한국토목섬유학회논문집 제10권 4호 2011년 12월 pp. 49 ~ 59
J. Korean Geosynthetics Society Vol.10 No.4 December. 2011 pp. 49 ~ 59

진동대 실험을 이용한 보강토 옹벽의 거동특성 연구

A Study on the Behavior of Reinforced Earth Retaining Walls by Shaking Table Test

윤 원 섭[1] Yoon, Won-Sub
채 영 수[2]* Chae, Young-Su
심 재 상[3] Shim, Jae-Sang

ABSTRACT

In order to understand evaluation of the seismic stability of a reinforced earth retaining, we made chambers of 1:10 (the ratio of the miniature), considering the law of similarity based on drawings of representative cross sections. And we measured an increase in acceleration, earth pressure, and displacement after applying Hachinohe wave (long period), Ofunato wave (short period), and artificial wave, complying with the domestic standards, in order to evaluate the external stability of the reinforced earth retaining wall during earthquake based on the measurements. As a result, the unreinforced earth retaining wall collapsed at 2 g of seismic acceleration. But the reinforced earth retaining wall was evaluated to ensure proper stability as well, with respect to the earth pressure gauge, the increments of earth pressure tend to be raised significantly in the upper than the lower and showed a similar characteristic of behavior in previous theory.

요 지

본 연구에서는 보강토 옹벽 구조물의 지진저항 특성을 파악하기 위하여 대표단면을 기초로 하여 축소모형의 비율에 해당하는 상사법칙을 고려하여 1:10의 상사비로 토조를 제작하였다. 그리고 국내 설계기준에 준하여 장주기인 Hachinohe파, 단주기인 Ofunato파, 인공지진파를 가진하여 실험 대상단면에 대해 가속도변화, 토압, 변위를 측정하고, 측정된 결과를 통하여 보강토 옹벽의 지진 시 외적안정성을 평가하였다. 실험결과 보강재를 설치하지 않은 옹벽구조물에서는 지진가속도 0.2g에서 파괴되었으나 보강재를 설치한 보강토 옹벽에서는 안정성을 확보하는 것으로 평가되었다. 토압계 측정결과 하부보다 상부에서 지진에 의한 토압의 증가량이 크게 발생되는 경향을 보였으며, 이는 기존의 이론과 비슷한 거동특성을 보이는 것으로 평가되었다.

Keywords **:** Reinforced earth retaining walls, Earthquake, Shaking table tests

1. 서 론

지금까지 보강토 옹벽의 활용 대상은 고속도로, 주택지, 호안 등으로 그 사용범위가 제한적이었으며, 지진 하중과 장기 반복하중에 대한 안정성 및 신뢰성이 충분히 입증되지 못하여 내진구조물로의 적용은 미미한 실정이다. 홍성완 등(2007)은 국내에서 수행되고 있는 보강토 옹벽에 관한 설계 시 문제점들을 지적하고 뒤채움재의 선정기준, 설계방법과 시공 및 품질기준에 대한 사항을 정리하였으나, 여기서 동하중과 내진에 대한 거동 분석 및 안정 기준에 대한 연구는 언급하지 않았다. Christopher 등(1990)은 견고한 기초지반 상에 축조된 보강토 벽체에서 시공완료 직후 예상되는 최대 수평변위 예측 방법을 실내모형실험, 원심모형실험 및 수치해석적 방법을 통하여 제시하였으며,

1 비회원, 수원대학교 토목공학과 공학박사 (Non-member, Ph.D, Dept. of Civil Engrg., The Univ. of Suwon)
2* 정회원, 수원대학교 토목공학과 교수 (Member, Professor, Dept. of Civil Engrg., The Univ. of Suwon, E-mail: yschae@suwon.ac.kr)
3 비회원, 진화기술공사 상무 (Non-member, Managing Director, Jin-Hwa Consulting Engrg.)

Chew and Mitchell(1994)은 수치해석적 방법을 통하여 보강토 옹벽의 높이 비에 따른 수평변위 예측방법을 제시하였다. Hausmann and Lee(1978), Saran 등(1979)는 현장경험에 근거해 뒤채움토를 보강함으로써 옹벽에 작용하는 수평토압을 실질적으로 감소시킬 수 있다는 연구결과를 제시한 바 있으나, 지금까지 내진에 대한 보강토 옹벽에 대한 연구 결과는 미비한 실정이다.

따라서 본 연구는 진동대실험장치를 이용하여 보강재를 사용한 블록식 옹벽과 보강재가 사용되지 않은 블록식 옹벽의 내진 안정성을 평가 및 비교하는 연구를 수행하였다. 옹벽의 대상단면을 선정하여 모형토조에 부설될 구조물의 모형을 제작하고, 검토 위치별로 변위계, 가속도계, 토압계를 매설 및 설치한 후 지진파 종류에 따른 계측결과를 획득하여 블록식 옹벽의 지진 시 외적안정성에 대해 분석하였다.

2. 보강토 옹벽의 거동 특성

2.1 보강토 옹벽의 파괴 메커니즘

현재 보강토 옹벽의 안정해석을 위하여 여러 가지 파괴형상이 제안되어 있다. 그 중 프랑스의 중앙도로연구소에서는 Rankine의 이론을 이용할 것을 주장하였으며, 그림 1과 같이 가정하였다. 보강재에 작용하는 최대인장력의 발생위치는 보강재와 전면판과의 연결부이며, 주응력의 방향은 수직 또는 수평이고, 전면판부근의 연직상재압력은 $\sigma_v = \gamma H$이다. 그러나 Rankine의 이론을 적용하기 위해서는 보강재 사이의 흙이 모두 파괴상태에 있어야 한다는 가정을 전제하여야 한다.

벽체 후면의 수평토압분포를 산정할 때에 Rankine의 주동토압계수(K_a)를 사용하는 것은 수평변위가 크게 발생하는 경우에 매우 적합하다. 이러한 경우는 섬유보강재와 같이 신축성이 매우 큰 보강재를 사용할 때에 해당되며, 반면에 비신축성 보강재를 사용하게 되면 수평변위가 감소하므로 정지토압계수(k_0)의 적용이 보다 적절할 것이다.

또한, Schlosser(1978)는 보강토 구조물에서 벽체에 인접한 위치에 있는 보강재에서는 인장력이 작게 발생되며, 일정한 거리 뒤에서 최대 인장력이 발생하게 된다고 보았다. 따라서 보강재에 발생하는 인장력 중 최대값을 가지는 위치를 지반의 파괴영역으로 가정하여 주동영역과 저항영역을 구분하였으며, 벽면 또는 구조물 상단의 수평변위가

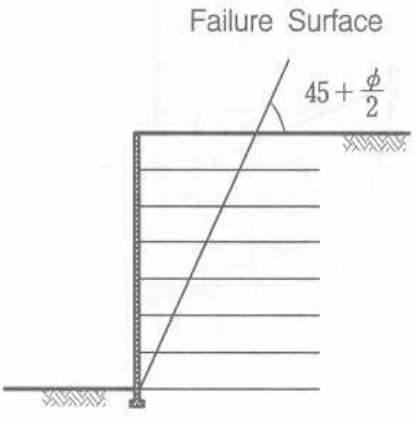


그림 1. Rankine의 파괴형상

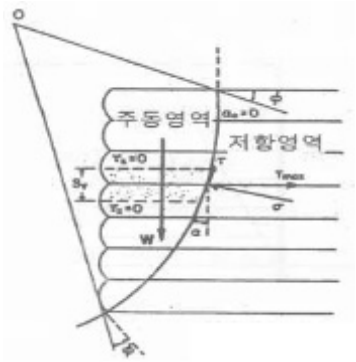


그림 2. 대수나선형 파괴

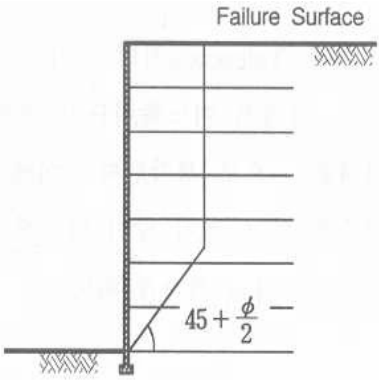


그림 3. 파괴면 결정

0인 조건을 적용하면 연직 성토자유면에 직교하게 된다. 벽면하단을 지나는 대수나선형의 파괴면을 가정하면 그림 2의 조건을 만족하게 된다.

보강재의 최대 인장력 발생 위치를 파괴면으로 가정할 경우에 가장 근접한 형태는 대수나선형 파괴면이나 계산상 많은 어려움이 따른다. 따라서 대부분 그림 3과 같이 간편한 Bilinear 형태의 파괴면을 가정하여 설계한다. Bilinear형으로 파괴면을 가정하게 되면 사용하는 보강재의 유효길이가 감소하여 경제성이 향상된다.

2.2 보강토 옹벽의 지진에 대한 외적안정성

본 연구에서는 보강토 옹벽의 외적안정성에 대해서만 분석하였으며, 보강토 옹벽에 대한 외적안정성 검토 내용을 한국토목섬유학회(2007)에서 다음과 같이 기술하였다. 한국토목섬유학회(2007)에서는 지진이 발생하면 보강토체에 관성력 P_{IR}이 작용되며, 배면토체의 수평토압도 증가한다. 보강토체에서의 관성력은 $0.5H$의 폭을 갖는 부분에서만 발생한다고 가정하면 식 (1)과 같다.

$$P_{IR} = M \cdot A_m \tag{1}$$

여기서, M = 0.5H의 폭을 갖는 보강토체네 활동영역의 중략

A_m= 토목섬유 보강토 옹벽의 최대 수평가속도

지진에 의해 배면토체로부터 보강토체에 작용하는 동적 수평토압 P_{AE}는 일본의 Mononobe and Okabe가 제안한 지진 시 주동토압계수 K_{EA}와 정적 주동토압계수 K_a를 이용하여 산정할 수 있다.

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi_f - \theta - \xi)}{\cos\xi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta+\theta+\xi)\left[1+\sqrt{\frac{(\sin(\phi_f+\delta)\cdot\sin(\phi_f-\beta-\xi)}{\cos(\theta-\beta)\cdot\cos(\delta+\theta+\xi)}}\right]^2} \tag{2}$$

여기서, ϕ_f=배면토사의 내부마찰각

θ=수직면에 대한 벽체 경사도

ξ=지진 관성각($\theta = \tan^{-1}A_m$; 지진에 의한 수직가속도 무시한 경우)

δ=벽면 마찰각

β=보강토체 상부의 성토사면각

지진 발생시의 보강토 옹벽에 대한 외적 안정검토는 다음과 같은 과정으로 수행한다.

(a) 설계지진력을 토대로 최대 수평지반가속도계수, A의 산정

(b) 옹벽에 유발된 최대 수평가속도 A_m의 산정

$$A_m = (1.45 - A) \cdot A \tag{3}$$

(c) 수평관성력 P_{IR}의 산정

$$P_{IR} = 0.5A_m \cdot \gamma_r \cdot H^2 \tag{4}$$

(d) 배면토체의 동적 수평토압 P_{AE}의 산정

식 (4)에서 $\phi_f = 30°$, $\alpha = \delta = \beta = 0°$인 경우에 대한 P_{AE} 값은 식 (5)와 같다.

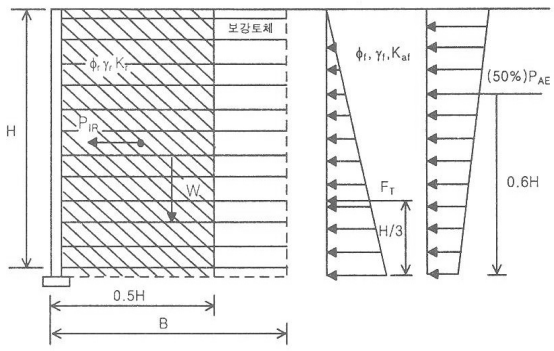
$$P_{AE} = 0.375A_m \cdot \gamma_f \cdot H^2 \tag{5}$$

지진 시 배면토체로부터 보강토체에 작용하는 총 수평토압은 정적 수평토압과 동적 수평토압의 1/2을 합한 값이다. 동적 수평토압을 1/2만 고려한 이유는 보강토체 내의 관성력과 동적 수평토압이 동시에 최대로 작용되지는 않을 것으로 보기 때문이다.

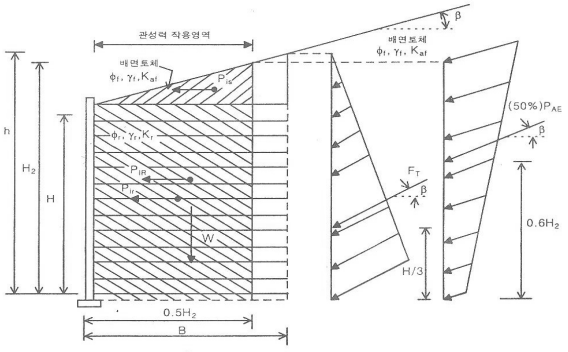
(e) 그림 4(b)와 같이 보강토체 상부에 성토사면이 존재하는 경우에는 관성력 P_{IR}과 동적 수평토압P_{AE}은 보강토체 내의 토체높이 H_2를 고려하여 산정한다.

$$H_2 = H + \frac{\tan\beta \cdot 0.5H}{(1 - 0.5\tan\beta)} \tag{6}$$

이때 P_{AE}값은 식 (5)에서 보강토체의 성토사면 경사각, β를 고려하고 토체높이 H_2를 고려하여 산정할 수 있다. 또한, 관성력 P_{IR}은 지진 시 관성력 유발되는 토체의 폭을



(a) 보강토 상부가 수평한 경우



(b) 보강토체 상부에 무한 성토사면이 있는 경우

그림 4. 지진 시 토목섬유 보강토 옹벽의 외적 안정해석

$0.5H_2$로 고려하여 식 (7)에서 식 (9)와 같이 산정한다.

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \quad (7)$$

$$P_{ir} = 0.5A_m \cdot \gamma_r \cdot H_2 \cdot H \quad (8)$$

$$P_{is} = 0.125A_m \cdot \gamma_f \cdot (H_2)^2 \cdot taj\beta \quad (9)$$

P_{is}은 그림 4(b)에서 보듯이 P_{ir}과 P_{is}의 복합중심에서 작용한다.

3. 상사법칙을 적용한 진동대실험

3.1 실험장치 및 조건

3.1.1 진동대실험장치

본 연구는 블록식 옹벽의 내진 성능을 평가하기 위한 것으로 상사율을 고려하여 1g 진동대 모형실험으로 안정성평가를 수행하였다. 여기서 동적거동을 검토하여 적용된 상사율은 1/10으로 실제 옹벽시공높이는 5m인 경우를 고려하여 실험을 수행하였으며, 모형제작의 순서는 일반적인 현장시공 절차에 따라 설치한 후 지진에 의한 계측결과를 분석하였다. 진동대 모형실험을 수행하면서 분석해야 할 항목은 다음과 같다.

(1) 구조물의 하부, 중간부, 상부, 최상부의 수평 변위량을 측정한다.
(2) 옹벽의 하부층과 상부층의 최대가속도 변화량을 측정한다.
(3) 블록식 옹벽내의 하부층과 상부층의 수평 및 수직토압을 측정한다.
(4) 각 계측기에서 계측된 결과를 비교·분석을 통해서 내진에 대한 외적안정성 평가를 한다.

3.1.2 대상 구조물

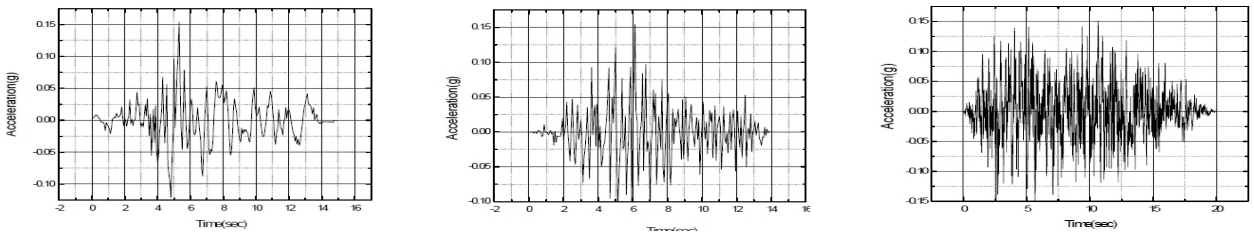
본 연구의 실험대상인 구조물은 블록식 옹벽으로써 0.1g, 0.15g, 0.2g의 지진가속도로 장주기파, 단주기파, 인공지진파의 지진이 발생 하는 경우 보강재 설치 유·무에 따른 옹벽구조물의 내진안정성에 대해서 판단하고자 한다.

3.2 진동대 모형실험에 사용된 입력 지진파

실제 지진기록은 크기를 조정하여 목표로 하는 최댓값을 만족시킨다 하더라도 설계응답스펙트럼을 만족시키지 못하는 경우가 발생할 수 있다. 또한, 설계응답스펙트럼에 부합하는 지진은 실제 기록된 파형 중에는 없기 때문에 인위적으로 인공지진파를 생성시켜서 작성하여 설계지진에 대한 실험에서 사용을 한다. 따라서 인공지진파를 작성하기 위하여 응답스펙트럼을 포괄하는 지진지반운동을 확률적으로 구해 응답스펙트럼에 상응하는 가속도 시간이력 데이터를 Eqmaker 프로그램을 통해서 생성하였다. 현재까지 기록된 실제 기록지진들 중에서 대표적으로 장주기 성분과 단주기 성분을 많이 포함하고 있는 지진파는 일본에서 발생한 장주기와 단주기 지진기록으로 본 실험에 적용하였다. 블록식 옹벽구조물의 진동대 실험에 적용된 가속도 시간이력은 그림 5와 같다.

3.3 상사비의 결정

본 연구에서는 실제 구조물에 대한 축소모형을 제작하여 동적거동을 분석하는 연구로써 축소모형과 원형사이의 크기관계(상사법칙)를 합리적으로 정리하는 것이 필요하여 Iai(1989)가 제안한 상사법칙을 적용한 진동대실험으로 지반-구조물 상호작용을 파악하였다. 상사법칙은 실험대상 지반의 동적 거동특성상 반복 유동성 거동의 특성을 띄고, 모형의 전단파 속도를 판단할 수 없기 때문에 Iai(1989)가 제안한 상사법칙중 제2형태를 사용하였다. 진동대 모



(a) 장주기파 (b) 단주기파 (c) 인공지진파

그림 5. 가속도 시간이력

형실험에서는 진동대의 제원 및 제반 실험조건을 고려하여 보강재를 사용하지 않은 경우와 보강재를 사용한 경우의 단면은 1/10 크기로 모델링하였다. 각 단면에 대하여 실험한 항목은 변위, 가속도, 토압이므로 표 1에 주어진 상사법칙의 물리량 중 길이, 시간, 변위, 응력, 가속도를 고려하였으며, 축소된 단면의 크기에 영향을 받는 물리량은 가속도를 제외하고, 모든 항목에서 영향을 받는 것을 알 수 있다. 표 1은 각 단면의 실제 구조물-진동대 모형실험에서의 상사법칙이다.

3.4 계측기 설치

3.4.1 사용된 계측장비

모형실험에서 진동에 따른 구조물 모형의 외적안정성을 분석하기 위해 변위계와 가속도계, 토압계를 설치하였다. 또한, 계측기에서 나온 데이터의 특징을 수렴할 수 있도록 data acquisition system을 설치하였다. 그림 6은 실험에 사용된 계측기와 data acquisition system이다.

표 1. 진동대 모형실험에 사용된 각 물리량의 상사비

구 분	상사비(Type Ⅱ)	1/10 모형의 상사비
길이	λ	10
시간	λ0.75	5.62
변위	λ1.5	31.62
응력	λ	10
가속도	1	1

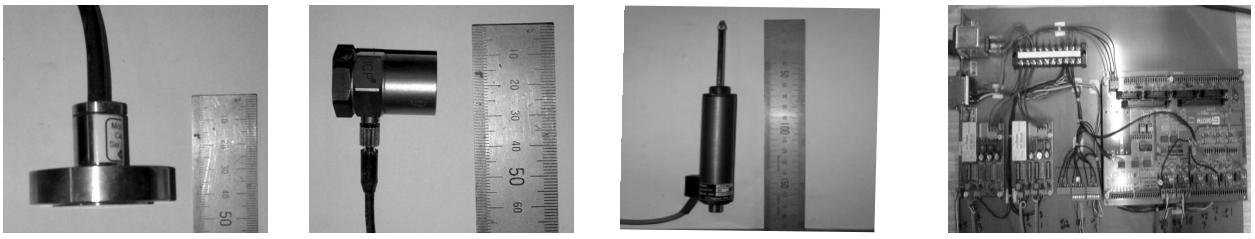
3.4.2 계측기 설치 위치

진동대 모형실험 시 보강재를 사용하지 않은 경우와 보강재를 사용한 경우의 계측기의 위치는 동일하였다. 그림 7은 진동대 모형실험의 계측기 위치이다. 옹벽의 전면에 변위계를 설치하였고, 뒷채움재의 지표면과 상부, 하부에 가속도계를 설치하였으며, 뒷채움재 상부와 하부에 수직 및 수평토압계를 설치하였다.

3.5 진동대 모형실험방법

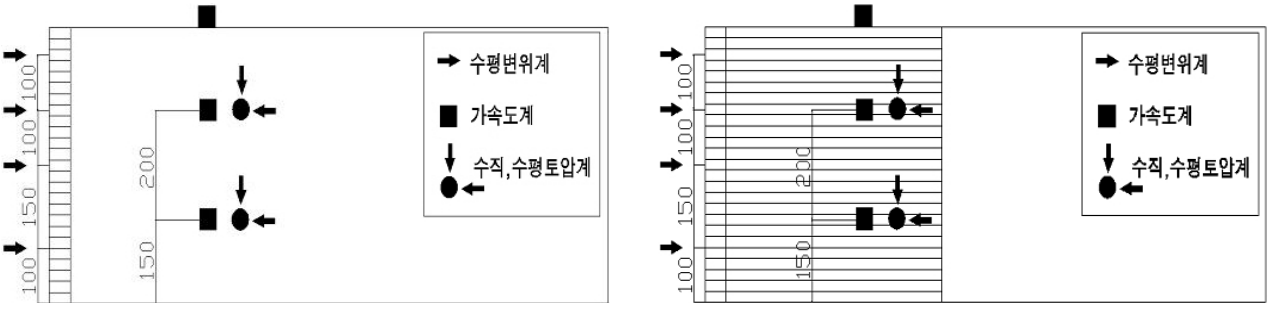
3.5.1 모형지반 구성의 개요

모형단면 형성을 보다 정확히 하고, 지진후의 변화된 단면 형상을 쉽게 파악하기 위해 토조 바깥쪽 측면에 상사율에 의거 실제 크기의 1/10 비율로 단면형상을 모사한 가이드라인을 붙였다. 조성된 모든 모형지반에 대해 실제 지진 기록파인 장주기파, 단주기파 그리고 인공지진파에 대해 실험하였다. 모형단면의 조성순서는 원지반을 조성하고, 실제 현장의 보강토 옹벽 시공 순서에 맞게 조성하였다.



(a) 토압계 (b) 가속도계 (c) 변위계 (d) Data Acquisition System

그림 6. 모형실험의 계측장비



(a) 보강재를 사용하지 않은 경우 (b) 보강재를 사용한 경우

그림 7. 진동대 모형실험의 계측기 위치

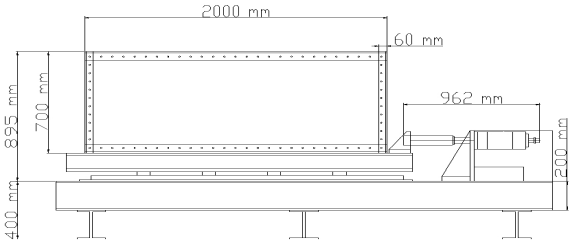
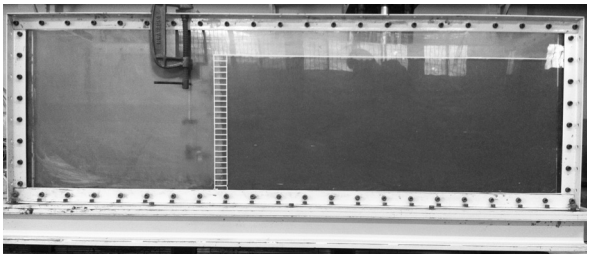
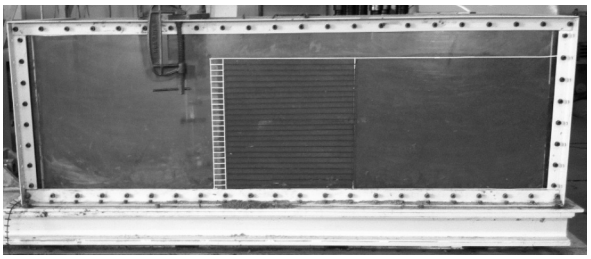


그림 8. 진동대실험장치 모식도



(a) 보강재를 사용하지 않은 경우



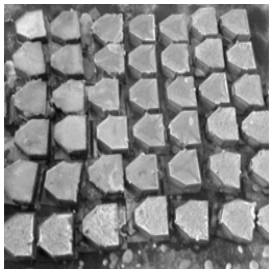
(b) 보강재를 사용한 경우

그림 9. 진동대 모형실험 토조전경

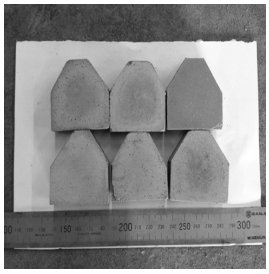
블록과 뒷채움재를 시공하면서 원하는 위치에 계측기를 설치하는 순서로 조성을 하였으며, 모형지반의 설치는 최대한 현장조건에 부합하도록 했다. 그림 8과 같이 1/10 상사비를 적용할 수 있는 모형 실험용 토조를 제작하였으며, 상사율의 의하여 제작된 진동대 모형실험 토조전경은 그림 9와 같다.

3.5.2 블록 모형 제작

본 연구에 사용된 보강토 옹벽의 블록은 1/10의 상사율로 제작하였다. 사용된 보강토 옹벽의 블록은 500mm×500mm×200mm(가로×세로×높이)인 블록을 50mm×50mm×20mm(가로×세로×높이)로 상사비 1/10의 비율로 축소하여 그림 10과 같이 아크릴로 틀을 제작하고, 블록을 시멘트재료로 양생하였다. 옹벽블록 모형은 모형토조 안에 단면 폭 600mm, 단면 높이 500mm에 12줄×25층으로 총 300개를 사용하여 블록을 형성하였다.

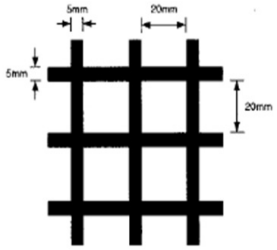


(a) 옹벽블록 모형 제작

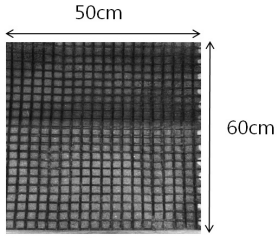


(b) 옹벽블록 모형

그림 10. 옹벽블록 모형



(a) 보강재 제원



(b) 실제 보강재 모습

그림 11. 실험에 사용된 보강재

3.5.3 그리드(grid)

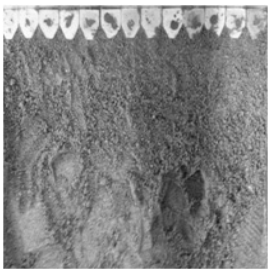
보강재로 사용된 그리드(grid)는 PET재질로 길이 500mm, 폭 600mm로 절단하여 제작하였으며, 양방향그리드를 사용하였다(그림 11). 본 연구에 사용된 양방향그리드는 39.2kN의 인장강도를 받을 수 있는 그리드로 모형실험에서 상사비를 고려한 그리드 제작은 제작비용과 제작기간 등의 어려움이 있어 현재 공장제작이 되는 양방향 그리드 중 인장강도가 가장 작은 재료를 사용하였다. 그러나 모형의 크기를 고려하면 인장강도는 충분히 커서 옹벽의 내적 안정성은 충분히 확보가 되었다. 따라서 본 연구에서는 보강토 옹벽의 지진 시 내적안정성보다 외적안정성에 대해 중점적으로 분석하였다.

3.5.4 진동대 모형실험 시공순서

본 연구는 진동대 실험결과의 정량적인 분석보다는 지진으로 인한 구조물의 거동경향에 대한 분석을 주목적으로 한다. 따라서 진동대 실험순서는 제작된 모형을 진동대 상에 거치하여 표면에 가속도계 및 변위계 등의 계측기를 부착한 후 장주기파와 단주기파 그리고 인공지진파를 모형에 가진하고, 실험을 수행한 후 가속도계와 변위계의 반응결과를 분석하여 구조물의 안정성 평가 자료로 사용하였다. 그림 12는 보강재를 사용하지 않은 경우의 시공 순서로 기반층을 조밀하게 다짐을 해서 조성한 후 뒷채움재 시료는 다짐시험결과를 토대로 최대건조단위중량 17.1kN/m^3

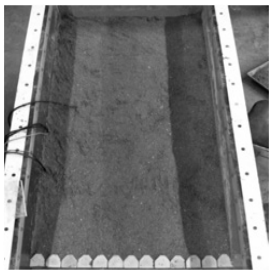
(a) 기반층 조성

(b) 뒤채움재 조성



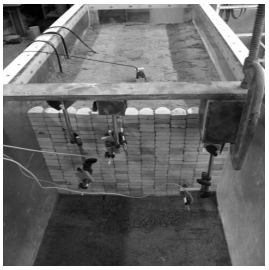
(c) 블록 설치

(d) 토압계 가속도계 설치



(e) 뒤채움재 완성

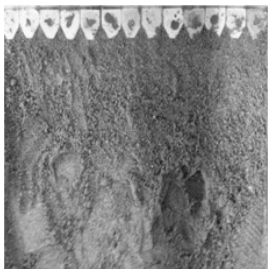
(f) 보강토 블록 완성



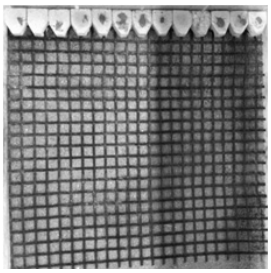
(g) 변위계 설치

그림 12. 보강재를 사용하지 않은 경우 시공 순서

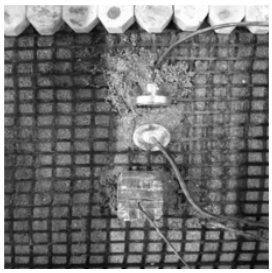
(a) 기반층 조성



(b) 블록 설치

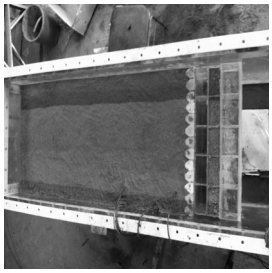


(c)그리드 설치

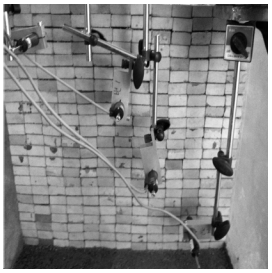


(d) 토압계 가속도계 설치

(e) 뒤채움재 조성



(f) 보강토 블록 완성



(g) 변위계 설치

그림 13. 보강재를 사용한 경우 시공 순서

과 최적함수비 11%로 조절하여 토조안에 다져가며 조성한다. 뒷채움재를 조성하면서 블록을 한 줄씩 높여가며, 하부에 수평-수직 토압계와 가속도계를 설치하고, 상부에도 수평-수직 토압계와 가속도계를 설치한다. 25층의 보강토 블록을 모두 조성 후에 하부, 중간부, 상부, 최상부에 각각 변위계를 설치함으로써 진동대 모형실험 준비가 완료된다.

그림 13은 보강재를 사용하였을 때의 시공 순서로 기반층을 조밀하게 다짐을 해서 조성한 후 블록과 보강재, 뒷채움재를 시공하였다. 보강재를 사용한 경우에도 보강재를 사용하지 않은 경우와 마찬가지로 계측기를 설치함으로써 진동대 모형실험 준비가 완료된다.

4. 실험결과 및 분석

본 논문에서는 블록식 보강토 옹벽의 지진에 대한 안정

성을 분석하기위해 진동대 모형실험을 수행하였다. 지진하중 발생 시 토압 발생으로 인한 영향을 검토하기위해 토압계를 설치하였고, 발생되는 수평 거동을 파악하기 위해 변위계를 설치하였다. 또한, 지진파에 대한 지반 가속도를 측정하기 위해 가속도계를 설치하였다. 설치된 계측기로 옹벽의 지진 시 외적안정성에 대한 거동특성을 분석하였으며, 블록식 옹벽의 거동 특성을 보강재를 설치하지 않은 경우와 보강재를 설치한 경우에 대해 비교 분석한 실험결과는 다음과 같다.

표 2. 최대수평변위 측정결과

구 분		최대수평변위(mm)			
		LVDT #1 (최상부)	LVDT #2 (상부)	LVDT #3 (중간부)	LVDT #4 (하부)
0.1g	장주기파	5.10	7.34	5.40	3.53
	단주기파	8.70	10.17	6.12	4.76
	인공지진파	19.41	16.85	7.94	6.43
0.15g	장주기파	7.26	9.74	6.32	4.87
	단주기파	19.09	13.58	6.53	5.91
	인공지진파	28.61	23.94	8.71	7.26

표 3. 가속도 측정결과

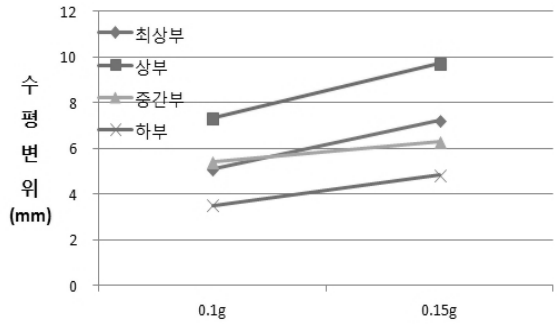
구 분		가속도(g)		
		장주기파	단주기파	인공지진파
0.1g	상부	0.13	0.16	0.22
	중간부	0.12	0.13	0.15
	하부	0.11	0.12	0.13
0.15g	상부	0.18	0.24	0.27
	중간부	0.17	0.19	0.23
	하부	0.16	0.17	0.21
0.2g	상부	0.25	0.27	0.28
	중간부	0.22	0.24	0.26
	하부	0.21	0.21	0.23

표 4. 토압계 측정결과

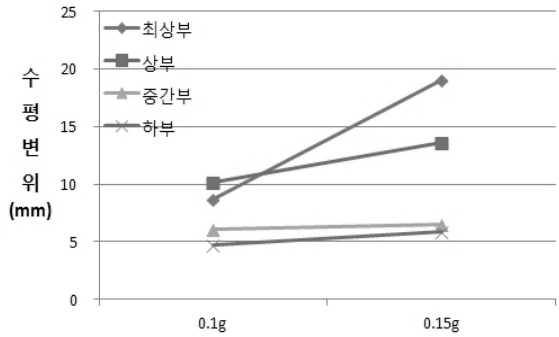
구 분		토압(kPa)		
		장주기파	단주기파	인공지진파
0.1g	하부수직	195.3	205.7	256.3
	하부수평	146.5	182.0	210.0
	상부수직	640.9	701.9	762.9
	상부수평	201.4	250.2	262.5
0.15g	하부수직	244.1	225.8	286.9
	하부수평	152.6	164.8	219.7
	상부수직	762.9	885.0	976.6
	상부수평	249.4	305.2	341.8
0.2g	하부수직	195.3	219.7	317.4
	하부수평	169.9	207.5	230.4
	상부수직	824.0	891.8	1,037.6
	상부수평	354.0	380.7	456.7

4.1 보강재를 설치하지 않은 경우

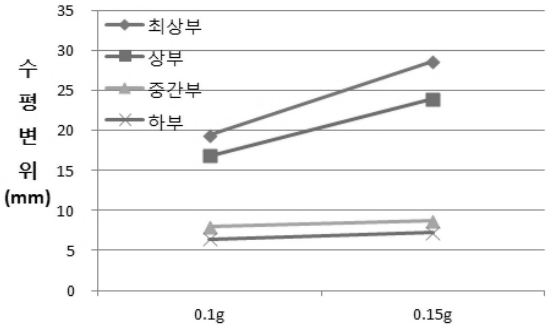
표 2~4 및 그림 14~17은 보강재를 설치하지 않은 경우의 진동대 모형실험 결과이다. 진동대 모형실험결과 지진파에 대한 최대변위는 0.15g의 지진가속도 최상부 구간의 인공지진파에서 28.61mm로 발생되었으며, 0.2g의 경우는 그림 18과 같이 옹벽이 전도파괴의 형태로 블록이 전도되어 변위계 계측범위를 벗어나 측정이 불가능하였다. 또한, 0.1g 인공지진파의 발생변위가 19.41mm로 옹벽의 수평변위허용치 1/300의 변위인 16.7mm보다 크게 발생되어 보강재가 설치되지 않은 블록식 옹벽의 경우 0.1g 이상에서 수평변위허용치를 초과하는 것으로 분석되었다. 가속도 측정결과 최대응답가속도값은 뒷채움재 지표면의 인공지



(a) 장주기파

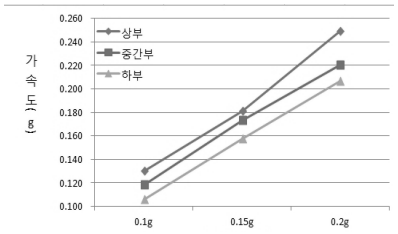


(b) 단주기파

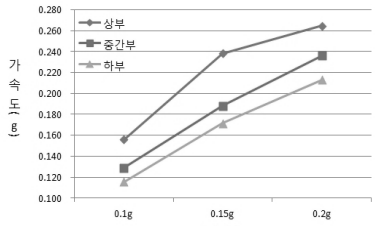


(c) 인공지진파

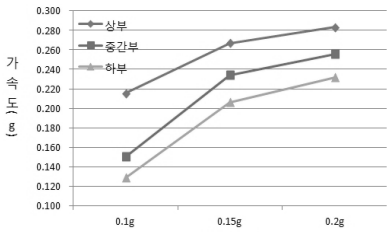
그림 14. 변위 측정결과



(a) 장주기파

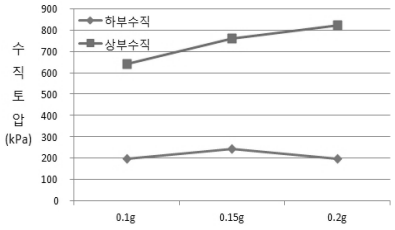


(b) 단주기파

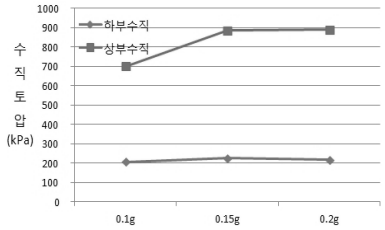


(c) 인공지진파

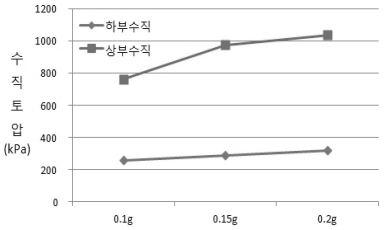
그림 15. 가속도 측정결과



(a) 장주기파

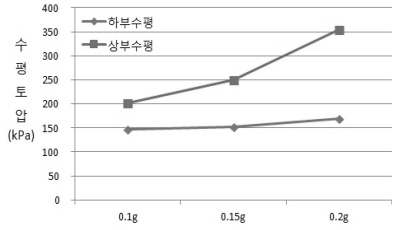


(b) 단주기파

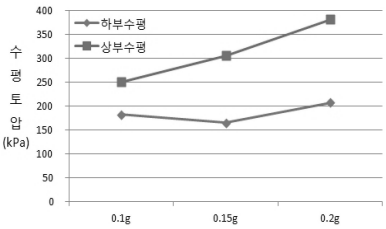


(c) 인공지진파

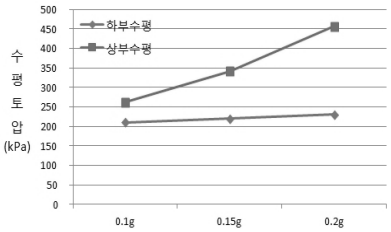
그림 16. 수직토압 측정결과



(a) 장주기파



(b) 단주기파



(c) 인공지진파

그림 17. 수평토압 측정결과

그림 18. 보강재를 설치하지 않은 경우 0.2g에서의 옹벽의 파괴

진파에서 0.2g 가진시 0.28g로 가장 크게 발생되었고, 가속도 할증율은 0.1g 상부에서 120%로 발생되었으며, 0.15g 상부에서 80%, 0.2g 상부에서 40%정도의 할증율을 보였다. 성토층 하부에서의 할증율은 0.1g에서 29%로 가장 컸으며, 가속도가 클수록 가진 가속도와 비슷하였다. 가속도 할증율은 0.1g에서 가장 컸다. 토압 측정결과 최대수직토압은 상부구간 인공지진파에서 1,037.6kPa, 최대수평토압은 456.7kPa으로 발생되었으며, 하부구간보다 상부구간에서 토압이 컸다.

표 5. 최대변위 측정결과

구 분		최대수평변위(mm)			
		LVDT #1(최상부)	LVDT #2(상부)	LVDT #3(중간부)	LVDT #4(하부)
0.1g	장주기파	0.62	0.62	3.42	2.49
	단주기파	0.52	0.62	3.67	2.80
	인공지진파	0.62	0.83	4.77	3.52
0.15g	장주기파	0.79	0.93	3.94	2.90
	단주기파	1.04	1.24	4.35	3.52
	인공지진파	1.25	1.87	5.01	4.29
0.2g	장주기파	0.90	1.35	4.56	3.21
	단주기파	1.24	1.66	4.97	4.03
	인공지진파	1.47	2.18	5.59	4.41

4.2 보강재를 설치한 경우

표 5~7 및 그림 19~22는 보강재를 설치한 경우의 진동

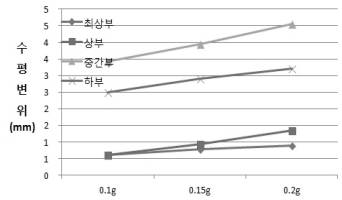
대 모형실험 결과이다. 진동대 모형실험결과 지진파에 대한 최대변위는 0.2g 지진가속도 중간부 구간의 인공지진파에서 5.59mm로 발생되어 보강재가 설치되지 않은 옹벽

표 6. 가속도 측정결과

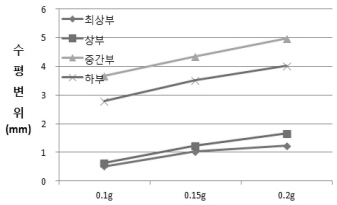
구 분		가속도(g)		
		장주기파	단주기파	인공지진파
0.1g	상부	0.13	0.16	0.19
	중간부	0.12	0.13	0.14
	하부	0.10	0.11	0.12
0.15g	상부	0.17	0.22	0.27
	중간부	0.17	0.19	0.24
	하부	0.16	0.17	0.20
0.2g	상부	0.24	0.26	0.30
	중간부	0.23	0.24	0.25
	하부	0.21	0.21	0.24

표 7. 토압계 측정결과

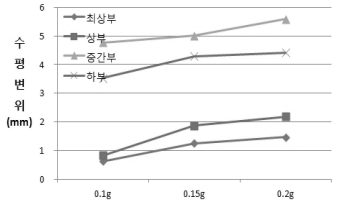
구 분		토압(kPa)		
		장주기파	단주기파	인공지진파
0.1g	하부수직	256.3	238.0	268.6
	하부수평	160.2	177.0	201.4
	상부수직	701.9	915.5	976.6
	상부수평	181.4	208.3	258.3
0.15g	하부수직	261.0	280.8	311.3
	하부수평	164.8	183.1	201.7
	상부수직	885.0	1,007.1	1,062.0
	상부수평	224.0	237.3	279.2
0.2g	하부수직	390.6	415.0	518.8
	하부수평	177.0	190.6	221.0
	상부수직	942.2	1,053.9	1,265.7
	상부수평	229.2	247.7	330.6



(a) 장주기파

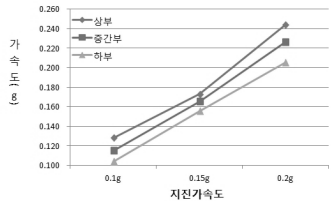


(b) 단주기파

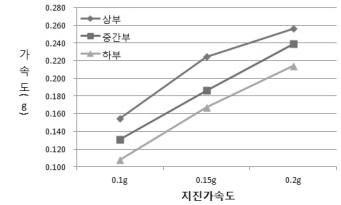


(c) 인공지진파

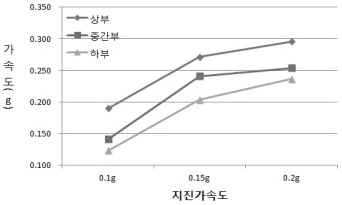
그림 19. 변위 측정결과



(a) 장주기파

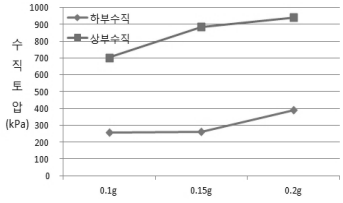


(b) 단주기파

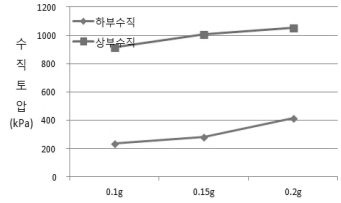


(c) 인공지진파

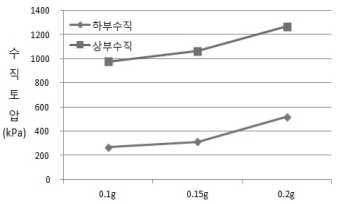
그림 20. 가속도 측정결과



(a) 장주기파

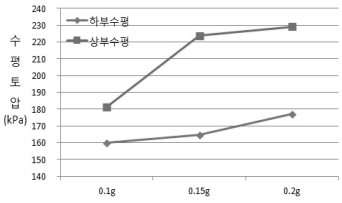


(b) 단주기파

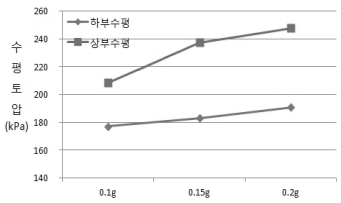


(c) 인공지진파

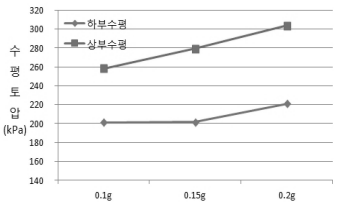
그림 21. 수직토압 측정결과



(a) 장주기파



(b) 단주기파



(c) 인공지진파

그림 22. 수평토압 측정결과

의 상부구간에서 최대 변위가 발생되는 것과 비교되었다. 각각의 지진파에서 발생한 변위는 옹벽의 수평변위 허용치인 1/300의 변위인 16.7mm보다 작게 발생되어 보강재가 설치된 블록식 옹벽의 경우 지진에 의한 안정성이 유지되었다. 가속도 측정결과 최대응답가속도값은 뒷채움재 지표면의 인공지진파에서 0.2g 가진 시 0.30g로 가장 크게 발생되었으며, 가속도 할증율은 0.1g 상부에서 90%로 가장 컸으며, 0.15g 상부에서 80%, 0.2g 상부에서 50%의 할증율을 보였다. 성토층 하부에서의 할증율은 0.15g에서 35%로 가장 컸다. 가속도 측정결과 상부구간에서는 가속도 할증율이 보강재가 설치되지 않은 경우보다 작았으며, 하부구간에서는 가속도 할증율이 보강재를 설치하지 않은 옹벽보다 크게 발생하였다. 토압 측정결과 최대수직토압은 상부구간에서 인공지진파에서 1,265.7kPa, 최대수평토압은 330.6kPa으로 나타났으며, 하부구간보다 상부구간에서 토압이 크게 발생되었다. 보강재가 설치되지 않은 경우와 비슷한 경향을 보였으나 보강재가 설치된 경우 보강재가 설치되지 않은 옹벽보다 수직토압은 증가를 하고, 수평토압은 감소하였다.

5. 결 론

본 연구에서는 1/10의 상사법칙을 적용한 보강토 옹벽의 대표단면에 대해 0.1g, 0.15g, 0.2g의 지진가속도를 가진하고, 보강재를 설치한 경우와 보강재를 설치하지 않은 블록식 옹벽에 대해 진동대 모형실험을 실시하였다. 실험을 통해 변위와 토압, 가속도를 측정하여 옹벽의 외적안정성을 분석한 결과는 다음과 같다.

(1) 보강재를 설치하지 않은 경우 최대변위와 최대가속도, 토압은 상부구간에서 발생되었으며, 보강재를 설치한 경우 최대 변위는 중간부근에서 발생하였고, 최대가속도와 토압은 상부구간에서 발생되었다.

(2) 보강재를 설치하지 않은 경우는 0.1g 인공지진파에서도 옹벽의 수평변위 허용치 1/300을 벗어났으며, 0.2g에서는 블록이 전도되는 구조물의 파괴가 발생되어 옹벽이 안정성을 확보하지 못하였으나 보강재를 설치한 경우에는 모두 허용변위 이내로 발생되어 옹벽의 안정성을 확보하였다.

(3) 가속도 측정결과 최대발생가속도는 보강재가 설치되지 않은 경우 뒷채움재 지표면의 인공지진파에서 0.2g 가진시 0.28g로 발생되었으며, 가속도 할증율은 0.1g 상부에서 120%, 0.15g 상부에서 80%, 0.2g 상부에서 40%의 할증율을 보였다. 또한, 보강재를 설치한 경우 최대발생가속도는 뒷채움재 지표면의 인공지진파에서 0.2g 가진시 0.30g로 가장 컸으며, 가속도 할증율은 0.1g 상부에서 90%, 0.15g 상부에서 80%, 0.2g 상부에서 50%의 결과를 보였다.

(4) 보강재가 설치된 옹벽 상부구간에서의 가속도 할증율은 보강재가 설치되지 않은 경우 0.1g를 제외한 모든 가진가속도에서 할증율이 크게 발생되었으며, 하부구간에서는 0.2g의 경우에만 보강재가 설치되지 않은 옹벽보다 할증율이 큰 것으로 평가되었다.

(5) 토압 측정결과 보강재 설치 유무와 상관없이 최대수직 및 수평토압은 상부구간 인공지진파에서 발생되었으며, 보강재를 설치하지 않은 경우보다 보강재가 설치된 경우 수직토압은 증가하고, 수평토압은 감소하였다.

(6) 따라서, 블록식 옹벽구조물의 보강재 설치 유무에 따른 내진안정성 평가 결과 보강재를 설치하지 않은 블록식 옹벽보다 보강재가 설치된 보강토 옹벽이 지진에 대해서 안정한 구조물인 것으로 평가되었다.

참고문헌

1. 한국토목섬유학회 (2007), *토목섬유의 특성 평가기법 및 활용*.
2. 홍성완, 조삼덕 (2007), *지반공학의 현기술과 개선방향*, 한국건설기술연구원 지반연구부, pp.451-466.
3. Chew, S. H. and Mitchell, J. K. (1994), “Deformation Evaluation Procedure for Reinforced Soil Walls”, *The Forth International Conference on Geotextile, Geomembranes and Related Products*, Singaqpore, pp.171-176.
4. Christopher, B. R., Gill, S. A., Giroud, J. P., Juran, I., Schlosser, G., Mitchell, J. K. and Dunnicliff, H. (1990), *Reinforced Soil Structure: Vol.Ⅱ Summary of Research and System Information*, FHWA Report #FHWARD-89-043, U.S. Department of Transportation.
5. Hausmann, M. R. and Lee, K. L. (1978), “Rigid Model Wall with Soil Reinforcement”, *Proceedings of ASCE Symposium on Earth Reinforcement*, Pittsburgh, pp.400-427.
6. Iai, S. (1989), “Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field”, *Soils and Foundations*, JGS, Vol.29, No.1, pp.105-118.
7. Saran, S., Talwar, D. V. and Prakash, S. (1979), “Earth Pressure Distribution on Retaining Wall with Reinforced Earth Backfill”, *International Conference on Soil Reinforcement*, Paris.
8. Schlosser, F. (1978), “La Terre Arme'e Historique Development, Acruel and Futur”, *Proceedings Symposium Soil Reinforced Stabilizing Technical NSWISITNSW*, pp.5-28.

(논문접수일 2011. 11. 13, 심사완료일 2011. 12. 13)