

선행하중이 보강점성토에 미치는 효과

The Effect of Preloading to Reinforced Clay

노 한 성*¹ Roh, Han-Sung
龍岡文夫*² Tatsuoka, Fumio

Abstracts

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($K=0.3$). It was found that a reinforced clay, Kanto loam, can have a great initial secant modulus in undraind condition by well compaction and over consolidation. The results indicate that the increasing of drained strength should be used to apply a large preloading in the case of reinforced clay.

요 지

배수성과 인장강성을 가지는 복합 보강재를 사용하여 보강한 포화점성토의 거동에 선행하중이 미치는 영향을 조사하기 위하여 평면변형을 시험을 수행하였다. 보강하지 않은 공시체와 보강한 공시체에 대하여 이방압밀($K=0.3, \sigma_3=50 \text{ kPa}$)을 실시하고 비배수 및 배수전단시험을 일정변형을 속도로 실시하였다. 선행하중을 가한 시험의 경우는 이방압밀후 소정의 선행하중을 가하여 크리이프, 제하, 에이징 후에 비배수 전단시험을 실시하였다. 시험결과를 분석한 결과 포화점성토와 같이 연약한 토질이라도 다짐을 잘하고 보강토의 큰 배수압축강도를 이용하여 큰 선행하중을 가하여 과압밀 상태로 함으로써 비배수 전단시에 큰 초기강성을 가지는 것을 알 수 있었다. 즉, 점성토의 보강토의 경우 보강에 의한 배수강도의 증가는 큰 선행하중을 가하기 위하여 사용하는 것이 가장 효율적인 것으로 판단된다.

Keywords : Reinforced soil, Preloading, Saturated clay, Plane strain compression, Overconsolidation, Initial modulus

1. 서론

종래의 점성토에 대한 강도 및 변형특성에 관한 연구는 비교적 급속한 재하에 의한 사면이나 연약지반상의 성토 안정해석에 사용되는 설계시의 값을 구하기 위해 행하여진 경우가 일반적이다. 따라서 비배수전단강도 S_u 에 주목하여 원주형의 공시체를 이용한 비압밀 비배수 삼축전단 시험을 적용한 경우가 대부분이다. 그러나 최근의 연구결

과로부터 점성토의 강도 변형특성은 이방 과압밀 이력에 의해 크게 변화되는 것이 알려져 있다. 또한 도로성토나 중력식 댐 등의 건설현장에서는 다진 점성토가 사용되는데 불구하고 다진 점성토의 특성에 관한 연구와 지중의 응력상태를 충실하게 실현한 평면변형 시험을 적용한 경우는 그다지 많지 않다(盧翰成, 1999). 한편, 최근 토류 구조물의 안정성에 주목한 보강토공법의 개발에 의해 도로 및 철도의 중요구조물에서도 경제성과 안정성이 높은

*1 정회원, 한국도로공사 도로연구소 책임연구원
*2 일본동경대학교, 교수

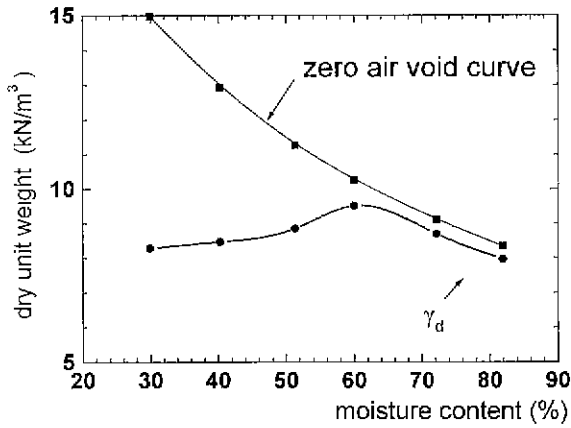


그림 1. 토질재료 다짐시험 결과

토류 구조물의 적용이 가능하게 되었다(Tatsuoka,1994,1996). 보강토 공법에 포화 점성토와 같은 현장발생토를 성토제로서 이용하는 것이 가능하게 되면, 보다 높은 경제성과 환경 보존을 도모할 수 있다(김홍택,1999). 그러나, 일반적으로 실무에서는 보강토의 성토제로서 사질토의 사용이 규정되어 있는 경우가 많다(Engineering Manual,1989, Christopher,1990). 또한, 점성토를 성토제로서 사용하고자 하는 연구가 최근 실내시험이나 시험성토의 거동관찰 등을 중심으로 활발히 행하여지고 있다. 이들 연구결과는 점성토를 이용한 보강토의 비배수 강도나 강성이 낮아 점성보강토의 실용성이 낮은 것으로 나타나고 있다(Elias, 1983, Porbaha, 1994). 이와 같이 점성토를 성토재료로서 사용하는 경우에는 재료자체의 큰 변형성과 적은 강도가 현장에서 문제를 일으키기 쉽다.

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

2. 평면 변형률 시험 개요

시험에 사용된 토질재료는 일본 관동지역에 널리 분포하고 있는 관동톱으로 불리우는 점성토로 현장에서 채취하여 1mm체로 입도조정을 실시하였다. 이 시료를 공기중에서

표 1. 토질특성

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

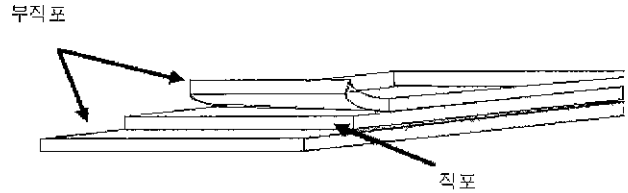


그림 2. 복합보강재의 구성

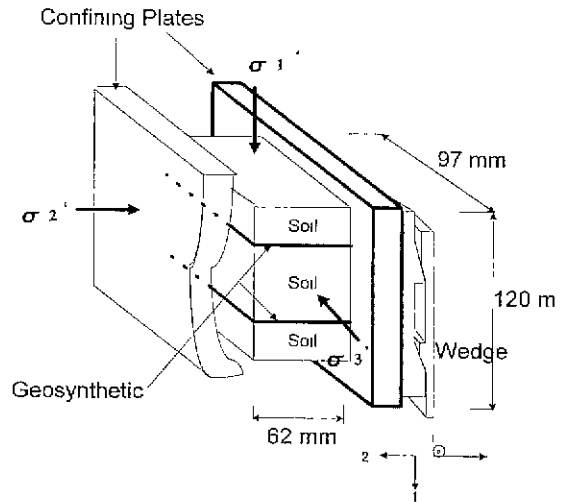


그림 3. 공시체의 설치 개념도

건조시킨 상태에서 물을 가하여 함수량을 조정하고 공기 중에서 3시간 이상 방치하여 시험에 사용하였다. 사용 토질재료의 다짐시험 결과를 그림 1에 나타내었다. 보강재는 배수성과 강성을 가지는 두 개 층의 부직포와 한 개 층의 직포로 구성된 복합 보강재를 사용하였다(그림 2).

평면변형률 시험장치를 사용하여 높이 120mm, 길이 97mm, 폭 62mm의 직방형 공시체를 압축 전단하였다. 공시체의 상·하단면과 측면인 σ_2 면은 실리콘그리스를 사용하여 마찰력을 경감시켰다. 공시체를 동적다짐방법(ASTM D 678-78)의 다짐에너지를 사용하여 작성하고 이중부압법으로 포화(B값=0.96이상)시켰다. 그림 3에 평면변형률 시험에 사용된 공시체의 설치 개념도를 나타내었다.

선행하중의 재하크기를 결정하기 위하여 보강하지 않은 무보강토(U:Unreinforced)와 복합보강재를 사용한 보강토(R:Reinforced)에 대하여 배수(D:Drained) 압축전단시험을 축변형률 속도($\dot{\epsilon}_1 = 0.01 \text{ mm/min}$)로 실시하였다. 그림 4

표 2. 복합 보강재의 강도특성

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

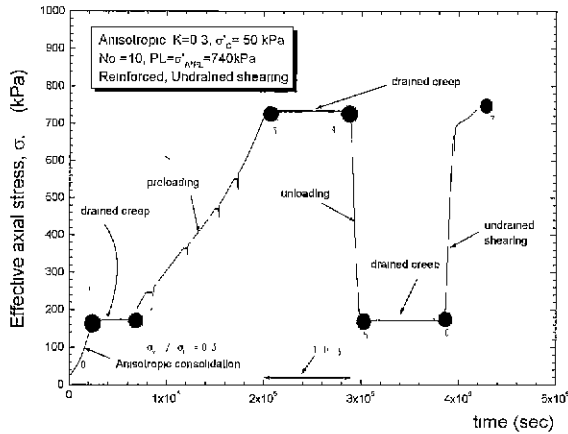


그림 4. 유효수직응력과 시간과의 관계(시험No. 10)

에 선행하중을 가한 대표적인 시험의 유효연직응력과 시간과의 관계($\sigma_v' \sim t$)를 나타내었다. 선행하중을 가한 시험의 경우는 이방압밀($K=0.3$, $\sigma_h' = \sigma_v' = 50$ kPa)후, 소정의 연직 유효응력에 해당하는 선행하중(PL: PreLoading, $\sigma_v' = \sigma_h' = 250, 500, 740$ 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 각시험조건을 나타내었다. 각시험은 압밀종료후의 침하속도인 축 변형율이 0.0003%/min 이하가 된 후에 평면변형율 압축을 개시하였다.

표 3. 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 PL은 유효 연직하중, 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(O)	50	0	U(비배수)	
6	RD, PL=0	R(O)	50	0	D(배수)	
7	RD, PL=0	R(O)	100	0	D(배수)	
8	RU, PL=250	R(O)	50	250	U(비배수)	
9	RU, PL=500	R(O)	50	500	U(비배수)	
10	RU PL=740	R(O)	50	740	U(비배수)	

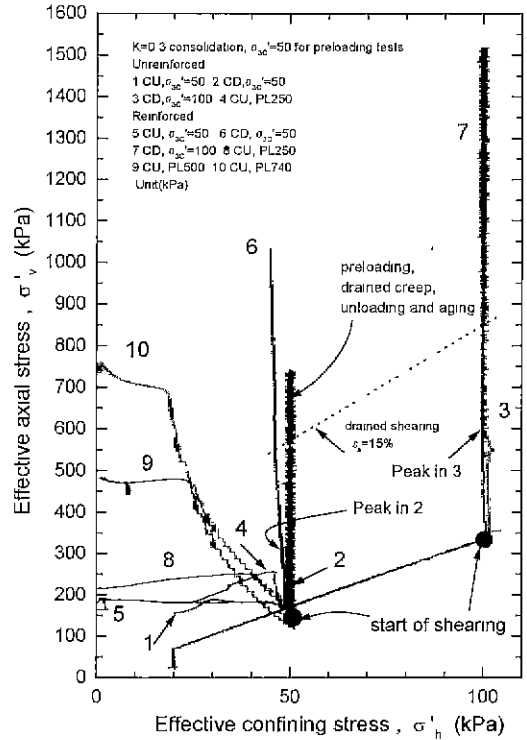


그림 5. 전단시의 유효응력경로($\sigma_v' \sim \sigma_h'$)

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

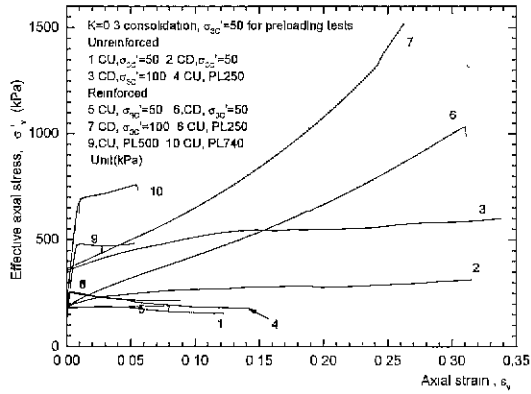


그림 6. 유효 수직응력과 축변형율과의 관계

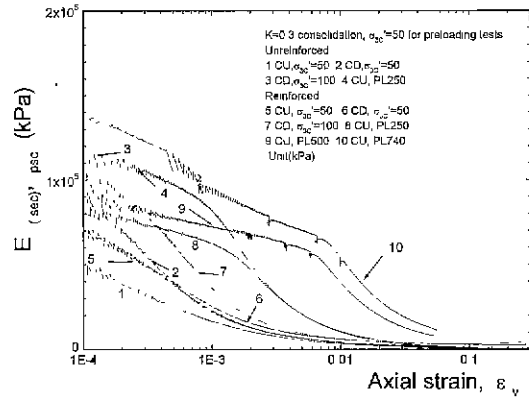
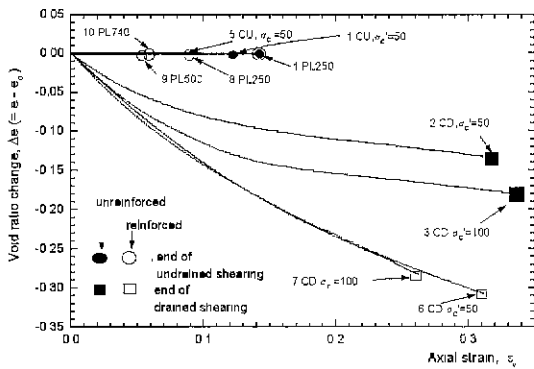
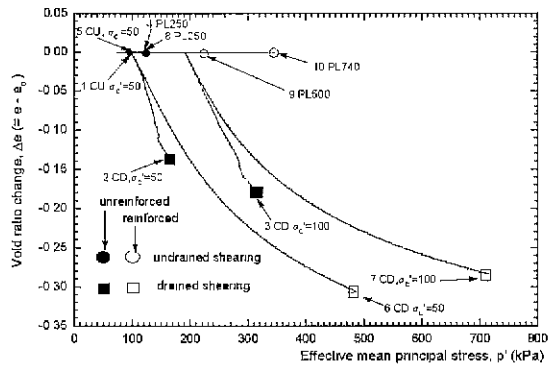


그림 7. 전단시의 할선 탄성계수



(a)



(b)

그림 8. 전단시의 간극비의 변화

변형율 계산은 본 연구와 같이 점성토를 사용한 평면변형 시험에서는 큰 변형이 생기므로 축변형율을 계산시에 초기의 공시체치수를 사용하는 관용변형율을 적용하면 변형이 증가함에 따라 한 지점에서의 공시체의 높이를 사용하는 변형율 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.

축변형율

$$\begin{aligned} (\Delta \epsilon_A)_{a \rightarrow b \rightarrow c} &= \ln \frac{H_a}{H_b} + \ln \frac{H_b}{H_c} = \ln \frac{H_a}{H_c} \\ &= (\Delta \epsilon_A)_{ab} + (\Delta \epsilon_A)_{bc} \end{aligned} \quad (1)$$

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.

체적변형율

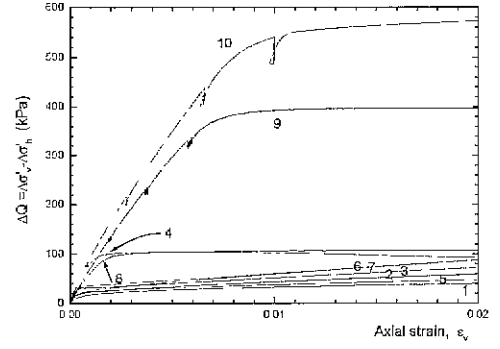
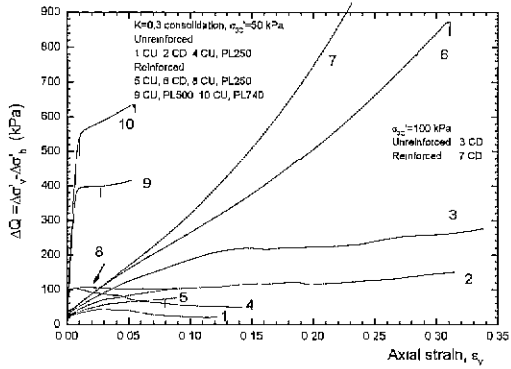
$$(\Delta \epsilon_{vol})_{ab} = \ln \frac{V_a}{V_b} = (\Delta \epsilon_A)_{ab} + (\Delta \epsilon_H)_{ab} \quad (2)$$

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

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 할선 탄성계수를 나타내었다.

$$E_{sec, bsc} = (Q - Q_0) / \epsilon_v \quad (3)$$

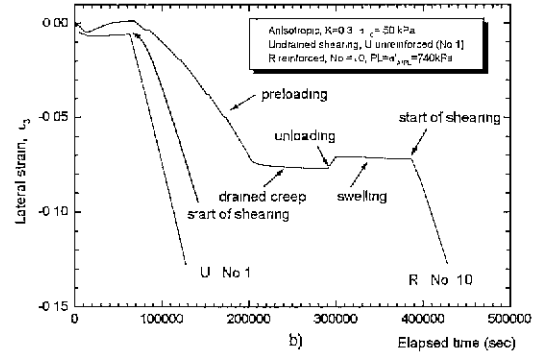
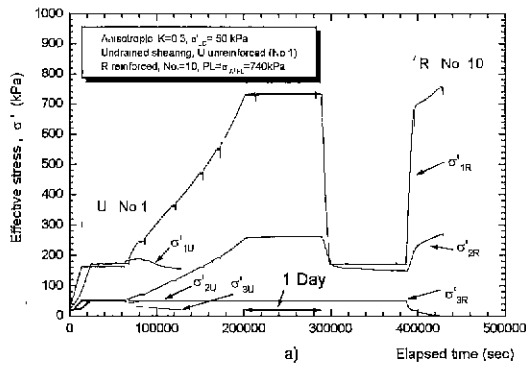
여기서, Q는 축차응력, Q_0 는 전단개시에서의 축차응력, ϵ_v 은 전단시의 축변형율이다. 그림 8에 전단시의 간극비 변화



(a)

(b)

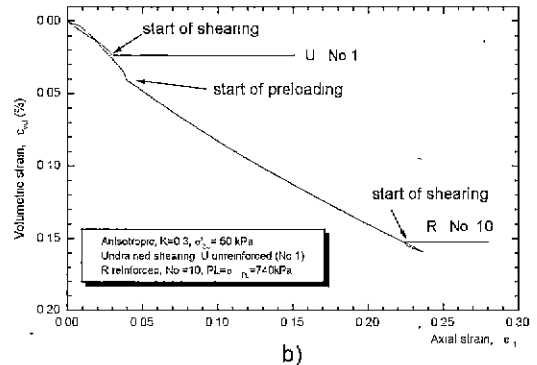
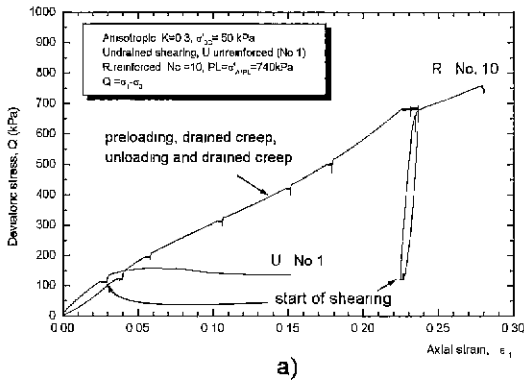
그림 9 축차응력 증분과 축변형률과의 관계



a)

b)

그림 10. 유효주응력, 측방변형률의 경시변화



a)

b)

그림 11. 축변형률, 체적변형률의 경시변화

(ΔQ)의 축변형률(ϵ_v) 및 평균유효주응력, $p' (= \frac{\sigma'_1}{3} + \frac{\sigma'_2 + \sigma'_3}{3})$ 의 관계를 나타내었다. 또한 그림 9에는 전단시의 축차응력의 증분과 축변형률 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 약한것을 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 변형률 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 값으

로 이 것은 전단에 의해 발생하는 정(+)의 간극수압의 효과이다. 또한 배수상태의 압축전단에서는 매우 강해지나 초기강성이 작다(공시체 6: RD, PL=0). 그러나 보강토의 배수강도가 매우 큰 것을 이용하여 큰 선행하중을 가하면 공시체의 밀도가 증가하며 변형을 경화가 발생하므로 가한 선행하중보다 작은 하중에 대하여 과잉 간극수압의 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.

보강토의 크리프 거동을 고찰하기 위하여 시험 전과정에서의 공시체 No. 10의 유효주응력($\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$), 축방변형률(ϵ_3)과 시간의 관계를 그림 10에 나타내었다. 또한, 그림 11에 축차응력(Q), 체적변형률(ϵ_{vol})과 축변형률의 관계를 표시하였다. 이 둘 그림에 무보강토와 비교하기 위하여 무보강토 No.1의 결과를 함께 나타내었다. 그림 10과 11에서 선행제하후의 배수크리프와 비교하여 제하후 배수크리프의 경우는 팽윤현상(swelling)이 발생하므로 이 단계를 그림 상에서 swelling으로 표기하였다. 그림 10의 a)에서 보강공시체의 σ'_2 는 선행제하후의 제하 및 팽윤시에 감소하나 선행제하가 시작되는 전단초기와 비교하면 약 3배의 값을 나타내고 있다. 이러한 경향은 선행제하 하중이 클수록 크게 나타났으며, 이 것은 큰 선행제하에 의해 보강재에 큰 인장력이 도입되는 것을 의미한다. 그림 10 b)와 그림 11 a)에서 제하에 의해 선행제하에 의해 도입된 축방(ϵ_3 방향) 변형률량의 약 7%가 감소(압축방향)하며, 축방향으로는 12%가 팽윤(인장방향)하는 것을 알 수 있다. 이때 체적 변형률의 팽윤 변형률은 0.57%에 해당한다(그림 11 b). 이 팽윤 양이 크게 되면 선행제하에 의한 효과가 상실되게 된다. 이 둘 결과로부터 보강공시체에 있어서 보강효과는 배수조건, 전단개시에서의 응력상태, 과거의 응력이력에 의존함을 알 수 있다.

4. 결론

- 1) 보강토에서 선행하중을 가하지 않는 경우에는 매우 작은 초기강성과 대단히 작은 비배수 강도를 나타낸다. 따라서 보강하여도 작은 변형을 수준에서는 점성토의 강도특성이 개선되지 않아 고탍수비의 보강점성토의 큰 변형성과 저 강도의 비배수특성을 가지고 있음을 알 수 있다.
- 2) 보강을 하여 배수상태에서의 전단인 경우에는 최대 강도가 매우 크게 증가하는 것을 알 수 있다. 그러나 이 경우에 도 초기강성을 나타내는 초기할산탄성계수는 무보강토

인 조건에 비하여 크지 않다. 이 것은 보강을 하여도 선행하중을 가하지 않으면 보강토의 변형성이 매우 커서 변형에 임격한중요구조물에 사용할 경우에 문제가 발생할 수 있음을 의미한다.

- 3) 무보강토의 경우에도 선행제하에 의한 초기강성의 증가를 도모할 수 있으나, 무보강토의 배수강도가 작으므로 큰 선행하중을 가할 수 없다. 한편, 고탍수비 점성토인 경우에도 보강을 하면 배수강도가 현저히 증가하므로 배수상태에서 큰 선행하중을 가할 수 있다.
- 4) 선행제하의 주요효과는 흙의 탄성화와 전단에 의한 체적수축특성의 감소이다. 즉, 선행하중에 의해 소성변형을 억제하는 것이 가능하므로 초기강성이 현저히 증가하고, 이에 대응하여 전단에 의한 체적수축특성이 현저히 감소한다.
- 5) 현장 불량토인 점성토라도 적절한 다짐을 실시한 다음 보강토의 큰 배수압축강도를 이용하여 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.

기 호

UU : Unreinforced Undrained shearing

UD : Unreinforced Drained shearing

RU : Reinforced Undrained shearing

RD : Reinforced Drained shearing

PL : σ'_v 으로 표시되는 선행 제하하중 (kPa)

($\Delta \epsilon_A$)_{a-b-c} : b를 경유하여 a에서 c로 변화할 때의 축변형률

H_a, H_b, H_c : 각각 a, b, c 점에서의 공시체 높이

($\Delta \epsilon_{vol}$)_{ab} : a부터 b까지의 체적변형률

($\Delta \epsilon_A$)_{ab} : a부터 b까지의 축변형률

($\Delta \epsilon_H$)_{ab} : a부터 b까지의 축방변형률

참고 문헌

1. 김홍택, 김승욱, 전한용, 이인모(1999), "회강풍화도넛체옴흙 내부 토목 섬유 복합보강재의 거동특성에 관한 기초적 연구", 한국지반공학회는 논문집, Vol. 15, No. 5, pp. 171~191.
2. 盧翰成(1999), 粘性土의 補強工法에 關する 基礎的 研究, 東京大學 博士學位論文. pp. 5-1~5-103

- 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.
- 8 Tatsuoka, F, Uchumura, T., Tateyama, M and Koseki, J (1996), "Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls as Important Structures", The 1996-1997 Mercer Lecture, Geosynthetic International, IGS, Vol. 4, No. 2, pp. 81 ~ 136.

(접수일자 2000. 2. 1)