

## 기초지반의 강성이 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향

### Effect of Foundation Stiffness on Behavior of Soil-reinforced Segmental Retaining Walls

유 충 식\*<sup>1</sup> Yoo, Chung-Sik

김 주 석\*<sup>2</sup> Kim, Joo-Suk

#### Abstract

This paper presents the results of an investigation on the effect of foundation stiffness on the performance of soil-reinforced segmental retaining walls (SRWalls). Laboratory model tests were performed using a reduced-scale physical model to capture the fundamentals of the manner in which the foundation stiffness affects the behavior of SRWalls. A series of finite-element analyses were additionally performed on a prototype wall in order to supplement the findings from the model tests and to examine full-scale behavior of SRWalls encountered in the field. The results of the present investigation indicate that lateral wall displacements significantly increase with the decrease of the foundation stiffness. Also revealed is that the increase in wall displacements is likely to be caused by the rigid body movement of the reinforced soil mass with negligible internal deformation within the reinforced soil mass. The findings from this study support the current design approaches, in which the problem concerning the foundation condition are treated in the frame work of the external stability rather than the internal stability. The implications of the findings from this study to current design approaches are discussed in detail.

#### 요 지

본 논문에서는 기초지반의 강성이 블록식 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향에 대한 내용을 다루었다. 기초지반의 강성이 블록식 보강토 옹벽의 거동에 미치는 근본적인 메카니즘을 고찰하기 위해 보강토 옹벽에 대한 축소모형실험을 수행하였으며 축소모형실험 결과의 타당성을 검토하고 모형실험에서 다룰 수 없었던 다양한 조건을 고려함과 아울러서 현장옹벽 응력수준의 거동을 고찰하기 위해 가상의 현장옹벽에 대해 유한요소해석을 이용한 매개변수 연구를 수행하였다. 모형실험 및 유한요소해석 결과에 의하면 기초지반의 강성이 감소할수록 벽체의 변위는 현저히 증가하며, 이러한 벽체변위 증가 현상은 보강토체 내부변형보다는 보강토체의 강체 거동으로 인해 야기되는 메카니즘을 보이는 것으로 나타나 기초지반에 관련된 문제를 외적안정성의 개념에서 다루고 있는 현 설계기준은 타당한 것으로 나타났다. 본 논문에서는 모형실험 및 유한요소해석 결과를 종합하여 실무적 측면에서의 중요성을 다각적으로 고찰하였다.

**Keywords** : Finite element analysis, Geogrid, Laboratory model test, Mechanically stabilized earth wall, Soil-reinforced segmental retaining wall

\*1 정회원, 성균관대학교 건축·조경 및 토목공학부 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Sungkyunkwan Univ., csyoo@yurim.skku.ac.kr)

\*2 삼보기술단, 지반공학부 (Geotechnical Engineer, Geotechnical Division, Sambo Engrg., Co. Ltd.)

## 1. 서론

1990년대 초에 국내에 소개된 이래로 기존의 콘크리트 옹벽의 대체 공법으로서 그 적용성이 증가하고 있는 보강토 옹벽 공법은 경제성 및 구조적 안정성, 우수한 외관 등의 장점으로 인해 앞으로도 조경용 및 구조용 옹벽으로서의 적용도가 더욱 더 증가할 전망이다. 보강토 옹벽의 설계법은 한계평형법에 근거하여 내·외적 안정성을 검토하는 기존의 콘크리트 옹벽에 적용되고 있는 설계법과 그 개념적 측면에서 거의 유사하다고 할 수 있으나 내적안정성을 확보하는데 요구되는 보강재의 수량을 결정하는 방법에 있어 다소 보수적인 측면을 내포하고 있다. 이러한 보수적인 설계기준에도 불구하고 시공 중 및 시공 후 각종 하자사례가 빈번히 발생하고 있어 많은 부분에 있어서 지속적인 연구가 필요한 실정이다.

블록식 보강토 옹벽의 거동은 벽체, 보강재, 뒤채움흙 간의 내부 상호작용에 의해 지대한 영향을 받으며(Karpurapu와 Bathurst, 1995), 이러한 상호작용의 정도는 각 구성 요소의 역학적 특성에 좌우된다. 최근 들어 보강토 옹벽에 관한 축소 및 실험실 시험 (Juran과 Christopher, 1989; Bathurst, 1990), 현장 시험 (Simac et al., 1990; Collin과 Berg, 1994), 그리고 수치해석 (Karpurapu와 Bathurst, 1995, Rowe와 Ho 1998) 등 다수의 연구가 수행되어 왔으나, 아직 까지도 현재 적용되고 있는 역학적 모형과 실제 거동 메카니즘 사이에는 많은 격차가 있어 보강토 옹벽공법의 현 설계법을 개선하기 위한 종합적이고 지속적인 연구가 필요한 실정이다.

현재 적용되고 있는 설계기준에서는 보강토 옹벽이 견고한 지반(non-yielding)에 시공되는 것으로 간주하고 내·외적 안정성을 검토하도록 되어 있으며 기초지반이 불량한 경우에는 불량한 지반을 치환하거나 기타 보강공법으로 지반을 처리할 것을 제안하고 있다(NCMA, 1998). 그러나 많은 시공현장에 있어서 불량한 기초지반에 시공되는 경우가 빈번하며 견고한 지반에 시공되는 경우에도 부적절하게 시공된 배수체계로 인해 옹벽 기초하부에 지하수가 유입되어 지반이 연약화됨에 따라 문제가 발생하는 등 기초지반에 관련된 많은 형태의 문제점이 보고 되고 있다. 이러한 경우에 있어서 보강토 옹벽의 시공조건은 설계시 가정한 상황과 상이하므로 설계시 적용하는 내·외적 안정성 검토 모형 또한 실제 거동 메카니즘을 반영하는데 많은 문제가 있을 수 있다

고 하겠다.

본 연구의 주 목적은 기초지반의 강성이 블록식 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하고 이를 토대로 보다 합리적인 설계/해석법을 제시하기 위한 데이터베이스를 구축하는데 있다. 이를 위해 본 연구에서는 신장성 보강재로 보강된 블록식 보강토 옹벽에 대한 축소모형실험을 수행하고 아울러서 가상의 현장옹벽에 대한 유한요소해석을 이용하여 기초지반의 강성에 대한 매개변수 연구를 수행하였다. 한편, 그 결과를 토대로 기초지반의 강성이 보강토 옹벽의 거동 메카니즘에 미치는 영향을 고찰하여 현 설계기법에서 다루지 않고 있는 기초지반의 강성이 부족한 경우에 대한 각종 문제점을 분석하였으며 아울러서 기초지반의 강성에 관련된 문제가 이슈가 될 수 있는 계단식 옹벽에 대한 유한요소해석을 수행하고 이에 대한 문제점을 고찰하였다.

## 2. 모형실험

### 2.1 모형토조 및 강사장치

그림 1에서는 축소모형실험에 사용된 높이 120cm × 길이 18cm × 폭 48cm의 모형토조를 보여주고 있다. 토조를 제작하는데 있어 토조의 벽면과 모형지반의 마찰력을 최소화하고 지반의 파괴 메카니즘의 관찰이 가능하도록 하기 위해 두께 20mm의 투명 아크릴판을 사용하였으며, 중간 주응력 방향의 변위가 발생하지 않는 평면 변형을 조건을 모사하기 위해 벽면외부를 C-형강을 사용하여 보강하였다. 한편, 하중재하시 토조의 벽면과 지반 사이의 마찰을 최소화하기 위하여 벽면에 기름을 바른 폴리프로필렌 필름을 부착하였다.

그림 2는 모형 토조에 대한 구체적인 제원을 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 모형 토조 상부에 특수 제작한 공기 팽창식 에어백 및 에어백 해치를 설치하여 옹벽 축조후 배면에 상재하중을 재하 할 수 있도록 하였다. 하중 조절방식이 채택된 본 하중재하 장치는 단계별 재하 및 임의 하중을 지속적으로 작용할 수 있는 기능을 갖추고 있다.

보강토 옹벽의 모형지반은 그림 3에 보이는 강사장치를 이용하여 조성하였다. 강사장치는 호퍼와 체 박스로 구성되어 있는데 폭 50cm의 호퍼는 체적이 약 0.054m<sup>3</sup> 정도이며 세 개의 유출구를 통해 모래가 강사 될 수 있도록 하였다. 또한 체 박스에는 No. 4체가 5cm의 연직



그림 1. 모형 토조

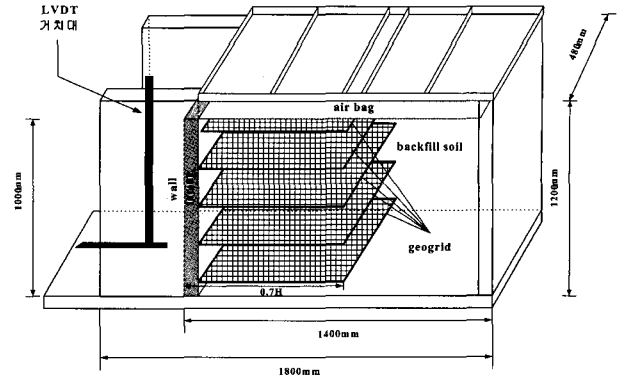


그림 2. 모형 토조 개략도

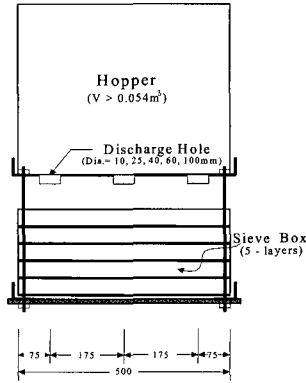
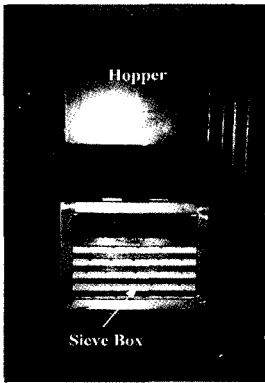


그림 3. 호퍼와 다중체

## 2.2 모형지반 및 지오그리드

모형지반 조성에 사용된 모래는 주문진 표준사로서 입도분석 결과 균등계수(coefficient of uniformity)와 곡률계수(coefficient of curvature)는 각각 1.61과 1.1로 나타났으며 통일분류법(USCS)에 근거하여 분류한 결과 SP에 해당하는 균등한 중립질 모래로 분류되었다. 한편, 최대건조단위중량( $\gamma_{d \max}$ )과 최소건조단위중량( $\gamma_{d \min}$ )은 각각  $1.7 \text{ kN/m}^3$ 과  $1.4 \text{ kN/m}^3$ , 그리고 최대간극비( $e_{\max}$ )와 최소간극비( $e_{\min}$ )는 각각 0.9 및 0.5로 나타났으며, KS F 2308에 의한 비중시험 결과 비중( $G_s$ )은 2.6으로 측정되었다.

한편, 실험에서는 축소모형실험에서 문제가 될 수 있는 모형지반과 보강재의 강성차를 최소화하기 위해 일반현장에서 사용되는 지오그리드 중 비교적 강성이 작은 저강성의 지오그리드(Polyester Geogrid, 이하 PET 그리드)를 사용하였다. PET 그리드는 폴리에스터를 PVC (Polyvinyl Chloride) 코팅 처리한 제품으로서 물리적 특성 및 역학적 특성은 표 1과 같다.

## 2.3 실험방법

본 실험에서는 강성 및 연성지반을 인위적으로 조성하였으며 연성지반 경우 옹벽 저부에 약 10cm 두께의 표준사를 포설하여 연성지반을 모사하였다. 모형 벽체

표 1. PET 그리드의 역학적 특성

재질	극한인장강도 (t/m)	극한인장강도시 변형률 (%)	경사간격 (mm)	위사간격 (mm)	두께 (mm)
폴리에스터 PVC코팅	12.7	14	150	200	2



그림 4. 뒤채움 완료 후 옹벽

는 높이와 폭이 각각 5.5cm 및 9cm인 블록을 이용하여 형성하였으며, 현장 옹벽의 시공 방법을 감안하여 블록을 엇갈리게 설치함과 동시에 필요한 부분에 핀(pin)을 설치하여 그리드를 고정시키도록 하였다.

옹벽은 블록설치 → 강사 → 보강재 설치의 반복 과정으로 시공되었으며, 옹벽의 높이 H=100cm까지 총 17단의 블록이 설치되었다. 한편, 배면토체는 앞서 언급한 강사장치를 이용하여 주문진 표준사로 상대밀도  $D_r=70\%$ 가 유지되도록 균일하게 조성하였으며, 강사 중에 계획된 위치에 0.7H 길이의 지오그리드를 다섯 단 포설하여 보강토체를 형성하였다. 또한 강사 중에는 약 10cm

간격으로 염색사를 포설하여 하중 재하시 보강토체의 내부 변형을 관측할 수 있도록 하였다. 그림 4는 시공완료 후 옹벽을 보여주고 있다. 한편, 벽체 및 보강토체 형성 후, 보강토체 내의 응력수준을 증가시키기 위해 벽체 배면에 설치된 에어백을 사용하여 상재하중을 작용하였다. 상재하중 재하시 에어백의 팽창으로 인해 벽체가 직접 밀리는 현상을 방지하기 위하여 에어백 앞부분을 밀폐시켰으며, 벽체로부터 10cm 이격하여 작용하도록 하였다. 한편, 상재하중 작용시 지반과 에어백 사이에서 발생할 수 있는 마찰을 최소화하기 위해 에어백 설치 이전에 기름을 바른 여러 장의 폴리에스테일 필름을 배면지반 상부에 설치하였다. 상재하중은 각 단계에서 작용하중을 10분 동안 지속적으로 방법으로 총 200kPa을 200분에 걸쳐 재하하였다.

모형 보강토 옹벽의 거동 특성을 고찰하기 위해서 각 하중재하 단계에서의 벽체변위 및 보강재 유발 변형률을 측정하였다. 즉, 벽체변위는 벽체 전면에 LVDT를 설치하여 측정하였으며 보강재에 변형률계를 설치하여 유발 인장 변형률 측정하였다. 이러한 계측항목 및 설치 위치는 보강토 옹벽의 거동 메카니즘의 효율적인 고찰이 가능하도록 선정하였으며, 예비 실험을 통해 설치방법 및 설치위치 선정 등 세부적인 계획을 수립하였다.

그림 5는 계측기 설치 배치도를 보여주고 있는데, 보이는 바와 같이 LVDT 5 channel, 토압계 6 channel, 변형률계 16 channel, 하중계 1 channel의 총 28개의 계측기를 설치하였으며, AI1600 자동계측 시스템을 사용하여 약 3초 간격으로 계측데이터를 수집하였다.

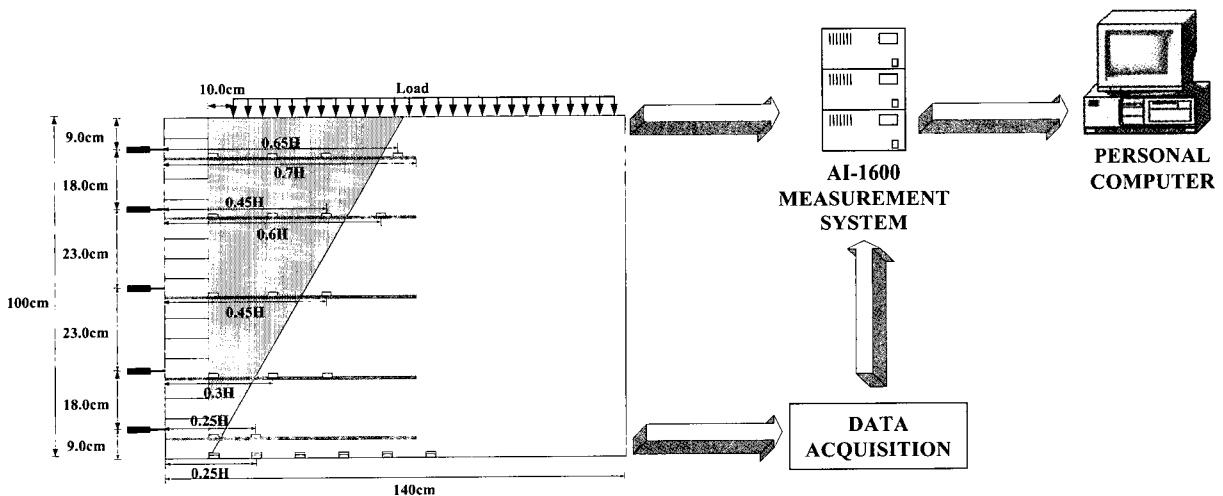


그림 5. 모형 옹벽의 계측기 배치도

### 3. 유한요소해석

#### 3.1 해석조건

현장옹벽에 대한 유한요소해석에 있어서는 그림 6에 서와 같이 높이 0.25m × 길이 0.5m의 블록으로 시공되는 높이 8m의 옹벽을 고려하였다. 한편, 보강재는 길이 L/H=0.7의 지오그리드가 연직간격(S<sub>v</sub>) 1.0m의 등간격으로 포설되는 것으로 가정하였으며, 양질의 사질토가 뒤채움흙으로 사용되는 경우를 고려하였다. 한편 보강재의 축강성은 J=2000kN/m로 가정하였다.

해석에 있어서는 기초지반 강성 및 보강밀도를 변화시키며 매개변수 연구를 수행하였다. 기초지반과 뒤채움흙의 상대강성은 무차원의 상대강성비  $SR = E_f/E_s$  ( $E_f$ : 기초지반의 강성,  $E_s$ : 뒤채움흙의 강성)를 이용하여 표현하였으며, 보강밀도는 보강재의 축강성을 연직간격으로 정규화 시킨  $\Omega = J/S_v$ 로 표현하였다. 매개변수연구에서 기초지반 상대강성비는 SR=1.0, 5.0, 10, 100,  $1 \times 10^4$ 의 네 가지 경우를 그리고 보강밀도는  $\Omega=2000$  및 4000 두 가지 경우를 고려하였다.

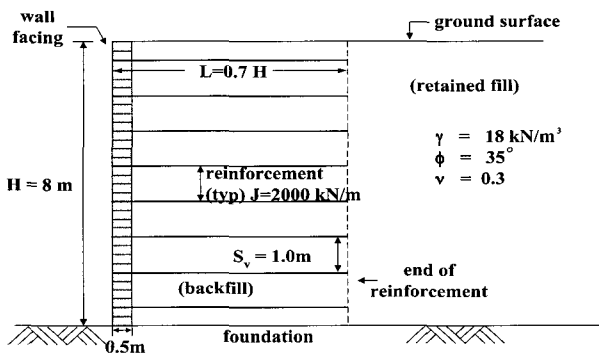


그림 6. 해석대상 단면도

#### 3.2 해석모델링

본 연구에서는 유한요소해석시 네덜란드 TNO Building & Construction Research사와 Delft 공대에서 개발된 유한요소해석 프로그램인 DIANA (DIANA 1996)를 적용하였다. DIANA는 범용 유한요소 프로그램으로서 지반 및 터널굴착, 옹벽, 사면 등의 지반공학에 관련된 문제에 적용이 가능하며 보강토옹벽 분야에 효율적으로 적용된 바 있다(유충식과 이광문, 1999). 그림 7은 해석시 적용된 유한요소망을 보여주고 있는데, 보이는 바와 같이 해석대상 영역의 이산화 과정에서의 오차를 최소화하기 위하여 대략 980개의 절점과 1050개의 요소로 이루어진 비교적 조밀한 유한요소망을 작성 하였으며, 이때 벽체전면에서 옹벽 배면으로 약 3.0H에 해당하는 영역까지 모델링 하였다.

해석 모델링에 있어서 뒤채움흙 및 벽체는 4절점 등매개변수(isoparametric) 평면변형률 요소(Q8EPS)를, 그리고 보강재는 2절점 트러스 요소(L4TRU)를 사용하였으며, 보다 효율적인 해석을 수행하기 위하여 벽체/뒤채움흙, 보강재/뒤채움흙, 그리고 뒤채움흙/기초지반의 접촉면에 Goodman등(1968)의 4절점 상호면 요소(L8IF)를 적용하여 구성요소들 간의 상호작용을 모델링 하였다.

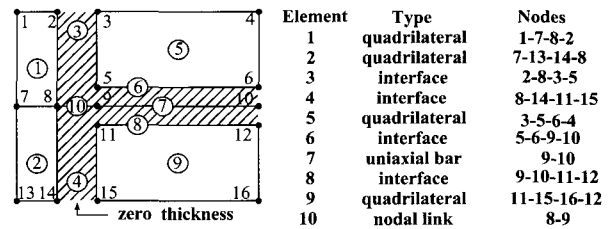


그림 8. 보강재/벽체/뒤채움흙 모델링 상세도

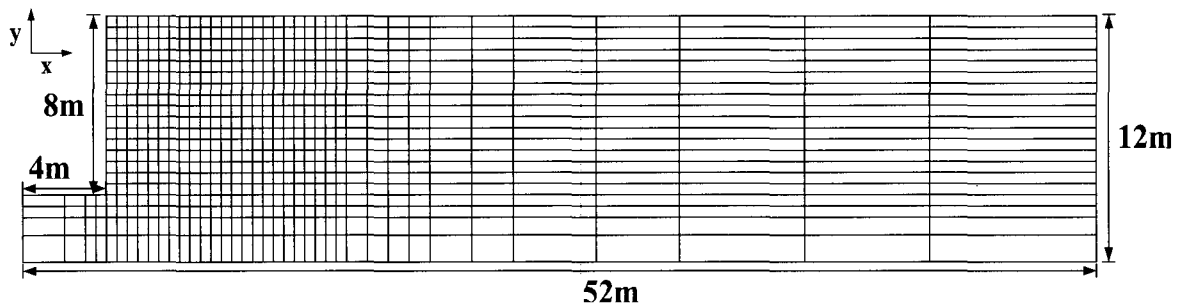


그림 7. 해석에 적용된 유한요소망

표 2. 해석에 적용된 구성요소의 역학적 특성

	$E_s$ (kPa)	$\phi$ (degree)	$\Psi$ (degree)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	EI (kN-m <sup>2</sup> /m)
뒤채움흙 벽체	$3 \times 10^4$ -	35 -	6 -	18 21	- 5,500
	$K_s$ (kPa/m)			$K_n$ (kPa/m)	
뒤채움흙/벽체 뒤채움흙/보강재	$1 \times 10^4$ $1 \times 10^5$			$1 \times 10^{10}$ $1 \times 10^{10}$	

그림 8은 보강재/벽체/뒤채움흙 사이의 상호면 요소 모델링 상세도를 보여주고 있다.

뒤채움흙의 비선형 거동은 Mohr-Coulomb의 파괴규준과 Davis(1968)가 제안한 비관련 유동법칙(non-associated flow rule)을 따르는 탄소성 재료로 모델링 하였으며, 뒤채움흙의 팽창각(dilatancy angle)  $\Psi$ 는 Bolton(1986)이 제안한 식 (1)을 토대로 한계상태 마찰각  $\phi_{cv} = 30^\circ$ 을 가정하여 계산하였다.

$$\phi = \phi_{cv} + 0.8\psi \quad (1)$$

한편, 벽체 및 보강재, 그리고 상호면 요소는 선형 탄성 거동을 하는 것으로 간주하였으며 상호면의 역학적 특성을 나타내는 연직 및 전단강성( $K_n, K_s$ )은 문헌연구를 토대로 일반적으로 적용되는 수치를 적용하였다. 표 2는 해석에 적용된 구성요소의 역학적 특성을 나타내고 있다.

### 3.3 시공과정의 모델링

현장 시공시 성토후 블록 및 보강재를 설치하는 일련의 작업이 반복적으로 수행되어지는 보강토 옹벽과 같은 토류구조물의 유한요소해석에서는 시공과정에 대한 상세한 모델링이 필수적이다. 따라서 본 연구에서는 현장 시공상황을 반영하는 결과를 얻기 위해 그림 9와 같이 단계별 해석을 하여 옹벽의 시공완료시 까지 블록, 뒤채움흙, 보강재가 단계적으로 시공되는 과정을 세부적으로 모델링 하였다.

### 3.4 모형실험에 대한 유한요소해석 모델링

앞서 언급한 유한요소모델을 이용하여 매개변수 연구를 수행하기에 앞서 모형실험결과와의 정성적인 비교를 통해 채택된 유한요소모델의 타당성을 검토하기 위해 모형실험에 대한 유한요소해석을 수행하였다. 유한요소해석에서는 앞서 언급한 모형실험의 기하조건 및 각 구성요소의 역학적 특성에 대한 모델링을 수행하였으며, 이와 아울러서 옹벽 축조 후 하중재하의 실험 과정을 재현하였다. 한편, 해석에서 요구되는 각 구성요소의 역학적 특성은 앞에서 제시된 수치를 적용하였다.

그림 10(a)와 10(b)는 각각 벽체 변위 분포 및 하중재 하단계별 벽체 최대 수평변위 발생 경향을 비교하고 있다. 보이는 바와 같이 벽체변위에 있어 전반적으로 해석 결과가 모형실험 결과 보다 다소 크게 나타나고 있는데 이러한 차이는 주로 모형실험과 유한요소해석 사이에 존재하는 경계조건의 상이성 및 각 모델의 제한성 등으로 인한 것으로 사료되나 주된 원인으로는 모형실험 중에 발생한 토조 벽면과 모형지반 및 블록벽체 사이의 마찰을 들 수 있다. 즉 모형실험을 수행하는데 있어 블록으로 형성한 모형벽체와 토조벽면의 마찰을 최소화하기 위한 많은 노력을 경주하였으나 실험을 수행하는 동안 여전히 상당한 마찰이 유발되는 경향을 관찰할 수 있으며 이러한 마찰이 벽체변위 분포와 크기에 절대적인 영향을 미쳤을 것으로 판단된다. 그럼에도 불구하고 변위 분포 양상이 잘 일치하고 있으며 기초지반의 강성이 작은 경우에 벽체 변위가 크게 발생하는 전반적인

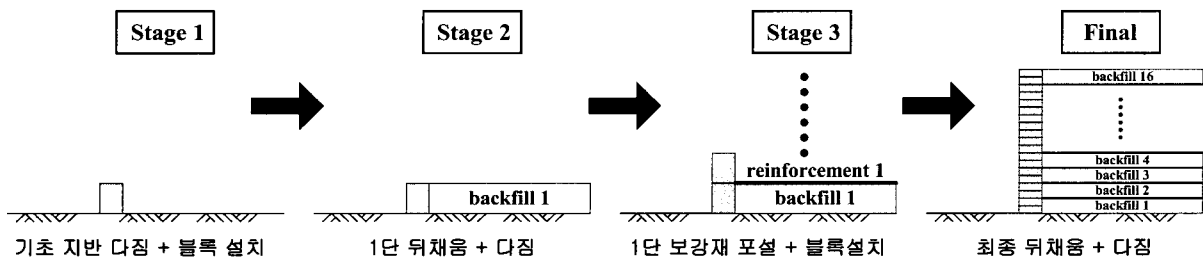
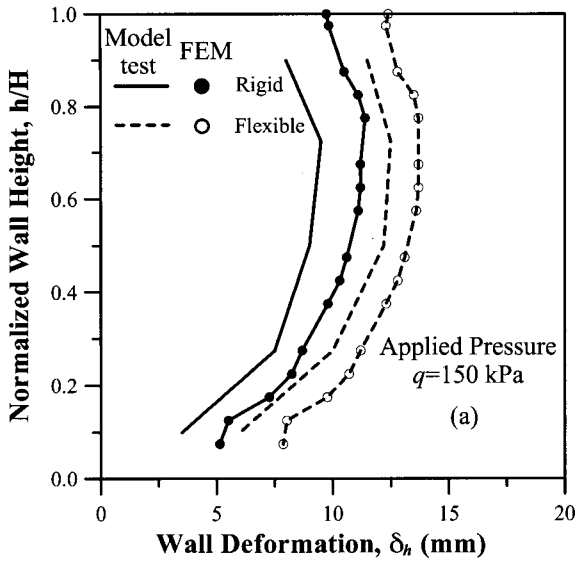
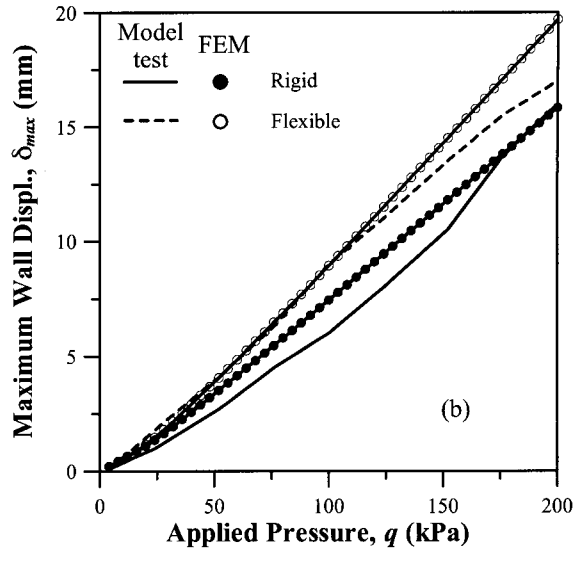


그림 9. 시공과정의 모델링



(a) 벽체변위분포



(b) 벽체 최대수평변위

그림 10. 유한요소해석과 모형실험 결과의 비교

경향은 서로 잘 일치하는 것으로 나타나고 있어 본 연구에서 채택한 유한요소해석 모델은 보강토 옹벽의 거동 해석에 큰 무리 없이 적용할 수 있는 것으로 나타났다.

#### 4. 결과 분석 및 고찰

##### 4.1 변위거동

그림 11~13은 모형실험에서 얻어진 결과를 이용하여 강성 및 연성지반에 시공되는 보강토 옹벽의 변위거동을 보여주고 있다. 먼저, 그림 11은 각 상재하중 재하

단계에서의 벽체변위 형상을 비교하고 있는데 보이는 바와 같이 전반적인 경향은 유사하나 임의 작용하중에서 연성지반위에 시공된 벽체 변위가 크게 발생하며 이러한 변위 차이는 작용하중의 수준이 증가할수록 더욱 뚜렷하게 나타나고 있다. 한편, 연성지반의 경우에는 하단부에서의 변위 증가가 뚜렷하게 나타나는 경향을 잘 관찰할 수 있는데 이러한 경향은 기초지반이 연약할 경우 옹벽자체가 기초지반에 상재하중으로 작용함에 따라 발생하는 지반침하가 옹벽의 변위를 추가로 발생시키는 인자로 작용하기 때문으로 판단된다.

각 계측지점에서의 시간경과에 따른 수평변위 진전 경향이 그림 12에 나타나있는데 여기서의 경과시간은 재하하중의 수준과 같은 맥락에서 이해할 수 있다. 그림 12(a)에서 관찰할 수 있는 바와 같이 강성기초지반의 경우에는 보이는 바와 같이 하중이 증가함에 따라 변위가 선형적으로 증가하다 그 이후에서 급격히 증가하는 비선형 하중-변위 관계를 보여주고 있으나 그림 12(b)에 나타나 있는 연성지반의 경우에 있어서는 거의 선형적인 하중-변위 관계를 보이고 있다. 이러한 경향은 기초지반의 강성도에 따른 하중전달 메커니즘의 차이에 그 원인을 들 수 있다. 즉, 기초지반이 견고할 경우에는 작용하중 전체가 보강토체에 작용하게 되어 하중수준이 증가할 경우 뒤채움흙과 보강재의 소성변형이 발생하여 벽체의 변위 또한 비선형 거동을 보이게 되나 기초지반의 강성도가 작아 기초지반의 침하가 발생할 경우에는 작용하중의 일부만이 보강토체에 전달되어 보강토

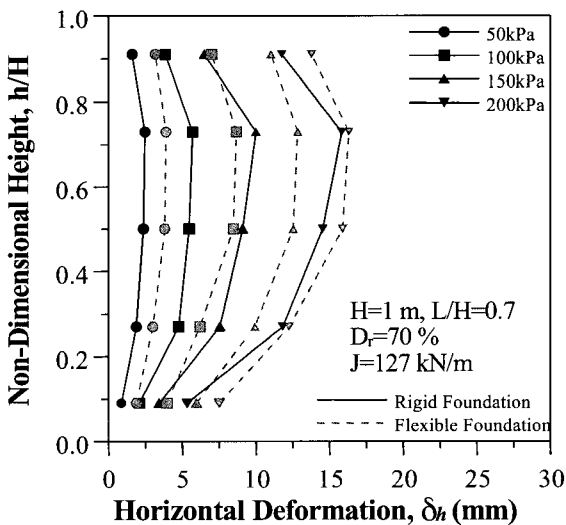
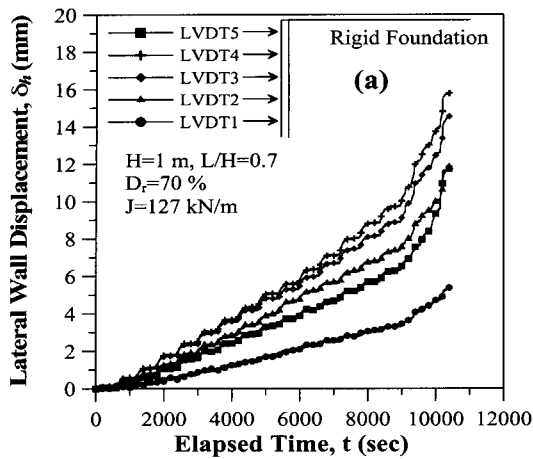
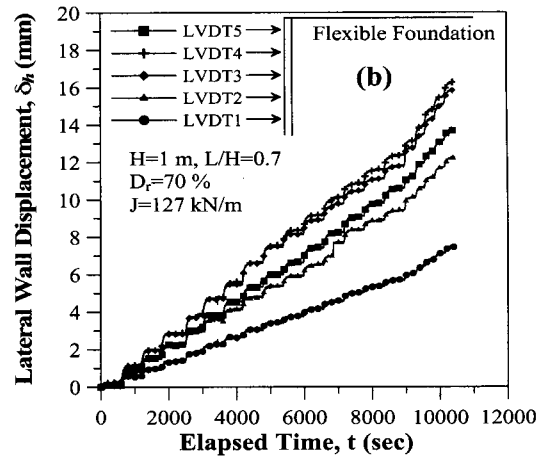


그림 11. 벽체변위 발생경향



(a) 강성지반



(b) 연성지반

그림 12. 시간경과에 따른 벽체변위

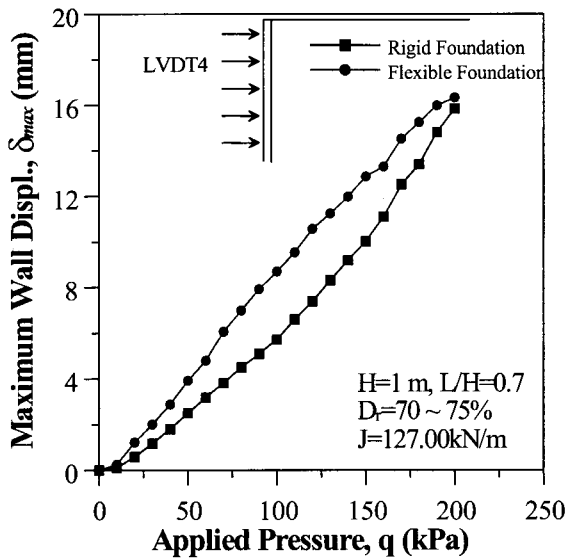


그림 13. 상재하중에 따른 벽체변위

체 내부의 응력수준이 강성 기초지반의 경우보다 낮은 관계로 선형거동을 보이는 것으로 판단된다.

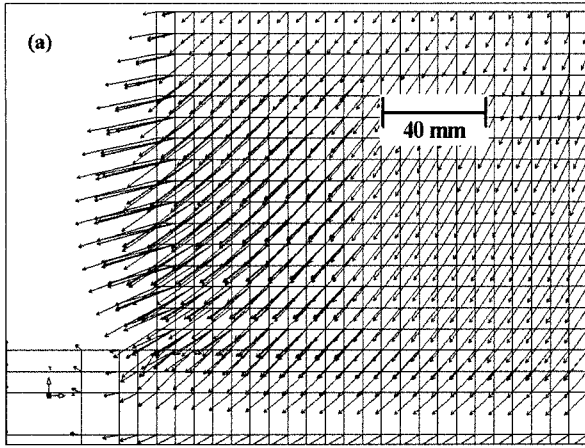
한편, 하중재하에 따른 최대벽체변위 증가경향을 보여주고 있는 그림 13을 관찰하면 임의하중에 있어서 벽체 최대 수평변위는 연성지반의 경우에 있어서 강성지반의 경우와 비교하여 최대 40%이상의 변위증가 현상을 보이고 있어 기초지반의 강성도가 부족할 경우에는 뒤채움흙과 보강재의 변형보다는 보강토체의 강체 이동이 벽체 변위증가에 매우 큰 원인을 제공하는 인자임을 알 수 있다

그림 14~16은 유한요소해석 결과를 토대로 높이 8m의 현장옹벽에 있어서 기초지반의 강성도에 따른 변위 거동을 보여주고 있다. 그림 14는 기초지반의 강성비가

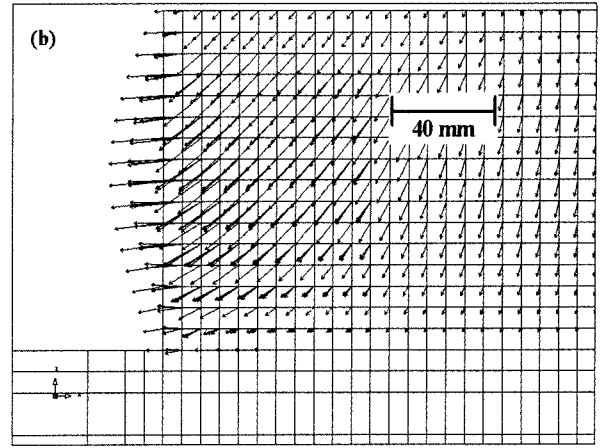
SR=1.0인 경우와  $10^4$ 인 경우의 시공 완료시 옹벽의 거동을 변위벡터의 형식으로 비교하고 있는데 보이는 바와 같이 변위의 크기뿐만 아니라 변위양상에 있어서 상당한 차이를 관찰할 수 있다. 즉, 연성지반의 경우 기초지반의 침하로 인해 벽체의 수평변위 뿐만 아니라 아울러서 보강토체 배면(retained zone)의 변위 또한 현저히 증가하는 경향을 관찰할 수 있다. 이러한 경향은 기초지반이 연약할 경우 기초지반의 거동이 보강토체의 내부 변형 보다는 보강토체의 강체이동을 야기시키는 경향을 보인 모형실험과와 정성적인 측면에서 좋은 일치를 보이고 있다. 한편, 전반적인 변위거동을 살펴보면 연성 기초지반의 경우 하단부에서의 수평변위가 현저히 증가하여 옹벽 상단부를 지점으로하는 활동파괴의 가능성을 보이고 있어 연약한 지반위에 시공되는 보강토 옹벽의 경우에는 전반활동에 대한 검토가 수행되어야 할 것으로 판단된다.

그림 14는 기초지반의 강성비 SR에 따른 옹벽의 전반적인 변위발생 경향을 보여주고 있다. 이 그림에서는 SR에 따른 벽체변위, 보강토체 배면변위, 그리고 보강토체 내부변위를 벽체의 높이에 따라 보여주고 있는데 보강토체 내부변위는 벽체변위에서 보강토체 배면변위를 뺀 수치로서 보강토체 내부의 평균적인 변형정도를 반영하는 척도로 간주할 수 있다. 보이는 바와 같이 강성비 SR이 증가함에 따라 벽체변위 및 배면변위 또한 현저히 감소하는 경향을 관찰할 수 있으며 강성비가 100 이상(즉,  $SR \geq 100$ )에서는 SR에 관계없이 변위곡선이 수렴하는 경향을 보이고 있어 지반개량시 개량지반의 강성을 뒤채움흙 강성의 약 100배 이상 정도로 확보



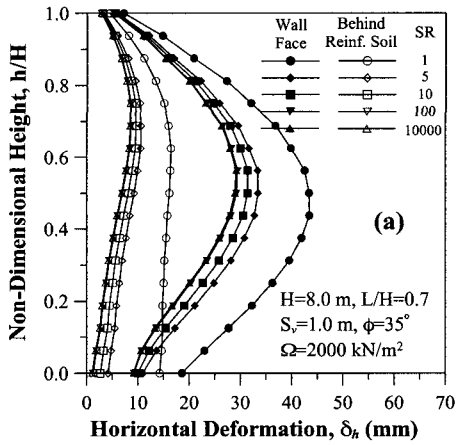


(a) SR=1.0

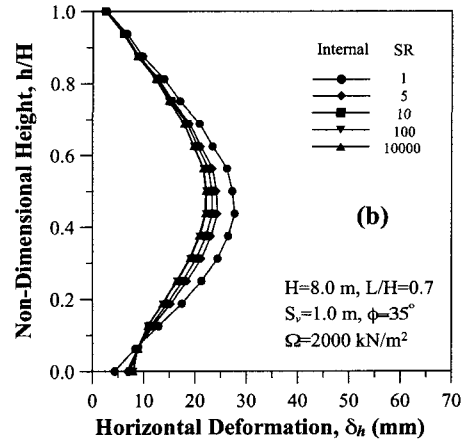


(b) SR=10000

그림 14. 변위 벡터



(a) 벽체 및 보강토체 배면



(b) 보강토체 내부

그림 15. 강성비에 따른 수평변위 변화( $\Omega=2000 \text{ kN/m}^2$ )

할 경우 지반의 지지력으로 인한 문제를 해결할 수 있을 것으로 판단된다. 한편, 보강토체 내부변위는 강성비 SR에 따라 그다지 큰 차이를 보이지 않고 있는데 이러한 경향은 앞서 언급한 바와 같이 기초지반의 지지력 부족으로 인한 문제를 옹벽의 외적안정성 문제로 다루고 있는 현 설계기준의 타당성을 잘 뒷받침해 주고 있다고 하겠다.

기초지반의 지지력이 문제가 되는 경우의 보강 방안으로서 보강토체의 보강밀도를 증가시키는 방법에 대한 타당성을 고찰하였다. 여기서 보강밀도( $\Omega=J/S_v$ )는 보강 정도를 나타내는 지수로서 보강재의 강성 J를 증가시키거나 포설간격  $S_v$ 를 감소시킴으로서 보강밀도를 증가시킬 수 있다. 그림 16은 기초지반 강성비 SR에 따른 벽체 변위비 DR 변화 경향을 보강밀도  $\Omega$ 에 따라 나타내고 있는데, 여기서 DR은 벽체 최대 수평변위 ( $\delta_{h,m}$ )<sub>F</sub>를 강성기

초지반위에 시공되는 벽체의 최대 수평변위 ( $\delta_{h,m}$ )<sub>R</sub>로 정규화한 수치이다. 보이는 바와 같이 벽체 변위비 DR은 보강밀도  $\Omega$ 에 따른 차이를 거의 보이지 않고 있어 보강토체의 보강정도를 증가시키는 것은 기초지반의 지지력 부족에서 발생하는 문제에 대한 근본적인 해결책이 될 수 없을 것으로 판단된다.

#### 4.2 보강재 축력분포

앞서 제시된 축소모형실험 및 유한요소해석 결과에서 관찰한 바와 같이 기초지반의 강성 부족으로 인한 지반침하는 벽체변위를 증가시키는 중요한 인자로 작용하며, 특히 보강토체 내부변위보다는 보강토체의 강체거동을 유발시켜 벽체변위를 증가시키는 것으로 나타났다. 본 절에서는 이러한 거동 메커니즘에 대한 보다

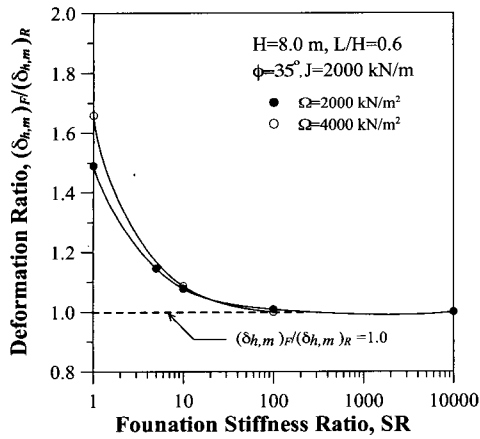


그림 16. 강성비에 따른 벽체변위비

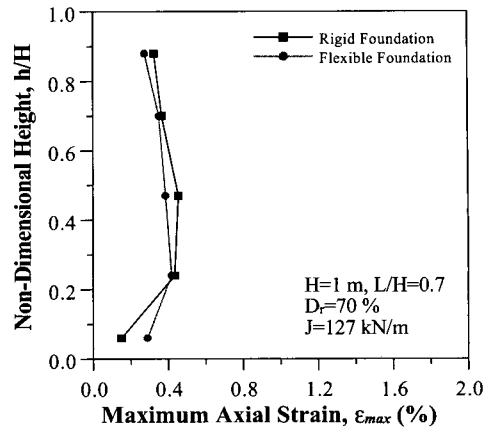
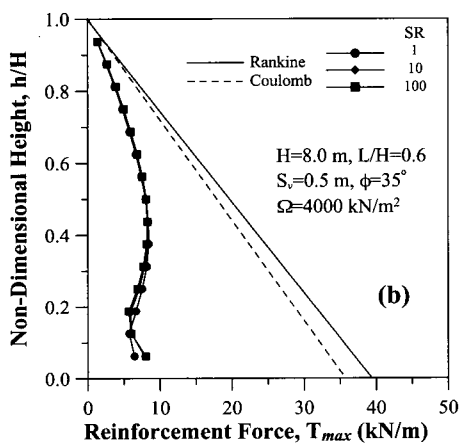
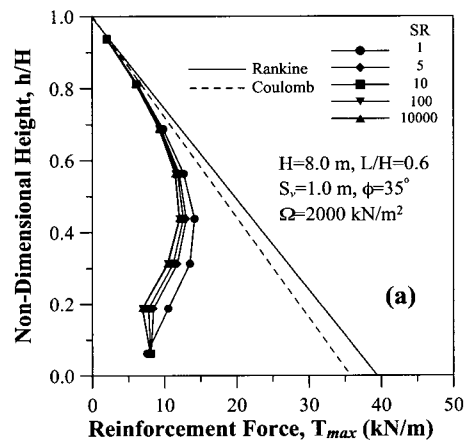


그림 17. 높이에 따른 보강재의 최대 유발 인장 변형을 분포경향



(a)  $\Omega=2000 \text{ kN/m}^2$



(b)  $\Omega=4000 \text{ kN/m}^2$

그림 18. 높이에 따른 보강재의 최대 축력 분포경향

구체적인 고찰을 위해 축소모형실험과 유한요소해석에서 얻어진 보강재 인장변형률과 축력을 분석하였다.

그림 17은 강성 및 연성지반에 대한 각 보강재의 최대 인장변형률을 벽체의 높이에 따라 나타내고 있다. 보이는 바와 같이 전반적으로 기초지반의 강성에 따라 큰 차이를 보이지 않고 있으며 연성지반의 경우에 있어서 하단부에서 다소 크게 나타나고 있는데 이러한 경향은 지반침하로 인한 하단부에서의 수평변위 증가에 기인하는 것으로서 변위거동과 잘 일치하고 있다.

이러한 경향은 유한요소해석에서 얻어진 보강재 최대 유발인장력 변화경향을 보여주고 있는 그림 18에서 보다 뚜렷하게 확인할 수 있다. 이 그림들에서 관찰할 수 있는 바와 같이 보강재의 축력은 기초 지반의 강성비 SR에 따라 별다른 차이를 보이지 않고 있으며 특히 보강밀도가 큰 경우( $\Omega=4000 \text{ kN/m}^2$ )에 있어서는 축력분포가 SR에 따라 변화가 거의 없는 것으로 나타나고 있다.

이러한 경향은 보강밀도가 증가할수록 블록벽체 및 뒤채움흙, 그리고 보강재로 이루어지는 보강토체가 복합체로서 거동하는 경향이 더욱 뚜렷해짐에 따라 지반침하가 보강토체 내부변형 보다는 보강토체 자체의 강체이동을 야기시켰기 때문으로 사료된다. 관찰한 바와 같이 연성지반의 경우에 있어서 벽체변위 증가에 비하여 축력의 변화가 거의 발생하지 않는 경향으로 미루어 볼 때 기초지반의 강성부족으로 발생하는 기초지반 침하를 앞서 언급한 바와 같이 보강토 옹벽의 내적안정성 보다는 외적안정성에 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

### 4.3 계단식 옹벽

기초지반의 지지력 부족으로 인한 보강토 옹벽의 과다변위 발생 현상은 단일옹벽을 시공하는 경우 이외에도 계단식 보강토 옹벽의 시공에서도 문제가 될 수 있

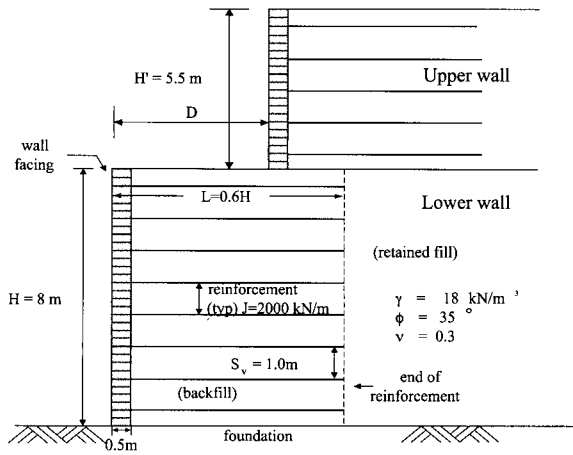


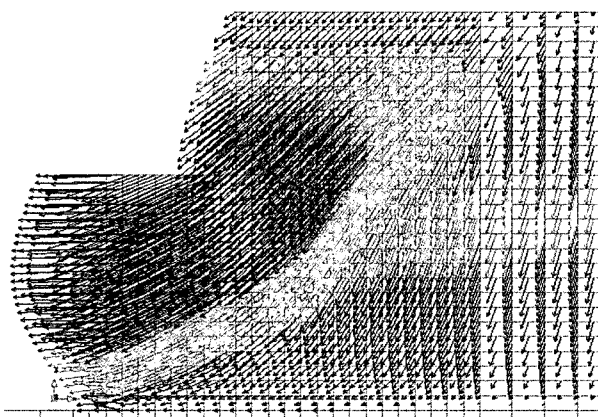
그림 19. 해석시 적용된 다단식 옹벽

다. 즉, 고 성토고의 보강토 옹벽을 시공하여야 할 경우에는 옹벽의 안정성을 확보하기 위해 그림 19에서 보이는 바와 같이 계단식으로 시공하는 경우가 많다. 이러한 계단식 보강토 옹벽을 시공하는데 있어서 상단옹벽의 기초지반이 되는 하단옹벽의 뒤채움영역 상단부에 별도의 보강조치를 취하지 않는 경우가 대부분인데, 이러한 경우는 기초지반과 보강토 옹벽 뒤채움흙의 강성비가  $SR=1$ 이 되는 경우에 해당되므로 상단옹벽 기초지반의 지지력 부족으로 인해 상단옹벽에 추가적인 변위가 발생하게 될 가능성이 매우 높다고 할 수 있다. 본 연구에서는 계단식 옹벽의 거동메카니즘과 계단식 옹벽의 시공시 기초지반의 지지력 부족으로 인해 발생 가능한 문제점을 고찰하기 위해 그림 19에서와 같이 높이 5.5m의 보강토 옹벽이 높이 8m의 보강토 옹벽 상단에 이격 거리  $D/H=0.5$  및 1.0으로 시공되는 2단 보강토 옹벽에

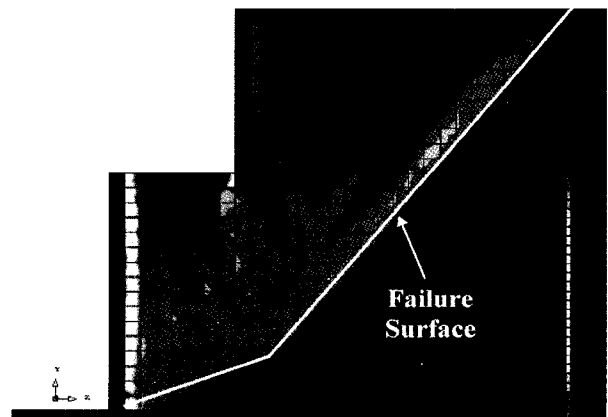
대한 유한요소해석을 수행하였다.

그림 20은  $D/H=0.5$ 의 경우에 대한 유한요소해석 결과로부터 작성된 변위벡터 및 최대전단변형률( $\epsilon_1-\epsilon_2$ ) 분포 경향을 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 그림 20(a)에서는 상·하단부 옹벽의 상호작용으로 인해 상단옹벽 저부의 침하 및 수평변위가 크게 발생하는 경향을 관찰 할 수 있다. 한편, 전반적인 변위거동을 살펴볼 경우 상·하단옹벽의 배면을 관통하는 전반활동 파괴의 발생 가능성을 보여주는 변위 메카니즘을 잘 관찰 할 수 있으며 이러한 경향은 최대전단변형률 등고선을 보여주는 그림 20(b)에서 보다 뚜렷하게 관찰할 수 있다. 이와 같이 계단식 옹벽은 상·하단옹벽의 상호작용 및 상단옹벽 기초지반의 지지력 부족으로 인해 상단옹벽에 과다 변위가 발생할 가능성이 높으며 이는 상·하단 옹벽의 전반활동 파괴로 이어질 수 있어 설계 및 시공시에 대한 세심한 검토가 요구된다고 하겠다.

그림 21은 상·하단옹벽의 벽체 및 보강토체 배면의 변위를 정량적으로 보여주고 있는데, 이 그림에서는 상·하단옹벽이 각각 일단옹벽으로 시공될 경우의 변위 양상도 함께 도시하고 있어 직접적인 비교가 가능하도록 하였다. 보이는 바와 같이 계단식 옹벽의 경우 하단 옹벽 상단부의 변위증가와 아울러서 상단옹벽의 하단부 변위 또한 현저히 크게 발생하는 경향을 잘 보여주고 있는데 이러한 경향은 앞서 언급한 바와 같이 상·하단 옹벽의 상호작용 및 상단옹벽 기초지반의 지지력 부족에 그 원인이 있는 것으로 판단되며, 이러한 경향은 계단식 옹벽의 시공 후 발생하는 상단옹벽 지지력 부족에 따른 하자사례와 잘 일치하고 있다. 따라서 계단식 옹

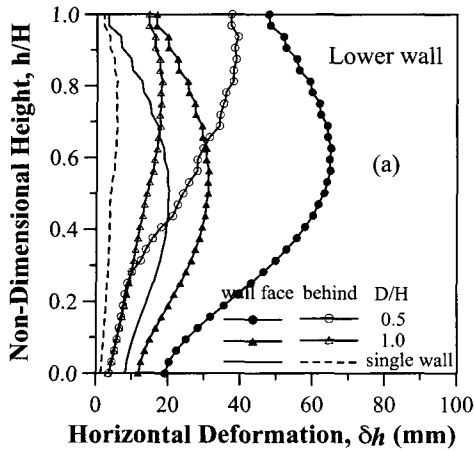


(a) 변위벡터

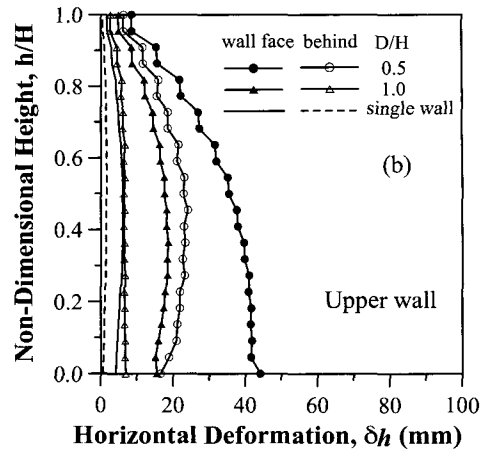


(b) 최대전단변형률

그림 20. 거동 메카니즘



(a) 하단옹벽



(b) 상단옹벽

그림 21. 다단식 옹벽의 벽체 변위 발생 경향

벽의 경우 벽체에 과도한 변위가 발생하는 것을 방지하기 위한 보강조치의 일환으로 상단옹벽의 기초지반으로 작용하는 하단옹벽 뒤채움영역 상단부 일부를 일정 깊이까지 버림 콘크리트로 보강하는 등의 보강조치가 필요할 것으로 사료된다. 한편,  $D/H=1.0$ 의 경우 상단옹벽이 하단옹벽으로부터 하단옹벽의 높이만큼 이격되어 있음에도 불구하고 여전히 상·하단 옹벽의 변위가 단일옹벽의 경우보다 크게 나타나고 있어 설계시 이에 대한 고려가 필요한 것으로 나타났다.

## 5. 결론

본 연구에서는 기초지반의 강성이 블록식 보강토 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하기 위해 보강토 옹벽에 대한 축소모형실험을 수행하였으며 축소모형실험 결과의 타당성을 검토하고 모형실험에서 다룰 수 없었던 다양한 조건을 고려함과 아울러서 현장옹벽 응력수준의 거동을 고찰하기 위해 가상의 현장옹벽에 대해 유한요소해석을 이용한 매개변수 연구를 수행하였다.

모형실험 및 유한요소해석결과에 의하면 기초지반의 강성이 감소할수록 벽체의 변위는 현저히 증가하는 것으로 나타났으며 이러한 변위증가는 보강토체의 내부변형의 증가보다는 보강토체의 강체거동을 통해서 발생하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 기초지반의 강성도에 관계없이 거의 일정한 양상을 나타내는 보강재 축력분포에서도 잘 관찰할 수 있었으며, 따라서 기초지반의 지지력 및 침하에 관련된 문제를 외적안정성의 측면에서 다루고 있는 현 설계기준은 타당한 것으로 판단된다.

기초지반의 지지력 문제가 야기될 수 있는 경우로서 계단식 옹벽의 거동 메카니즘을 고찰한 결과 계단식 옹벽의 거동은 상·하단옹벽의 상호작용 및 상단옹벽 기초지반의 강성부족으로 인해 추가적인 벽체변위가 발생하는 거동 메카니즘을 보였으며, 경우에 따라서 상·하단 보강토체 배면을 관통하는 전반활동 파괴의 유형을 보이는 것으로 나타났다. 따라서 계단식 옹벽의 경우에는 전반활동에 대한 검토가 반드시 수행되어야 할 것으로 판단되며, 상단옹벽의 과다침하 및 수평변위 발생을 억제하기 위해 하단옹벽 상단부를 일정 깊이까지 버림 콘크리트로 보강 조치하는 것이 바람직 할 것으로 사료된다. 한편,  $D/H=1.0$ 의 경우 상단옹벽이 하단옹벽으로부터 하단옹벽의 높이만큼 이격되어 있음에도 불구하고 상·하단 옹벽의 변위가 개별옹벽의 경우보다 크게 나타나고 있어 상·하단옹벽의 상호작용이 여전히 존재하는 것으로 나타났으며 설계시 이에 대한 고려가 필요할 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 성균관대학교 산업설비 안전성평가 연구센터(SAFETY and Structural Integrity Research Center)의 연구비 지원에 의해 수행되었으며 이에 감사 드립니다.

## 참고 문헌

1. 유충식, 이광문(1999), 블록식 보강토 옹벽의 거동 특성 연구, 한국지반공학회 논문집, 제15권, 제1호, pp.53-62.

2. Bathurst, R.J.(1990), "Instrumentation of Geogrid-Reinforced Soil Walls", *Transportation Research Record*, No. 1277, Soils, Geology, and Foundations, Modern Geotechnical Methods: Instrumentation and Vibratory Hammers, pp.109-116.
3. Bathurst, R.J. and Benjamin, D.J.(1990), "Failure of a Geogrid-Reinforced Soil Wall", *Transportation Research Record*, No. 1288, Soils, Geology, and Foundations, Geotechnical Engineering, pp. 109-116.
4. Bathurst, R.J.(1992). "Case study of a monitored propped panel wall", *Proc. 5th Int. Symp. on Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Balkema, Rotterdam, Brookfield, pp.159-166.
5. Bathurst, R.J. and Rajagopal, K.(1994) "Parametric Finite Element Investigation of Reinforced Soil Retaining Walls", *Fifth International Conference on Geotextiles*, pp.193-196.
6. Chou, N. N. S. & Wu, J. T. H.(1993). "Investigating performance of geosynthetics reinforced soil walls", Rep. No.CDOT-UCD-R-93-21, Colorado Dept. of Transportation.
7. Bolton, M.D.(1986), "The strength and dilatancy of sands", *Geotechnique*, London, U.K., 36(1), pp.65-78.
8. Collin, J.G. and Berg, R.R.(1994), "Permanent Geogrid Reinforced Soil Retaining Walls US Experience", *Proceeding Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Tatsuoka, F. and Leshchinsky, D., pp.61-68.
9. Davis, E.H.(1968), "Theories of plasticity and the failure of soil masses", *Soil mechanics: Selected Topics*, I. K. Lee, ed., Butterworths, London, U.K., pp.341-380.
10. DIANA Users Manual,(1996), Release 6.1, TNO Building and Construction Research, Netherlands.
11. FHWA,(1997). Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines, *FHWA Demonstration Project 82*, FHWA, Washington, DC, FHWA-SA-96-071.
12. Goodman, R. E., Taylor R. L., and Brekke, T. L.(1968). "A model for the mechanics of jointed rock", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, Vol.94, No.SM3, pp.637-657.
13. Juran, I. and Christopher, B.(1989), "Laboratory Model Study on Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.115, No.7, pp.905-926.
14. Kapurapu, R. and Bathurst, R.J.(1995), "Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls Using the Finite Element Analysis", *Computers and Geotechnics*, Vol.17, pp.179-299.
15. National Concrete Masonry Association(1997), "Segmental Retaining Walls", Second Edition(Authored by James G. Collin, Ph. D., P.E.
16. Rowe, R.K. & Ho, S.K.(1997). Continuous Panel Reinforced Soil Walls on Rigid Foundations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.123, No.10, pp.912-920.
17. Simac, M.R. et al.(1990), "Instrumented Field Performance of a 6 m Geogrid Soil Wall", *Proceeding 5th International Conference On Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, edited by Den Hoedt, pp.53-59.

(접수일자 2001. 4. 3, 심사완료일 2002. 6. 7)