

축소모형실험을 통한 토목섬유 보강토옹벽의 수평변위 및 수직응력 평가

Evaluation of Lateral Deformation and Vertical Stress of Geosynthetics Reinforced Walls by the Scale Model Test

조삼덕¹, 이광우^{2*}, 유승경³

Sam-Deok Cho¹, Kwang-Wu Lee^{2*}, Seung-Kyong You³

¹Member, Senior Research Fellow, Geotechnical Engineering Research Institute, Korea Institute of Civil engineering and building Technology, 283 Goyangdae-Ro, Ilsanseo-Gu, Goyang-Si, Gyeonggi-Do, 10223, Republic of Korea

²Member, Senior Researcher, Geotechnical Engineering Research Institute, Korea Institute of Civil engineering and building Technology, 283 Goyangdae-Ro, Ilsanseo-Gu, Goyang-Si, Gyeonggi-Do, 10223, Republic of Korea

³Member, Professor, Dept. of Civil Engineering, Myongji College, 134 Gajwa-Ro, Seodaemun-Gu, Seoul, 03656, Republic of Korea

ABSTRACT

This paper presents a study of reinforced earth model wall reinforced by geosynthetics subjected to vertical surcharge. 7 types of reinforced earth model wall were constructed in the model box(100 cm×140 cm×100 cm) to assess the deformation and stress behavior of model walls according to different tensile strength and laying number of reinforcement and surcharge pressures. 3 types of geosynthetics that have different tensile strength were used as reinforcement. The test was carried out by changing the number of reinforcement to 5, 7, 9, and surcharge pressure to 50, 100, 150, 200, 250 kPa. The model test found that the maximum lateral displacements occurred at the 0.7 H (H : Wall height) position from the bottom of the model wall and vertical stress was low in the smaller surcharge pressure and the larger tensile strength of reinforcement.

요 지

보강토체 상부에 작용하는 상재하중과 보강재의 인장강도 및 포설 단수가 보강토옹벽의 변형거동에 미치는 영향을 평가하기 위해 7종류의 축소모형 보강토옹벽을 축조하여 상재하중 재하실험을 수행하였다. 축소모형 보강토옹벽은 100cm×140cm×100cm 크기의 모형토조 내에서 1m 높이로 축조하였으며, 인장강도가 상이한 3종류의 보강재를 사용하여 포설 단수를 5단, 7단, 9단으로 변화시키고, 5종류(50, 100, 150, 200, 250kPa)의 상재하중을 단계적으로 재하하면서 전면벽체의 수평변위와 보강재의 인장변형을 및 보강토체 저면의 수직응력 등을 측정하여 분석하였다. 분석 결과, 전면벽체의 수평변위는 보강토옹벽 하단부에서 가장 작고 보강토옹벽 하단으로부터 0.7H (H : 옹벽 높이) 지점에서 가장 큰 비선형적인 형태를 보여주며, 상재하중이 작고 보강재의 인장강도가 클수록 보강재의 상대적인 보강효과가 크게 발생되어 보강토체 하부의 수직응력이 작게 나타남을 알 수 있었다.

Keywords : Geosynthetics reinforced wall, Scale model test, Lateral deformation, Vertical stress

1. 서 론

최근 전세계적으로 지오그리드 등의 토목섬유(geosynthetics)를 사용한 보강토옹벽이 폭넓게 사용되고 있다. 보강토옹

벽은 뒤채움흙과 보강재 사이의 마찰특성을 활용하여 수직벽체를 형성한 성토구조물로서, 보강재의 형상 및 인장 특성, 뒤채움흙의 입도 및 물성, 상재하중의 형태 및 크기 등에 많은 영향을 받는다.

이러한 보강토옹벽의 거동특성에 영향을 미치는 인자들에 대한 연구가 모형실험과 현장계측 및 수치해석적 방법 등을 통해 많이 수행되어 왔다. Leschinsky & Vulova(2001)

Received 29 Nov. 2017, Revised 13 Dec. 2017, Accepted 13 Dec. 2017

*Corresponding author

Tel: +82-31-9100-232; Fax: +82-31-9100-211

E-mail address: kwangwu@kict.re.kr (K. W. Lee)

는 유한차분법에 근거한 수치해석기법을 활용하여 보강재 길이, 강도 및 설치간격, 상재하중 등 다양한 인자들이 보강토옹벽의 파괴메커니즘에 미치는 영향을 고찰하였고, Ghionna et al.(2002)은 실대형 실험을 통해 보강재 종류가 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향을 평가하였으며, Wong & Broms(1994), Pinto & Cousens(1999) 등은 일련의 모형실험을 통해 보강재 길이 및 설치간격, 상재하중 등이 보강토옹벽의 거동특성 및 파괴메커니즘에 미치는 영향을 고찰한 바 있다.

또한, 이러한 주요 인자들에 대한 연구들과 병행하여, 보강토옹벽의 개략적인 설계 검토를 위해 벽체의 변형 거동을 간편하게 예측할 수 있는 기법들이 제시되어 왔다. Adib(1988) & Jewell(1988) 및 Jewell & Milligan(1989)은 활동파괴면 앞부분의 보강토체를 하나의 움직이는 블록(moving block)으로 가정하여 보강토옹벽의 변형을 예측하였으며, Christopher et al.(1990)과 Christopher(1993)는 실대형시험(full scale test)와 FEM 수치해석 및 원심모형시험 등을 수행한 결과를 토대로 하여 시공 중에 발생할 수 있는 수평변위를 예측할 수 있는 설계도표를 제시하였다. 또한, Chew & Mitchell(1994)은 상세한 유한요소해석 결과를 토대로 주요 영향인자들을 고려하여 보강토옹벽의 변형을 예측할 수 있는 일련의 설계도표를 제시했다.

본 연구에서는 토목섬유 보강토옹벽에 대한 축소모형 실험을 수행하여, 상재하중과 보강재의 인장강도 및 포설 단수가 보강토옹벽의 변형 및 응력 거동에 미치는 영향을 분석하였으며, Christopher(1993)에 의해 제안된 방법을 사용하여 상재하중 변화에 따른 모형 보강토옹벽의 수평

변위를 예측하고 실제 측정값과 비교해 보았다.

2. 보강토옹벽 축소모형실험

2.1 모형 실험장치 및 재료

Fig. 1에서는 보강토옹벽의 축소모형실험을 위한 실험 장치의 개요도를 보여주는데, 크게 모형토조, 토조보강 프레임, 전면블록, 전면변위 억제판, LVDT 거치대 등으로 구성되어 있다. 모형토조는 전면이 개방된 형태로 제작되었고, 내부치수가 100cm×140cm×100cm이며, 개방된 단면을 보강하기 위하여 강재 토조보강 프레임이 4단으로 설치되었다. 모형토조의 한쪽 측면은 토조 안의 지반거동을 관측할 수 있도록 10mm두께의 투명 아크릴판으로 되어 있다. 또한, 모형 보강토옹벽 축조 시에 발생될 수 있는 벽체벽위를 억제하기 위하여 두께 10mm의 목재 합판과 스크류 장치(screws stroke)를 이용한 벽체고정장치를 제작하여 사용하였으며, 전면블록은 고강도 합성수지를 이용하여 높이×폭×두께를 200mm×200mm×50mm, 143mm×200mm×50mm 및 111mm×200mm×50mm의 3 종류로 제작하여 각각 5단, 7단 및 9단의 모형 보강토옹벽을 축조할 수 있도록 하였다. 전면블록과 보강재의 결속을 위하여 50mm×200mm×30mm(높이×폭×두께) 크기의 고정블록이 사용되었으며, 전면블록과는 볼트로 체결할 수 있도록 되어 있다.

1m 높이의 모형 보강토옹벽 축조시 각 보강재층의 길이는 70cm(L/H=0.7)로 하였으며, 모형 보강토옹벽 축조

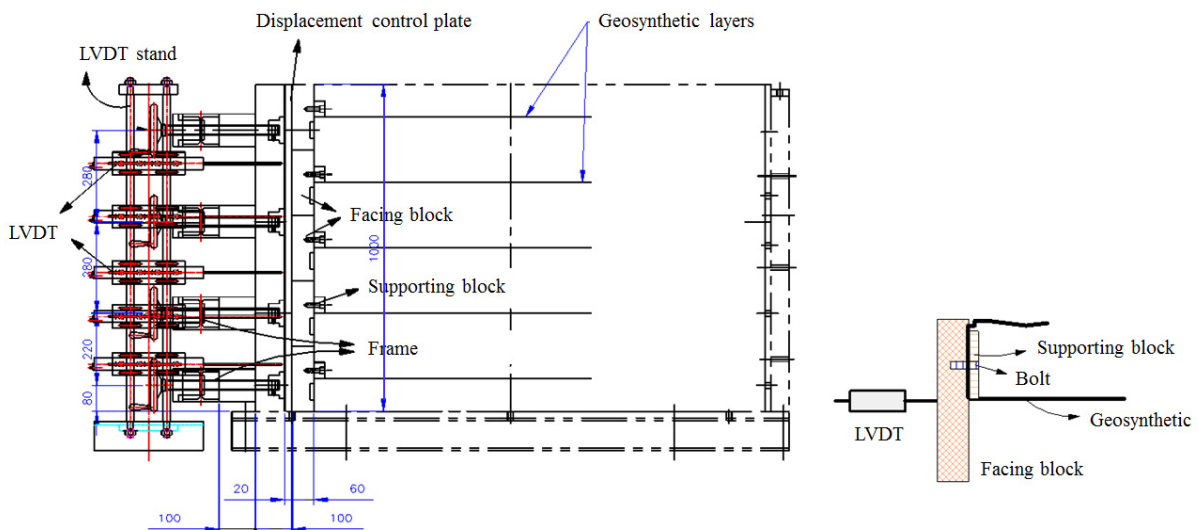


Fig. 1. Model Wall

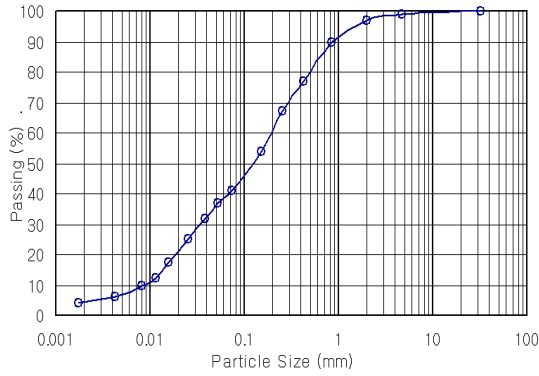


Fig. 2. Particle size distribution of the backfill soil

가 완료된 이후에는 전면변위 억제판을 해체하고 50kPa부터 250kPa까지 5단계의 하중을 재하하면서 계측을 수행하였는데, 벽체변위의 원활한 측정을 위하여 변위계의 설치높이를 임의로 조정할 수 있는 변위계(LVDT) 거치대를 제작하여 사용하였다.

모형실험에서 뒤채움흙으로 사용한 흙시료는 화강풍화토이며, 입도분포곡선은 Fig. 2와 같다. 흙시료는 200번체 통과율이 41.2%이고, 통일분류법상 SM으로 분류되는 실트질 모래로서, 비중(G_s)은 2.75, 소성지수는 N.P, 최적함수비(OMC) 및 최대건조밀도($v_{d,max}$)는 각각 23%, 1.61kN/m³이다.

본 연구에서는 보강재의 종류에 따른 영향을 고찰하기 위하여 지오네트 1종류와 인장특성이 다른 지오그리드 2종류를 사용하였는데, 축소모형실험의 스케일효과를 고려하여 비교적 인장강도가 작은 보강재를 선정하였다. 지오네트는 고밀도 폴리에틸렌을 원료로 하여 기층지반안정용으로 제작된 제품을 사용하였고, 지오그리드는 고강도 폴리에스테르사를 제직하여 격자모양의 원단으로 만든 후 PVC로 코팅하여 제조한 결합형 지오그리드를 사용하였다. Fig. 3에서는 지오네트 및 지오그리드 보강재 시료에 대한 광폭인장강도시험 결과를 보여주는데, 지오네트 시

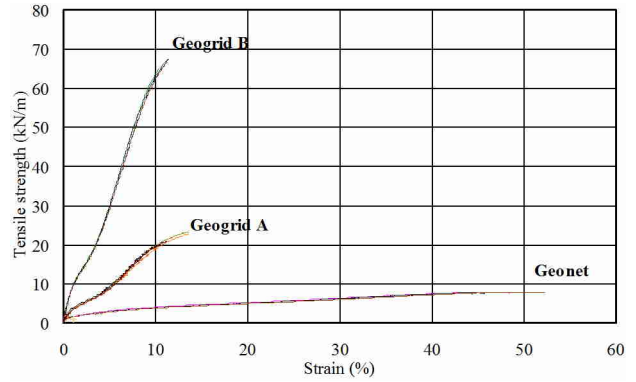


Fig. 3. Tensile strength-strain relationship of the used geosynthetics

료는 평균 최대인장강도와 인장변형이 각각 7.9kN/m와 45.2%, 지오그리드 A시료의 경우는 22.6kN/m와 12.6%, 지오그리드 B시료의 경우는 67.8kN/m와 11.1% 인 것으로 나타났다.

2.2 모형실험 보강토옹벽 종류 및 실험방법

보강토체 상부에 작용하는 상재하중과 보강재의 종류 및 포설 단수가 보강토옹벽의 거동특성에 미치는 영향을 고찰하기 위하여 Table 1에서 보는 바와 같이 7종류의 모형 보강토옹벽을 축조하여 실험을 수행하였다. 1m 높이의 모형 보강토옹벽 축조 시에는 변형억제장치를 사용하여 전면벽체의 변형이 발생하지 않도록 하였으며, 모형 보강토옹벽 축조가 완료된 이후에는 전면벽체 변형억제장치를 제거한 후 5단계의 등분포하중을 순차적으로 재하하면서 보강토옹벽의 거동을 계측하였다. 상재하중으로는 등분포하중을 사용하였는데, 총 5단계 하중(50kPa, 100kPa, 150kPa, 200kPa 및 250kPa)을 단계적으로 재하하였다. 각 하중단계에서 하중재하에 따른 벽체 수평변위 발생은 하중재하 후 대략 10분 정도에 수렴하는 것으로 나타나, 각 하중단계별로 15분 동안 하중을 재하하였다. 하중재하시 토압계

Table 1. Tested cases

Cases	Type of the reinforcement	The number of the reinforcement layers	Surcharge pressure (kPa)
MW1	Non reinforced	—	50, 100, 150, 200, 250 (five steps loading)
MW2	Geonet	5	
MW3	Geonet	7	
MW4	Geogrid A	5	
MW5	Geogrid A	7	
MW6	Geogrid A	9	
MW7	Geogrid B	5	

와 변위계(LVDT)를 이용하여 전면벽체의 수평변위 및 벽체에 작용하는 수평토압을 측정하였고, 스트레인게이지를 부착하여 보강재의 인장변형을 측정하였다. 또한, 보강토체 하부 중앙에 토압계를 설치하여 수직응력을 측정하였다. 사용된 토압계는 직경이 50mm, 최대용량은 250kPa이고, 변위계(LVDT)는 최대측정변위가 200mm이며, 스트레인게이지는 길이가 5mm인 소성게이지로서 최대 10% 변형까지 측정이 가능하다.

벽체 변위 측정을 위한 변위계는 LVDT 거치대를 이용하여 모형전면블록 중앙부의 변위를 측정할 수 있도록 설치하였고(Fig. 1 참조), 토압계는 각각의 전면블록에 매설하였다. 또한, 스트레인게이지는 5단 보강의 경우 모든 보강재에 벽체배면으로부터 5cm, 10cm, 20cm, 30cm, 40cm, 50cm 및 60cm 떨어진 지점에 부착하였으며, 7단 보강의 경우에는 옹벽 하단에서부터 1단(토조 바닥으로부터 7.1cm 높이), 3단(25.7cm 높이), 5단(64.3cm 높이), 6단(78.6cm 높이) 및 7단(92.9cm 높이) 보강재에만 부착하였고, 9단 보강의 경우에는 옹벽 하단에서부터 1단(5.6cm 높이), 3단(27.8cm 높이), 5단(50cm 높이), 7단(72.2cm 높이) 및 9단(94.4cm 높이) 보강재에만 부착하였다.

모형 보강토옹벽 축조시 뒤채움재의 다짐도를 약 90%로 일정하게 하기 위하여, 수차례의 예비다짐실험을 수행하여 뒤채움흙의 함수비를 17±1%로 조정하였고, 소형 다짐장비인 램마와 소형 손다짐기를 사용하는 다짐방법을 결정하였다. 뒤채움흙의 다짐방법으로 우선 램마를 사용하여 토조 전면면을 2회 다짐하고, 램마 다짐시 이완된 성토흙 상부의 다짐과 보강재 포설을 위한 성토층 평탄화를 위해 소형 손다짐기를 사용하여 추가로 다짐하중을 가하였다. 다짐작업 후에는 들밀도시험을 통해 지반의 다짐상태를 확인하였다.

3. 모형실험 결과 및 고찰

3.1 모형 보강토옹벽의 수평변위

3.1.1 측정된 전면벽체 수평변위

Fig. 4에서는 보강재를 5단으로 포설한 경우를 대상으로 하여, 보강재 종류와 보강토체 상부에 작용하는 상재하중에 따른 보강토옹벽 높이별 전면벽체의 수평변위 형상

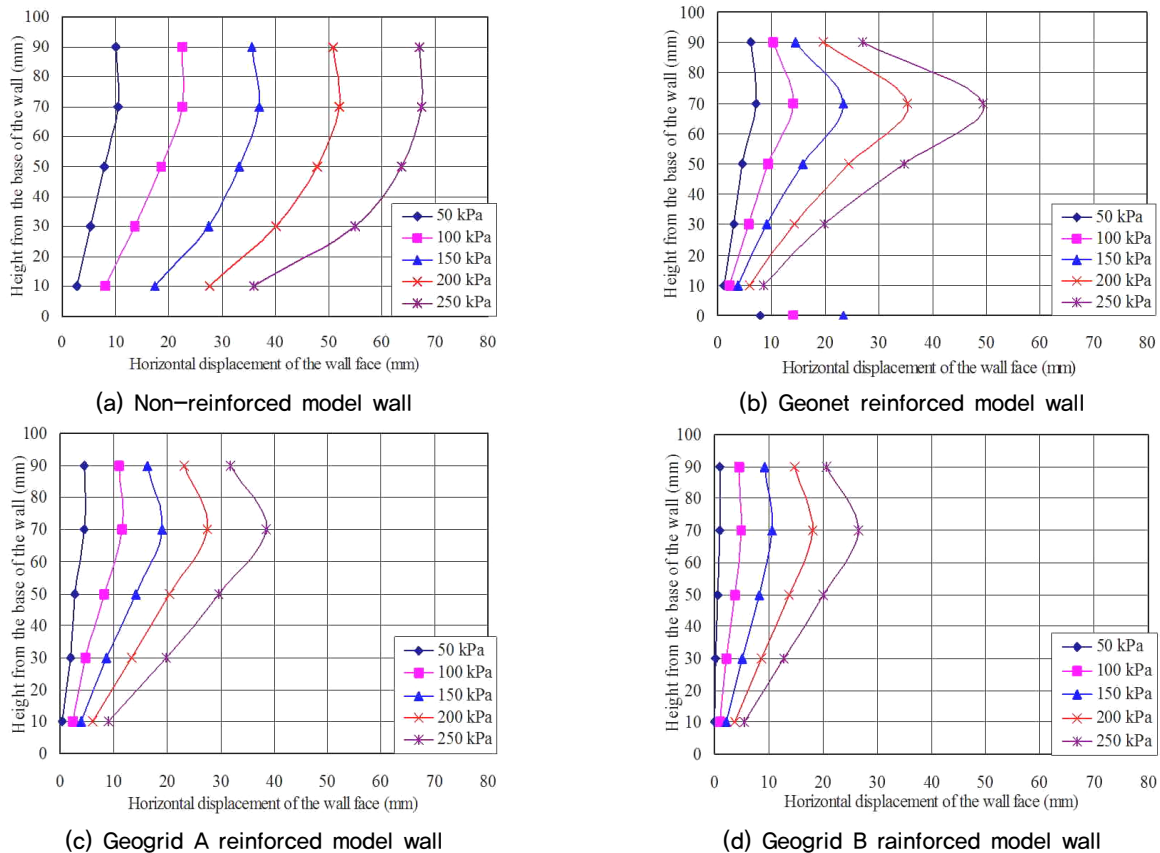


Fig. 4. Measured horizontal displacements of the wall facing (reinforced wall with 5 layers reinforcement)

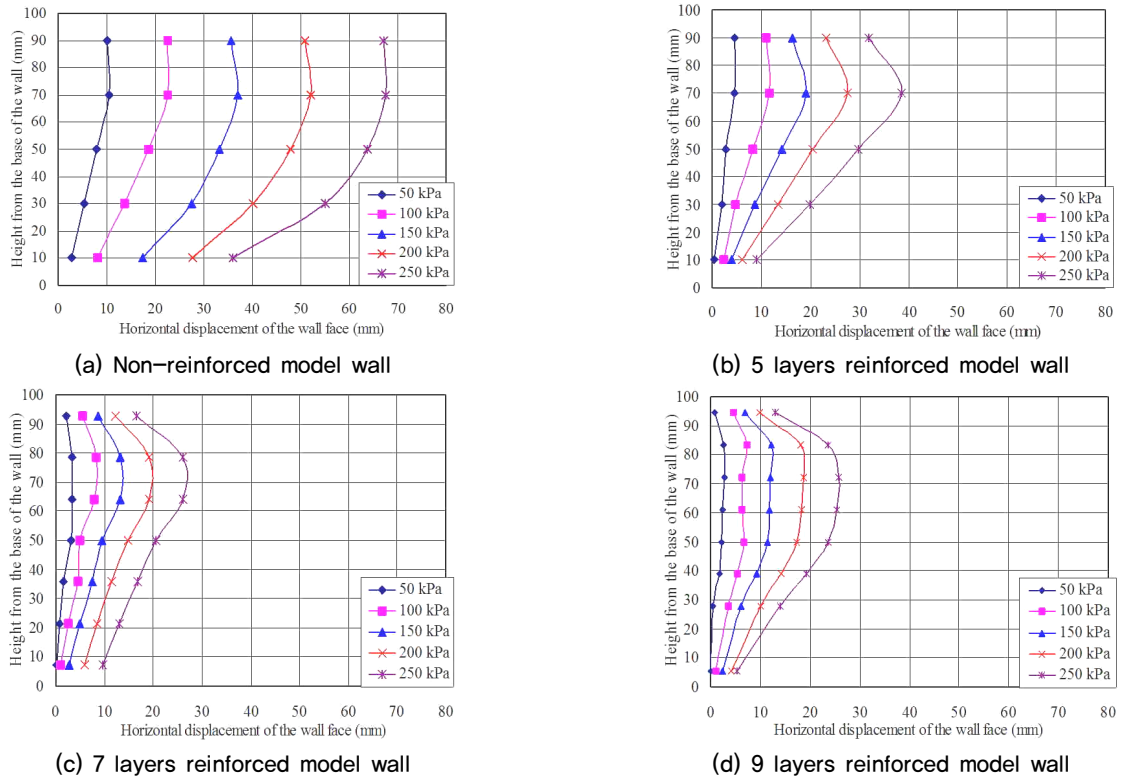


Fig. 5. Measured horizontal displacements of the wall facing (Geogrid A reinforced model wall)

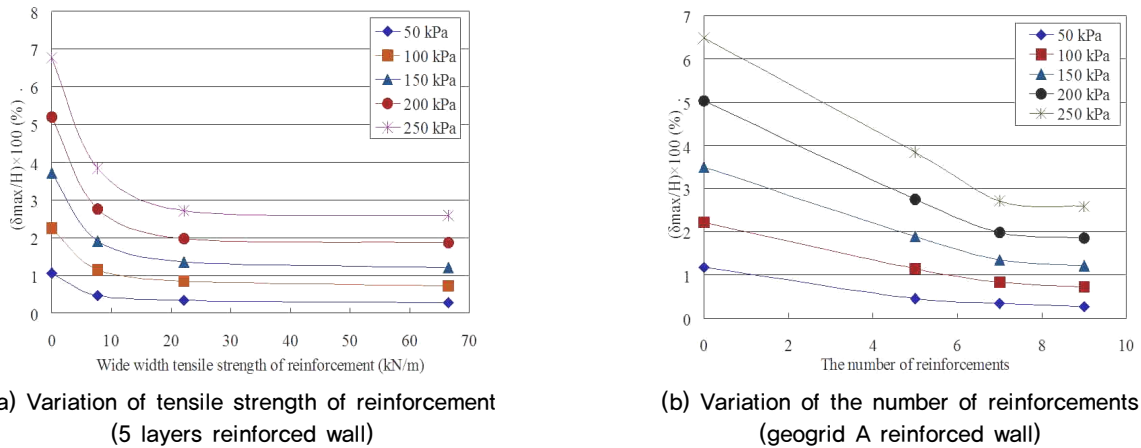
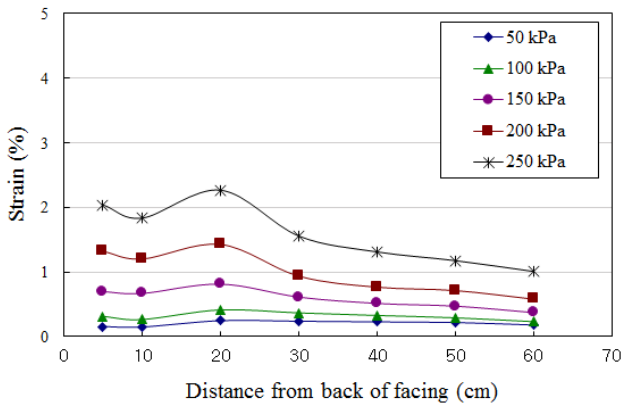


Fig. 6. Maximum wall displacement ratio with variation of the tensile strength of the reinforcement and the number of reinforcements

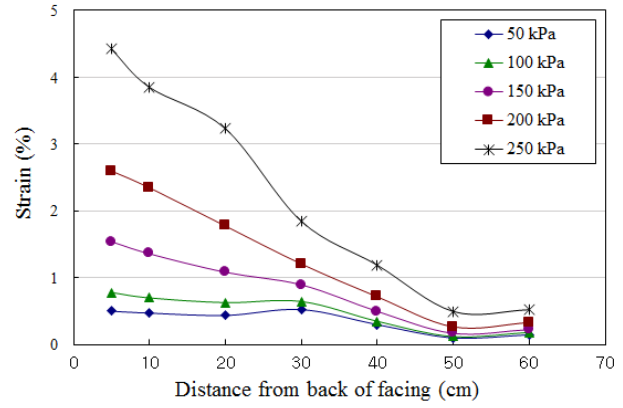
을 보여준다. Fig. 4에서 보듯이, 보강재로 지오네트와 지오그리드를 사용한 경우에는 보강재의 종류 및 인장강도 크기에 관계없이 보강토옹벽 하단에서 $0.7H$ (여기서, H 는 보강토옹벽 높이) 지점에서 최대 수평변위가 측정되었으며, 전면벽체 수평변위가 측정위치에 따라 모형 보강토옹벽 하단부에서 가장 작고 $0.7H$ 지점에서 가장 큰 비선형적인 형태가 나타났다. 이러한 원인은 보강토체와 기초부 사이 및 하중재하판과 보강토체 사이의 마찰저항에 기인하는 것으로 판단된다.

Fig. 5에서는 지오그리드 A를 보강재로 사용한 경우를 대상으로 하여, 보강재를 무보강, 5단 보강, 7단 보강 및 9단 보강하였을 때의 상재하중 크기에 따른 전면벽체의 수평변위 형상을 보여준다. Fig. 5에서 보듯이, 보강재의 포설 단수와 상관없이 Fig. 4와 유사하게 $0.7H$ 지점 부근에서 최대 수평변위가 나타나는 비선형적인 형태가 나타났으며, 무보강의 경우에는 $0.7H$ 이상의 높이에서 비슷한 값의 최대 수평변위가 나타났다.

Fig. 6에서는 보강재의 인장강도 및 포설 단수 변화에

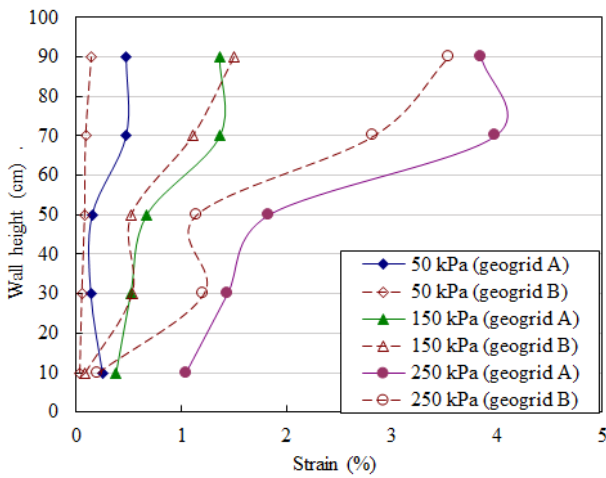


(a) Layer 3 (0.5H)

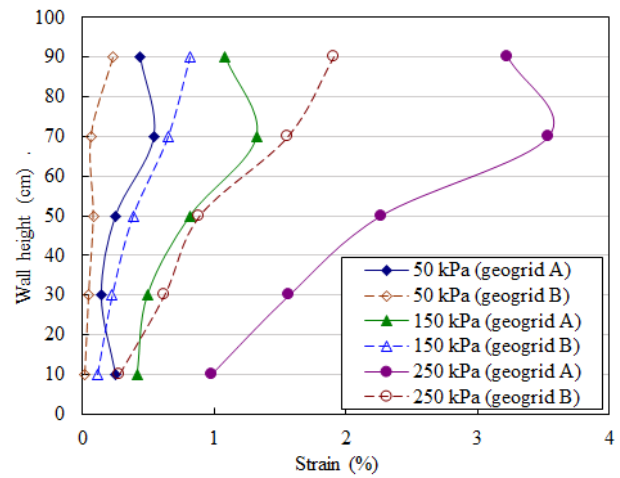


(b) Layer 4 (0.7H)

Fig. 7. Measured strain distributions (5 layers reinforced wall with geogrid A)



(a) 10 cm distance from back of facing



(b) 30 cm distance from back of facing

Fig. 8. Measured geogrid strains at any distance from back of facing (5 layers geogrid reinforced wall)

다른 하중단계별 최대 수평변위값을 보여준다. Fig. 6의 세로 축은 수평변위 값을 일반화하기 위하여 최대 수평변위 비율(최대 수평변위를 벽체 높이로 나눈 비율; $(\delta_{max}/H) \times 100\%$)을 사용하였다. Fig. 6에서 보듯이, 모형 보강토옹벽의 최대 수평변위 비율은 상재하중이 증가할수록 비선형적으로 증가하며, 보강재의 인장강도가 커질수록, 보강재의 포설 단수가 많아질수록 일정한 값에 수렴해 가는 형태를 보여주어 보강재의 보강효과가 증가하지 않게 되는 어떠한 한계 인장강도와 포설 단수가 존재함을 알 수 있다.

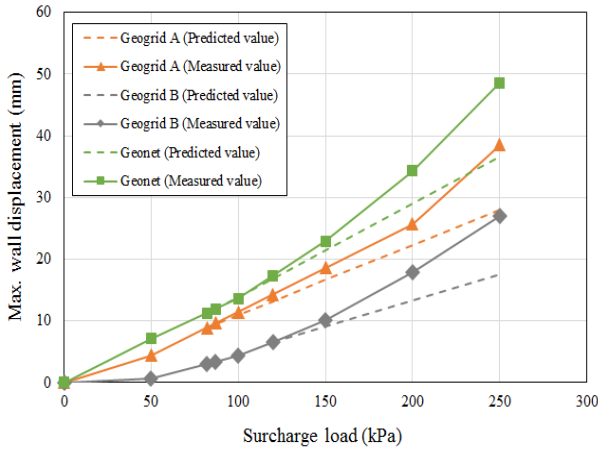
또한, Fig. 7에서는 상재하중별로 각 보강재에서 측정된 인장변형률의 대표적인 형태를 보여주는데, 수평변위의 영향을 많이 받는 전면벽체에 가까운 곳에 설치된 스트레인지에서 인장변형률이 크게 나타남을 알 수 있다. 따라서, Fig. 8에서는 대표적으로 인장변형률이 크게 발현되는 위치 두 군데(전면벽체에서 각각 10cm와 30cm 떨어진

위치)에 대해 상재하중에 따른 옹벽 높이별 보강재의 인장 변형률 변화 형상을 도시해 보았다. Fig. 8에서 보듯이 옹벽 높이별 보강재의 인장변형률 변화 형상은 Fig. 4(c), (d)에서 보여주는 수평변위 변화 형상과 유사하게 모형 보강토옹벽 하단부에서 가장 작고 0.7H 지점에서 가장 큰 비선형적인 형태가 나타남을 알 수 있다.

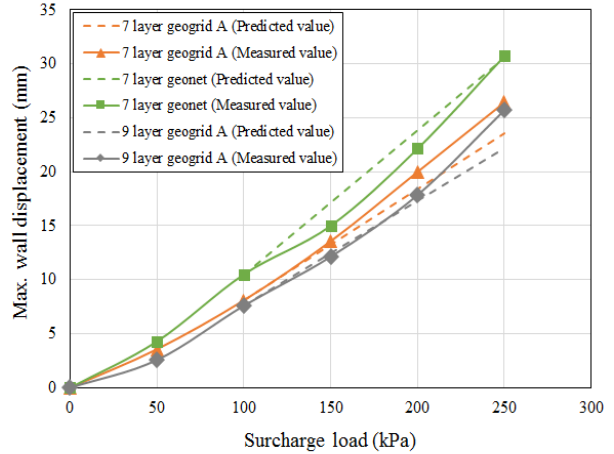
3.1.2 전면벽체 수평변위의 측정값과 예측값의 비교

그동안 보강토옹벽의 수평변위를 예측하기 위하여 다양한 방법들이 시도되었다. 본 연구에서는 적용이 단순하며 보강재의 인장특성과 수직간격을 고려할 수 있는 Christopher (1993)에 의해 제안된 방법을 사용하여 모형 보강토옹벽의 수평변위를 예측하고 실제 측정값과 비교해 보았다.

Christopher, et al.(1990)은 6m 높이의 보강토옹벽에 대한 실규모 현장시험과 FEM 수치해석 및 원심모형시험 등



(a) 5 layers reinforced model wall



(b) 7 layers and 9 layers reinforced model wall

Fig. 9. Measured and predicted maximum displacements with increment of surcharge pressure

을 통해서 단단한 기초지반 위에 축조된 보강토옹벽의 시공 중에 발생하는 수평변위를 예측할 수 있는 경험적인 설계방법을 제시했으며, 상재하중이 19.6kPa 증가할 때마다 수평변위가 25% 씩 선형적으로 증가한다고 하였다. 그 후 Christopher(1993)는 이 방법을 토목섬유 보강재의 인장특성과 보강재의 수직 간격의 차이를 고려할 수 있게 확장하여, 다음과 같은 식으로 표현하였다.

$$\delta_{\max} = \delta_R \cdot H / (75 \log S_r) \quad (1)$$

$$S_r = J \cdot R_c / S_v \quad (2)$$

여기서, S_r = 보강토체의 global stiffness (kips/ft²)

J = 단위 폭 당 보강계수(reinforcing modulus)

R_c = 보강재의 면적비(coverage ratio, b/S_h), b 는 보강재의 폭, S_h 는 보강재의 수평간격

S_v = 보강재 층의 평균 수직간격(H/n), H 는 옹벽 높이, n 은 보강재 층의 개수

본 연구에서는 모형 보강토옹벽 축조 시에 전면벽체의 수평변위를 억제시키고 실험을 수행하여 시공 중에는 수평변위가 발생하지 않았으므로, 각 모형실험마다 Christopher (1993) 방법으로 예측한 수평변위 만큼을 발생시킨 상재하중이 작용한 경우의 수평변위를 시공 중 발생한 수평변위로 가정하여 상재하중 변화에 따른 전면벽체의 최대 수평변위 예측값과 실측값을 비교하였다(Fig. 9 참조).

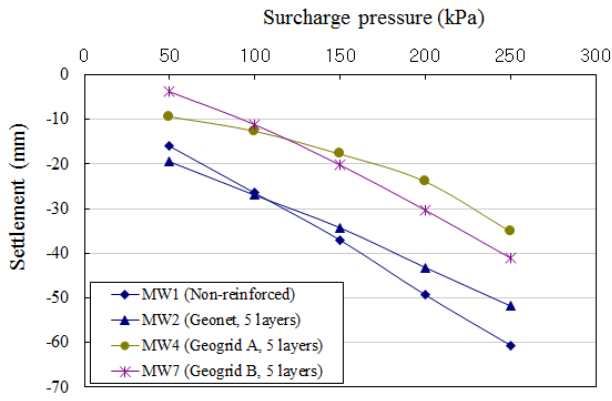
Fig. 9에서 보듯이 보강재를 5단 보강한 경우에는 모형 실험에 의한 최대 수평변위 예측값이 대체적으로 Christopher

(1993) 방법으로 산정한 예측값과는 달리 상재하중이 커질수록 수평변위가 더욱 크게 발생하는 비선형적인 형태를 보여주어, 예측값이 계측값보다 최대 25~35% 정도 작게 나타남을 알 수 있다. 이러한 이유는 Christopher의 예측법에서는 보강재의 초기 변형계수만을 반영하기 때문에 상재하중 증가에 따른 보강재의 변형계수 변화를 고려하지 못하였기 때문인 것으로 판단된다. 반면에, 보강재를 7단~9단 보강한 경우에는 상재하중 증가에 따른 보강재의 변형계수 변화가 작기 때문에 최대 수평변위의 예측값과 계측값의 차이가 최대 15% 이하로 나타남을 알 수 있다.

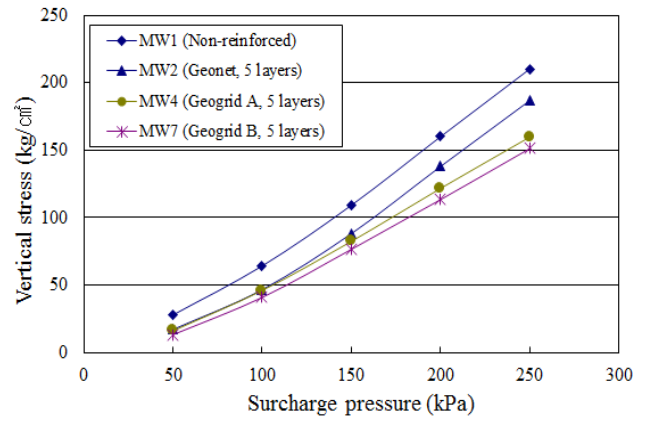
3.2 모형 보강토옹벽 저면의 수직응력

Fig. 10에서는 보강재를 5단으로 포설한 경우를 대상으로 하여, 보강재 종류별로 보강토체 상부에 작용하는 상재하중에 따른 재하판의 침하량과 보강토체 중앙부 하부에서의 수직응력 변화 형상을 보여주며, Fig. 11에서는 지오그리드 A를 보강재로 하여 보강재 포설 단수별로 상재하중에 따른 재하판의 침하량과 수직응력 변화 형상을 보여준다. Fig. 10과 Fig. 11에서 보듯이, 보강재의 종류와 인장강도 크기 및 포설 단수에 관계없이 상재하중이 증가할수록 재하판의 침하량과 보강토체 하부의 수직응력이 거의 직선적으로 증가함을 알 수 있다.

Fig. 12에서는 상재하중별로 보강재의 인장강도 및 포설 단수에 따른 수직응력 변화 형상을 보여주는데, 상재하중이 작고 보강재의 인장강도가 클수록 보강토체 하부의 수직응력이 작게 나타남을 알 수 있다. 이러한 원인은 상재하중이 작용되면 토압계 상부에 설치된 보강재가 인장

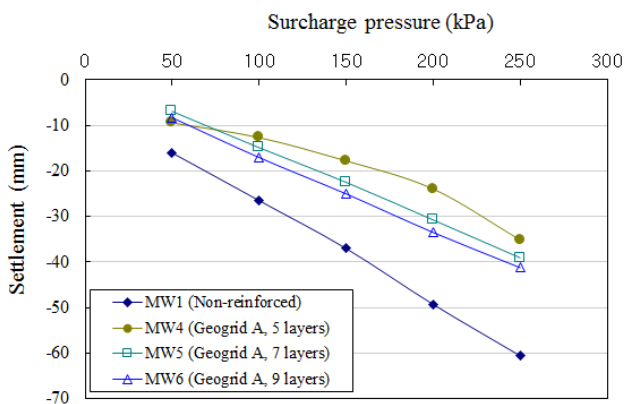


(a) Settlement of loading plate

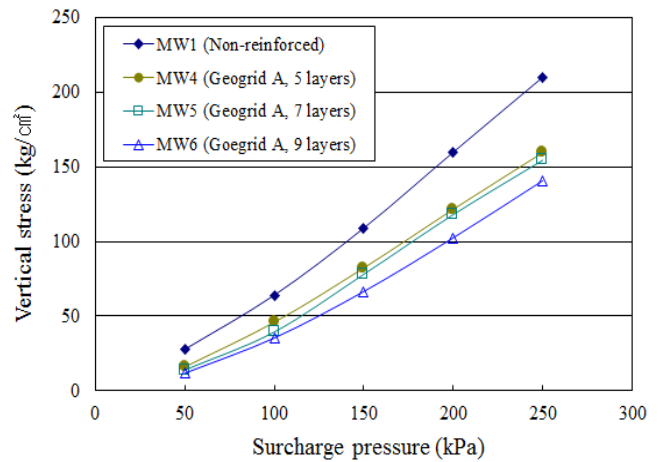


(b) Vertical stress acting on the base of the wall

Fig. 10. Settlement of loading plate and vertical stress acting on the wall base with surcharge pressure (5 layers reinforced wall)

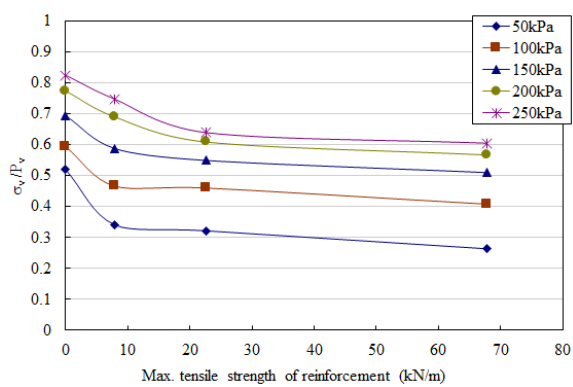


(a) Settlement of loading plate

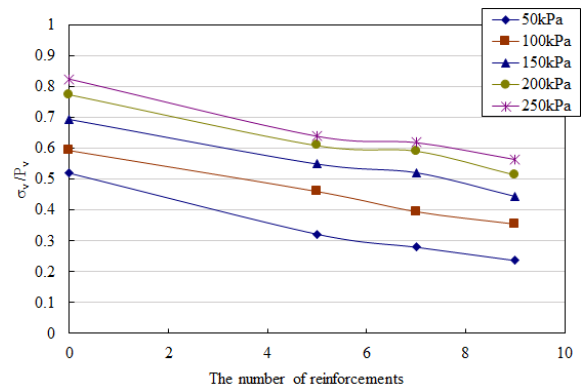


(b) Vertical stress acting on the base of the wall

Fig. 11. Settlement of loading plate and vertical stress acting on the wall base with surcharge pressure (Geogrid A reinforced wall)



(a) with tensile strength of reinforcement



(b) with the number of reinforcements

Fig. 12. Decrease effect of the vertical stress with tensile strength and the number of reinforcements

되면서 수직응력을 감소시키는데, 보강재의 인장강도가 크고 상재하중이 작을수록 보강재의 상대적인 보강효과가 크게 발휘되기 때문인 것으로 판단된다. 또한, 보강재의

포설 단수가 증가할수록 상재하중(P_v) 대비 수직응력(σ_v) 비율(σ_v/P_v)이 거의 직선적으로 감소함을 알 수 있다.

4. 결론

본 연구에서는 보강토체 상부에 작용하는 상재하중과 보강재의 인장강도 및 포설 단수가 보강토옹벽의 수평변위 및 수직응력이 미치는 영향을 평가하기 위해 다양한 종류의 축소모형 보강토옹벽을 축조하여 실험을 수행하였으며, 실험결과를 분석, 요약하면 다음과 같다.

- (1) 전면벽체 수평변위는 보강재의 인장강도 크기 및 포설 단수에 관계없이 모형 보강토옹벽 하단부에서 가장 작고 보강토옹벽 하단에서 0.7H 지점에서 가장 큰 비선형적인 형태가 나타났으며, 이는 보강토체와 기초부 사이 및 하중재하판과 보강토체 사이의 마찰저항에 기인하는 것으로 판단된다. 또한, 옹벽 높이별 보강재의 인장변형률 변화 형상도 수평변위 변화 형상과 유사하게 나타났다.
- (2) 모형 보강토옹벽의 최대 수평변위 비율($\delta_{max}/H \times 100\%$)은 상재하중이 증가할수록 비선형적으로 증가하며, 보강재의 인장강도가 커질수록, 보강재의 포설 단수가 많아질수록 일정한 값에 수렴해가는 형태를 보여주어 보강재의 보강효과가 증가하지 않게 되는 어떠한 한계 인장강도와 포설 단수가 존재함을 알 수 있다.
- (3) 모형 보강토옹벽의 최대 수평변위 계측값은 대체적으로 Christopher(1993) 방법으로 산정한 예측값과는 달리 상재하중이 커질수록 수평변위가 더욱 크게 발생하는 비선형적인 형태를 보여주며, 예측값과 계측값의 편차가 5단 보강인 경우는 최대 25~35% 정도로 크게 나타나나 7~9단 보강인 경우는 상재하중 증가에 따른 보강재의 변형계수 변화가 작기 때문에 최대 15% 이하로 나타남을 알 수 있다.
- (4) 보강재의 인장강도 크기 및 포설 단수에 관계없이 상재하중이 증가할수록 재하판의 침하량과 보강토체 하부의 수직응력이 거의 직선적으로 증가하며, 상재하중이 작고 보강재의 인장강도가 클수록 보강재의 상

대적인 보강효과가 크게 발생되어 보강토체 하부의 수직응력이 작게 나타남을 알 수 있다. 또한, 보강재의 포설 단수가 증가할수록 상재하중(P_v) 대비 수직응력(σ_v) 비율(σ_v/P_v)이 거의 직선적으로 감소함을 알 수 있다.

References

1. Adib, M. (1995), *Internal Lateral Earth Pressure in Earth Walls*, PhD. dissertation, Univ. of Washington, USA, 391p.
2. Chew, S. H. and Mitchell, J. K. (1994), "Deformation Evaluation Procedure for Reinforced Soil Walls", *Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, Vol. 1*, pp.171-176.
3. Christopher, B. R. (1993), *Deformation Response and Wall Stiffness in Relation to Reinforced Soil Wall Design*, PhD. Dissertation, Purdue Uni., 354p.
4. Christopher, B. R., Gill, S. A., Giroud, J. P., Juran, I., Mitchell, J. K., Schlosser, F., and Dunncliff, J. (1990), *Reinforced Soil Structures, Federal Highway Administration, FHWA-RD-89-043, Washington, D.C., Vol. 1, 283p., Vol. 2, 158p.*
5. Ghionna, V. N., Fioravante, I., and Vicari, M. (2002), "Full Scale Test on a Retaining Wall with Non-uniform Reinforcements", *Geosynthetics-7th ICG*, pp.279-282.
6. Jewell, R. A. and Milligan, G. W, E. (1989), "Deformation Calculations for Reinforced Soil Walls", *Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol.2*, pp.1257-1263.
7. Jewell, R. A., (1988), "Reinforced Soil Wall Analysis and Behavior", *The Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures*,
8. Leshchinsky, D. and Vulova, C. (2001), "Numerical Investigation of the Effects of Geosynthetic Spacing on Failure Mechanisms in MSE Block Walls", *Geosynthetics International*, Vol.8, No.4, pp.343-365.
9. Pinto, M.I.M. and Cousens, T.W. (1999), "Modelling a Geotextile-Reinforced Brick-faced Soil Retaining Wall", *Geosynthetics International*, Vol.6, No.5, pp.417-447.
10. Wong, K. S. and Broms, B. B. (1994), "Failure Modes and Model Tests of a Geotextile Reinforced Wall", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.13, pp.475-493.