

상재하중 변화에 따른 토목섬유 보강토옹벽의 벽체변위

Wall Displacement of Geosynthetic Reinforced Soil Walls with Different Surcharge Loads – Model Test

이 광 우¹ Lee, Kwang-Wu
조 삼 덕^{2*} Cho, Sam-Deok

ABSTRACT

This paper describes the results of model experiments in the laboratory, which were conducted to assess the behavior characteristics of geosynthetic reinforced soil walls according to different surcharge loads and reinforcement types. The model walls were built in the box having dimension, 100 cm tall, 140 cm long, and 100cm wide. Three types of geosynthetics, geonet, geogrid A and geogrid B, are used as the reinforcements. Decomposed granite soil (SM) was used as a backfill material. Seven model walls are constructed and tested. After the construction of the model wall, the LVDTs are installed to obtain the displacements of the wall face. As the results of the model tests, the maximum horizontal displacements of the model walls occurred due to uniform surcharge pressure were measured at the 0.7H from the bottom of the wall. The more the reinforcement strength increases, the more the wall displacements decrease, and also the reduction ratio of the wall displacement decrease with increasing the surcharge pressure.

요 지

본 연구에서는 보강토옹벽 상부에 재하된 상재하중 및 보강재 종류의 변화에 따른 토목섬유 보강토옹벽의 벽체 변위 특성을 평가하기 위하여 일련의 모형실험을 수행하였다. 모형 보강토옹벽은 높이×길이×폭이 100cm×140cm×100cm인 모형토조 내에 축조하였다. 모형 보강토옹벽 축조시 뒤채움흙으로는 통일분류법상 SM으로 분류될 수 있는 화강풍화토를 사용하였고, 보강재로는 인장강도 특성이 다른 3종류의 토목섬유(지오네트 한 종류 및 지오그리드 두 종류)를 사용하여 총 7종류의 모형 보강토옹벽에 대한 실험을 수행하였다. 모형 보강토옹벽 축조후 상재하중 재하에 따른 벽체 변위를 LVDT를 이용하여 측정하였다. 모형실험 결과, 토목섬유 보강토옹벽의 최대 수평변위는 벽체 저면에서부터 0.7H지점에서 발생하고, 그 크기는 보강재의 인장강도가 증가할 수록 증가하는 것으로 나타났다. 또한 상재하중이 증가할수록 토목섬유 보강으로 인한 벽체변위의 감소율은 감소하였다.

Keywords : Reinforced soil wall, Geosynthetics, Model test, Displacement of the wall face

1. 서 론

보강토옹벽은 성토체 내에 보강재를 수평으로 포설하면서 전면벽체를 수직으로 적층하여 전면벽체와 보강재를 연결함으로써, 수직 성토체를 구축하는 공법이다. 보강토옹벽의 개념은 1960년대 중반 프랑스의 Vidal에 의해 강판(steel strips) 보강재를 사용하는 형태로 개발되었으며,

1970년대 중반이후 강판 보강재 대신 토목섬유 보강재를 사용하는 형태로 발전해 왔다.

보강토옹벽은 흙과 보강재 사이의 마찰에 의하여 형성된 성토 구조물로서, 뒤채움흙의 종류, 보강재 형상 및 강성도, 상재하중의 크기 및 형태 등이 보강토옹벽의 거동특성에 크게 영향을 미친다. 따라서 보강토옹벽의 합리적인 설계 및 안정성 평가는 이러한 영향인자들이 보강토옹벽

1 정희원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 연구원 (Member, Researcher, Earth Structure & Foundation Engineering Research Division, KICT)
2* 정희원, 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 책임연구원 (Member, Research Fellow, Earth Structure & Foundation Engineering Research Division, KICT, E-mail: sdcho@kict.re.kr)

의 거동 및 안정성에 미치는 영향을 고려함으로써 수행될 수 있다. 그러나 흙과 보강재 사이의 상호작용에 대한 해석이 쉽지 않은 문제여서, 현행 설계기준은 많은 불확실성을 내포하고 있으며 이를 해소하기 위해 안전측 해석이 수행되고 있다.

1960년대 초 근대적인 개념의 보강토옹벽 개념이 소개된 이래로, 보강토옹벽의 거동 매커니즘을 밝히고 합리적인 설계법을 제시하기 위해, 많은 학자들이 모형실험이나 현장계측을 통한 경험적 연구와 공 학이론이나 수치해석 기법을 이용한 해석적 연구를 지속적으로 수행해 오고 있다. 특히 모형실험에 의한 연구는 다양한 조건의 현장상태를 실내에서 비교적 짧은 시간 안에 용이하게 모사할 수 있으며, 수치해석 모델의 적정성을 평가하기 위한 수단으로 활발히 시도되고 있다(Wong 등, 1994; Pinto 등, 1999; 김유성 등, 2002; 유충식 등, 2002).

본 연구에서는 상재하중 변화에 따른 토목섬유 보강토옹벽의 벽체변위 발생 특성을 평가하기 위해, 뒤채움흙으로 화강풍화토를 사용하고, 보강재로는 지지저항 특성을 발휘할 수 있는 지오네트 및 지오그리드를 사용한 일련의 실내 모형실험을 수행하였다. 이를 통해 모형 보강토옹벽 상부에 등분포 상재하중 재하시, 토목섬유 보강재의 인장강도 및 포설간격 변화가 보강토옹벽의 벽체변위 발생에 미치는 영향을 분석하였다.

2. 모형실험

2.1 사용재료

모형 보강토옹벽 축조시 사용한 뒤채움흙과 보강재의 공학적 특성을 표 1에 정리하였다.

모형 보강토옹벽 축조시 뒤채움흙으로는 통일분류법상

SM으로 분류되는 화강풍화토를 사용하였다. 화강풍화토 흙시료에 대한 체분석 및 다짐시험(D다짐) 결과, 표 1에 나타낸 바와 같이 200번체 통과율이 41.2%이며 통일분류법상 SM으로 분류되는 실트질 모래로서, 비중(G_s)은 2.75, 소성지수는 N.P, 최적함수비(OMC) 및 최대건조밀도($\gamma_{d_{max}}$)는 각각 23%, 15.8kN/m³인 것으로 나타났다. 또한 폭×너비가 30cm×30cm인 전단상자를 이용해 수행한 대형직접전단시험 결과, 다짐도 90%에서 내부마찰각과 점착력이 각각 31.4° 및 54.9kPa인 것으로 나타났다.

한편 보강재의 인장강도 변화가 보강토옹벽의 거동특성에 미치는 영향을 고찰하기 위하여 강도와 형상이 다른 세 가지 종류의 보강재(지오네트 1종, 지오그리드 2종)를 사용하였다. 지오네트는 고밀도 폴리에틸렌을 원료로 하여 기층지반안정용으로 제작된 제품을 선정하였고, 지오그리드는 고강도 폴리에스테르사를 제작하여 격자모양의 원단으로 만든 후 PVC로 코팅하여 제조한 결합형 지오그리드를 선정하였다. 모형실험에서 사용한 보강재의 인장강도 특성을 평가하기 위하여 광폭인장강도시험(KS ISO 10319)을 수행하여 그 결과를 그림 1 및 표 1에 나타내었다. 그림 1에서 알 수 있는 바와 같이 지오네트는 최대인장강도와 인장변형이 각각 7.7kN/m 및 45.2 %, 지오그리드 A는

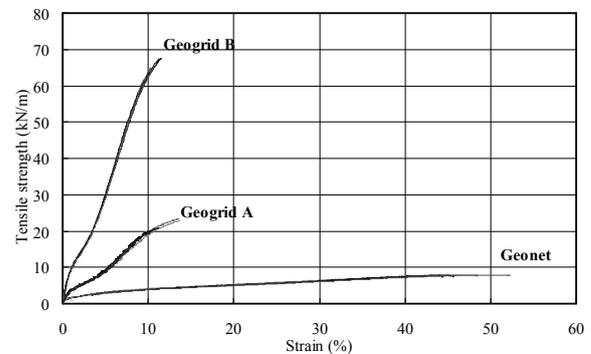


그림 1. 보강재에 대한 광폭인장강도시험 결과

표 1. 사용재료의 공학적 특성

뒤채움흙					
비중 (G_s)	소성지수 (PI)	최적함수비 (OMC, %)	최대건조밀도 ($\gamma_{d_{max}}$, kN/m ³)	내부마찰각 (ϕ , °)	점착력 (C, kPa)
2.75	N,P	23.0	15.8	31.4	54.9
보강재					
구 분	$T_{5\%}$ (kN/m)	$T_{10\%}$ (kN/m)	$T_{20\%}$ (kN/m)	T_{max} (kN/m)	$\epsilon_{T_{max}}$ (%)
지오네트	3.0	4.0	5.1	7.7	45.2
지오그리드 A	9.1	19.3	-	22.2	12.6
지오그리드 B	29.9	63.1	-	66.5	11.1

* $T_{5\%}$ means the tensile strength measured at 5% strain

22.2kN/m 및 12.6 %, 그리고 지오그리드 B는 66.5kN/m 및 11.1%이다.

2.2 실험 장치 및 계획

본 연구에서 수행한 모형실험의 개요를 그림 2에 도시하였다. 본 모형실험은 토목섬유 보강토옹벽 축조 완료후, 등분포 상재하중 재하로 인한 벽체의 변형거동 평가를 목적으로 한다. 따라서 모형 보강토옹벽 축조시에는 전면벽체의 변형 방생을 억제하였으며, 모형옹벽 축조가 완료된 이후에 전면벽체 변형억제장치를 해체하고, 5단계의 등분포 하중을 순차적으로 재하하면서 일련의 측정을 수행하였다.

모형실험장치는 모형토조, 토조보강 프레임, 전면블록, 전면변위 억제판, LVDT 거치대 등으로 구성되어 있다. 모형토조는 내부치수가 140cm×100cm×10cm로서 전면이 개방된 형태로 제작하였고, 개방된 단면을 보강하기 위하여 강제 토조보강 프레임을 4단으로 설치하였다. 또한 모형토조 전면은 토조 안의 지반거동을 관측할 수 있도록 10mm두께의 아크릴판으로 제작하였다.

모형 보강토옹벽 축조시에 발생하는 벽체변위를 억제하기 위하여 두께 10mm의 목재 합판과 스크류 장치(screws stroke)로 벽체 고정장치를 제작하였다. 또한 벽체변위의 원활한 측정을 위해서 변위계 거치대를 제작하였다. 본 변위계 거치대는 변위계의 설치위치를 임의로 조절할 수 있다.

한편, 전면블록은 고강도 합성수지를 이용하여 그림 2

에 도시한 바와 같이 200mm×200mm×50mm(높이×폭×두께), 143mm×200mm×50mm 및 111mm×200mm×50mm로 제작하여 각각 5단, 7단 및 9단 옹벽을 축조할 수 있도록 하였으며, 전면블록과 보강재의 결속을 위해서는 50mm×200mm×30mm 크기의 고정블록을 제작하여 전면블록과 볼트로 체결할 수 있도록 하였다.

보강재 종류 및 상재하중의 크기가 보강토옹벽의 거동 특성에 미치는 영향을 고찰하기 위하여, 표 2에 나타난 바와 같이 보강재를 포설하지 않은 경우와 지오네트 혹은 지오그리드 보강재를 포설한 경우에 대한 일련의 모형실험을 수행하였다.

모형 보강토옹벽 축조시 뒤채움재의 다짐도를 약 90%로 일정하게 하기 위하여, 뒤채움 토사의 함수비를 17±1%로 조정하였고 현장용 소형 다짐장비인 램마와 소형 손다짐기를 사용하여 매회 동일한 방법으로 다짐작업을 수행하였다.

표 2. 모형실험 종류

구분	보강재 종류	보강재 포설 단수	보강재 포설 간격(cm)
MW1	무보강	-	-
MW2	지오네트	5	20
MW3	지오네트	7	14,3
MW4	지오그리드 A	5	20
MW5	지오그리드 A	7	14,3
MW6	지오그리드 A	9	11,1
MW7	지오그리드 B	5	20

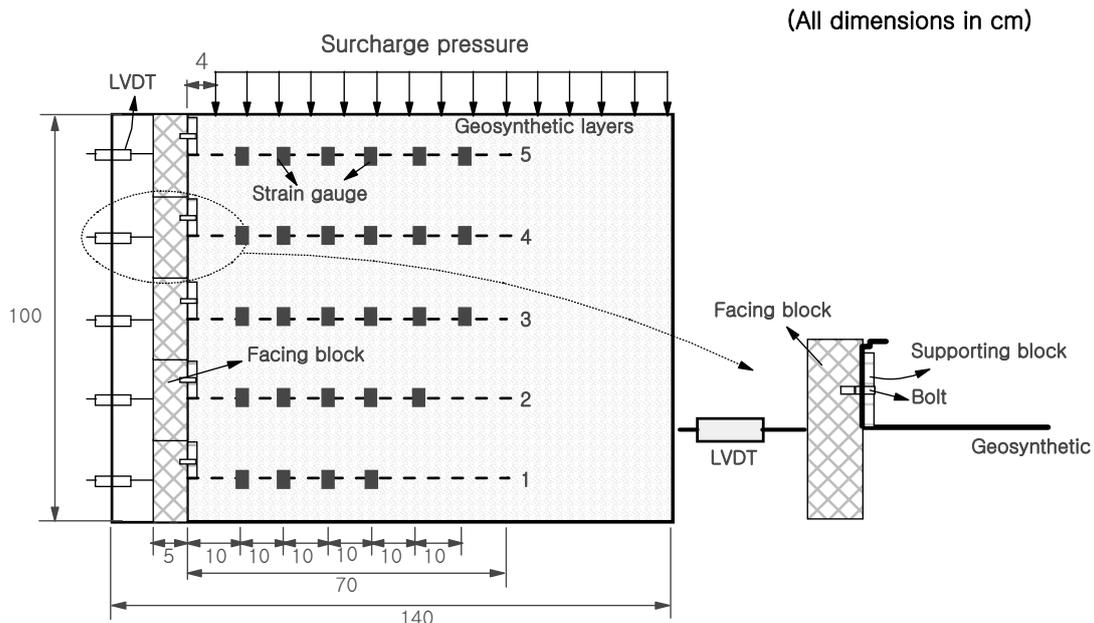


그림 2. 모형실험 개요도

앞서 설명한 바와 같이 본 실험에서, 모형 보강토옹벽의 축조시에는 전면벽체의 변형을 억제하였으며, 모형 보강 토옹벽 축조가 완료된 이후에 전면벽체 변형억제장치를 해제하고 5단계의 등분포하중을 재하하면서 보강토옹벽의 거동을 계측하였다. 등분포하중은 벽체로부터 4cm 떨어진 위치에 50kPa, 100kPa, 150kPa, 200kPa 및 250kPa의 수직하중을 순차적으로 재하 하였으며, 각 하중단계별로 15분 동안 하중을 재하 하였다. 또한 재하시 토압계와 변위계(LVDT)를 이용하여 전면벽체의 수평변위 및 벽체에 작용하는 수평토압을 측정하였으며, 지오그리드를 보강재로 사용한 경우에는 보강재 인장변형 측정을 위해 스트레인 게이지를 부착하였다.

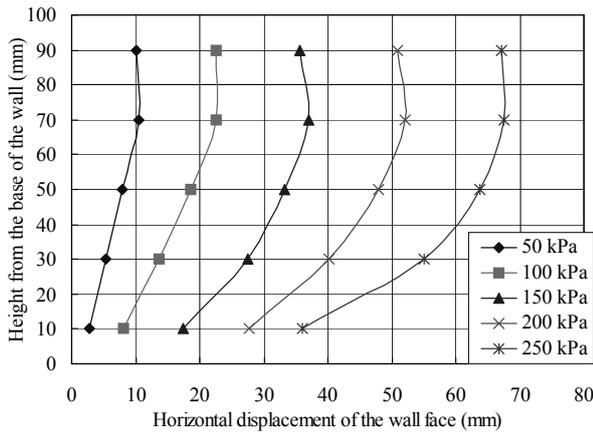
본 논문에서는 이들 실험 결과 중 보강재 종류 및 상재 하중 크기 변화에 따른 모형 보강토옹벽의 전면 수평변위 측정 결과를 소개하고자 한다.

3. 모형 보강토옹벽의 벽체변위 측정 결과 및 고찰

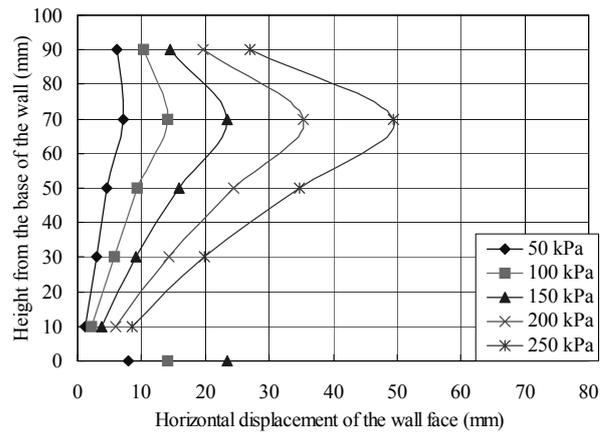
3.1 모형 보강토옹벽의 벽체변위 측정결과

총 7 종류의 모형 보강토옹벽에 대한 실험결과, 단계하중 재하시 벽체높이별 전면벽체의 수평변위 변화를 그림 3에 나타내었다.

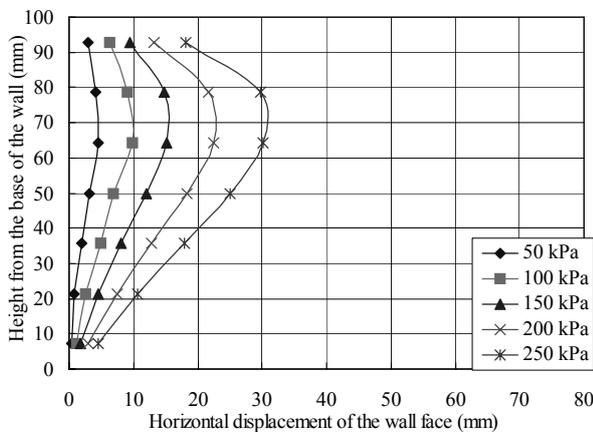
최대 250kPa까지 50kPa씩 등분포하중을 증가시키면서 각 하중단계별 벽체 수평변위를 측정된 결과, 보강재를 설치하지 않은 MW1의 경우 벽체 상단부에서 최대 수평변위가 발생하는 반면에, 보강재를 설치한 경우 보강재의 종류 및 포설 간격에 관계없이 0.7H(여기서, H는 보강토옹벽 높이) 지점에서 최대 수평변위가 발생되었다. 이와 같이 상재하중에 의한 벽체 수평변위가 측정위치에 따라 모형 보강토옹벽 하단부에서 가장 작고 0.7H지점에서 가장 큰 비선형적인 형태를 보이는 원인은 보강토체와 기초부 사이 그리고 하중재하판과 보강토체 사이의 마찰저항에



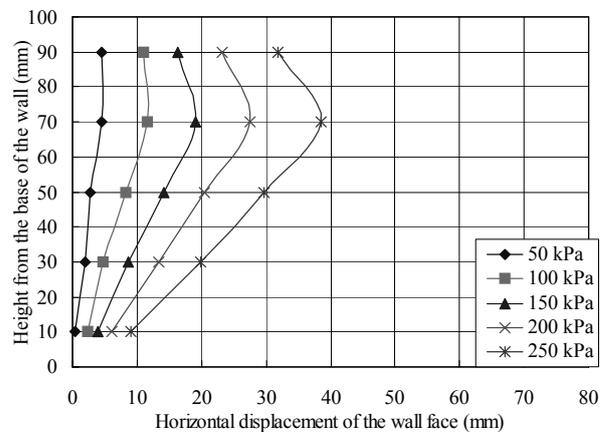
(a) MW1 - 보강재를 포설하지 않은 경우



(b) MW2 - 지오네트 5단 보강

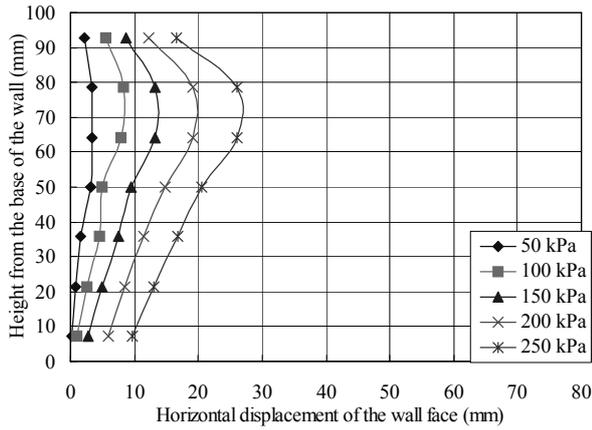


(c) MW3 - 지오네트 7단 보강

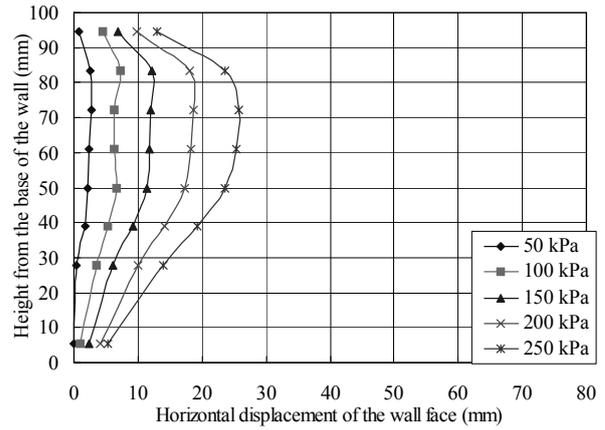


(d) MW4 - 지오그리트 A 5단 보강

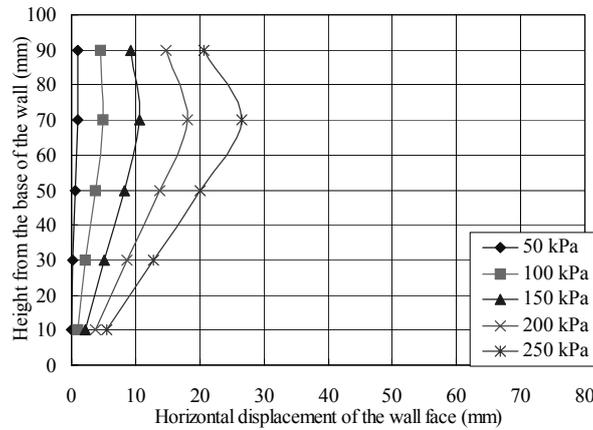
그림 3. 모형 보강토옹벽 높이별 수평변위(계속)



(e) MW5 - 지오그리드 A 7단 보강



(f) MW6 - 지오그리드 A 9단 보강



(g) MW7 - 지오그리드 B 5단 보강

그림 3. 모형 보강토옹벽 높이별 수평변위

기인하는 것으로 판단된다. 또한 토목섬유 보강재를 설치하지 않은 MT1의 경우에 비해 토목섬유를 보강한 경우가 벽체 수평변위 발생이 작고, 지오네트로 보강한 경우에 비해 상대적으로 인장강도가 큰 지오그리드를 보강재로 사용한 경우 벽체 수평변위 억제효과가 더 큼을 알 수 있다.

한편, 보강재 종류와 상재하중의 크기에 따른 벽체 수평변위 억제효과를 고찰하기 위하여 각 하중단계별로 수평변위가 발생한 0.7H지점에서의 변위량을 그림 4에 나타내었다.

Christopher(1993)는 신장성 보강재를 사용한 6m 높이의 보강토옹벽에서는 상재하중의 크기가 20kPa 증가할 때 마다 벽체 수평변위가 25%씩 증가하고, 옹벽 높이가 증가할수록 수평변위 증가율도 커지는 경향을 보인다고 하였다. 즉 Christopher(1993)는 수평변위 발생은 지반 특성, 다짐도 및 시공방법 등에 영향을 받을 수 있으나, 대체로 상재하중이 증가할수록 벽체 수평변위가 거의 선형적으로 증가한다고 하였다. 본 모형실험 결과에서는 그림 4에서

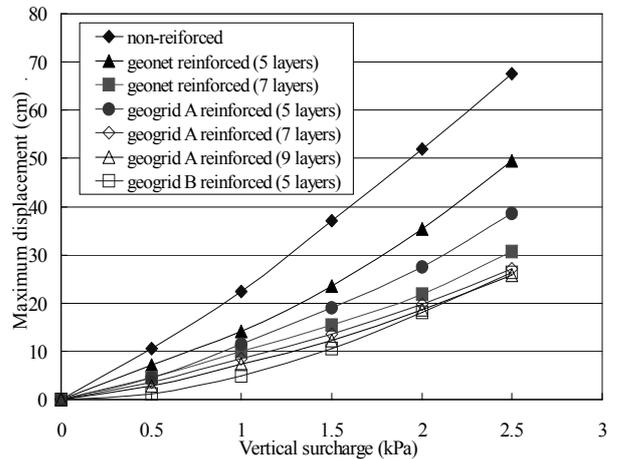


그림 4. 등분포 상재하중 재하에 따른 모형 보강토옹벽의 최대 수평변위

알 수 있는 바와 같이 하중단계 증가에 따른 수평변위 증가율이 다소 비선형적으로 증가하는 거동을 보이고 있다. 즉 하중단계가 증가할수록 최대 벽체수평변위 증가율이 점차 커지는 경향을 보이니, 그 증가율이 그다지 크지는

않다(곡률반경이 비교적 큼). 또한 보강재 종류 및 포설간격이 수평변위 발생에 크게 영향을 미치고 있다. 따라서 추후 추가적인 연구를 통해 상재하중의 증가에 따라 벽체 수평변위가 선형적으로 증가한다는 Christopher(1993)의 연구결과를 보완하고, 보강재의 인장 변형 및 강도 특성을 고려할 수 있도록 할 경우, 보다 정밀한 보강토옹벽의 수평변위 예측 방안이 마련될 수 있을 것으로 판단된다.

3.2 보강재 인장강도의 영향

1m 높이로 축조한 모형 보강토옹벽에서 보강재의 인장강도가 벽체 수평변위 발생에 미치는 영향을 평가하였다.

그림 5(a)는 상재하중 증가에 따른 보강재 종류별 최대 수평변위 감소율을 나타내고 있다. 여기서 최대 수평변위 감소율(D_{red})은 무보강옹벽에서 측정된 최대 수평변위와 비교한 보강재 적용시 동일한 하중조건에서의 최대 수평변위 감소비율을 의미하며 다음 식과 같이 표현될 수 있다.

$$D_{red} = \frac{(D_{non-max} - D_{re-max})}{D_{non-max}} \times 100(\%) \quad (1)$$

여기서, $D_{non-max}$ 는 무보강 옹벽에서의 최대 수평변위를 의미하고, D_{re-max} 는 토목섬유 보강토옹벽에서의 최대 수평변위를 의미한다.

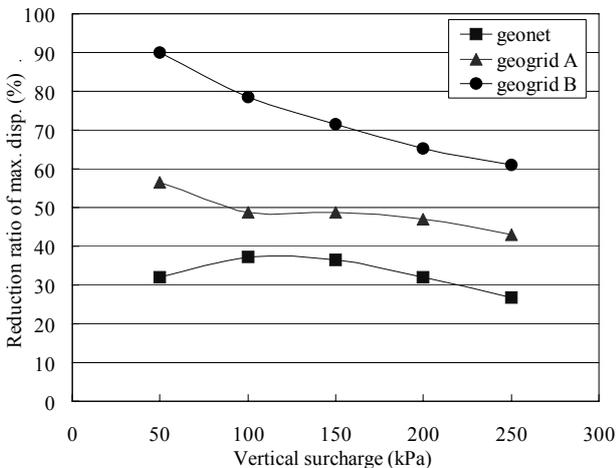
그림 5(b)는 보강재 인장강도에 따른 벽체 수평변위 발생 특성을 나타내고 있다. 이 그림에서 횡축은 사용 보강재의 최대 인장강도 이고, 종축은 벽체 높이에 대해 정규화한 최대 수평변위(δ_{max})를 나타낸다. 그림 5(b)에서 알

수 있는 바와 같이 보강재를 사용할 경우 무보강의 경우에 비해 벽체 수평변위가 크게 감소하게 되고, 이러한 수평변위 감소효과는 상재하중이 클수록 더욱 확연하게 나타나고 있다. 또한 보강재 인장강도가 클수록 벽체 수평변위의 경감효과가 크게 나타나게 되는데, 이러한 변위 경감효과는 인장강도가 증가할수록 점차 일정한 값에 수렴해가는 비선형적인 관계를 보이고 있다. 이러한 결과로부터 보강재 인장강도를 증가시켜도 보강토옹벽의 보강효과가 증가하지 않게 되는 한계 인장강도가 존재함을 유추할 수 있다.

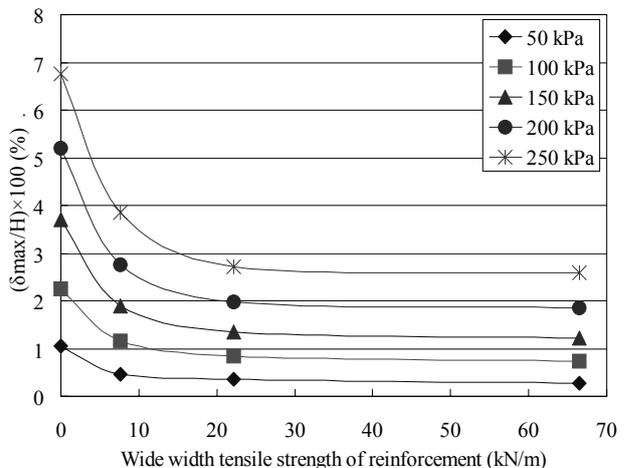
3.3 보강재 포설 단수의 영향

보강재(지오그리드 A) 포설단수에 따른 모형 보강토옹벽의 최대 벽체변위 측정결과를 그림 6에 나타내었다. 그림 6(a)는 보강재를 5단, 7단 및 9단 보강한 경우에 대하여 무보강시와 비교한 최대 수평변위감소율을 나타낸 것이고, 그림 6(b)는 보강재 포설단수에 따른 벽체 최대 수평변위 계측값을 하중단계별로 나타낸 것이다.

최대 수평변위 감소율은 그림 6(a)에서 알 수 있는 바와 같이 재하하중이 작을수록 더 큰 것으로 나타났다. 한편 그림 6(b)에서, 모형 보강토옹벽의 최대 수평변위는 보강재 포설 단수가 많아질수록 비선형적으로 감소하며, 보강재 포설 단수에 따른 최대 수평변위 감소율은 포설 단수가 증가할수록 일정한 값에 수렴해가는 비선형적인 거동을 보이고 있다. 이러한 결과로부터 보강재 포설 단수를 증가시켜도 보강토옹벽의 보강효과가 증가하지 않게 되는 어떠한 한계 포설 단수(혹은 간격)가 존재함을 유추할 수 있

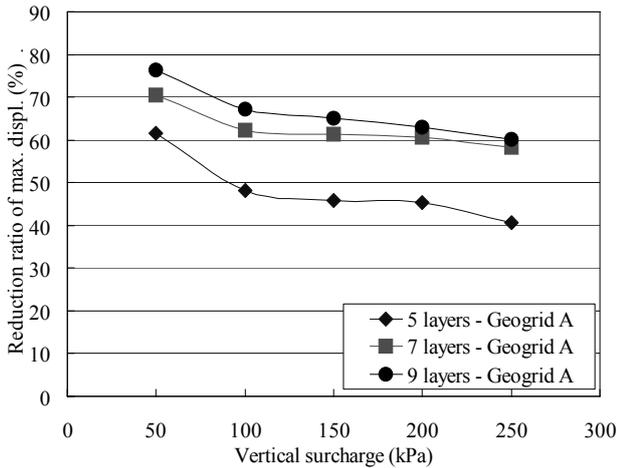


(a) 상재하중에 따른 최대 수평변위 감소율

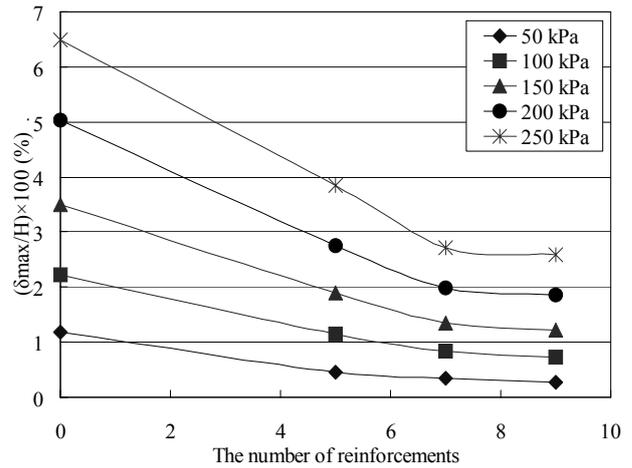


(b) 보강재 광폭인장강도에 따른 벽체 수평변위비

그림 5. 보강재 인장강도 특성이 벽체 수평변위에 미치는 영향



(a) 상재하중에 따른 최대 수평변위 감소율



(b) 보강재 광폭인장강도에 따른 벽체 수평변위비

그림 6. 보강재 포설 간격이 벽체 수평변위에 미치는 영향

다. 또한 재하하중이 클수록 보강재 포설 단수 증가에 따른 최대 수평변위 감소율의 증가량이 더 큰 것으로 나타나, 보강재 포설단수가 보강토옹벽의 수평변위 감소에 미치는 영향은 재하하중 및 벽체변위가 클수록 더 커짐을 알 수 있다.

3. 보강재의 인장강도와 포설 간격이 벽체 수평변위 감소에 미치는 영향을 분석한 결과, 보강재의 인장강도를 증가시켜도 그리고 포설 단수를 증가시켜도 보강효과가 증대되지 않는 한계치가 존재하는 것으로 나타났다.

4. 결론 요약

모형 보강토옹벽을 1m 높이로 축조한 후, 50kPa~250kPa 까지 등분포상재하중을 재하하면서 벽체 전면의 수평변위를 측정하였다. 연구결과 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 등분포 상재하중 재하로 인한 벽체 수평변위는 무보강 옹벽의 경우 벽체 상단부에서 최대값을 보인다. 반면에, 토목섬유 보강토옹벽에서는 벽체 저면에서부터 0.7H(H=벽체높이) 지점에서 최대 수평변위가 발생한다.
2. 상재하중이 증가할수록 벽체 수평변위도 증가하게 되는데, 그 증가 양상은 상재하중이 증가할수록 그 증가율이 커지는 비선형적인 관계에 보이며, 이는 보강재의 인장강도-인장변형 관계곡선의 비선형성에 기인한다.

참고문헌

1. 김유성, 원명수, 김영민 (2002), “실내 모형실험에 의한 보강토벽의 변형거동에 관한 연구(III)”, *대한토목학회논문집*, 제22권, 제3-C호, pp.251-261.
2. 유충식, 김주석 (2002), “기초지반의 강성이 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향”, *한국지반공학학회논문집*, 제18권, 4호, pp.7-19.
3. Christopher, B.R (1993), *Deformation response and wall stiffness in relation to reinforced soil wall design*, PhD. Dissertation, Purdue Uni., pp.354.
4. Pinto, M.I.M. & Cousens, T.W. (1999), “Modelling a geotextile-reinforced brick-faced soil retaining wall”, *Geosynthetics International*, Vol.6, No.5, pp.417-447.
5. Wong, K.S. & Broms, B.B. (1994), “Failure Modes and Model Tests of a Geotextile Reinforced Wall”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.13, pp.475-493.

(논문접수일 2008. 6. 2, 심사완료일 2008. 6. 20)