

# 보강토 교대 구조물의 하중지지 특성에 관한 3차원 유한요소해석

## 3D Finite Element Analysis on Load Carrying Capacity of Geosynthetic-reinforced Bridge Abutment

유 충 식<sup>1</sup> Yoo, Chung-Sik

### Abstract

This paper presents the results of a three-dimensional finite element analysis on a geosynthetic-reinforced bridge abutment. Examples on the use of mechanically stabilized earth bridge abutment in north America are first presented. A three-dimensional finite element analysis on a 4.8 m high, 14 m wide geosynthetic-reinforced bridge abutment was performed to investigate the 3D behavior of the geosynthetic-reinforced bridge abutment and the load carrying capacity of the bridge abutment in the three-dimensional space. The results are then presented in a way that the three-dimensional behavior of the abutment can be identified in terms of wall displacements and reinforcement forces. It is shown that the wall facing displacements as well as the reinforcement forces in the abutment are smaller than those computed based on a plane strain approximation.

### 요 지

본 논문에서는 보강토 교대 옹벽에 대한 3차원 유한요소해석 내용을 다루었다. 먼저 북미지역에 적용된 보강토 교대옹벽의 적용 사례와 구조에 대해 알아보았다. 해석에 있어서는 높이 4.8m 폭 14m의 제원을 갖는 가상의 보강토 교대를 고려하였으며 이에 대해 3차원 유한요소해석을 실시하여 3차원 거동특성과 하중지지력에 대한 내용을 검토하였으며, 해석 결과는 벽체 변위 및 보강재 유발인장력 등을 토대로 3차원 거동에 대한 검토가 가능하도록 제시하였다. 그 결과 교대 보강토 옹벽의 벽체 변위 및 보강재 유발인장력 등 거동 특성 검토 항목에 있어 설계시 적용하는 2차원 평면변형가정 단면의 결과보다 현저히 작게 검토되어 현 설계기준은 다소 보수적인 결과를 주는 것으로 검토되었다.

**Keywords :** Bridge abutment, Finite element analysis, Geosynthetic reinforced structures

### 1. 서 론

최근 들어 보강토 옹벽 공법은 민간부분에 있어서 기존 콘크리트 옹벽의 대체공법으로서 적용되고 있음은 물론 도로교 및 철도교 건설에 있어서 콘크리트 교대부분을 보강토 구조물로 시공하는 사례가 많이 늘어가고 있다(유충식과 김선빈 2007). 특히 북미지역에서는 그림 1과 2에서와 같이 교량의 상판하중을 보강토 옹벽

상단에 직접 안착시켜 보강토 옹벽 구조물이 상부하중을 지지하도록 하는 일명 보강토 교대공법이 일반화 되고 있는 실정이다. 미국에서는 1974년 띠형 강재를 보강재로 활용하는 보강토(Mechanized Earth Wall, 이하 MSE로 칭함)를 교대시공에 최초로 적용하였으며 그 이후 적용사례가 증가하고 있는 추세이다. 이후 1990년대 후반에 들어 지오그리드를 보강재로 활용하는 지오그리드 보강토 옹벽을 교대시공에 적용하는 시도가 있

<sup>1</sup> 정회원, 성균관대학교 사회환경시스템공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Envir. Engrg., Sungkyunkwan Univ., csyoo@skku.edu)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

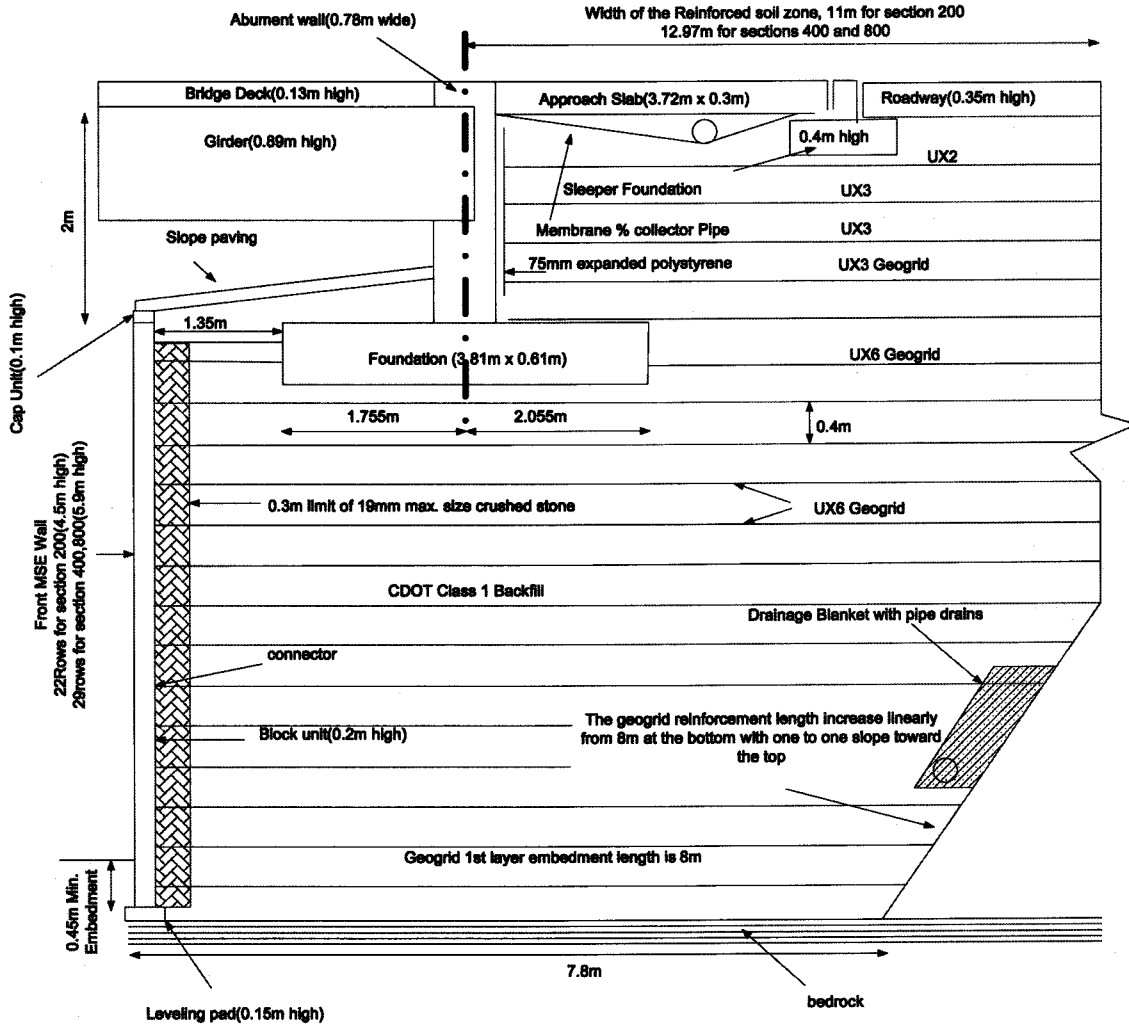


그림 1. 교대부 보강토 옹벽 단면도 예시 1(보강재: 지오그리드)

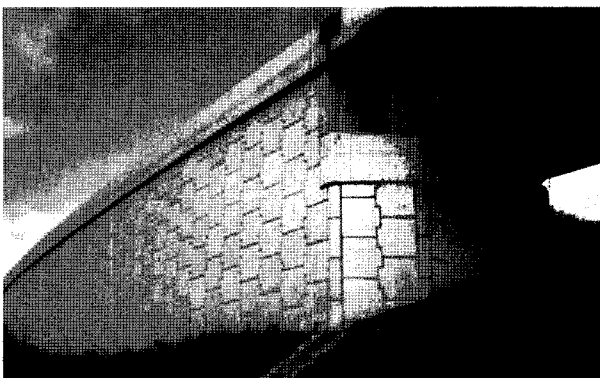


그림 2. 교대부 보강토 옹벽 적용사례 예시 2(보강재: Steel strip)

은 이후 그 적용사례가 늘고 있다.

이러한 보강토 구조물을 일반 민간분야에 뿐만 아니라 도로교나 철도교 등의 교량분야에 적용하기 위해서는 보강토 구조물이 뒤편흠에 의한 토압뿐만 아니라 상판의 사하중과 교통하중을 지지하는 하중지지 구조물로서의 기능을 하여야 하므로 설계 및 시공시에는 일반 보강

토 구조물에 비해 엄격한 사용성 요구조건(serviceability requirement)을 만족하도록 하여야 한다.

본 연구에서는 보강토 교대의 도로교 분야에의 적용성 검토를 위한 거동 특성 고찰을 위해 실제 설계/시공된 보강토 교대 구조물을 대상으로 3차원 유한요소해석을 수행하고 그 결과를 토대로 3차원 거동 특성을 고찰하였다. 본 논문에서는 먼저 보강토 교대의 정의 및 북미지역의 적용 사례를 기술하였으며 해석 결과를 토대로 보강토 교대의 하중 지지 메카니즘을 고찰하였다.

## 2. 보강토 교대

### 2.1 보강토 교대의 종류

보강토 교대는 그림 3에서와 같이 일반 보강토 교대(그림 3(a))와 복합보강토 교대(그림 3(b))로 구분된다. 일반 보강토 교대는 그림 3(a)에서와 같이 상판하중을

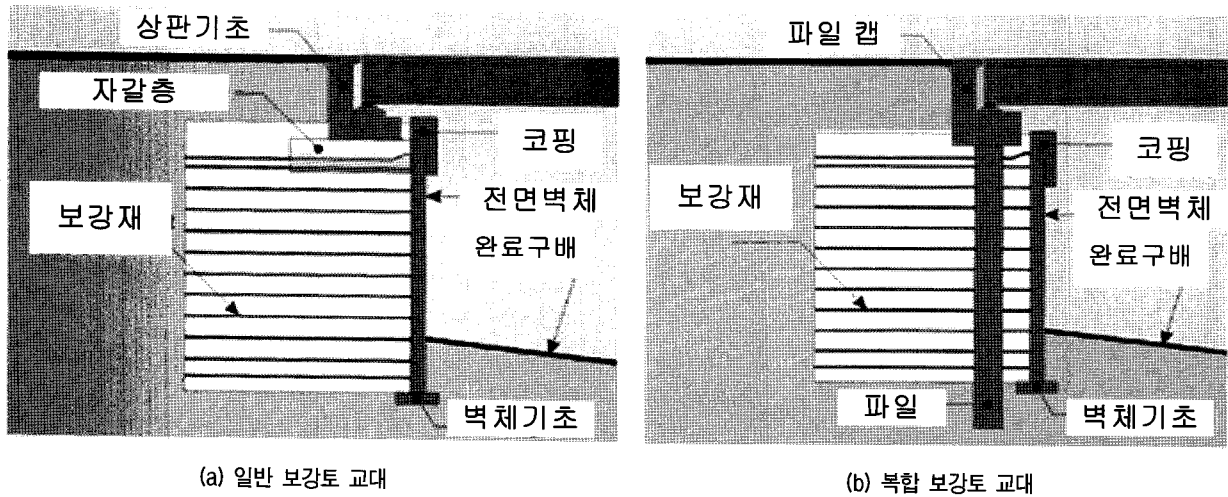


그림 3. 보강토 교대의 종류

지지하는 상판기초가 보강토체 상부에 직접 안착되는 형태로 시공되며 복합 보강토 옹벽은 상판기초가 추가로 설치된 파일에 지지되도록 시공되는 구조로 되어있다. 일반 보강토 교대 시공시에는 보강토 뒤채움층의 응력집중을 방지하기 위해 상판기초의 중심이 교대 옹벽 전면벽 후방에서 약 1m 이상 이격되어야 하며 상판기초 접지압이 200kPa를 초과하지 않도록 규정하고 있다. 따라서 보강토 옹벽의 설계시에는 상판기초의 재하하중을 고려하여 보강재 설치 조건을 결정하여야 한다. 한편, 복합 보강토 교대는 일반 보강토 교대와는 다르게 상판기초가 보강토의 보강영역 내부에 설치된 파일에 의해 지지되는 개념이므로 교대 옹벽은 일반 보강토 옹벽과 동일한 개념으로 설계된다.

보강토 교대 적용 초기에는 비신장성(inextensible) 보강재인 강재 띠 보강재를 사용하는 MSE 보강토 옹벽이 주로 사용되었으나 1990년대 후반 들어 지오그리드와 같은 신장성(extensible) 보강재를 적용하는 사례도 많이 보고되고 있다(Wu et al. 2001). 보강토 교대의 구조적 특성상 그동안의 시공사례에 의하면 보강토 교대는 1m 정도의 침하에도 구조적 문제가 발생하지 않은 것으로 보고되고 있으며 1%의 부등 침하에도 전면벽체에 균열 등 구조적 손상이 발생하지 않는 것으로 보고되는 등 침하에 매우 우수한 성능을 발휘 한다. 이는 연약지반위에 일반 콘크리트 구조물 형태의 교대를 파일지지 구조로 시공할 경우 시공 후 발생하는 부 주변마찰력으로 인해 파일에 과하중이 작용하는 문제가 있는데 보강토 교대를 사용할 경우 이러한 문제점을 해결할 수 있다는 장점이 있다.

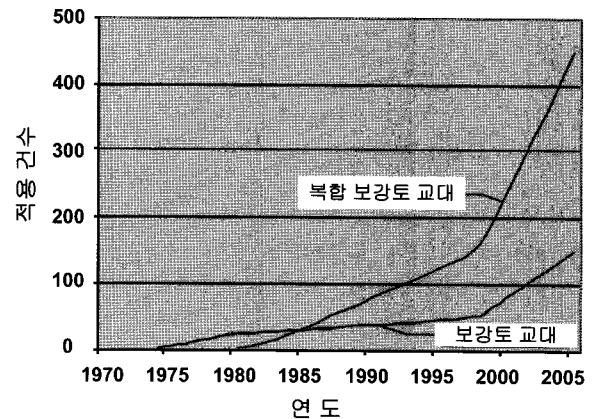


그림 4. 북미 지역 보강토 교대 적용 통계(After Anderson 2005)

최근 들어 미국에서는 교량 상판의 신축이음장치를 제거하고 상부 주형을 교대에 매입하여 일체화 시킨 일체식 교대(integral abutment) 형식의 교량에도 보강토 교대를 적용하는 사례가 증가하고 있다. 즉, 일반형식의 교량에 있어 조인트나 베어링 등의 신축이음장치의 보수비용이 상당히 드는 관계로 이러한 일체식 교대의 적용이 늘어나고 있는데 이때 보강토 교대를 적용할 수 있으며 추가 고려사항은 계절적 온도변화로 발생하는 상판의 수평변위를 보강토가 제어할 수 있도록 설계/시공되어야 한다. 그림 4는 미국의 보강토 교대 적용 통계 자료를 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 1990년대 이후에 일반 보강토 교대 및 복합 보강토 교대 모두 그 적용 사례가 현저히 증가하고 있으며 특히 복합 보강토 교대의 적용이 현저히 증가하는 경향을 보여주고 있다. 즉, 2005년을 기준으로 매년 600여개 이상의 보강토 교대가 시공되는 것으로 보고되고 있는데 이러한 적용성 확대

는 기존의 콘크리트 구조물 형식의 교대에 비해 월등한 경제성뿐만 아니라 지반의 열악할 경우 보강토 교대를 적용함에 따라 파일 시공의 필요성을 제거함에 따른 우수한 시공성에 기인한다고 할 수 있다.

## 2.2 보강토 교대의 설계

북미에서는 보강토 교대는 1996년 AASHTO 표준 시방서(AASHTO 1996)의 5장과 7장에 기술되어 있는 복합중력체 설계법(coherent gravity design method)에 근거하여 설계된다. 이 설계법은 Terre Armee Internationale 社가 모형 및 실대형 실험, 그리고 수치해석에 근거하여 개발하였다(Terre Armee Internationale 1989; Bastic 1985a, b, c). 한편, 북미에서는 AASHTO Interim 1997 시방서에 기술된 간편법은 보강토 교대와 같이 외부하중이 작용하는 조건에 대한 고려가 미흡하므로 이의 적용을 금지하고 있다.

북미에서 적용되는 공공분야 설계기준인 미국 연방도로협회(Federal Highway Association) 설계기준 FHWA-NHI-00-043 (FHWA 2001)에서는 MSE 교대 보강토 적용시 다음과 같은 조건을 만족시킬 것을 요구하고 있다.

(1) 교대 또는 교각간 허용각변위(tolerable angular distortion)

는 0.005(단순지간교) 또는 0.004(연속지간교)이하 이어야 한다.

- (2) 상판기초의 중심은 전면옹벽 전면부로부터 0.9m 이상 이격되어야 한다.
- (3) 전면옹벽의 배면과 상판기초 전면과는 150mm이상의 이격거리를 확보하여야 한다.
- (4) 상판기초에 의해 보강토 교대에 작용하는 하중은 200kPa 이하이어야 한다.
- (5) 각 보강재와 전면벽의 연결강도는 최대 유발인장력 이상이어야 한다.
- (6) 전면벽에 적용되는 보강팬턴(길이 및 밀도)은 날개 벽에 0.5H 이상 적용되어야 한다(H=옹벽의 높이)

최근에 들어서는 2004년 발간된 AASHTO LRFD 교량 설계 시방서(AASHTO 2004)에 LRFD 설계 개념에 근거한 보강토 교대의 설계법이 소개된 바 있으나 현재까지 LRFD에 근거한 설계 사례가 그다지 많지 않은 실정이다. 이는 LRFD 적용시 필요한 적용하중 및 저항계수에 관한 추가적인 연구가 미흡하기 때문이며 따라서 이 부분에 대한 종합적인 연구가 필요한 실정이다.

## 3. 매개변수 연구

### 3.1 교대 옹벽 조건

본 연구에서는 그림 5와 같은 교대 구조물을 대상으로 하였다. 보이는 바와 같이 좌·우측 교대간 거리가 48m이고 여섯 개의 프리스트레스 콘크리트 거터를 지지하도록 되어 있다. 상판하중은 폭 13m 너비 2m의 상판기초에 의해 지지되며 상판기초는 보강토 교대 상부에 전면벽체 후면에서 0.5m 이격하여 위치한다.

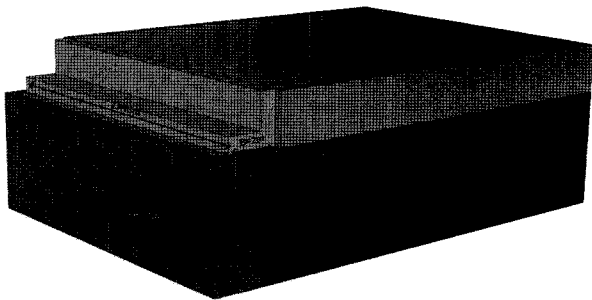
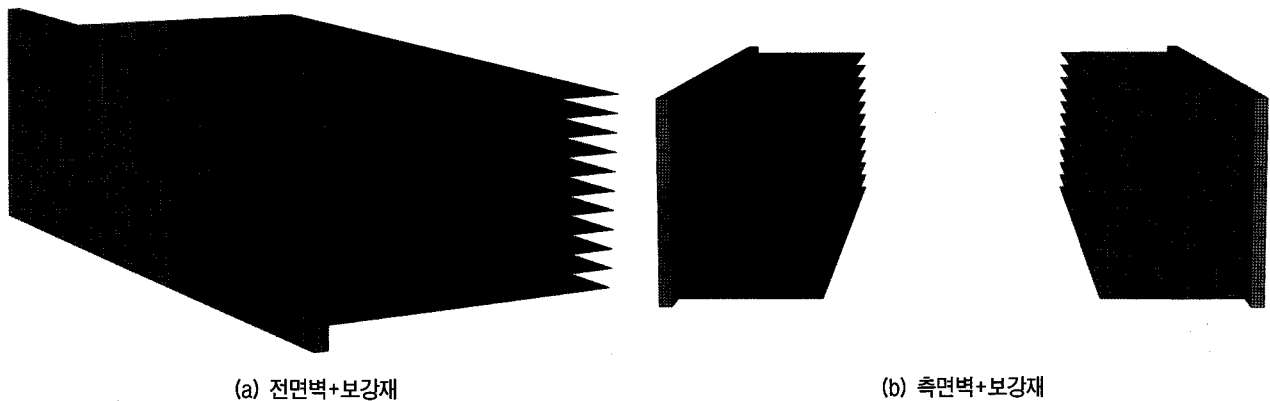


그림 5. 검토 대상 보강토 교대 개요도



(a) 전면벽+보강재

(b) 측면벽+보강재

그림 6. 보강토 교대 보강재 설치 조건(기본조건)

상판기초를 지지하는 보강토 교대는 축강성  $J=1000$   $kN/m$ 의 지오그리드가 전면벽과 측면벽에 연직간격 0.4m로 포설되는 경우를 고려하였다(그림 6). 매개변수 연구에 있어서 기본조건으로 전면벽체에 포설되는 보강재의 길이( $L_{FW}$ )는 옹벽높이의 1.0배인  $L_{FW}=4.8m$ 를 적용하였으며 측면 날개벽체에 포설되는 보강재의 길이( $L_{SW}$ )는 옹벽높이의 0.7배인  $L_{SW}=3.5m$ 를 적용하였다. 그림 6은 전면벽체와 측면벽체에 포설되는 보강재 설치조건을 보여주고 있다.

### 3.2 하중조건

보강토 교대의 상부에 위치하는 상판기초에 작용하는 하중은 실제 설계조건을 고려하여 프리스트레스 거더 및 상판의 사하중 그리고 교통하중을 고려하여 산정하였다. 즉, 상판기초에 작용하는 하중은 여섯 개의 프리스트레스 거더와 400mm 철근콘크리트 상판의 자중, 그리고 가장 불리한 교통하중 조건을 고려하여 약 7000kN으로 산정되었다. 이러한 하중은 FHWA에서 규정하고 있는 허용 기초압 200kPa를 초과하는 수치이나 허용 기초압 초과에 따른 거동 특성 검토가 가능하도록 본 하중을 사용하중으로 간주하였다.

### 3.3 3차원 유한요소해석 모델링

본 연구에서는 구조분야 및 지반분야에 있어 효율성이 검증된 범용 유한요소해석 프로그램 Abaqus 6.7(Abaqus

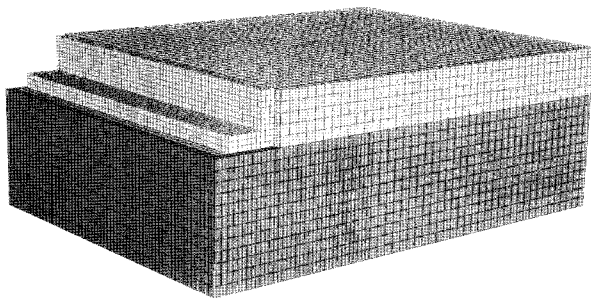


그림 7. 3차원 유한요소해석 모델

2007)을 사용하였다. Abaqus는 지반 및 구조부재의 모델링이 가능한 다양한 종류의 요소 형태를 제공하고 지반의 비선형 탄소성 거동을 효율적으로 모사할 수 있는 알고리즘을 제공함과 아울러 보강토 성토 문제의 모델링에 필수적인 요소의 제거 및 추가 기능을 제공한다.

그림 7과 8은 3차원 유한요소해석 모델을 보여주고 있다. 해석 모델링에서 뒤채움 및 블록벽체, 그리고 상판기초는 가감적분 3차원 8절점 고체요소(C3D8R)를 이용하여 이산화 하였으며 보강재는 3차원 멤브레인요소(M3D4)를 이용하여 모델링하였다. 수평경계는 벽체 전면에서 20m(4.2H) 지점에 설치하여 인위적인 경계조건이 해석 결과에 영향을 미치지 않도록 하였으며 옹벽 하단 바닥부는 힌지를 설치하여 고정하였다.

보강토 교대의 구성요소에 대한 재료 모델링에 있어 뒤채움흙은 비관련 흐름법칙(non-associated flow rule)을 따르는 Mohr-Coulomb 탄소성 재료로 모델링하였으며 벽체 및 보강재, 상판기초는 탄성재료로 간주하였다. 표 1은 해석에 적용된 각 구성요소의 역학적 특성치를 정리하고 있는데 여기서 적용한 역학적 특성은 국내 토목섬유 보강토 옹벽의 설계/해석시 적용하는 대표적 수치를 나타낸다.

### 3.4 시공과정의 모델링

“전면블록설치 ⇒ 뒤채움 ⇒ 보강재 포설”의 일련의 과정으로 시공되는 보강토 구조물의 시공과정을 해석 모델링에서 동일하게 반영하였으며 시공완료 후 상판기

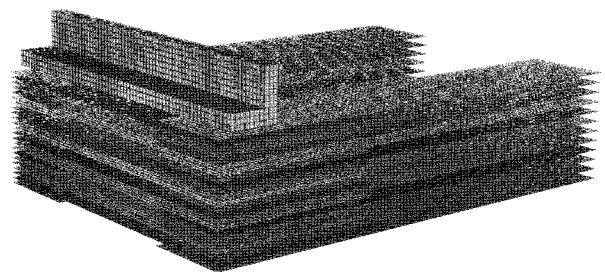
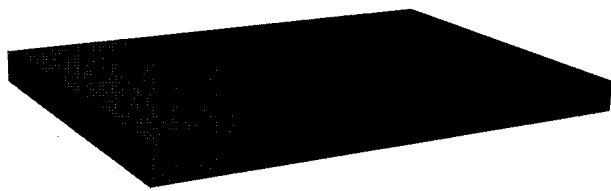


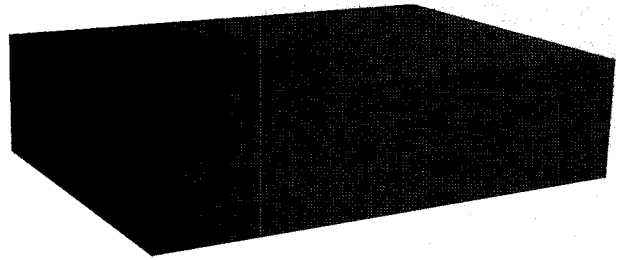
그림 8. 3차원 유한요소해석 모델(상판기초 및 보강재)

표 1. 해석에 적용된 보강토 교대 구성요소의 역학적 특성

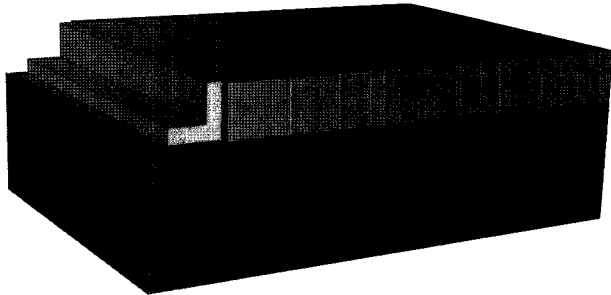
구 분	내부 마찰각 $\phi(^{\circ})$	팽창각 $\psi(^{\circ})$	점착력 (kPa)	탄성계수 (kPa)	포아송비 $\nu$	단위중량 $\gamma_t(kN/m^3)$
뒤채움흙	32.0	5.0	5.0	20000	0.3	18
기초 콘크리트	-	-	-	20,000,000	0.2	23
벽체 블록	-	-	-	1,000,000	0.25	23
보강재	$J=1000 kN/m$					



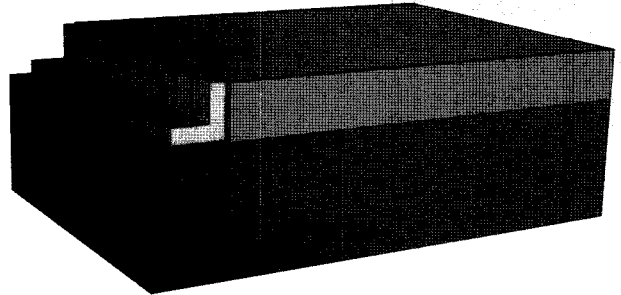
(a) Step 1: 단계별 뒤채움 + 보강재 포설



(b) Step 2: 교대 보강토 옹벽 완료



(c) Step 3: 상판기초 및 상부접근 성토부 완료



(c) 상판하중 작용

그림 9. 시공과정 모델링

초 설치 및 상부 성토구간 시공이 완료된 후 앞서 기술한 사용하중이 작용하는 것으로 모델링하였다(그림 9).

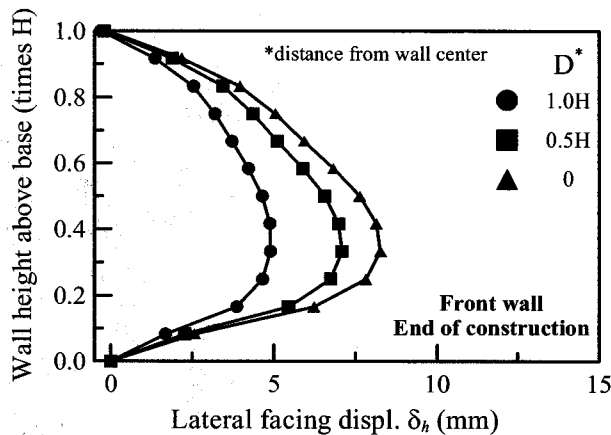
#### 4. 결과 분석 및 고찰

##### 4.1 벽체 변위

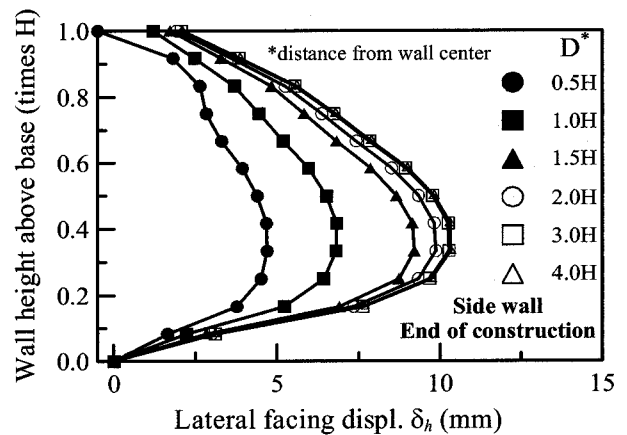
그림 10은 시공완료시 전면벽체와 측면벽체의 위치별 수평변위 발생 경향을 나타내고 있다. 측면벽체의 경우 벽체 중앙으로 부터의 거리별로 수평변위를 나타내었으며 측면벽체의 경우 전면벽체로 부터의 거리를 기

준으로 수평변위를 나타내었다.

먼저 전면벽체의 경우 벽체 중앙부에서는 그림 10(a)와 같이 약 8mm 정도의 최대 수평변위( $\delta_{h,max}$ )가 벽체하단부 1/3지점에서 발생하는 일반적인 경향을 보이며 중심으로부터 0.5H, 1.0H 이격된 지점에서 각각  $\delta_{h,max} = 7mm$  및 5mm 정도가 발생하는 것으로 분석되었다. 이러한 수치는 같은 높이의 동일한 보강패턴을 갖는 옹벽의 최대 수평변위가 약 10mm 것을 감안 할 때, 전면벽체의 폭이 14m에 육박하더라도 측면벽체의 구속효과로 인해 벽체 중앙부에서의 최대 수평변위가 평면변형상태에 도달하지 못함을 의미한다. 한편, 측면벽체 또한 전면벽

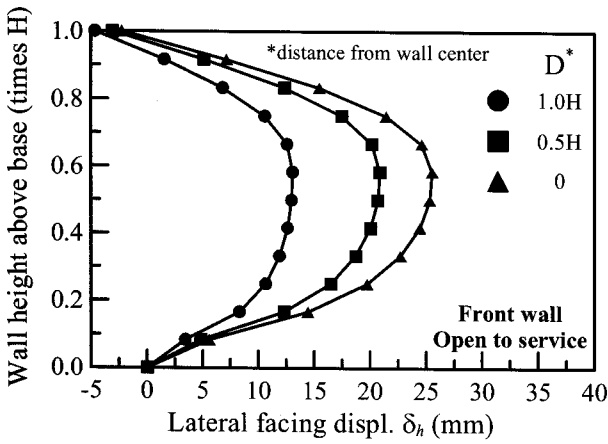


(a) 전면벽체

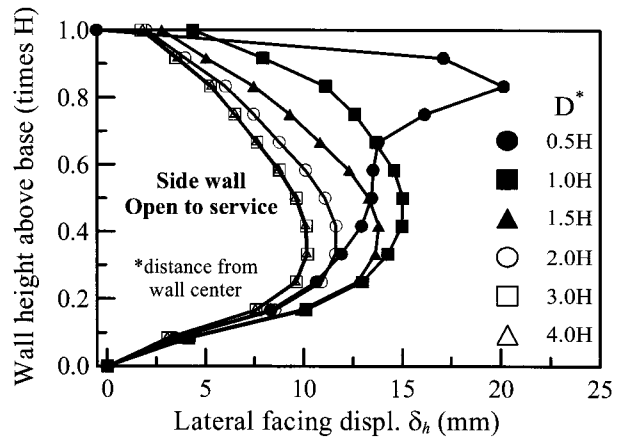


(b) 날개벽체

그림 10. 전면벽체와 날개벽체 수평변위 발생경향(시공완료)



(a) 전면벽체



(b) 측면벽체

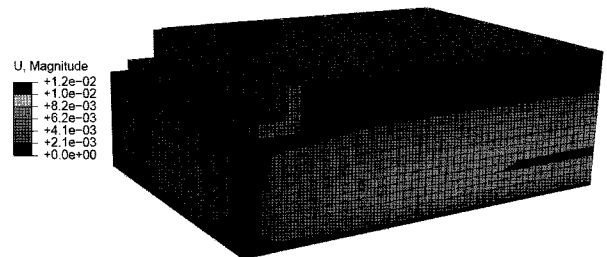
그림 11. 전면벽체와 날개벽체 수평변위 발생경향(상판하중재하)

체의 구속효과로 인해 전면벽체로부터 2.0H 이내의 단면에서는 평면변형상태의 수평변위에 현저히 못 미치는 경향을 보여주고 있다. 이러한 경향은  $\pi$ -자 형태로 시공되는 보강토 교대의 수평변위는 전면벽체와 측면벽체의 서로간의 구속효과로 인해 동일한 높이 및 보강패턴을 갖는 평면변형상태의 수평변위에 못 미치는 수평변위가 발생함을 의미하는 것으로서 설계시 이를 반영한 보강패턴 설정이 필요한 것으로 나타났다.

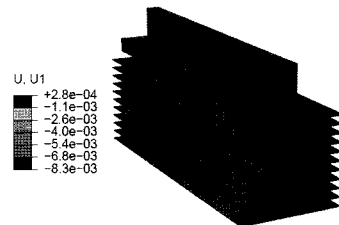
한편, 그림 11은 보강토 교대의 시공완료 후 상판기초 하중이 작용되는 운영중 벽체 수평변위 발생경향을 보여주고 있다. 그림 11(a)에 제시되어 있는 전면벽체의 경우 최대수평변위는 벽체 중앙부에서 약 25mm가 발생하는 것으로 나타났으며 중앙부로부터 0.5H, 1.0H이격됨에 따라 수평변위가 감소하여 0.5H 이격된 단면에서는 약 10mm 정도가 발생하는 경향을 보이고 있어 측면벽체 구속효과로 인해 위치별 수평변위가 상당한 차이를 보이는 것으로 나타났다. 측면벽체의 경우 그림 11(b)에서와 같이 역시 전면벽체의 구속효과로 인해 전면벽체로부터의 이격거리에 따라 수평변위 크기가 달라지는 경향을 보이고 있다. 즉, 전반적으로 상판기초 인접단면에서 수평변위가 크게 발생하는 것으로 나타나 최대 수평변위가 발생하는 단면은  $D^* = 0.5H$ 로서 최대 20mm가 벽체 상부로부터 0.2H 지점에서 발생하는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 이후 제시된 보강재 유발인장력 발생경향에서도 관찰되었으며 측면벽체의 경우 벽체 상단부 보강이 매우 중요한 것으로 나타났다. 한편, 전면벽체로부터 2.0H 이상 지점에서는 이격거리가 증가하여도 수평변위가 거의 동일하게 나타나고 있어 평면변형률 상태에 도달한 것으로 분석되었으며 따라서 접근

로 지지부 옹벽 설계시 전면벽체로부터 2.0H이내 범위를 상판하중의 영향영역으로 간주할 수 있을 것으로 판단되며 그 밖의 영역은 상판하중의 영향이 미치지 않는 영역으로 간주하여도 무방할 것으로 판단된다.

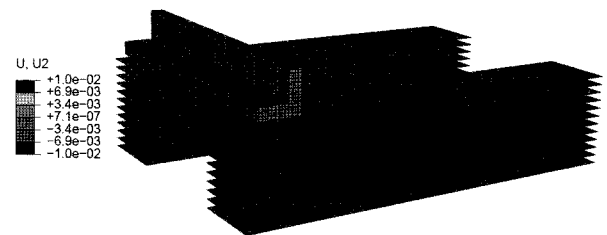
그림 12와 13은 상판기초 및 성토부 시공 및 사용하중 작용으로 인한 변위 증가량을 칸투어 형식으로 보여



(a) 전체구간



(b) 전면보강재



(c) 측면보강재

그림 12. 변위 발생경향 - 시공완료(단위 m)

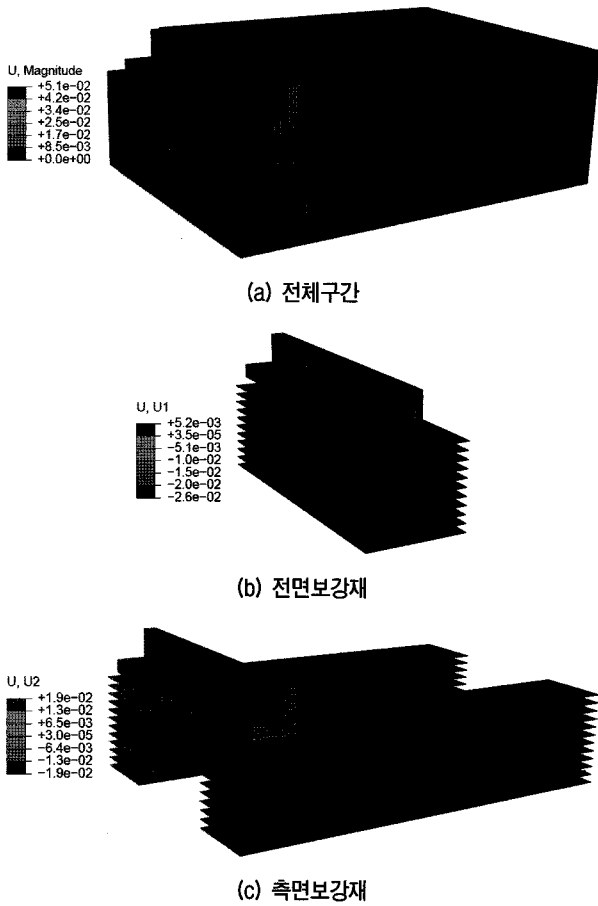


그림 13. 변위 발생경향 - 상판하중 재하(단위 m)

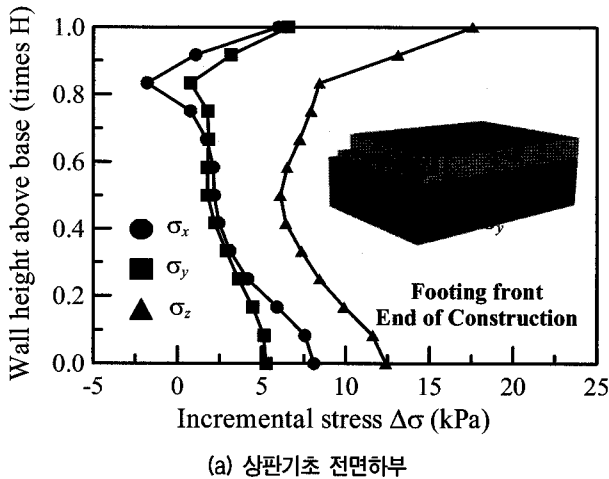
주고 있다. 먼저 상판기초 및 성토부 시공으로 인한 변위를 나타내는 그림 12에서는 앞절의 각 단면에 대한 수평변위 그래프에서 관찰한 바와 같이 전면벽체의 최대수평변위는 측면벽체의 최대 수평변위에 비해 약 20% 정도 작게 발생하는 경향을 보이고 있는데 이는 3차원 효과 및 측면벽체 보강재의 중첩효과에 기인하는

것으로 판단되며 따라서 보강토 교대를 2차원 모델로 환산하여 해석할 경우 전면벽체의 전반적인 거동을 과대평가할 수 있음을 보여주는 결과라고 하겠다. 한편, 전면벽체로부터 약 3.0H이상 구간에서는 수평변위가 거의 일정하게 되는 경향을 보여주고 있어 앞서 기술한 내용을 잘 뒷받침하고 있다.

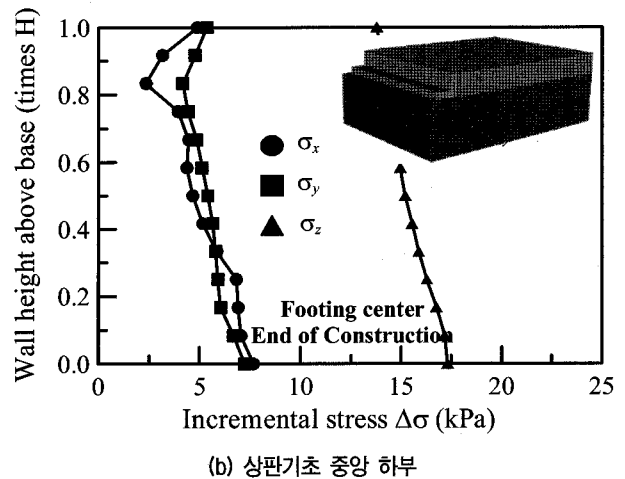
한편 사용하중( $Q=7000\text{ kN}$ ) 작용 후 변위 증가를 나타내고 있는 그림 13에서는 상판설치 및 교통하중 작용시 상판기초가 전면벽체 방향을 약 50mm 정도의 침하가 발생하는 것으로 검토되었으며 측면벽체에서는 추가적인 수평변위가 발생하지 않았으나 전면벽체의 수평변위가 약 26mm 정도로 증가하는 경향을 보이고 있다. 이러한 경향은 해석대상 보강토 교대에 적용된 보강재 포설 조건이 상판기초 재하하중 지지에 다소 비효율적임을 의미하는 것으로 옹벽 상단에 추가적인 보강재 포설이 필요함을 나타낸다고 하겠다. 또한 사용하중 재하로 인해 측면보강재 변위 증가 구간이 전면벽체로부터 약 2.0H에 국한되는 경향을 보이고 있으며 따라서 사용하중 영향 영역은 전면벽체에서부터 약 2.0H 이내의 구간으로 간주 할 수 있을 것으로 판단된다.

#### 4.2 벽체 작용 토압 및 보강재 유발인장력

그림 14는 상판기초 및 성토부 시공으로 인해 발생하는 교대옹벽내 응력 증가경향을 상판기초 전면과 중앙부 단면에 대해 보여주고 있다. 상판기초 전면하부에서의 지반내 응력증가를 보여주고 있는 그림 14(a)를 관찰하면 연직응력의 증가량이 수평응력의 증가량에 비해 약 두 배 정도로 크게 발생하는 것으로 나타났으며 전반



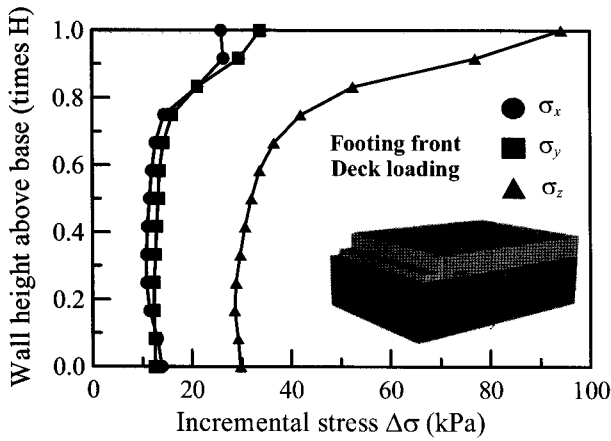
(a) 상판기초 전면하부



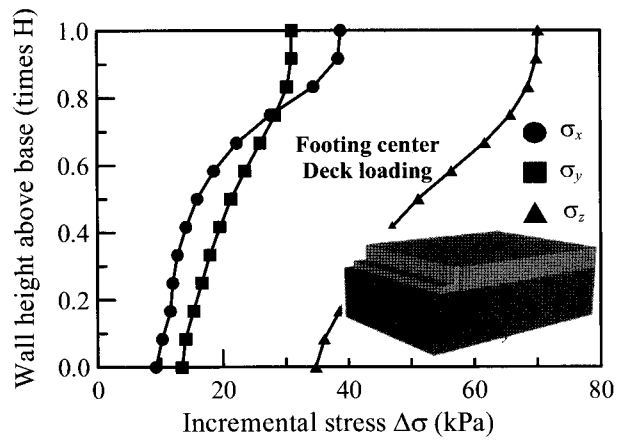
(b) 상판기초 중앙 하부

그림 14. 상판기초 전면하부 및 중앙하부 응력 증가(시공완료)





(a) 상판기초 전면하부



(b) 상판기초 중앙하부

그림 15. 상판기초 전면하부 및 중앙하부 응력 증가(상판하중 재하)

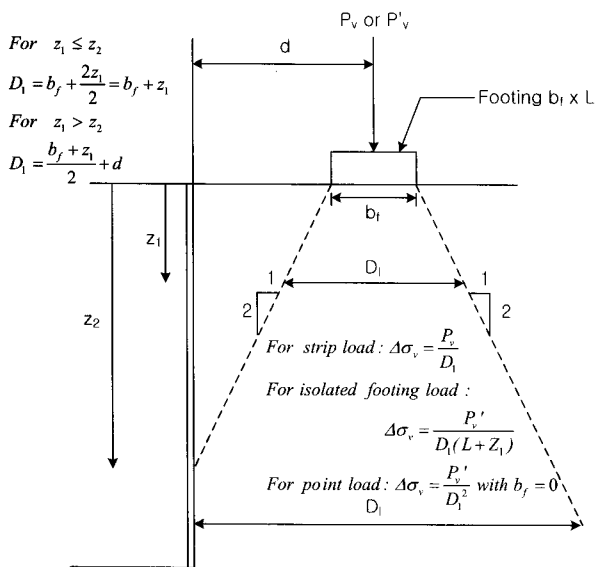


그림 16. 상재하중 처리 기준(FHWA 2001)

적으로 응벽 최상단에서 가장 큰 증가(약  $\Delta\sigma_z = 17kPa$ )를 보이는 것으로 나타났다. 반면 상판기초 중앙하부 단면에서는 그림 14(b)에서와 같이 전반적으로 선형적으로 증가하는 경향을 보이며 최대 증가량은 응벽 최하단에서  $\Delta\sigma_z = 17kPa$  정도가 발생하는 것으로 나타났다.

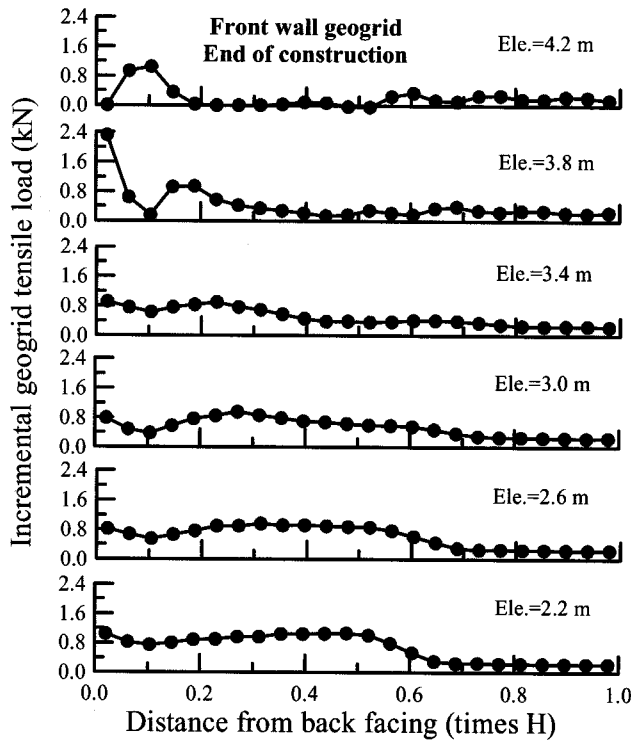
상판하중 작용으로 인한 교대응벽 중앙 단면내 응력 증가 경향이 그림 15에 제시되어 있다. 보이는 바와 같이 상판하중 작용으로 인해 연직응력의 증가가 가장 크게 발생하였으며 수평응력은 방향에 관계없이 연직응력의 약 30~40%정도로 나타나 교대보강토 응벽 설계 시 수평토압계수는 약 0.3~0.4를 적용할 수 있는 것으로 분석되었다. 한편, 시공완료시와 동일하게 상판기초 전면부에서의 응력증가가 상판기초 중앙부에서의 응력 증가보다 크게 발생하는 것으로 나타났으며 그림 15(a)

와 15(b)에서 관찰할 수 있는 바와 같이 벽체 상단부에서 하부 0.3H 구간의 영역에서 응력증가가 현저한 것으로 나타났다. 한편, 이러한 응력증가 패턴은 그림 16에서와 같이 현재 FHWA 설계기준(FHWA 2001)에서 채택하고 있는 2:1법에 근거한 연직응력 증가 산정 기준과 정성적으로 잘 일치하는 것으로 나타났다.

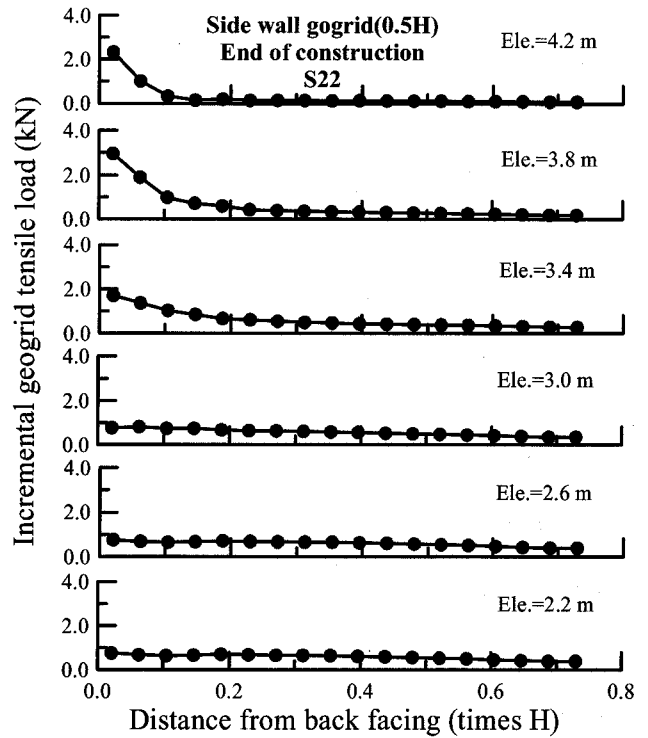
그림 17은 상판기초 및 상부 성토부 시공으로 인한 보강재 유발인장력 증가 경향을 벽체 전 높이에 대해 보여주고 있다. 먼저 전면벽체에 포설된 보강재의 경우 최대 유발인장력 증가는 약 2.4kN 정도가 벽체 최대수평변위가 발생하는 지점에서 발생하는 것으로 나타났다. 한편 측면벽체의 경우 전면벽체에서 0.5H 이격된 단면에 대한 검토결과 최대 3kN가 증가하는 것으로 나타났으며 전반적으로 최대 유발인장력은 벽체와 보강재의 연결부에서 발생하는 것으로 나타나 교대 보강토 응벽 시공시에는 벽체와 보강재의 연결부에서의 품질관리가 매우 중요한 것으로 나타났다.

상판하중 재하로 인한 보강재 유발인장력 증가 경향이 그림 18에 제시되어 있다. 보이는 바와 같이 시공완료시와 거의 유사하게 전면벽체에 포설된 보강재에 유발인장력이 전반적으로 크게 발생하는 것으로 나타났으며 최대치는 수평변위가 크게 발생하는 상판기초 전면부 직하부 지점에서 약 12kN이 발생하는 것으로 검토되었다. 한편, 측면벽체의 경우 시공완료시와 거의 유사하게 최대 유발인장력은 측면벽체와 보강재의 연결부에서 발생하는 것으로 나타나(최대 10kN) 교대응벽 시공시 벽체와 보강재 연결부에서의 연결강도 확보가 매우 중요한 것으로 나타났다.

시공완료 및 사용하중 상태에서의 보강재에 유발인

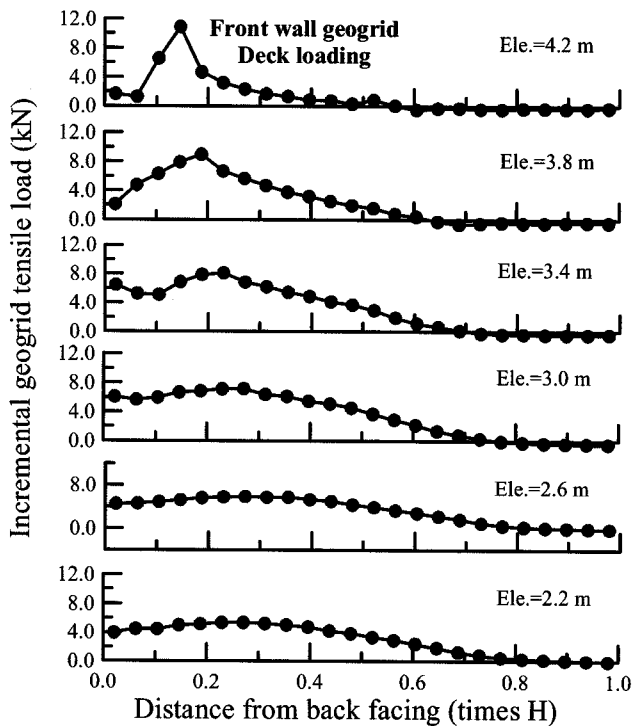


(a) 전면벽체 중앙단면

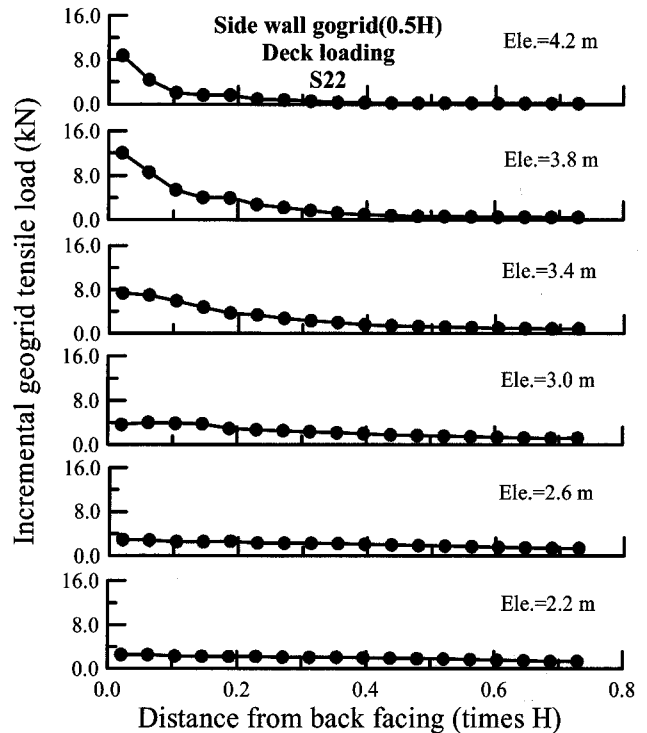


(b) 측면벽체 1.0H

그림 17. 보강재 유발인장력 증가 경향(시공완료)



(a) 전면벽체 중앙단면

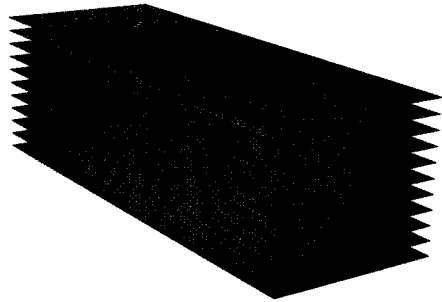
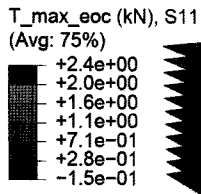


(b) 측면벽체 1.0H

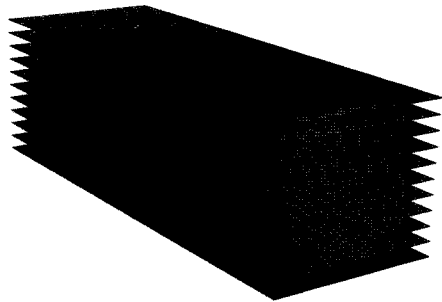
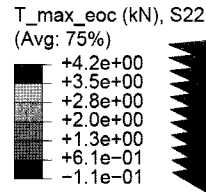
그림 18. 보강재 유발인장력 증가 경향(상판하중 재하)

장력 증가량을 칸투어의 형태로 보여주고 있는 아래 그림 19~22에서는 위에서 제시된 단면별 보강재 유발인장력 분포에 대한 전반적인 경향을 잘 보여주고 있다.

앞서 제시된 그래프에서 관찰된 바와 같이 그림 19에서는 상판기초 및 성토부 시공으로 인한 보강재 유발인장력 증가는 블록과 보강재의 연결부위에서 전반적으로

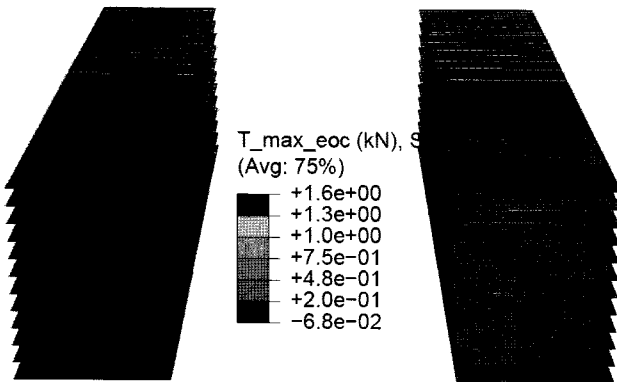
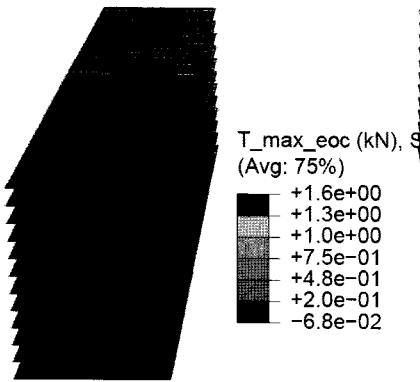


(a) x-방향

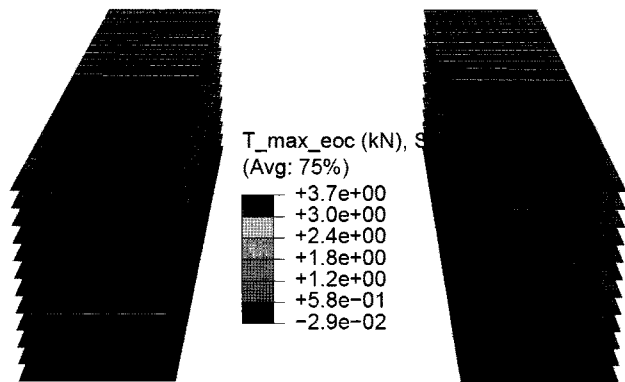
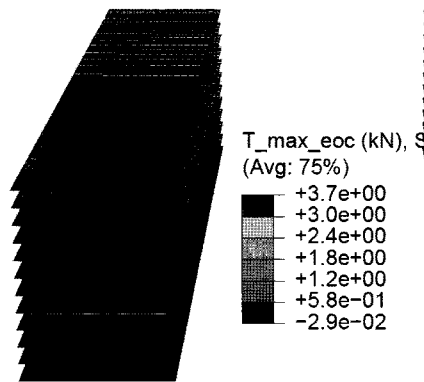


(b) y-방향

그림 19. 전면보강재 유발인장력 발생경향 - 시공완료(단위 kN)

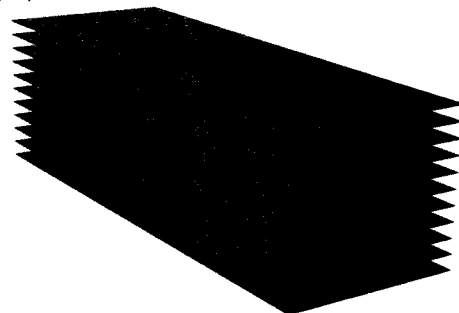
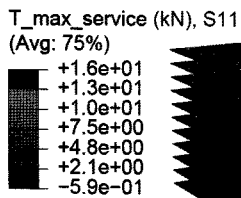


(a) x-방향

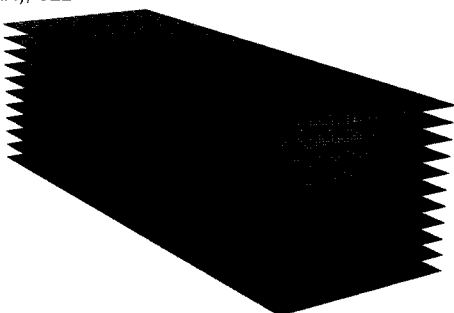
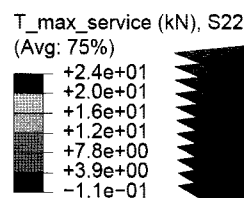


(b) y-방향

그림 20. 측면보강재 유발인장력 발생경향 - 시공완료(단위 kN)

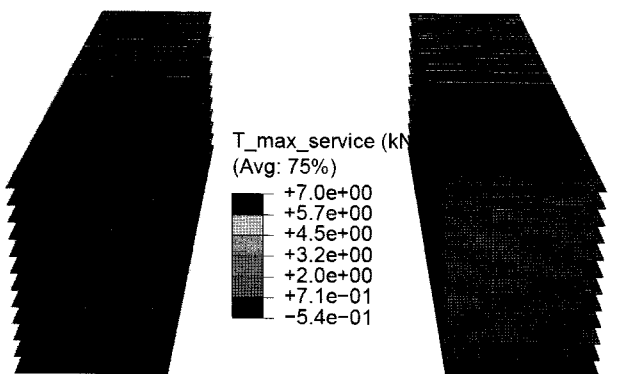
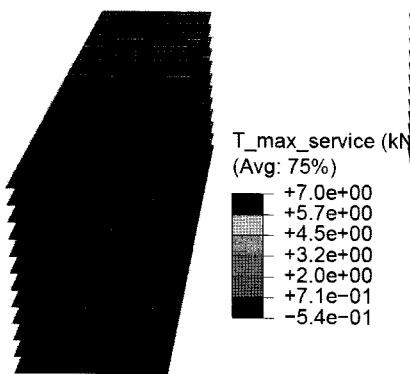


(a) x-방향

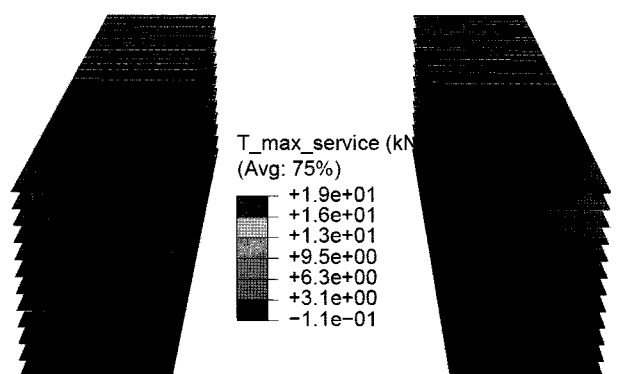
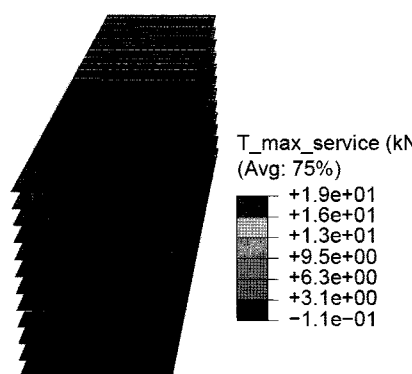


(b) y-방향

그림 21. 전면보강재 유발인장력 발생경향 - 상판하중 재하(단위 kN)



(a) x-방향



(b) y-방향

그림 22. 측면보강재 유발인장력 발생경향 - 상판하중 재하(단위 kN)

집중되는 경향을 보이고 있어 벽체/보강재 연결강도 확보가 매우 중요한 것으로 나타났다. 상판하중 작용시 또한 그림 20에서와 같이 보강재 유발인장력 증가는 상판 기초 직하부 구간에 국한되는 경향을 볼 수 있으며 이러한 결과는 본 연구에서 고려한 보강토 교대 형식의 경우 전체적으로 전면벽체에 포설되는 보강재가 측면벽체 보강재에 비해 상판기초 작용하중에 대한 하중제어에 있어 더 중요한 역할을 함을 의미한다고 하겠다. 한편, 전면보강재와 측면보강재 공히 최대 유발인장력 발생 방향에 있어 전면보강재의 경우 전면벽체 직각방향(y-방향)에서 최대 유발인장력이 발생하며 측면보강재의 경우 측면벽체와 평행한 방향(y-방향)에서 최대 유발인장력이 발생하는 것으로 나타났다. 따라서 전면보강재의 경우 보강재의 주 인장 방향이 전면벽체 방향이 되도록 포설함이 바람직한 반면 측면보강재의 경우 주 인장 방향이 측면벽체와 평행하도록 포설하는 것이 바람직한 것으로 판단된다.

## 5. 결론

본 논문에서는 최근 도로 및 철도 분야에 있어 적용성이 증가하고 있는 보강토 교대에 대해 가상의 시공조건에 대한 3차원 해석 결과를 기술하였다. 보강토 구조물을 일반 민간분야에 뿐만 아니라 도로교나 철도교 등의 교량분야에 적용하기 위해서는 보강토 구조물에 대한 사용하중에 대한 하중지시특성에 대한 제반 메커니즘에 대한 이해가 우선되어야 하므로 이에 대한 맥락에서 실제 설계/시공된 보강토 교대 구조물을 대상으로 3차원 유한요소해석을 수행하고 그 결과를 토대로 3차원 거동 특성을 고찰하였다.

해석 결과를 분석한 결과 동일한 보강패턴을 갖는 옹벽의 최대 수평변위를 고려할 때 ㄷ-자형태의 보강토 옹벽의 경우 전면 및 측면벽체의 상호 구속효과로 인해 벽체 중앙부에서의 최대 수평변위가 평면변형상태에 도달하지 못하는 것으로 나타나 평면변형상태로 가정하는 현 설계법은 다소 보수적인 결과를 줄 수 있는 것으로 나타났다. 전면벽체에 포설된 보강재의 경우 최대 유발인장력 증가는 벽체 최대수평변위가 발생하는 지점에서 발생하는 것으로 나타났으며 측면벽체의 경우 최대유발인장력은 벽체와 보강재의 연결부에서 발생하는 것으로 나타나 교대 보강토 옹벽 시공시에는 벽체와 보강재의 연결부에서의 품질관리가 매우 중요한 것으로

로 나타났다.

한편, 상판하중 작용시 보강재 유발인장력 증가는 상판기초 직하부 구간에 국한되는 것으로 나타났으며 이러한 결과는 본 연구에서 고려한 보강토 교대 형식의 경우 전체적으로 전면벽체에 포설되는 보강재가 측면벽체 보강재에 비해 상판기초 작용하중에 대한 하중제어에 있어 더 중요한 역할을 함을 의미한다고 하겠다. 또한, 전면보강재와 측면보강재 공히 최대 유발인장력 발생 방향을 고려할 때 전면보강재의 경우 전면벽체 직각방향(y-방향)에서 최대 유발인장력이 발생하며 측면보강재의 경우 측면벽체와 평행한 방향(y-방향)에서 최대 유발인장력이 발생하는 것으로 분석되어 보강재 포설시에는 이에 대한 고려가 필요할 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 한국과학재단의 한국과학재단 목적기초연구(과제번호 R01-2004-000-10953-0)에 의한 것이며 연구비 지원에 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. 유충식, 김선빈 (2007), “하중지지 구조물로서의 보강토 옹벽 - 장기거동 측면에서의 고찰”, 2007 가을 토목섬유학회 학술발표회 논문집, pp.61-74.
2. AASHTO (1996), Standard Specifications for Highway Bridges, 16<sup>th</sup> Edition.
3. AASHTO, 2004. LRFD Bridge Design Specifications.
4. Bastick, M. (1985), Finite element study of reinforced earth structures - Effect of surcharge, Terre Armee Internationale, Internal Report R33.
5. Bastick, M. (1985), “Behavior of Reinforced Earth Abutments -Summary of the research results”, Terre Armee Internationale, Internal Report R37.
6. Bastick, M. (1985), Reinforced earth abutments - Research model and Full scale structures, Terre Armee Internationale, Internal Report R38.
7. FHWA (2001), Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines. Federal Highway Administration Publication No. FHWA-NHI-00-043, US Department of Transportation, Washington, D.C., USA, 418p.
8. Anderson, P.L. (2005), Increased Use of MSE Abutment, Internal Report, The reinforced earth company.
9. Terre Armee Internationale (1989), Reinforced Earth<sup>®</sup> Bridge Abutments, Technical Literature.
10. Wu, J.T.H., Ketchart, K., Adams, M. (2001), GRS bridge piers and abutments. Report FHWA-RD-00-038. FHWA, US Department of Transportation, 136pp.

(접수일자 2009. 12. 15, 심사완료일 2010. 5. 20)