

뒤채움재로 점성토를 사용한 보강토벽의 내적 거동 분석

An Analysis of the Internal Deformation Behaviors of Geosynthetic Reinforced Soil Walls used Clayey Soil as Backfills

김흥기* · 김유성**

Kim, Heung-Ki · Kim, You-Seong

Abstract

In this study, the fifteen month behavior of two geosynthetic reinforced walls which was constructed on the shallow weak ground was measured and analyzed. The walls were backfilled with clayey soil obtained from the construction site nearby, and the safety factors obtained from general limit equilibrium analysis were less than 1.3 in both wall. The measured and analyzed data were horizontal earth pressures, strain of reinforcements, and excess pore water pressures. The used reinforcements were nonwoven geotextile, woven geotextile and geogrid. Although the length of reinforcement was only 30% of wall height and the safety factors of the walls were less than 1.3, the walls were constructed without any problems on the such weak ground. The analysis results showed that the maximum strain of reinforcements were negligible and the strain was between 2.3 and 6.0% according to tensile characteristic of the reinforcements. The excess pore water pressure was not changed due to the rainfall and the horizontal earth pressures in upper and lower part of the walls were larger than the active and the rest pressure.

Keywords : Geosynthetic reinforced soil wall, Reinforced soil, Geosynthetic, Geogrid, Woven geotextile, Nonwoven geotextile

요 지

보강토벽의 안정성을 증명하고, 경제성의 극대화를 도모하기 위해, 본 연구에서는 뒤채움재로 현지 점성토를 사용하고 보강재로 부직포와 직포 그리고 부직포와 지오그리드를 혼합 배치하여 일반적인 한계평형해석으로는 안전율이 1.3미만인 2개의 실물 보강토벽을 얇은 연약지반 상에 구축하여 보강재, 수평토압, 그리고 간극수압 등의 거동을 약 15개월 동안 계측 및 분석하였다. 보강재의 길이를 보강토벽 높이의 30%로 설계하였고, 그에 따라 일반적인 한계평형해석에 의한 보강토벽의 안전율이 1.3미만임에도 불구하고 2개의 실물보강토벽이 얇은 연약지반 상에 안전하게 구축되었고, 분석결과 보강재의 최대변형은 보강재의 특성에 따라 2.3~6.0%로 안전하고, 간극수압은 강우의 영향을 거의 받지 않는 것으로 나타났으나 수평토압은 안전율과 부등침하 등의 영향으로 보강토벽의 상·하부에서 주동토압과 정지토압보다 큰 것으로 나타났다.

주요어 : 토목섬유 보강토 벽, 보강토, 토목섬유, 그리드, 직포, 부직포

* 정회원 · 호원대학교 공과대학 건축토목공학부 겸임교수

** 정회원 · 전북대학교 공과대학 토목환경공학부 부교수

1. 서론

1990년도에 토목섬유를 활용한 보강토벽이 국내에 소개된 이래, 기존의 콘크리트옹벽 등에 비해 시공의 간편성과 경제적인 우수성에 기인하여 급속하게 보급되고 있는 보강토벽은 현지발생토의 활용 여부에 따라 보강토벽의 경제성이 결정되므로, 보강토벽이 갖고 있는 가장 큰 장점중의 하나인 경제성을 극대화하기 위해서는 현지발생토의 활용이 필수적이나, 보강토벽 뒤채움재로 사질토를 사용하도록 규정하고 있어, 국내 건설현장에서 발생된 현지토의 대부분이 화강풍화토 또는 포화도가 높고 점성을 많이 함유한 사질토라는 점을 감안할 때 현지발생토의 활용이 용이하지가 못한 경우가 많다. 점성토의 강도 개선을 위해서는 배수가 수반되어야만 하므로, 배수성을 갖고 있는 부직포는 보강토벽 뒤채움재로 점성토를 사용할 경우 강도 개선을 위해 적합한 보강재이나, 부직포는 지오그리드나 직포에 비해 변형이 크고, 보강토구조물 내에서 부직포의 변형거동을 예측하기가 어려운 단점을 갖고 있다. 보강토벽 뒤채움재와 보강재로 점성토와 부직포를 사용하여 보강토벽의 내적 거동(토압, 간극수압, 보강재의 변형)을 장기간에 걸쳐 분석한 사례는 그리 많지 않고, 특히 보강토벽 내 부직포의 거동을 장기간에 걸쳐 분석한 사례는 거의 없다. 이와 같은 배경 하에 본 연구에서는 스트레인 게이지를 이용하여 부직포의 거동을 예측하는 방법을 제안하고, 뒤채움재로 현지발생 불량 점성토를 사용하고, 보강재로 부직포와 직포, 부직포와 지오그리드 등을 혼합 배치하여 구축한 보강토벽 내 보강재의 변형을 유도하고, 보강토벽이 안전하게 시공될 수 있는지를 확인하기 위해 보강토의 특징을 고려하기 어려운 일반적인 한계평형해석(Slope/W)으로 안전율이 1.1정도인 2개의 실물보강토벽을 얇은 연약지반 상에 구축하여 이들의 내적 거동을 약 15개월 동안 예측 및 분석하였다.

2. 보강토벽의 구축방법

본 연구에서는 보강토벽 뒤채움재로 인근 현지에서 발생된 저소성 점성토(CL)를 사용하였고, 보강재로는 부직포, 직포, 그리고 지오그리드 등을 사용하였다. 뒤채움재의 입도분포 곡선과 특성은 그림 1과 표 1에 나타내었고, 사용된 보강재의 특성은 표 2에 나타내었다. 뒤채움재의 전단강도 정수는 대형직접전단시험기 전단박스(30cm×30cm×15cm(가로×세로×높이)) 내에 현장 상대밀도와 함수비로 시료를 제작하

여 0.5mm/sec의 재하속도로 전단시켜 구하였고, 보강재의 인장강도는 광폭시험(ASTM D4595)에 의해 얻은 값이다.

표 1. 뒤채움재의 물리적 특성

Properties	Value
Unit weight(kN/m^3)	18.6
Cohesion(kPa)	53.7
Angle of friction($^\circ$)	29.1
Specific gravity	2.67
Liquid limit(%)	30.6
Plastic limit(%)	22.3
Water content(%)	17
Coefficient of permeability(cm/sec)	3.157×10^{-6}
USCS	CL

표 2. 보강재 특성

Products	Materials	Description	Thickness (mm)	Tensile strength(kN/m)	
				Manufacturer (KS K 0520)	Researchers (ASTM D 4595)
KOLON P5100	Polyester	Nonwoven needle-punched	5	100	89.7
KOLON KM5001	Polyester	Woven multi-filament	0.25	50	51.1
AKILEN GRID 5/3	Polyester	Geogrid coated with PVC resin	0.5	50	44.3

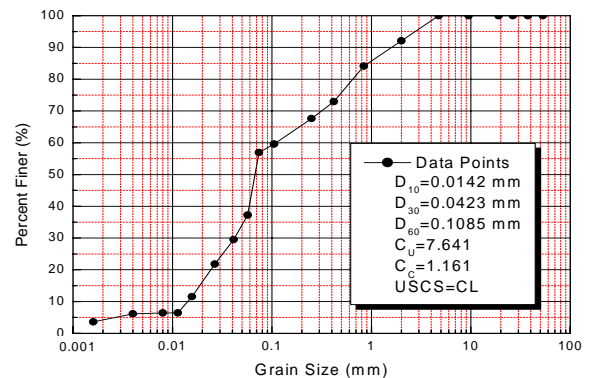


그림 1. 입도분포곡선

보강토벽은 그림 2에 나타난 바와 같이 지표면으로부터 심도 5m까지의 평균 N치가 약 4정도인 얇은 연약지반 상에 그림 3과 같이 보강재를 배치하여 그림 4와 같이 구축하였다.(원명수, 1998)

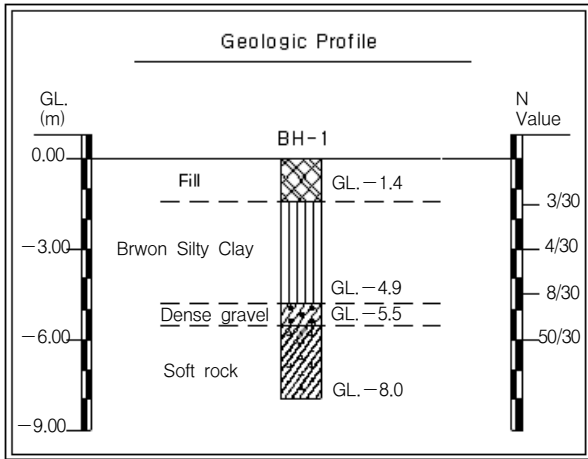


그림 2. 현장 지질단면도

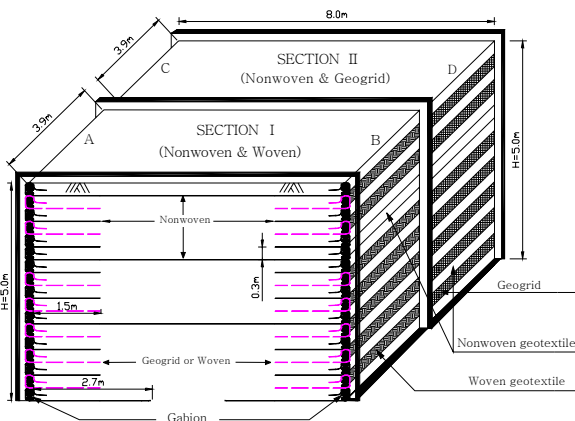


그림 3. 보강토벽 전체도



그림 4. 보강토벽 구축 직후의 사진

보강토벽은 보강재의 조합 형태에 따라 그림 3과 같이 SECTION I(부직포와 직포)과 SECTION II(부직포와 지오그리드)로 나누고, 다시 세분하여 A, B, C, D단면으로 구분하였다. B, D단면은 보강토벽이 구축되고 18개월이 지난 후에 벽면을 콘크리트로 타설하여 강 벽면을 갖는 일체형 보강토벽으로 구축하였다. 보강토벽 내에 보강재로 부직포와 직포 그리고 부직포와 지오그리드로 조합하여 보강재를 배치한 것은 상대적으로 인장강성이 큰 지오그리드 및 직포 보강재와 배수성이 있는 부직포 보강재를 병용하면 각각의 장점이 서로 조화되어 보강효과의 극대화를 기대할 수 있을 것으로 판단하였기 때문이다. 보강재로 토목섬유를 사용한 보강토벽이 얇은 연약지반 상에 안전하게 구축될 수 있는지의 여부와 기초침하 등으로 발생하는 보강토벽의 거동을 분석하기 위하여, 벽면 바닥으로부터 1, 7, 12, 그리고 17번째 보강재 층을 제외하고는 보강재의 길이를 벽 높이의 30%(1.5m)인 최소 보강재의 길이로 배치하였다(표 3과 그림 3 참조).

표 3. SECTION I·II 단면에 사용된 보강재 길이

Layer No:	Geosynthetics	Overlap length(m)	Vertical spacing(m)	Inside length(m)
17	Nonwoven	0.5	0.2	8.0
16	Woven or Geogrid	0.5	0.3	1.5
15	Nonwoven	0.5	0.3	1.5
14	Woven or Geogrid	0.5	0.3	1.5
13	Nonwoven	0.5	0.3	1.5
12	Nonwoven	0.5	0.3	0.8
11	Nonwoven	0.5	0.3	1.5
10	Woven or Geogrid	0.5	0.3	1.5
9	Nonwoven	0.5	0.3	1.5
8	Woven or Geogrid	0.5	0.3	1.5
7	Nonwoven	0.5	0.3	8.0
6	Woven or Geogrid	0.5	0.3	1.5
5	Nonwoven	0.5	0.3	1.5
4	Woven or Geogrid	0.5	0.3	1.5
3	Nonwoven	0.5	0.3	1.5
2	Woven or Geogrid	0.5	0.3	1.5
1	Nonwoven	0.5	0.3	2.7

보강토벽의 성토는 단계적 시공법을 적용하였다. 즉, 자갈로 채워진 게비온(gabion)을 전면에 쌓고, 소형 진동 다짐기를 사용하여 각 토층을 15cm간격으로 2회 다짐하는 방법으로 총 높이 5m(완성고)인 보강토벽을 구축하였으며, 성토완료 후 벽면으로부터의 과도한 수평변형이 발생하는 것

을 방지하기 위해, 성토 중 벽면의 수평변형을 허용하여 흙과 보강재의 일체화를 도모하였다. 참고로 본 보강토벽을 구축하는데 소요된 공기는 57일이다. 보강토벽에 설치한 계측 기기는 그림 5에 나타낸 바와 같이 SECTION I·II 단면에 설치하여 데이터로거를 통해 보강토벽의 거동을 자동 계측하였고, 계측에 사용된 계측기기는 표 4에 정리하였다.

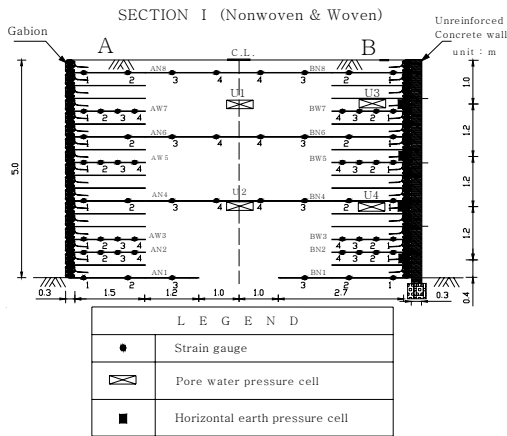


그림 5. SECTION I (부직포 & 직포) 단면에 설치된 계측 기기

표 4. 보강토내 매설 계측기

Measurement instruments	Quantities	SECTION			
		SECTION I		SECTION II	
		A	B	C	D
Strain gages	124	31	31	31	31
Horizontal earth pressure cells	4	-	4	-	-
Pore water pressure cells	4	-	4	-	-

3. 보강재에 스트레인 게이지 부착 및 해석방법

지오그리드와 직포의 경우는 부직포에 비해 상대적으로 강성이 크고, 토목섬유를 구성하고 있는 재료의 형태가 양호하므로 스트레인 게이지를 보강재에 직접 부착하여 보강재의 변형을 계측하는데 큰 어려움은 없는 것으로 보고되고 있으나(Boyle, 1995 ; Koerner, 1996 ; Lechinsky and Fowler, 1990) 부직포의 경우는 보강재 자체 특성으로 인해 부직포에 직접적인 스트레인 게이지의 부착은 불가능하다. 따라서 본 연구에서는 지오그리드와 직포는 보강재에 스트레인 게이지를 직접 부착하고, 부직포의 경우는 그림 6과 같이 클로로프렌(CR) 접착제를 매개체로 하여 부직포에 스

트레인 게이지를 간접적으로 부착하여 보강재의 변형을 계측하는 방법을 제안하였다. 본 연구에 사용된 스트레인 게이지의 특성은 표 5에 나타내었다.

표 5. 스트레인 게이지 특성

Manufacturer	CAS Corporation
Type	AE-11-S80N-120-EL
Gage factor	2.1±1.0%
Transverse sensitivity	1.20%
Resistance	120 Ω ±0.2%

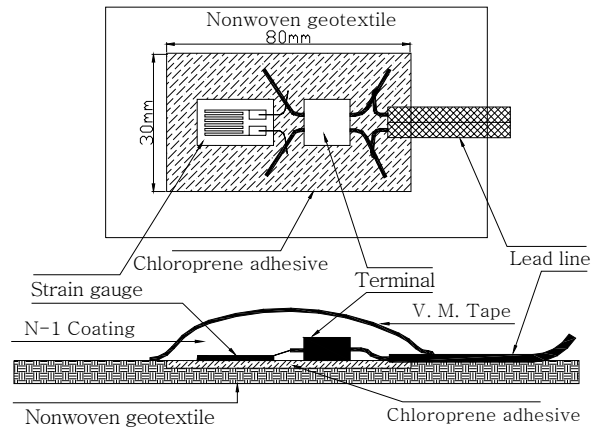


그림 6. 부직포에 매개체를 이용한 스트레인 게이지 부착방법(Won, 1998)

부직포에 매개체로 클로로프렌 접착제를 이용한 스트레인 게이지의 부착방법은 다음과 같다.

- 1) 스트레인 게이지가 부착될 부분의 이물질들을 제거한다.
- 2) 스트레인 게이지와 터미널이 부착될 수 있는 적당한 크기를 부직포 위에 직사각형으로 그린다. 이 때 보강재의 인장방향으로 직사각형의 장변이 위치하도록 한다.
- 3) 적당한 양의 클로로프렌 접착제를 그려진 직사각형 위에 고르게 도포한다.
- 4) 접착제 도포후 3~5분이 경과한 후에 평평하고 매끄러운 고무판 등을 이용하여 접착제가 도포된 부분을 압축하여 접착제가 부직포에 기복 없이 평평하게 부착되도록 한다.
- 5) 부직포에 접착제를 도포한 다음 12~24시간이 경과한 후에 스트레인 게이지와 터미널을 도포된 접착제 위에 부착한다.

6) 리드선을 연결하고, 방수보호막(N-1) 코-팅제와 방수(V.M) 테이프 등으로 스트레인 게이지를 보호하고, 방수 처리한다.

상기와 같이 클로로프렌 접착제를 매개체로 사용해 부직포에 스트레인 게이지를 부착할 경우 접착제가 연성이고 신축성이 좋으므로 인장응력에 저항하는 저항력이 작고, 또한 부직포 밑에서 올라오는 물에 의한 영향을 방지할 수 있어, 대기중에서는 물론 구속조건하에서도 효과적으로 보강재의 변형률을 측정할 수 있다. 그림 7은 Yuan et al,(1998)의 광폭인장시험장치를 개선하여 제작한 인장시험장치를 이용하여 구속압 70kPa 조건에서 실시한 광폭인장 시험시 반복되는 인장하중의 재하-제하 조건에서 LVDT를 이용하여 측정한 전체변형률과 스트레인 게이지에 의해 측정한 국부변형률을 나타내고 있다. 스트레인 게이지에 의한 값은 LVDT 값 보다 작게 측정되었으나, 스트레인 게이지와 LVDT에 의해 측정된 값들 사이에 일정한 상관관계를 설정할 수 있음을 알 수 있다. Yuan et al,(1998)에 의하면 스트레인 게이지를 이용한 토목섬유의 변형 측정은 토목섬유의 굵직, 인장방향에 fiber 또는 filament의 조건, 포아슨 비, 그리고 토목섬유의 구속조건 등의 영향을 받는 것으로 보고하고 있고, 김유성 등(2001)은 토목섬유의 크기, 인장속도, 그리고 구속조건에 따라 스트레인 게이지를 이용한 토목섬유의 측정값은 변하는 것으로 보고하고 있다. 스트레인 게이지를 이용하여 측정된 보강재의 변형은 상기에서 설명한 바와 같이 많은 불확실성을 내포하고 있으므로 현재로서는 최대한 많은 조건을 고려하여 사용하는 것이 바람직하다고 판단되므로, 본 연구에서는 김유성 등(2001)이 제안한 시료의 크기, 변형률 속도, 그리고 구속압 등을 고려하여 스트레인 게이지에 의해 측정된 국부변형률을 전체변형률로 환산 하는 방법을 채택하였다. 본 연구에 사용된 보강재에 대해 김유성 등이 제안한 스트레인 게이지에 의한 국부변형률을 전체변형률로 환산하는 수식은 아래와 같다(김유성 등(2001) 및 원명수(2001)).

부직포:

$$X = 12.627508x - 2.980603x^2 + 0.41554x^3 - 0.028375x^4 + 0.000742x^5$$

직 포:

$$X = 2.949444x - 0.669196x^2 + 0.097544x^3 - 0.006625x^4 + 0.00017x^5$$

시오그리드:

$$X = 2.374095x - 0.193152x^2 + 0.010721x^3 - 0.000229x^4 + 0.000004x^5$$

여기서, X = 전체변형률(LVDT에 의해 측정된 보강재의 변형률)

x = 국부변형률(스트레인 게이지에 의해 측정된 보강재의 변형률)

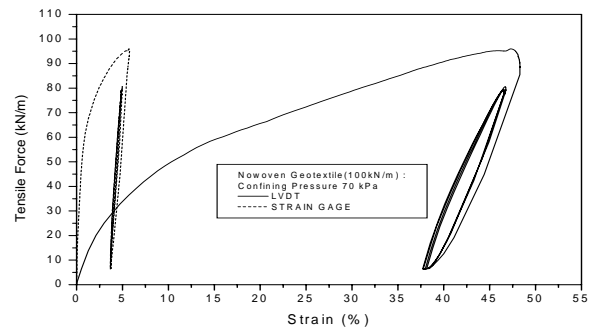


그림 7. LVDT값과 스트레인 게이지 값 비교

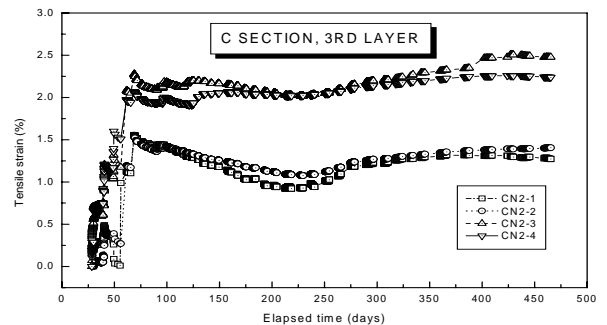


그림 8. C단면 3번째 보강재 층에서 측정된 부직포의 변형

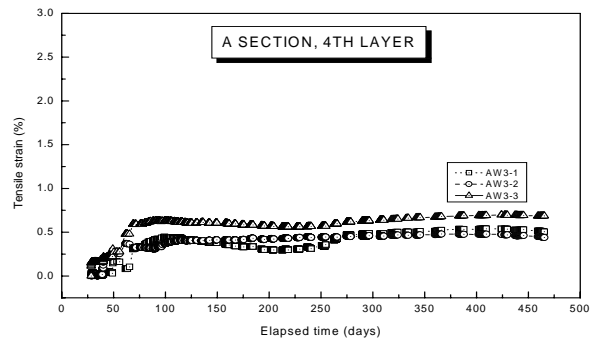


그림 9. A단면 4번째 보강재 층에서 측정된 직포의 변형

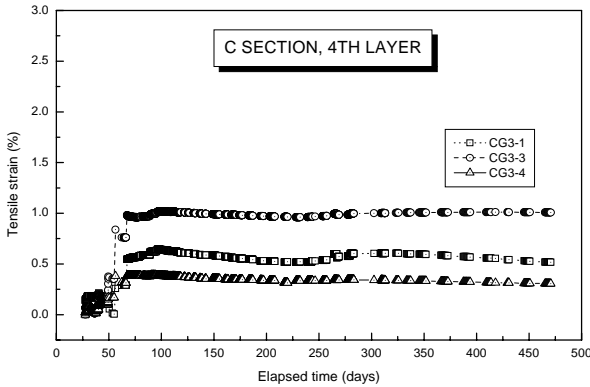


그림 10. C단면 4번째 보강재 층에서 계측된 지오그리드의 변형

그림 8~10은 본 시험보강토벽에 상기에서 기술한 방법으로 부직포, 직포, 지오그리드에 스트레인 게이지를 부착하여 각 보강재로부터 계측된 국부변형률을 전체변형률로 환산하여 나타낸 것이다. 그림 7~8을 통해 부직포에 매개체를 이용한 스트레인 게이지의 부착방법은 보강토구조물 내 보강재의 변형 계측에 유효한 방법임을 확인할 수 있다.

4. 보강토벽의 거동분석

4.1 보강재의 거동

약 15개월 동안 보강토벽에서 계측된 보강재의 변형거동을 보강토벽구축 후 10일, 100일, 365일, 그리고 계측동안 발생한 최대변형에 대해 분석하여 그림 11(SECTION I)과 그림 12(SECTION II)에 나타내었다. SECTION I·II에서 시간의 경과에 따른 부직포 보강재의 경우 직포, 지오그리드보다 큰 보강재의 변형이 발생하고 있고, 벽의 하부에서는 차이가 나타나고 있지 않으나 벽의 상부로 올라 갈수록 크게 증가하고 있음을 알 수 있다. 이는 7, 12, 그리고 17번째 보강재 층에서 보강재를 보강토벽의 길이를 횡단하는 8m로 배치하였기 때문에 다른 보강재 층에 비해 보강재가 받는 수직(상재)하중의 단면적이 큰 관계로 보강재에 작용하는 인장력이 크고, 부등침하 등의 영향을 크게 받기 때문인 것으로 판단된다(그림 3 참조). 전반적으로 보강재 매설 후 365일에 계측된 보강재의 변형은 15개월 동안 보강재에서 발생한 최대치와 일치하고 있다. 따라서 보강토벽에서 보강재의 변형은 시공 후 1년이 경과하면 거의 종료되는 것

으로 판단된다. 성토과정부터 보강토벽 구축 후 약 10일이 경과한 후에 각 보강재에서 발생한 최대변형은 부직포 2.938%, 직포 0.6495%, 지오그리드 1.0674%이고, 계측동안(약 15개월) 발생한 최대변형은 부직포 9.054%, 직포 2.915%, 지오그리드 2.326%로 나타났으나, 부직포의 경우는 변형의 최대치가 SECTION I의 17층에서 발생한 점으로 볼 때 이는 외적인 요인에 의한 예외적인 값으로 생각되므로, 이 예외적인 값을 생각하면 부직포에 있어서 최대 변형은 6.052%로 나타났다. 김유성 등(2001)이 실시한 광폭인장시험(ASTM D4595) 결과로부터 구한 각 보강재의 최대변형에 해당하는 각 보강재의 인장력은 부직포 10.78kN/m, 직포 7.46kN/m, 지오그리드 4.86kN/m로, 이는 파괴시인장강도(부직포 89.7kN/m, 직포 51.1kN/m, 지오그리드 44.3kN/m)의 12.02%, 14.60%, 10.97%에 해당하는 값이다. 일반적으로 토목섬유 보강재의 허용변형률은 보강재의 신장성과 강성에 따라 5~10%이고, 보강토구조물 설계시 보강재의 허용인장강도는 최대인장강도의 30~50%을 취하고 있으므로, 본 연구 결과에서 나타난 보강재의 변형과 인장력은 허용범위 안에 있음을 알 수 있다.

4.2 수평토압

그림 13은 B단면에 매설된 토압계의 경과시간에 따른 변화를 나타내고 있는데, 그림에서 P2의 경우는 데이터로서의 신뢰성에 문제가 있는 듯하여 분석에서 제외하였다. 성토 중에는 성토하중과 다짐 등으로 인하여 그 값이 크게 증가하나 단계성토가 완료된 직후에는 다짐에너지의 소산으로 인해 다소 감소하는 것으로 판단된다. 성토완료 후에는 수평토압이 점증적으로 일정기간(약100~250일)까지 증가하고 다시 감소하여 일정한 값으로 수렴하는 것으로 나타나고 있는데, 이는 다음과 같은 이유에 의해 기인된 것으로 판단된다.

첫째, 수평토압의 증가이유는 본 보강토벽에 사용된 뒤채움재가 압축성이 큰 점성토이고, 보강토벽 벽면은 각 층의 보강재로 자갈을 담은 게비언(gabion)을 감싸는 형식으로 구축하였기 때문에 경과시간에 따른 뒤채움재의 압축성과 수평변위에 기인한 것으로 판단된다.

둘째, 그 이후의 수평토압의 감소이유는 보강토벽 구축 후 시간경과에 따라, 보강토벽 선단 표층 중앙에서 커다란 부등침하가 발생한 것으로 보아 성토체의 변형이 보강토벽 내측으로 발생하였음을 유추할 수 있고, 이로 인해 수평토압의 감소가 발생한 것으로 판단된다.

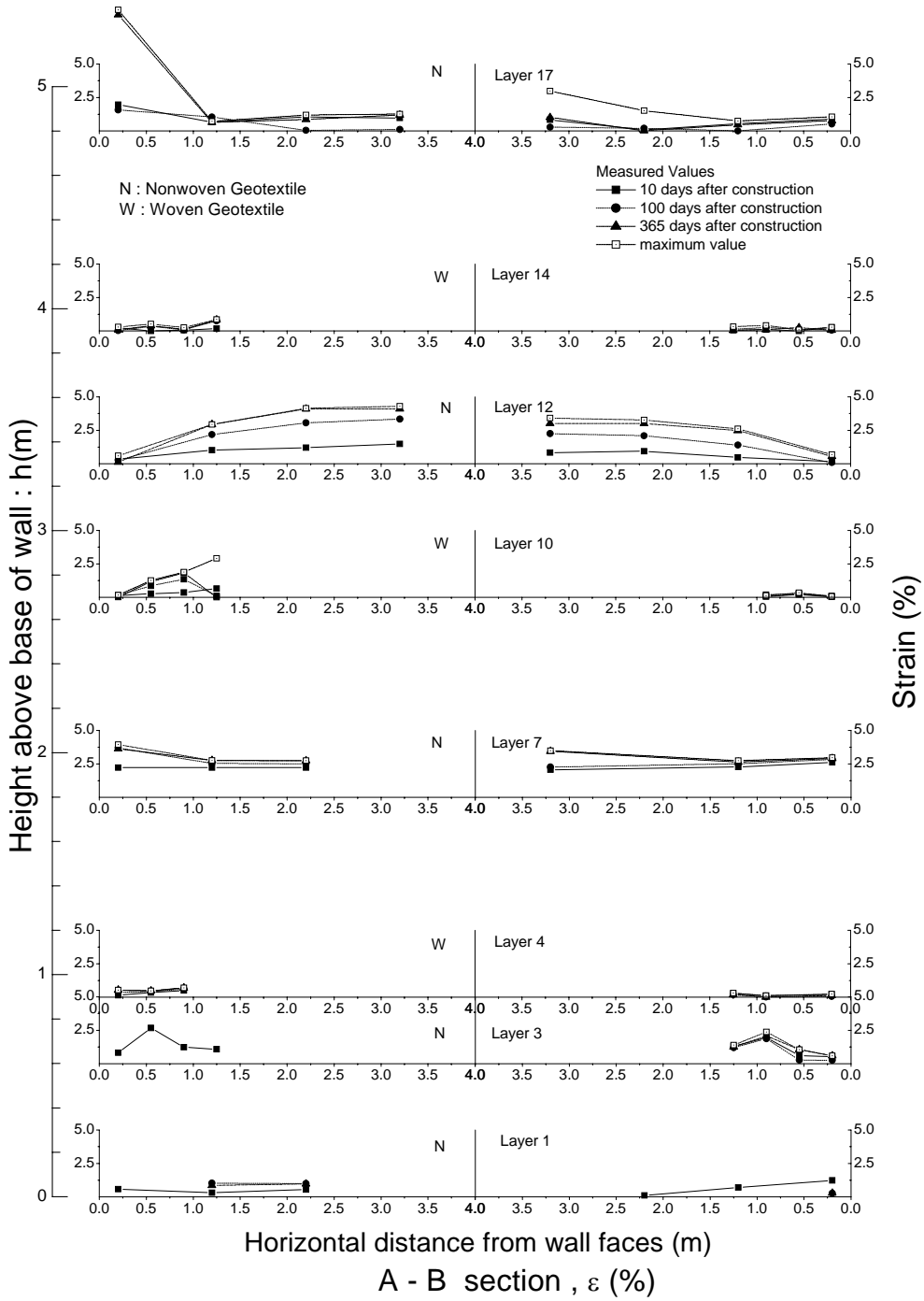


그림 11. SECTION I (A-B단면)에서 계측된 보강재의 변형거동

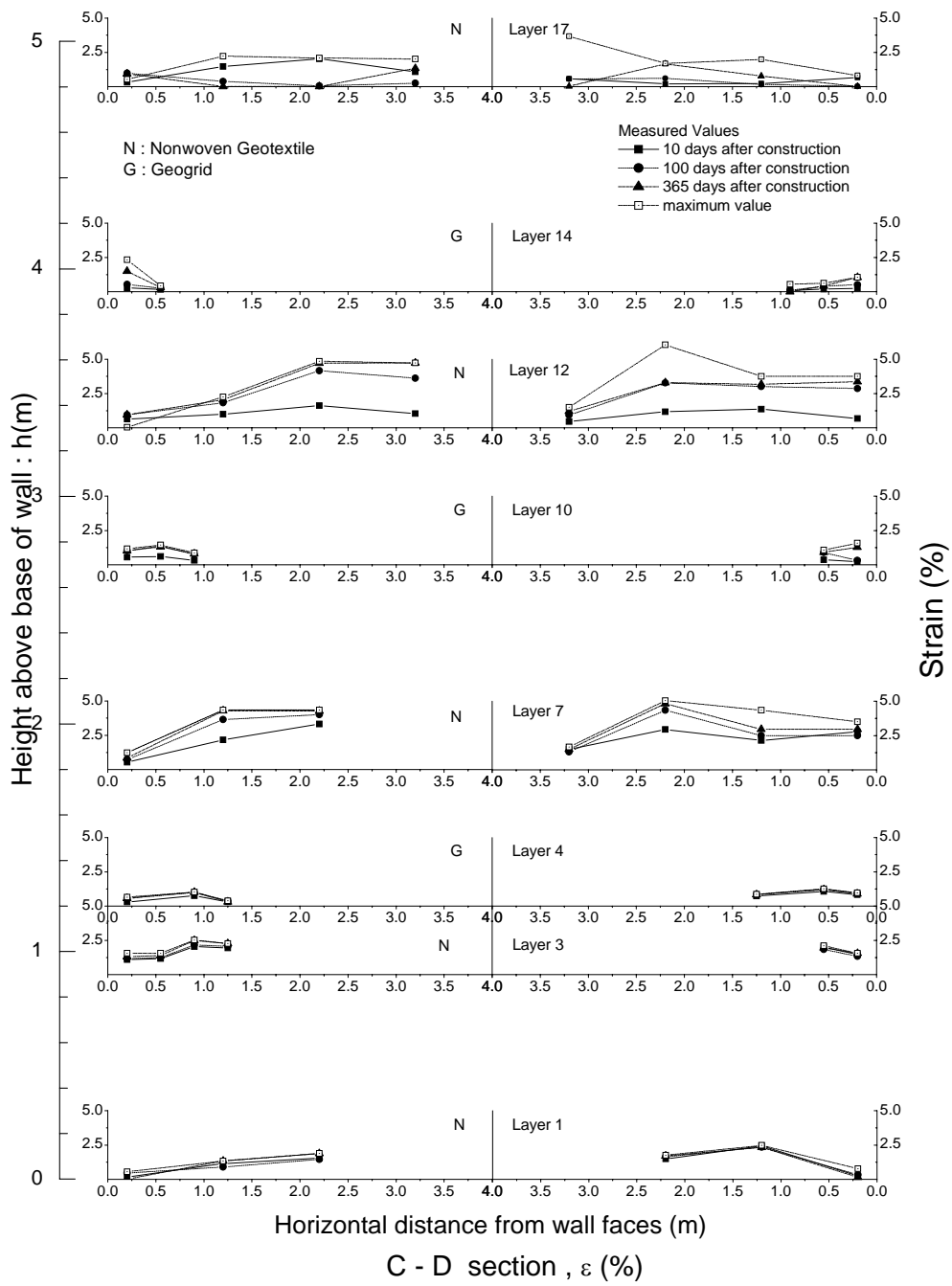


그림 12. SECTION II(C-D단면)에서 계측된 보강재의 변형거동

보강토벽 선단 표층에 배수구를 설치하지 않은 관계로 집중호우시 표층에서 보강토 내부로 침투가 발생한 것으로 생각된다. 보강토벽 표층면은 집중호우로 인해 발생한 부등침하만큼 되메움과 다짐을 실시하여 평평하게 복구하였고, 복구 후 표면에서 눈에 떨 만큼의 현저한 부등침하는 발생하지 않았다. 이러한 이유로 P1에서의 수평토압이 증가하여 P3보다 크게 나타나고 있으나, 보강토벽 벽체의 변형이 수렴되면서 P1 값이 크게 감소한 것으로 판단된다. 그리고, 450일경에 P1이 다시 P3보다 크게 나타난 이유는 강우에 의해서 보강토체의 변형이 보강토벽 상단에서 보다 크게 발생하였기 때문인 것으로 판단된다. 그림 14는 경과시간에 따른 강우량을 나타내고 있다.

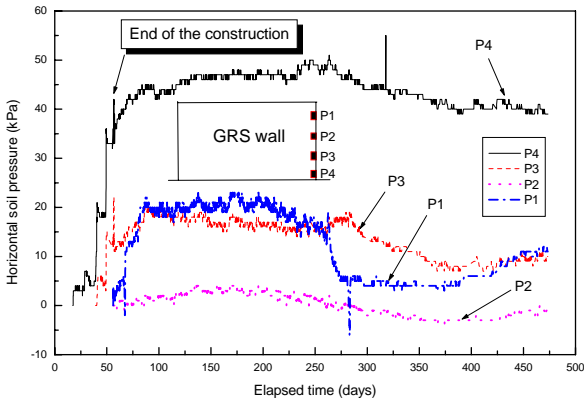


그림 13. 수평토압의 경시 변화

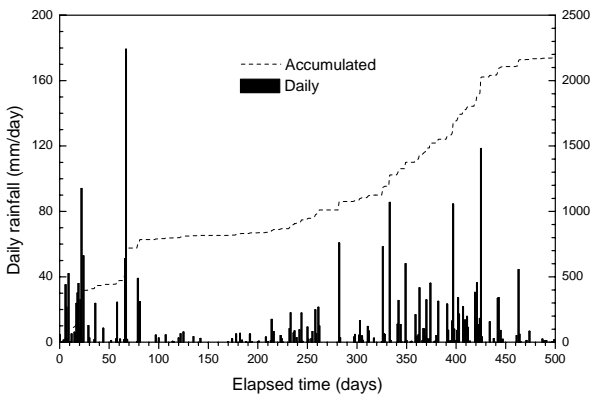


그림 14. 강우량의 경시 변화

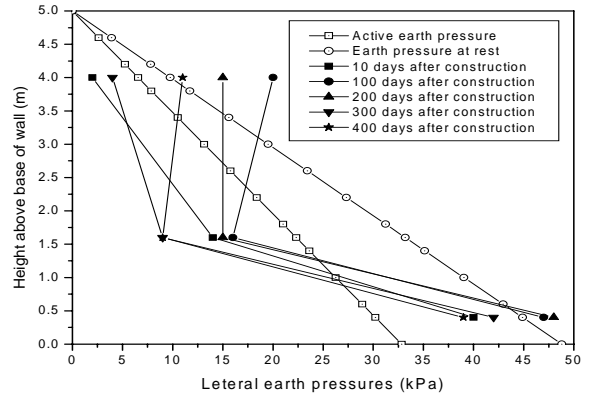


그림 15. 수평토압에 대한 이론 값과 측정 값 비교

그림15는 경과시간에 따라 측정된 수평토압을 이론값과 비교한 것이다. 보강토벽 구축 완료 후 시간경과에 따라 보강토벽 벽면 하단과 상단 부에서 측정된 수평토압이 주동토압 및 정지토압보다 크게 나타나고 있는데, 이는 보강토벽이 얇은 연약지반 상에 구축되었기 때문에 하부에서 주동토압이 발달하고 상부에서는 부등침하에 따른 수평변위 발생에 동반한 주동토압의 발달로 인한 것으로 판단된다. 또한 보강토벽 상단 표면에 배수구 시설이 없는 관계로 보강토벽 상단 부에서의 토압 변화가 보강토벽 구축 후 다소 크게 나타난 것으로 보강토벽 상단 표면에 배수구 설치의 필수적인 것으로 판단된다. 또한 보강토벽에서는 주동토압과 정지토압에 비해 토압이 일반적으로 감소한다는 견해가 지배적이거나 수평토압은 반드시 감소되지 않을 수 있음을 시사해주고 있다.

4.3 간극수압

본 연구에서는 보강토벽 뒤채움재로 점성토를 사용하였고, 보강재로 투수성이 큰 부직포를 사용하였으므로 강우 등에 의해 유발되는 보강토벽 내에서의 간극수압 거동과 부직포에 의한 배수효과 등을 파악하기 위해 보강토벽 B 단면 구축과정에서 4개의 간극수압계를 그림 5와 같이 매설하였다.

그림 16은 보강토벽 구축과정에서부터 약 15개월간 측정된 간극수압의 거동을 나타낸 것이다. 뒤채움재가 불포화토인 관계로 그림에서 부의 간극수압이 발생된 것으로 판단된다. 강우량과 간극수압의 경시변화를 나타내고 있는 그림 14와 16의 비교에서, 약 400일경부터 간극수압이 강우의 영향으로 다소 증가하는 것으로 나타나고 있기는 하지만, 벽체 내에서 간극수압은 강우량의 영향을 거의 받지 않을 수 있다.

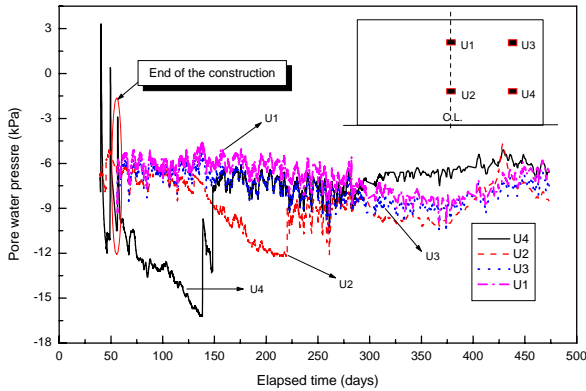


그림 16. 간극수압의 경시 변화

뒤채움재가 점성토인 관계로 보강토벽 선단 표면에 인장균열이 발생하여 강우시 간극수압이 크게 증가할 것으로 기대하였으나, 예상과는 다른 결과를 보여주고 있다. 보강토벽 선단 표면에 성토완료 후 미세한 인장균열이 발생하기는 하였지만, 강우 직후 표면에 작은 웅덩이가 발생하였다. 이러한 현상은 보강토벽 선단으로부터 20cm 아래에 위치한 보강재 전 층에 부직포를 매설한 관계로 인장균열이 보강재 층 아래로는 발생하지 않았고, 강우시 함수비 증가와 다짐효과로 인해 인장균열 층이 사라지므로 투수계수가 작은 점성토 층에서 강우시 대부분의 강우량은 지표면을 따라 흘러내리고 극히 일부만이 지표면 아래로 유입되거나, 지표면에 남게 된 결과에 의한 것으로 판단된다. 성토 후 시간이 흘러 풀이 보강토벽 선단 표면에 자라면서부터 인장균열은 보강토벽 표층에서 사라졌다. 그림 16에서 위치별 간극수압 분포는 예외적인 값도 있지만 전반적으로 일정한 값을 보여주고 있으므로 보강토벽 내에서 간극수압은 무시해도 좋을 것으로 판단된다.

5. 결 론

보강토벽의 거동 분석을 위해 구축된 2개의 실물보강토벽의 내적거동 계측결과로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 보강토구조물 내에 부직포의 거동을 계측하기 위한 방법으로, 부직포에 매개체로 접착제를 이용한 스트레인 게이지 부착방법은 실용적인 것으로 나타났다.
- (2) 얇은 연약지반 상에 뒤채움재로 점성토를 사용한 보강토벽에 대한 안전율이 한계평형해석으로 1.3미만인 것으로 나타났음에도 불구하고, 보강토벽이 안전하게 시공되었고, 15개월 동안에 계측된 부직포, 직포, 그리고 지오그리드의 최대변형이 6, 2.9, 2.3%인 것으로 나타나 보강토벽 내에서 보강재는 안전하게 거동하는 것으로 나타났으므로, 보강토벽 뒤채움재에 대한 제한은 구조물의 중요도에 따라 재고되어야 한다.
- (3) 보강토벽 내에서 보강재의 변형은 시공 후 1년이 경과하면 거의 종료되는 것으로 나타났다.
- (4) 보강토벽 내에서 수평토압은 보강토벽의 변형에 동반하여 보강토벽의 상·하단부에서 주동토압 및 정지토압보다 크게 나타나 수평토압은 반드시 감소되지 않을 수 있음을 시사해주고 있고, 간극수압은 강우 등의 외적인 영향을 거의 받지 않는 것으로 나타났다.

(접수일자 : 2005년 2월 22일)

참 고 문 헌

1. 김유성 등(1999), 경제성을 고려한 연직사면 성토공법의 최적화에 관한 연구, '96사업 제3차년도 최종보고서, 건설교통부.
2. 김유성, 원명수(1999), 해석적 방법에 의한 보강토벽의 거동분석, 전북대학교 공업기술연구소, 공학연구 제30호, pp. 103~110.
3. 김유성, 원명수(2000), 변형률 속도, 크기, 구속압을 고려한 토목섬유의 인장거동, 토목섬유 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp. 95~104.
4. 김유성, 원명수(2001), 구속압 하에서의 토목섬유 인장특성에 관한 연구, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제21권 제2-C호, pp. 131~140.
5. 김유성, 원명수(2001), 토목섬유 보강재의 평가기법에 관한 실험적 고찰, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제21권 제3-C호, pp. 243~255.
6. 김유성, 원명수(2002), 계측과 유한요소해석에 의한 보강토벽의 거동 분석, 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제22권 제4-C호, pp. 411~422.
7. 원명수, 이재열, 김유성(1998), 토목섬유 보강토 옹벽의 거동분석, '98년도 토목섬유 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp. 49~56.

8. 원명수(2001), 점성토를 활용한 토목섬유 보강토벽의 변형거동에 관한 연구, 박사학위논문, 전북대학교 토목공학과, pp. 49~56
9. 조성민, 김홍중, 장용채, 남순성(1998), 보강용 토목섬유의 거동 파악을 위한 현장계측, '98년도 토목섬유 학술발표회 논문집, 한국지반공학회, pp. 75~83.
10. Boyle, S.R.(1995), Deformation Prediction of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls. Ph.D. dissertation, University of Washington, Seattle, Washington, USA.
11. Chew, S.H.(1994), Deformation Behavior of Reinforced Soil Walls. Ph.D. dissertation, University of California at Berkely.
12. Christopher, B.R., Gill, S.A., Giroud, J.P., Juran, I., Mitchell, J.K., Schlosser, F. and Dunicliff, J.(1990), Reinforced Soil Structures Volume I. Design and Construction Guidelines and Reinforced Soil Structures Volume II. Summary of Research and Systems Information, Federal Highway Administration, FHWA-RD-89-043, Washington, D.C., Vol. 1, 283p., Vol. 2, pp. 158
13. Fabian, K.(1990), Time Dependant Behavior of Geotextile Reinforced Clay Walls. Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, Vol.1, pp. 33~38.
14. Ho, S.K.(1993), A Numerical Investigation into the Behavior of Reinforced Soil Walls. Ph.D. dissertation, University of Western Ontario.
15. Koerner, R.M.(1996), The state-of-the-practice regarding in-situ monitoring of geosynthetics, Proc. 1st European Geosynthetics Conference, Netherlands, pp. 77~86.
16. Lechchinsky, D. and Fowler, J.(1990), Laboratory Measurement of Load-Elongation Relationship of High-Strength Geotextiles. Geotextiles and geomembranes, 9(2), pp. 145~164.
17. Yuan, Z., Swan, R.H., Bachus, R.C., and Elias, V. (1998), Soil confinement effect on stress-strain properties of geosynthetics. Sixth International Conference on Geosynthetics, Vol.2, pp. 523~528.