

토목섬유 보강점성토의 응력 ~ 변형특성에 미치는 초기응력비의 영향

The Influence of Initial Stress Ratio on the Stress ~ Strain Characteristics of Geosynthetics Reinforced Clayey Soil

이 재 열*¹ Lee, Jae-Yeol
이 광 준*² Lee, Kwang-Joon
김 유 성*³ Kim, You-Seong

Abstract

The stress ~ strain characteristics of geosynthetics reinforced clayey soil were investigated by triaxial compression tests. All the tests were performed either on unreinforced or reinforced soils under fully drained condition after having been consolidated isotropically or anisotropically to the required level of effective stresses by the small increment of 0.05kgf/cm². The anisotropically consolidated drained tests were performed to simulate the in-situ condition of reinforced soil structures such as reinforced soil wall, abutment and embankment which are generally in the anisotropic state. From a series of tests it was found that the behavior of the anisotropically consolidated reinforced clayey soils was very different from stress ~ strain characteristics of consolidated reinforced clayey soils. It was found especially that the initial Young's moduli of anisotropically consolidated reinforced clayey soils were higher than those of isotropically consolidated reinforced clayey soils. It was found also that the reinforcement effect in anisotropically consolidated reinforced soils developed at a much lower level of axial strain(0.01%) compared with isotropically consolidated ones(about 1.0 ~ 5.0%).

요 지

토목섬유 보강점성토의 응력 ~ 변형특성을 삼축압축시험을 통하여 조사하였다. 모든 시험은 0.05kgf/cm²의 낮은 응력 증분으로 필요한 유효응력 수준까지 등방압밀 혹은 이방압밀한 후 배수조건으로 수행되었다. 보강토벽, 보강토교대, 보강성토와 같은 토류 구조물의 경우 일반적으로 이방응력 상태에 있으며, 이방압밀 배수전단시험의 경우 이러한 현장조건을 재현하기 위한 것이다. 일련의 시험결과로부터 이방압밀 보강점성토의 거동은 등방압밀 보강점성토의 응력 ~ 변형특성과 매우 상이한 것으로 나타났다. 특히, 이방압밀 보강점성토의 초기변형계수의 경우 등방압밀의 경우에 비하여 현저히 높은 것으로 나타났다. 또한, 등방압밀의 경우(약 1.0 ~ 5.0%)에 비하여 이방압밀의 경우 매우 낮은 축변형률(0.01%)에서 보강효과가 발생하였다.

Keywords : Anisotropic consolidation, Initial stress ratio, Initial Young's Modulus, Reinforcement effect

*1 정희원, 전북대학교 토목공학과 공학박사 (Member, Doctor of Ph., Dept. of Civil Engrg. Chonbuk National Univ., ljaeyeol@hotmail.com)

*2 정희원, 서남대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Engrg., Seonam Univ.)

*3 정희원, 전북대학교 사회기반시스템공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg. Chonbuk National Univ.)

1. 서론

1.1 보강토의 응력조건

실내 요소시험에 의한 보강토에 관한 연구의 경우 대부분 직접전단 혹은 삼축압축시험법이 주로 이용되어 왔다. 초기의 요소시험에 의한 연구들은 알루미늄 호일 또는 임의로 제작된 금속재 등을 보강재로 이용한 보강 시스템의 메커니즘 규명에 관한 내용이 주류를 이루었던 것으로 사료된다. 이에 반해 보강토에 관한 최근의 연구에서는 직포(woven), 부직포(nonwoven), 지오그리드(geogrid) 및 복합포(composite)와 같은 경제적이고 환경 친화적인 토목섬유(geosynthetics) 보강재를 이용한 연구가 활발히 수행되고 있다. 이러한 실내 요소시험에 의한 연구의 결과는 몇몇 연구자(Ling, 1992)들을 제외하면 대부분 등방압밀 조건하에서 수행되었다(Ingold et al., 1982, McGown et al., 1977). 그러나, 실제 보강토 구조물의 경우에는 그림 1의 실규모 보강토 옹벽의 실측결과와 같이 등방응력($\sigma_1' = \sigma_3'$) 상태가 아닌 이방응력($\sigma_1' > \sigma_3'$) 상태의 거동을 보인다(김유성 등, 2000). 또한, 실측결과에 의하면 보강토 옹벽의 경우 안정화까지는 그림 2에 나타난 바와 같이 보강토 구조물에 변형이 발생하는 것으로 알려져 있다(Tatsuoka et al., 1986). 그림 3은 삼축압축시험시 등방압밀과 이방압밀의 경우를 비교한 것이다. 그림에서 압밀 응력비

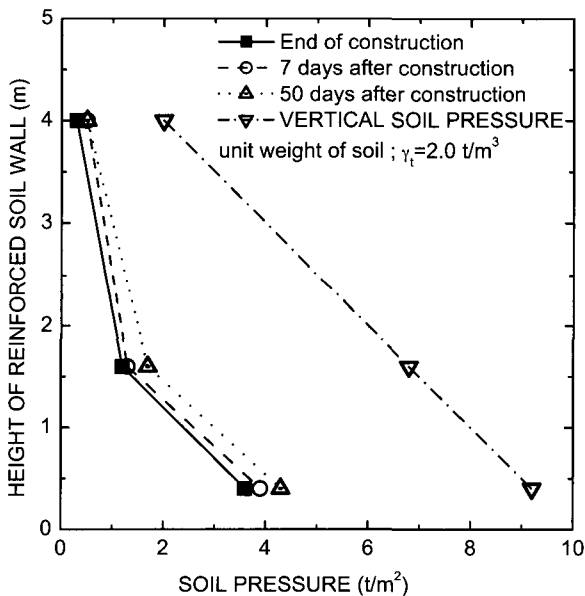


그림 1. 모형 보강토 옹벽의 토압(김유성 등, 2000)

($K = \sigma_3' / \sigma_1'$)가 정지토압계수(K_0)보다 작은 경우가 실제 보강토 옹벽에서 발생하는 응력상태 및 변형양상과 유사하다는 것을 알 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 실내 요소시험에 의한 보강토의 메커니즘을 면밀히 조사·분석하기 위하여 그림 3에서 설명한 바와 같이 이방응력 상태 하에서 보강 점성토의 응력~변형특성을

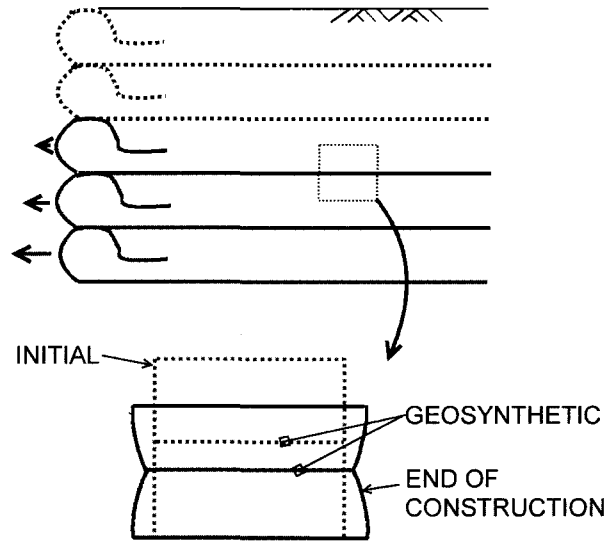


그림 2. 상재하중 증가에 의한 보강토체의 변형

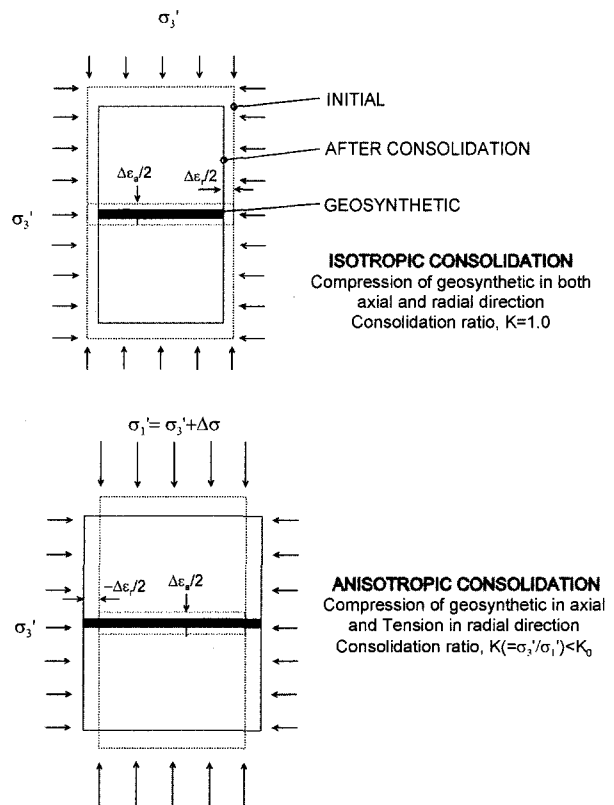


그림 3. 보강토체의 압밀 응력비에 따른 변형

조사하여 이들 결과들을 등방응력 상태에 의한 결과와 비교·검토하였다.

1.2 시험조건 및 내용

본 연구에서는 부직포로 보강된 점성토의 이방압밀 삼축압축시험에 의한 응력~변형특성에 대하여 면밀히 조사하였다. 일반적으로 보강토 구조물의 경우 대개 10m 이내의 성토고에 이용하는 경우가 많으므로, 유효 구속응력을 0.25, 0.5, 1.0 kgf/cm²로 하였다. 압밀시 압밀

응력비(K)의 경우에는 앞서 언급한 바와 같이 실제 보강토 구조물의 이방응력 상태를 재현할 수 있도록 0.5와 0.3을 선정하였고, 비교·검토를 위하여 등방압밀 시험도 수행하였다. 표 1과 표 2는 각각 본 연구에서 이용된 점성토 및 부직포에 대한 공학적 특성을 요약한 것이다. 또한 표 3은 모든 시험의 시험조건 및 내용을 요약한 것이다. 시험조건 중 1층 보강의 경우 보강재를 시료의 중간에 배치하였고, 3층 보강의 경우에는 시료의 중간과 상하 단부로부터 중간까지 거리의 1/3 위치에 각각 1층씩 보강재를 배치하였다.

표 1. 점성토의 공학적 특성

Specific Gravity G_s		Grain size D_{30} (mm)	Clay fraction (%)	Silt fraction (%)	Sand fraction (%)	USCS
2.608		0.03	16.1	65.4	18.5	CL
Liquid limit w_l (%)	Plastic limit w_p (%)	Plastic Index PI	Maximum dry density γ_{dmax} (g/cm ³)		Optimum moisture content, w_{opt} (%)	
45.88	22.97	22.91	1.604		22.44	

표 2. 부직포의 재료특성

Reinforce-ment	Thickness (mm)	Tensile strength T_{max} (tf/m)	Axial strain at peak $\epsilon_{a(peak)}$	Young's modulus (tf/m) ²	
				Initial, (Maximum) $J_i, (J_{max})$	Secant at 5% $J_{sec(0.05)}$
Nonwoven (Polyester)	2.52	3.060	0.470	14.1	8.3

표 3. 무보강 및 보강 점성토의 시험조건

Test	Confining Stress σ_3' (kgf/cm ²)	Initial Stress Ratio $K = \sigma_3' / \sigma_1'$	Dry Density γ_d (gf/cm ³)	Initial Void Ratio		Water content (%)	
				e_0	e_c	w_i	w_f
1 CID(0.25)U	0.25	1.0	1.434	0.8187	0.7856	33.03	29.22
2 CID(0.5)U	0.50	1.0	1.465	0.7798	0.5522	29.04	27.15
3 CID(1.0)U	1.00	1.0	1.507	0.7574	0.4774	27.40	24.97
4 CID(0.25)R	0.25	1.0	1.441	0.7799	0.7592	29.04	28.11
5 CID(0.5)R	0.50	1.0	1.487	0.7538	0.4642	28.09	27.15
6 CID(1.0)R	1.00	1.0	1.493	0.7468	0.5529	26.98	24.64
7 CK(0.5)D(0.25)U	0.25	0.5	1.484	0.7574	0.6777	28.87	28.40
8 CK(0.5)D(0.5)U	0.50	0.5	1.459	0.7875	0.7298	29.10	26.14
9 CK(0.5)D(1.0)U	1.00	0.5	1.502	0.7367	0.3473	28.30	24.69
10 CK(0.5)D(0.25)R	0.25	0.5	1.465	0.7802	0.6218	30.30	-
11 CK(0.5)D(0.5)R	0.50	0.5	1.454	0.7937	0.7217	30.11	27.14
12 CK(0.5)D(1.0)R	1.00	0.5	1.514	0.7226	0.5390	26.80	-
13 CK(0.5)D(0.25)3R	0.25	0.5	1.450	0.7986	0.7526	30.87	27.36
14 CK(0.5)D(0.5)3R	0.50	0.5	1.447	0.8018	0.7034	30.46	26.29
15 CK(0.3)D(0.25)U	0.25	0.3	1.491	0.7490	0.7063	29.38	27.59
16 CK(0.3)D(0.25)R	0.25	0.3	1.433	0.8200	0.7782	30.72	29.70
17 CK(0.3)D(0.25)3R	0.25	0.3	1.485	0.7562	0.7249	29.61	27.21
18 CK(0.3)D(0.5)R	0.50	0.3	1.450	0.7986	0.6989	29.58	27.27
19 CK(0.3)D(0.5)3R	0.50	0.3	1.505	0.7325	0.6277	26.88	25.51

U : Unreinforced
R : Reinforced
3R : Reinforced with 3 layers

e_0 : Before consolidation
 e_c : After consolidation

w_i : Before installation
 w_f : After shearing

정규압밀점토(normally consolidated clay)에 대한 개략적인 정지토압계수의 산정법으로 Brooker 등(1965)은 흙의 내부마찰각(ϕ)과 소성지수(PI)에 따라 다음 식 (1) 및 (2)와 같이 제안하였다.

$$K_0 \approx 0.95 - \sin \phi \quad (1)$$

$$K_0 = 0.4 + 0.007(PI) \quad (2)$$

본 연구에 이용된 점성토의 경우 등방압밀 배수전단시험결과 내부마찰각은 $\phi = 32^\circ$ 이고, 소성지수는 $PI = 23$ 이다. 위의 식 (1)과 (2)에 의하면 개략적인 정지토압계수는 평균적으로 0.5이므로 본 연구에서 적용된 압밀 응력비 $K = 0.5$ 의 경우는 정지토압계수와 유사한 값을 의미한다. 따라서, 압밀 응력비 $K = 0.3$ 의 경우가 보다 보강토 구조물의 실제 상태에 가까운 것을 의미하며, 이는 그림 1에 나타난 이론적으로 계산된 연직토압과 계측된 수평토압의 관계로부터 구한 응력비가 0.25~0.47의 범위에 있음으로부터도 유추할 수 있다.

2. 시험장치

2.1 내부 로드셀

실내 요소시험에 의한 흙의 응력~변형특성을 세밀

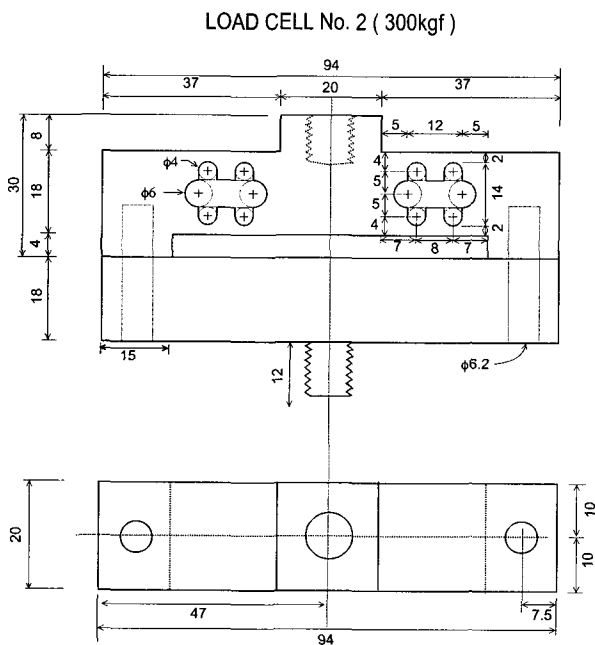


그림 4. 내부 로드셀(capacity=300kgf)

하게 조사하기 위해서는 정밀한 로드셀이 필요하다. 특히, 삼축압축시험에서 이용되는 로드셀의 경우 축실부에서 재하축의 마찰에 의한 하중의 과대평가를 피하기 위해서는 삼축실의 내부에 장착하여야 한다. 그러나 일반적으로 삼축실의 제한된 공간에 로드셀을 설치하기란 용이하지 못하다. 따라서, 축하중의 과대평가를 피하기 위하여 삼축실 내부의 한정된 공간에 적용가능한 내부 로드셀을 제작하여 이용하였다(이재열, 2002). 그림 4는 제작된 로드셀의 크기를 나타낸 것이며, 그림 5는 로드셀의 검정결과이다.

2.2 국소변형률 측정장치

본 연구에서는 시료의 양단부에서의 오차를 최소화하기 위하여 국소변형률 측정장치(LDT; Local Displacement Transducer)를 이용하였다(Goto et al., 1990). 국소변형률 측정장치의 원리 및 상세한 제작방법 등에 관해서는 Goto 등(1986)을 참고하기 바란다. 그림 6은 본 연구에서 제작된 LDT의 형상 및 크기를 나타낸 것이며, 그림 7은 LDT의 검정결과이다. LDT에 의한 축변형률은 시료의 양측면에 대칭이 되도록 LDT를 2개 설치하여 측정값을 평균하여 구하였다.

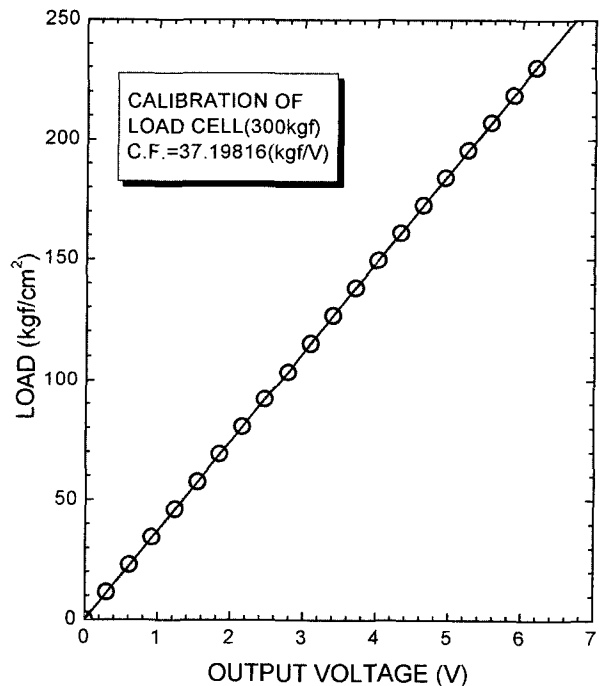
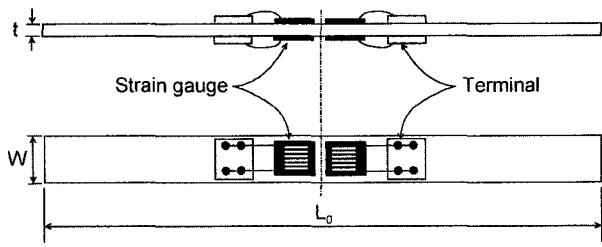


그림 5. 내부 로드셀의 검정결과



	LDT
L_0 (mm)	126
W (mm)	5
t (mm)	0.3

그림 6. 국소변형을 측정장치(LDT)

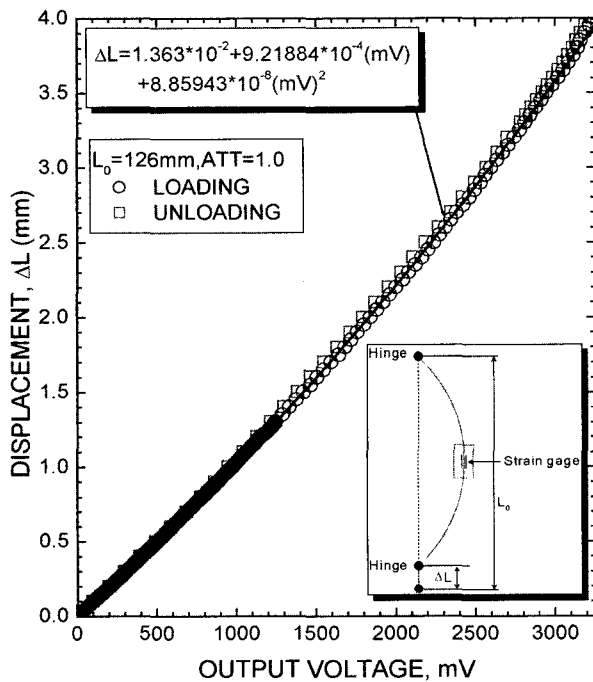


그림 7. LDT의 검정결과

3. 시험방법

3.1 시료의 포화

3.1.1 다짐된 점성토의 선행 포화법

본 연구에서 삼축압축시험에 이용된 점성토 시료의 크기는 직경 70mm, 높이 140mm 이었다. 시료는 Proctor의 표준 다짐에너지 공식으로부터 산정된 방법으로 투명 아크릴 몰드에 총 6층으로 다짐하여 제작하였다.

세립토의 경우 포화에는 장시간이 요구된다. 따라서 대부분의 세립토에 관한 연구에서는 슬러리 상태의 시료를 이용하는 경우가 많다. 그러나 보강토 구조물을 포

함한 성토다짐시 혹은 최적다짐법을 이용하는 것이 일반적이다. 점성토를 실내에서 최적다짐법으로 성형할 경우에 시료의 포화도는 현저히 낮으므로 삼축압축시험장치를 이용한 강제 포화에는 장시간이 요구된다. 따라서 삼축압축시험장치에 의한 포화전에 어느 정도의 점성토에 대한 포화가 요구되었다. 그림 8은 본 연구를 통하여 그 적용성이 입증된 다짐된 점성토의 선행 포화법의 개념을 나타낸 것이다.

3.1.2 삼축실에서의 포화법

선행 포화법에 의해 점성토의 포화도를 향상시켰다 하더라도 삼축실 내에 시료를 설치하는 과정에서 점성토 시료에는 공기가 유입될 수 있으므로 삼축실 내에서 압밀전에 포화도를 향상시킬 필요가 있다. 그림 9는 삼축실에서의 점성토 시료의 포화방법을 개념적으로 나타낸 것이다. 포화시 유효구속응력이 0.05kgf/cm^2 의 상태에서 2중 부압법에 의해 0.95 이상의 포화도가 확보되도록 하였다.

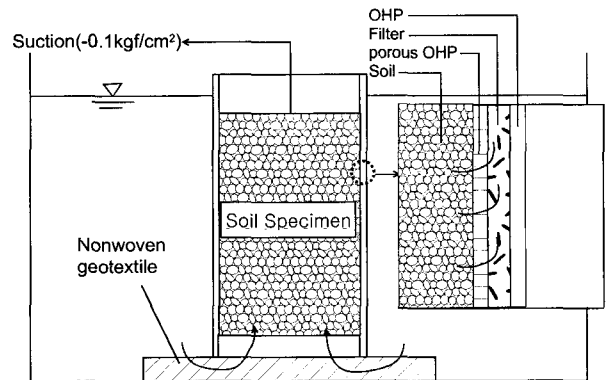


그림 8. 다짐 점성토의 선행 포화

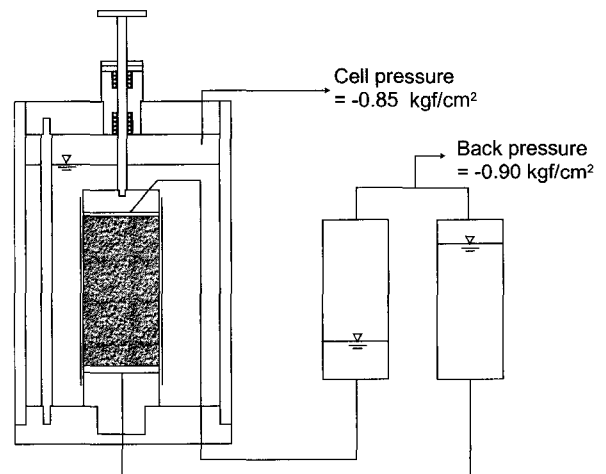


그림 9. 2중 부압법에 의한 포화

3.2 압밀 및 전단

등방압밀의 경우 0.05kgf/cm²의 압력증분으로 각 증분마다 약 30분 동안 압밀하며 소요의 유효구속응력까지 압력을 증가시킨 후 추가적으로 12시간동안 압밀하였다. 이방압밀의 경우에는 0.01%/min의 일정한 축변형률 속도로 축하중을 가하며 일정한 응력경로에 따라 삼축셀 내부의 압력을 증가시키며 유효구속압력을 증가시켰다. 이 경우 등방압밀과 동일하게 각 압력증분마다 약 30분 동안 압밀하고 소요의 구속응력에 도달한 후 추가로 12시간동안 압밀하였다.

압밀이 완료된 후 배수시험을 목적으로 0.01%/min의 낮은 축변형률 속도로 전단하였으며, 전단시 축변형률 15%에 도달하는데 등방압밀의 경우 약 26시간이 소요되었다. 이러한 낮은 축변형률 속도의 적용으로 만족스런 배수시험의 결과를 얻을 수 있었다.

4. 초기응력비에 따른 응력~변형특성

4.1 초기변형계수에 미치는 영향

그림 10과 11은 등방압밀 무보강 및 보강 점성토의 초기강성을 조사하기 위해서 국소변형률과 축하응력의 관계를 축변형률 레벨 4.0×10⁻⁴까지 나타낸 것이다.

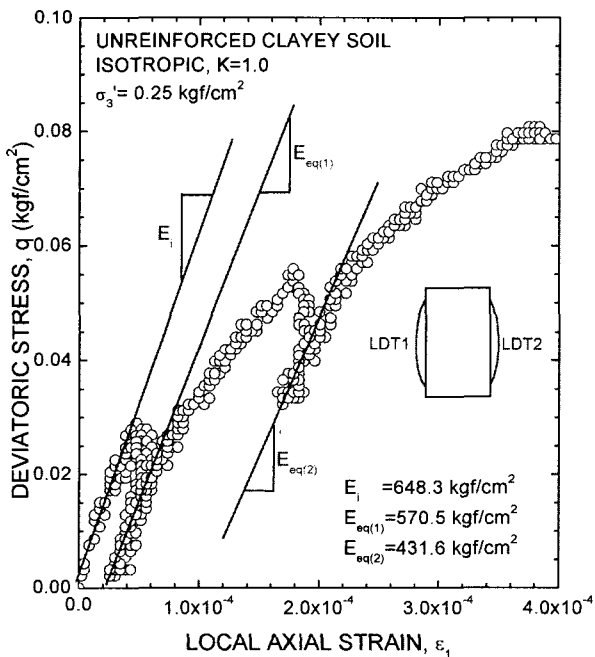


그림 10. 무보강 점성토의 $q \sim \epsilon_1$

등방압밀의 초기변형계수(E_i)는 무보강의 경우가 보강 점성토에 비하여 크게 나타나고 있으며, 이러한 원인은 부직포의 경우 압축성이 비교적 크기 때문에 전단초기 축하중 증가시 보강재의 축방향 압축변형이 발생했기 때문으로 판단된다. 그림 12와 13은 초기변형계수와 전단초기의 평균유효주응력(p_0')의 관계를 무보강 및 보강 점성토에 대하여 나타낸 것이다. 이때 평균유효주응력의 정의는 다음 식과 같다.

$$p_0' = \frac{1}{3}(\sigma_{1o}' + 2 \cdot \sigma_{3o}') \quad (1)$$

여기서, σ_{1o}' = 전단초기 최대주응력

σ_{3o}' = 전단초기 최소주응력

무보강 및 보강 모두 평균유효주응력이 증가할수록 초기강성이 증가하는 경향을 보이고 있어, 초기강성은 전단초기의 평균유효주응력에 크게 의존한다는 것을 알 수 있다. 특히, 무보강의 경우 초기응력비에 관계없이 초기변형계수와 평균유효주응력이 연속적인 선형관계가 성립함을 알 수 있다. 그러나, 보강의 경우에는 초기응력비 및 보강층수에 따라 초기변형계수와 평균유효주응력의 관계가 서로 다른 선형관계를 보이고 있다. 그림 14는 초기변형계수와 초기응력비의 관계를 나타낸 것으로 응력비의 감소로 초기강성이 증가한다는 것

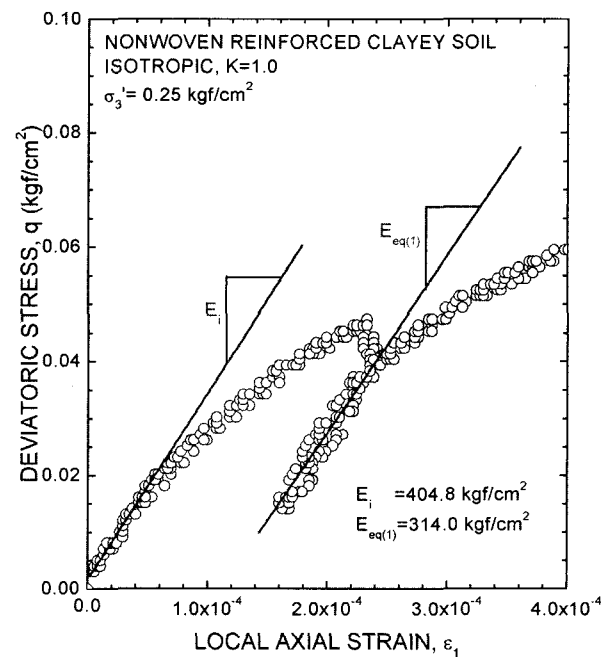


그림 11. 보강 점성토의 $q \sim \epsilon_1$

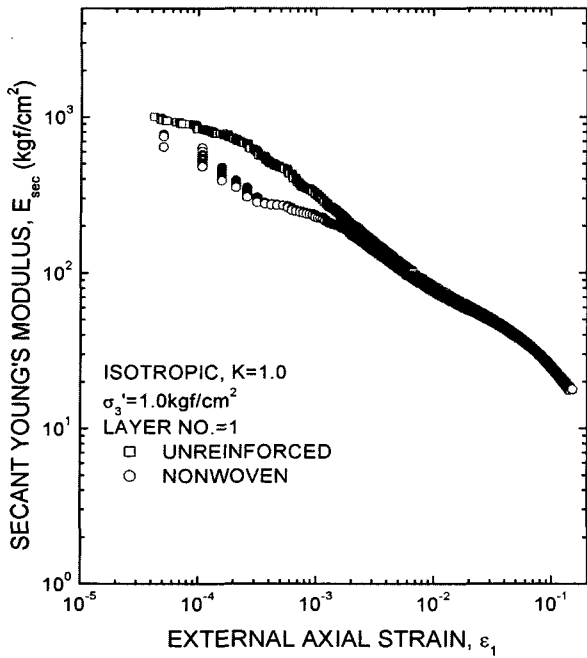


그림 15. 무보강/보강 $E_{sec} \sim \epsilon_1$ (등방압밀)

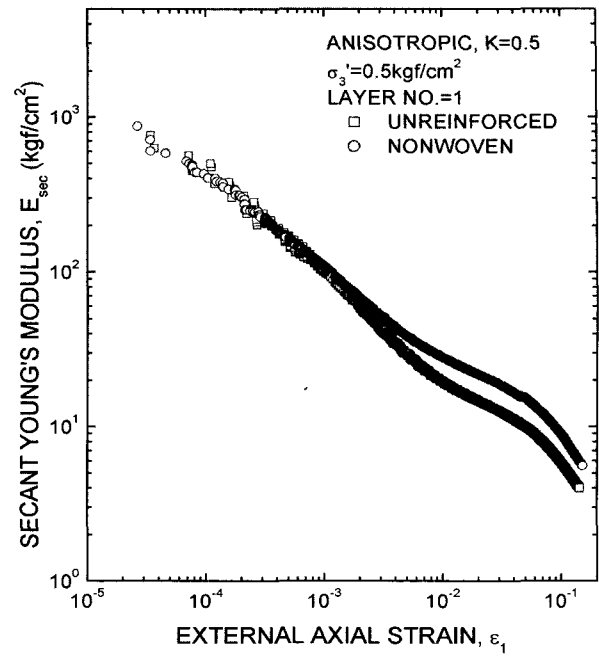


그림 16. 무보강/보강 $E_{sec} \sim \epsilon_1$ (이방압밀, $K=0.5$)

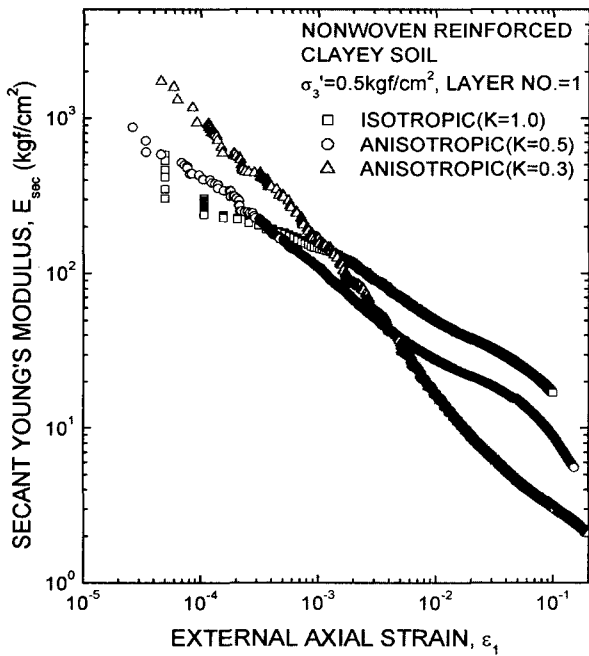


그림 17. 보강점성토의 $E_{sec} \sim \epsilon_1$ ($K=0.3, 0.5, 1.0$)

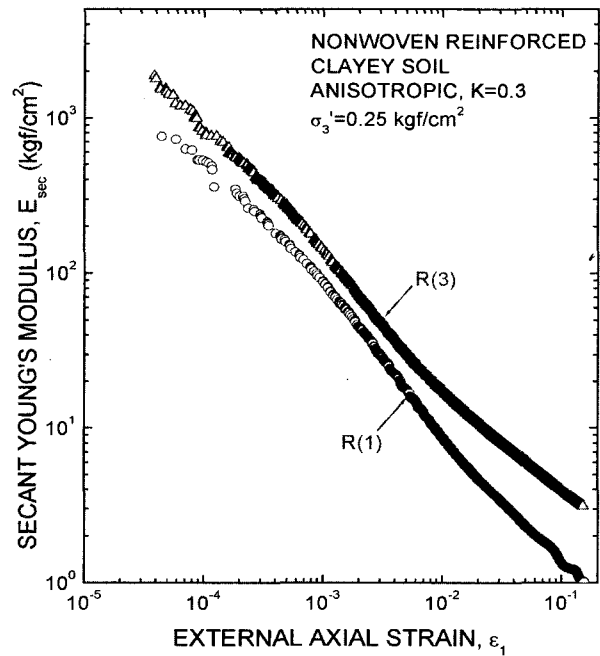


그림 18. 보강점성토의 $E_{sec} \sim \epsilon_1$ ($K=0.3$)

선강성의 감소율은 크게 나타나 큰 변형률에서는 전단 초기와는 역으로 나타나고 있다. 따라서 할선강성은 초기응력비에 크게 의존하고 있음을 알 수 있다. 그림 18은 이방압밀 $K=0.3$ 일 경우 1층 및 3층 보강시 할선변형계수와 축변형률의 관계를 나타낸 것으로 3층 보강의 경우 낮은 축변형률부터 큰 강성을 보이고 있어, 보강층수의 증가로 인하여 보강토의 축방향 구속효과가 보다

크게 나타남을 확인할 수 있다.

4.3 보강효과에 미치는 영향

보강효과는 주로 무보강토에 대한 보강토의 최대응력의 증가 혹은 강도정수의 증가 정도로서 표현되어 왔다. 그러나 만일 한계평형상태인 최대응력이 발생되기

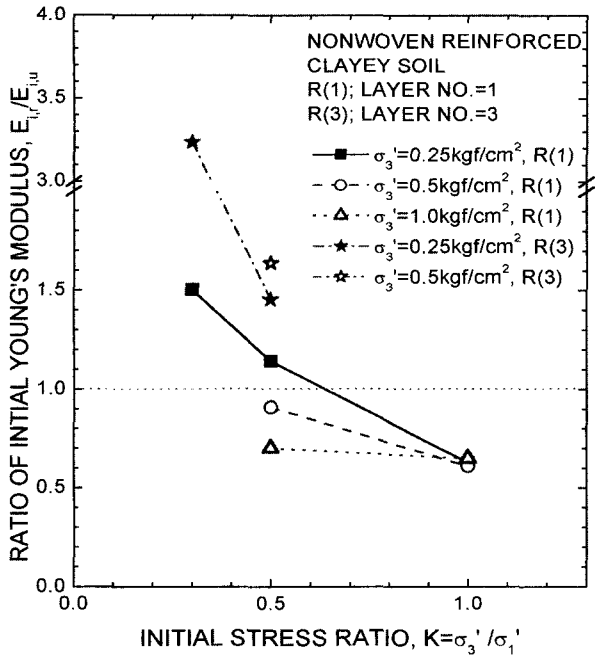


그림 19. 보강점성토 $E_{i,r}/E_{i,u} \sim K$ 관계

이전의 변형률 영역에서 무보강토에 비하여 보강토의 강성이 작을 경우에는 보강효과를 기대할 수 없을 것이다. 따라서, 본 연구에서는 전단초기 및 축변형률 변화에 따른 보강효과를 조사하였다. 그림 19는 초기강성비 ($E_{i,r}/E_{i,u}$)와 초기응력비의 관계를 나타낸 것으로 $E_{i,r}$ 와 $E_{i,u}$ 는 각각 보강 및 무보강점성토의 초기변형률

를 의미한다. 그림에서 등방압밀의 경우에는 0.7이하의 낮은 값을 보이거나 초기응력비의 감소로 초기강성은 증가하는 경향을 보이고 있다. 특히 3층 보강의 경우에는 1층 보강시 보다 매우 높은 강성비를 보이고 있다. 그림 20과 21은 등방압밀 및 초기응력비 $K=0.5$ 에서 보강점성토의 할선강성비($E_{sec,r}/E_{sec,u}$)와 축변형률의 관계를 나타낸 것으로, $E_{sec,r}$ 와 $E_{sec,u}$ 는 각각 보강 및 무보강점성토의 할선변형률이다. 그림으로부터 등방압밀의 경우 큰 축변형률에서 보강효과가 나타나고 있으나, 이방압밀의 경우에는 매우 낮은 축변형률부터 보강효과가 발휘되고 있다.

5. 결론

본 연구는 보강 점성토의 응력~변형특성을 일련의 삼축압축시험을 통해서 조사한 결과로 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 무보강점성토의 강성은 초기응력비에 대해 의존성을 보이며 초기변형률은 초기평균유효응력과 선형적인 관계가 성립한다.
- (2) 보강점성토의 초기변형률은 초기응력비 및 보강층수에 따라 서로 다른 선형관계를 보이며, 이는 초기응력비에 따라 보강재의 축방구속효과의 발생 메

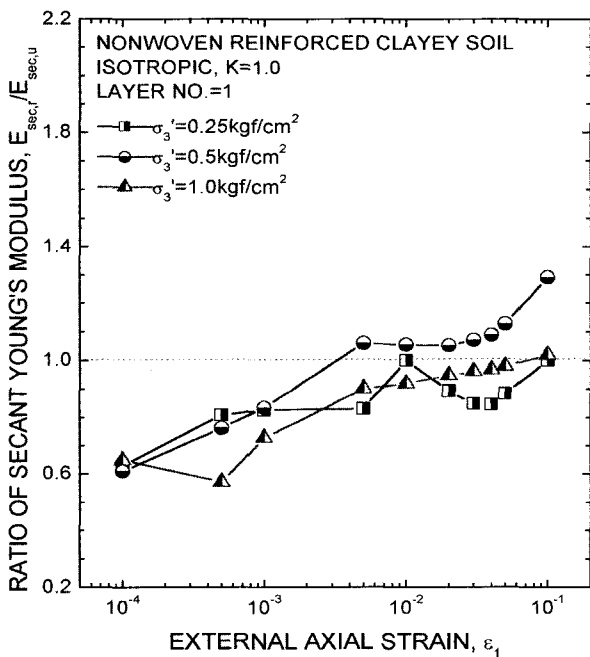


그림 20. $E_{sec,r}/E_{sec,u} \sim \epsilon_1$ 관계(등방압밀)

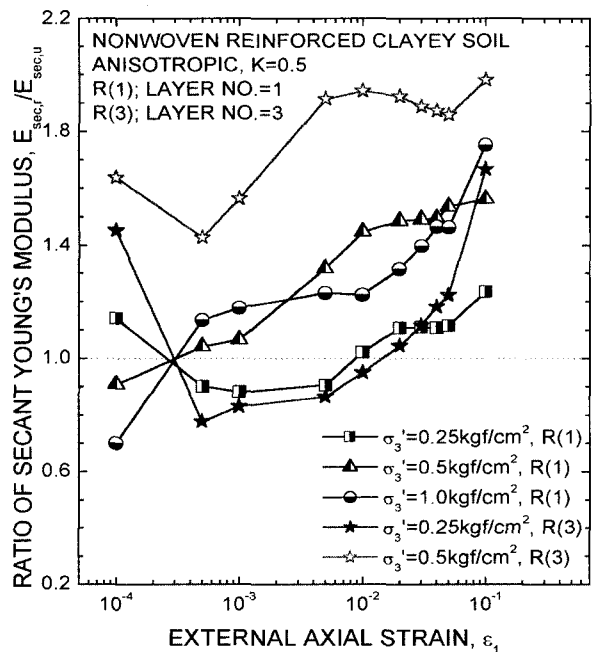


그림 21. $E_{sec,r}/E_{sec,u} \sim \epsilon_1$ 관계(이방압밀)

커니즘이 다르기 때문이다.

- (3) 초기강성비에 의한 보강효과의 경우 등방압밀에 비하여 이방압밀의 경우가 크게 나타나고 있다.
- (4) 보강점성토의 활선강성비는 축변형률에 대해 의존성을 보이며, 등방압밀의 경우 큰 축변형률부터 보강효과가 발휘되나 이방압밀의 경우에는 낮은 축변형률부터 보강효과가 발휘되고 있다.
- (5) 등방압밀에 의한 응력~변형관계로는 보강토 구조물의 안정적 거동을 설명할 수 없으며 이방압밀에 의한 응력~변형거동이 보다 실제 보강토 구조물의 거동과 유사하다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부(1999), 경제성을 고려한 연직사면 성토공법의 최적화에 관한 연구.
2. 김유성, 이재열(2000), "토목섬유를 이용한 시험보강점성토벽의 거동분석", 대한토목학회지, 제20권, 제1-C호 pp.59-66.
3. 김성수, 이재열, 이광준, 김유성(2001), "삼축압축시험에 의한 보강 모래의 응력~변형 특성", 대한토목학회 2001 학술발표회.
4. 이재열(2002), 이방압밀 삼축압축시험에 의한 토목섬유 보강토의 응력~변형특성, 전북대학교 박사학위논문 pp.49-54.
5. 이재열, 임양현, 김유성(2001), "이방압밀 삼축압축시험에 의한 토목섬유 보강점성토의 역학적 특성", 한국토목섬유학회 2001 토목섬유 학술발표회 논문집 pp.71-78.
6. Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y-S., and Sato, T.(1990), "A simple gauge for local strain measurements in the laboratory", Soils & Foundations, Vol.31, No.1, pp.169-180.
7. Ingold, T.S. and Miller, K. S.(1982), "Reinforced Clay subject to Undrained Triaxial Loading", Jour. Geot. Eng., Vol.109, No.5, ASCE, pp.738-744.
8. Jewell, R. A. and Wroth, C.P.(1987), "Direct shear tests on reinforced sand", Geot. Vol.37, No.3, ASTM, pp.112-119.
9. Ling Hoe Ing(1992), Performance of Geosynthetic-Reinforced Cohesive Soil Mass at Plane Strain Compression, Ph. thesis, Univ. of Tokyo.
10. McGown, A. and Andrawes, K. Z.(1977), "The influences of non-woven fabric inclusions on the stress strain behavior of a soil mass", C. R. Coll. Int. Sols textiles, Paris, pp.161-166.
11. Tatsuoka, F., Iwasaki, K., and Nakamura, K.(1986), "Performance of clay test embankments reinforced with a non-woven geotextile", Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, Vol.3, pp.355-360.

(접수일자 2002. 6. 19, 심사완료일 2002. 10. 15)