

**보강토 옹벽 축조시 사용되는 보강재의 강성이 시공완료후
보강토 옹벽 구조체의 거동에 미치는 영향**
**Analysis on the behavior of Stiffened Reinforcement
within Reinforced earth retaining wall**

박병영¹⁾ Beyond Yong Park, 유충식²⁾ Chungsik Yoo

¹⁾ (주) R. E. 코퍼레이션 대표이사, President of Reinforced Earth Industries Company Ltd.

²⁾ 성균관대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Sungkyunkwan University

SYNOPSIS : This Paper presents the result of a parametric study on the behavior of stiffened grid reinforced segmental wall resting on non-yielding foundation. The parametric study was conducted using the nonlinear finite element analysis. In the finite element analysis, the step by step construction of the wall such as backfill, block reinforcement, block/backfill and soil/reinforcement interfaces were carefully modeled.

The mechanical behavior of stiffened grid reinforced segmental walls was then investigated based on the result of analysis with emphasis on the effect of reinforcement stiffness on the behavior of the wall. The results of analysis indicate that the horizontal wall displacement decrease; with increasing the reinforcement stiffness at a decreasing rate, and that the horizontal stress at the back of the reinforced soil block does not much vary with the reinforcement stiffness. It is also revealed that the calculated maximum vertical stress at the base of the reinforced soil block agrees well with that based on the Meyerhof distribution and that the reinforcement and the connection force are considerably smaller than what might be expected based on the current design assumptions. The implications of the findings from this study to current design approaches were discussed in detail.

KEYWORDS : Stiffened grids, Reinforced segmental walls, Reinforcement

1. 개요

비신장성 보강재를 사용하는 블록식 보강토 옹벽의 역학적 거동 메카니즘은 지오그리드를 보강재로 사용하는 기존의 블록식 보강토 옹벽과 많은 차이가 있는 것으로 알려져 있다. 따라서 본 연구에서는 유한요소해석을 수행하여 비신장성보강재를 사용하는 보강토 옹벽의 역학적 거동 특성을 분석하였다.

2. 해석 대상 옹벽

해석에서는 그림1에 나타나 있는 배면 지반이 수평한 노출 높이 6m의 블록식 옹벽이 보통암 내지 연암과 같이 매우 단단한 지반에 시공되는 경우를 고려하였다. 벽체는 20cm(H_u) x 40cm (W_u) x 40cm(L_u) 크기의 블록으로 setback과 없이 수직($w=0$)으로 시공되며, 양질의 사질토($c=0$,

$\phi = 35^\circ$)가 뒤채움흙으로 사용되는 것으로 가정하였다.

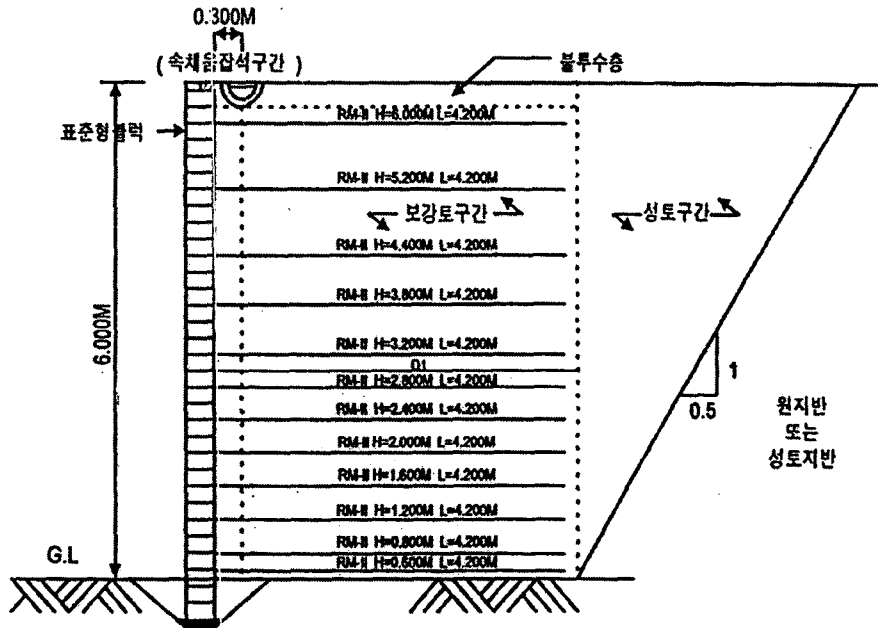


그림 1. 해석단면 상세도

3. 유한요소해석

3.1 사용프로그램

본 연구에서는 네덜란드 TNO Building & Construction Research 社와 Delft Technical University에서 공동 개발한 범용 비선형 유한요소해석 프로그램인 DIANA를 이용하였으며 특징을 요약하면 다음과 같다.

- Von-Mises, Trescam Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Egg Cam-Clay 등 다양한 지반 구성모델 제공
- 적합(associated) 및 비적합(non-associated) 소성 이론 적용 가능
- 소성 경화(hardening) 모델 적용 가능
- Embedded element를 이용한 보강재의 모델링 가능
- Phased 해석을 통해 단계별 시공과정의 모델링 가능
- Coupled 해석 가능(압밀, 크리프, 침투 등등)

3.2 해석 모델링

해석 영역의 설정에 있어서 블록 전면에서 수평방향으로 벽체의 높이(H)의 약 2.5배에 해당되는 영역을 뒤채움 영역으로 모델링하였으며, 본 해석 대상 옹벽은 매우 견고한 지반에 시공되는 경우를 고려하였으므로 기초지반은 모델링에 포함시키지 않았다. 경계면의 설정에 있어서 벽체 전면부를 제외한 수직 경계면에서는 x방향 변위를 구속하였으며, 수평 경계면에서는 x와 y방향 변위를 구속하였다. 그림 2는 해석에 적용된 유한요소망을 보여주고 있다.

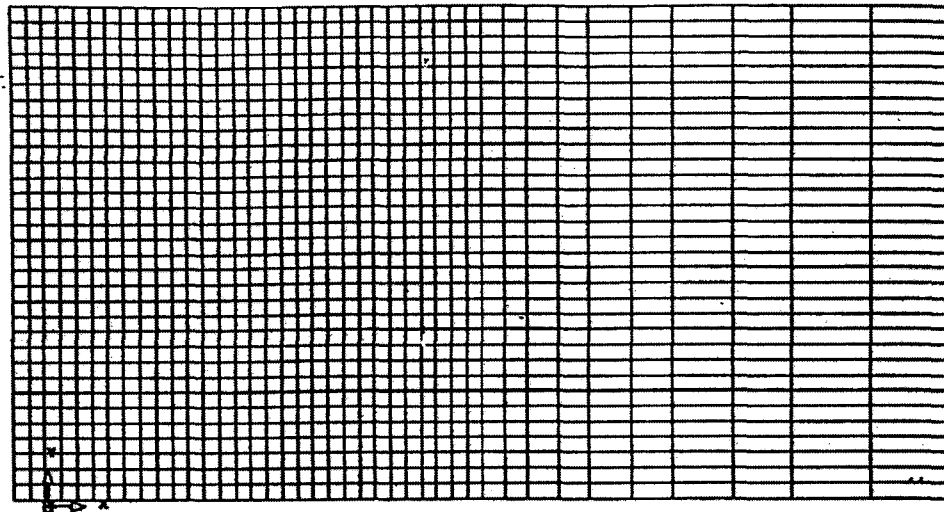


그림2. 해석에 적용된 유한요소망

해석에 있어서 블록과 뒤채움흙은 8절점 평면요소를 이용하여, 그리고 보강재는 3절점 봉요소를 이용하여 모델링하였다. 해석 모델링에서는 블록과 뒤채움흙의 접촉면에 Goodman의 상호면 요소를 적용하여 블록/뒤채움흙의 상호작용을 모델링하였으며 일반적으로 보강재의 전단 또는 인발파괴는 보강재와 뒤채움흙의 접촉면에서 발생하기 보다는 보강재 주변 흙을 따라서 발생한다고 보고되고 있으므로 (Zornberg와 Mitchell 1994, Karpurapu와 Bathurst 1995, Rowe와 Ho 1997) 본 해석에서는 뒤채움흙과 보강재의 접촉면에서는 상대변위가 발생하지 않는다는 가정하에 상호면 요소를 적용하지 않았다. 그림 3은 본 연구에서 블록/뒤채움흙 접촉면에 적용한 상호면 요소의 적용 상세도를 나타내고 있다.

해석 대상 옹벽의 각 구성 재료에 대한 모델링에 있어서 뒤채움흙은 Mohr-Coulomb 항복규준을 따르는 탄소성재료로, 그리고 블록과 보강재는 선형탄성재료로 간주하였다. 한편, 뒤채움흙과 블록의 접촉면을 모사하는 상호면요소는 Mohr-Coulomb 항복규준에 의한 비선형 응력-변형을 거동을 따르는 것으로 간주하였다. 즉, 접촉면의 응력상태가 Mohr-Coulomb 항복규준에 도달하기 전까지는 입력된 전단강성 (shear stiffness)에 따라 상대변위가 발생하다 접촉면의 전단응력이 전단강도를 초과하여 파괴에 이른 후에는 작은 값의 전단강성이 부여되어 상대변위가 증가하도록 모델링하였다. 표1은 해석에 적용된 각 구성요소의 역학적 특성을 나타내고 있다.

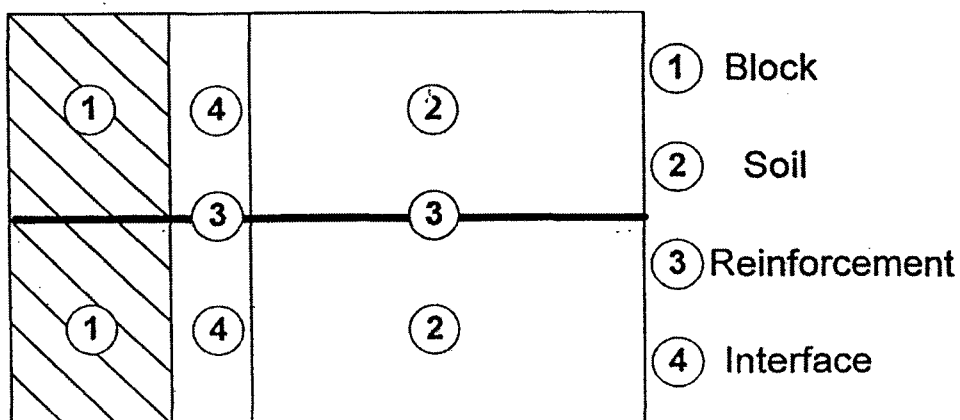


그림3. 블록/보강재/뒤채움흙 모델링 상세도

표1. 해석에 적용된 각 구성 요소의 역학적 특성

구분	탄성계수 (kPa)	단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (degree)	포아송비	연직강성 (kPa/m)	전단강성 (kPa/m)
뒤채움흙	30000	18	0	35	0.3	N/A	N/A
블록	5000000	19	0	N/A	0.3	N/A	N/A
보강재(RM-II)	2.0×10^8	0.1	N/A	0.25	N/A	N/A	N/A
상호면 요소	N/A	N/A	0	20	N/A	5×10^4	1000

3.3 해석 조건

유한요소해석에서는 비신장성 보강재로 보강된 단면에 대한 해석과 아울러서 보강재의 강성($J=E \cdot A$; E =탄성계수, A =단면적) 및 뒤채움흙의 내부마찰각(φ), 블록/뒤채움흙 접촉면 마찰각(δ) 등 주 영향인자에 대한 매개변수 연구를 수행하여 이에 따른 보강토 옹벽의 거동 특성을 분석하였다. 한편, 뒤채움 완료 후 배면지반에 상대하중을 점차적으로 증가시키는 방법으로 보강토체의 파괴를 유도하고 그 결과를 토대로 보강토체의 파괴 메카니즘 및 본 연구에서 채택한 쌍일차(bilinear) 파괴형태의 타당성을 분석하였다. 표2는 해석에서 고려한 해석조건을 나열하고 있다.

표2. 유한요소해석에서 고려된 해석조건

	항목		
	J (kN/m)	뒤채움흙의 내부마찰각, φ (degree)	블록/뒤채움흙 접촉면 마찰각, δ (degree)
기본조건	2500 (RM-II)	35	20
해석범위	500 ~ 60000	30, 35, 40, 45	0, 20, 35

4. 결과 분석 및 고찰

4.1 벽체 변위

그림 4에서는 유한요소해석에서 얻어진 다양한 조건에 대한 벽체 수평변위발생 경향을 보여주고 있다. 비신장성보강재로 보강된 기본 조건의 전반적인 경향을 살펴보면 보이는 바와 같이 벽체 중앙부에서 약 $0.05\%H(3mm)$ 의 최대 수평변위($\delta_{h, max}$)가 발생하는 경향을 나타내고 있다. 비신장성 보강재가 적용되는 경우에 있어서 전반적인 변위 형태 및 $\delta_{h, max}$ 는 보강재의 강성에 따라 그다지 큰 차이를 보이지 않고 있으나, 지오그리드의 강성($J=500, 2000$ kN/m)에 해당하는 보강재가 적용된 경우에는 $\delta_{h, max}$ 가 현저히 증가함과 동시에 발생지점 또한 벽체 상부로 이동하여 $h=2/3H$ 지점에 발생하는 경향을 보이고 있으며, 따라서 보강재의 강성은 $\delta_{h, max}$ 뿐만 아니라 변위 형태에도 많은 영향을 미치는 인자임을 알 수 있다.

보강재의 강성(J)에 따른 $\delta_{h, max}$ 변화는 J 가 증가할수록 $\delta_{h, max}$ 가 현저히 감소하는 일반적인 경향이 잘 나타나 있다. 한편, $J=10000$ kN/m 이상에서는 강성의 증가에 따른 변위 감소율이 급격히 저하되는 경향을 보이고 있는데, 이는 주어진 설계조건에 대해 보강재의 임계(critical) 강성이 존재한다는 것을 의미한다.

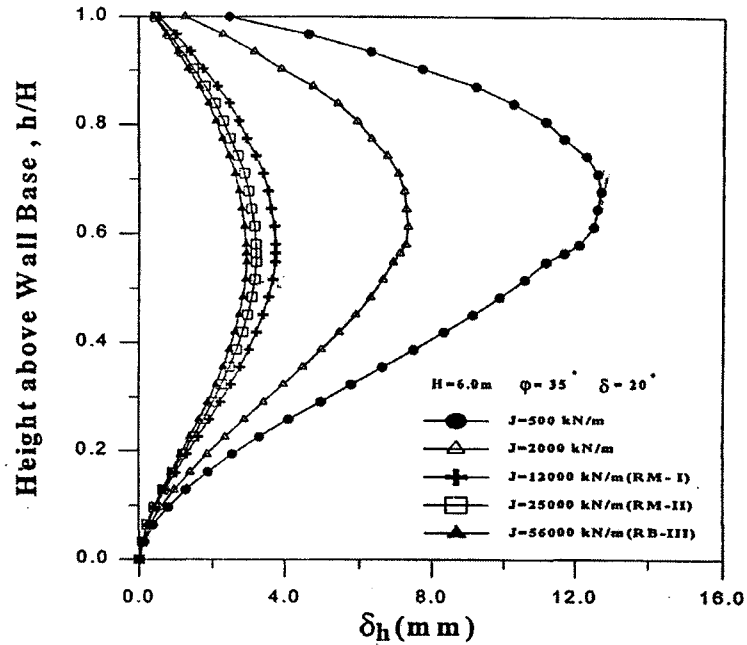


그림 4. 보강재의 강성(J)에 따른 벽체 변위 발생 경향

4.2 배면 토압 및 보강토체 저면 연직응력 분포

4.2.1 배면토압

보강토 옹벽의 설계시 적용 토압은 설계결과에 지대한 영향을 미치는 매우 중요한 인자라 할 수 있으며, 보다 경제적이고 안전한 설계를 위해서는 내·외적 및 국부적 안정성 검토시 사용하는 토압분포에 대한 정확한 평가가 요구된다.

일반적으로 통용되고 있는 FHWA, BS8006, NCMA 등의 설계기준에서는 보강재의 신장성 여부에 따라 설계 토압에 차등을 두고 있다. 즉 신장성 보강재의 경우 내·외적 안정성 검토시 Rankine 또는 Coulomb 토압을 적용하도록 규정되어 있으며 비신장성 보강재의 경우 외적 안정성 검토시에는 Rankine 토압 또는 Coulomb 토압을, 그리고 내적 안정성 검토시에는 경험적 계수로 보정된 Rankine 또는 Coulomb 토압을 사용할 것을 제안하고 있다. 표3은 각 기관에서 제안하고 있는 설계 토압을 제시하였다.

표 3. 각 기관에서 제안하는 설계 토압

	외적안정성	내적 안정성 검토	국부적 안정성
NCMA	Coulomb 토압	Coulomb 토압	Coulomb 토압
BS8006	Rankine 토압 또는 Coulomb 토압	신장성 보강재 : Rankine 또는 Coulomb 토압 비신장성 보강재 : 경험적 계수로 계수로 보정되는 Rankine 또는 Coulomb 토압	N/A
FHWA	Rankie 토압	신장성 보강재 : Rankine 토압 비신장성 보강재 : 수정 Rankine 토압	N/A

그림 5는 다양한 조건에 대해 유한 요소해석으로부터 얻어진 벽체 배면 수평응력(δ_h) 분포를 나타내고 있다. 벽체 배면 수평응력은 국부적 안정성 검토시 적용되는 수평토압으로 간주할 수 있는 벽체 배면 수평응력 분포의 일반적인 경향을 살펴보면 보이는 바와 같이 벽체 상단부에서는 Rankine 및 Coulomb 토압과 잘 일치하다 $h=1/3H$ 지점에서부터는 급격히 증가하여 하단부에서는 정지토압을 초과하는 경향을 관찰할 수 있다. 이러한 경향은 앞서 제시된 벽체 변위 발생 경향에서 관찰한 바와 같이 벽체 하단부에서의 변위가 상대적으로 작게 발생하는데 그 원인을 들 수 있으며, 기존의 연구결과(Ho와 Rowe 1996, Rowe와 Ho 1997)와 잘 일치하고 있다. 한편, 보강재의 강성이 증가함에 따라 $h=1/2H$ 지점부터 토압이 현저히 증가하는 경향을 보이고 있으며, 강성이 큰 보강재가 적용되는 경우에는 Coulomb 또는 Rankine 토압과는 다른 현상을 보이고 있다.

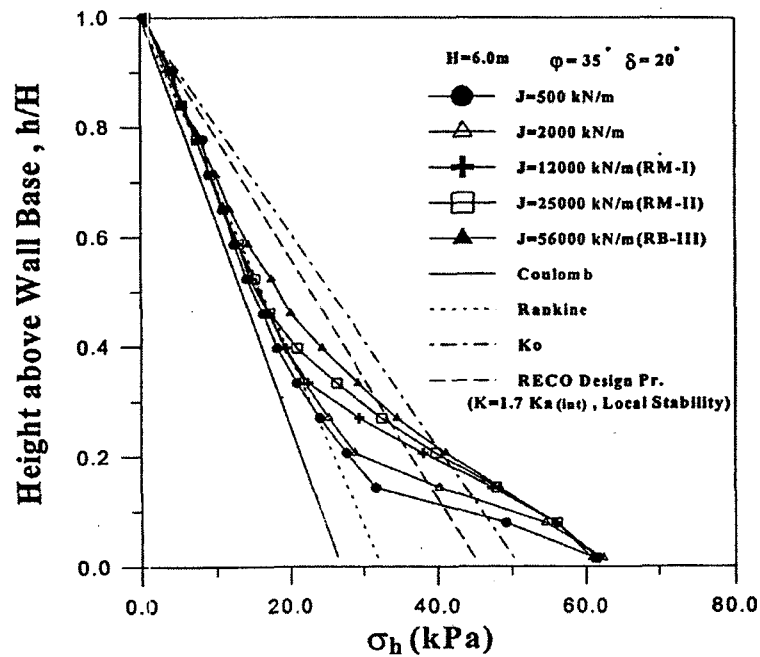


그림 5. 보강재의 강성(J)에 따른 벽체 배면 토압 분포

보강재의 강성이 보강토체 배면 토압 분포에 미치는 영향이 그림 6에 나타나 있다. 보이는 바와 같이 이 그림에서는 보강재의 강성이 증가함에 따라 벽체 상부 주동 토압이 다소 증가하는 경향을 관찰할 수 있는데 이러한 경향은 보강재의 강성이 증가함에 따라 보강토체의 변위가 억제되어 토압이 증가하는데 그 원인이 있는 것으로 판단된다.

이와 같이 벽체 배면 및 보강토체 배면 주동토압 분포는 포설된 보강재의 강성이 증가함에 따라 다소 증가하는 경향을 나타내고 있으며, 일반적으로 Coulomb 토압 보다는 Rankine 토압에 근접하는 경향을 보이고 있다.

4.2.2 보강토체 저면 연직응력 분포

현재 적용되고 있는 블록식 보강토 옹벽의 설계기준에서는 극한지지력에 대한 외적 안정성 검토시 Meyerhof 균등 응력 분포가정을 이용하여 보강토체 저면의 연직 응력(σ_v) 계산하도록 제안하고 있다. 그림 7은 해석 결과를 토대로 보강토체 저면에서의 σ_v 분포를 Meyerhof 응력 분포와 함께 도시하고 있는데 보이는 바와 같이 일반적인 경향을 살펴보면 벽체 인접부에서는 자중에 의한 연직응력(γH)을 크게 초과하다 벽체로부터 멀어지면서 급격히 감소하여 γH 이하로 감소한 후 다시 증가하여 γH 에 수렴

하는 경향을 나타내고 있다. 이와 같이 유한요소해석에서 얻어진 보강토체 저면의 σ_v 분포는 최대 값에서는 Meyerhof의 균등응력 분포로 계산된 값과 매우 유사하나 전반적인 분포 경향에 있어서는 다소의 차이를 보이고 있다.

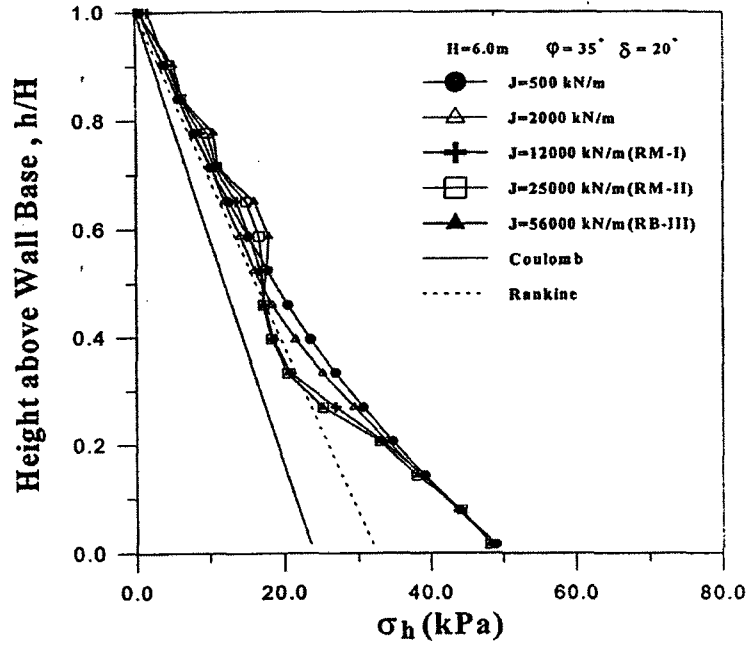


그림 6. 보강재 강성(J)에 따른 보강토체 배면 토압 분포

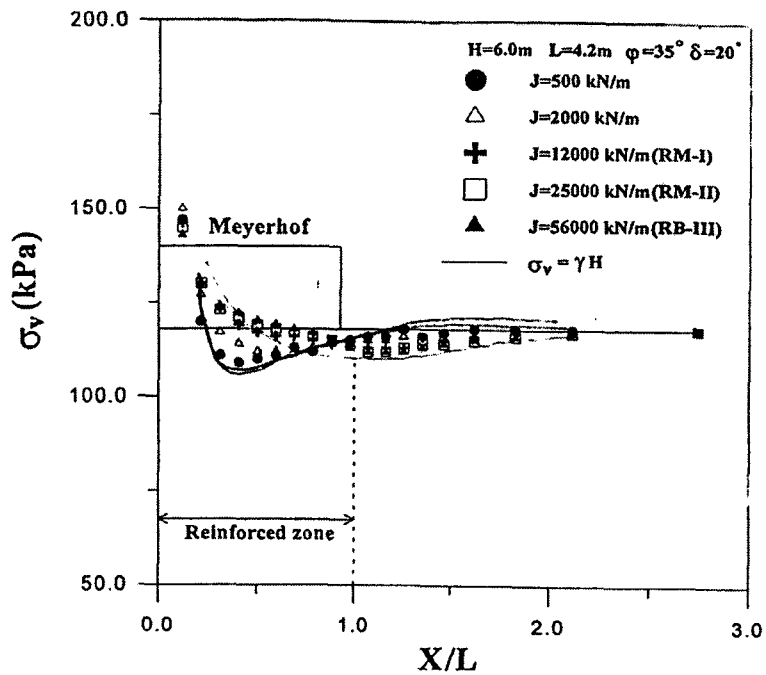


그림 7. 보강재 강성(J)에 따른 보강토체 저면 연직응력 분포

보강재의 강성(J)에 따른 σv 분포를 나타내고 있는 그림 7을 살펴보면, 보강재의 강성에 따른 응력 분포의 변화는 Meyerhof 분포 영역의 중앙부에서 두드러지게 나타나고 있으며, 최대값에서는 큰 차이를 나타내지 않고 있다. 한편, 보강재의 강성이 증가할수록 σv 가 균등하게 분포되는 경향을 관찰할 수 있는데 이러한 경향은 기존의 연구 결과와 잘 일치하고 있으며, 이는 보강재의 강성이 증가하면서 보강토체의 복합 중력체로서의 작용능력이 증가함에 따라 응력분배가 효율적으로 이루어지기 때문으로 판단된다.

4.3 보강토체 역학적 거동 메카니즘

비신장성보강재를 사용한 보강토. 옹벽의 거동 메카니즘을 고찰하기 위해 유한요소해석 결과와 신장성 보강재(J=2000kN/m)로 보강된 경우의 전반적인 역학적 거동 메카니즘을 비교·분석하였다. 그림 8은 각 보강재가 적용된 경우에 있어서 최종단계에서의 변위 발생 경향을 변형된 유한요소망으로 나타내고 있다. 보이는 바와 같이 정량적으로는 강성이 큰 보강재가 적용된 경우에 있어서 변위가 현저히 작게 발생하는 경향을 관찰할 수 있다. 한편, 일반적인 변위 패턴을 관찰하면, 비신장성보강재 경우에는 벽체 중앙부에서 최대 변위가 발생하는 반면 신장성보강재의 강성에 해당하는 보강재가 적용되는 경우에는 벽체 상단부에서 최대 변위가 발생하는 경향을 나타내고 있다. 따라서 보강재의 강성은 최대 변위 뿐만 아니라 변위 패턴에도 많은 영향을 미치는 인자임을 알 수 있다.

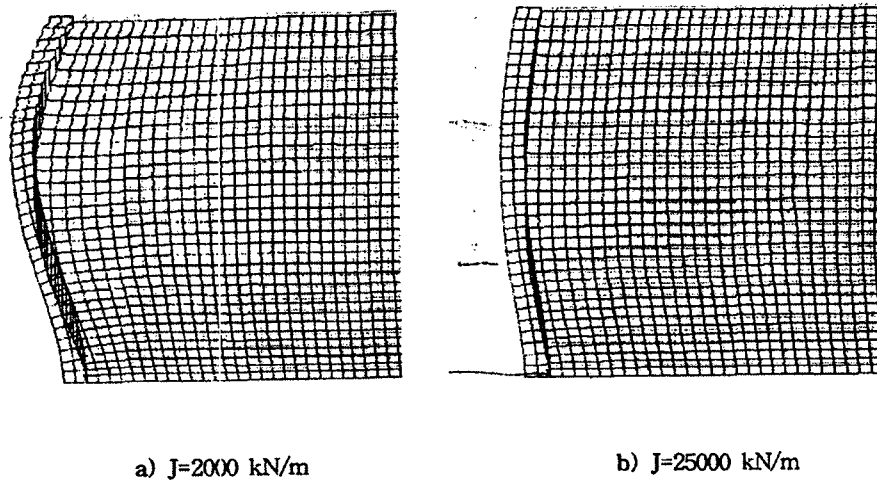


그림 8. 보강재의 강성(J)의 따른 변위 형태

5. 결론

- 가. 강성이 큰 비신장성 보강재는 역학적인 측면에서 기포의 신장성보강재를 사용하는 경우와 유사한 형태의 보강 메카니즘을 지니고 있으나 강성이 큰 관계로 우수한 보강 효과를 나타낸다
- 나. 강성이 큰 보강재를 사용하는 경우는 신장성 보강재를 사용하는 경우에 비하여 벽체 변위 억제 효과가 뛰어나므로 토질 역학적 특성이 기존 지오그리드 적용에 부적합한 입도 분포를 보이는 현상유용토를 뒤채움 흙으로 전용하는 경우에도 광범위하게 적용될 수 있다.
- 다. 본연구에서는 뒷채움토내에 포설한 보강재의 강성에 따른 옹벽구조체의 변형 특성을 역학적으로 고찰하였으나 현재 지오그리드를 사용하는 보강토옹벽의 경우와 마찬가지로 옹벽전면부를 구성하는 전면블록의 거동과 보강재의 강성에 따른 영향등은 차후 수행하여야 하는 연구과제로 요구된다.

참고문헌

1. Bathurst, R.J. and Simac, M.R.(1997), "Design and Performance of the Facing Column for Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Walls", International Symposium on Mechanically Stabilized Backfill, Denver, Colorado, pp 6~14.
2. Bishop, J.A.(1979), "Evaluation of a Welded Wire Retaining Wall", Master Thesis, Utah State University, Utah, USA.
3. Christopher, B.R., Gill, S.A., Giroud, J.P., Juran, I., Scholsser, F., Mitchell, J.K. and Dunncliff, J.(1989), "Reinforced Soil Structures, "volume I. Design and Construction Guidelines", Federal Highway Administration, Washington, D.C., Report No. FHWA-RD-89-043.
4. Elias, V. and Christopher, B.R.(1996), "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil slopes Design and Constuction Guidelnes, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
5. Holtz, R.E., Christopher, B.R., Berg, R.R.(1995), "Geosynthetic Design and Construction guidelines Participant Notebook", Federal Highway Administration, Washington, D.C.
6. Karpurapu, R. and Bathurst, R.J.(1995), "Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls Using the Finite Element Method", Computers and Geotechnics, Vol. 17, pp. 279~299.
7. Matsui, T., Nabcshima, Y., and Han, J.G.(1997), "Tensile Strength of Jointed Reinforcements in the Steel Grid Reinforced Earth", International conference on Ground Improverment Techniques, Macau, pp. 355~362
8. Mitchell, J.K. and Villet, W.C.B.(1987), "Reinforcement of Earth Slopes and Embankment", NOHRP Report No. 290, Transportation Research Board, Washington, D.C
9. Rowe, R.K. and Ho, S.K.(1997), "Continuous Panel Reinforced Soil Walls on Rigid Foundations", Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, NO. 10. ASCE, pp. 912~920
10. Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M, Munaf, Y., and Horii, K.(1998), "Seismic stability against High Seismic Loads of Geosynthetic-Rcinforned Soil Retaining Structures", Proc of the 6th International Conference on Geosyntheticce, Atlanta, USA, pp. 103~142.
11. Zornberg, J.G. and Mitchell, J.K.(1994), "Firite element prediction of the perfomance of an instrumented geotextile-reinforced wall", Proc of the 8th Intmational Conference on Computer Methods and Advances in gemechanics, Morgantown, West Virginia, pp. 1433~1438.