

순수형 보강토교대의 슬래브교에 대한 적용성 및 외적/내적 안정성 검토

박민철
금오공과대학교 토목공학과

A Study on Applicability and External / Internal Stability of true MSEW abutment with slab

Min-Cheol Park

Department of Civil Engineering, Kumoh National Institute of Technology

요약 본 연구에서는 순수형 보강토교대의 상부구조로 적용되는 슬래브교에 대한 적용성을 검토하고 보강토 교대의 외적/내적 안정성에 대해 검토하였다. 상부구조인 슬래브교의 연장은 10.0 m ~ 20.0 m, 두께는 0.7 m ~ 0.9 m를 대상으로 하여 구조해석을 수행하여 보강토교대의 교량받침에 작용되는 사하중과 활하중에 의한 반력을 산정하였다. 슬래브교는 연장 20.0m까지 순수형 보강토교대의 허용 접지압 200 kPa을 만족하였다. 순수형 보강토교대의 외적 안정성은 보강토체의 기하형상에 지배되기 때문에 상부구조의 하중에 의한 안전율 변화는 작은 것으로 나타났다. 지지력에 대한 안전율은 기초지반의 강성은 상수이지만 활동력인 상부구조의 하중은 증가되므로 감소되었다. 그리고 상부구조로 인해 보강토옹벽 상단에 작용하는 접지압이 200 kPa을 초과할 경우, 순수형 보강토교대에서는 전면벽체에 작용하는 수평토압이 과도하게 증가되어, 최상단 보강재에서 내적안정성인 인발과 파단에서 허용안전율을 만족하지 못하였다. 순수형 보강토교대의 효율적 설계 및 성능 확보를 위해서는 보강토체 상단에 배치된 보강재의 인발저항력과 장기허용인장력을 증가시키는 것이 필요한 것으로 분석된다.

Abstract In this study, the applicability and external/internal stability of a MSEW abutment with a slab were investigated. Structural analysis of slab bridges between 10 ~ 20.0 m and thicknesses of 0.7 ~ 0.9 m was carried out to calculate the reaction forces due to dead and live loads acting on the bridge supports. The slab bridge with a length of 20.0 m satisfied the allowable contact pressure of 200 kPa for the true MSEW abutment. Because the external stability of the true MSEW abutment was dominated by the geometry of the MSE wall, the change in the factor of safety due to the load of the super-structure is small. Because the stiffness of the foundations is fixed and the load of the super-structure is increased, the factor of safety of the bearing capacity was reduced. As the load of the super-structure was increased, the horizontal earth pressure of the true MSEW abutment increased greatly. As a result, the pullout and fracture of the uppermost reinforcement, which are the factors of safety, did not meet the design criteria. Therefore, it is necessary to increase the pullout resistance and the long-term allowable tensile force of the reinforcement placed on the top of the reinforced soils to ensure efficient design and performance of a true MSEW abutment.

Keywords : MSEW abutment, Slab Bridge, Structural Analysis, Contact Pressure, Stability of MSEW

1. 서론

도로는 교량과 터널 등의 다양한 구조물들이 존재한

다. 교량은 도로에서 하부의 하천이나 도로 등을 횡단하기 위해 만들어진 구조물로서 주행 중에 많은 덜컹거림과 진동이 발생된다. 덜컹거림은 다양한 교량 형식 중에

본 연구는 한국도로공사 도로교통연구원의 일체식 보강토교대의 실험 및 해석 연구 용역에 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

서도 라멘교에서 특히 많이 발생되고, 교각보다 교대에 서 주로 발생된다. 우리나라의 교대는 대부분 철근콘크리트가 되어 있으며, 역 T형 교대가 가장 많은 부분을 차지한다. 역 T형 교대는 뒷굽 위의 흙 자중으로 외적 안정성을 높인 구조 형식으로써 많은 수의 말뚝기초로 상부구조와 하부구조의 연직하중을 지지한다. 우리나라는 대부분 선단지지 말뚝으로 설계 및 시공되어 교대의 변위는 거의 발생되지 않는다. 하지만 뒤채움과 토공부는 지속적인 침하가 발생되어 교량 접속부에 단차를 유발시킨다. 또한 교대와 뒤채움부의 강성 차이로 인해 덜컹거림은 시간의 경과에 따라 커지게 된다[1].

이러한 주행성 문제를 개선하고자 연성구조물인 보강토 옹벽을 이용한 보강토 교대(Mechanically Stabilized Earth wall Abutment, MSEW abutment)에 대한 연구가 1970년대부터 국외에서 진행되었다. 보강토 교대는 연성구조물로서 도로 성토부와 강성차이를 최소화하여 주행성이 개선되고 시공성과 경제성이 우수한 것으로 알려져 있다. 보강토 교대는 뒤채움부의 횡방향 토압을 보강토체의 자중으로 지지하고 추가적으로 상부구조의 수직하중을 지지하게 된다. 상부구조의 수직하중을 직접 기초로 지지하는 순수형 보강토 교대와 말뚝기초로 지지하는 복합형 보강토 교대로 크게 구분된다. 복합형 보강토 교대는 말뚝기초와 보강재간의 간섭이 발생되고 시공성이 떨어지는 단점이 있지만 말뚝기초로 지지되므로 교대의 변위가 크지 않은 장점이 있다. 순수형 보강토 교대는 직접기초로 상부구조의 수직하중을 지지하므로 교대에 큰 변위가 발생할 수 있다. 하지만, 상부구조는 교대의 균등침하보다는 부등침하에만 큰 영향을 받으므로 순수형 보강토 교대가 상대적으로 많은 변위가 발생된다고 해서 교량으로써의 적용성이 떨어지는 것은 아니다[2].

국외에서는 연성구조물으로써 많은 장점을 가진 보강토 교대가 많이 적용되고 있지만 국내는 아직까지 그 적용 사례가 많지 않다. 그 원인은 보강토 교대에 대한 이해 부족과 적용 조건에 대한 연구 및 설계사례가 많지 않기 때문이다. FHWA (2001) [3]에서는 순수형 보강토 교대의 적용조건을 다음과 같이 제한하고 있다. 전면판과 교대와의 이격거리를 50 cm 이상, 전면판과 교량받침의 중심간 거리를 100 cm 이상 그리고 교대의 접지압을 200 kPa 이하로 제한하고 있다. 하지만, 접지압에 대한 근거는 과거 실험적 연구에 대한 결과물이고, 접지압에 의한 외적/내적 안정성에 대한 검토는 제시되어 있지 않다.

순수형 보강토교대의 적용조건에 대한 연구는 Zevogolis and Bourdeau (2007) [4]에 의해 수행되었다. 이들은 미국 Indiana DOT(Department of Transportation)의 PSC거더에 대한 수직반력을 산정하여 순수형 보강토교대의 외적/내적 안전율을 검토하였다. 순수형 보강토교대의 외적/내적 안전율은 허용응력설계법 기반의 FHWA(2001)을 준수하였다. 그리고 AMADA사의 MSEW ver. 2.0을 이용하였다. 상부구조의 형식을 PSC거더로 선정하였으며, 순수형 보강토교대의 접지압에 대한 조건은 검토하지 않았다. 그리고 접지압에 대한 외적/내적 안전율의 변화와 안정성에 대한 면밀한 검토는 수행하지 않았다.

연성구조물인 순수형 보강토교대의 많은 장점과 설계 기준에 제시되어있음에도, 이해 부족과 적용조건에 대한 연구가 수행되지 않아 국내에서 아직 적용되지 못하고 있다[2]. 순수형 보강토교대에 대한 수치해석적 연구는 국내외적으로 많이 수행되었다[5][6][7][8]. 하지만, 적용조건의 도출을 위해서는 상부구조의 구조해석과 순수형 보강토교대의 설계가 연계되어야 하며, 아직까지 이에 대한 연구는 수행되지 않았다. 본 연구를 통해 순수형 보강토교대의 이해와 적용조건을 검토하였으며, 설계에 대한 기초자료를 제공하고자 한다.

본 연구에서는 단경간 교량에 적합한 순수형 보강토 교대를 안정성을 검토하였다. 슬래브교를 대상으로 구조 해석을 수행하여, 순수형 보강토교대의 설계지침에 제시된 허용 접지압의 만족여부를 검토하였다[3]. 그리고 상부구조의 접지압에 대한 외적/내적 안정성을 검토하였다. 슬래브교를 대상으로 적용연장을 10.0 ~ 30.0m 까지 검토하였다.

2. 이론적 배경

2.1 보강토교대의 개념

최근 미국에서는 보강토교대의 적용이 급격히 증가되고 있다. 이는 보강토교대에 대한 구조적 신뢰가 확보되었다는 것을 의미한다. 미국에서는 약 600개의 보강토교대가 시공되고 있었으며, 이 중 75%는 복합형 보강토교대이고 25%는 순수형 보강토교대이다. 보강토교대가 많이 시공되는 이유는 콘크리트 교대와 비교하여 경제적이고 시공성이 우수하기 때문이다. 또한, 내진성능이 우수하다. 연약지반에 시공되는 경우 말뚝을 시공하지 않는

순수형 보강토교대가 매우 경제적이고, 콘크리트 교대에 비하여 보강토교대는 뒤채움부와의 단차가 매우 작기 때문에 교량 접속부의 유지관리비를 절감할 수 있다[2].

보강토교대는 Fig. 1와 같이 순수형(True type)과, 복합형(Mixed type)의 두 가지 타입으로 분류할 수 있다. 순수형 보강토교대의 경우 말뚝이 제거되고, 현장 타설 콘크리트의 수량 감소로 인해 공사비가 절감되고, 공기가 단축되어 경제성과 시공성이 우수한 장점이 있다. 또한 연성 구조물로서 내진성능이 우수하며, 연약지반에서의 적용성과 침하, 부등침하에 대한 내력이 우수하다. 교대 배면의 단차가 제거되며, 전면판에 다양한 무늬나 식생 블록이 가능해 미적으로도 상당한 효과를 가진다[5].

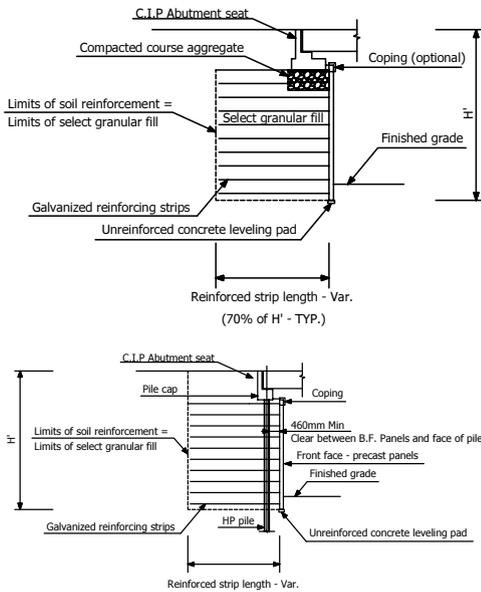


Fig. 1. Type of MSEW abutment [5]; (a) True MSEW abutment, (b) Mixed MSEW abutment

Fig. 2은 FHWA (2001) [3]에 제시된 순수형 보강토 교대의 일반도 예시를 나타낸 것이다. 순수형 보강토교대는 상부구조의 수직하중을 직접기초 형식으로 보강토체 상면에서 지지한다. 따라서 상부구조의 하중으로 인해 과도한 토압이 발생될 수 있으므로, Fig. 2의 제한사항을 제시하였다.

Fig. 2 (a)와 같이 교대 아랫 받침의 두께는 최소 600mm 이상, 벽체의 폭은 500 mm 이상이 되도록 규정

하고 있다. 그리고 보강토교대 상면과 접지면 교대의 폭을 900 mm 이상으로 그리고 접지압은 200 kPa 이하로 제한하고 있다. Fig. 2 (b)에서는 교대의 배치에서 집중하중을 방지하기 위해, 교대 앞면과 교량받침의 무게중심까지의 이격거리는 최소 1000mm이상으로 규정하였다. 그리고 전면판의 뒷면과 교대의 앞면까지의 이격거리를 150mm이상으로 규정하고 있다.

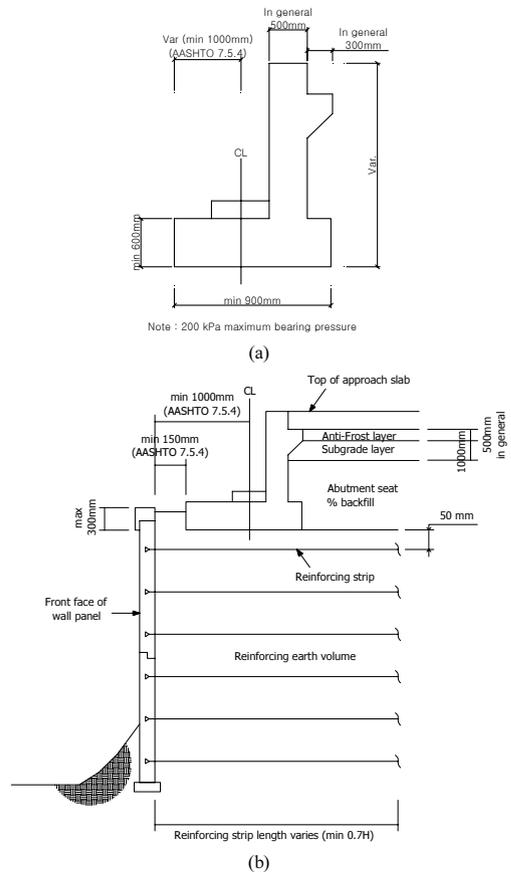


Fig. 2. Standard figure of true MSEW abutment [3]; (a) Cross-section view of abutment, (b) Arrangement of abutment

2.2 교대의 집중하중에 의한 응력분포

순수형 보강토교대에 설계에 있어 수직방향 집중하중의 응력분포는 Boussinesq 2V : 1H 간편법을 적용하여 설계한다(Fig. 3 (a) 참고). Boussinesq 2V : 1H 간편법은 응력이 보수적으로 산정되어 안전측 설계가 가능하다. Boussinesq 간편법으로 응력은 식 (1)로 계산된다.

$$\Delta\sigma_v = \frac{P_v}{D}, D = \begin{cases} \frac{B'+Z}{2} & \text{for } Z \leq FZ_0 \\ \frac{B'+Z}{2} + d & \text{for } Z \geq Z_0 \end{cases} \quad (1)$$

수평방향 집중하중의 응력분포는 Rankine Plane을 적용하여 설계한다(Fig. 3 (b) 참고). Rankine Plane은 식 (2)로 계산된다.

$$\Delta\sigma_{h,max} = \frac{2F}{I} \quad (2)$$

여기서, $F = P_h + F_1 + F_2$ 로 상부구조로 인해 발생하는 수평하중의 합이고, $I = (c + B') \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$ 이다. $\Delta\sigma_{h,max}$ 는 수평하중의 최대 증가, P_h 는 줄기초의 선형 길이당 수평 집중하중, F_1 은 토압에 의한 횡 방향 힘, F_2 는 교통초과에 의한 횡방향 힘, c 는 전면판과 기초의 앞 모서리 사이의 거리, I 는 수평 하중이 완전히 소멸되어지는 깊이 그리고 ϕ 는 보강토의 마찰각이다.

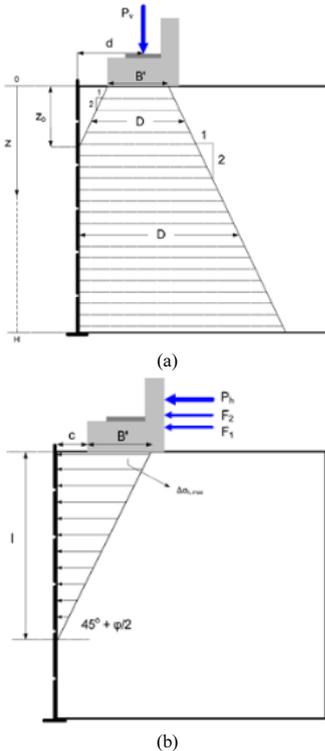


Fig. 3. Stress distribution of reinforced soil caused by load of super-structure; (a) Vertical earth pressure, (b) Horizontal earth pressure

2.3 복합중력식 설계법

순수형 보강토교대는 상대적으로 변형에 발생되지 않는 비신장성 보강재를 적용하도록 한다. 비신장성 보강재에 대한 내적 안정성 검토는 복합중력식 설계법을 적용한다[3]. 복합중력식 설계법이란 보강재의 강성에 따라 벽체 배면의 주동토압 분포 및 파괴형태가 달라지며, 신장성 보강재의 경우 Coulomb 파괴면에 따라 비신장성 보강재는 Bilinear 파괴면을 가진다고 가정한다. 또한 교량 받침부의 형상에 의해 파괴면의 위치가 결정된다.

순수형 보강토교대의 설계에 있어서 토압과 함께 가장 중요한 설계인자는 보강재의 최대 인장지점이다. Fig. 4는 교량 받침부의 형상에 따라 최대 인장력의 발생 위치가 달라지는 것을 보여주는 그림이다[9]. 최대 인장응력 지점의 위치는 파괴면과 동시에 발생한다고 가정되어진다.

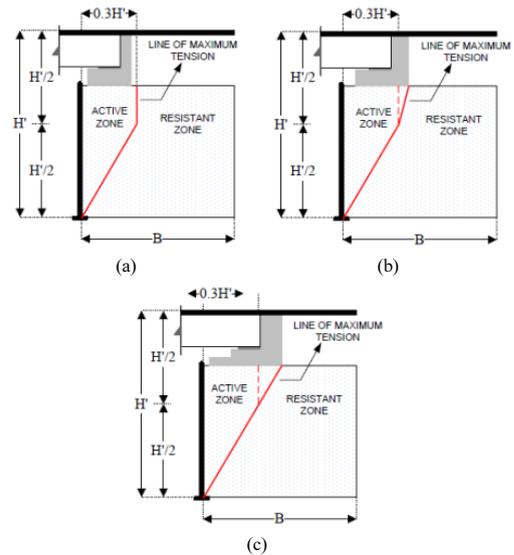


Fig. 4. Location of line of maximum tension on a MSEW abutment depending on seat geometry [9]; (a) Case 1, (b) Case 2, (c) Case 3

Fig. 5는 복합중력식 설계법에서 보강재의 종류에 따른 횡방향 토압계수를 보여준다. 보강재의 종류에 따라 토압계수를 달리 적용하며, 비신장성 보강재의 경우 지표면에서 하부 6.0m 까지 주동토압계수보다 큰 토압계수를 적용해야 한다.

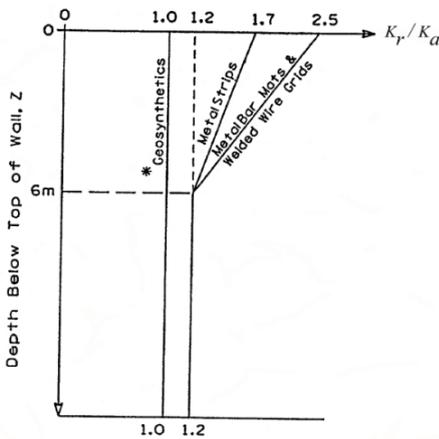


Fig. 5. Variation of stress ratio with depth in a MSE wall.

3. 슬래브교의 적용성 검토를 위한 구조해석

3.1 해석개요

본 연구에서는 슬래브교를 대상으로 구조해석을 수행하여 순수형 보강토교대의 적용성을 검토하였다. FHWA(2001) [4]에서는 순수형 보강토교대의 변형을 억제하기 위해, 비신장성 보강재와 패널식 전면판을 사용하도록 권고하고 있다. 따라서, 본 연구에서는 비신장성 보강재와 패널식 전면판으로 보강토교대를 설계하였다.

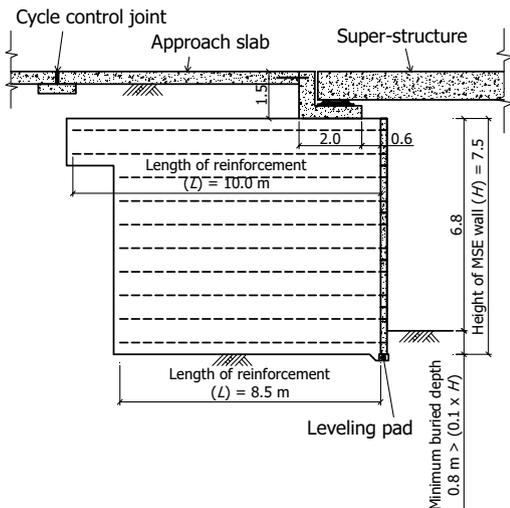


Fig. 6. The cross-section view of True MSE

Fig. 6은 순수형 보강토교대의 단면도를 나타낸 것이다. 순수형 보강토교대의 높이(H)는 7.5 m이고, 최상단 전면판의 보강재의 뒷길이는 10.0m, 하단 전면판은 8.5m이다. 구조물기초설계기준 해설(2015) [10]에 제시된 0.7H를 모두 만족한다. 최상단 전면판의 보강재의 뒷길이를 좀더 길게 한 것은 Fig. 3에 제시된 바와같이 상부구조의 하중으로 인한 토압이 과다하게 작용되기 때문이다. 전면판의 최소근입깊이는 0.8m로 설계기준에서 0.1×H를 만족하도록 설계하였다.

3.2 해석조건

구조해석은 토목분야 범용 구조해석 및 최적설계 소프트웨어인 MIDAS Civil 2016 ver.1.2의 RC Slab Bridge Wizard을 이용하였다. 횡단면은 한국도로공사 표준횡단면도(왕복 2차로)를 적용하였으며, 연장과 슬래브 두께를 변수로 하여 사하중(Dead Load), 활하중(Live Load), 선하중(Line Load), 접지압(Contact Pressure)을 검토하였다.

Fig. 7은 슬래브교의 구조검토를 위해 적용된 한국도로공사 표준횡단면도(왕복2차로)이다. 고속도로의 본선 또는 진입도로와 육교에 적용되는 단면으로 가장 많이 적용되는 표준 횡단면이다.

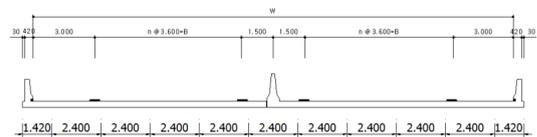


Fig. 7. Standard cross-section view of highway road in Korea Highway Corporation (4th lane)

슬래브교의 연장은 15 ~ 20m, 사각 0도, 슬래브 두께는 0.7 ~ 0.9m를 적용하였으며, 경계조건으로는 Elastic Link를 적용하였다. 하중조건에서 사하중은 프로그램에서 자동으로 재하되도록 하였으며, 자중과 인도와 방호벽 그리고 중앙분리대를 적용하였다. 활하중은 표준 트럭하중인 DB-24을 재하 하였다. 지점침하는 0.01m, 온도하중은 5℃를 적용하여 횡방향 반력이 발생되도록 하였다.

Fig. 8는 도로설계편람(MLTMA, 2008) [11]에 제시된 슬래브교의 교량받침 배치도를 나타낸 것이다. 일반적으로 교각에 고정단을 배치하지만 본 연구에서는 단경

간이므로 교대 A1에 고정단을 설치하여 수평방향 반력이 집중되도록 하였다.

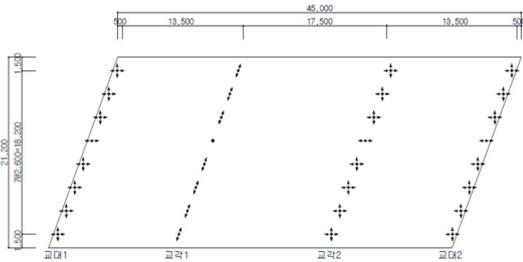


Fig. 8. The typical arrangement of bridge support in the slab bridge [11]

3.3 해석결과

구조해석 결과는 슬래브교의 연장과 두께에 따라 교량받침에 작용하는 수직과 수평방향 반력을 산정하였다.

Fig. 9은 구조해석을 통해 산정된 교량받침의 수평/수직 반력을 나타낸 것이다. 하중은 방호벽과 중앙분리대의 사하중과 이동하중이 제하된 것이며, 교량받침의 배치에 따라 반력이 달라지게 된다.

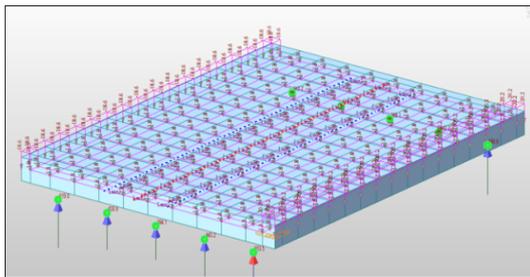


Fig. 9. The analysis result of reaction force of bridge support through structural analysis

Fig. 10은 슬래브교의 연장에 따른 수직과 수평반력을 산정한 결과이다. Fig. 10 (a)는 수직방향 반력을 나타낸 것이다. 사하중(DL)은 연장의 증가에 따라 급격히 증가되며, 활하중(LL)은 교량의 연장이 증가되어도 큰 변화가 나타나지 않았다. Fig. 10 (b)는 수평방향 반력을 나타낸 것으로 수직방향과는 반대로 활하중(LL)이 연장이 증가될수록 크게 증가되었다. 그리고 수직하중과 비교하면 약 1/4배 정도 작게 산정되었다.

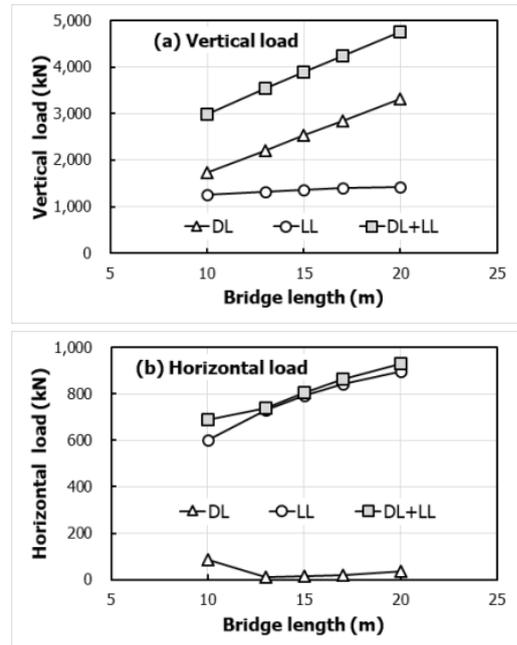


Fig. 10. Vertical and horizontal reaction force according to length of slab
(a) Vertical Load (b) Horizontal Load

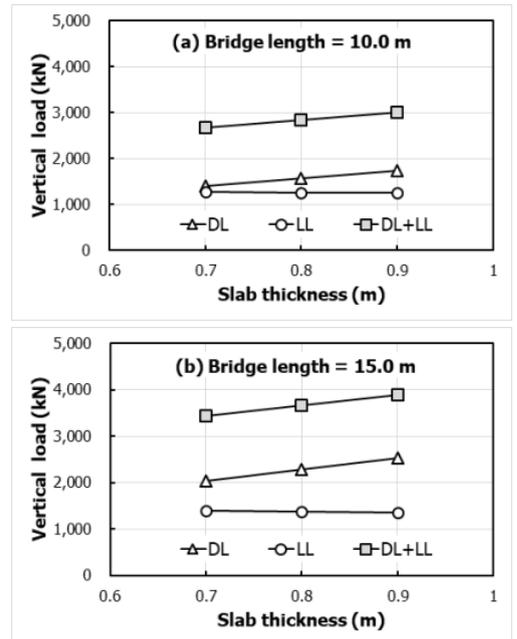


Fig. 11. Vertical and horizontal reaction force according to thickness of slab
(a) Bridge length 10.0m
(b) Bridge length 15.0m

Fig. 11는 슬래브의 두께에 따른 수직과 수평방향 반력을 산정한 결과이다. Fig. 11 (a)는 교량연장이 10.0m 일 때, Fig. 11 (b)는 교량연장이 15.0m일때를 나타낸 것이다. Fig. 10의 교량의 연장에 따른 구조해석 결과와 동일하게 활하중(LL)은 슬래브 두께에 따라 증가되지 않았으며, 사하중(DL)은 교량 연장과 비교하면 소폭 증가되었다.

3.4 순수형 보강토교대의 허용접지압 검토

순수형 보강토교대 교대부는 Fig. 6에 제시된 횡단면 도에서 구조해석에서는 중양분리대를 기준으로 반단면만 해석되었으므로 교대부의 길이는 12.45m, 폭은 2.0m로 설계하였다.

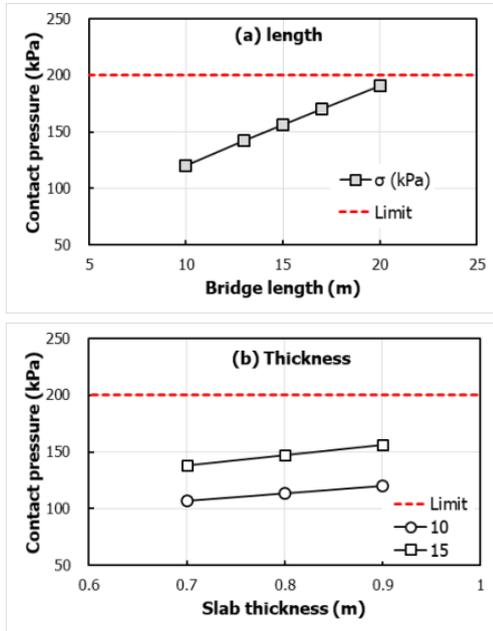


Fig. 12. Calculation of the contact pressure according to length and thickness of slab
(a) Length (b) Thickness

Fig. 12은 슬래브교의 연장과 두께에 따른 접지압을 산정한 결과이다. Fig. 12 (a)는 Fig. 10 (a)에 산정된 수직방향 반력에서 교대의 접지면적 $24.9m^2$ 으로 나누어 접지압(kPa)을 산정하였다. 슬래브교의 연장 20.0m까지 접지압 제한조건인 $200kPa$ 을 만족하는 것으로 나타났다. Fig. 12 (b)에서 제시된 슬래브 두께에 따른 접지

압은 연장보다는 상대적으로 작게 증가되었으며, 모두 제한조건을 만족하는 것으로 나타났다.

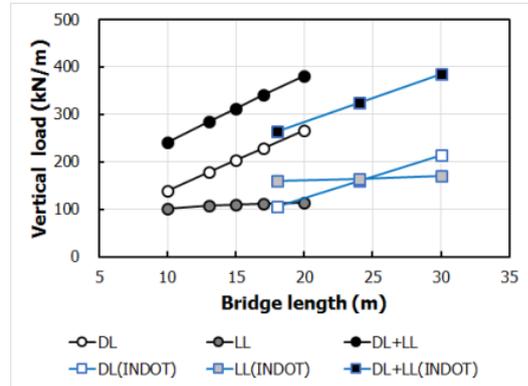


Fig. 13. Comparison of vertical reaction force between PSC girder of Indiana

Fig. 13은 Zevogolis(2007) [4]에 의해 수행된 미국 Indiana DOT(Department of Transportation)의 PSC거더에 대한 수직반력과 본 연구의 슬래브교의 수직반력을 비교검토한 것이다. 보강토옹벽은 단위폭 1.0m로 설계되므로 상부구조의 반력은 선하중(kN/m)으로 적용된다. Indiana DOT의 PSC거더와 본 연구의 슬래브교를 비교검토하면, 활하중(LL)은 연장의 증가에 따라 변화가 동일하게 발생되지 않았다. 하지만 PSC교가 슬래브교보다는 더 크게 산정되었다. 사하중(DL)은 연장에 따라 동일하게 증가되었으며, 슬래브교보다 PSC교가 더 작게 산정되었다. 최종적으로 사하중(DL)과 활하중(LL)을 합하면, 슬래브교 10.0m와 PSC거더교 18.0m에서 동일하였다. 슬래브교에서 PSC교로 대체할 경우, 연장 조건을 20.0m에서 30.0m로 연장할 수 있음을 의미한다.

4. 순수형 보강토교대 안정성 검토

4.1 설계조건

본 장에서는 구조해석을 통해 산정된 슬래브교의 반력을 적용하여, 순수형 보강토교대의 외적/내적 안정성을 검토하였다. 설계 방법은 FHWA(2009) [4], 기준 안전율은 도로설계편람(MLTMA, 2008) [11]를 적용하였으며, 보강토옹벽의 설계 및 해석은 MIDAS사의 Soilworks REWall 모듈을 이용하였다.

Table 1은 순수형 보강토교대의 안정성 검토에 적용된 하중조건을 나타낸 것이다. 구조해석에서 수행된 연장 15.0m의 슬래브교의 해석 결과를 기준으로 수평하중과 수직하중을 적용하였다. 그리고 Case 4의 수직하중을 기준으로 총 7단계로 구분하여, 접지압으로는 112.45 kPa ~ 212.85 kPa로 검토하였다.

Table 1. Load condition applied to stability evaluation of true MSEW abutment

Load case	Load type	Load (kN)	Line load (kN/m)	Cotact pressure (kPa)	
Horizontal load	DL+LL	806	64.76		
Vertical load	Case 1	DL	1500	120.48	112.45
		LL	1300	104.42	
	Case 2	DL	2000	160.64	132.53
		LL	1300	104.42	
	Case 3	DL	2500	200.80	152.61
		LL	1300	104.42	
	Case 4	DL	2531	203.27	156.52
		LL	1367	109.77	
	Case 5	DL	3000	240.96	172.69
		LL	1300	104.42	
	Case 6	DL	3500	281.12	192.77
		LL	1300	104.42	
	Case 7	DL	4000	321.29	212.85
		LL	1300	104.42	

순수형 보강토교대의 내/외적 안전율에 대한 최소 안전율은 Table 2와 같이 도로설계편람(2014)에 제시된 최소 안전율과 같다.

Table 2. Minimum factor of safety on MSE wall

Division		Static	Seismic
External stability	Sliding (FS_{si})	1.5	1.1
	Overturning (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

순수형 보강토교대의 비신장성 보강재는 돌기형 강제 보강재(ribbed metal strip)을 적용하였다. 돌기형 강제 보강재의 단위 폭당 장기허용인장력은 식 (4)와 같이 산정할 수 있다.

$$T_d = \frac{FS \cdot F_y \cdot A_c \cdot R_c}{b} \quad (3)$$

여기서, F_y 는 보강재의 항복강도(kN/m^2)이며, FS 는 강도감소계수, b 는 돌기형 강제 보강재의 단면 폭(mm), A_c 는 상용 중 손실되는 면적을 반영한 보강재의 단면적이며, R_c 는 보강재 간격에 대한 폭의 비($R_c = b/S_h$), S_h 는 보강재의 수평간격이다.

Table 3은 돌기형 강제 보강재의 장기 허용인장력을 산정한 것이다. 순수형 보강토교대의 공용연한은 100년 이고, 부식을 고려한 단면적(A_c)은 398.40 mm^2 이다. 수평간격(S_h)은 0.75m로 가로와 세로의 폭이 1.5 m이 패널식 전면판에 총 4개가 배치되도록 하였다. 식 (3)으로 산정된 장기허용인장력(T_d)은 131.5 kN/m이다. 장기 허용인장력은 내적 안정성에서 파단에 대한 검토에서 중요한 설계인자이다.

Table 3. Long-term allowable tensile force of the ribbed metal strip

Reinforcement	F_y (MPa)	FS	A_c (mm^2)	b (m)	S_h (m)	R_c	T_d (kN/m)
Ribbed metal strip	450	0.55	398.4	0.10	0.75	0.13	131.5

4.2 해석결과

4.2.1 접지압에 따른 내/외적 안전율 변화

Fig. 14는 접지압에 따른 순수형 보강토교대의 외적 안정성을 검토한 결과이다. 외적 안정성은 활동, 전도, 편심거리비, 지지력에 대해 검토하였다. 활동과 전도는 접지압의 증가에 따라 안전율이 소폭으로 증가되었다 (Fig. 14 (a)와 (b)). 이는 상부구조의 수직하중이 수평하중보다 크게 작용되었기 때문이다. 그리고 편심거리비는 소폭으로 안전율이 감소되었으며, 지지력은 안전율이 크게 감소되었다(Fig. 14 (c)와 (d)). 지지력은 활동력인 상부구조의 하중과 저항력인 기초지반의 허용지지력에 지배된다. 기초 지반의 허용지지력은 상수이며, 활동력인 상부구조의 하중만 증가되었기 때문이다.

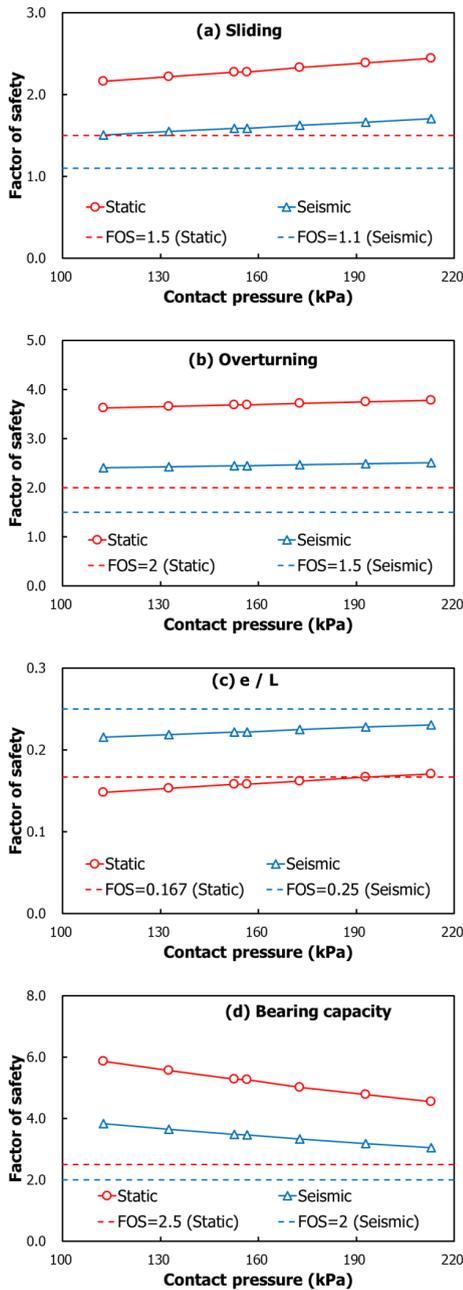


Fig. 14. Variation of external safety factor according to the contact pressure of ture MSEW abutment; (a) Sliding, (b) overturning, (c) eccentricity, (d) bearing capacity

Fig. 15는 접지압에 따른 순수형 보강토교대의 내적 안정성을 검토한 결과이다. 내적 안정성은 인발과 파단에 대해 검토하였다. Fig. 15 (a)의 인발 안전율은 접지

압에 따라 감소되었으며, 접지압이 약 170 kPa을 초과할 때 최소 안전율을 만족하지 못하였다. 그리고 Fig. 15 (b)의 파단 안전율은 접지압의 증가에 따라 감소되었으며, 최소 안전율인 1.0은 만족하였다.

인발에 대한 안전율은 활동력인 유발인장력과 저항력인 인발저항력의 함수이다. 특히, 순수형 보강토교대는 일반적인 보강토옹벽과 달리 상부구조의 하중을 직접기초 형식으로 지지하므로, Fig. 3과 같이 보강토체에 응력이 집중된다. 따라서, 인발 안전율에 대한 면밀한 검토를 수행하였다.

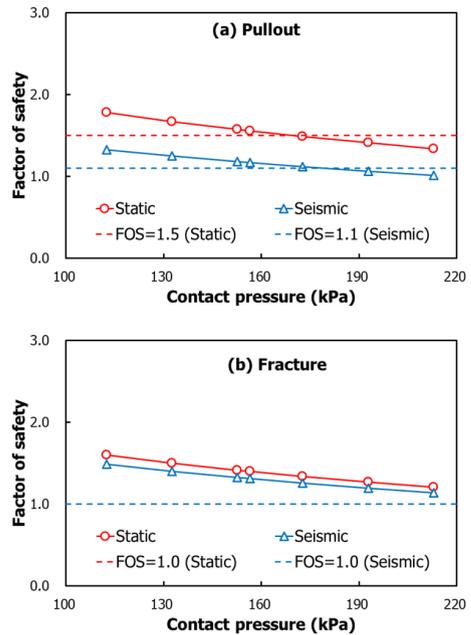


Fig. 15. Variation of internal safety factor according to the contact pressure of ture MSEW abutment; (a) pullout, (b) fracture

4.2.2 상부구조의 하중으로 인한 보강토체의 토압 검토

Fig. 16은 상부구조의 하중으로 인해 유발된 순수형 보강토교대의 수직과 수평방향의 토압분포를 나타낸 것이다. Fig. 16 (a)의 수직토압을 살펴보면, 접지압이 112 kPa인 Case 1에서는 최대 수직토압이 최하단에서 약 200 kPa로 발생되었다. 접지압이 213 kPa로 증가되면 최대 수직토압은 최상단에서 약 245 kPa로 발생되었다. 상부구조의 하중이 증가될수록 보강토교대의 하단보다는 상단의 수직토압이 크게 증가되었다. 이는 Fig. 3에

제시된 바와 같이, Boussinesq 2V : 1H 간편법으로 수직 토압을 산정하기 때문이다.

Fig. 16 (b)의 수평토압을 살펴보면, 수직토압에서 횡방향 토압계수를 고려한 것이다. 접지압이 112 kPa인 Case 1에서도 최대 수평토압은 보강토교대의 최상단에서 약 110 kPa로 나타났다. 접지압이 213 kPa로 증가되면 최대 수평토압은 약 150 kPa까지 증가되었다. 이러한 경향은 상부구조의 하중으로 인해 수평토압은 Rankine Plane에 따라 증가되며, 식 (2)에 따라 최상단에 크게 증가되기 때문이다.

상부구조의 하중으로 인해 순수형 보강토교대의 수직/수평 토압은 크게 증가되었다. 특히 하중이 증가될수록 최상단의 수평/수직토압이 크게 증가되었다. 따라서, 인발과 파단에 대한 안전율도 토압의 분포에 따라 보강재의 높이별로 검토하는 것이 필요하다.

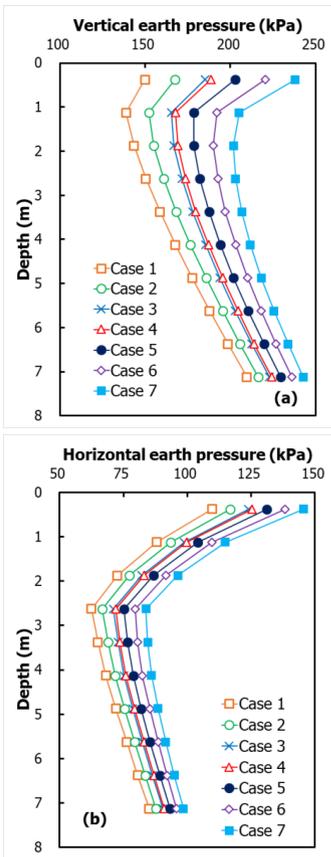


Fig. 16. Distribution of Vertical / Horizontal Earth Pressure of true MSEW abutment according to load of super-structure; (a) Vertical earth pressure, (b) Horizontal earth pressure

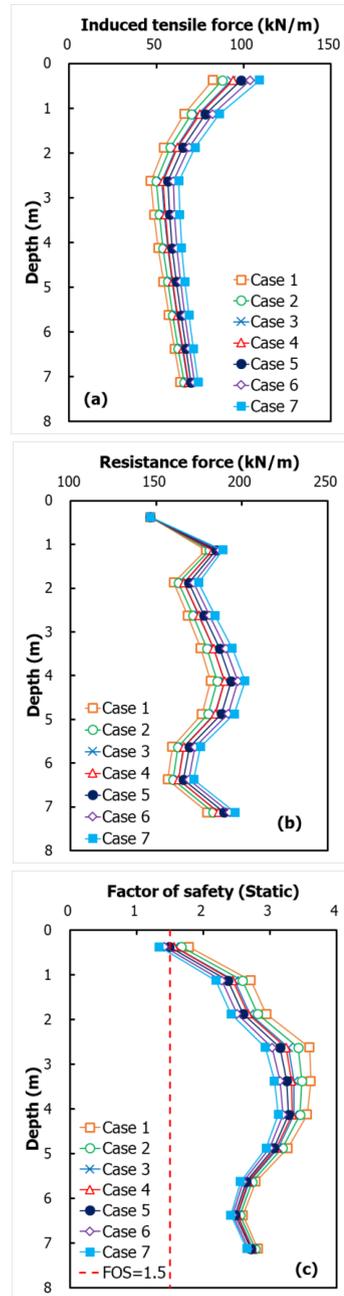


Fig. 17. Verification of pullout stability of true MSEW abutment according to load of super-structure; (a) induced tensile force, (b) resistance force of reinforcement, (c) Factor of safety of pullout

Fig. 17은 상부구조의 하중에 의한 순수형 보강토교대의 인발 안정성을 검토한 것이다. 인발 안전율은 활동

력인 최대 유발인장력과 저항력인 인발 저항력의 함수이다. Fig. 17 (a)의 최대 유발인장력은 순수형 보강토교대의 최상단에서 가장 크게 발생되었다. 이는 Fig. 16 (b)의 수평토압에 의해 지배되기 때문이다. 저항력인 Fig. 17 (b)의 인발저항력은 상부구조의 하중에 의해 최상단이 아닌 하단부에만 증가되었다. 이는 인발저항력인 수직하중에 의한 마찰저항력이기 때문이다.

따라서, Fig. 17 (c)와 같이 순수형 보강토교대의 최상단 보강재에서 인발안전율이 가장 작게 나타났다. 이는 활동력인 최대 유발인장력은 상부구조의 하중에 따라 증가되고, 저항력인 인발저항력은 상대적으로 작게 증가되었기 때문이다.

이러한 경향은 Zevogolis (2007) [4]에 의해 수행된 상부구조의 수직하중과 교대 높이에 대한 인발 안정성 검토 결과와도 동일하다. 이들도 순수형 보강토교대의 전면판 위쪽의 인발 안전율이 매우 낮은 것으로 보고하였다.

Fig. 18은 상부구조의 하중에 의한 순수형 보강토교대의 파단 안정성을 검토한 것이다. 파단 안전율은 활동력인 유발인장력과 저항력인 보강재의 장기허용인장력의 함수이다. 활동력은 Fig. 17 (a)와 동일하며, 앞서 언급하였듯이 최상단의 유발인장력이 가장 컸다. 저항력은 식 (3)에 의해 산정된 장기허용인장력으로 131.5 kN/m이며, 상수이다. 따라서, 파단 안전율은 유발인장력에 따라 달라지며, 결과적으로 수평토압에 지배된다. 따라서, Fig. 18의 순수형 보강토교대의 보강재 높이별 파단안전율의 형상은 Fig. 16 (b)의 수평토압 분포와 동일하다.

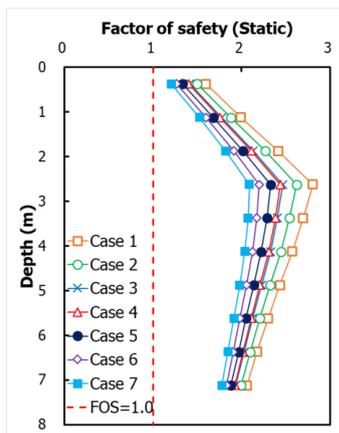


Fig. 18. Verification of fracture stability of true MSEW abutment according to load of super-structure

5. 결론

본 연구에서는 슬래브교를 대상으로 구조해석을 수행하여, 순수형 보강토교대의 설계지침인 FHWA(2001) [3]의 허용 접지압의 만족여부를 검토하였다. 그리고 접지압에 대한 외적/내적 안정성을 검토하였다. 슬래브교를 대상으로 적용연장을 10.0 ~ 30.0m 까지 검토하였다. 본 연구를 통해 도출된 결론은 다음과 같다.

- 1) 슬래브교의 연장에 따른 교량받침에서의 수직방향 반력을 산정한 결과, 사하중(DL)은 연장의 증가에 따라 급격히 증가되며, 활하중(LL)은 교량의 연장이 증가되어도 큰 변화가 나타나지 않았다. 수평방향 반력은 수직방향과는 반대로 활하중(LL)이 연장이 증가될수록 크게 증가되었다. 그리고 수직하중과 비교하면 약 1/4배 정도 작게 산정되었다.
- 2) 슬래브의 두께에 따른 수직과 수평방향 반력을 산정한 결과, 교량의 연장에 따른 구조해석 결과와 동일하게 활하중(LL)은 슬래브 두께에 따라 증가되지 않았으며, 사하중(DL)은 교량 연장과 비교하면 소폭 증가되었다.
- 3) 슬래브교의 연장과 두께에 따른 접지압을 산정한 결과, 연장 20.0m까지 접지압 제한조건인 200 kPa를 만족하는 것으로 나타났고 슬래브 두께에 따른 접지압은 연장보다는 상대적으로 작게 증가되었으며, 모두 제한조건을 만족하는 것으로 나타났다.
- 4) Indiana DOT의 PSC거터와 본 연구의 슬래브교의 수직방향 반력을 비교검토하면, 활하중(LL)은 연장의 증가에 따라 변화가 동일하게 발생되지 않았지만 PSC교가 슬래브교보다는 더 크게 산정되었다. 사하중(DL)은 연장에 따라 동일하게 증가되었으며, 슬래브교보다 PSC교가 더 작게 산정되었다. 최종적으로 사하중(DL)과 활하중(LL)을 합하면, 슬래브교 10.0m와 PSC거터교 18.0m에서 동일하였다. 슬래브교에서 PSC교로 대체할 경우, 연장조건을 20.0m에서 30.0m로 연장할 수 있는 것으로 나타났다.
- 5) 순수형 보강토교대의 수직과 수평방향 토압 분포는 최상단에서 가장 크게 발생되었다. 특히, 상부구조의 하중이 증가될수록 그 경향은 커졌다. 이로 인해 수평토압에 지배되는 인발과 파단에 대한 안

전율도 급격히 감소되었으며, 최상단 보강재에서 가장 작은 안전율이 산정되었다.

- 6) 상부구조의 하중에 따라 순수형 보강토교대의 수직/수평 토압이 지배되었다. 이로 인해 외적 안정성 보다는 내적 안정성에 감소되며, 특히 최상단 보강재의 인발과 파단 안전율이 매우 작게 산정되었다.
- 7) 따라서, 순수형 보강토교대의 효율적 설계 및 성능 확보를 위해서는 보강토체 상단에 배치된 보강재의 인발저항력과 장기허용인장력을 증가시키는 것이 필요하다.

References

- [1] Expressway & Transportation Research Institute, "Evaluation and Improvement of Ride Discomfort at Bridge Approaches in Service". Korea Expressway Corporation, 2012.
- [2] Expressway & Transportation Research Institute, "Development of A New Concept Abutment", EXTRI-2016-47-534.9607, Korea Expressway Corporation, 2016.
- [3] 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.
- [4] I. Zevgolits and P. Bourdeau, "Mechanically stabilized earth wall abutments for bridge support", *Joint Transportation Research Program, Indiana*, Indiana Department of Transportation and Purdue University: pp.1-146, 2007.
DOI: <https://doi.org/10.5703/1288284313451>
- [5] C. S. Yoo, 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.
- [6] A. Abdelouhab, D. Dias, 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>
- [7] C. S. Yoo, "Numerical Modeling of Long-Term Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Wall used in Bridge Abutment", *Korae Geosynthetics Society*, vol. 10, no. 4, 2011.
- [8] C. S. Yoo, Jeon, H. Y., "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] K. Brabant, "Mechanically Stabilized Earth walls for support of highway bridges." *Advanced Foundation*

Engineering UMASS Lowell - Course(14.533), 2001.

- [10] Korean Geotechnical Society, *Structure foundation design standards specification*, Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2015.
- [11] MLTMA, "Road design manual", Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2008.

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