

복합보강재를 이용한 보강점성토의 거동 Behavior of Geosynthetic-Reinforced Clay

노한성¹⁾, Han-Sung Roh, 龍岡文夫*²⁾, Fumio Tatsuoka

¹⁾ 한국도로공사 도로연구소 지반연구실 책임연구원, Chief Researcher, HRC, Korea Highway Corp.

²⁾ 일본동경대학교, 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Tokyo

SYNOPSIS : The reinforced soil has been widely used for constructing retaining walls and embankment with steep slope. However, the benefits of soil reinforcing are often-restricted by a lack of good quality backfill material. In this study, plane strain compression tests were carried out to study the effects of preloading on the behavior of geosynthetic-reinforced saturated clay. For the unreinforced and reinforced soil, drained and undrained shearing tests were performed after anisotropic consolidation in a constant strain rate. A preloading test was carried out by preloading, creep, unloading, aging and undrained shearing after anisotropic consolidation($K=0.3, \sigma_3'=50$ kPa).

It was observed that a reinforced clay, Kanto loam, can have a great initial secant modulus in undrained condition by well compaction and over consolidation. The results shown that the increasing of drained strength should be used to apply a large preloading in the case of reinforced clay.

KEYWORDS : Reinforced soil, Preloading, Saturated clay, Plane stain compression, Initial modulus.

1. 서론

인장보강재를 사용하는 보강토공법은 경제성과 토류 구조물의 유연성 및 내진성이 기존의 옹벽보다 우수한 것으로 알려져 있다. 따라서 근래에는 보강토공법의 효율적인 적용을 위한 여러 가지 신공법 및 신기술의 개발이 활발하게 이루어지고 있다. 우리나라의 건설 공사에서도 보강토의 적용실적이 활발하게 증가하고 있으나, 변형에 엄격한 구조물 부분에서의 적용은 되지 않고 있는 실정이다. 한편 최근 토류 구조물의 안정성에 주목한 보강토공법의 개발에 의해 도로 및 철도의 중요구조물에서도 경제성과 안정성이 높은 토류 구조물의 적용이 가능하게 되었다(Tatsuoka,1994).

일반적으로 실무에서는 보강토의 성토재료로서 사질토의 사용이 규정되어 있는 경우가 많다(Engineering Manual,1989, Christopher,1990). 이와 같은 보강토 공법에 포화 점성토와 같은 현장발생토를 성토재료로서 이용하는 것이 가능하게 되면, 보다 높은 경제성과 환경보존을 도모할 수 있다. 그러나 점성토를 보강재료로 사용 할 경우에 성토재료 자체의 큰 변형성과 작은 강도가 현장에서 문제가 발생 할 수 있다(Elias, 1983, Porbaha,1994, 김홍택,1999).

따라서 본 연구에서는 이와 같은 문제 가능성을 경감시키고자 배수성과 인장 강도를 가지고 있는 복합보강재를 사용하여 보강한 포화 점성토에 대하여 선행하중 재하에 의한 효과를 평면변형을 시험에 의해 분석하였다.

2. 평면 변형을 시험 개요

시험에 사용된 토질재료는 일본 관동지역에 널리 분포하고 있는 관동흙으로 불리우는 점성토로 현장에서 채취하여 1mm체로 입도조정을 실시하였다(표 1). 이 시료를 공기중에서 건조시킨 상태에서 물을 가하여 함수량을 조정하고 공기 중에서 3시간 이상 방치하여 시험에 사용하였다. 사용 토질재료의 다짐시험 결과를 그림 1에 나타내었다. 보강재는 배수성을 가지는 두 개 층의 부직포와 강성을 가지는 한 개 층의 직포로 구성된 복합 보강재를 사용하였다(그림 2).

표 1 토질특성

비 중	2.81
자연함수비(%)	80~100
액성한계(%)	76.23
소성한계(%) (소성지수)	55.8 (20.4)

표 2 복합 보강재의 강도특성

구성재료	파단강도 (kN/m)	파단변형률 (%)
부직포 (2매)	2.19	123
직포 (1매)	64.72	6.7

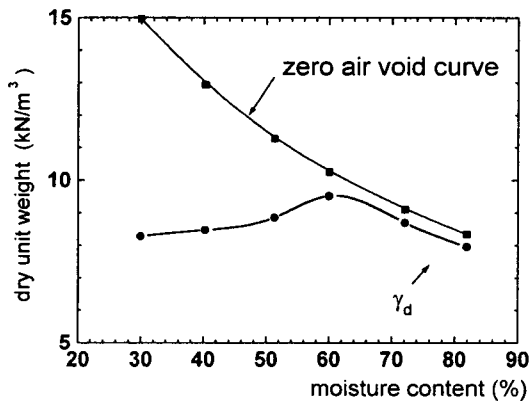


그림 1. 토질재료 다짐시험 결과

높이 120mm, 길이 97mm, 폭 62mm의 직방형 공시체를 동적다짐방법 (ASTM D 678-78)의 다짐 에너지를 사용하여 작성하고 일변형률을 평면변형률 압축시험장치(그림 3)에 설치하였다. 공시체의 상·하단면과 측방인 σ' 면은 Dow그리스를 사용하여 마찰력을 경감시켰다. 보강 공시체의 경우에는 공시체의 하부로부터 1/4, 3/4 지점의 2개소에 보강재를 배치하였다.

공시체는 이중부압법으로 포화($B_{값}=0.96$ 이상)시킨 후, 압밀과정과 소정의 재하경로를 거쳐 압축전단시험을 실시하였다. 가하는 선행하중의 재하크기를 결정하기 위하여 보강하지 않은 무보강토 (U:Unreinforced)와 복합보강재를 사용한 보강토 (R:Reinforced)에 대하여 배수(D:Drained) 압축전단시험을 축변형률 속도($\Delta \epsilon_1 = 0.01\text{mm/min}$)로 실시하였다. 그림 4에 선행하중을 가한 대표적인 시

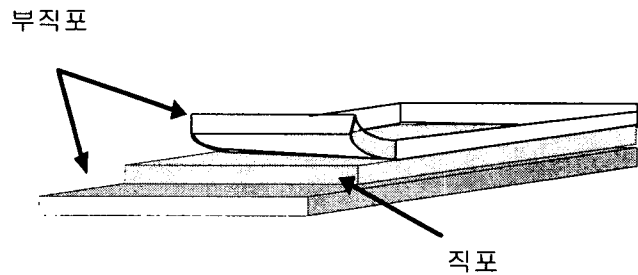


그림 2. 복합보강재의 구성

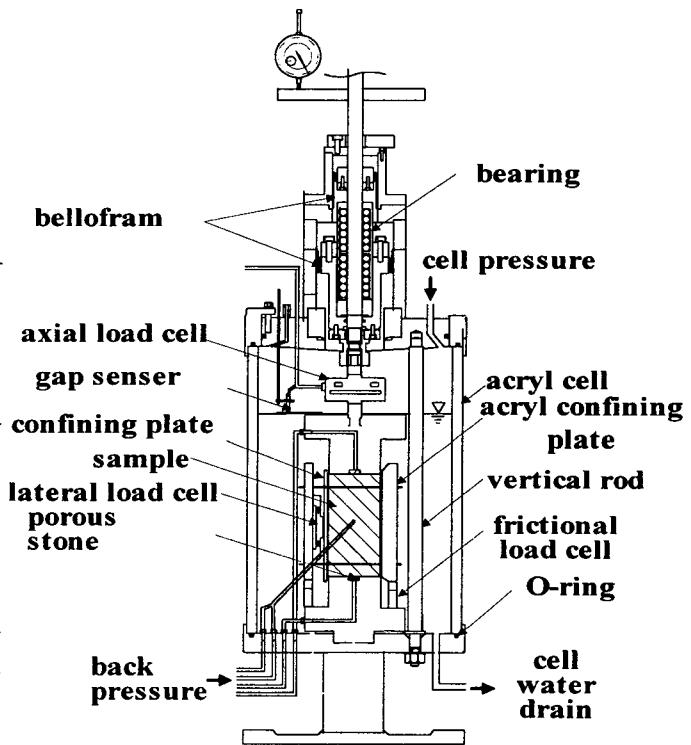


그림 3. 평면변형률 시험기 개념도

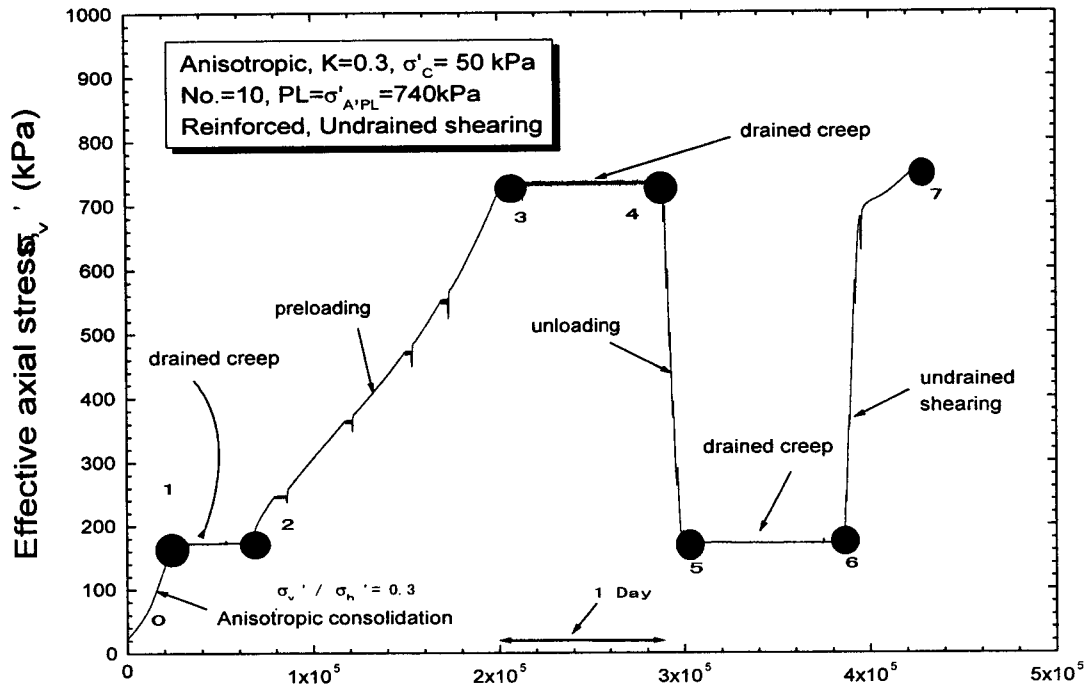


그림 4. 유효수직응력과 시간과의 관계(시험No. 10)

험의 유효연직응력과 시간과의 관계($\sigma'_v \sim t$)를 나타내었다. 선행하중을 가한 시험의 경우는 이방압밀($K=0.3$, $\sigma'_h = \sigma'_3 = 50$ kPa)후, 소정의 연직 유효응력에 해당하는 선행하중(PL : PreLoading, $\sigma'_v = \sigma'_1 = 250, 500, 740$ kPa)을 가한 다음 선행하중을 가한 응력상태에서 배수크리프(점3~4)를 24시간 행하였다. 그 후 초기 압밀하중의 응력상태인 $\sigma'_h = 50$ kPa의 상태로 제하하여 에이징 조건인 배수크리프(draind creep) 단계(점5~6)에서 24시간 유지한 후에 비배수 전단시험을 실시하였다.

3. 시험결과

표 3에 각 시험조건을 나타내었다. 각 시험은 압밀종료후의 침하속도인 축 변형율이 0.0003%/min 이하가 된

표 4. 시험번호와 시험조건

구 분		시 험 조 건				비 고
No.	기 호	보강여부	압밀시 수평하중,(kPa)	선행하중, PL (kPa)	전단시 배수조건	
1	UU, PL=0	U(×)	50	0	U(비배수)	선행하중인 PL 은 유효 연직하 중, σ'_v 로 표시 되는 하중이다.
2	UD, PL=0	U(×)	50	0	D(배수)	
3	UD, PL=0	U(×)	100	0	D(배수)	
4	UU, PL=250	U(×)	50	250	U(비배수)	
5	RU, PL=0	R(○)	50	0	U(비배수)	
6	RD, PL=0	R(○)	50	0	D(배수)	
7	RD, PL=0	R(○)	100	0	D(배수)	
8	RU, PL=250	R(○)	50	250	U(비배수)	
9	RU, PL=500	R(○)	50	500	U(비배수)	
10	RU, PL=740	R(○)	50	740	U(비배수)	

*주 : UU : Unreinforced Undrained shearing UD : Unreinforced Drained shearing
 RU : Reinforced Undrained shearing RD : Reinforced Drained shearing

후에 평면변형을 압축전단을 개시하였다.

그림 5에 전단시의 응력경로($\sigma_v' \sim \sigma_h'$) 관계를 나타내었다. 이 그림에 나타난 σ_3' 방향인 σ_h' 은 공시체 외부측면에서의 값이며, 보강공시체 내부의 국부적인 값과는 다르게 된다. 또한, σ_1' 방향인 σ_v' 은 공시체 단면의 평균 값으로 보강 공시체 내부의 국부적인 값은 일정하지 않다. 이 그림으로부터 무보강토와 보강토의 경우 유효 구속압인 σ_h' 가 증가하면 배수강도가 증가하는 것을 알 수 있다.

변형을 계산은 본 연구와 같이 점성토를 사용한 평면변형을 시험에서는 큰 변형이 생기므로 축변형을 계산시에 초기의 공시체치수를 사용하는 관용변형을 적용하면 변형이 증가함에 따라 한 지점에서의 공시체의 높이를 사용하는 변형을 증분의 대수변형율과 차이가 커지게 된다. 따라서 본 연구에서는 축변형율과 체적변형율에 대하여 다음 식에 의해 계산된 대수변형율인 축변형율 ($\Delta \epsilon_A$)과 체적변형율 ($\Delta \epsilon_{vol}$)_{ab} 을 사용하였다.

$$\text{축변형율, } (\Delta \epsilon_A)_{a \rightarrow b \rightarrow c} = \ln \frac{H_a}{H_b} + \ln \frac{H_b}{H_c} = \ln \frac{H_a}{H_c} = (\Delta \epsilon_A)_{ab} + (\Delta \epsilon_A)_{bc} \quad (1)$$

여기서, $(\Delta \epsilon_A)_{a \rightarrow b \rightarrow c}$ 는 b를 경유하여 a에서 c로 변화할 때의 축변형율이고, H_a, H_b, H_c 는 각각 a, b, c 점에서의 공시체 높이를 말한다.

$$\text{체적변형율, } (\Delta \epsilon_{vol})_{ab} = \ln \frac{V_a}{V_b} = (\Delta \epsilon_A)_{ab} + (\Delta \epsilon_H)_{ab} \quad (2)$$

여기서 $(\Delta \epsilon_{vol})_{ab}, (\Delta \epsilon_A)_{ab}, (\Delta \epsilon_H)_{ab}$ 는 각각 a부터 b까지의 체적변형율, 축변형율 및 축방 변형율이다.

그림 6에는 압밀 수평응력(σ_h')을 각 시험들에 대한 전단시의 유효연직응력과 축변형율의 관계($\sigma_v' \sim \epsilon_v$)를 나타내었으며, 그림 7에는 다음 식으로 구한 전단시의 활선 탄성계수를 나타내었다.

$$E_{sec,psc} = (Q - Q_0) / \epsilon_v$$

여기서, Q 는 축차응력, Q_0 는 전단개시에서의 축차응력, ϵ_v 은 전단시의 축변형율이다. 그림 8에 전단시의 간극비 변화(Δe)의 축변형율(ϵ_v) 및

평균유효주응력, $p' (= \frac{(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')}{3})$ 의

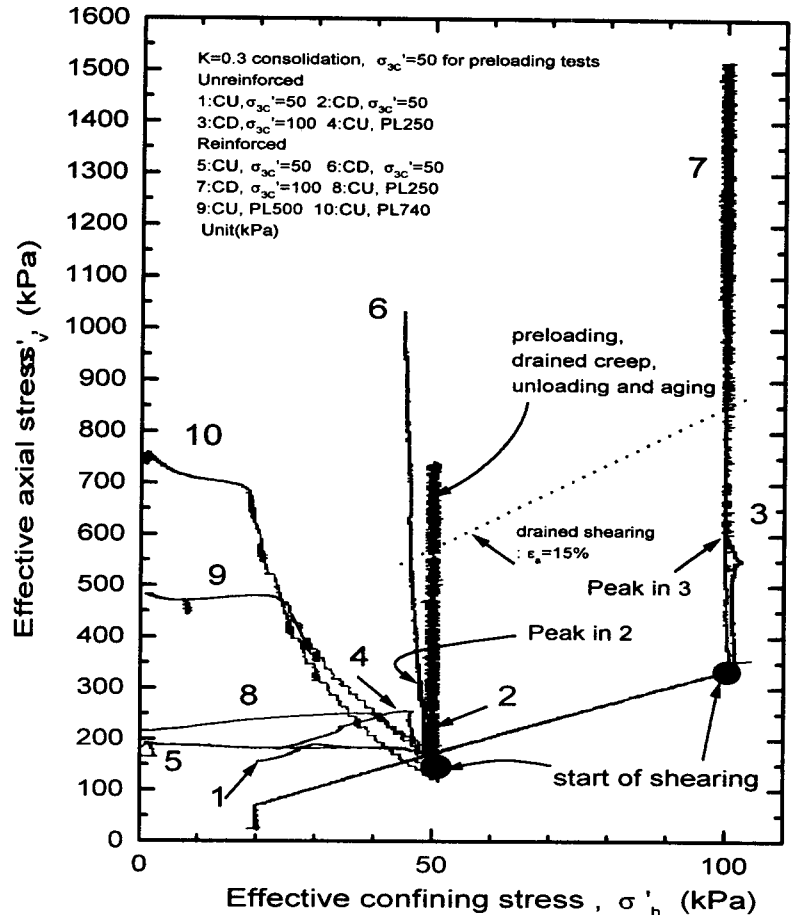


그림 5. 전단시의 유효응력경로($\sigma_v' \sim \sigma_h'$)

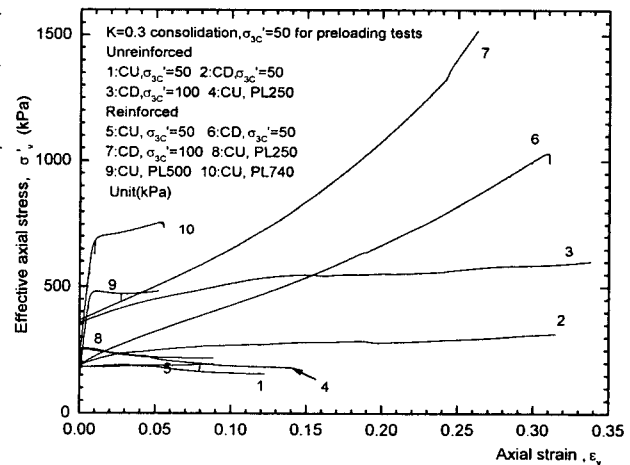


그림 6. 유효 수직응력과 축변형율과의 관계

관계를 나타내었다. 또한 그림 9에는 전단시의 축차응력의 증분과 축변형을 관계($\Delta Q \sim \epsilon_v$)를 나타내었다.

이들 결과로부터 무보강토 공시체는 비배수 상태에서는 매우 약한 거동특성을 보이고 있으며(공시체 1 : UU, PL=0), 배수상태에서도 약한 것을 알 수 있다(공시체 2 : UD, PL=0). 선행하중을 가하면 초기 강성이 증가하고 강해지는 특성을 보이나(공시체 4 : UU, PL=250 kPa), 배수전단강도가 작아 큰 선행하중을 가할 수 없으므로 강성과 강도의 큰 증가는 얻을 수가 없었다. 한편, 보강공시체의 경우 비배수 상태에서는 무보강 공시체 보다 크게 강하지 않다(공시체 5 : RU, PL=0). 보강토에서 선행하중을 가하지 않는 경우인 공시체 5는 매우 작은 초기강성을 나타내고 있다. 특히 작은

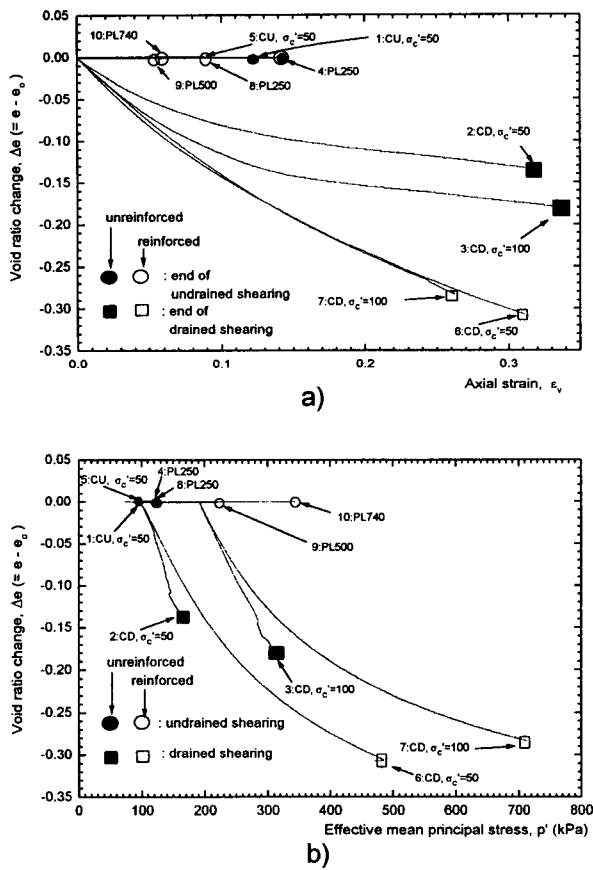


그림 8. 전단시의 간극비의 변화

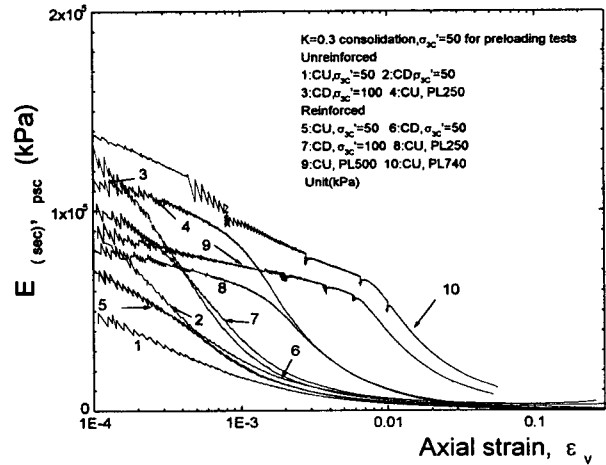


그림 7. 전단시의 활선 탄성계수

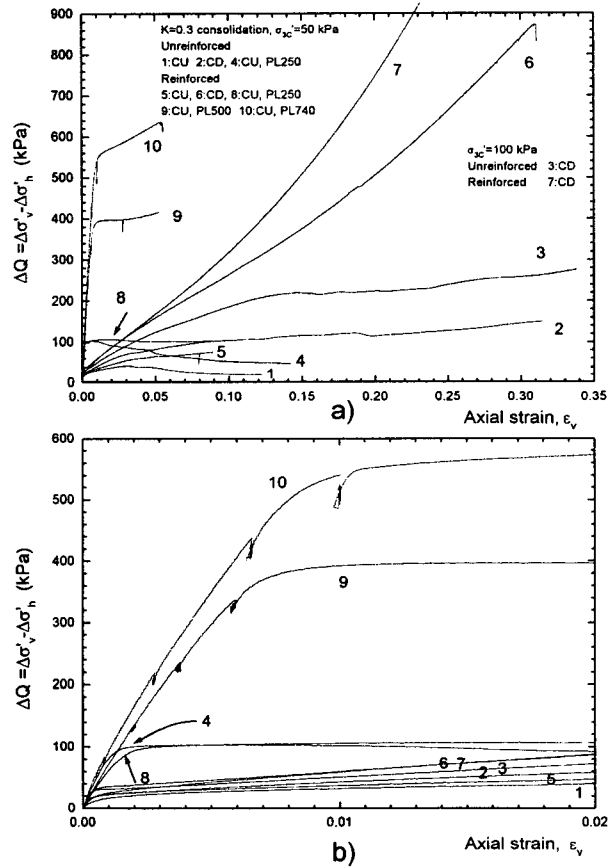


그림 9. 축차응력 증분과 축변형율과의 관계

변형을 레벨($\epsilon_1 < 1\%$)에서는 무보강토(공시체 1)에 비해서 거의 증가하지 않은 상태이다. 이는 흙이 정규압밀 상태에 있기 때문이다. 또한, 보강토의 비배수 강도는 대단히 작은 값으로 이 것은 전단에 의해 발생하는 정(+)의 간극수압의 효과이다. 또한 배수상태의 압축전단에서는 매우 강해지나 초기 강성이 작다(공시체 6 : RD, PL=0). 그러나 보강토의 배수강도가 매우 큰 것을 이용하여 큰 선행하중을 가하면 공시체의 밀도가 증가하며 변형을 경화가 발생하므로 가한 선행하중 보다 작은 하중에 대하여 과잉 간

극수압의 발생이 감소하고 초기강성이 대단히 크게 증가하게 된다(공시체 8, 9, 10 : RU, PL = 250 kPa, 500 kPa, 740 kPa). 또한 그림 9(b)로부터 축차응력의 증분의 최대 크기는 가한 선행하중이 클수록 증가하는 것을 확인 할 수 있다.

4. 결론

- 1) 무보강 점성토의 경우에는 비배수 및 배수조건에서 매우 작은 강도 특성을 나타내고 있다. 그러나 무보강토의 경우에도 선행재하에 의한 초기강성의 증가를 도모할 수 있으나, 무보강토의 배수강도가 작으므로 큰 선행하중을 가할 수 없다. 한편, 고함수비 점성토인 경우에도 보강을 하면 배수강도가 현저히 증가하므로 배수상태에서 큰 선행하중을 가할 수 있다.
- 2) 점성토를 이용한 보강토에서는 선행하중을 가하지 않는 경우에는 매우 작은 초기강성과 대단히 작은 비배수 강도를 나타낸다. 따라서 보강하여도 작은 변형을 수준에서는 점성토의 강도특성이 개선되지 않아 고함수비의 보강점성토의 큰 변형성과 저 강도의 비배수특성을 가지고 있음을 알 수 있다.
- 3) 보강을 하여 배수상태에서의 전단인 경우에는 보강재에 의한 보강토내부의 응력과 변형을 분포의 차와 보강층에 의한 전단 층의 발생 억제로 강도증가를 얻을 수 있었다. 그러나 이 경우에도 초기강성을 나타내는 초기할선탄성계수는 무보강토인 조건에 비하여 크지 않다. 이 것은 보강을 하여도 선행하중을 가하지 않으면 보강토의 변형성이 매우 커서 변형에 엄격한 중요구조물에 사용할 경우에 문제가 발생할 수 있음을 의미한다.
- 4) 선행재하의 주요효과는 흙의 탄성화와 전단에 의한 체적수축특성의 감소이다. 즉, 선행하중에 의해 전단에 의한 과잉간극수압의 발생이 적게되며, 소성변형을 억제하는 것이 가능하므로 초기강성이 현저히 증가한다.
- 5) 현장 불량토인 점성토라도 적절한 다짐을 실시한 다음 큰 선행하중을 가하여 과압밀상태로 만드는 것에 의해 비배수 전단시에 큰 초기강성을 발휘하는 것이 가능하다. 즉, 점성토를 사용한 보강토의 경우 보강에 의해 배수강도의 증가는 큰 선행하중을 가하기 위하여 이용하는 것이 가장 효과적이다.

참고문헌

1. 김홍택, 김승욱, 전한용, 이인모(1999), "화강풍화토 뒷채움흙 내부 토목섬유 복합보강재의 거동특성에 관한 기초적 연구", 한국지반공학회 논문집, Vol. 15, No. 5, pp. 171~191.
3. Christopher, B.R. and Berg, R.R. (1990), "Pullout Evaluation of Geosynthetics in Cohesive Soils", Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 2. The Hague, Netherlands, pp. 731~736.
4. Elias, V. and Swanson, P. (1983), "Cautions of Reinforced Earth with Residual Soils", Transportation Research Record 919, pp. 21~26.
5. Engineering Manual (1989), *Retaining and Flood Walls*, US Army Corp. of Engineering, pp2~15.
6. Porbaha, A and Goodings, J.D. (1994), "Geotextile Reinforced Cohesive Slopes on Weak Foundations", Centrifuge 94, Leung Lee and Tans (eds.), Balkema, Rotterdam, pp. 623~628.
7. Tatsuoka, F. and Leshchinsky, D. (eds) (1994), *Recent Case History of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Balkema, Rotterdam, pp.205~228, 287~294, 317~342.