보강토 옹벽의 지진시 거동
Behavior of Soil-Reinforced Segmental Retaining Walls Subjected to Earthquake Loading

유충식[1], Chung-sik Yoo

[1] 성균관대학교 토목공학과 부교수, Assoc. Prof. Sungkyunkwan Univ. Dept. of Civil Engineering

SYNOPSIS : 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. Also revealed is that the increase in reinforcement force is more pronounced in the upper part of the reinforced zone, resulting in a more or less uniform distribution. None of the design guidelines appears to be able to correctly predict the dynamic force increase when compared with the results of finite element analysis. The calculation model adopted by the NCMA guideline, however, appears to compare better with the results of finite element analysis as well as field survey than the FHWA guideline. Based on the findings from this study, a number of implications to the current design methods are discussed.

Key words : Segmental retaining wall, Reinforced earth, Earthquake, Finite element analysis

1. 서론

우수한 경제성 및 시공성으로 그 적용성이 높아가고 있는 블록식 보강토 옹벽은 구조적 유연성을 토대로 내진성이 우수한 구조물로 평가받고 있으며, 최근의 미국 및 일본 등지에서 발생한 강력한 지진을 통해 확인 받은바 있다. 그럼에도 불구하고 블록식 옹벽의 지진시 거동에 대한 종합적인 연구가 미진한 실정이어서 이에 대한 명확한 이해가 부족한 실정이며 따라서 현재 적용되고 있는 대표적인 설계기준인 NCMA (1999) 및 FHWA (1996)에서 제시하고 있는 내진설계기준은 전반적으로 매우 보수적인 것으로 평가되고 있다.

NCMA 설계기준은 Bathurst와 그의 공동연구자들의 연구결과(Bathurst & Cai, 1995; Bathurst 등, 1996; Bathurst & Hatami, 1998a,b)를 토대로 제시된 설계기준으로서 블록식 보강토 옹벽을 대상으로 하고 있으며, FHWA 설계기준은 Segretin과 Bastick (1988)의 연구 결과를 근간으로 제시하고 있으며 포괄적 개념의 보강토 옹벽을 대상으로 하고 있다. 또한 NCMA 및 FHWA 설계기준은 준정적 혹은 의사정적 한계평형해석법 (Pseudo-Static Limit Equilibrium Method)에 그 근간을 두고 있으며, 따라서 지진하중 효과를 고려한 토압 및 관성력을 고려하는 것 이외에는 정적설계법과 큰 차이가 없다. 이러한 준정적 한계평형해석기법에 근거한 설계법은 지진규모이외에 지진하중의 주 진동수 (Predominant Frequency), 지속시간(Duration) 등 지진하중의 특성을 반영할 수 없다는 단점이 있다 (Cai & Bathurst, 1995; Bathurst & Hatami, 1998a, 1998b). 또한 유충식 (1999)의 연구에서는 NCMA 및 FHWA 설계기준은 M-O 동적토압 이론에 근거한 준정적 해석법을 적용하고 있음에도 불구하고 내·외적 안정성 검토 결과에서 많은 차이를 보이는 것으로 보고된 바 있다. 따라서 현재 적용되고 있는 설계기준의 타당성을 검토하고 나아가서 보다 합리적인 설계기준을 정립하기 위해서는 블록식 보강토 옹벽의 지진시 거동에 관한 보다 체계적이고 종합적인 연구를 통해 그 결과를 반영하는 과정이 필요한 요구된다고 하겠

다. 이러한 맥락에서 본 연구에서는 유한요소해석을 이용하여 가상의 블록식 보강토 옹벽에 대해 지진해석을 수행하고 그 결과를 토대로 벽체 변위 및 유발인장력 등 전반적인 거동 메카니즘을 고찰함과 아울러서 현재 적용되고 있는 설계기준들의 타당성을 검토하였다.

2. 보강토 옹벽의 내진설계

2.1 동적토압

블록식 보강토 옹벽의 지진시 안정성 검토는 작용외력으로서 Mononobe-Okabe 동적 토압(M-O 동적 토압) P_{AE} 를 그림 1과 같은 분포형태로 적용하여 내·외적 안정성 검토를 수행한다. 그림 1의 토압분포는 Bathurst와 Cai (1995)가 제시한 것으로서 총 토압 합력의 정규화된 작용점은 증분 동적 토압계수 ΔK_{dyn}의 크기에 따라 $1/3<m<0.6$의 범위에 위치하게 된다.

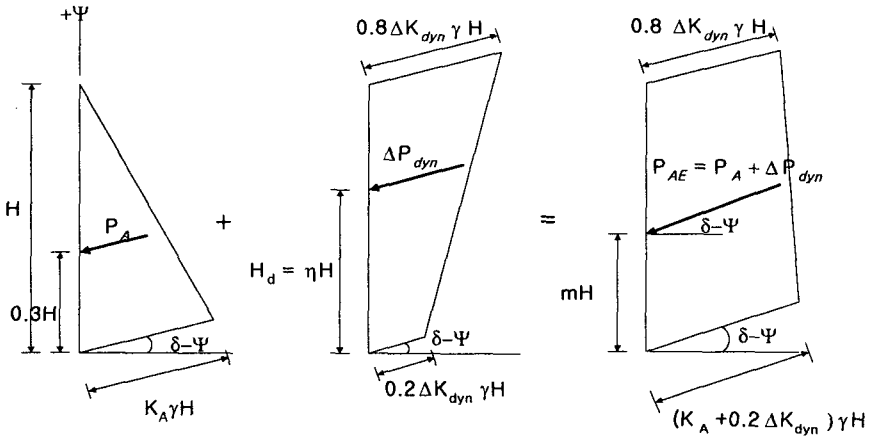
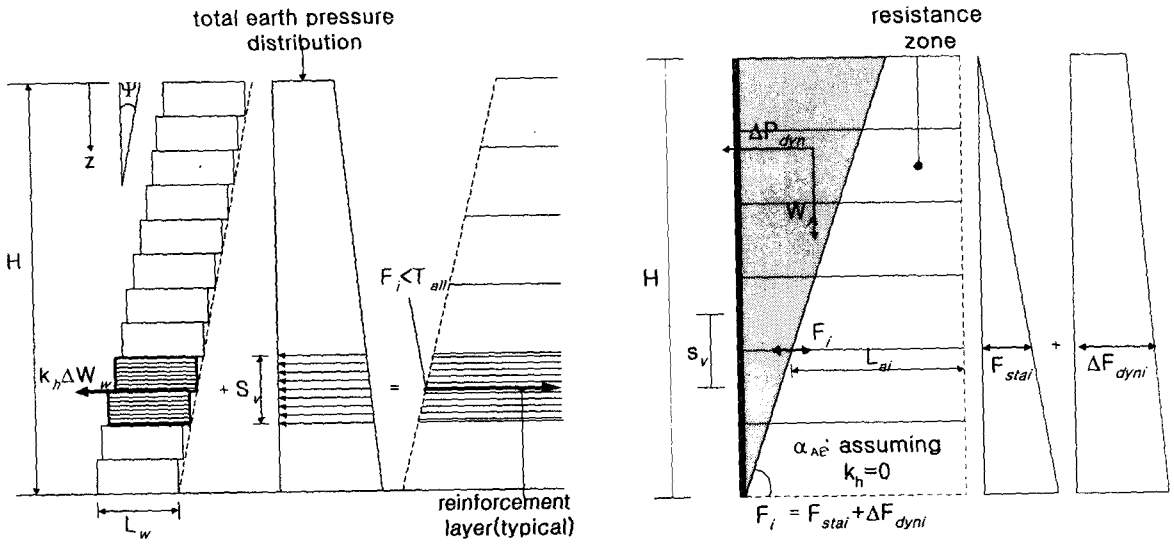


그림 1. 동적 토압 분포(After Bathurst와 Cai 1995)

2.2 내·외적안정성 검토

그림 2는 NCMA 및 FHWA 설계기준에서 증분 동적 유발인장력(ΔF_{dyn}) 계산시 적용하는 해석모형을 보여주고 있다. NCMA 설계기준에서는 그림 2(a)와 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 설계기준에서는 그림 2(b)와 같이 보강재의 정착길이에 비례하여 증분토압($\Delta P_{dyn}=k_{h(int)}W_A$)을 분배하는 계산 모형을 적용하고 있어 동적 증분 유발인장력을 하단부 보강재로 재분배하는 효과를 가져오게 되는데 이는 Segrestin과 Bastick (1988)의 연구결과를 토대로 제시된 방법으로서 NCMA 설계기준과 상반된 결과를 제시한다. 한편, 내적 안정성 검토 안전율은 외적 안정성의 경우와 마찬가지로 평상시 안전율의 75%를 채택한다.

블록식 보강토 옹벽의 외적 안정성 검토시에는 평상시와 마찬가지로 저부 활동 및 전도, 지지력에 대한 검토를 수행한다. 이때, NCMA 및 FHWA 두 설계기준은 동일한 해석 모형을 적용하고 있으나 각기 다른 지진계수 선정방법을 적용하고 있어 작용 토압에 있어서 많은 차이를 보인다. 한편, 외적 안정성 검토시 동적 안전율은 NCMA 및 FHWA 설계기준 공히 동적하중의 순간적 작용 특성을 고려하여 정적 안전율의 75%를 채택하도록 되어 있다.



(a) NCMA (b) FHWA

그림 2. 유발인장력 계산 모형

3. 유한요소해석

3.1 해석조건

본 연구에서는 해석대상 옹벽의 개요도를 보여주는 그림 3에서와 같이 매우 견고한 지반(non-yielding foundation)에 높이(H) 5.0m의 옹벽이 시공되는 경우를 고려하였다. 벽체는 높이(H_u)와 길이(L_u)가 각각 0.25 m와 0.4 m인 블럭으로 형성되며, 배수성이 우수한 양질의 사질토가 뒤채움흙으로 사용되는 것으로 가정하였다. 한편, 단위폭당의 강성 J=2000 kN/m을 보유하는 지오그리드가 길이 L/H=0.6 및 S_v=1.0m의 등간격으로 포설되는 것으로 간주하였다.

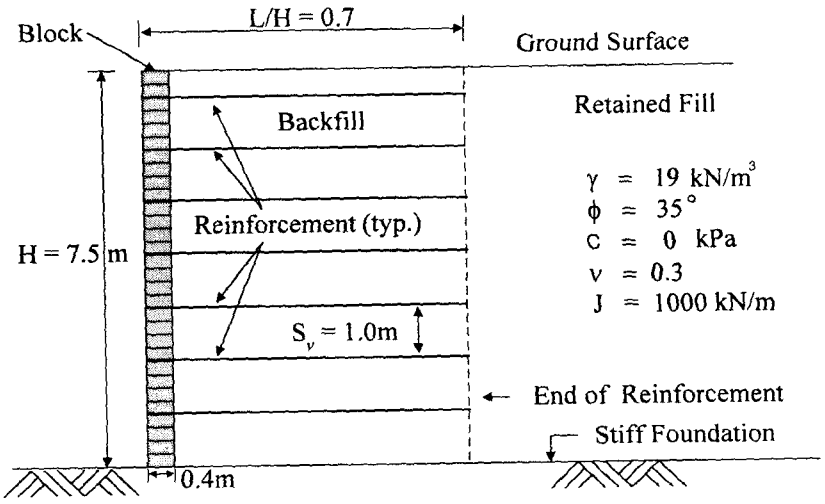


그림 3. 해석대상 옹벽 단면도

3.2 유한요소모델링

본 연구에서는 범용 유한요소해석 프로그램인 DIANA (1996)를 이용하여 지진해석을 수행하였다. DIANA는 유충식과 이광문 (1999) 블록식 보강토 옹벽 거동 연구에서 성공적으로 적용된 바 있는 프로그램으로서 다양한 재료 구성 모델과 단계별 시공과정의 모델링이 가능한 Phased 해석 기능을 제공한다.

DIANA에서는 'BASE ACCELE' 및 'TIMELO' 옵션을 이용하여 지진해석이 수행되며 식 (1)로 주어지는 지배방정식을 직접적분법을 토대로 임의시간 t에서의 해(u, u, u)를 얻게된다.

$$[M]^t\{a\} + [C]^t\{v\} + [K]^t\{u\} = -[M]^t\{a_{su}\} \qquad (1)$$

여기서, M, C, K는 각각, 질량, 댐핑, 강성행렬이며, $\{a\}$, $\{v\}$, $\{u\}$, $\{a_{su}\}$는 각각 가속도, 속도, 변위 및 지진운동으로 인한 지반가속도 벡터이다.

유한요소해석 결과는 해석영역의 모델링 방법에 따라서 그 타당성이 좌우된다. 특히 경계조건 설정 및 이질 매체의 상호면 거동에 대한 모델링 방법에 따라 구조체의 응력-변형율 거동이 상당한 차이를 보인다. 따라서 본 연구에서는 예비해석을 통해서 배면토 영역(retained zone)의 크기가 해석 결과에 미치는 영향을 검토하고 그 결과를 토대로 벽체전면으로부터 벽체의 높이에 약 4배에 해당하는 영역을 모델링에 포함시켰으며, 하부에는 힌지를 설치하는 방법으로 해석영역을 설정하였다. 해석영역의 이산화에 있어서 지반은 8절점 평면변형율 요소(CQ16E)를 이용하여, 그리고 보강재는 3절점 트러스 요소(CL6TR)를 이용하여 모델링하였으며, 블록/보강재, 보강재/뒤채움흙, 기초지반/보강재의 상호면에는 Goodman (1968)의 6절점 상호면요소(CL12I)를 적용하여 상호면 거동을 모사하였다. 그림 4는 해석에 적용된 유한요소망을 보여주고 있다.

재료의 모델링에 있어서 지반은 Mohr-Coulomb 항복 규준과 비관련 유동법칙(Non-Associated Flow Rule)을 따르는 재료로 간주하였으며, 상호면과 보강재는 탄성 재료로 간주하였다. 표 1은 각각 해석에 적용된 각 구성 재료에 대한 입력정수를 보여주고 있다.

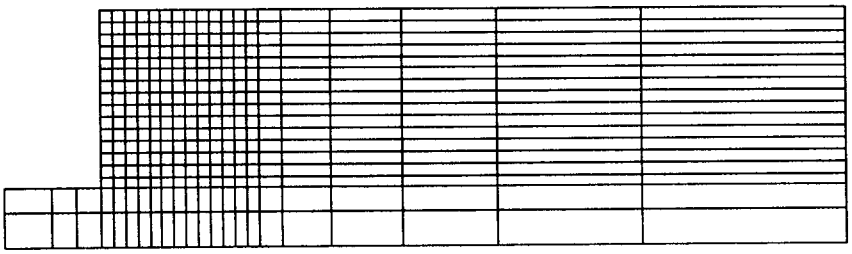


그림 4. 해석에 적용된 유한요소망

표 1. 해석에 적용된 각 구성 요소의 역학적 특성

구분	탄성계수 (kPa)	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (degree)	포아송비	휨강성(EI) ($kN \cdot m^2/m$)
뒤채움흙	3.0×10^4	20	0	35	0.3	-
보강재	2.0×10^8	0.1	-	-	0.25	-
블럭벽체	-	20	-	-	0.3	1067

구분	연직강성 (kPa/m)	전단강성 (kPa/m)
상호면 1	5×10^7	1×10^3
상호면 2	5×10^8	1×10^4
상호면 3	1×10^{12}	1×10^5

주) 상호면 1: 블럭/뒤채움흙 접촉면; 상호면 2: 보강재/뒤채움흙 접촉면;
상호면 3: 기초지반/뒤채움흙 접촉면

3.3 해석순서 및 지진하중

토류 구조물의 지진해석을 위해서는 지진하중 작용전의 초기응력 상태를 정적해석을 통해 재현하여야 한다. 따라서 "블록설치 ⇒ 보강재 포설 ⇒ 뒤채움 포설 및 다짐"의 과정으로 이어지는 일련의 시공과정에 대해 시공단계별 정적 해석을 수행하여 초기응력 상태를 구현하였다. 정적 해석 수행 후에는 그림 5에 나타나 있는 1994년 California Nordthridge 지진의 지반저부 기준 가속도-시간 이력(Base Reference Acceleration-Time History)을 최대 수평 가속도 $a_{h,max}$=0.2g로 축소하고 이를 입력 지진으로 적용하였다. 한편, 입력 지진은 옹벽 저부에 해당하는 절점에 시간간격 Δt=0.05s로 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.

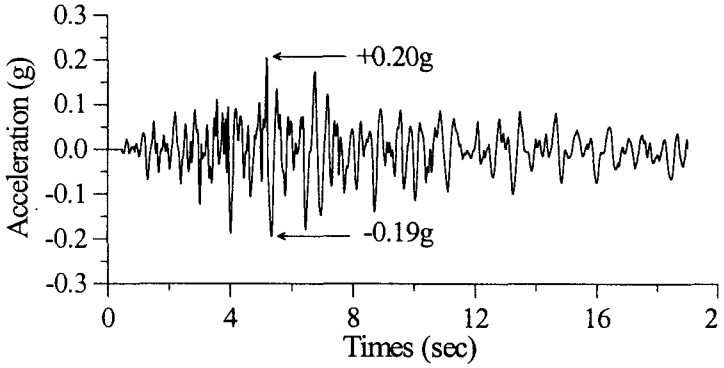


그림 5. 입력지진의 시간-가속도 이력

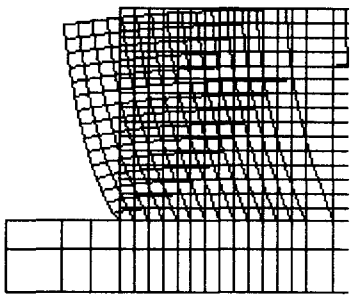


그림 6. 변형된 유한요소망

4. 결과분석 및 고찰

4.1 벽체 변위

그림 6과 7은 각각 지진하중 작용 최종단계에서의 변형된 유한요소망과 벽체 수평변위를 보여주고 있다. 여기서 벽체 변위는 저부를 기준점으로한 상대 변위로 나타내었는데 보이는 바와 같이 벽체 상단부에서 최대변위가 발생하는 캔틸레버 형태의 변위 양상을 보이고 있으며 최대 변위의 경우 시공 완료 후와 비교하여 약 6배 이상 증가하는 것으로 나타났다. 이와 같이 지진하중 작용시 벽체의 변위는 상단부에서 가장 크게 나타남을 알 수 있는데 이러한 경향은 1994년 1월 미국 캘리포니아주 Northridge에서 발생한 진도 6.7의 지진 발생후 수행된 보강토 옹벽의 지진피해 사례조사(Sandri 1996)에서 상단부에서의 피해가 발생한 보강토 옹벽이 다수 관찰된 결과와 잘 일치하고 있다.

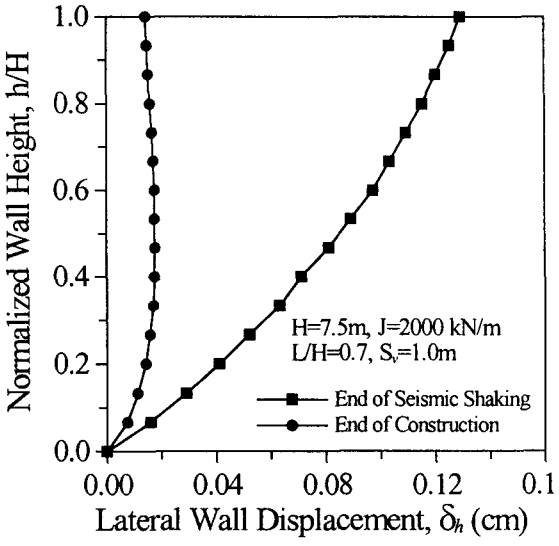


그림 7. 벽체 수평변위 분포 경향

한편, 그림 8은 벽체 각 지점에서의 시간 이력에 따른 수평변위 발생 경향을 보여 주고 있다. 이 그림에서 보이는 바와 같이 지진하중이 작용함에 따라 변위 진폭은 그다지 크지 않으나 시간이 경과함에 따라 벽체 수평변위가 지속적으로 축적되는 경향을 보이고 있어 옹벽의 변위 거동은 지진규모 뿐만 아니라 지속시간에 따라 큰 차이를 보일 수 있음을 알 수 있다.

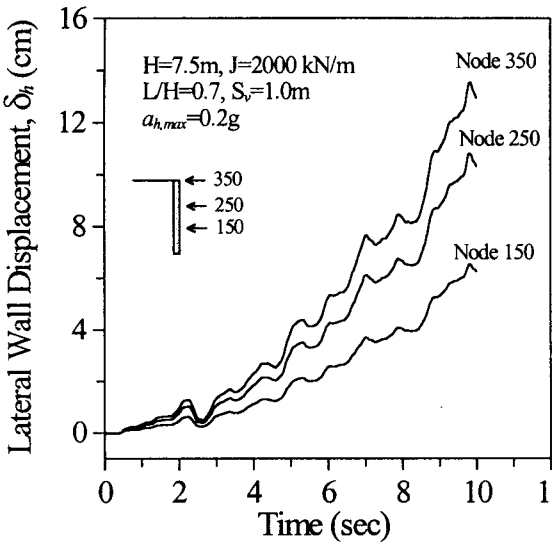


그림 8. 시간이력에 따른 수평변위 증가

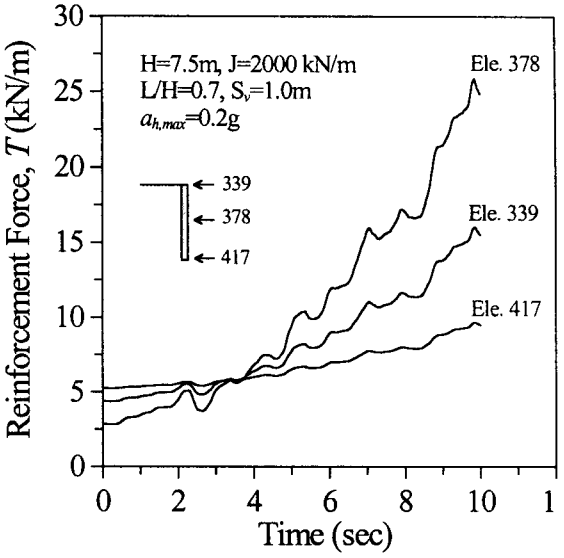


그림 9. 시간이력에 따른 유발인장력 증가

4.2 보강재 유발인장력

보강재의 유발인장력은 내진안정성 평가를 위한 매우 중요한 항목이며 본 절에서는 지진하중에 따른 유발인장력 분포경향을 검토하였다. 옹벽 상·중·하단부에 포설된 보강재의 시간이력에 따른 유발인장력 증가 경향이 그림 9에 제시되어 있다. 그림 9에서 보이는 바와 같이 변위 이력 곡선과 유사하게 유발인장력 또한 지진하중의 작용에 따라 지속적으로 축적되는 경향을 나타내고 있으며 중·상단부에서의 증가가 매우 두드러지게 나타나는 경향을 보이고 있다. 한편, 최종단계에서의 최대 유발인장력 분포 경향을 나타내고 있는 그림 10에서는 상단부에서의 상대적인 증가가 두드러지게 나타나고 있어 지진시 상단부 보강재의 인장 파단 및 인발 파괴가 매우 중요한 검토항목 임을 의미한다. 이러한 경향은 벽체 상단부에서의 지반 가속도 증폭현상으로 인한 보강토체의 관성력 증가에 그 원인이 있는 것으로 판단되며, 이러한 경향은 앞서 언급힌 Sandri (1994)의 사례조사 결과와 잘 일치하고 있다.

그림 11은 지진으로 인한 증분 유발인장력 분포와 아울러서 NCMA 및 FHWA 설계기준으로 계산된 결과와 함께 도시하고 있다. 이 그림에서는 앞서 언급한 바와 같이 각 설계기준에서 채택하고 있는 내적안정성 검토 모형이 다른 관계로 계산된 증분 유발인장력 분포경향 또한 정성·정량적으로 많은 차이를 보이고 있는데 상단부에서는 NCMA 설계기준이 FHWA 설계기준에 비해 ΔT를 현저히 크게 평가하나 하단부에서는 그 반대의 경향을 나타내고 있다. 유한요소해석 결과와의 직접적인 비교에서는 유한요소해석에서 얻어진 ΔT가 두 설계기준 보다 현저히 큰 것으로 나타났으며, 정성적인 분포경향에 있어서는 NCMA 및 FHWA 설계기준을 조합한 모형에 근접하는 것으로 나타났다. 보다 구체적인 연구를 수행 중에 있으나 이러한 경향은 준정적 한계평형해석 기법에 근거한 현 설계기준이 갖고 있는 제한성에 기인하는 것으로 판단되며, 종합적이고 체계적이 연구를 통해 이에 대한 검토가 요구된다.

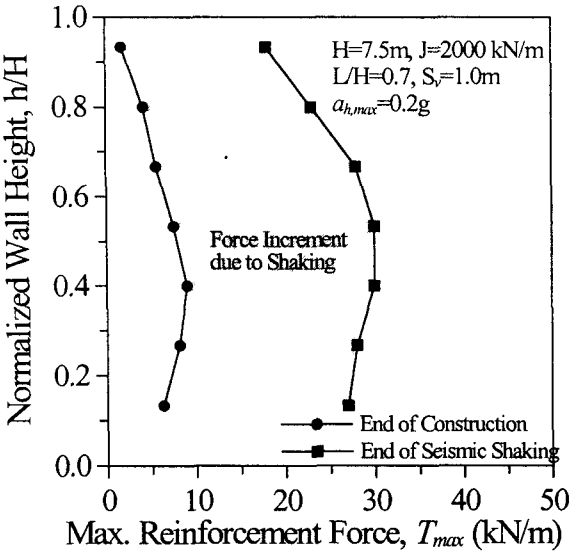


그림 10. 지진시 최대 유발인장력 분포 경향

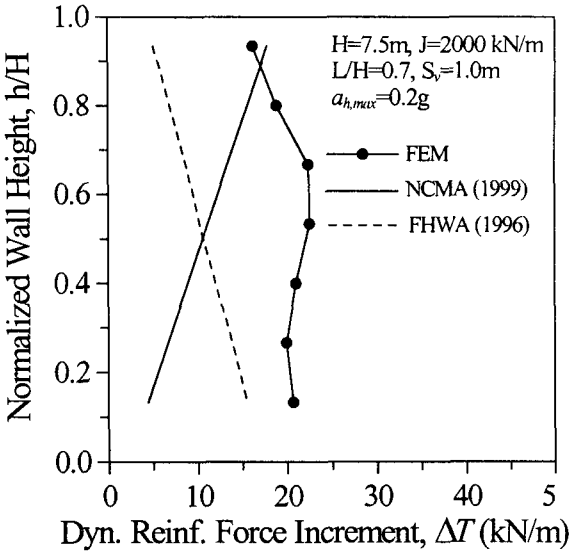


그림 11. 지진으로 인한 증분 유발인장력 분포

5. 결론

본 연구에서는 블록식 보강토 옹벽의 내진설계의 기본 이론을 알아보았으며, 아울러서 유한요소해석을 수행하여 블록식 보강토 옹벽의 지진시 거동 특성을 고찰하고 현재 적용되고 있는 설계기준의 타당성을 검토하였다. 본 연구에서 얻어진 결과는 다음과 같이 요약될 수 있다.

1) 지진시 블록식 보강토 옹벽의 변위는 벽체 상단부에서 가장 두드러지게 나타나 캔틸레버 형태의 변위형상을 보이며, 이러한 결과는 지진피해지역에서의 피해사례조사 결과와 잘 일치하고 있다.

2) 지진시 보강재 유발인장력 분포 양상은 평상시의 경향과 유사하나 상단부에서의 평상시와의 상대적 증가가 두드러지며 따라서 내진측면에서의 설계를 위해서는 상단부 보강재의 인장파단 및 인발파괴에 대한 검토가 매우 중요하다.

3) NCMA 및 FHWA 설계기준에서 채택한 증분 유발인장력 계산모형은 유한요소해석 결과와 다소 상이한 것으로 나타나 이에 대한 종합적인 검토가 요구된다.

4) NCMA 및 FHWA 설계기준 공히 준정적 한계평형해석 기법에 근거하므로 지진의 고유진동수, 지소시간 등 지진하중의 특성을 고려할 수 없으므로 경우에 따라서는 블록식 보강토 옹벽의 하중응답 특성을 과소평가 할 수 있다.

감사의 글

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

참고문헌

1. 유충식(1999), *보강토 옹벽의 내진설계*, 1999년도 토목섬유 학술발표회 논문집, pp.71~83.

2. 유충식, 이광문(1999), *블럭식 보강토 옹벽의 거동 특성 연구*, 한국지반공학회 논문집, 제15권, 제1호, pp.53~62.

3. 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.

4. 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.

5. 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.

6. 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.

7. 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.

8. Cai, Z. and Bathurst, R.J.(1995), *Seisimic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method,* Computers and Geotechics, Vol 17, No. 4, pp.523~546.

9. 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.

10. National Concrete Masonry Association(1999), *Segmental Retaining Walls-Seismic Design Manual,* First Edition (Authored by Bathurst, R.J.), Virginia, USA, 119p.

11. 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.

12. Sandri, D.(1994), *Retaining walls stand up to the Northridge earthquake,* Geotechnical Fabfics Report, IFAI, St. Paul, MN, USA, Vol. 12, No. 4, pp.30~31 (and personal communication).

13. 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.