

전단시험에 의한 부직포보강 점성토의 보강효과 The Reinforcing Effect of Reinforced Clayey Soil with Nonwoven-geotextile by Shear test

이재열¹⁾, Jae-Yeol Lee, 송성원²⁾, Seong-Won Song, 김유성³⁾, You-Seong Kim

¹⁾전북대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Chonbuk National Univ.

²⁾전북대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Chonbuk National Univ.

³⁾전북대학교 토목공학과 조교수, Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Chonbuk National Univ.

SYNOPSIS : Many researchers have developed various reinforced soil methods continuously because of their economic merits. But sandy soils have been used generally as embanking materials in the case of an embankment reinforcing. That is thought because if poor embanking materials, especially like a clayey soil which has very low permeability, are used in a reinforced soil embanking and if excess pore water pressure is produced by external factors, the friction resistance between reinforcing members and soils becomes decrease then the body of a reinforced embankment can be destroyed. But a clayey soil can be applied as a embanking reinforcing material if a reinforcement has a high permeable capacity and one can dissipate the excessive pore water pressure effectively. Therefore reinforcing effects have been examined when clayey soils are reinforced with nonwoven geotextiles of which permeabilities are very high(about 10^5 against a clayey soil) and the results of them are reported.

KEYWORDS : Nonwoven-geotextile, Stress ratio, Strength ratio, Spacing ratio

1. 서론

Henry Vidal에 의해 보강토공법이 개발된 이래로 다양한 종류의 보강토공법의 발전이 이루어져 왔다. 그중 테일알메공법과 섬유보강토공법이 대표적이라 할 수 있으며 전자는 인장보강재로서 떠상의 금속보강재를 사용하는 반면에 후자는 토목섬유를 사용한다는 점에서 크게 차이가 있다. 또한 초기의 보강토공법은 성토재로서 양질의 사질토를 사용하였는데 이는 사용된 보강재가 배수성을 갖지 못하기 때문에 투수성이 양호한 사질토를 사용함으로써 보강토체 내에서의 과잉간극수압의 발생을 억제하기 위한 것이다. 그러나 현장에서 양질의 사질토를 구할 수 없을 경우 보강토공법의 경제적 이점을 최대한으로 살릴 수 없게된다. 이러한 이유로 근래에는 성토재로서 불량한 현장의 유용토를 이용하려는 노력이 이루어지고 있는데 현장의 유용토중 투수성이 대단히 낮은 점성토의 경우 침투수가 발생할 경우 효과적인 배수가 이루어지지 못한다. 따라서 본 연구에서는 현장발생 점성토를 토목섬유중 배수성이 양호한 부직포(Nonwoven-geotextile)로 보강하였을 때 제조건에 따른 보강효과를 조사하기 위하여 직접전단시험기를 이용 무보강점성토와 부직포보강점성토에 대하여 압밀비배수 조건하에서 일련의 전단시험을 수행하여

전단강도개선 정도를 조사하였다. 주된 내용은 무보강점성토에 대한 부직포보강점성토의 구속압에 따른 보강효과와 보강재간격에 따른 전단강도 증가변화 및 보강재의 배치방향에 따른 보강효과에 대한 내용으로 무보강점성토와 보강점성토의 최대전단강도를 비교함으로써 보강점성토의 전단특성 및 보강효과를 파악하기 위한 것이다.

2. 점성토에 대한 물리시험 및 사용된 보강재의 특성

부직포보강점성토의 보강효과를 조사하기 위하여 사용된 흙시료의 물리적특성을 파악하기 위하여 기본적 실내시험을 행하였으며, 보강재를 국내에서 생산되는 100%장섬유 부직포(Nonwoven-geotextile)로 총 2종을 사용하였고, 그 물리·역학적 특성은 <표-1>에 요약하였다.

<표-1> Properties of a clayey soil and nonwoven geotextiles

Clayey Soil						Nonwoven Geotextile		
Consistency			Grain size analysis			Names of goods	P 520	P 530
ω_l (%)	ω_p (%)	PI	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	Weight (g/m ²)	200	300
32.83	23.39	9.44	0.0152	0.0297	0.0557	Tensile strength (kg/in)	60	90
Compaction			Cu = 3.644 , Cc = 0.4584			Strain at failure (%)	60~100	60~100
$\gamma_{dmax} = 1.76(\text{g/cm}^3)$	$\omega_{opt} = 16.7\%$	Coefficient of Permeability, k ₁₅ (cm/sec)		3.157 × 10 ⁻⁶		Coefficient of permeability (cm/sec)	$\alpha \times 10^{-1}$, ($\alpha=1\sim9$)	$\alpha \times 10^{-1}$, ($\alpha=1\sim9$)
USCS	CL	Specific gravity, G _s		2.62				

3. 전단시험 방법

부직포보강점성토의 전단강도 개선효과를 조사하기 위하여 대형직접전단시험장치를 이용 압밀비배수 전단시험을 2.0mm/min의 전단속도로 변형율제어방식으로 행하였다. 전단상자는 각형의 30cm×30cm×15cm(가로×세로×높이; Volume=13,500cm³) 크기의 것을 사용하였다.

다짐시험에 의해 결정된 최적함수비(ω_{opt} ; Optimum water content)로 점성토의 함수비를 조절하고 다공판을 전단상자내 저면에 장착한 후 매층 약 6kg의 흙시료를 넣고 4.5kg의 Rammer를 45cm의 낙하고에서 75회의 타격을 가하며 다짐하였으며, 전단상자내에서의 총 다짐층수는 모든 시험에서 5층으로 일정하게 다짐하였다. 전단상자내에서의 점성토에 대한 다짐방법은 흙시료의 다짐시험결과와 Proctor 다짐에너지방정식에 의해 결정하였다. 전단상자내에 다짐된 점성토에 대한 다짐도를 조사한 결과 이러한 다짐방법이 적절하였던 것으로 나타났다. 보강재의 삽입에 의한 보강토의 다짐은 무보강토와는 약간의 차이가 있다. 무보강토의 경우 약 6kg씩의 흙시료를 전단상자의 전면에 동일한 두께로 편후 최종층까지 다짐하였으나, 보강토에서 연직보강의 경우 전단상자의 미리 정해진 위치에 보강재를 연직으로 삽입한 후 한쪽을 견고한 목재를 삽입하고 다른 한쪽을 최종토층까지 다진후, 삽입했던 목재를 제거하고 그 공간에 흙시료를 동일한 방법으로 다지는 방법을 택하였다. 경사보강재의 경우는 보강재의 매입각도에 따라 각 다짐층의 전체 전단상자의 면적에 대한 비를 산정하여 그에 상응하는 매층의 다짐회수를 변화시켜 최종층까지 다짐하였고, 최종다짐층의 상부면은 강재정규로 일정한 면이 되도록 단면을 성형하였다. 이러한 다짐방법의 차이가 보강토와 무보강토 사이의 다짐도(최대건조밀도)의 차이는 무시할 수 있을 정도로서 소정의 건조밀도를 확보할 수 있었다.

압밀시험은 전단시험의 연직구속압과 동일한 하중을 1:8의 비율을 가진 레버와 분동을 이용하여 일정한 시간간격으로 단계적 재하하중을 가하였으며 충분한 압밀이 이루어지도록 12시간 압밀시간이 경과한 후 전단하였다. 전단시험은 전동모터에 의해 변형율제어방식으로 0.2mm/min의 수평변형속도로 하부전단상자를 습동시키면서 비배수전단시험을 수행하였다. 전단시험의 종료는 현저히 파괴상태가 발생하였다고 판단되었을 때, 즉 뚜렷한 피크점이 발생되었을 때와 파괴에 이르지 않더라도 전단시험전 전단면적의 90%에 해당하는 10%의 수평변형율(수평변위=30mm)이 발생되었을 때로 하였다.

4. 전단시험결과

<표-2>에서 시험의 분류중 A는 무보강점성토에 대한 강도파라메타를 결정하기 위한 시험이며, B는 구속압에 따른 P520과 P530의 보강재로 보강된 점성토의 보강효과를 조사하기위한 시험으로 보강재는 전단상자의 중앙에 전단면과 전단방향에 대하여 연직으로 보강하여 전단시험을 수행한 것이다. C시험은 보강재의 간격에 따른 보강효과를 조사하기 위해 보강층수를 최대 3까지로 하였다. D시험은 보강재의 배치방향에 따른 보강효과를 조사하기 위한 시험으로 기준방향은 전단면에 대한 연직방향으로 하였다.

<표-2> The changes of water content before & after test and degree of compaction.

Test	Confining pressure σ_v (kg/cm ²)	Reinforcement (No. of layer)	Direction of reinforcing θ	Water content ω (%)		Unit weight before shearing (g/cm ³)		Degree of Compaction (%)
				Before shearing	After shearing	moist, γ_t	dry, γ_d	
A	0.7	None	-	16.57	16.11	1.961	1.682	95.6
	1.6	"	-	16.55	16.47	2.029	1.741	98.9
	2.8	"	-	16.93	16.90	1.973	1.688	95.9
	3.2	"	-	13.50	13.42	1.920	1.691	96.1
B	0.7	P520 (1)	0	16.17	16.85	2.025	1.743	99.0
	1.6	"	0	16.98	15.66	1.996	1.706	96.9
	2.8	"	0	15.57	15.33	2.000	1.730	98.3
	3.2	"	0	17.17	15.83	2.074	1.770	100.6
	0.7	P530 (1)	0	16.60	16.52	2.027	1.738	98.8
	1.6	"	0	16.35	15.96	2.009	1.727	98.1
	2.8	"	0	17.23	14.49	2.049	1.748	99.3
	3.2	"	0	15.13	14.43	2.029	1.762	100.1
C	2.8	P530 (1)	0	17.23	14.49	2.049	1.748	99.3
	"	P530 (2)	0	15.25	14.22	2.097	1.820	103.4
	"	P530 (3)	0	13.40	12.60	2.038	1.797	102.1
D	1.6	P530 (1)	0	16.35	15.96	2.009	1.727	98.1
		"	15	16.60	16.45	2.045	1.754	99.7
		"	30	16.77	16.50	2.022	1.731	98.4
		"	45	16.24	16.01	2.072	1.783	101.3
		"	60	15.88	15.78	2.038	1.759	99.9
		"	90	16.39	15.78	2.033	1.747	99.3
		"	135	16.07	15.21	2.027	1.746	99.2
"	150	16.18	15.25	2.056	1.770	100.6		

4.1 무보강점성토의 강도파라메타

무보강점성토의 강도파라메타를 결정하기 위하여 0.7~3.2kg/cm²의 구속압 하에서 압밀비배수전단시험을 행하였다. Fig.1은 그 결과를 전단응력~수평변위~연직변위($\tau \sim D \sim \Delta h$)의 관계로 나타낸 것으로 압

밀구속압의 증가에 따라 최대전단응력이 증가하고 있음을 알 수 있다. Fig.2는 연직구속압(σ_v)과 최대전단응력(τ_f)과의 관계를 나타낸 파괴포락선이며 그 결과는 <표-3>에 정리되어 있다.

<표-3> The result of shearing test of Unreinforced Clayey soil.

Confining pressure, σ_v (kg/cm ²)	Shear strength at failure, τ_f (kg/cm ²)	Horizontal displacement at failure, D (mm)	Vertical displacement at failure, Δh (mm)	Strength parameters	
				c (kg/cm ²)	ϕ
0.7	0.718	6.8	-0.3	0.36	26.2°
1.6	1.188	12.4	-0.17		
2.8	1.567	21.4	0.62		
3.2	2.077	26.8	1.75		

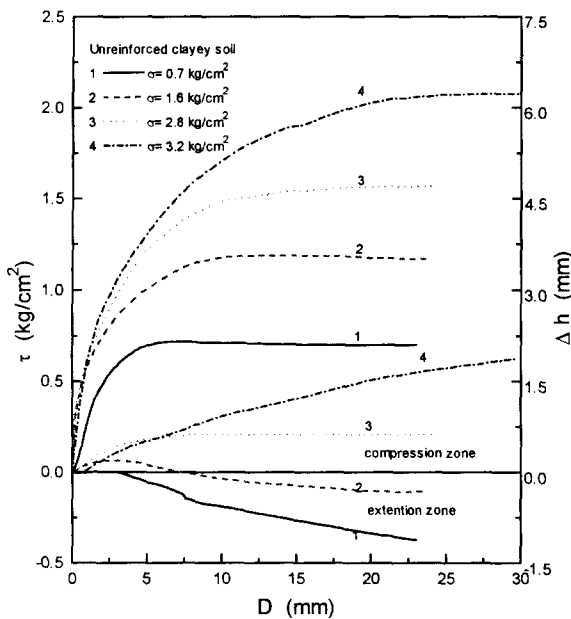


Fig. 1 The shear test result of unreinforced clayey soil

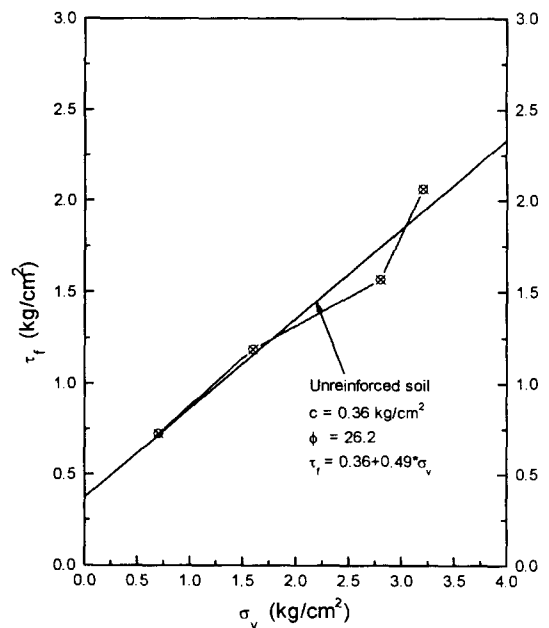


Fig. 2 Failure envelope of unreinforced clayey soil

4.2 구속압에 따른 보강효과

구속압증가에 따른 보강효과를 조사하기 위해 두 종의 P520, P530 부직포보강재를 30cm×15cm로 재단하여 전단상자의 중앙에 전단면에 대하여 연직으로 보강하고 무보강시와 동일한 연직구속압하에서 직접 전단시험을 행하였다. 보강재의 층수는 모든 시험에서 1층으로 하였다. Fig.3은 연직구속압에 따른 최대전단응력과 무보강점성토에 대한 보강점성토의 강도비의 관계를 나타낸 것이며 강도비(R)는 무보강토의 최대전단응력에 대한 보강토의 최대전단응력의 비로 정의된다. 그 분포범위는 1.04~1.27이며 구속압 3.2 kg/cm²에서의 강도비는 <표-4>에서 알 수 있듯이 낮은 값을 나타내고 있는데 이는 일반적으로 점성토가 함수비의 영향으로 그 최대강도가 변화하는데 무보강 경우의 함수비가 최적함수비보다 상대적으로 작아 최대전단강도가 높게 평가된 것이 주요원인인 것으로 생각된다. 그러나 그림에서의 이러한 전단강도의

증가는 전단변형이 발생하여 주변토가 구속되는 연상을 설명해 주고 있다.

Fig.4는 무보강점성토와 P520 및 P530으로 보강된 점성토의 파괴포락선을 나타낸 것이다. 함수비에 따른 전단강도의 변화를 무시할 경우의 부직포보강점성토에 대한 강도파라미터를 선형회귀분석에 의하여 구한결과 P520으로 보강한 경우 점착력은 0.03kg/cm², 내부마찰각은 3.2°가 증가하였으며, P530으로 보강한 경우는 점착력이 0.17kg/cm², 내부마찰각이 0.8° 증가하여 보강토가 무보강토 보다 구속압의 증가에 따른 전단강도의 증가비율이 크게 나타났다<표-5>.

<표-4> The influence of confining pressure to reinforcing effect.

Reinforce ment	Confining pressure σ_v (kg/cm ²)	Horizontal displacement at failure D (mm)	Vertical displacement at failure Δh (mm)	Shear strength at failure τ_f (kg/cm ²)	Increased Shear strength $\Delta \tau_f$ (kg/cm ²)	Strength Ratio R
P 520	0.7	7.6	-0.79	0.766	0.048	1.07
	1.6	28.8	0.55	1.308	0.120	1.10
	2.8	27.6	1.80	1.980	0.413	1.26
	3.2	30.0	1.28	2.168	0.091	1.04
P 530	0.7	21.2	-0.79	0.807	0.089	1.12
	1.6	30.0	1.18	1.503	0.315	1.27
	2.8	30.0	2.08	1.919	0.352	1.22
	3.2	30.0	2.02	2.172	0.095	1.05

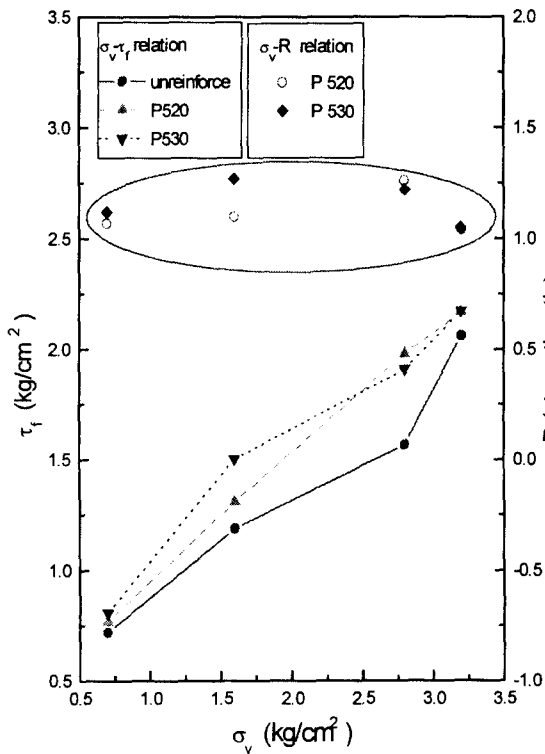


Fig. 3 Strength ratio of reinforced soil

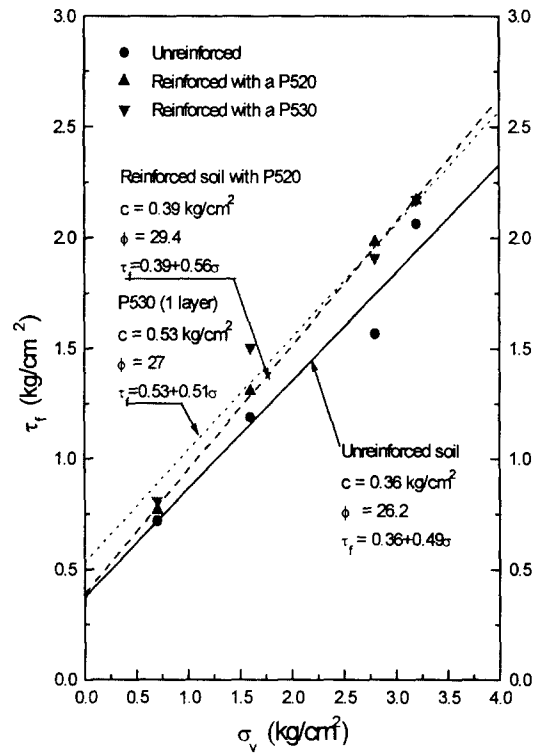


Fig. 4 Failure envelope of reinforced soil

<표-5> Strength parameters of reinforced clayey soil with a P520 & P530

Reinforcement	Cohesion, c (kg/cm ²)	Internal friction angle, ϕ	Failure envelope equation
P 520	0.39	29.4	$\tau_f = 0.39 + 0.56 \cdot \sigma_v$
P 530	0.53	27.0	$\tau_f = 0.53 + 0.51 \cdot \sigma_v$

4.3 보강재 간격에 따른 보강효과

일정한 연직구속압 2.8kg/cm² 하에서 P530의 부직포보강재를 전단면과 전단방향에 대하여 연직으로 3층까지 보강하여 보강재 간격에 따른 보강효과를 조사하였다. Fig.5는 전단시험결과를 전단응력~수평변위~수직변위($\tau \sim D \sim \Delta h$)의 관계로 나타낸 것으로 보강수의 증가에 따라 거의 일정한 값의 최대응력의 증가를 나타내고 있다. 또한 무보강토의 경우 수평변형이 7.1%(21.4mm)에 도달하였을 때 최대전단응력을 나타냈으나 보강토의 경우 최대 10%(30mm)의 수평변위가 발생하여도 최대전단응력에 이르지 않았다는 것을 전단응력의 증가추이에서 알 수 있다. 또한 보강의 경우 무보강의 경우보다도 초기부터 보다 큰 전단강성을 나타내며 그 증가량은 전단변위가 증가함에 따라 더욱 커짐을 알 수 있다. Fig.6은 전단상자의 전단방향길이(H=30cm)에 대한 인접 보강재간 간격의 비로 정의된 보강재간격비(e)와 최대응력비(τ_f/σ_v) 및 무보강토에 대한 보강토의 강도비(R)의 관계를 나타낸 것이며 간격비의 감소에 따라서 최대응력비와 강도비는 크게 증가하고 있음을 알 수 있다. 또 보강재에 의한 토체의 구속력이 증가하여 변형을 경화현상이 증가함을 알 수 있다. 실제 보강토공법에서 보강재 간격비는 이 실험에서의 경우보다 크게 작아 전단강도를 효과적으로 개선할 수 있다는 것을 뒷받침해 주고 있다. <표-6>은 보강재 간격이 보강점성토의 전단강도개선에 미치는 영향을 조사한 결과를 요약한 것이다.

<표-6> The relation between reinforcing spacing and shear strength.[$\sigma_v = 2.8\text{kg/cm}^2$, P530]

No. of reinforcing layer	Spacing Ratio (e)	Horizontal displacement at failure D (mm)	Vertical displacement at failure Δh (mm)	Shear strength at failure τ_f (kg/cm ²)	Increased Shear strength $\Delta \tau_f$ (kg/cm ²)	Stress ratio τ_f/σ_v	Strength Ratio R
1	0.50	30.0	2.08	1.919	0.352	0.685	1.22
2	0.33	30.0	1.70	2.271	0.704	0.811	1.45
3	0.25	30.0	0.77	2.557	0.990	0.913	1.63

4.4 보강재 방향에 따른 보강효과

부직포보강점성토에 대한 보강재의 방향에 따른 보강효과를 조사하기 위하여 1.6kg/cm²의 일정한 구속압하에서 30cm×15cm로 재단된 P530 보강재를 1층으로 보강하여 일련의 압밀비배수직접전단시험을 수행하였으며 기준 보강재방향(θ)은 전단면의 연직방향으로 선정하였다. 이러한 일련의 시험결과로서 Fig.7은 보강재 방향에 따른 전단응력과 수평변위의 관계를 나타낸 것이다. 인장변형방향($0^\circ < \theta < 90^\circ$)으로 보강한 경우는 모두 무보강토에 비하여 최대전단응력이 크게 증가하였다. 그러나 압축보강($90^\circ < \theta < 180^\circ$)의 경우는 무보강토와 근사값 또는 그 이하의 값을 나타내었다. 또한 동일한 인장보강의 경우라도 그 배치방향에 따라 최대전단응력은 변화하는데 Fig.7~8에서 보강재의 배치각도에 따른 보강효과의 변화를 알 수 있다. 그림에서 전단강도의 변화는 전단면의 연직방향에 대하여 인장측으로 30° 기울어 보강되었을 때를 최대로 보강재의 매입각이 증가함에 따라서 감소하게 되어 135°를 넘게되면 오히려 무보강토 보다 전단강도가 감소하고 있다. 다만, 90° 보강의 경우는 점성토와 부직포보강재 사이의 마찰응력을 의미한다. 이상과 같은 보강재 방향에 따른 강도비의 변화로부터 보강재가 인장보강의 기능을 하며 압축변형방향으로 보강될 경우에는 토체의 압축응력보다도 낮은 압축응력이 보강재에서 발생하여 오히려 전단강도가 무보강토에 비하여 감소됨을 알 수 있다.

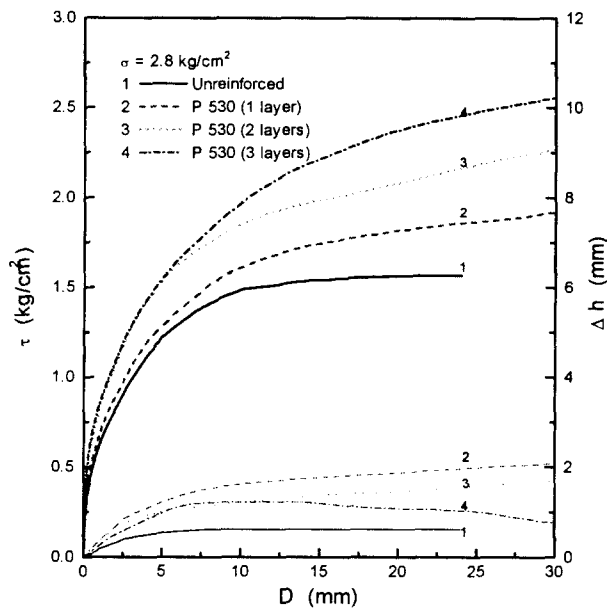


Fig. 5 Shear test with reinforcing number

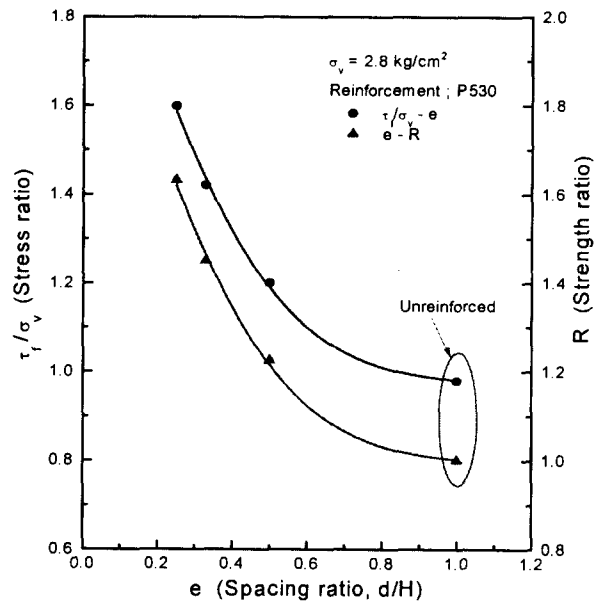


Fig. 6 Reinforcing spacing & reinforcing effect relation

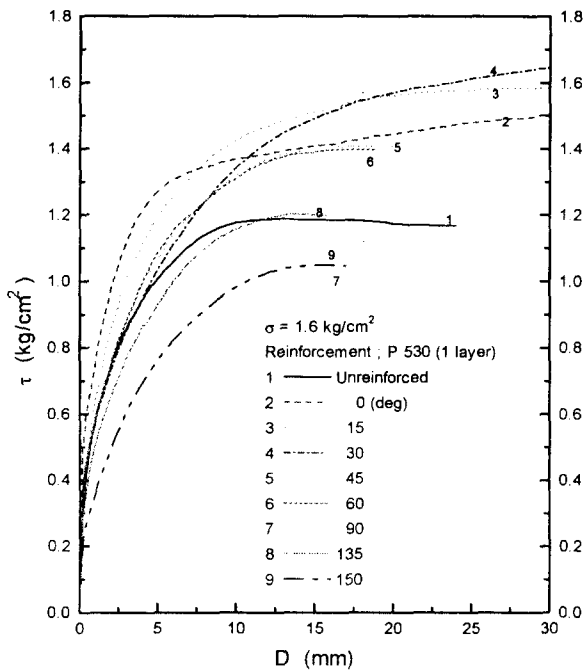


Fig. 7 Shear test with reinforcing directions

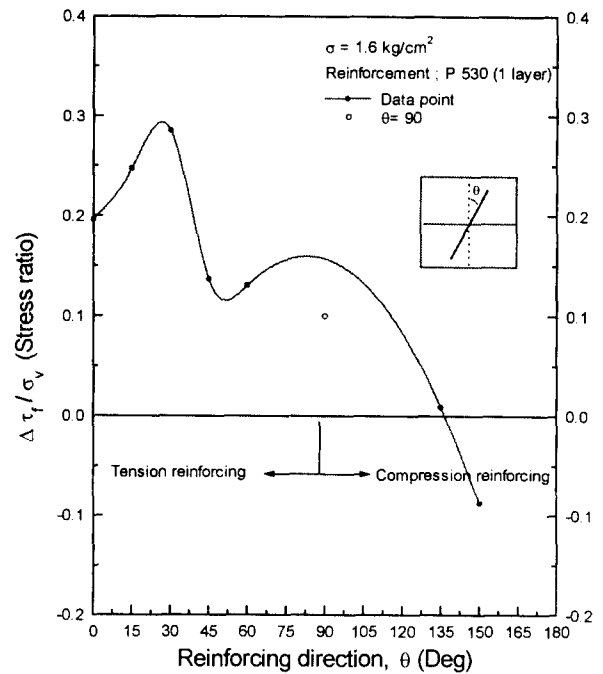


Fig. 8 Reinforcing direction & reinforcing effect relation

<표-7> The relation between reinforcing direction and shear strength.

[$\sigma_v = 1.6\text{kg/cm}^2$, Reinforcement = P530]

Angle to the vertical direction θ (°)	Horizontal displacement at failure, D (mm)	Vertical displacement at failure, Δh (mm)	Shear strength at failure τ_f (kg/cm ²)	Increased Shear strength $\Delta \tau_f$ (kg/cm ²)	Strength Ratio R
0	30.0	1.18	1.503	0.315	1.265
15	27.0	-0.09	1.584	0.396	1.333
30	30.0	0.76	1.645	0.457	1.385
45	17.4	-0.12	1.407	0.219	1.184
60	16.4	0.49	1.397	0.209	1.176
90	14.8	0.93	1.033	-0.155	0.869
135	13.4	0.89	1.203	0.014	1.012
150	15.2	0.69	1.049	-0.140	0.882

5. 결론

현장에서 발생한 점성토를 이용한 무보강토 및 부직포보강토에 대한 압밀비배수 직접전단시험을 통하여 얻은 결과는 다음과 같다.

- 1) 구속압의 증가에 따라 무보강, 보강토 공히 전단강도는 증가하고 전단강도의 증가비율은 보강토의 경우가 크다.
- 2) 부직포보강재 층수의 증가로 인한 보강재간 간격의 감소로 점성토는 보강재에 의한 큰 구속력이 발생하여 전단강도가 증가하며 그 관계는 본 시험의 범위에서 보강재간격의 감소에 따라서 비선형적으로 급격히 증가하였다. 따라서 실제 성토보강시 보강재간 간격은 이 연구의 경우보다 작으므로 현장유용 점성토를 효과적으로 보강할 수 있을 것으로 기대된다.
- 3) 보강재방향에 따라서 인장변형방향으로 보강재를 매입할 경우 보강점성토의 전단강도는 증가하며 전단면의 연직방향에 대하여 30° 인장방향으로 경사지게 매입할 때 가장 큰 보강효과를 기대할 수 있으며 압축변형방향으로 보강시는 무보강시의 최대전단강도와 비슷하거나 낮아 보강의 효과를 기대할 수 없다.

참고문헌

1. 山内裕元(1992), “粘性土盛土の不織布による補強法”, 東京大學.
2. Broms, B. B.(1977), “Triaxial tests with fabric-reinforced soil”, C. R. Coll. Int. Sols textiles, Paris, pp.129~133.
3. Ingold, T. S.(1983), “Reinforced Clay subject to Undrined Triaxial Loading”, Jour. Geot. Engineering., Vol.109, No. 5, ASCE, pp.738~744.
4. Ingold, T. S. and Miller, K. S.(1982), “Analytical and laboratory investigations of reinforced clay”, Proceedings of Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, pp.587~592.
4. Jewell, R. A. and Wroth, C. P.(1987), “Direct shear tests on reinforced sand”, Geot. Vol.37, No.3, ASTM, Philadelphia, pp.112~119.
5. Jones, Colin J F P(1985), “Earth reinforcement and soil structures”, Butterworth, PP.21~56.
6. Ling Hoe In(1993), “Performance of Geosynthetic-Reinforced Cohesive Soil Mass at Plane Strain Compression”, University of Tokyo.
7. McGown, A., 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.