열차하중을 받는 보강토 옹벽의 수치해석
Numerical Modelling of Reinforced Earth Wall Under Railway Load

이수형* 정영훈** 이일화* 장기수*** 신익수****
Lee Su-Hyung Jung Young-Hoon Lee Il Hwa Jang Ki Soo Shin Ik Soo

ABSTRACT

The paper presents the procedures and results of the numerical modelling that was carried out to investigate the stability of reinforced earth wall under dynamic railway load. The two-dimensional explicit dynamic finite element method (ABAQUS) was used to carry out the numerical analyses. To simulate the railway load, the top surface of the backfill soil was excited by the uniform distributed load whose frequency and magnitude was estimated by the measured railway acceleration during train passing. The wall displacements and geogrid axial forces were analyzed to evaluate the stability of reinforced earth wall under the dynamic train load.

1. 서론

지반구조물은 경사가 급하거나 제한된 선로부지 또는 기복이 심하거나 환경적 제약이 있는 지표면에서는 시공상 어려운 점이 많은데, 이와 같은 문제 해결을 위해 보강재의 설치를 통해 토체의 강성을 증가시키는 공법이 연구되어 왔다. 보강토 공법에서는 배면 토체에 강성 또는 연성 보강재를 삽입하여 취약한 흙의 인장력를 보완하고, 강성을 증가시킨다. 현재 전 세계적으로 경사가 완만한 제방 또는 재래식 옹벽은 이와 같은 보강토 공법의 적용으로 수직 또는 거의 연직에 가까운 벽체로 이루어진 구조물로 급속히 탈바꿈되고 있다. 국내의 경우는 주택지 등의 임시구조물 시공에 이와 같은 보강토 기법이 폭넓게 사용되고 있으며, 도로 분야에도 그 사용성이 증대되고 있다. 그러나 철도 분야에 대한 적용은 미진한 편으로, 그 주된 이유는 현재 개발되어 있는 국내 공법이 열차 진동에 의한 상시하중에 대해 그 안전성 및 신뢰성이 충분히 검토되지 않았기 때문이다.

실제 국철에 있어서 지반구조물은 교량, 터널 등의 다른 구조물에 비해서 건설비가 저렴하기 때문에 많은 개소에서 이용되어 왔고, 그 대부분이 1990년대 초에 건설되어 약 94.6%를 차지하고 있으며, 현재 건설 중인 경부고속철도도 29.3%가 지반구조물로 구성되어 있다. 또한 기존선의 개량 및 확폭(복선화), 또는 신설선의 경우 속도향상을 위한 구배나 선형 조정의 필요성으로 인해 교량 등을 대체할 수 있는 경제적인 보강토 구조물의 시공수요가 증가되고 있지만 강, 콘크리트 구조물에 비해 보수 또는 안전/방재 측면에서 문제가 생기기 쉬운 구조물이라는 선입견으로 인해 경원시 되고 있는 실정이다. 따라서 철도 연변의 공간을 최대한 활용하고, 기존선 복선화에 따른 용지매입의 어려운 점을 해소하며, 향후 신설되는 선로 등의 중요 구조물 시공을 위해서는, 영구적인 구조물로서 보다 안전하고 경제적인 새로운 형태의 보강토 구조물에 대한 합리적인 안정성 평가기법의 개발이 요구되고 있다.

보강토 옹벽이 철도 분야에 적용되는 경우 도로와 달리 설계에 적용되는 하중의 크기 및 특성에서 많은 차이가 나며, 특히 지속적으로 반복되는 고속, 대중량의 열차하중에 대한 검토가 필연적이다. 즉, 동적 이동하중으로 인한 거동 특성에 대한 검토가 반드시 필요하다. 또한 두 종류의 서로 다른 재료가 적

* 한국철도기술연구원 선임연구원, 정회원
** Northwestern University Post-doctoral fellow
*** (주)보강테크 대표이사, 정회원
**** (주)보강테크 부장

용되는 공법이므로, 보강재와 지반사이의 슬립 현상 등과 같은 상호작용을 합리적으로 고려할 수 있는 해석 기법의 적용 역시 요구된다. 보강토옹벽의 동적해석에 관해서는 Rowe와 Ho(1997), Bathurst와 Hatami(1998), Ling 등(2000), Rowe와 Skinner, 유충식(2001) 등에 의하여 연구된 바 있으나 대부분 지진하중에 대상으로 하고 있다.

본 논문에서는 보강재가 적용된 지반구조물의 철도분야 적용성 검토를 위해서 열차하중을 비롯한 동하중과 보강재와 지반사이의 상호작용을 고려할 수 있는 수치해석 기법을 제시하고, 제시된 수치해석 기법을 적용하여 철도하중을 받는 보강토 옹벽의 동적 안정성을 검토하였다.

2. 수치해석 방법

2.1 해석 단면

본 논문에서의 해석 대상 구조물은 그림 1에 도시한 바와 같이 총 20개의 인장재를 포함한 높이 11m의 보강토 옹벽으로, 열차하중을 50kPa의 연직 등분포 정적하중으로 고려하여 NCMA(National Concrete Masonry Association)의 설계방법으로 설계되었다. 벽체는 높이와 폭이 각각 0.2m와 0.47m인 블록으로 형성되며, 벽체 배면은 배수성이 우수하고 다짐도가 좋은 뒷채움흙과 보강재로 구성된다고 가정하였다. 벽체 배면에 설치된 보강재는 총 20개이다. 하부지반은 견고한 탄성 지반으로 가정하였다.

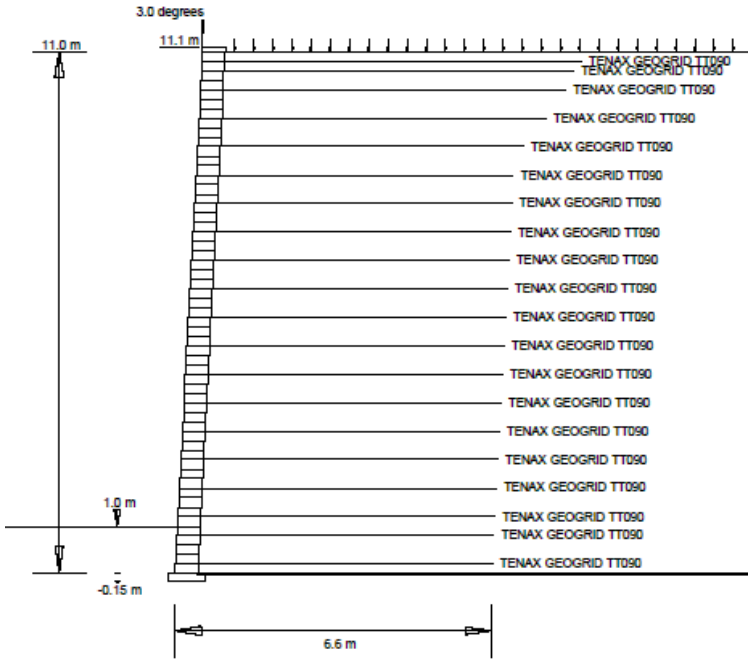

그림 1. 해석 대상 단면

2.2 해석 프로그램 및 유한요소망

동적 하중을 받는 보강토 옹벽의 동적 해석을 위해 범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS를 사용하였다. 특히 해석 대상 문제가 동적 하중 및 보강재-지반 간의 다양한 경계면을 포함하는 문제이므로, 외연적 접근방법으로 고속 동적 문제, 복잡한 경계면을 가지는 문제, 높은 비선형성을 가지는 준-정적 문제에 적용이 가능한 ABAQUS/Explicit 모듈을 사용하였다.

그림 2는 해석을 위해 구성한 유한요소망을 보여준다. 유한 요소망은 그림 1과 정확하게 일치하도록 구성하였다. 해석영역의 폭은 열차 하중의 영향이 없도록 벽체 높이의 약 6배의 폭으로 설정하였고, 우측 경계면에 연직롤러를 설치하였다. 기초지반의 하부에는 힌지를 설치하여 해석영역을 설정하였다. 유한요소망에서 벽체, 뒷채움재 및 하부지반에는 4절점 평면변형률 요소를 사용하였고, 보강재는 축방향력만이 작용하는 2절점 트러스 요소를 사용하여 모델링하였다. 뒷채움재의 경우 시공 단계를 고려하여 각

층을 별개의 연속체로 처리한 후 각 층 간의 경계면을 설정하였다. 뒷채움재 간의 전단 경계면은 뒷채움흙의 마찰각에 의해 상대변위가 발생할 수 있도록 하였다. 벽체의 경우 각 벽체 블록이 커넥터(connector)로 연결되어 일체가 되도록 결속되므로, 블록 간의 경계면은 별도로 고려하지 않고 전체 벽체를 연속체로 모사하였다. 벽체는 하부지반과 잘 연결되어 있다고 가정하였고, 벽체 하부면과 하부 지반의 경계면은 결속 경계(tied constraint)를 이용하여 연결하였다. 보강재는 벽체 블록 사이에 연결되어 분리되지 않는다고 가정하였다. 또한 보다 현실적인 보강토 옹벽 해석을 위해 각 재료의 모든 물리적 경계, 즉 벽체-뒷채움재, 보강재-뒷채움재 및 하부지반-뒷채움재의 경계면을 고려하였다. 경계면에서 수직방향의 경계면 거동(normal contact behavior)은 접촉이 일어날 경우 모든 힘이 전달되는 'Hard-contact'을 사용하였으며, 접선 방향 경계면 거동(tangential contact behavior)은 최대 전단 강도를 가지는 고전적인 쿨롬 마찰 모델(Coulomb friction model)을 사용하였다. 각 경계면의 해석을 위해 penalty contact method를 사용하였으며, 전단면의 미끄러짐은 유한(finite)하다고 가정하였다.

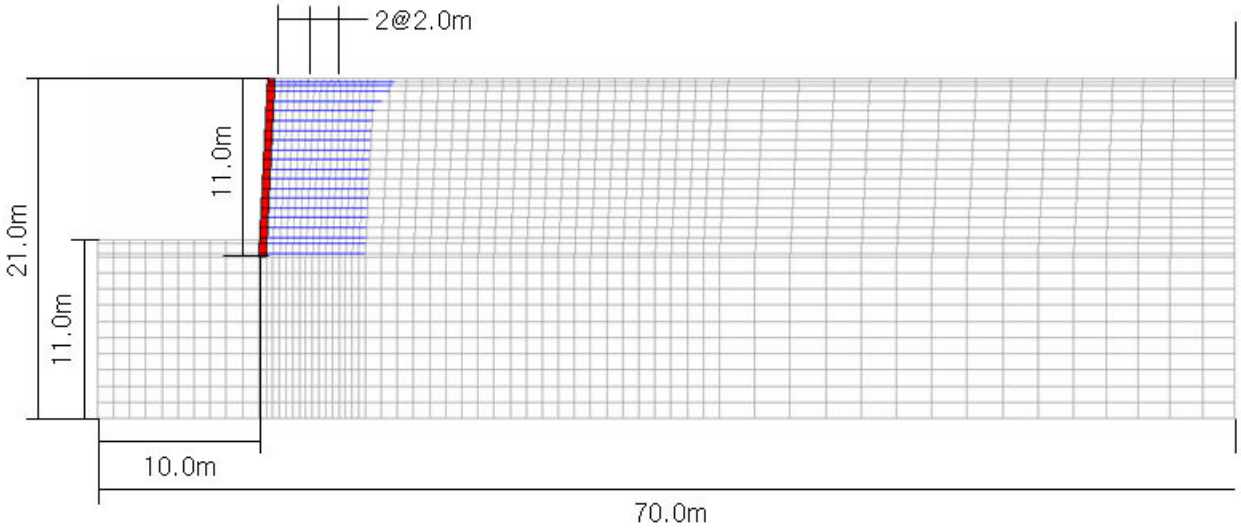

그림 2. 해석에 사용된 유한요소망

2.3 단계별 시공과정의 모사

뒷채움재의 경우 Mohr-Coulomb 모델과 유사한 탄소성 모델인 Drucker-Prager 모델을 이용하였으므로, 하중 재하 전 초기 응력이 실제 응력 상태와 동일하여야 한다. 따라서 재하 전 시공 단계에 따른 응력 변화를 모델에 포함하여야 한다. 이를 위해 보강재를 포함한 옹벽의 시공과정을 총 7 단계에 걸쳐 모사하였다. 단계별 시공 과정의 모사를 위해 본 연구에서는 준정적(quasi-static) 해석 방법을 이용하였다. 준정적 해석은 충분한 해석 시간을 주어 동적 해석 코드를 통해 정적 해석을 수행하는 방법이며 많은 경계면을 포함한 문제의 정적 해석에 유용한 방법이다.

준정적 해석에서는 동적 영향을 최대한 배제하기 위해 각 단계별 성토 시 해석 시간을 별도의 고유진동수 해석(natural frequency extraction)을 통해 10초로 결정하였으며, 정적 하중 재하 시 각 단계에서 부드러운 하중 재하 곡선 (smooth amplitude curve)을 사용하였다. 또한 정적 문제에 가깝도록 모델링하기 위해 해석 중 kinetic energy가 최소화되도록 mass scaling factor 및 damping factor를 적절히 선택하여 해석을 수행하였다. Mass scaling은 준정적 해석에 필요한 해석 시간을 결과에 영향을 주지 않고 줄이기 위한 기법이며, 본 연구에서는 최소 해석 시간 증분(time increment)이 0.001초가 넘지 않도록 mass scaling factor가 변하도록 설정하였다.

2.4 입력 물성치

해석 대상은 크게 1) 벽체, 2) 보강재, 3) 뒷채움재와 4) 하부지반으로 구성된다. 뒷채움재는 탄소성 모델을 이용하였으며, 뒷채움재를 제외한 대상에 대해서는 선형 탄성 모델을 이용하였다. 각 해석 대상

에 대한 물성치는 적절한 범위에서 대표적인 값을 사용하였으며 표 1에 정리하였다. 또한 표 2에는 해석 대상 간의 경계면 물성치를 정리하였다.

표 1. 해석에 이용된 재료 물성치

해석 대상	대표 재료	입력 물성치	
보강재	고밀도 폴리에틸렌 (HDPE)	탄성계수, E (MPa)	759
		포아송비, ν	0.1
		단면적, A (m^2/m)	0.002
		보강재 강성, J=EA (kN/m)	1,518
		단위중량 γ (kN/m^3)	9.5
		감쇠비, ζ	5%
		Rayleigh 감쇠 계수, α	13.40130
		Rayleigh 감쇠 계수, β	0.000049
벽체	커넥터로 연결된 무근 콘크리트 블록	탄성계수, E (MPa)	24,000
		포아송비, ν	0.15
		단위중량 γ (kN/m^3)	11.6
		감쇠비, ζ	1%
		Rayleigh 감쇠 계수, α	0.022206
		Rayleigh 감쇠 계수, β	0.000036
하부지반	단단한 풍화암 지반	탄성계수, E (MPa)	1,000
		포아송비, ν	0.3
		단위중량 γ (kN/m^3)	19
		감쇠비, ζ	5%
		Rayleigh 감쇠 계수, α	30.80560
		Rayleigh 감쇠 계수, β	0.000050
뒷채움재	잘 다져진 사질토	탄성계수, E (MPa)	60
		포아송비, ν	0.3
		마찰각, ϕ (deg)	30
		점착력, c (kPa)	15
		Dilation angle, ψ (deg)	6
		단위중량 γ (kN/m^3)	19
		감쇠비, ζ	5%
		Rayleigh 감쇠 계수, α	0.369008
		Rayleigh 감쇠 계수, β	0.005081

표 2. 해석에 이용된 경계면 물성치

경계면	경계면 물성치	
보강재 – 뒷채움재	마찰계수 (마찰각)	0.45 (24도)
	최대 전단 저항 응력 (kPa)	–
뒷채움재 – 하부지반	마찰계수 (마찰각)	0.58 (30도)
	최대 전단 저항 응력 (kPa)	–
뒷채움재 – 뒷채움재	마찰계수 (마찰각)	0.58 (30도)
	최대 전단 저항 응력 (kPa)	–
벽체 전면 – 하부지반	마찰계수 (마찰각)	0.36 (25도)
	최대 전단 저항 응력 (kPa)	100
벽체 뒷면 – 뒷채움재	마찰계수 (마찰각)	0.36 (25도)
	최대 전단 저항 응력 (kPa)	100

2.6. 하중 조건

보강토 옹벽의 열차하중에 대한 안정성을 분석하기 위하여 궤도 가속도 계측결과를 활용한 이론적인 접근 방법으로 열차하중을 생성하였다. 열차하중의 시간적 특성을 구하기 위해서는 열차 통과시 철도 연

변에서 관측한 궤도의 가속도 측정 결과(그림 3)를 이용하였다. 열차하중을 구하기 위해서 열차속도는 KTX의 최고 주행속도에 해당하는 300km/hr로 가정하였으며, 차량하중은 보수적인 계산을 위해 LS-22로 결정하여 정적축중을 220kN으로 가정하였다. 따라서 최대 정적윤중은 110kN이며 최소 정적윤중은 0kN이다. 주행윤중(P_d)은 정적윤중(P_s)에 열차속도의 함수인 속도 충격률을 곱하여 구한 값을 사용하였다. 일반적으로 속도에 따른 충격계수는 열차속도를 V라고 하면, 장대레일은 $1+0.3V/100$를 적용한다. 설계속도 300km/hr에 대해서는 충격계수 $0.3V/100$에 대하여 최대값인 0.8을 적용하여 아래의 식(1)과 같이 아래와 같이 주행윤중을 산정하였다.

$$P_d = P_s \times (1+0.3V/100) = 110 \times (1+0.8) = 198 \text{ kN} \quad (1)$$

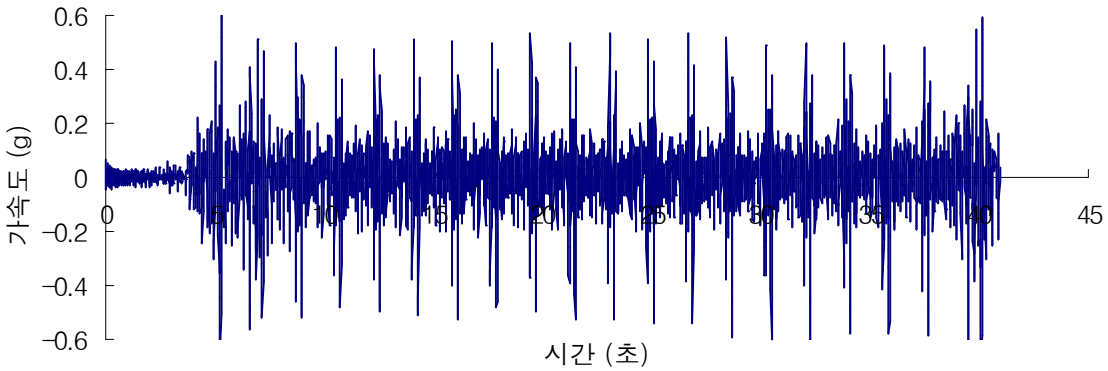

그림 3. 열차 통과시 궤도의 가속도 측정 결과

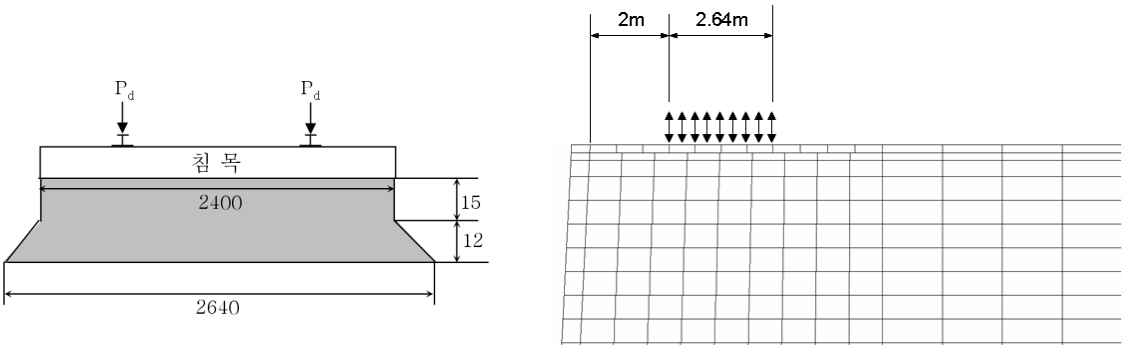

그림 4. 도상을 통한 침목하중분배 분포도 및 하중 작용 위치

열차 하중은 지표면에 집중하중 형태로 직접 재하되는 것이 아니라, 침목 및 노반을 통해 분포 하중 형태로 재하되며, 그림 4에 제시된 것과 같이 도상을 통해 열차하중이 분산되어 벽체로 부터 2m 떨어진 뒷채움 지반에 2.64m의 폭으로 등분포하중이 작용하는 것으로 가정하였다. 평면변형율 조건을 가정하여 구한 등분포하중의 크기는 60kPa로 결정되었다.

3. 해석 결과 및 분석

단계별 성토 및 열차 하중 재하 시 해석 영역에 결과를 분석하였다. 전체적인 해석 시간은 그림 5에 도시한 바와 같으며, 크게 시공과정 모사를 위한 66초간의 준정적 재하 과정, 20초간의 시공 후 준정적 상태 유지 과정, 9.6초간의 진동 열차 하중 재하 과정, 이후 진동하중 후 감쇠 과정으로 구성된다.

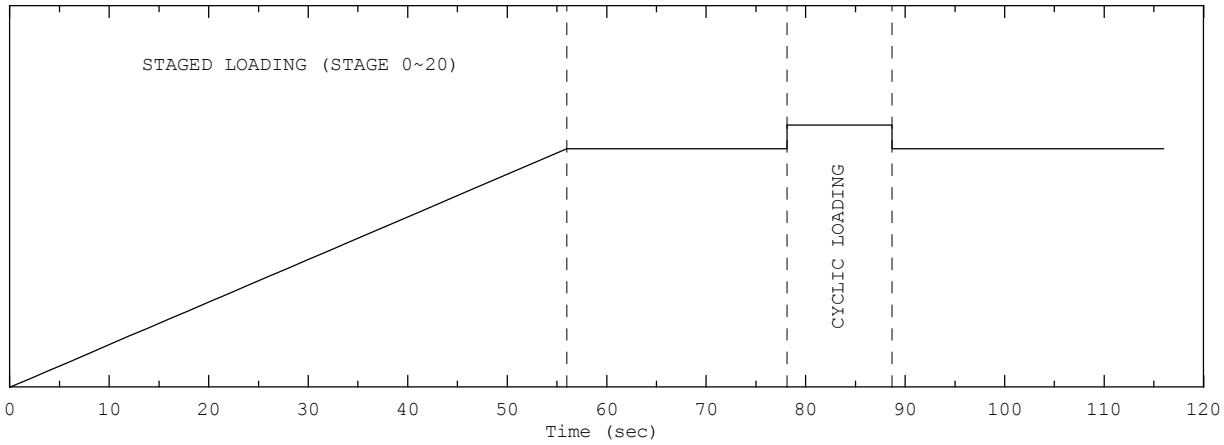

그림 5. 전체 해석 시간 스케일

3.1 벽체 변위

그림 6에서는 단계별 시공 및 열차 하중 재하 시 발생한 벽체 수평 변위를 벽체 높이에 대해 도시하였다. 그림에서 알 수 있듯이, 대부분의 벽체 수평 변위는 단계별 시공 과정 중에 발생하며, 시공이 끝난 후(after construction) 최대 수평 변위는 약 8mm이며 벽체 높이 3.5m에서 발생하였다. 열차 하중 재하에 의해 추가로 발생한 최대 수평변위 증가량은 대략 1mm 이하의 값이다. 그림 6에는 열차 하중 재하에 의해서만 발생한 최대 수평 변위 변화 양상을 보여주고 있다. 열차 하중에 의해 발생한 최대 수평변위는 벽체 높이 4m에서 가장 크게 발생하였으며 발생한 변위는 약 0.6mm이다.

시간에 따른 벽체의 수평 및 연직 변위는 그림 9와 10에 도시하였다. 벽체 변위는 그림 8에 표시한 바와 같이 벽체 전면을 따라 6개의 위치에서 관측하였다. 앞서 설명한 바와 같이 벽체 수평 변위는 시공이 완료 후 최대 8mm정도의 변위가 발생하였다. 그림 9, 10에 도시한 바와 같이 열차 하중 재하 중 발생하는 벽체 수평 변위의 진폭은 1.0mm 이하, 수직 변위의 진폭은 0.1mm 이하의 매우 작은 값으로 나타났다. 열차하중에 의해 발생한 벽체의 수직 및 수평 변위는 열차하중 재하 종료 후에는 대부분 회복되어 잔류변위가 거의 발생하지 않는 것으로 나타났다.

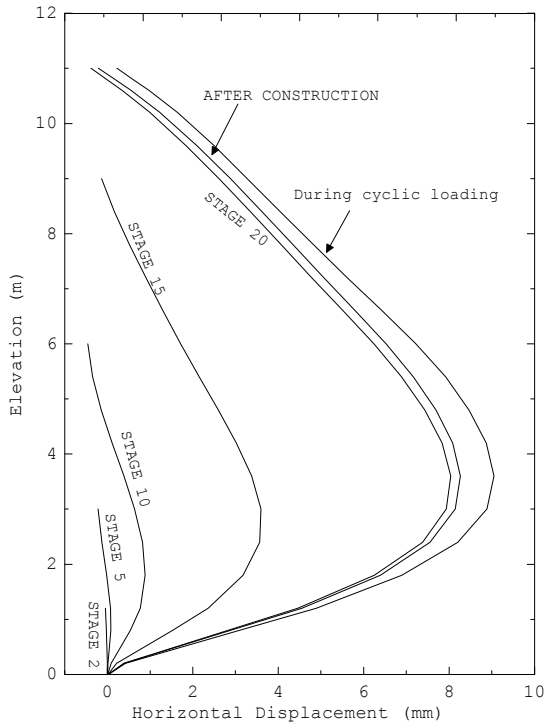

그림 6. 단계별 시공 및 열차 하중 재하 시 벽체 수평 변위

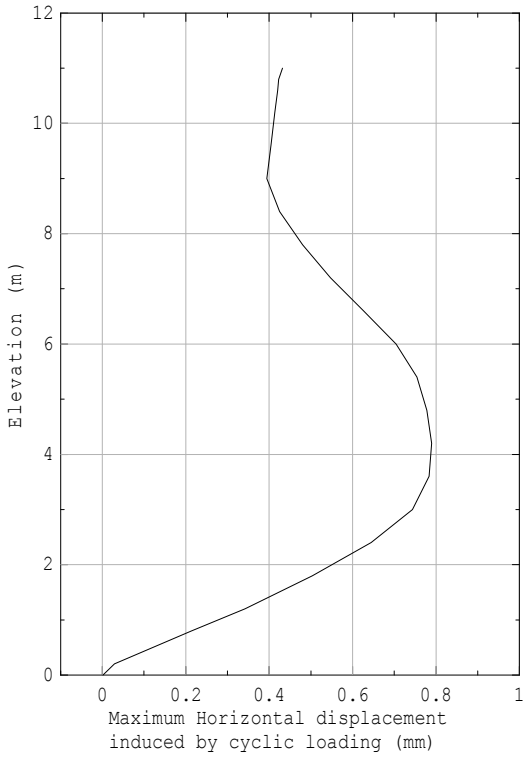

그림 7. 열차하중에 의해 발생한 최대 벽체 수평 변위

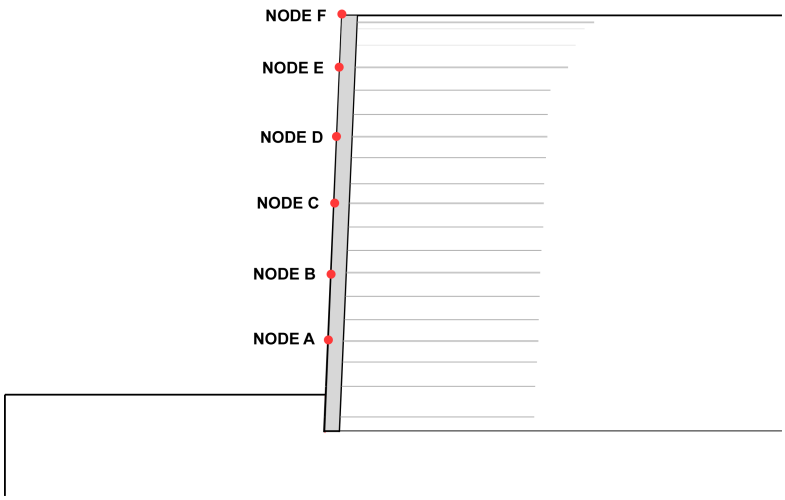

그림 8. 벽체 변위 관측 위치

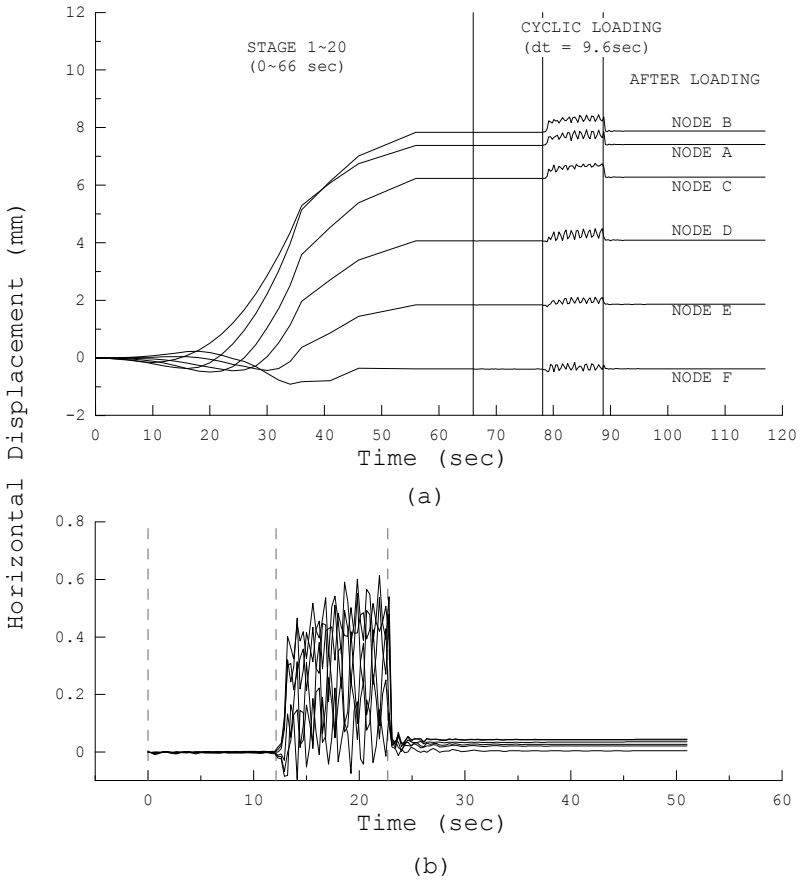

그림 9. 시간에 따른 벽체 수평 변위 변화: (a) 전체; (b) 열차하중 재하 중 (변위 초기화)

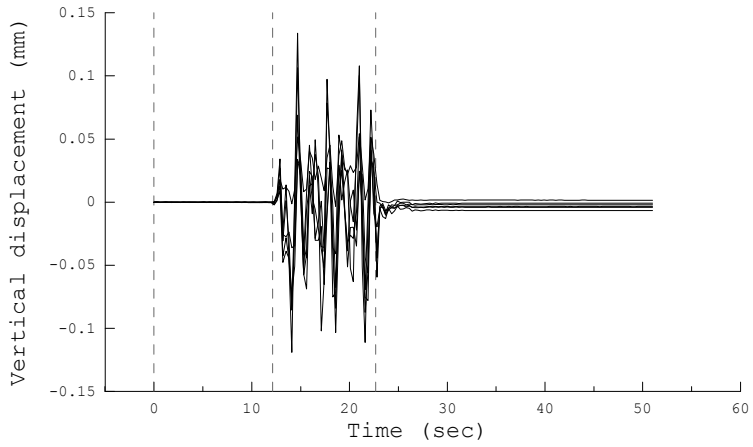

그림 10. 열차하중에 의한 시간에 따른 벽체 연직 변위 변화 (시공 완료 후 변위 초기화)

3.2 뒷채움 지반의 변위

그림 11과 12는 각각 열차 하중에 의해 뒷채움 지반에 발생한 수평 및 수직 변위 분포를 보여주고 있다. 그림에서 알 수 있듯이 뒷채움 지반 최상층에 대부분의 수평 변위가 발생하였으며, 벽체 뒷면에서 발생한 수평 변위는 높이 4~5m 부분에 집중되어 있다. 또한 보강재 사이의 뒷채움 지반에서의 발생 수평 변위는 연속적이지 못하며 보강재와 뒷채움재 사이에 상대변위가 발생하였음을 확인할 수 있다. 그러나 연직 변위의 경우는 보강재 삽입으로 인한 변위 발생의 불연속성을 확인하기 어려우며 연속적으로 변위가 발생하였다.

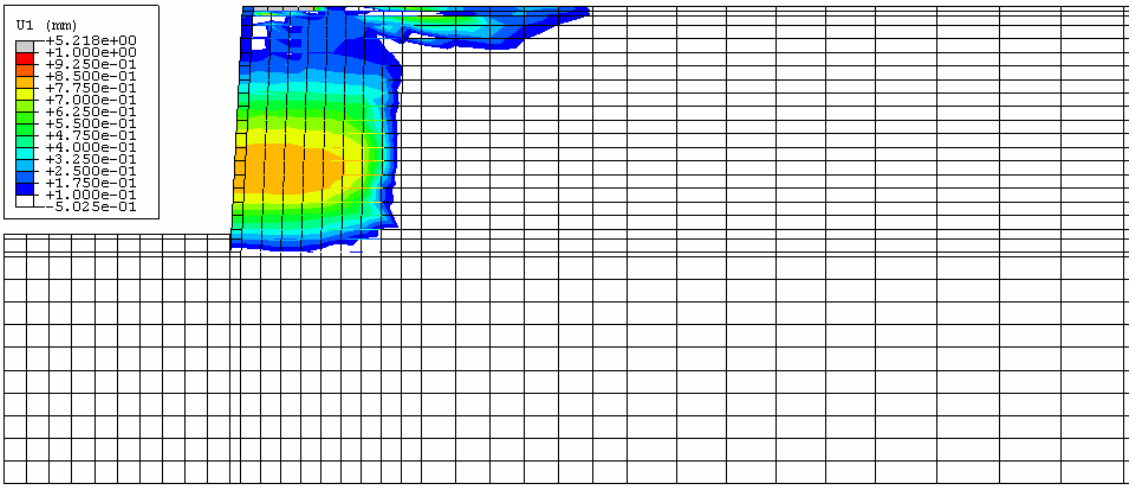

그림 11. 열차 하중에 의해 발생한 뒷채움 지반의 수평 변위분포(mm)

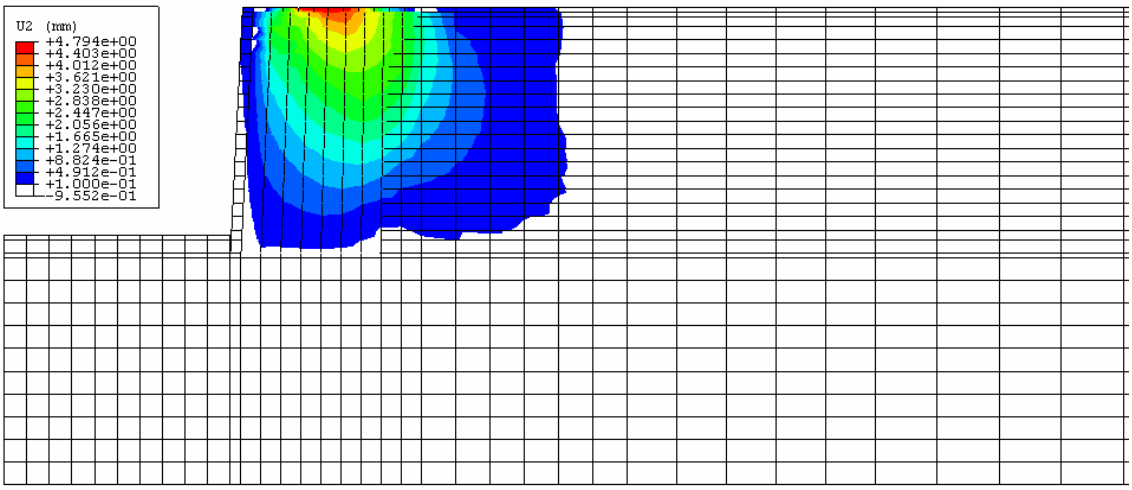

그림 12. 열차 하중에 의해 발생한 뒷채움 지반의 연직 변위분포(mm)

3.3 보강재 축력의 변화

그림 13에는 높이별 6개의 보강재에 대하여 시공완료 후와 열차하중 재하 중, 그리고 재하가 완료된 후의 보강재 길이방향에 따른 축력 변화를 비교하였다. 시공 중 보강재 연결부에서 발생된 최대 인장력은 18kN/m이다. 하지만 보강재에 작용하는 축력은 연결부에서 약 3~4m 떨어진 부분에서 최대 축력이 작용하였으며 최대값은 약 35kN/m이다. 이는 시공 단계 중 연직 방향 뒷채움재 침하에 의해 인장력이 증가했기 때문으로 판단된다. 열차하중 재하 중 보강재 축력 변화량을 살펴보면 상층의 F, E, D 보강재의 축력은 열차 진동 하중 재하 중 최대 2kN/m의 폭으로 축력의 변화가 나타났으나, 다른 부분의 보강재의 경우는 열차 진동 하중의 영향이 거의 나타나지 않았다. 따라서 열차하중 재하 중 보강재의 축력의 변화는 상층 보강재를 제외하고 크지 않으며, 재하가 끝난 후 잔류 축력도 거의 나타나지 않았다. 본 해석 단면에서 유발된 보강재의 최대 인장력은 35kN/m로 적용된 보강재의 장기허용강도 37kN/m보다 작은 값으로 보강재의 안정성에는 문제가 없는 것으로 평가되었다.

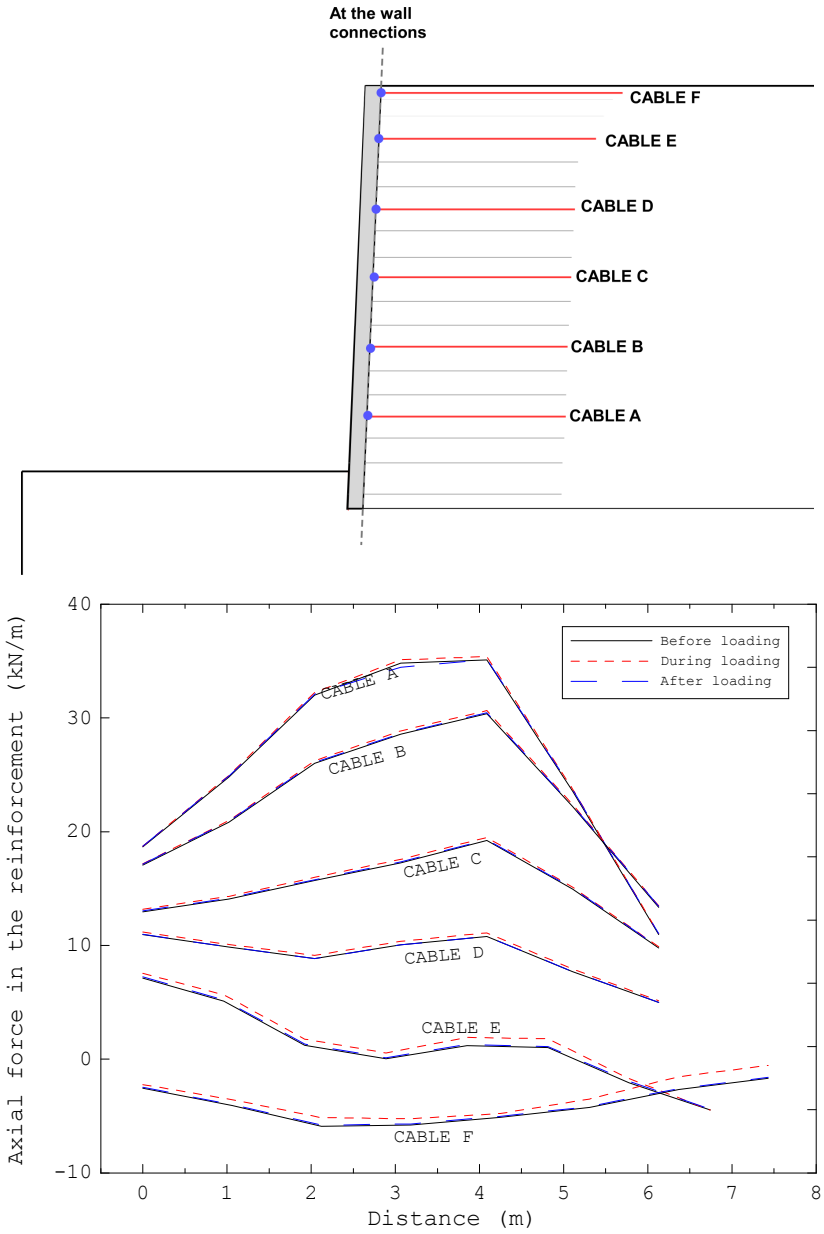

그림 13. 열차하중 재하 전후 보강재 축력 변화

4. 결 론

본 논문에서는 유한요소법을 이용하여 보강토옹벽을 모사하고 열차하중에 의한 동하중과 보강재와 지반사이의 상호작용을 고려한 수치해석 결과를 제시하였다. 또한 해석 결과를 통해 보강토 옹벽의 철도하중에 대한 동적 안정성을 검토하였다. 해석 방법 및 결과를 정리하면 다음과 같다.

(1) 11m 높이의 벽체와 보강재로 구성된 보강토 옹벽에 대한 수치해석을 실시하였다. 보강토 옹벽은 1) 벽체, 2) 보강재, 3) 뒷채움재, 4) 하부지반으로 구성되며 각 해석 요소는 별개로 모델링된 후 각각의 경계면을 처리하였으며, 열차하중 재하 전에 대상 문제의 초기 응력 상태를 설정하기 위해 준정적 해석을 통해 시공 단계에 따른 보강토 옹벽을 구성하였다.
(2) 열차하중은 하중의 크기 및 재하주기, 속도 등을 고려하여 노반 압력 즉 등분포동적 하중으로 환산하여 보강토옹벽 뒷채움 지반 상부면에 재하하였다. 열차하중의 동적 변화는 계측된 궤도 가속도를 이용하였다.
(3) 단계별 시공 및 동적 열차 하중이 재하된 후 벽체 및 뒷채움재에서 발생한 변위를 비교 분석하였다. 벽체 변위는 벽체 높이 중앙 부분에서 가장 큰 변위가 발생하였으며, 시공 과정 중 발생한 최대 수평 변위는 약 8mm이다. 열차 하중 재하에 의해 발생한 벽체의 변위는 1mm 이하의 매우 작은 값이 산정되었으며, 열차하중 재하 종료 후에는 대부분 회복되어 잔류변위가 거의 발생하지 않는 것으로 나타났다.
(5) 열차하중 재하 시 보강재의 인장력 변화를 보강재의 여러 위치에서 관찰하였다. 열차 하중이 가해지는 동안 보강재에 발생한 인장력 변화량은 상부층 보강재에서만 1kN/m 이하로 매우 작게 나타났으며 재하가 끝난 후 잔류 인장력도 발생하지 않았다. 시공단계에서 발생한 인장력을 포함한 총 인장력도 적용된 보강재의 장기허용강도 이하로 나타났다.

열차하중에 의해 발생하는 벽체나 뒷채움 지반에 발생한 변위나, 보강재의 축력 등에 대한 수치해석 결과 분석을 통해 일반적인 설계법을 따라 열차하중을 정적 등분포하중으로 고려하여 설계된 보강토옹벽의 경우는 열차하중에 대한 동적 안정성에는 문제가 없는 것으로 평가되었다. 그러나 본 연구의 수치해석 결과를 정량적으로 활용하기 위해서는, 현장계측, 실물 재하시험 등을 통한 해석 결과의 검증이 반드시 필요하며, 향후 열차하중의 동적 특성을 평면변형률 조건에서 표현하는 방법에 대한 좀 더 심층적인 연구가 필요할 것으로 판단된다.

5. 참고 문헌

1. Bathurst, R.J. and Hatami, K. (1998). "Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall," Geosynthetic international, Vol.5, Nos.1-2, pp. 127-166.
2. Ling, H.I., Cardany, C.P., Sun, L-X. and Hashimoto, H. (2000). "Finite element study of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall with concrete-block facing," Geosynthetic international, Vol.7, No.3, pp.163-188.
3. Rowe, R.K. and Ho, S.K. (1997). "Continuous panel reinforced soil walls on rigid foundations," Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Vol.123, No.10, pp.912-920.
4. Rowe, R. and Skinner, G.D. (2001). "Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation," Geotextiles and Geomembranes, Vol. 19, pp.387-412.
5. 유충식 (2001). "유한요소해석에 의한 블록식 보강토 옹벽의 지진시 응답특성," 한국지반공학회논문집, 제17권 4호, pp.15-25.