

## 블록식 보강토 옹벽의 내진설계

### Seismic Design of Soil-Reinforced Segmental Retaining Walls

유충식<sup>1)</sup>, Chungsik Yoo

<sup>1)</sup> 정회원, 성균관대학교 토목공학과 부교수, Assoc. Prof., Dept. of Civil Engrg., Sungkyunkwan Univ.

**SYNOPSIS** : Soil-reinforced segmental retaining walls(SRW) have been proven to be high earthquake-resistant structure during recent earthquakes in United States and Japan. The mechanical behavior of the SRWs under seismic loading, however, has not been fully understood. Although the seismic design issues for the civil engineering structures have gained much attention in Korea due to the increase in frequency of earthquake occurrence, the seismic design for the SRWs has not been being implemented. This study has been undertaken with the aim of developing a more rational seismic design/analysis method for soil-reinforced segmental retaining walls. This paper present fundamentals of current seismic design/analysis method and the results of a comparative study between NCMA and FHWA design guidelines. Practical implications of the findings from this study are discussed in great detail.

**Key words** : soil-reinforce segmental retaining wall, earthquakes, seismic loading, seismic design/analysis method

## 1. 서론

고대 중국 및 바빌론에서부터 시작된 보강토 개념을 토대로 한 보강토 옹벽 공법은 우리 나라에서 뿐만 아니라 전 세계적으로 경제성 및 역학적 우수성을 인정받아 기존의 중력식 옹벽의 대체 공법으로서 그 적용성이 증가하고 있다. 특히 지오그리드 및 지오텍스타일과 같은 고분자 합성 보강재를 적용하는 현대식 보강토 공법은 시공성이 우수하고 구조적 유연성이 뛰어나 그 적용성이 증가하고 있다. 특히 미국 및 일본 등지에서 발생한 최근의 강력한 지진에서 보강토 옹벽의 우수한 내진성이 입증되었으나 지진시 안정성에 대한 보다 종합적인 연구가 요구되고 있으며, 특히 블록식 보강토 옹벽의 경우 개별 블록으로 이루어진 벽체 및 블록/지오그리드의 연결부의 지진시 안정성에 관한 문제가 대두된 바 있다 (Allen 1993). 이러한 문제점을 해결하기 위해 이론적 방법 및 물리적 혹은 수치해석적 방법을 동원하여 많은 연구가 진행되어 왔으나 아직까지 블록식 보강토 옹벽의 동적 거동 메카니즘에 대한 이해가 부족한 실정이며, 따라서 매우 보수적인 내진 설계 기준이 적용되고 있다.

보강토 옹벽에 관련된 연구는 보강토 옹벽의 지진시 거동에 관한 실험적 연구와 설계/해석법에 관한 이론적 연구로 구분되며 이러한 연구는 1980년대 중반에 시작되어 1990년대에 들어 활발히 수행되어 오고 있다. 지진시 거동에 관한 실험적 연구는 다시 진동대 혹은 원심모형 시험 등의 물리적 실험과 유한요소 혹은 유한차분법에 의한 수치적 실험으로 대별된다. 물리적 실험으로는 Chida 등 (1985), Koga 와 Washida (1992), 그리고 Murata 등 (1994), Sugimoto 등 (1994), Budhu와 Halloum (1994) 등, Bathurst 등 (1996)의 진동대 시험 및 최근에 수행된 Sakaguchi 등 (1996)의 원심모형시험을 들 수 있으

며, 이러한 연구를 통해 보강토 구조물의 지진시 역학적 거동 특성에 대한 기본적인 이론을 정립하였다. 최근에 들어와서 유한요소해석 혹은 유한차분해석법에 근거한 수치실험적 방법을 이용하여 보강토 옹벽에 관한 많은 연구가 진행되어 왔다. 이에 관련된 연구를 살펴보면 유한요소해석법에 의한 Segrestin과 Bastick (1988)의 연구와 Yogendrakumar 등 (1992)의 연구, Bachus 등 (1992) 및 Cai와 Bathurst (1995)의 연구를 들 수 있으며, 최근에 유한차분해석 프로그램 FLAC을 이용하여 수행된 Bathurst와 Hatami (1998a, 1998b, 1998c)의 연구를 들 수 있다. 이러한 연구들은 지진시 벽체 변위 및 보강재 유발 인장력, 블록 전단거동 특성 등 보강토 옹벽의 역학적 거동 메카니즘을 이해하는데 많은 기여를 한 것으로 평가되고 있다.

현재 적용되고 있는 NCMA (1999) 및 FHWA (1996) 설계기준은 전술한 연구 결과에 그 근간을 이루고 있다. 즉 NCMA (1999) 설계기준은 전술한 Bathurst와 그의 공동연구자의 연구(Bathurst와 Cai 1995, Bathurst 등 1996)결과 토대로 제시되었으며, FHWA 설계기준은 Segrestin과 Bastick (1988)의 연구 결과를 토대로 제시되었다. 이러한 설계기준은 M-O 동적토압 이론에 근거한 준정적 해석법을 도입하고 있다는 면에서는 공통점이 있으나 세부내용에서는 다소 다른 해석모형을 적용하고 있어 그 결과에서 많은 차이를 보이고 있으므로 이에 대한 보다 체계적이고 종합적인 연구가 요구되고 있다.

알아본 바와 같이 보강토 옹벽의 지진시 안정성에 및 설계기법 개발에 관련된 연구는 보강토 옹벽의 적용성이 증가하기 시작한 1990년대에 들어와서 본격적으로 수행되어오고 있으며, 이러한 연구들은 거동 메카니즘 및 설계개념 정립에 많은 기여를 하였으나 보다 체계적인 이론정립을 위해서는 보다 종합적인 연구가 요구되고 있는 실정이다. 우리 나라에서도 최근에 들어와서 지진 발생 빈도가 늘어가고 있는 추세여서 내진설계에 대한 기준이 강화되고 있으며, 각종 토목 구조물의 내진설계에 관련된 시방이 마련되고 있는 실정이다. 그러나 최근에 그 적용성이 급상승하고 있는 블록식 보강토 옹벽의 경우 대부분 내진 설계가 생략되고 있는 실정이며, 따라서 이러한 부분에 대한 보다 구체적인 설계 기준 정립 및 관련 시방의 마련이 요구된다고 하겠다. 이러한 맥락에서 본 연구에서는 블록식 보강토 옹벽의 내진 설계 기술 수준 향상의 일환으로 보강토 옹벽의 내진설계에 관한 기본적 이론을 고찰하고 나아가 NCMA 및 FHWA 보강토 옹벽의 내진설계법을 비교·분석하여 구체적인 적용기준의 타당성을 고찰하였다.

## 2 준정적 내진설계

현재 적용되고 있는 보강토 옹벽의 내진설계법은 Mononobe-Okabe 동적 토압 (이하 M-O 동적 토압이라 칭함)을 이용한 준정적 한계평형해석법에 근거하며 본 절에서는 이에 대한 내용을 다루었다.

### 2.1 M-O 동적 토압 이론

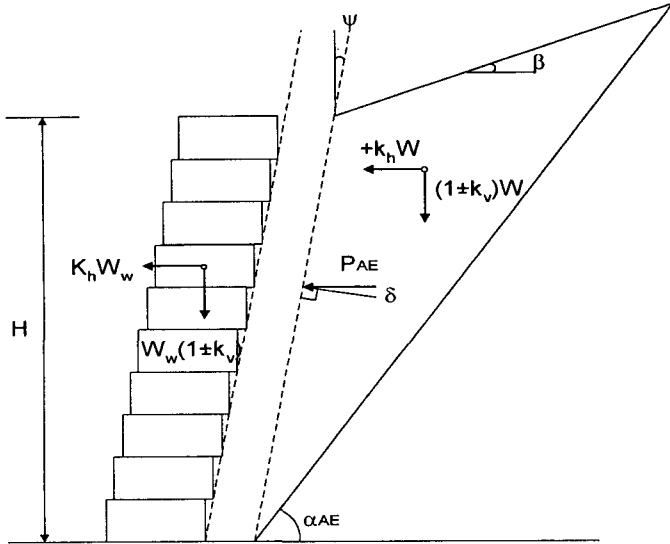
#### 2.1.1 동적토압

M-O 동적 토압 산정법은 기존의 Coulomb 썩기 해석법의 연장으로서 간주될 수 있다(그림 1). 지진시 뒤채움흙에 의해 발생하는 총 동적토압  $P_{AE}$  와 토압계수  $K_{AE}$  는 각각 식 (1)과 (2)를 이용하여 계산된다(Seed와 Whitman 1970).

$$P_{AE} = \frac{1}{2} (1 \pm k_r) K_{AE} \gamma H^2 \quad (1)$$

여기서:  $\gamma$  = 뒤채움흙의 단위중량 ;  $H$  = 벽체의 높이  
 $k_r$  = 연직 지진계수 ;  $K_{AE}$  = 동적토압계수

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi + \psi + \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta - \psi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \psi + \theta) \cos(\psi + \beta)}} \right]} \quad (2)$$



여기서:  $\phi$  = 뒤채움흙의 내부마찰각 ;  
 $\psi$  = 벽체 경사;  $\delta$  = 벽체 마찰각  
 $\beta$  = 벽체배면경사  
 $\theta$  = 지진관성각(seismic inertia angle)  
 $= \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$   
 $k_h$  = 수평지진계수

그림 1. 준정적 해석시 적용되는 하중 및 기하조건

Seed와 Whitman (1970)은 식 (1)의 총 토압  $P_{AE}$ 를 정적토압  $P_A$ 와 지진에 의한 증분 동적토압  $\Delta P_{dyn}$ 의 두 성분으로 나누어 다음과 같이 제안하였다. 즉,

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{dyn} \quad \text{또는} \quad (1 \pm k_v)K_{AE} = K_A + \Delta K_{dyn} \quad (3)$$

여기서,  $K_A$  = 정적 주동토압계수,  $\Delta K_{dyn}$  = 증분 동적 주동토압계수 이다. 한편, 가상파괴면의 방향  $\alpha_{AE}$ 는 식 (4)를 이용하여 계산할 수 있다.

$$\alpha_{AE} = \phi - \theta + \tan^{-1} \left[ \frac{-A + D}{E} \right] \quad (4)$$

여기서:  $A = \tan(\phi - \theta - \beta)$ ;  $D = \sqrt{A[A + B][BC + 1]}$ ,  
 $E = 1 + [C(A + B)]$ ;  $B = 1/\tan(\phi - \theta + \psi)$ ,  
 $C = \tan(\delta + \theta - \psi)$

### 2.1.2 동적토압분포 및 작용점

준정적 내진 해석/설계에서는 앞서 언급한 방법으로 계산된 M-O 동적 토압의 분포형태와 작용점을 가정하여야 하는데 일반적으로 동적토압  $P_{AE}$ 의 작용점은 지반가속도의 크기에 따라 변한다고 알려져 있다. Seed와 Whitman (1970)은 그림 2에서와 같이 증분 동적토압의 작용점 산정시  $\eta=0.6$  정도의 값으로 가정하는 것이 타당하다고 제안한 바 있으며, 이는 Ishihara와 Fang (1987)의 연구결과와 잘 일치한다. 한편, 총 토압 합력의 정규화된 작용점은  $\Delta K_{dyn}$ 에 따라  $1/3 < m < 0.6$ 의 범위에 위치하며, 이는 Ichihara와 Matsuzawa(1973)에 의해 수행된 진동대 시험 결과 잘 일치한다.

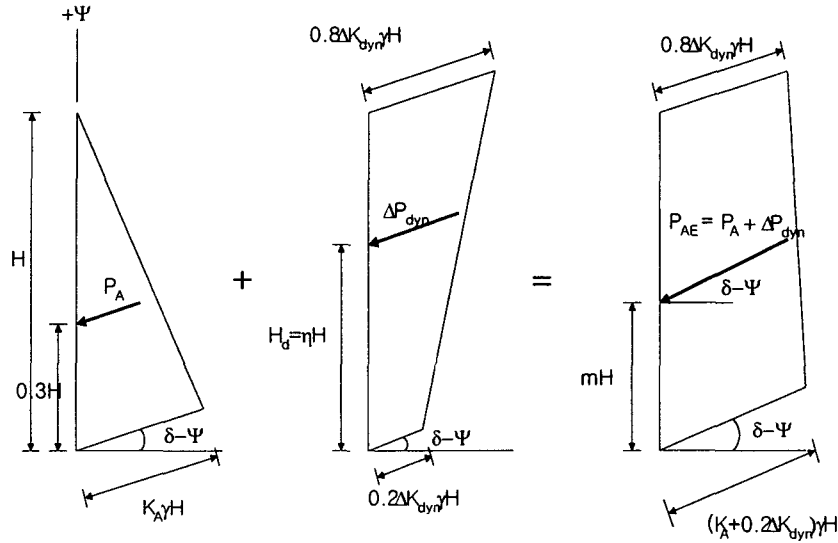


그림 2. 동적 토압 분포(Bathurst와 Cai 1995)

### 2.1.3 지진계수의 선정

현재 적용하고 있는 준정적 내진 해석/설계법에서는 수평지진계수  $k_h$ 를 현장의 최대 수평지반가속도  $A_{max} = a_{h,max}/g$  ( $g$ =중력가속도)를 바탕으로 결정하도록 되어 있으나  $k_h$ 와  $A_{max}$ 의 관계가 매우 복잡한 경향을 나타내므로 이에 대한 객관적인 기준이 제시되어 있지 않은 실정이다. Whitman (1990)은 기존의 중력식 옹벽의 내진설계에 있어서  $k_h=0.05\sim 0.01$ 를 제안한 바 있는데 이는 설계지진 최대가속도의 약 1/3~1/2에 해당한다. 한편, Bonaparte 등(1986)은 이중썰기해석법(two-part wedge method of analysis)에  $k_h=0.85A_{max}$ 의 관계를 적용하여 지진시 보강사면 설계차트를 제안한 바 있다.

현재 FHWA 설계 기준에서는 Segrestin과 Bastick (1988)에 의해 제안된 식 (5)를 토대로  $k_h$ 를 산정할 것을 제안하고 있다. 식 (5)는 Segrestin과 Bastick (1988)이 언급한 바와 같이 금속띠를 이용한 보강토 옹벽에 대한 연구결과이며 따라서 다른 종류의 보강토 옹벽에 적용할 경우에는 주의를 요한다.

$$k_h = (1.45 - A_{max}) A_{max} \quad (5)$$

한편, Seed와 Whitman(1970) 및 Wolfe(1978)은 일반적인 중력식 옹벽의 설계에서  $k_v=0$ 으로 간주하여도 무방하다고 보고하고 있는데 이러한 제안은 최대 연직가속도와 최대 수평가속도의 발생 시점이 일치할 확률이 매우 적다는데 근거하고 있으며, 따라서 NCMA 및 FHWA 설계기준 또한 이러한 제안을 따르고 있다. 그럼에도 불구하고 진앙까지의 거리가 짧은 경우는 큰 연직 가속도가 발생할 수 있으므로 이에 대한 유연한 대처가 요구된다.

이와 같이 지진계수는 현재 적용하고 있는 준정적 내진 해석/설계법에 많은 영향을 미치는 인자임에도 불구하고 구체적인 선정기준이 되어 있지 않고 있으며, 이에 대한 체계적인 연구가 요구되고 있다.

## 2.2 외적 안정성 검토

블록식 보강토 옹벽의 외적 안정성 검토 시에는 M-O 동적토압 분포를 이용하여 토압을 산정한 후 저부 활동 및 전도에 대한 안정성을 기존의 중력식 벽체의 경우와 동일한 방법으로 검토한다. 그림 3은 준정적 설계개념에서 채택하고 있는 외적안정성 검토시 적용하는 자유물체도를 보여 주고 있다. 준

정적 설계에서는 지진하중으로 인한 M-O 동적 토압 및 보강토체 및 전면벽체의 관성력( $P_{IR}$ )을 계산하는 과정에서 보강토체와 배면토에서의 유발 최대 가속도가 순간적으로 작용한다는 점과 이로 인한 보강토체와 배면토의 관성력이 동시에 최대치에 도달하지 않는다는 가정에 근거하여 수평지진계수 및 보강토체의 크기를 감소시켜(표 1 참조) 적용한다. 한편, NCMA (1999) 및 FHWA (1996) 설계기준은 M-O 동적 토압을 이용한 준정적 설계법을 적용한다는 점에서는 유사하나 작용토압 및 관성력 계산법에서 다소의 차이가 있다(표 1 참조). 외적 안정성 검토시 동적 안전율은 두 설계기준 공히 동적하중의 순간적 작용 경향을 고려하여 정적 안전율의 75%를 채택한다. 표 1은 각 설계기준에서 적용하는 외적 안정성 검토시 작용 외력 및 안전율의 정의를 나타내고 있다.

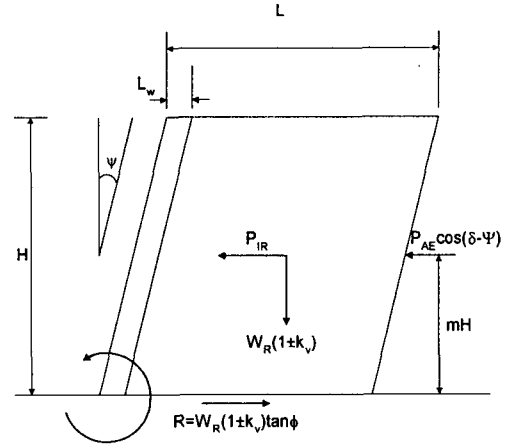


그림 3. NCMA 외적안정성 평가 모형

표 1. 외적 안정성 검토 기준 비교

		NCMA	FHWA
지진계수	연직 ( $k_v$ )	$k_v=0.0$	$k_v=0.0$
	수평 ( $k_h(ext)$ )	$k_h(ext)=A/2$	$k_h(ext)=(1.45-A)A$
동적토압	크기 ( $P_{AE}$ )	$P_{AE}=P_{AH} + 0.5 \Delta P_{dynH}$	
	작용위치	$P_{AH}$ 및 $\Delta P_{dynH} : L_{min}$	$P_{AH} : L_{min}$ $\Delta P_{dynH} : 0.5H$
관성력 ( $P_{IR}$ )		$P_{IR} = k_h(ext) W_R$ , $W_R$ : 저면폭 $0.5H$	
저부활동 안전율 $FS_{(bs)dyn}$		$FS_{(bs)dyn} = \frac{R_s}{P_{IR} + P_{AH} + 0.5 \Delta P_{dynH}}$ , $R_s = C_{ds} W_R \tan \phi$	
전도 안전율 $FS_{(ot)dyn}$		$FS_{(ot)dyn} = \frac{M_R}{M_O}$	안전율 검토대신 편심 검토 $e \geq L_{min}/6$ : 토사기초지반 $e \geq L_{min}/4$ : 암반기초지반
지지력 안전율 $FS_{(bc)dyn}$		$FS_{(bc)dyn} = \frac{q_{ult}}{q_a}$	

### 2.3 내적 안정성 검토

내적 안정성 검토에서는 지진하중으로 증가된 벽체 배면 동적토압을 보강재가 지지하도록 보강재의 연직간격 및 길이 등의 포설조건을 결정한다. NCMA (1999)와 FHWA (1997) 설계기준은 작용토압 및 유발인장력을 계산하는 방법에서 다소 차이를 보이며 따라서 안전율 또한 다르게 계산된다(표 2).

그림 4와 5는 각각 NCMA (1999) 및 FHWA (1997) 설계기준에서 증분 동적 유발인장력 계산시 적용하고 있는 계산 모형을 보여주고 있다. NCMA (1999) 설계기준에서는 그림 4와 같이 기여영역 (contributory area) 개념을 적용하므로 벽체 상부 보강재의 유발인장력은 수평가속도와 비례하여 증가하며 따라서 벽체 상부에 보강재의 수를 상당수 증가시켜야 하는 결과가 도출된다. 이에 반해 FHWA

(1996) 설계기준에서는 그림 5와 같이 보강재의 정착길이를 토대로 증분토압( $\Delta P_{dyn} = k_{h(int)} W_A$ )를 분배하는 계산 모형을 적용하고 있다.

$$\Delta F_{dyni} = \Delta P_{dyn} H L_{ai} / \sum_{j=1}^N L_{aj} \quad (6)$$

여기서,  $N$  = 보강재 수,  $L_{ai}$  = 정착길이이다. 이 방법은 Segrestin과 Bastick (1988)의 연구결과를 토대로 제시된 방법으로서 동적 증분 유발인장력을 하단부 보강재로 재분배하는 효과를 가져오게 되는데 이러한 결과는 NCMA 설계기준과 상충된다.

표 2. 내적 안정성 검토 기준 비교

		NCMA	FHWA
지진계수	연직 ( $k_v$ )	$k_v=0.0$	$k_v=0.0$
	수평 ( $k_{h(int)}$ )	$k_{h(int)}=(1.45-A_{max})A_{max}$	
유발인장력 ( $F_i$ ) 계산		$F_i = k_{h(ext)} \Delta W_i + F_{stai} + \Delta F_{dyni}$ $\Delta F_{dyni} = \left[ 0.8 - 0.6 \frac{z_{vi}}{H} \right] \Delta K_{dynH} \gamma_r l$	$F_i = F_{stai} + \Delta F_{dyni}$ $\Delta F_{dyni} = \Delta P_{dyn} H L_{ai} / \sum_{j=1}^N L_{aj}$ $\Delta P_{dyn} = k_{h(int)} W_A$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>F_{stai}</math> 계산시</li> <li>• <math>\omega &lt; 10^\circ</math> : Rankine 토압</li> <li>• <math>\omega &gt; 10^\circ</math> : Coulumb 토압</li> <li>• <math>\alpha_{AE}</math> : 정적내부파괴면 적용</li> <li>• <math>W_A</math> : 내부파괴쇄기 무게</li> </ul>
인발저항력 ( $T_{pulli}$ ) 계산		<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>\alpha_{AE}</math> : 정적내부파괴면 적용</li> <li>• <math>T_{pulli} = 2 L_{Ai} C_i \sigma_{vi} \tan \phi_r</math></li> </ul>	
인장파단 안전율 $FS_{(os)dyn}$		$FS_{(os)dyn} = \frac{T_{a(dyn)}}{F_i}$	
인발과괴 안전율 $FS_{(po)dyn}$		$FS_{(po)dyn} = \frac{T_{pulli}}{F_i}$	$FS_{(po)dyn} = 0.8 \frac{T_{pulli}}{F_i}$

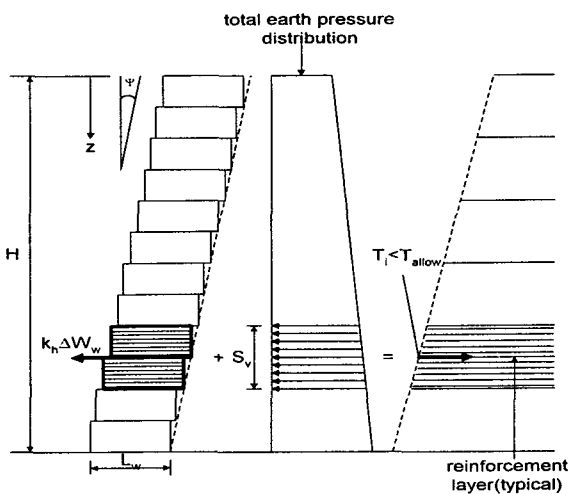


그림 6. NCMA 유발인장력 계산 모형

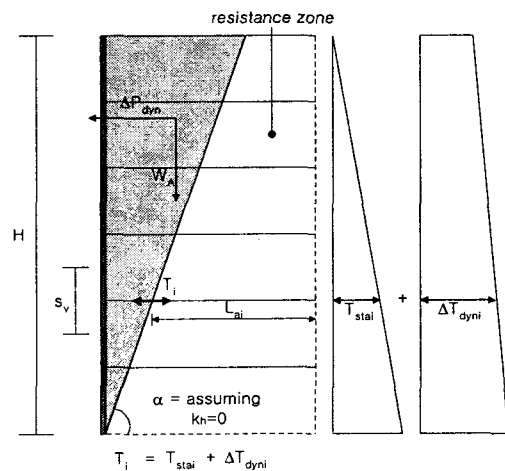


그림 5. FHWA 유발인장력 계산 모형

한편, 내적 안정성 검토 안전율은 외적 안정성의 경우와 마찬가지로 정적 안전율의 75%를 채택한다. 표 2는 각 설계기준에서 적용하는 내적 안정성 검토시 작용 외력 및 안전율 계산 방법을 비교하고 있다.

### 3. 매개변수 연구

본 연구에서는 2절에서 제시한 M-O 동적 토압과 NCMA 및 FHWA 설계기준의 비교에 관한 매개변수 연구를 수행하였다. 매개변수 연구에서는 높이 10m, 저부 보강재의 길이  $L=0.6H$ 의 옹벽을 대상으로 하였으며, 벽체의 경사각  $\psi$ 와 배면경사  $\beta$ , 그리고 뒤채움흙의 내부마찰각  $\phi$  등을 변수로 채택하였다.

#### 3.1 M-O 동적 토압 및 파괴면

그림 6과 7은  $\phi=35^\circ$ ,  $\delta=2/3\phi$ ,  $k_v=0.0$ 의 경우에 있어서 옹벽의 기하구조 및 수평지진계수  $k_h$ 에 따른 동적 주동토압의 변화 경향을 제시하고 있으며, 여기서의 동적 주동토압은 정적 주동토압으로 정규화한 수치( $2P_{AE}/\gamma H^2$ )로 나타내었다.

벽체 배면이 수평인 경우( $\beta=0^\circ$ )에 있어서 수평지진 계수( $k_h$ )의 변화에 따른 동적 주동토압 변화 경향을 다양한 벽체경사  $\psi$ 에 대하여 보여주고 있는 그림 6에서는 보이는 바와 같이 임의의 조건에서  $k_h$ 가 증가함에 따라 동적 주동토압이 현저히 증가하는 경향을 보이고 있으며,  $k_h$ 가 증가할수록 증가율 또한 증가하는 양상을 나타내고 있다. 한편, 임의의  $k_h$ 에 있어서 벽체경사  $\psi$ 가 증가할수록 동적 주동토압이 감소하는 경향을 보여주고 있는데 이러한 경향은 보강토 옹벽의 내진설계시 토압의 경감을 위해서는 벽체 경사를 증가시키는 방법을 고려해 볼 수 있음을 의미한다. 한편, 연직 벽체( $\psi=0^\circ$ )의 경우 벽체 배면 경사각 ( $\beta$ )에 따른 동적 주동토압 분포 경향이 그림 7에 제시되어 있다. 전반적인 경향은 임의의  $k_h$ 에 있어서  $\beta$ 의 증가는 동적 주동토압을 현저히 증가시키며, 그 증가 정도는  $k_h$ 가 증가할수록, 즉 지진의 규모가 증가할수록 증가하는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 지진발생 가능지역에서는 가급적 벽체 배면 경사를 감소시킬 필요가 있음을 의미한다.

보강토 옹벽의 설계에서는 2절에서 언급한 바와 같이 내적 안정성 검토시 내부파괴면 외부로의 정착 길이를 산정하여 각 보강재의 인발저항을 계산하고 인발파괴에 대한 안정성을 평가하여야 한다. 따라서 내부 파괴면의 위치는 보강재의 인발저항에 대한 안정성 검토시 절대적인 영향을 미친다. 본 연구에서는 옹벽의 기하조건 및 수평지진계수,  $k_h$ 가 내부파괴면의 위치에 미치는 영향을 고찰하였으며, 그림 8과 9는 그 결과를 제시하고 있다.

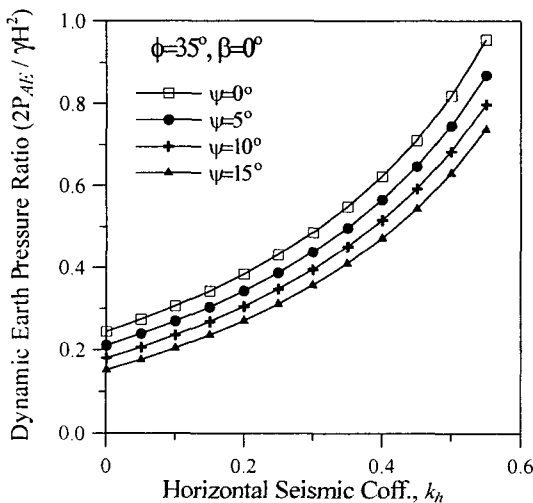


그림 6. 벽체 경사각에 따른 M-O 토압

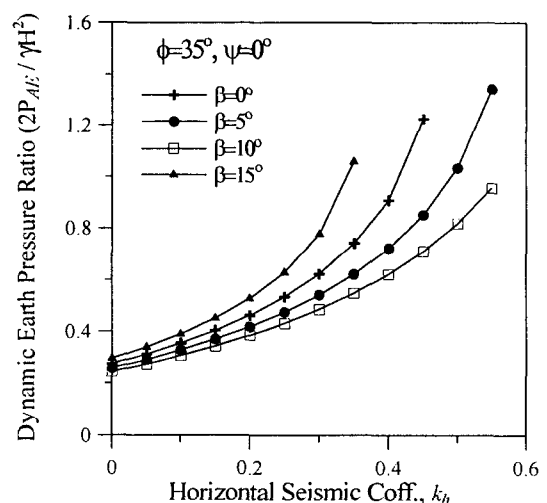


그림 7. 배면 경사각에 따른 M-O 토압

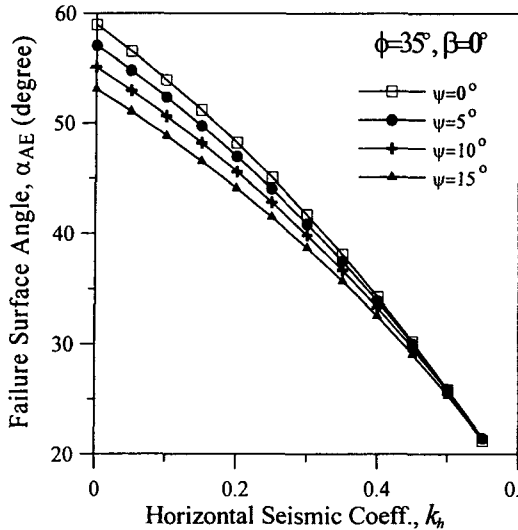


그림 8. 지진계수에 따른  $\alpha_{AE}$  변화 경향

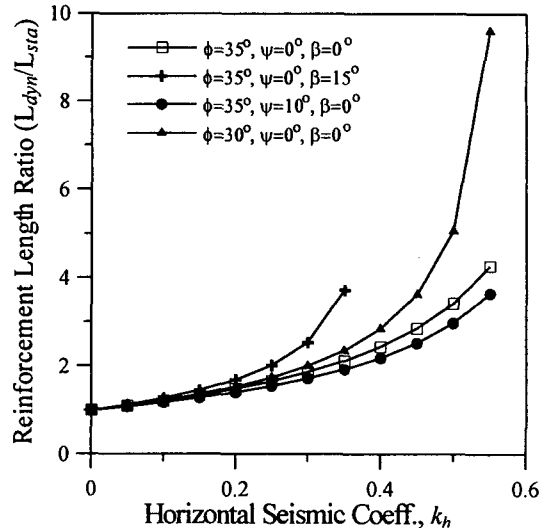


그림 9. 지진계수에 따른  $L_{dyn}$  변화 경향

그림 8은  $k_h$ 에 따른 파괴면 경사각  $\alpha_{AE}$  변화 경향을 보여주고 있는데, 보이는 바와 같이 전반적으로  $k_h$ 가 증가할수록  $\alpha_{AE}$ 가 작아지는, 즉 파괴 췌기의 크기가 증가하는, 경향을 나타내고 있으며, 이러한 경향은 벽체 배면 경사가 증가할수록 뚜렷해지고 있음을 알 수 있다. 이러한 경향은 벽체 상단으로부터 0.1H에 포설된 보강재가 파괴면에 도달하는데 요구되는 길이( $L_{dyn}$ )의 변화 경향을  $k_h$ 에 따라 보여주고 있는 그림 9에서 잘 관찰할 수 있다. 즉, 이 그림에서는  $L_{dyn}$ 을 평상시 보강재 길이( $L_{sta}$ )로 정규화한 비( $L_{dyn}/L_{sta}$ )로 나타내고 있는데 보이는 바와 같이 임의 응력 조건에 있어서  $L_{dyn}/L_{sta}$ 는  $k_h$ 가 증가함에 따라 증가하는 경향을 나타내고 있으며, 증가율 또한  $k_h$ 가 증가함에 따라 증가하는 경향을 보이고 있다. 또한 벽체 경사  $\psi$ 가 증가하거나 배면 경사  $\beta$ 가 감소할 경우, 그리고 뒤채움흙의 내부마찰각  $\phi$ 가 증가할수록  $L_{dyn}/L_{sta}$ 는 감소하는 경향을 보이고 있어, 전반적으로 동적 토압 변화경향과 유사한 양상을 나타내고 있다. 이를 Tie back wedge 이론에 근거한 보강토 응력의 설계 측면에서 고찰하면, 지진시에는 파괴토체의 크기가 증가하므로 상단부 보강재의 길이를 평상시보다 현저히 증가시켜 보강재의 경우 충분한 정착길이를 확보하여야 함을 의미한다.

### 3.2 NCMA 및 FHWA 기준비교

본 절에서는 NCMA 및 FHWA 설계기준의 직접적인 비교를 위해 최대 수평지진가속도( $A_{max}$ )에 따른 내·외적 안정성 검토 결과를 비교·분석하였다.

#### 3.1.1 외적 안정성

보강토 응벽의 외적 안정성 검토 결과를 좌우하는 가장 중요한 항목은 보강토체 배면에 작용하는 주동토압이라고 할 수 있으며 따라서 본 연구에서는 토압비( $P_{AE(NCMA)}/P_{AE(FHWA)}$ )를 이용하여 다양한 조건에서의 NCMA와 FHWA 설계 동적 주동토압을 비교하였다. 그림 10은 다양한 경우에 있어서 최대 수평지진가속도  $A_{max}$ 에 따른 설계 동적토압비 변화 경향을 나타내고 있다. 보이는 바와 같이 응벽의 조건에 관계없이 전반적으로  $P_{AE(NCMA)}/P_{AE(FHWA)} < 1.0$ 의 경향을 보이고 있어 FHWA 설계기준이 NCMA에 비하여 동적토압을 크게 산정하는 것으로 나타났으며 그 정도는  $A_{max}$ 가 증가할수록 증가하는 것으로 나타났다. 한편, 전반적으로는 벽체 경사  $\psi$  및 배면 경사  $\beta$ , 그리고 뒤채움흙의 내부마찰각



$\varphi$ 가 증가할 수록 감소하는 경향을 보이고 있으며, 특히 배면 경사  $\beta$ 가 현저한 영향을 미치는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 표 1에서 제시한 바와 같이 토압계수에 지대한 영향을 미치는 지진계수  $k_h$ 의 산정방법 차이에 그 원인이 있다고 할 수 있으며, 따라서 이에 대한 기준정립이 요구된다.

그림 11은 외적안정성 검토 항목중 저부활동에 대한 안전율( $FS_{bst}$ )을 안전율비 ( $FS_{bst(NCMA)} / FS_{bst(FHWA)}$ )를 이용하여 비교하고 있다. 앞서 검토한 동적 주동토압의 경향으로부터 추정할 수 있는바와 같이 용벽의 조건에 관계없이  $FS_{bst(NCMA)} / FS_{bst(FHWA)} > 1.0$ 으로 나타나고 있으며  $A_{max}$ 가 증가할수록 안전율비 또한 증가하는 경향을 나타내고 있다. 한편, 용벽의 조건에 따른 변화 경향을 관찰하면, 전반적으로 임의의  $A_{max}$ 에 있어서 뒤채움흙의 내부마찰각  $\varphi$ 와 벽체 및 배면경사  $\psi$ 와  $\beta$ 가 증가할수록 안전율비는 크게 나타나고 있어 두 설계기준의 차이가 증가하는 것으로 나타났으며,  $A_{max} < 0.15$ 의 범위에서  $\beta$ 의 영향이 그다지 크지 않은 것으로 나타났다.

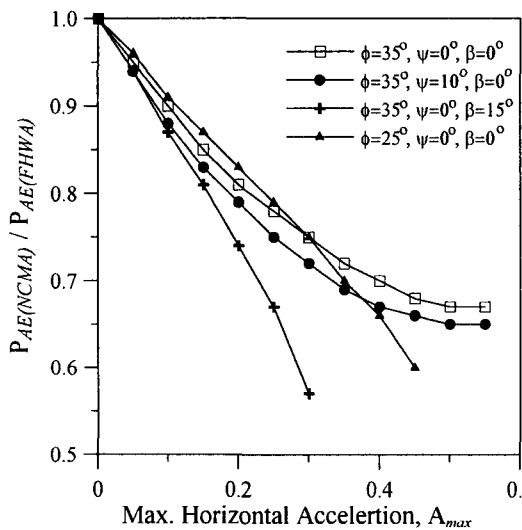


그림 10. NCMA vs. FHWA ( $P_{AEH}$ )

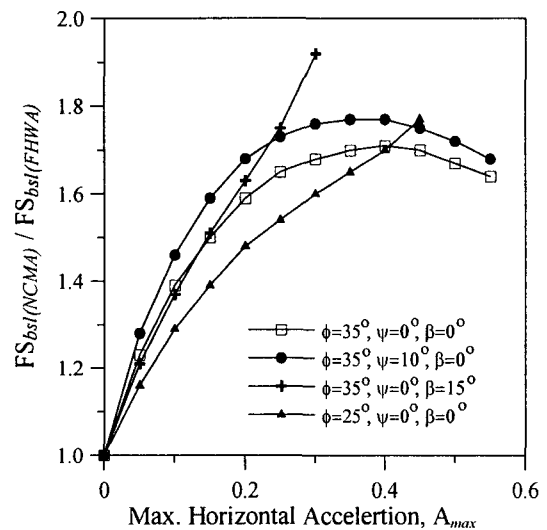


그림 11. NCMA vs. FHWA ( $FS_{bst}$ )

관찰한 바와 같이 두 기관에서 제시하는 동적 토압 산정시 적용하는 지진계수 선정 기준의 차이로 인해 유사한 외적 안정성 검토 모형을 적용함에도 불구하고 FHWA 설계기준에 근거한 외적안정성 검토 결과가 NCMA 설계기준 보다 보수적인 결과를 제시하는 것으로 나타났다.

### 3.2.2 내적 안정성

내적 안정성 검토시 주어진 조건에서 평가하여야 할 가장 중요한 항목은 보강재의 유발인장력이라고 할 수 있다. 앞서 언급한 바와 같이 NCMA 및 FHWA 설계기준에서는 각기 상이한 동적 증분 유발인장력 평가 모형을 채택하고 있는 관계로 인장파단 및 인발파괴 검토 결과가 매우 상이하며, 따라서 본 연구에서는 각 설계기준의 정량적인 평가를 시도하였다.

#### 1) 동적 증분 유발인장력

그림 12는  $k_h=0.3$ 의 경우에 있어서 다양한 조건에 대하여 NCMA와 FHWA의 보강재의 동적 증분 인장력을 증분인장력비  $\Delta F_{dyn(NCMA)} / \Delta F_{dyn(FHWA)}$ 를 이용하여 비교하고 있다. 보이는 바와 같이 임의의 지진계수에 있어서 벽체 상단부에서는  $\Delta F_{dyn(NCMA)} / \Delta F_{dyn(FHWA)} > 1.0$ 의 수치를 보이고 있으나 하단부

에서는 그 반대의 경향을 나타나고 있으며, 전반적으로 NCMA 설계기준이 FHWA 설계기준에 비해 상단부에서  $\Delta F_{dyn}$ 을 크게 평가하는 경향이 두드러짐을 알 수 있다. 또한 이 그림에서는 지진계수가 증가함에 따라  $\Delta F_{dyn(NCMA)} / \Delta F_{dyn(FHWA)}$  곡선이 상향 이동하는 경향을 보이고 있어 지진규모가 증가할수록 NCMA 설계기준이  $\Delta F_{dyn}$ 을 크게 평가하는 경향이 뚜렷해짐을 알 수 있다. 한편, 그림 13에 나타난 바와 같이 동적 증분 인장력비는 뒤채움층의 내부마찰각  $\phi$ 와 포설간격  $S_v$ 가 감소할수록 증가하고 벽체의 경사가 증가할수록 감소하는 것으로 나타났다.

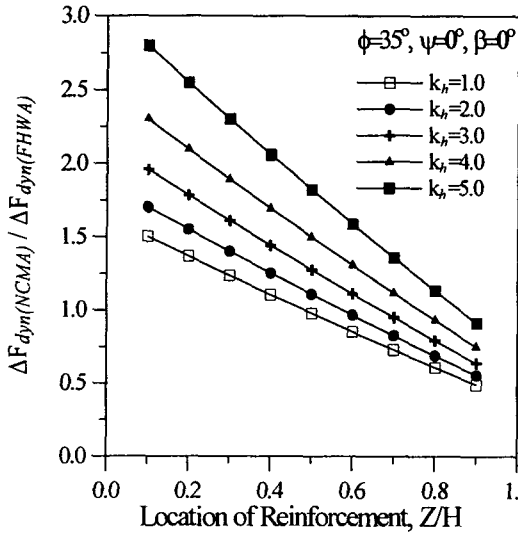


그림 12. NCMA vs. FHWA ( $\Delta F_{dyn}$ )

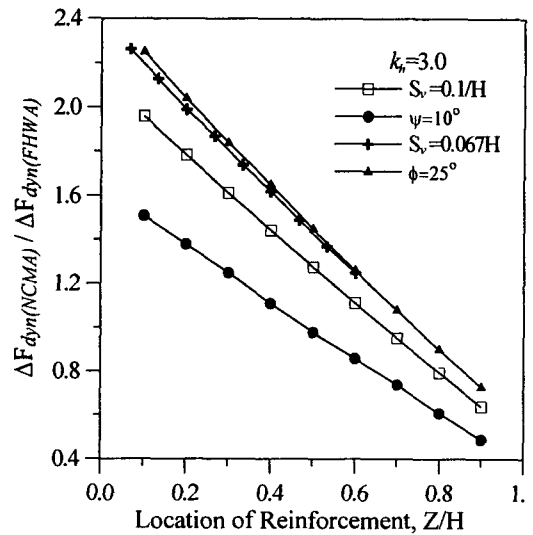


그림 14. NCMA vs. FHWA ( $\Delta F_{dyn}$ )

전술한 그림에서 관찰된 경향은 NCMA 설계기준은 기여영역 개념으로  $\Delta F_{dyn}$ 을 계산하는데 반해 FHWA의 경우에는 저항영역(Resistance zone)에서의 정착길이를 토대로 계산함에 따른 것으로서 이에 대한 검증을 위한 구체적인 연구가 필요한 것으로 판단된다. 한편, 수치해석 및 진동대 시험 결과에 의하면 지반 가속도는 벽체 상부로 갈수록 다소 증폭되는 경향이 있어 전반적으로 상단부 보강재에서 인장력 증가가 현저한 것으로 나타나며(Bathurst와 Cai 1995, Bathurst and Hatami 1997), 지진피해 지역에서 사례조사(Sandri 1994)에서 상단부에서의 피해가 발생한 보강토 옹벽이 다수 관찰된 것을 감안하면, NCMA 설계기준에서 채택하고 있는 증분 동적 인장력 산정방법이 정상적인 면에서 타당한 것으로 사료된다.

그림 14는 NCMA 설계기준에 입각하여 계산된 보강재 유발 인장력 증폭비 AF(amplification factor)를  $k_h$ 에 대해 나타내고 있다. 여기서 인장력 증폭비 AF는 지진시 유발인장력( $F_{dyn}$ )과 평상시 유발인장력( $F_{sta}$ )의 비로 정의하였다. 보이는 바와 같이  $k_h$ 에 있어서 증폭비 AF는 벽체 상부로 갈수록 증가하는 경향을 나타내고 있으며,  $k_h$ 가 증가함에 따라 AF 또한 증가하는 경향을 나타내고 있다. 따라서 NCMA 기준을 토대로 보강토 옹벽을 설계할 경우에는 상단부 보강재의 유발인장력 증폭현상에 대처하기 위해서는 상단부 보강재의 포설간격을 감소시키거나 고강도 보강재를 포설하는 등의 대책을 세워야 할 것으로 판단된다.

## 2) 인장파단/인발파괴 안전율

내적안정성 검토시 인장파단과 인발파괴에 대한 안전율은 식 (7)과 같이 표현되며, 따라서 NCMA와 FHWA 인장파단 및 인발파괴 안전율비는 각각 식 (8)과 (9)와 같이 동일하게 표현된다.

$$FS_{ot} = \frac{T_{all}}{F_{dyn}}, \quad FS_{po} = \frac{T_{pull}}{F_{dyn}} \quad (7)$$

$$\frac{FS_{os(dyn)_{NCMA}}}{FS_{os(dyn)_{FHWA}}} = \frac{T_{all}/F_{dyn_{NCMA}}}{T_{all}/F_{dyn_{FHWA}}} = \frac{F_{dyn_{FHWA}}}{F_{dyn_{NCMA}}} \quad (8)$$

$$\frac{FS_{po(dyn)_{NCMA}}}{FS_{po(dyn)_{FHWA}}} = \frac{T_{pull}/F_{dyn_{NCMA}}}{T_{pull}/F_{dyn_{FHWA}}} = \frac{F_{dyn_{FHWA}}}{F_{dyn_{NCMA}}} \quad (9)$$

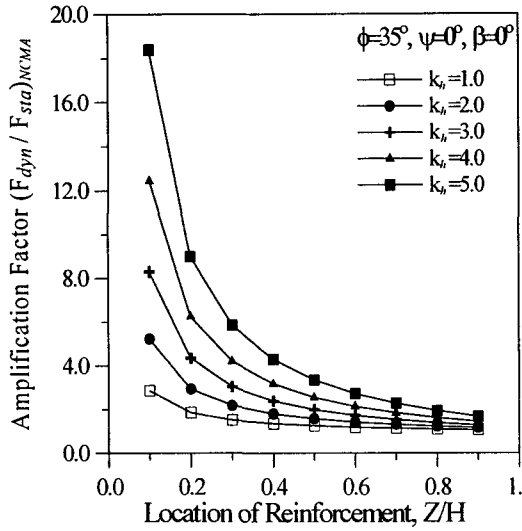


그림 14.  $F_{dyn}/F_{sta}$  변화 경향

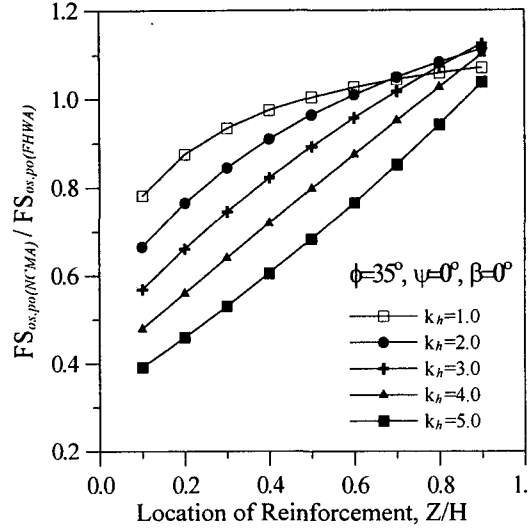


그림 15. NCMA vs. FHWA ( $FS_{os,po}$ )

그림 15는  $k_h$ 에 따른 인장파단 및 인발파괴 안전율비를 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 웅벽 하단부 일부를 제외하고는 전반적으로 안전율비가 1.0이하의 수치를 나타내고 있어 외적안정성 검토시 저부 활동에 대한 안전율과 동일하게 FHWA 설계기준이 NCMA 설계기준보다 보수적인 결과를 제시하는 것으로 나타났으며, 그 차이는 벽체 상단부에서 그리고  $k_h$ 가 증가함에 따라서 증가하는 것으로 나타나고 있다. 특히, 웅벽 상단부에서는 안전율비가 현저히 작게 나타나는데 이러한 경향은 앞서 관찰한 각 설계기준에서 채택하고 있는 동적 유발 인장력 평가방법의 차이에서 기인하는 것으로서 이에 대한 보다 구체적인 연구가 요구된다.

이러한 결과를 종합해볼 때 보강토 웅벽의 대표적인 설계기준이라고 할 수 있는 NCMA 및 FHWA에서 채택하고 있는 내·외적 안정성 검토 방법은 지진계수 산정 방법 및 검토 모형의 차이로 인해 작용 토압 및 안전율에서 많은 차이를 나타내고 있으며, 따라서 각 설계기준의 타당성 검토를 위해 보다 종합적인 연구가 수반되어야 할 것으로 판단된다.

#### 4. 결론

본 연구에서는 블록식 보강토 웅벽의 내진설계에 관한 기본 이론 및 NCMA 및 FHWA 설계기준을 고찰하였다. 한편, 매개변수 연구를 통해 M-O 동적 토압 이론에서 각 인자가 동적 토압에 미치는 영향을 검토하였으며, 이를 블록식 보강토 웅벽의 설계측면에서 고찰하였다. 아울러서 보강토 웅벽의 대표적 설계기준인 NCMA 및 FHWA 설계기준에 대한 매개변수를 수행하여 각 설계기준의 차이점을 종합적으로 분석하고 실무에서의 적용성을 검토하였다. 본 연구에서 수행한 연구결과는 다음과 같이 요약될 수 있다.

- 1) 보강토 옹벽의 설계토압으로 적용하고 있는 M-O 동적토압은 지진시 지반 수평가속도의 증가에 따라 현저히 증가할 뿐만 아니라 옹벽의 기하조건에 많은 영향을 받으며, 지진시 토압감감을 위해서는 옹벽의 경사를 증가시키고 배면 경사를 감소시켜야 한다.
- 2) M-O 동적 토압이론에 의하면 지진시 파괴체의 체적이 증가하므로 내적안정성 확보를 위해서는 상단부 보강재의 정착길이를 증가시켜야 한다.
- 3) NCMA 및 FHWA 설계기준에서는 동일한 외적안정성 검토 모형을 적용하나 지진계수 산정 기준의 차이로 인해 외적안정성 검토 결과가 상이하며, 전반적으로 FHWA 설계기준이 다소 보수적인 것으로 나타났다.
- 4) 내적안정성 검토에 있어서 유발인장력 계산시 NCMA 설계기준은 상단부 보강재의 유발 인장력이 증가하는 모형을 적용하고 있는 반면, FHWA 설계기준은 그 반대의 계산 모형을 적용하므로 서로 상반된 입장파단 및 인발파괴 안전율을 제시한다.
- 5) 현재 적용되고 있는 설계/해석기준의 타당성을 검토하고 보다 효율적인 설계기준의 개발을 위해서는 보강토 옹벽의 지진시 역학적 거동에 대한 이해를 증진시키고 이를 현 설계/해석 기준에 접목시키는 종합적이고 체계적인 연구가 요망된다.

## 참고문헌

1. AASHTO 1996 Interims, Standard specifications for highway bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA
2. Allen, TM.(1993) Issues regarding design and specification of segmental block-faced geosynthetic walls, Transportation Research Record 1414, pp. 6~11.
3. Budhu, M. and Halloun, M.(1994) Seismic external stability of geotextile reinforced walls, Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, Austria, Vol. 1, pp. 529~532.
4. Bachus, R.C., Fragaszy, R.J., Jaber, M., Olem, K.L., Yuan, Z. and Jewell, R.(1992) Dynamic response of reinforced soil systems, USAF Research Report FO 8635-90-C-0198, Civil Engineering Laboratory, 139 Barnes Drive, Tyndall Air Force Base, Florida, Vol. 1 and Vol. 2, June 457p.
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) Influence of reinforcement properties on seismic response and design of reinforced soil retaining walls, Proc. 51st Canadian Geotechnical Conf. pp.479~486.
9. 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.
10. 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.
11. Bonaparte, R., Schmertmann, G.R. and Williams, N.D.(1986) Seismic design of slopes reinforced with geogrids and geotextiles, Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, Austria, Vol. 1, pp. 273~278.
  12. 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.
  13. Chida, S., Minami, K. and Adachi, K.(1982), Test de stabilite de remblais en Terre Armee(translated from Japanese)
  14. 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.
  15. Ishihara, I. and Fang, Y.S.(1987) Dynamic earth pressures with different wall movemnet modes, Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 27, No. 4, pp. 11~22.
  16. Ishihara, M. and Matsuzawa, H.(1973) Earth pressure during earthquake, Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 13, No. 4, pp. 75~86.
  17. Koga, Y., Itoh, Y., Wahida, S. and Shimazu, T.(1988) Seismic resistance of reinforced embankment by model shaking tests, Theory and Practice of Earth Reinforcement, Int. Geotechnical Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, IS-Kyushu '88, Fukuoka, Japan, October, pp. 413~418.
  18. Murata, O., Tateyama, M. and Tatsuoka, F.(1994) Shaking table tests on a larger geosynthetic-reinforced soil retaining wall model, Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Walls, Proc. Seiken Symp., Tokyo, Japan, pp. 289~264.
  19. National Concrete Masonry Association (1999), Segmental Retaining Walls-Seismic Design Manual, First Edition (Authored by Bathurst, R.J.), Virginia, USA, 119p.
  20. Segrestin, P. and Bastick, M.(1988) Seismic design of Reinforced Earth retaining walls-the contribution of finite element analysis, Proceedings Int. Geotech. Sym. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Japan, pp. 577~582.
  21. Sugimoto, M., Ogawa, S. and Moriyama, M.(1994) Dynamic characteristics of reinforced embankments with steep slope by shaking model tests, Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Walls, Proc. Seiken Symp., Tokyo, Japan, pp. 271~275.
  22. Sakaguchi, M.(1996) A Study of the seismic behavior of geosynthetic reinforced walls in Japan, Geosynthetics International, Vol 3, No. 1, pp. 13~30.
  23. 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).
  24. 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.
  25. Whitman, R.V.(1990), Seismic design and behavior of gravity retaining walls, ASCE Specialty Conference: Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, Cornell University, Ithaca, NY, pp. 817-842.
  26. Wolfe, W.E., Lee, K.L., Rea, D. and Yourman, A.M.(1978) The effect of vertical motion on the seismic stbilty of reinforced earth walls, Proc. ASCE Symp. on Earth Reinforcement, Pittsburgh, PA, USA, April, 856-879.
  27. Yogendrakumar, M., Bathurst, R.J. and Finn, W.D.L.(1992) Dynamic response analysis of a reinforced soil retaining wall, J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 118, No. 8, pp. 1158-1167.