MSE wall for conduct finite element analysis

Table 8은 유한요소해석에 적용된 지반 모델의 물성치를 나타낸 것이다. 지반의 모델은 비선형 모델인 Mohr-coulomb 모델을 적용하였으며, 이에 필요한 뒤체음, 보강토 그리고 잡석의 물성치는 기존 문헌을 참고하였다[7][8][9][10][11][12]. 여기서, 쇄석은 패널식 전면

판의 콘크리트 기초 아래에 포설되는 쇄석을 의미한다.

Table 8. The physical properties of soil model

Division	$\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$K_0$	Elastic model		MC model		
			$E$ (MPa)	$\nu$	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\psi$ ( $^\circ$ )	$c$ (kPa)
Retained soil	19	0.5	60	0.3	30	10	10
Reinforced soil	19	0.5	60	0.3	25	10	10
Crushed stone	20	0.5	100	0.3	40	30	10

Table 9는 기초 지반의 표준관입시험 N치에 따른 내부마찰각과 탄성계수를 나타낸 것이다. 내부마찰각은 식 (6)과 같이 Dunham 공식을 이용하였으며, 탄성계수는 식 (5)를 적용하였다.

$$\phi = \sqrt{12N} + 15 \quad (6)$$

여기서,  $N$ 은 표준관입시험의 N치이다.

Table 9. Internal friction angle and elastic modulus according to N value of standard penetration test (SPT) of foundations

N value	15	20	25	30	35	40
$\phi$ ( $^\circ$ )	31.0	33.4	35.5	37.3	39.0	40.5
$E_0$ (MPa)	28	42	56	70	84	98

Table 10은 지반과 구조부재의 경계면 모델의 물성치를 나타낸 것이다. 보강토옹벽에는 두 가지 중요 경계면이 존재한다. 첫째는 지반과 보강재인 메탈 스트립의 경계면이고, 둘째는 지반과 전면판의 경계면이다. 지반과 메탈 스트립은 선 요소와 솔리드 요소의 경계면으로 전단강성 계수와 수직강성 계수만을 적용하였으며, 지반과 전면판의 경계조건은 비선형 Coulomb 마찰모델을 적용하였다.

메탈스트립과 지반 그리고 콘크리트와 지반의 인터페이스 물성치는 다음 공식을 적용하여 산정하였다. 일반적으로 인터페이스의 normal stiffness modulus ( $k_n$ )과 tangential stiffness modulus ( $k_t$ )는 인접지반의 강성에 의해 결정된다. normal stiffness modulus ( $k_n$ )은 식 (7)을 이용하였으며, tangential stiffness modulus ( $k_t$ )는 식 (8)을 이용하였다.

$$k_n = \frac{E_{oed,i}}{L \times t_v} \quad (7)$$

$$k_t = \frac{G_i}{L \times t_v} \quad (8)$$

식 (7)에서  $E_{oed,i}$ 는 오이도미터 시험에 의해 산정된 탄성계수( $kPa$ )이며 식 (9)으로 산정한다.  $L$ 은 비신장성 보강재의 단위길이(m)이다.  $t_v$ 는 가상두께를 의미하며, 일반적으로 0.01 ~ 1.0까지의 범위를 가지며, 인접요소 간의 강성차이가 클수록 작은값을 적용한다. 여기서는 1.0을 적용하였다.  $G_i$ 는 인터페이스의 전단탄성계수이며, 식 (10)와 같이 산정한다.

$$E_{oed,i} = 2 \times G_i \times \left( \frac{(1 - \nu_i)}{(1 - 2 \times \nu_i)} \right) \quad (9)$$

$$G_i = R \times G_{soil} \quad (10)$$

$$G_{soil} = \frac{E_{soil}}{2(1 + \nu_{soil})} \quad (11)$$

식 (9)에서  $\nu_i$ 는 인터페이스의 포아송비이며, 인터페이스는 비압축성 마찰거동을 모사하기 위한 것으로 수치 오류를 방지하기 위해 0.45를 자동 적용하였다.  $G_{soil}$ 는 지반의 전단탄성계수( $kPa$ )이며, 식 (11)와 같이 산정한다.  $R$ 은 구조부재와 인접지반의 특성에 따른 일반적인 강도감소계수이다. 일반적으로 사질토와 강재에서는  $R = 0.6 \sim 0.7$ , 점토와 강재는  $R = 0.5$ , 사질토와 콘크리트는  $R = 0.8 \sim 1.0$ , 점토와 콘크리트는  $R = 0.7 \sim 1.0$ 을 적용한다. 메탈스트립과 지반의 강도감소계수는 0.6을 적용하였으며, 콘크리트와 지반은 0.8을 적용하였다.

이들에 대한 물성치의 산정은 기존 문헌을 참고하였으며, 상세한 산정절차는 토압분리형 교량의 연구보고서 (Nam et al., 2016[1])을 참고하기 바란다.

Table 10. Properties of interface model between soil and structural members

Division	Linear elastic model		Coulomb friction model		
	$k_t$ ( $kN/m^3$ )	$k_n$ ( $kN/m^3$ )	$c$ ( $kPa$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\psi$ ( $^\circ$ )
Soil-metal strip	9,100	100,100	-	-	-
Soil-pacin panel	20,800	228,800	0	20.0	0

### 4.2 유한요소해석 결과

Fig. 8은 높이 4.0 m의 보강토옹벽의 노면 침하량을 나타낸 것이다. 가로축인 거리는 Fig. 7에 제시된 해석 모델에서 차량이 주행하는 노면의 거리를 나타낸 것이다. 배면 성토보다 보강토체의 침하량이 상대적으로 더 작은 것을 알 수 있다. 그 이유는 보강토체는 보강재와의 마찰에 의한 상호작용으로 횡방향 변위가 억제되기 때문이다.

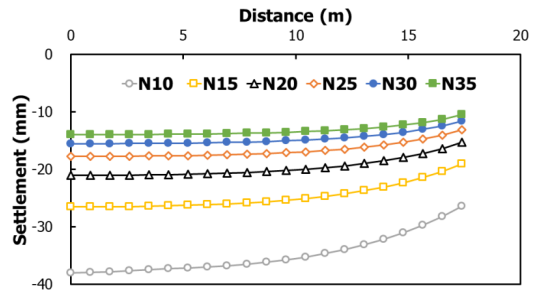


Fig. 8. Road surface settlement of MSE wall with height of 4.0m

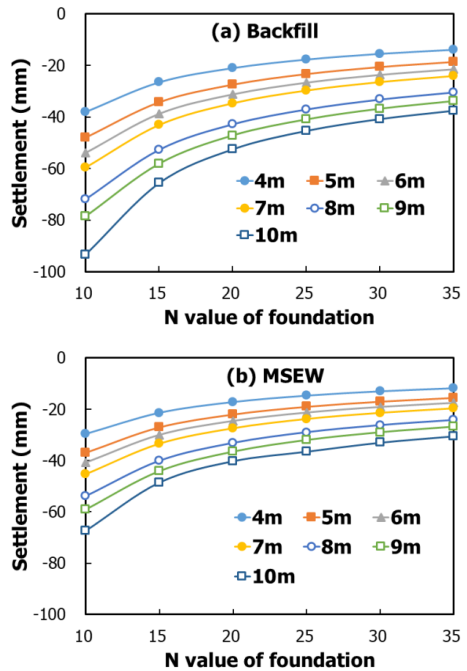


Fig. 9. The settlement of MSE wall by finite element analysis according to the stiffness of foundation soil and the heights (a) Backfill (b) MSEW



Fig. 9는 보강토옹벽의 높이와 기초지반의 강성변화에 따른 뒤채움토와 보강토옹벽의 침하량을 나타낸 것이다. 앞서 제시한 Fig. 9에서 뒤채움부와 보강토옹벽 부분으로 구분하여, 최대 침하량을 산정하였다. 기초 지반의 강성 증가에 따라, 최대 침하량은 탄성침하량과 동일하게 감소하였다. 그리고 보강토옹벽의 높이에 따라 침하량도 감소되었다.

### 5. 탄성침하량과 유한요소해석 결과의 비교 검토

Fig. 10과 Fig. 11은 보강토옹벽의 높이별 탄성침하량과 유한요소해석의 침하량을 비교한 것이다. 옹벽 높이 4.0m에서는 탄성침하량 공식과 뒤채움부의 최대 침하량이 거의 동일하게 나타났다(Fig. 10 (a)). 하지만, 보강토옹벽이 높이가 높아질수록 탄성침하량과 유한요소해석의 침하량과의 차이가 점점 증가되었으며, 옹벽 높이 10.0m에서는 탄성침하량에서는 약 136 mm, 유한요소해석에서는 67 mm로 산정되어 약 2배정도 크게 산정되었다(Fig. 11 (c)).

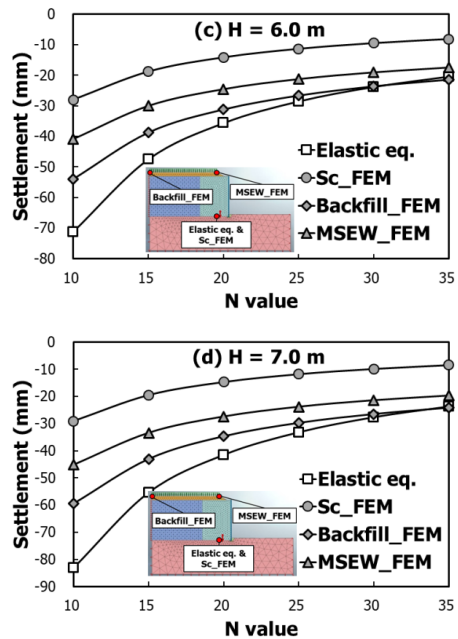
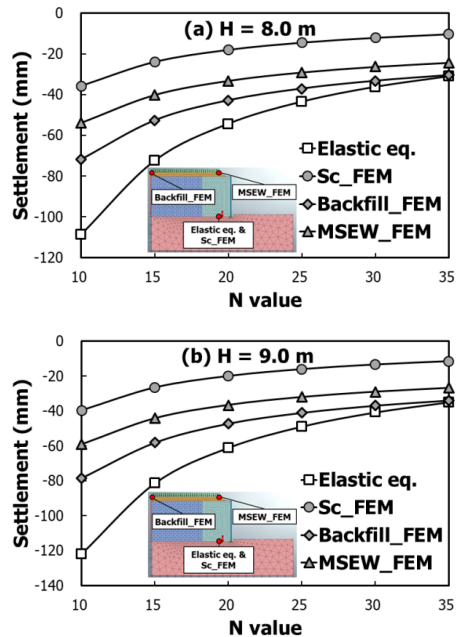
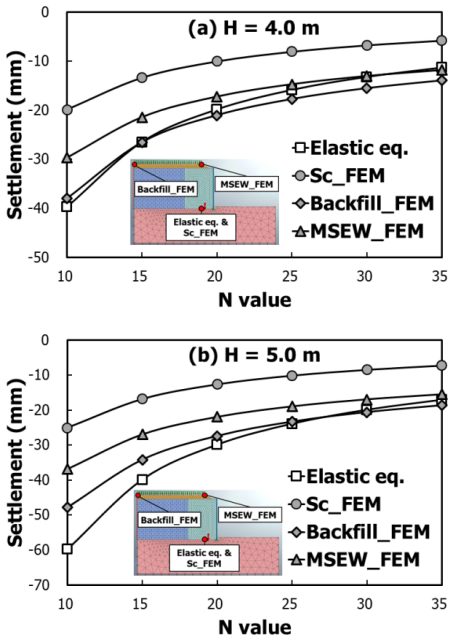


Fig. 10. Comparison of elastic settlement and settlement of finite element analysis for MSE wall with height of 4.0 ~ 7.0 m  
 (a) H = 4.0m (b) H = 5.0m  
 (c) H = 6.0m (d) H = 7.0m



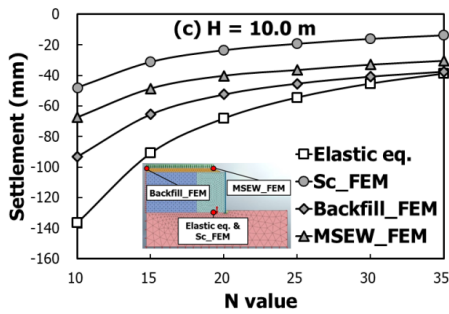


Fig. 11. Comparison of elastic settlement and settlement of finite element analysis for MSE wall with height of 8.0 ~ 10.0 m  
(a) H = 8.0m (b) H = 9.0m (c) H = 10.0m

Fig. 12는 접속슬래브의 허용침하량을 만족하는 보강토옹벽의 높이별 기초지반의 강성조건을 나타낸 것이다. Fig. 10과 Fig. 11에서 나타낸 침하량 곡선에서 접속슬래브의 허용침하량 40.0mm를 만족하는 기초지반의 강성을 Fig. 12와 같이 높이별로 그린 것이다. 탄성침하량은 높이 4.0m의 보강토옹벽에서는 기초지반의 강성이 N 피 10이상이어야 하며, 높이 10.0m에서는 N치 35이상일 때 허용침하량을 만족하였다. 반면 유한요소해석에 의해서는 높이 4.0m에서는 N치 10이상으로 동일하였으며, 높이 10.0m에서는 N치 20이상이면 허용침하량을 만족하였다.

이는 결과적으로, 탄성침하량이 보강토체를 연성기초로 그리고 기초 지반을 반무한 탄성체로 가정하였기 때문에 침하량이 과다 산정되었다. 유한요소해석에 의해서는 산정된 침하량은 이보다 작게 산정되었으며, 보다 합리적인 값을 도출할 수 있었다.

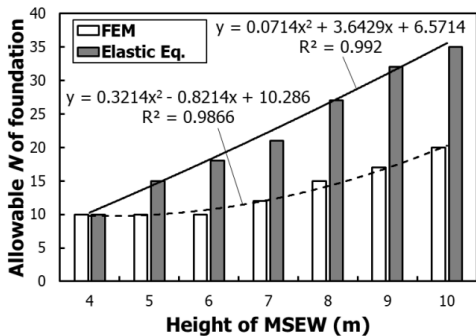


Fig. 12. Stiffness condition of foundations of MSE wall satisfying allowable settlement of approach slab

## 6. 결론

본 연구에서는 토압분리형 교량의 보강토옹벽의 높이 (4.0 ~ 10.0m)와 기초지반의 강성(N값 10 ~ 50)에 대한 침하량을 탄성이론식과 유한요소해석에 의해 산정하고, 접속슬래브의 허용침하량의 만족여부를 검토하였다. 이에 대한 결론을 요약정리하면 아래와 같다.

- 1) 보강토옹벽의 탄성침하량에 영향을 미치는 인자는 저면 면적과 접지압이다. 이는 보강토옹벽의 높이에 따라 선형적으로 증가되었다. 그리고 기초지반의 강성에 따라 탄성침하량은 매우 큰 차이를 나타내었다.
- 2) 탄성침하량은 보강토체를 연성기초로 그리고 기초지반을 반무한 탄성체로 가정하기 때문에 유한요소해석의 침하량에 비해 상대적으로 큰 값을 나타내었다.
- 3) 탄성이론식으로 침하량을 산정한 결과, 기초지반의 강성이 N치 35이상일 때 허용침하량인 40mm를 모두 만족하는 것으로 나타났다. 반면 유한요소해석에 의해서는 N치 20이상에서 모두 만족하였다.
- 4) 토압분리형 교량의 보강토옹벽의 침하량을 설계기준에 제시된 탄성침하량으로 산정하면 과다 산정되는 것으로 나타났다. 그리고 허용침하량을 만족하기 위해서는 기초지반의 강성이 N치 35이상의 풍화암 정도가 필요하였다.
- 5) 토압분리형 교량의 보강토옹벽은 교량을 구성하는 중요 구조체이므로 침하량의 면밀히 검토하여야 한다. 탄성침하량은 과다산정되므로, 보다 면밀한 검토를 위해서는 본 연구에서 제시된 절차에 따라 유한요소해석을 수행하는 것이 필요하다.

## References

- [1] Expressway & Transportation Research Institute, "Development of A New Concept Abutment", EXTRI-2016-47-534.9607, Korea Expressway Corporation, 2016.
- [2] Expressway & Transportation Research Institute, "Integral Bridge design Guidelines", Korea Expressway Corporation, 2009.
- [3] Expressway & Transportation Research Institute, "Design guideline for integrated and pile bented

abutment with mechanically stabilized earth wall bridge (IPM Bridge)”, Korea Expressway Corporation, 2016.

- [4] FHWA, “Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines”, FHWA-NHI-00-043, Federal Highway Administration , U.S. Department of Transportation, Washington, DC, 2001.
- [5] Korean Geosynthetic Society, “Practice of reinforced soil method : Design, Construction, Inspection”, Book publishing C.I.R., 2014.
- [6] Korean Geotechnical Society, Structure foundation design standards specification, Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2015.
- [7] C. S. Yoo, H. Y. Jung and A. R. Song, “Numerical investigation on the behavior of geosynthetic reinforced modular block walls in a tiered arrangement”, *Journal of the Korean geotechnical society*, vol. 21, no. 10, pp. 49-60, 2005.
- [8] C. S. Yoo and H. Y. Jeon, “Long-Term Behavior of Geogrid Reinforced Soil Abutment -A Numerical Investigation”, *Journal of the Korean geotechnical society*, vol. 27, no. 1, pp. 65-76, 2011.
- [9] A. Abdelouhab, D. Dias and N. Freitag, “Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips,” *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 29, no. 2, pp. 116-129, 2011.  
DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2010.10.011>
- [10] K. Hatami and R. J. Bathurst, "Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 132, no. 6, pp. 673-684, 2006.  
DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:6\(673\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:6(673))
- [11] B. Huang, R. J. Bathurst, K. Hatami, "Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 135, no. 10, pp. 1486-1498, 2009.  
DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000092](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000092)
- [12] Y. Yu, R. J. Bathurst, Y. Miyata, "Numerical analysis of a mechanically stabilized earth wall reinforced with steel strips," *Soils and Foundations*, vol. 55, no. 3, pp. 536-547, 2015.  
DOI: <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.04.006>

**박민철 (Min-Cheol Park)**

[정회원]



- 2010년 2월 : 금오공과대학교 토목공학과 (공학사)
- 2012년 2월 : 금오공과대학교 대학원 토목공학과 (공학석사)
- 2016년 2월 : 금오공과대학교 대학원 토목공학과 (공학박사)
- 2016년 2월 ~ 현재 : 금오공과대학교 응용지반연구실 박사후연구원

<관심분야>

토질 및 기초, 사면안정, 보강토 옹벽