

유한요소해석에 의한 블록식 보강토 옹벽의 지진시 응답특성

Seismic Response of Soil-Reinforced Segmental Retaining Walls by Finite Element Analysis

유 충 식* Yoo, Chung-Sik

Abstract

This paper presents the results of finite element analysis on the seismic response of a soil-reinforced segmental retaining wall subjected to a prescribed earthquake record. The results of finite element analysis indicate that the maximum wall displacement occurs at the top, exhibiting a cantilever type of wall movement. It is also revealed that the increase in reinforcement tensile load is more pronounced in the upper part of the reinforced zone, resulting in a more or less uniform distribution pattern. The computed reinforcement tensile loads based on NCMA and FHWA design guidelines do not appear to agree fairly well with the results of finite element analyses. A parametric study on the effect of reinforcement pattern for mitigating wall deformation demonstrates that there exist critical stiffness and length of reinforcements beyond which further increase would not contribute to additional reinforcing effect. Based on the findings from this study, a number of implications of the current design methods are discussed.

요 지

본 고에서는 블록식 보강토 옹벽의 지진시 거동에 관한 유한요소해석 결과를 다루었다. 보강토 옹벽의 지진시 변위 거동을 검토한 결과 벽체저부를 지점으로 하는 캔틸레버형태의 변위 거동을 보였으며 따라서 옹벽 상단부에서의 보강재 인장력 증가가 현저하게 나타나 벽체전반에 걸친 분포양상은 균등한 경향을 보였다. 한편, 지진하중으로 인한 증분유발인장력에 관하여 검토한 결과 기존의 보강토 옹벽 내진설계기준과 비교하여 정성·정량적인 측면에서 상당한 차이를 보였으며 내진설계기준이 전반적으로 과소평가 하는 것으로 나타났다. 아울러서, 내진설계측면에서 변위억제 방안에 관한 매개변수 연구결과 임의 조건에 있어서 최대의 보강효과를 나타내는 보강재 임계 강성과 포설길이가 존재하며 최적의 보강효과를 얻기 위해서는 이에 대한 종합적인 검토가 요구되는 것으로 나타났다. 본 고에서는 연구 결과를 종합적으로 고찰하여 실무 적용관점에서의 주안점을 언급하였다.

Keywords : Earthquake, Finite element analysis, Reinforced earth, Segmental retaining wall, Seismic design

1. 서 론

우수한 경제성 및 시공성을 바탕으로 우리나라뿐만 아니라 전 세계적으로 기존의 중력식 옹벽의 대체 공법으로 인정받고 있는 블록식 보강토 옹벽은 구조적인 유연성으로 인해 내진성이 우수한 것으로 알려져 있으며 이러한 우수한 내진성은 최근 미국 및 일본 등지에

서 발생한 강력한 지진에서 확인된 바 있다. 그러나 아직 까지 지진시 역학적 거동 특성에 대한 명확한 이해가 부족한 실정이어서 준정적 해석기법에 근거한 내진설계 기준이 적용되고 있으며, 따라서 이에 대한 체계적인 연구의 필요성이 높아가고 있다. 최근에 들어와서 우리나라에서도 지진 발생 빈도가 늘어가고 있는 추세여서 내진설계에 대한 기준이 강화되고 있으며,

* 정회원, 성균관대학교 건축·조경 및 토목공학부 부교수

이에 따라 각종 토목 구조물의 내진설계에 관련된 시방이 마련되고 있으나 최근에 그 적용성이 급상승하고 있는 블록식 보강토 옹벽의 경우 대부분 내진 설계가 생략되고 있는 실정이며, 따라서 우리나라 실정에 적합한 블록식 보강토 옹벽의 내진 설계 기준 및 관련 시방의 마련이 요구된다고 하겠다.

보강토 옹벽의 대표적인 설계기준으로는 NCMA (National Concrete Masonry Association) 및 FHWA (Federal Highway Administration)에서 제시한 내진설계 기준을 들 수 있다(NCMA 1999; FHWA 1996). NCMA 설계기준은 Bathurst와 그의 공동연구자들의 연구결과 (Bathurst & Cai 1994, 1995; Bathurst 등 1996; Bathurst & Hatami 1998a,b)를 토대로 제시된 설계기준으로서 블록식 보강토 옹벽을 대상으로 하고 있으며, FHWA 설계 기준은 Segretin & Bastick(1988)의 연구 결과를 근간으로 제시된 것으로서 포괄적 개념의 보강토 옹벽을 대상으로 하고 있다. 두 설계기준은 M-O 동적토압 이론에 근거한 준정적 해석법을 도입하고 있다는 면에서는 공통점이 있으나 세부내용에서는 다소 상이한 해석모형을 적용하고 있어 그 결과에서 많은 차이를 나타내므로 합리적인 설계기준의 정립을 위한 체계적이고 종합적인 연구의 필요성이 대두된 바 있다.

이러한 맥락에서 본 연구에서는 보강토 옹벽의 내진설계법 개발의 일환으로 보강토 옹벽의 지진시 거동 메카니즘을 분석하고 현재 적용되고 있는 NCMA 및 FHWA 설계기준의 타당성 검토를 위해 유한요소해석을 이용한 매개변수 연구를 수행하였다. 한편, 내진설계 측면에서의 최적 보강조건 설정 방안에 관한 매개변수 연구를 통해 지진시 옹벽의 변위를 억제할 수 있는 방안을 제시하였으며, 본 연구에서 얻어진 결과를 종합하여 보강토 옹벽의 내진설계에서 가장 중요한 항목이라고 할 수 있는 유발인장력 검토 모형을 수정·제안하였다.

2. 블록식 보강토 옹벽의 지진시 거동에 관한 유한요소해석

본 연구에서는 유한요소해석 프로그램 DIANA(1996)를 이용하여 블록식 보강토 옹벽의 지진시 거동에 대한 매개변수 연구를 수행하였다. DIANA는 네덜란드 TNO사와 Deflt 공대가 공동으로 개발한 범용 유한요소해석 프로그램으로서 유충식과 그의 공동연구자의 연구(유충식 2000b, 유충식과 이광문 1998)에서 블록식 보강토

옹벽 거동해석에의 적용성이 확인된 바 있다.

2.1 기본 이론

2.1.1 지배방정식

동적 유한요소해석의 지배방정식은 식(1)과 같이 표현된다. 여기서 $[M]$, $[C]$, 그리고 $[K]$ 는 각각 유한요소모델의 질량행렬, 댐핑행렬, 강성행렬을 의미하며, 우측항의 $f(t)$ 는 외력, 그리고 \ddot{u} , \dot{u} , u 는 각각 가속도, 속도 및 변위 벡터이다. 따라서 동적해석에서는 임의의 시간 t 에서의 가속도 의존 관성력과 속도 의존 댐핑력의 효과가 포함된 정적 평형조건을 고려한다.

$$[M] \ddot{u} + [C] \dot{u} + [K] u = f(t) \quad (1)$$

한편, 지진시 지반운동으로 인해 외력이 작용할 경우 식(1)은 다시 식(2)과 같이 표현되며 이러한 경우 구조계의 응답특성은 지반에 설정된 고정점에 대한 상대적인 수치로 표현된다.

$$[M] \ddot{u} + [C] \dot{u} + [K] u = f_{et}(t) = -M \ddot{u}_{su}(t) \quad (2)$$

여기서 u 는 상대변위이며, 외력 $f(t)$ 는 질량행렬 $[M]$ 과 지반운동으로 인한 지반 가속도 \ddot{u}_{su} 로 표현되는 유효하중 $f_{et}(t)$ 로 대체된다.

2.1.2 지배방정식의 해법

식(2)의 해는 주파수 영역에서의 해법, 시간 영역에서의 직접해법, 모달해석법 등의 세 가지 방법을 통해 얻을 수 있으며, 본 연구에서는 시간에 따른 구조계의 응답특성의 고찰을 위해 직접 적분법(direct time integration technique)을 적용하였다. 동적 문제에 대한 해는 지정된 임의의 시간($t_0, t_1, t_2, \dots, t-\Delta t, t, t+\Delta t, \dots, T$)에서 얻어지며, 따라서 임의시간 t 에서 식(2)는 식(3)과 같이 표현된다.

$$[M] \ddot{u} + [C]^t \dot{u} + [K]^t u = {}^t f_{et}(t) = -[M]^t \ddot{u}_{su}^t(t) \quad (3)$$

시간적분과정에서 $u^{t+\Delta t}$ 을 구하는데 있어 식(4)를 필요로 할 경우 암시적(implicit) 기법이라고 하며, 식(4)가 요구되지 않을 경우에는 명시적(explicit) 기법이라고 한다. 일반적으로 이러한 기법들은 증분변위 성분 $\Delta u = {}^{t+\Delta t}u - {}^t u$ 를 이용하여 가속도 \ddot{u} 와 속도 \dot{u} 를

근사화하는 방법을 취한다.

가장 일반적으로 적용되는 시간 적분법으로는 Newmark 방법과 Euler Backward 방법이 있는데 전자는 식(4)와 (5)를 이용하는 반면 후자는 식(6)과 (7)을 이용한다.

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = {}^t\dot{u} + ((1-\delta) {}^t\ddot{u} + \delta^{t+\Delta t}\ddot{u}) \Delta t \quad (4)$$

$$u^{t+\Delta t} = {}^t u + {}^t\dot{u} \Delta t + ((\frac{1}{2} - \alpha) {}^t\ddot{u} + \alpha^{t+\Delta t}\ddot{u}) \Delta t^2 \quad (5)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \frac{\Delta u}{\Delta t} \quad (6)$$

$$\ddot{u}^{t+\Delta t} = \frac{{}^{t+\Delta t}u - {}^t u}{\Delta t} \quad (7)$$

2.1.3 질량 및 댐핑행렬

질량행렬은 Consistent 또는 Lumped 질량 행렬이 적용되나 일반적으로 수치처리 과정이 용이한 Lumped 질량 행렬이 많이 적용된다. Lumped 질량 행렬 개념은 Hinton 등 (1969)에 의해 제안된 기법으로서 거칠게 작성되거나 변칙적인 형태의 요소가 포함된 유한요소 모델에 적용할 경우에는 부정확한 해를 도출시키는 것으로 알려져 있다. Consistent 및 Lumped 질량행렬은 각각 식(8)과 식(9)를 토대로 계산되며 본 해석에서는 Lumped 질량행렬을 적용하였다.

$$[M] = \rho \int_V [B]^T [B] dV \quad (8)$$

$$[M] = \rho \int_V |J| ds dt d\xi \quad (9)$$

댐핑행렬 또한 Consistent 또는 Lumped 댐핑행렬이 적용되며 댐핑을 고려함으로써 정상 상태의 응답특성을 감소시키고 순간적 응답특성을 저감시키는 효과를 얻게 된다. 직접시간 적분법을 적용하는데 있어서 댐핑행렬 [C]를 명시적으로 평가하여야 할 경우 일반적으로

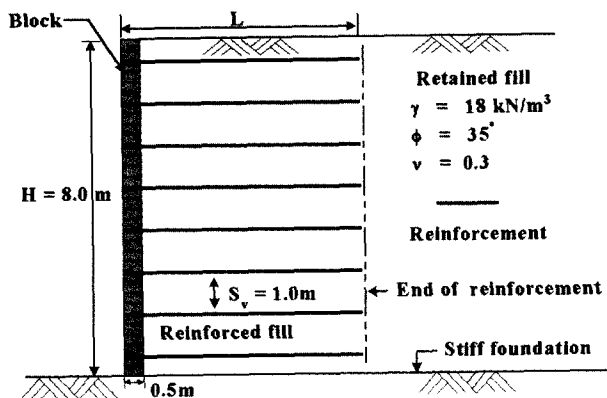


그림 1. 해석대상 옹벽 단면도

표 1. 매개변수 연구 조건

	보강재 강성 J (kN/m)	보강재 길이 (L/H)	포설패턴
기본 조건	2000	1.0	Case A
해석 범위	500, 2000 5000, 10000, 20000	0.7, 1.0, 1.2, 1.5	Case A, B, C *그림 13참조

주) 보강재 강성 J=EA; E=보강재 탄성계수, A=보강재 단면적

점성 댐핑효과는 식(10)으로 표현되는 Rayleigh 댐핑 개념을 도입하여 고려된다.

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (10)$$

여기서 α 와 β 는 주어진 댐핑비(damping ratio)를 토대로 결정되는 상수이다.

2.2 해석 조건

본 연구에서는 그림 1에서 보이는 바와 같이 견고한 지반(non-yielding foundation)에 시공되는 높이(H) 8 m의 옹벽을 고려하였다. 여기서 벽체는 높이(H_w)와 폭(L_w)이 각각 0.2 m와 0.5 m인 블록으로 형성되며, 배수성이 우수한 양질의 사질토가 뒤채움흙으로 사용되는 것으로 가정하였다. 한편, 매개변수연구에서는 지진하중 작용시 블록식 보강토 옹벽 각 구성요소의 거동 메카니즘 및 포설 길이 등 보강조건이 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하기 위해 다양한 조건에 대한 해석을 수행하였으며, 보강재로는 일반적으로 사용되는 지오그리드와 같은 신장성 보강재와 강격자와 같은 비신장 보강재를 고려하기 위해 보강재의 다양한 강성을 고려하였다. 표 1은 본 연구에서 고려한 기본조건 및 해석 조건을 나열하고 있는데 여기서 보강재 축강성(J)은 J=EA (E=보강재의 탄성계수, A=보강재의 단면적)로 계산된다. 일반적으로 J=2000 kN/m 이하의 보강재는 일반적으로 사용되는 지오그리드와 같은 신장성 보강재를 의미하

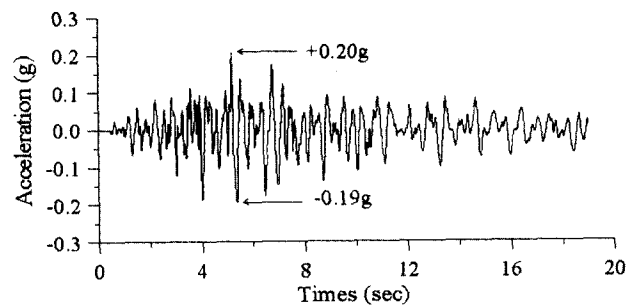


그림 2. 입력지진의 시간-가속도 이력

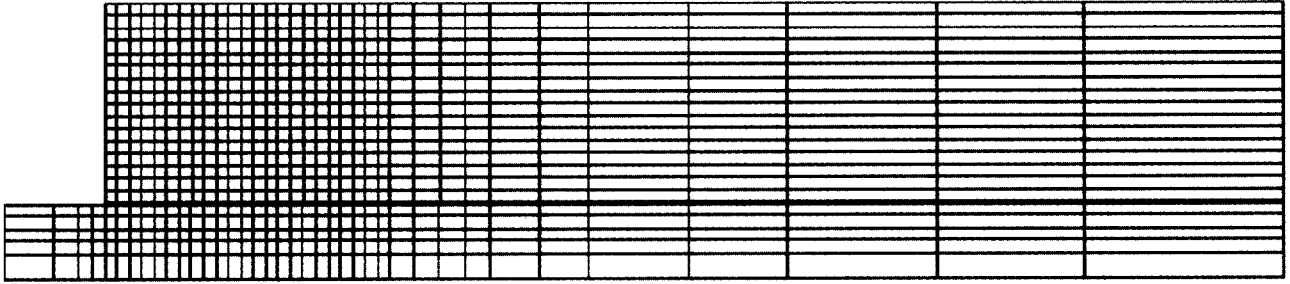


그림 3. 해석에 적용된 유한요소망

며, 그 이상의 강성을 갖는 보강재는 강격자 혹은 강재 띠(steel strip)와 같은 비신장성 보강재를 의미한다고 할 수 있다.

한편, 본 해석에서는 Akita 지진기록을 최대 수평가속도가 0.2g가 되도록 축소하여 입력지진으로 적용하였으며, 그림 2는 지진의 기준 수평 가속도-시간 이력(base reference horizontal acceleration-time history)을 보여주고 있다.

2.3 유한요소 모델링

2.3.1 이산화(Discretization) 및 경계조건의 설정

유한요소해석 결과는 해석영역의 모델링 방법에 따라서 그 타당성이 좌우된다. 특히 경계조건 설정 및 이질 매체의 경계면 거동에 대한 모델링 방법은 구조체의 응력-변형률 거동에 지대한 영향을 주는 매우 중요한 항목이라 할 수 있다. 해석영역을 설정하는데 있어 본 연구에서는 예비해석을 통해서 배면토 영역(retained zone)의 크기가 해석 결과에 미치는 영향을 검토하고 그 결과를 토대로 벽체 전면으로부터 벽체의 높이에 약 5배에 해당하는 지점에 연직롤러를 설치하였으며, 기초지반의 하부에는 힌지를 설치하여 해석영역을 설정하였다. 해석영역을 유한요소망으로 분할하는 이산화과정에서 지반은 4절점 평면변형률 요소를 이용하여, 그리고 보강재는 2절점 트러스 요소를 이용하여 모델링하였다. 한

편, 지진하중 작용에 따라 발생할 수 있는 블록/보강토, 기초지반/보강토의 경계면에서의 미끄러짐 거동은 이들 경계면에 4절점 Goodman 등(1968)의 경계면 요소를 적용하여 모사하였다. 한편, 블록/보강재 및 보강재/뒤채움흙 사이의 경계면 모델링 여부가 해석결과에 그다지 큰 영향을 미치지 않는다는 연구결과(Bathurst & Hatami, 1998)에 의거하여 블록/보강재 그리고 보강재/뒤채움흙의 경계면은 완전부착된 것으로 모델링하였다. 그림 3과 4는 각각 해석에 적용된 유한요소망과 경계면 요소 모델링 상세도를 보여주고 있다.

한편, 재료의 모델링에 있어서 뒤채움흙 및 배면토는 Mohr-Coulomb 항복 기준과 관련 유동법칙(associated flow rule)을 따르는 탄소성 재료로 간주하였다. 한편, 기초지반은 단단한 암반으로 구성된 것으로 가정하여 탄성재료로 간주하였으며, 블록 및 보강재 또한 탄성 재료로 간주하였다. 아울러서 경계면의 모델링에 있어서 연직강성(normal stiffness) 및 전단강성(shear stiffness)을 부여하여 지진하중 작용시 블록/보강토, 보강토/기초지반 경계면에서의 미끄러짐 거동을 모사 하도록 하였다. 표 2는 각각 해석에 적용된 각 구성요소에 대한 입력정수를 보여주고 있는데 이러한 입력정수는 타 연구자(Bathurst & Hatami, 1997, 1998; Rowe & Ho, 1999)들이 기존의 연구에서 채택한 수치를 종합적으로 검토하여 설정하였다.

표 2. 해석에 적용된 입력정수

구분	탄성계수(kPa)	단위중량(kN/m ³)	점착력(kPa)	내부마찰각(degree)	포아송비	휨강성(EI)(kN-m ²)	축 강성(J)(kN/m)
뒤채움흙	3.0×10^4	20	0	35	0.3	-	-
보강재	-	0.1	-	-	-	-	500~20000
블럭벽체	-	20	-	-	0.3	50,000	-
경계면 구분	연직강성 (kPa/m)			전단강성 (kPa/m)			
블록/보강토	1×10^7			5×10^3			
기초지반/보강토	1×10^7			1×10^5			

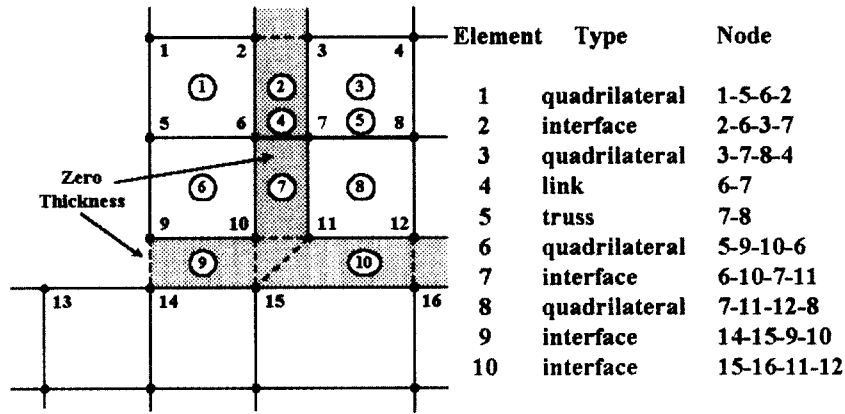


그림 4. 벽체/보강토/기초지반 경계면 모델링 상세도

2.3.2 해석단계

토류 구조물의 지진해석을 위해서는 정적해석을 통해 지진하중 작용전의 초기응력 상태를 재현하여야 한다. 따라서 먼저 블록설치 \Rightarrow 보강재 포설 \Rightarrow 뒤채움흙 포설 및 다짐의 과정으로 이어지는 일련의 시공과정에 대한 총 10단계의 시공단계별 정적 해석을 수행하였으며 정적 해석 수행 완료후 지진하중을 작용시켰다. 예비 해석 결과 입력 지진을 작용시키는데 있어 시간간격을 0.05 sec 이하로 유지할 경우 안정된 해석결과를 얻을 수 있는 것으로 나타나 $\Delta t=0.05s$ 의 시간간격으로 총 10초 동안 작용시켰으며, 각 단계에서의 수치적분은 Newmark 기법을 적용하였다. 한편, 동적해석시 요구되는 지진하중에 대한 지반의 감쇠효과를 고려하기 위한 감쇠비의 적용에 있어서 토류 구조물에는 2~5%의 감쇠비를 적용하는 것이 타당하다는 연구결과를 토대로 5%의 감쇠비를 적용하였다.

3. 지진하중 응답 특성

본 절에서는 기본조건($J=2000$ kN/m, $L/H=1.0$)에 대

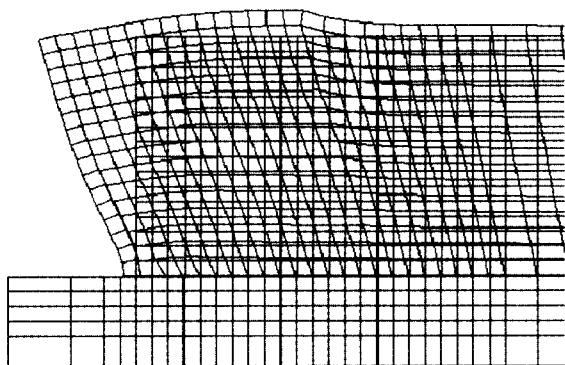


그림 5. 변형된 유한요소망

한 해석 결과를 토대로 벽체 변위 및 유발인장력 분포등 블록식 보강토 옹벽의 거동 메카니즘을 분석·고찰하였다.

3.1 거동 메카니즘

그림 5는 지진하중 작용 최종단계에서의 변형된 유한요소망을 보여주고 있다. 여기서의 벽체 변위는 저부를 기준점으로한 상대 변위이며 보이는 바와 같이 벽체 하단부를 지점으로 벽체 상단부에서 최대변위가 발생하는 캔틸레버 형태의 변위 양상을 보이고 있다. 한편 이러한 경향은 1994년 1월 미국 캘리포니아주 Northridge에서 발생한 진도 6.7의 지진 발생후 수행된 보강토 옹벽의 지진피해 사례조사(Sandri 1996)에서 관찰된 상단부에서의 과다변위 유형과 Tatsuoka 등(1997)이 발표한 1995년 일본의 Hyogo-ken-nambu 지진으로 인한 옹벽의 파괴유형과 잘 일치하고 있다.

그림 6은 지진하중 작용후 지반내 수평변형률(ϵ_x) 분포경향을 도시하고 있다. 이 그림에서는 보이는 바와 같이 보강토 영역의 수평변형률 수준이 배면토 영역에 비해 현저히 낮으며 벽체상단부 보강재 끝단 $1/3H$ 영역에서 수평변형률이 집중되는 경향을 관찰할 수 있는데 이는 벽체-보강재-뒤채움흙으로 구성된 보강토체가 일체의 중력 복합체로 작용하여 지진하중에 저항함에 따른 것으로 판단된다. 한편, 수평변형률이 집중되는 영역으로부터 파괴면을 유추할 경우 파괴면은 벽체 하단부에서 시작하여 보강토체의 끝단에서 약 30°의 경사를 가지고 상부로 전파되는 쌍일차 썩기(bilinear wedge) 형태를 나타내고 있는데 이러한 경향은 Tatsuoka 등(1997)의 진동대 시험결과와 Bathurst & Hatami(1999)의 유한

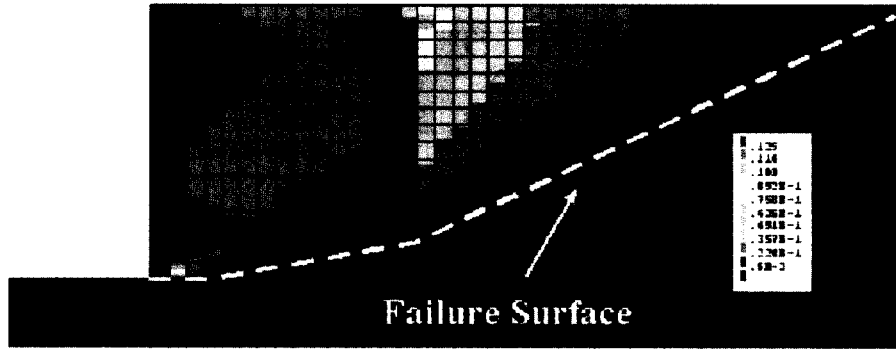


그림 6. 수평변형률(ϵ_x) 분포경향

차분해석 결과와 정성적으로 매우 유사한 것으로 나타났다.

지진해석의 결과는 최대지반가속도, 주 진동수 및 지속시간 등 입력지진의 특성에 따라 좌우되므로 본 해석 결과와 기존의 실험 및 해석결과를 정량적으로 비교할 수는 없으나 변위양상 및 파괴유형이 정성적으로 잘 일치하는 것으로 나타났다.

3.2 시간이력에 따른 벽체거동

그림 7은 벽체 각 지점에서의 시간 이력에 따른 수평 변위 발생 경향을 보여 주고 있다. 이 그림에서 보이는 바와 같이 시간이 경과함에 따라 변위 진폭은 그다지 크지 않으나 벽체 수평변위가 지속적으로 축적되는 경향을 보이고 있다. 한편, 지진하중 작용 6초 경과 이후부터 벽체 변위가 급격히 증가하는 경향을 보이고 있는데 이는 지진하중에 의해 지반의 소성영역이 확장됨에 따른 것으로 판단된다. 한편, 그림 8에서는 옹벽 상·중·하단부에 포설된 보강재의 시간이력에 따른 유발인장

력 증가 경향을 제시하고 있는데 보이는 바와 같이 변위 유발인장력 또한 지진하중의 작용에 따라 지속적으로 축적되는 경향을 나타내고 있다.

그림 7 및 8에서 제시된 바와 같이 옹벽의 변위 및 보강재 인장력이 지진하중이 지속됨에 따라 지속적으로 축적되는 경향은 옹벽의 거동이 지진규모 뿐만 아니라 지속시간에 따라 많은 영향을 받음을 의미하며, 따라서 지진하중의 규모만을 고려하는 준정적 설계/해석법의 근본적인 모순점을 지적하고 있다. 즉, 토류구조물의 지진시 거동은 지진규모 뿐만이 아니라 구조물 자체 고유 진동수(natural frequency), 지진하중의 주 진동수(predominant frequency), 지속시간(duration) 등 지진하중의 특성에 많은 영향을 받는다. 따라서 장시간 동안 작용하는 작은 규모의 지진이 구조물에 미치는 영향이 단시간에 작용하는 큰 규모의 지진이 같은 수준의 영향을 미칠 수 있으며, 같은 규모의 지진이라도 주 진동수가 구조물의 고유 진동수에 근접한 경우 구조물에 미치는 영향은 증폭된다. 그러나 현재 적용하고 있는 준정적 동적 토압이론에 근거한 설계/해석법은 이러한 지진의

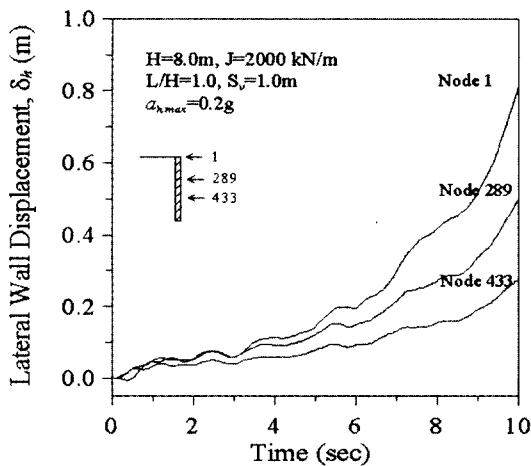


그림 7. 시간이력에 따른 수평변위

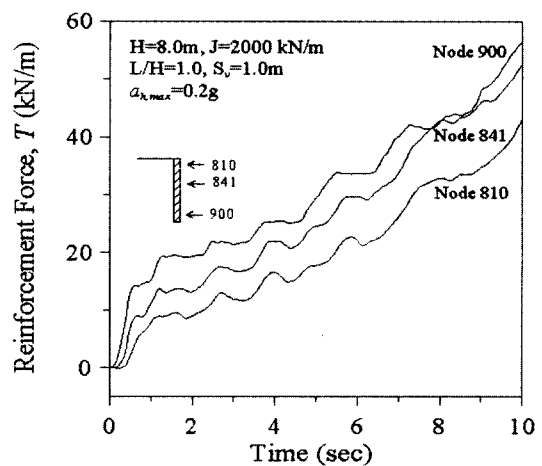


그림 8. 시간이력에 따른 보강재 축력

특성을 고려할 수 없는 관계로 경우에 따라서는 과다 혹은 부적절한 설계/해석 결과를 도출시킬 수 있으며, 따라서 준정적 해석법 적용시 이러한 점에 유의하여야 할 것으로 판단된다.

3.3 유발인장력 분포

본 절에서는 내진안정성 평가시 가장 중요한 항목으로 간주할 수 있는 유발인장력 분포 경향을 검토하였다. 그림 9는 시공완료 및 지진하중 작용 후 최대 유발인장력 분포 경향을 나타내고 있는데 보이는 바와 같이 벽체 전반에 걸쳐 균등한 증가 양상을 보이고 있으며, 특히, 상단부에서의 상대적인 증가가 크게 나타남을 알 수 있어 내진설계시 상단부 보강재의 인장 파단 및 인발 파괴가 매우 중요한 항목으로 검토되어야 할 것으로 판단된다. 이러한 경향은 벽체 상단부에서의 지반 가속도 증폭 현상으로 인한 보강토체의 관성력 증가에 그 원인이 있는 것으로 사료된다.

그림 10은 지진하중 작용으로 인한 증분 유발인장력 (ΔF_{dyn}) 분포경향을 NCMA 및 FHWA 설계기준으로 계산된 결과와 함께 도시하고 있다. 먼저, 설계기준에 의한 결과와 유한요소해석 결과의 정량적인 비교에서는 유한요소해석에서 얻어진 ΔF_{dyn} 가 두 설계기준 보다 현저히 큰 것으로 나타났다. 이러한 경향은 보강토 옹벽뿐만 아니라 기타 토류구조물의 내진설계에 있어서 매우 중요한 사항을 내포하고 있다. 즉, 준정적 내진설계에서는 M-O 토압이론에 의거하여 동적토압을 계산한 후 정적설계에서 채택하고 있는 동일한 방법으로 설계를 수행하고 있는데, 이때 작용하중인 동적토압은 단순히 최

대지반가속도를 토대로 평가된다. 그러나 지진하중 작용시 구조물의 응답특성은 앞서 언급한 바와 같이 최대 지반가속도 뿐만 아니라 지진하중의 주 진동수 및 지속 시간 등의 지진특성에 지대한 영향을 받기 때문에 경우에 따라서는(즉, 구조물의 자연 진동수와 지진하중의 주 진동수가 유사할 경우) 불안전축의 설계결과가 초래될 수 있다. 따라서 그림 10에서 NCMA 및 FHWA 설계기준으로 계산된 보강재 증분 인장력이 지반/구조물 상호 작용이 고려된 지진해석으로부터 얻어진 결과에 비해 현저히 낮게 평가된 주원인으로는 NCMA 및 FHWA 준정적 설계기준에서 채택하고 있는 M-O 동적토압이론이 지진하중의 주 진동수, 지속시간 등의 지진특성을 고려하지 못하는 제한성에 기인하는 것으로 판단된다. 한편, 정성적인 분포 경향에 있어서는 해석결과가 벽체 전반에 걸쳐 유발인장력 증가량이 거의 일정한 경향을 보이고 있어 NCMA 및 FHWA에서 채택하고 있는 검토 모형과는 다소 상이한 것으로 나타났다.

4. 보강조건에 따른 벽체 변위

4.1 보강재 강성의 영향

블록식 보강토 옹벽의 시공중 거동에 관한 연구결과(유충식과 이광문 1999)에 따르면 옹벽의 거동은 보강재의 강성에 많은 영향을 받는 것으로 나타났으며 따라서 지진시 거동 또한 보강재의 강성에 많은 영향을 받을 것으로 판단되나 NCMA 혹은 FHWA의 준정적 설계/해석법에서는 보강재 강성의 영향을 전혀 고려하지 않고 있다.

그림 11은 보강재의 강성에 따른 벽체 변위 발생 경

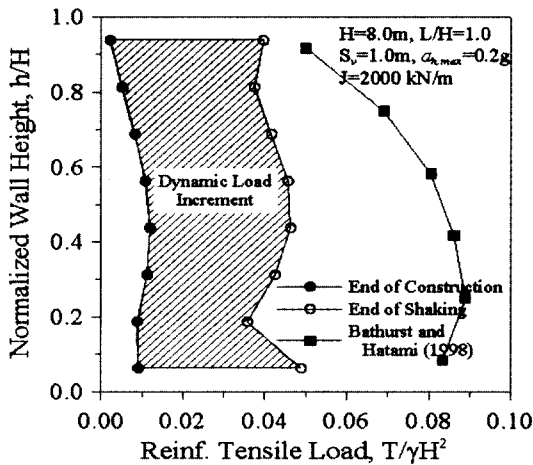


그림 9. 동적 유발인장력 분포

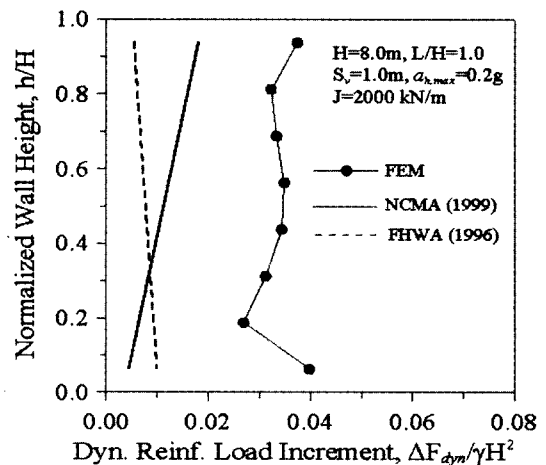


그림 10. 동적 증분 유발인장력 분포

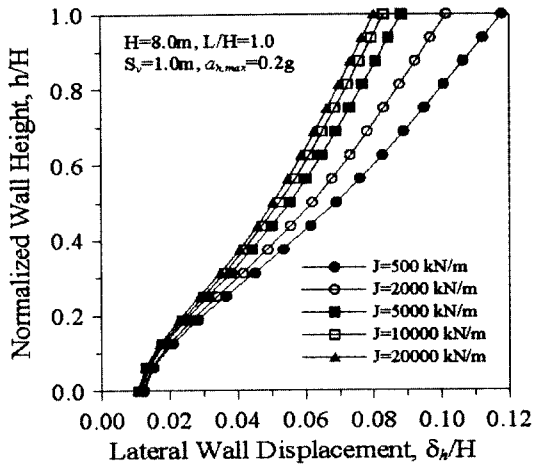


그림 11. 보강재강성에 따른 벽체변위 분포

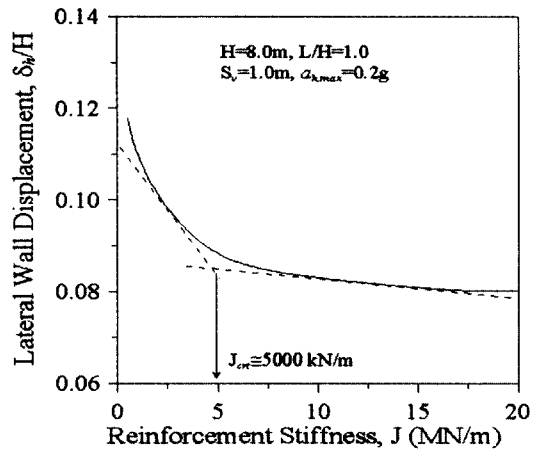


그림 12. 보강재강성에 따른 최대 벽체변위

향을 보여주고 있는데 보이는 바와 같이 보강재의 강성이 증가함에 따라 변위가 현저히 감소하다 $J > 5000 \text{ kN/m}$ 의 범위에서는 별다른 차이를 보이지 않고 있다. 한편, 이러한 경향은 보강재의 강성 J 에 따른 최대변위($\delta_{h,max}$) 변화경향을 보여주고 있는 그림 12에서 잘 관찰할 수 있는데 보이는 바와 같이 J 가 증가함에 따라 $\delta_{h,max}$ 가 감소하다 $J \approx 5000 \text{ kN/m}$ 에서 수렴하는 경향을 보이고 있다. 이는 임의 조건에서 변위억제에 대한 임계강성(J_{cr})이 존재함을 의미하며 이는 내진 측면에서 벽체 변위 억제를 위한 수단으로서 보강재의 강성만을 조절하는 한계가 있음을 의미한다고 할 수 있다.

4.2 포설패턴 및 길이의 영향

NCMA 내진설계기준에서 요구하는 내적 안정성을 만족시키기 위해서는 상단부 보강재의 길이를 증가시

켜야 한다. 본 연구에서는 보강재의 포설패턴 및 길이에 따른 벽체의 변위 거동을 고찰하여 NCMA 설계기준의 타당성을 검토하고 내진설계 측면에서의 최적 포설 패턴을 검토하였다. 포설 패턴은 $L/H=1.0$ 을 기준으로 그림 13의 내부에 도시된 바와 같이 세 가지 조건을 설정하여 상·중·하단부 보강재의 길이가 옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하였다.

그림 13에서는 각 조건에 대한 변위곡선을 도시하고 있는데 보이는 바와 같이 상단부 $1/3H$ 영역에 포설되는 보강재의 길이만을 증가시킨 CASE A의 경우가 CASE B 및 C와 거의 동일한 결과를 보이고 있음을 알 수 있다. 따라서 내진측면의 설계를 고려할 때 상단부 $1/3H$ 영역에 포설된 보강재의 길이를 증가시킬 경우에도 충분한 변위 억제 효과를 확보할 수 있을 것으로 판단되며, 이러한 경향은 상단부에서의 가속도 증폭현상에 대비한 보강재 길이를 증가시킬 것을 제안하고 있는

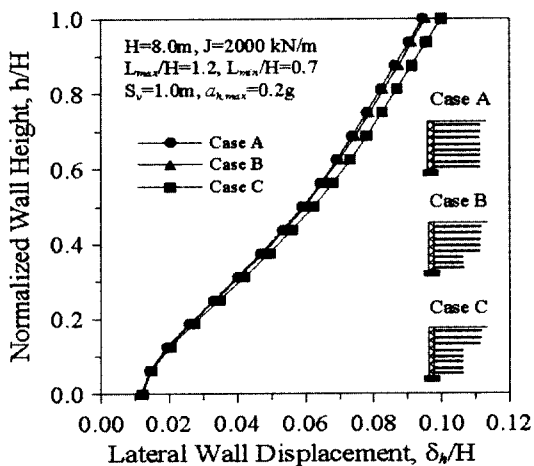


그림 13. 포설패턴에 따른 벽체 변위 분포

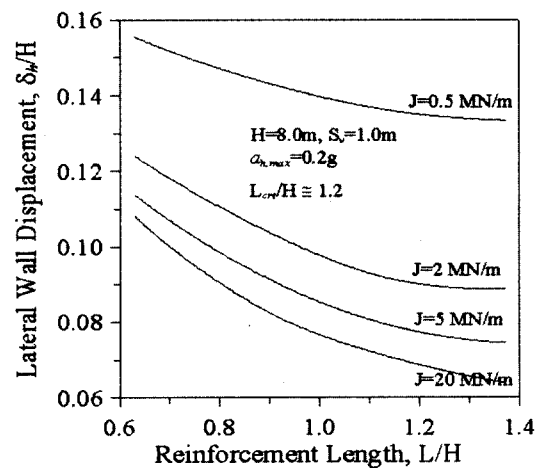


그림 14. 보강재 길이에 따른 최대 벽체 변위

NCMA 설계기준과 잘 부합되는 것으로 나타났다.

보강재의 길이가 벽체의 최대 수평변위($\delta_{h,max}/H$)에 미치는 영향이 그림 14에 제시되어 있다. 여기서는 보강재의 길이를 $L/H=0.7\sim 1.5$ 로 변화시켜서 얻어진 결과를 다양한 보강재의 강성에 대하여 도시하였는데 보이는 바와 같이 L/H 가 증가함에 따라 $\delta_{h,max}/H$ 가 현저히 감소하다 $L/H=1.0\sim 1.2$ 정도에서 수렴하는 경향을 보이고 있어 임계 보강재 길이는 보강재의 강성에 관계없이 $L_{crit}/H=1.0$ 정도로 간주할 수 있을 것으로 판단된다. 이러한 경향은 앞서 관찰한 보강재의 강성의 영향과 마찬가지로 임의조건에서 보강재의 길이를 조절하여 벽체의 변위를 경감시키는 방법에는 한계가 있음을 의미하며, 보강재의 강성에 관계없이 $L/H=1.0$ 정도를 유지할 경우 벽체변위를 최소화할 수 있을 판단된다. 한편, 이 그림에서는 보강재의 강성이 클수록 보강재의 길이 L/H 증가에 따른 변위 감소율이 큰 것으로 나타나 저항성의

보강재의 길이를 증가시키는 방법보다는 고강성의 보강재를 적용하는 것이 내진 측면에서 유리할 것으로 판단된다.

5. 유발인장력 분포 특성

5.1 보강재 강성에 따른 유발인장력 분포 특성

그림 15는 다양한 보강재의 강성에 대하여 유발인장력 분포 경향을 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 유발인장력 분포경향은 보강재의 강성에 따라서 뚜렷한 양상을 보이고 있는데 전반적으로 강성이 작은 경우에는 벽체전반에 걸쳐 균등한 분포양상을 보이나 강성이 증가할수록 하단부에서 최대치가 발생하는 선형적 증가 형태의 분포 경향을 보이고 있다. 한편, 보강재의 강성이 증가할수록 유발인장력 또한 증가하는 경향을 보이고 있는데 이러한 경향은 한계평형법에 근거한 NCMA 혹은 FHWA 설계기준 등 현 설계/해석법에서는 고려할 수 없는 경향으로서 보강재의 유발인장력의 정확한 평가를 위해서는 보강재에 작용하는 토압 뿐만 아니라 보강재 자체의 강성을 고려하여야 할 것으로 판단된다.

지진하중으로 인한 증분 유발인장력 분포는 각 보강재의 인장력 증가량을 총 증가량으로 정규화 $[\Delta T_i/\Sigma(\Delta T_i)]$ 하여 도시한 그림 16에서 보다 뚜렷하게 관찰할 수 있다. 즉 그림 16(a)에서와 같이 보강재의 강성이 $J \leq 2000$ kN/m의 경우에는 균등한 분포양상을 보이나 그림 16(b)에서 관찰할 수 있는 바와 같이 $J > 2000$ kN/m의 경우에는 하단부에서의 인장력 증가가 뚜렷해지는 경

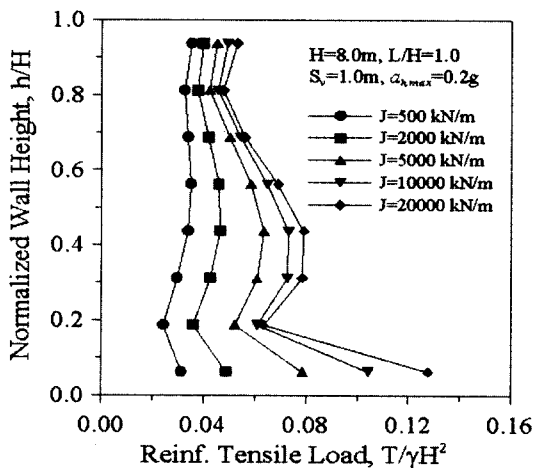
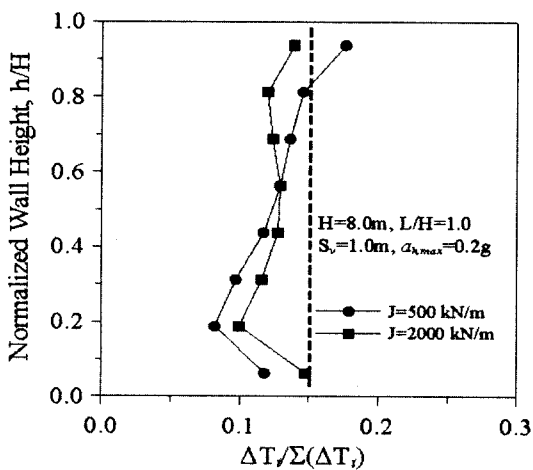
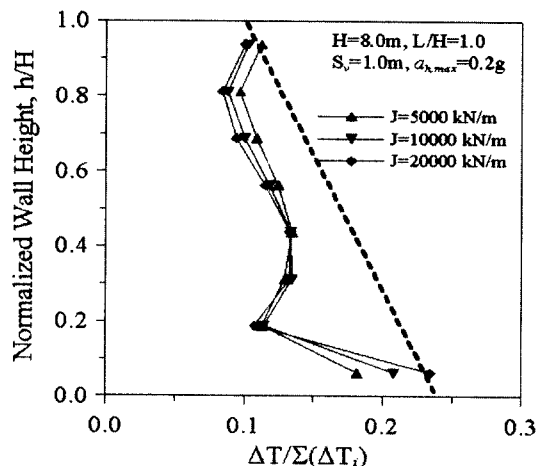


그림 15. 보강재 강성에 따른 유발인장력 분포



(a) 신장성 보강재



(b) 비신장성 보강재

그림 16. 유발인장력 $[\Delta T_i/\Sigma(\Delta T_i)]$ 분포 경향

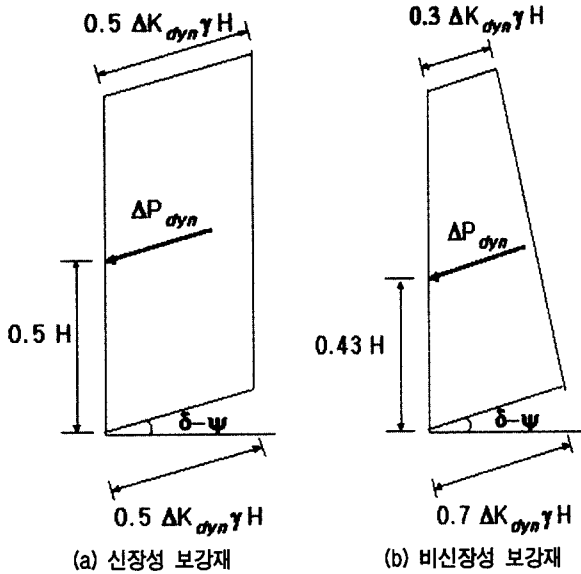


그림 17. 지진시 증분 유발인장력 계산모형(案)

향을 보이고 있어 보강재의 정착길이에 비례하여 유발 인장력을 평가하는 FHWA 설계기준에서 제안한 분포 양상과 유사한 것으로 나타났다. 관찰한 바와 같이 유발 인장력 분포는 보강재의 강성에 지대한 영향을 받는 것을 나타냈으며, 따라서 내진설계시 적용하는 유발인장력 평가 모형은 보강재의 강성에 따라 차별화 되어야 할 것으로 판단된다.

5.2 동적 증분 유발인장력 계산모형

본 절에서는 본 연구결과를 종합하여 보강토 옹벽의 내진 설계시 요구되는 지진하중에 의한 동적 증분 유발 인장력 평가시 요구되는 증분 유발인장력 평가 모형(案)을 제시하였다. 즉, 그림 16에서 제시된 유한요소해석 결과를 토대로 그림 17과 같이 축강성 2000 kN/m을 기준으로 지오그리드와 같은 신장성 보강재(extensible)의 경우에는 균등한 분포를 그리고 축강성 2000 kN/m 이상의 강성이 비교적 큰 비신장성(inextensible) 보강재의 경우에는 선형적으로 증가하는 분포 형태의 모형을 제안하였다. 그림 17에서 제시된 모형의 상·하단부 토압비는 그림 16에서 제시된 본 연구 결과를 토대로 설정하였다.

6. 결론

본 연구에서는 유한요소해석기법을 이용하여 블록식

보강토 옹벽에 대한 지진해석을 수행하여 블록식 보강토 옹벽의 지진시 거동 메카니즘을 분석·고찰하였으며, 그 결과를 토대로 보강 조건에 따른 옹벽의 지진하중 응답 특성을 고찰하였다. 본 연구에서 얻어진 결론은 다음과 같다.

- (1) 유한요소해석을 이용한 지진해석 결과 지진시 블록식 보강토 옹벽의 변위는 벽체 상단부에서 가장 두드러지게 증가하는 캔틸레버 형태의 변위형상을 보이며, 이러한 결과는 지진피해지역에서의 피해사례 조사 결과와 잘 일치하는 것으로 나타났다.
- (2) 지진시 보강토 옹벽의 변위를 억제하는 수단으로서 보강재의 강성 및 길이를 증가시키는 방안에 대한 매개변수 연구결과, 임의의 조건에서 보강재의 임계 강성 및 길이가 존재하는 것으로 나타나 효율적인 변위억제 효과를 얻기 위해서는 강성과 길이에 대한 종합적인 검토가 수반되어야 할 것으로 판단된다.
- (3) 옹벽 하단부 보강재의 길이 증가는 변위억제에 큰 영향을 주지 않는 것으로 나타났으며 따라서 내진설계 측면에서의 상단부 보강재의 길이가 옹벽의 전반적인 거동에 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다.
- (4) 지진작용으로 인한 보강재의 증분 유발인장력 분포 양상은 NCMA 및 FHWA 설계기준에서 제시하는 분포양상과는 다소 차이가 있으며 전반적으로 과소 평가 하는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 준정적 해석법에 근거한 NCMA 및 FHWA 설계기준이 지진의 주 진동수 및 지속시간 등의 지진하중의 특성을 반영하지 못하는데 그 원인이 있다.
- (5) 유한요소해석 결과를 종합적으로 분석한 결과 지오그리드와 같은 신장성 보강재의 경우 벽체 전반에 걸친 균등한 분포양상을 보이는 반면 강성이 큰 비신장성 보강재의 경우 벽체 하단부에서의 증가가 다소 우세한 것으로 나타났으며, 유한요소해석 결과를 토대로 보강토 옹벽의 동적 증분 유발인장력 평가 모형을 제안하였다.

감사의 글

본 논문은 1998년 한국학술진흥재단의 '98 자유공모 과제 연구비 지원사업(1998-001-E01927)에 의해 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. 유충식(2000), “블록식 보강토 옹벽의 내진설계에 관한 비교연구”, 한국지반공학회 논문집, 제16권, 제4호, pp.51-61.
2. 유충식(2000), “보강토 옹벽의 지진시 거동”, 2000 봄 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp.379-386.
3. 유충식(1999), “보강토 옹벽의 내진설계”, 1999년도 토목섬유 학술발표회 논문집, pp.71-83.
4. 유충식, 이광문(1998), “블록식 보강토 옹벽의 거동 특성 연구”, 한국지반공학회 논문집, 제15권, 제1호, pp.53-62.
5. Bathurst, R.J. and Cai, Z.(1994), “In-isolation cyclic load-extension behavior of two geogrids”, *Geosynthetics International*, Vol.1, No. 1, pp.3-17.
6. Bathurst, R.J., Cai, Z., and Pelletier, M.J.(1996), “Seismic design and performance of geosynthetic reinforced segmental retaining walls”. *Proc. 10th Annual symp. of the Vancouver Geotechnical Society, Vancouver, BC, 26p.*
7. Bathurst, R.J. and Cai, Z.(1995), “Pseudo-static seismic analysis of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls”, *Geosynthetics International*, Vol.2, No.5, pp.787-830.
8. Bathurst, R.J. and Hatami, K.(1998), “Seismic Response Analysis of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall”, *Geosynthetics International*, Vol.5, Nos.1-25, pp.127-166.
9. Bathurst, R.J. and Hatami, K.(1998), “Influence of Reinforcement Stiffness, Length and Base Condition on Seismic Response of Geosynthetic Reinforced Retaining Walls”, *Proc. 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, USA, Vol.2, pp.613-616.*
10. Cai, Z. and Bathurst, R.J.(1995), “Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method”, *Computers and Geotechnics*, Vol.17, No.4, pp. 523-546.
11. Federal Highway Administration(1996), *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines, FHWA Demonstration Project 82, (Elias, V. and Christopher, B.R.), Washington, DC., USA, 364p.*
12. National Concrete Masonry Association(1999), *Segmental Retaining Walls-Seismic Design Manual, First Edition (Authored by Bathurst, R.J.), Virginia, USA, 119p.*
13. Segrestin, P. and Bastick, M.(1988), “Seismic design of reinforced earth retaining walls-the contribution of finite element analysis”, *Proc. Int. Geotech. Sym. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Japan, pp.577-582.*
14. Sandri, D.(1994), *Retaining walls stand up to the Northridge earthquake, Geotechnical Fabrics Report, IFAI, St. Paul, MN, USA, Vol.12, No.4, pp.30-31(and personal communication).*
15. Seed, H.B. and Whitman. R.V.(1970), “Design of earth retaining structures for dynamic loads”, *ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Ithaca, NY, pp.103-147.*
16. Tatsuloka, F., Koseki, J., Tateyama, M., Munaf, Y, and Horii, K.(1997), “Seismic Stability Against High Seismic Loads of Geosynthetics-Reinforced Soil Retaining Structures”, *Keynote Lecture, Proc. 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, USA, Vol.1, pp.103-142.*

(접수일자 2000. 9. 28)