

## 연약지반 표층처리공법 설계정수(지지력계수 $N_c$ , 인장력 $T_i$ ) 산정방법에 관한 고찰 A Study on Determining the Design Parameter ( $N_c$ , $T_i$ ) of the Surface Reinforcement Method for Soft Ground

함태규<sup>1)</sup>, Tae-Gew Ham, 서세관<sup>2)</sup>, Se-Gwan Seo, 조삼덕<sup>3)</sup>, Sam-Deok Cho, 양기석<sup>4)</sup>, Kee-Sok Yang,  
유승경<sup>5)</sup>, Seung-Kyong You

- 1) 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 선임연구원, Senior Researcher, Geotechnical Eng. Division, Korea Institute of Construction Technology
- 2) 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 연구원, Researcher, Geotechnical Eng. Division, Korea Institute of Construction Technology
- 3) 한국건설기술연구원 토질및기초연구실 책임연구원, Chief Researcher, Geotechnical Eng. Division, Korea Institute of Construction Technology
- 4) 한국항만기술단 기술연구소장, Chief Researcher, Korea Port Eng.
- 5) 명지전문대학 토목과 부교수, Associate Professor, Dept. of civil Eng, Myongji College

**SYNOPSIS** : This study, as basic research which was intended to develop the surface reinforcement method using reinforcement material which is applicable to very soft ground in Korea, was aimed at proposing the design parameter for the surface ground improvement method. To that end, a wide width tensile test using geotextile, geogrid and steel bar (substitute for bamboo) and 25 kinds of the laboratory model tests with the end restraint conditions of the reinforcement that comprises the constrained and partially constrained (3 types) conditions were conducted. And the result indicated that the modulus of subgrade reaction or  $N_c$  value (5.3) apparently overestimated the bearing capacity of very soft ground such as dredged ground. Moreover, as a result of model test by partially constraining the preload of 23.0kgf using geotextile, the effect of bearing capacity( $q_1$ ) appeared to be the largest till the loading stress was  $0.4\text{tf/m}^2$  due to cohesion, while it reached 75% of the maximum bearing force after  $0.4\text{tf/m}^2$  due to increase in the effect of bearing capacity( $q_2$ ) caused by the tensile force of the reinforcement. Such results tended to have appeared constantly or very similarly with each other, irrespective of the type of reinforcement (geogrid, steel bar) and constraint conditions.

**Keywords** : Reinforce material, Bearing capacity ratio Model test, Soft ground

### 1. 서론

표층처리공법으로 처리된 연약지반의 성토하중으로 인한 공학적인 거동분석에 관한 연구는 福往·西林(1967), 山内·後藤(1979), Watari 등(1986), 平尾(1997), 矢島 등(1988), 西林(1980) 등을 시작으로 여러 연구자들에 의해 시도되었으며, 특히 Watari 등(1986)은 표층처리공법 현장시험을 통하여 보강재가 성토 완료시 최대 인장력이 발휘된 후 점차로 감소되고, 지반변수는 지반강도, 하중조건 등에 의해 크게 변화된다는 결과를 발표하는 등 유익한 정보를 제공하고 있다. 국내에서는 보강재를 이용한 표층처리공법의 지지력 산정식으로 Terzaghi의 지지력이론을 기본으로 하는 야마노우치 제안식(1999)이 일반적으로 사

용되고 있다. 그러나 보강재로 인한 지지력 증가 효과는 각각 독립적으로 발굴되지 않고 상호관계를 가지고 있으며, 설계에 사용되는 미지의 설계정수는 지반조건이나 시공조건에 따라 복잡하게 변화되며 변형에 수반되는 설계정수의 추정은 매우 어렵다. 이러한 이유로 현장에서는 과거의 시공실적을 근거로 경험적인 설계가 행해지고 있으며 보강재와 지반간의 상호작용에 기초한 설계정수의 산정방법의 정립이 시급한 과제라고 할 수 있다.

본 연구는 국내의 초연약지반에 적용 가능한 표층보강재를 이용한 연약지반 표층처리공법을 정립시키기 위한 기초적 연구로서 표층처리공법 설계에 사용되는 설계정수 중 지지력계수  $N_c$  및 인장력  $T_i$  을 추정하는 방법을 제안하는 것을 목적으로 하고 있다. 이를 위하여 직포, 지오그리드, 강봉(대나무 대체재)을 이용한 광폭인장시험 및 벤딩시험, 그리고 보강재의 단부 구속조건을 완전구속, 부분구속(3종류)으로 한 25 종류의 실내모형실험을 수행하였다.

## 2. 이론적 배경

### 2.1 표층보강재에 의한 지지력 증가구도

보강재를 부설한 지반의 지지력증가구도는 그림 1과 같으며, 보강재 부설로 인하여 ①해먹효과, ②용기억제효과, ③침하효과, ④지반과 보강재간의 마찰력효과, ⑤인장력에 의한 전단저항효과, ⑥복토로 인한 하중분산효과 등을 기대할 수 있다. 이러한 효과는 각각 독립적으로 발굴되지 않고 상호관계를 가지고 있으며, 현시점에서는 각각의 효과가 충분히 해명되어 있지 않다.

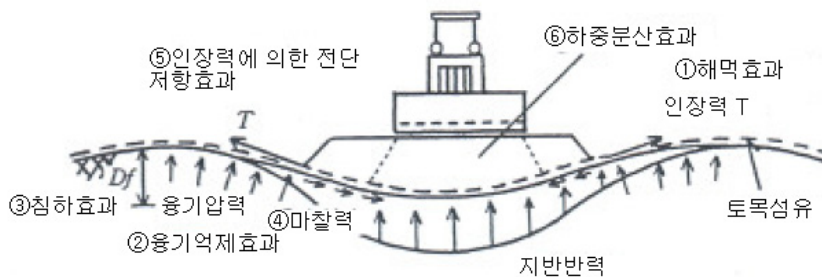


그림 1 토목섬유 부설지반의 변형과 응력 (토목섬유를 이용한 보강토의 설계 · 시공매뉴얼, 1998)

### 2.2 보강재를 이용한 표층처리공법의 지지력 산정방법

지반과 보강재가 일체가 되는 지지력 산정방법으로는 ①Terzaghi의 지지력이론에 의한 방법, ②지반계수법 · 케이블이론에 의한 방법, ③판이론에 의한 방법 등이 제안되어 있으며, 국내에서는 일반적으로 Terzaghi의 지지력이론을 기본으로 한 야마노우치 제안식 (식 (1))이 사용되고 있다. 이 식은 그림 2의 ①해먹효과, ②지반용기억제효과, ③침하효과를 고려한 것이다.

$$q_d = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 = cN_c + \frac{2T \sin \theta}{B} + \frac{T}{r} N_q + \gamma D_f N_q \quad (1)$$

여기에서,  $q_d$  :극한지지력,  $c$ :점착력,  $N_c, N_q$ :지지력형상계수,  $T$ :보강재의 인장강도,  $B$ :재하폭,  $\theta$ :보강재와 수평면이 이루는 각도,  $r$ :재하중근방의 용기망의 반경,  $\gamma$ :지반의 단위체적중량,  $D_f$ :연약지반

의 침하량을 나타내고 있다.

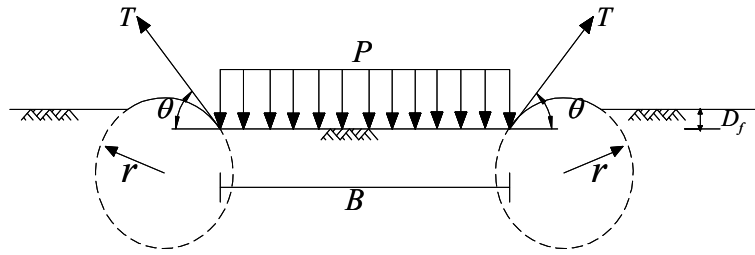


그림 2 Terzaghi의 지지력산정식 개념도

### 3. 시험점토의 물성치 및 보강재의 공학적 특성

본 연구에서는 전라남도 광양항 3단계 3차 예정지구현장에서 채취한 해성점토를 실내모형실험의 모형 지반에 사용하였다. 채취한 시료는 불순물을 제거한 후 재성형하여 실험에 사용하였고, 시료를 대상으로 물리적 특성과 역학적 특성을 조사하기 위해 각종 토질시험을 실시한 결과 광양 점토시료는 비중 2.65, 액성한계(LL) 45.9% 및 소성지수(PI) 24.2%이며, 통일분류법의 분류기준에 의하면 CL로 분류되는 것으로 확인되었다. 표 1에 물성시험결과를 나타내었다.

표 1. 광양점토시료의 물리적 특성

시료	$G_s$	LL (%)	PI (%)	흙 분류 (소성도표)	$\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	No.200 통과량(%)
광양	2.65	45.9	21.7	CL	16.82	98

실내모형실험에서 표층보강재로는 PP직포와 지오그리드, 강봉 등을 사용하였으며, 지오그리드시료는 폴리에스테르 레진(resin)을 압출실린더에 통과시켜 편평한 바(bar) 형태로 추출한 후 냉각, 연신 공정을 통하여 고강도의 스트립(strip) 형태로 만들고, 이를 격자형으로 교차시켜 레이저 기법으로 용접하여 제조한 결합형 지오그리드이다. 또한 대나무 망 대체재료 선정을 위하여 강성도(캔틸레버시험과 굴곡시험)를 실시하였다(함태규, 2008).

그림 3은 직포, 지오그리드A, 지오그리드B, 지오그리드C의 경사방향의 최대광폭인장강도와 그 때의 인장변형률의 대표적인 결과를 나타내고 있다. 또한 표 2에는 그 측정값을 나타내고 있다. 광폭인장시험 결과는 시험 시 사용한 20cm폭 시료의 리브수에 대한 단위 폭(1m)당 리브수의 비율을 고려하여 단위폭당 인장강도로 환산한 값이다. 그림 3으로부터 직포와 지오그리드A는 최대인장강도가 비슷한 값을 나타내는 반면 최대인장강도를 나타내는 인장변형률은 직포 16%, 지오그리드A 6.86%로 지오그리드A에 비해 직포는 큰 변형률에서 최대인장강도를 나타내는 것을 알 수 있다.

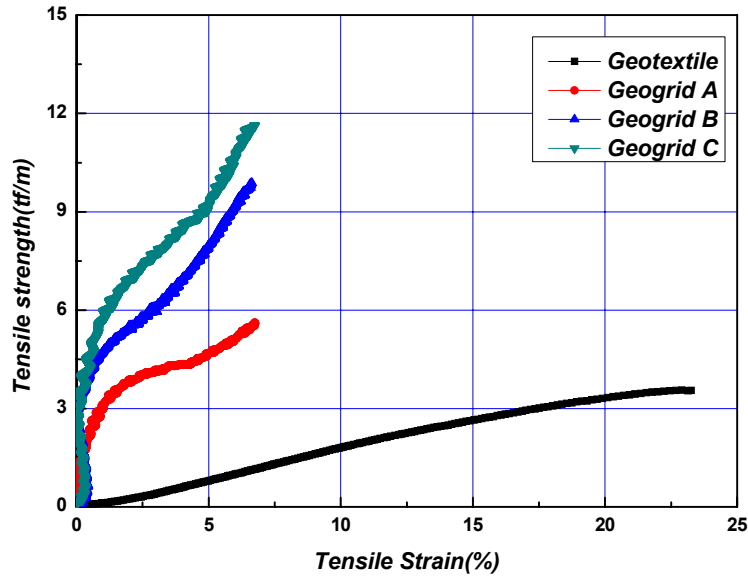


그림 3 광폭인장강도와 인장변형률 곡선 (경사방향)

표 2 광폭인장강도시험 결과

시험횟수 및 항목	경사방향							
	직포		지오그리드A		지오그리드B		지오그리드C	
	최대인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)	최대인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)	최대인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)	최대인장 강도 (t/m)	인장 변형률 (%)
1	3.46	21.1	7.46	8.69	9.66	5.96		
2	3.68	16.5	5.83	7.12	9.48	6.80	11.98	6.77
3	3.80	16.9	4.47	4.22	9.87	7.03	13.35	7.75
4	3.30	20.7	5.52	6.74	9.87	6.64	11.63	6.73
5	3.81	17.3	6.23	7.54	9.65	7.20		
평균	3.61	16.0	5.90	6.86	9.71	6.73	12.32	7.08

## 4. 실내모형실험 및 결과

### 4.1 실내모형실험장치

본 연구에서 제작한 실내모형실험기는 모형토조, 재하장치, 계측장치로 구성되어 있다. 모형토조 크기는 길이 2000mm, 높이 1000mm, 폭 500mm이며, 수치해석을 통한 경계조건을 조사하여 결정하였다. 본 실내모형실험에서는 최대 100mm까지 측정가능하며 오차범위 1/100mm변위를 측정할 수 있는 자기저항식 변위계(LVDT)와 연약지반 표층처리재의 정성적인 거동을 실시간으로 측정하기 위하여 최대측정범위는 200mm로 오차범위가 1/100mm인 비접촉 변형율계이지(Laser Displacement Transducer)를 이용하였다. 변위계 설치 간격은 예비실험을 통해 결정하였으며 이를 이용하여 성토체 중앙부의 침하와 인접지반의 연직변위를 측정하였다. 그림 4에 제작한 실내 모형시험 장치의 계통도를 나타내고 있다.

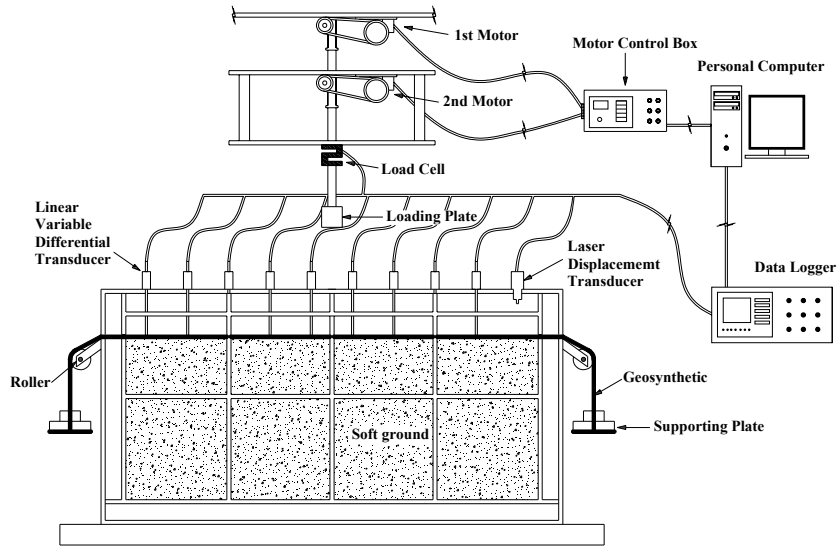


그림 4 실험모형시험장치 계통도

## 4.2 Terzaghi의 지지력계수 $N_c$

점토시료의 비배수전단특성을 조사하기 위하여 전동식 디지털 베인전단시험기를 이용한 전단시험을 실시하였다. 측정결과 함수비 124%의 지반의 전단강도는  $1.0\text{kN/m}^2$  ( $0.1\text{tf/m}^2$ ), 함수비 94.7% 지반의 전단강도는  $1.7\text{kN/m}^2$  ( $0.17\text{tf/m}^2$ )인 것으로 평가되었다.

또한 수중단위체적중량  $\gamma_{sub}$  은 실내모형시험에 사용된 점토(초기함수비  $w=124\%$ )를 이용하여 실시한 표준압밀시험결과  $0.424\text{tf/m}^3$ 인 것으로 확인되었다.

함수비를 94.7%, 124%로 조절하여 실시한 무보강지반의 실내모형시험결과를 그림 5에 나타내고 있다. 무보강지반에서는 각 단계의 재하가 완료된 후 15분경과 시에 차기 하중을 증가시키는 방법으로 제2모터를 이용하여 재하속도  $0.1\text{mm/min}$  로 점토지반의 중앙에서 단계적으로 하중을 재하 하였고, 하중 증가 없이 침하가 지속적으로 진행되는 하중을 극한하중(Ultimate load)으로 정의하여 극한하중에서 각각의 실험을 종료하였다. 무보강지반의 극한응력( $p_{ult}$ )은 함수비  $w=94.7\%$ 의 무보강지반에서  $0.245\text{tf/m}^2$ , 함수비  $w=124\%$  지반에서  $0.204\text{tf/m}^2$ 인 것으로 평가되었다. Terzaghi의 지지력이론( $q_{ult}=cN_c$ )을 통하여 무보강지반의 극한지지력을 산정한 결과 함수비  $w=94.7\%$ 의 원지반의 극한지지력은  $q_{ult}=0.90\text{tf/m}^2$ , 함수비  $w=124\%$  지반은  $q_{ult}=0.53\text{tf/m}^2$ 인 것으로 확인되었고, 이 값은 실제 실내모형시험결과와 각각 3.7배 및 2.6배에 해당되는 것으로 평가되었다. 이로써 Terzaghi의 지지력이론식에 사용되는 지지력계수  $N_c$  값(5.3)은 준설패립지반과 같은 초연약지반의 지지력을 과대평가하는 것으로 판단되며, 본 연구에서는 함수비  $w=124\%$ 의 광양점토지반의 지지력계수  $N_c$  를 2.0 으로 제안하여 점착력으로 인한 지지력항인 제1항을 식 2와 같이 산정하였다.

$$q_1 (\text{tf/m}^2) = \alpha c N_c = \frac{2}{3} \times 0.1 \times 2.0 = 0.13 (\text{tf/m}^2) \quad (2)$$

여기서,  $\alpha$  : 국부전단파괴로 인한 강도저감계수( $2/3$ ),  $q_1$  : 점토시료의 점착력으로 인한 지지력( $\text{tf/m}^2$ ),  $c$  : 점착력( $\text{tf/m}^2$ ),  $N_c$  : 본 연구에서 산정된 지지력 계수(2.0)를 의미한다.

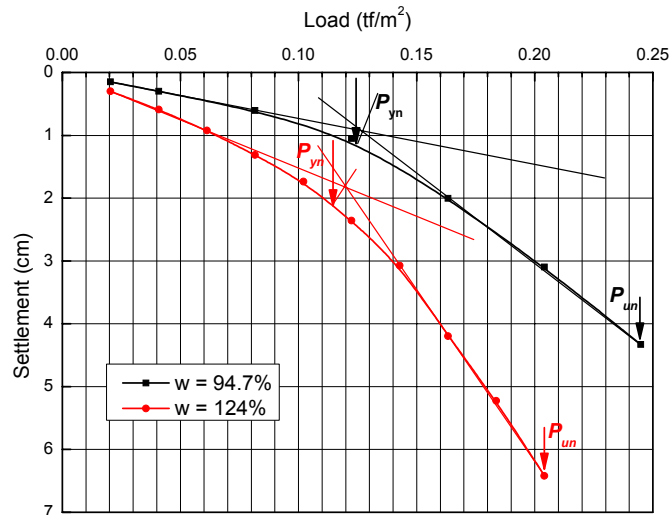


그림 5. 무보강지반의 재하응력과 침하량과의 관계

落合 등(1996)에 의하면 Terzaghi의 지지력이론의 제1항( $q_1$ )은 지반의 점착력으로 인한 지지력 항으로 초연약지반의 경우는 점착력이 매우 작아 제1항의 지지력효과는 매우 작고 제4항( $q_4$ )은 성토침하에 따른 성토침하부분의 부력효과로 인한 지지력 항으로 지반침하가 크게 발생할수록 이 효과가 크게 발생하는 것으로 보고되어 있다. 본 연구에서는 무보강지반의 실내모형실험에 있어 발생하는 지지력 $q$ 는 점토지반의 점착력으로 인한 지지력 항( $q_1$ )과 성토침하에 따른 성토침하부분의 부력효과로 인한 지지력 항( $q_4$ )에 의한 것으로 상정하여 분석을 진행하였다.

그림 6에 함수비를 94.7%, 124%로 조절하여 실시한 실내모형실험 결과를 재하응력과 지지력과의 관계로 나타내고 있다. 그림으로부터 함수비 94.7%, 124%의 지반 모두 재하응력의 증가에 따라 지지력 $q$ 도 함께 증가되며, 극한하중에 있어 재하응력이 지지력 $q$ 을 초과하여 지반이 파괴에 이르는 것을 확인할 수 있다. 이로써 본 연구에서 사용하고 있는 준설패립지반과 같은 초연약지반의 지지력계수  $N_c$ 는 2.0이 적정하고, 국부전단파괴를 보이는 무보강지반의 지지력은 강도저감계수(2/3)를 고려하여야 하는 것이 실험을 통하여 확인되었다.

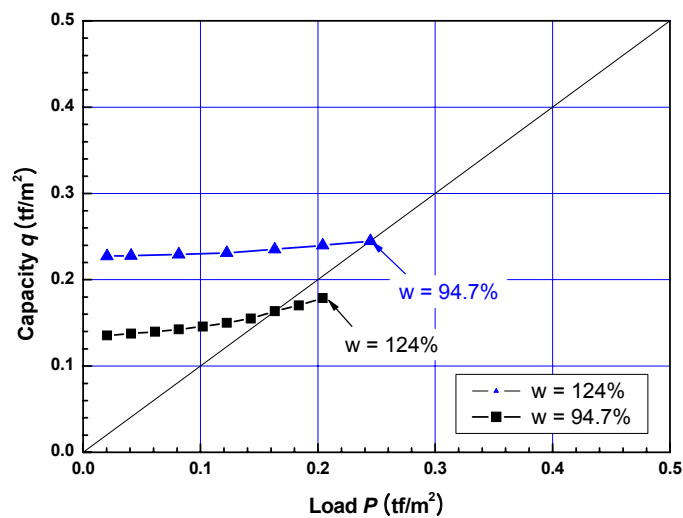


그림 6 재하응력과 지지력과의 관계

### 4.3 보강재에 발생하는 인장력 $T_i$

보강재의 상향방향의 인장력으로 인한 지지력 항  $q_2$  에서 사용되는  $T_i$  를 얻기 위하여 실내모형실험에 있어 점토를 제거하고 보강재만을 완전구속 상태로 거치시킨 후 (그림 7) 중앙에서 단계적으로 급속하중을 제하하여, 보강재의 인장력  $T_i$  를 평가하였다. 이때의 지지력은 보강재의 인장력만에 의해 발생되는 것으로 가정되며 식 (3)을 통해  $T_i$  를 얻을 수 있다.

$$p = q_2 = \frac{2T_i \sin\theta}{B} \quad (3)$$

$$T_i = \frac{pB}{2\sin\theta} \quad (4)$$

여기서,  $p$  : 재하응력 ( $\text{tf/m}^2$ ),  $q_2$  : 상향방향의 인장력으로 인한 지지력( $\text{tf/m}^2$ ),  $B$  : 재하폭,  $T_i$  :보강재의 인장강도,  $\theta$  :보강재와 수평면이 이루는 각도를 의미한다.

그림 8에 점토를 제거하고 직포, 지오그리드A, 강봉을 완전구속 상태로 거치시킨 후 실시한 실내모형 실험 결과를 나타내고 있다. 그림 중에는 광폭인장시험결과를 함께 표시하였다. 그림 8로부터 직포에 있어 광폭인장시험결과인 응력-변형을 곡선의 초기기울기는 0.24로 실내모형실험결과와의 0.6배에 해당되고, 광폭인장시험으로부터 얻은 파단강도(3.61  $\text{tf/m}$ ) 는 실내모형실험결과(2.78  $\text{tf/m}$ )의 1.3배에 해당되는 것으로 평가되었다. 지오그리드A는 광폭인장시험결과와의 응력-변형을 곡선 초기기울기는 4.8로 실내모형실험결과와의 1.2배에 해당되며, 광폭인장시험으로부터 얻은 파단강도(5.9  $\text{tf/m}$ ) 는 실내모형실험결과(4.73  $\text{tf/m}$ )의 0.8배에 해당되는 것으로 평가되었다.

설계에 사용되는 보강재의 인장력은 시공 중의 단기 안정을 목적으로 통상의 시공조건이나 환경조건에 기준한 보강재의 인장시험으로부터 구하는 파단강도를 사용하는 것이 일반적이다. 본 연구결과로부터 광폭인장강도시험으로부터 얻어지는 보강재의 인장강도는 실제지반에서 과대/과소평가될 수 있으므로 인장강도의 선정에 있어 광폭인장강도시험 뿐 아니라 실내모형실험을 통하여 신중히 고려하여야 할 필요가 있는 것으로 사료된다.

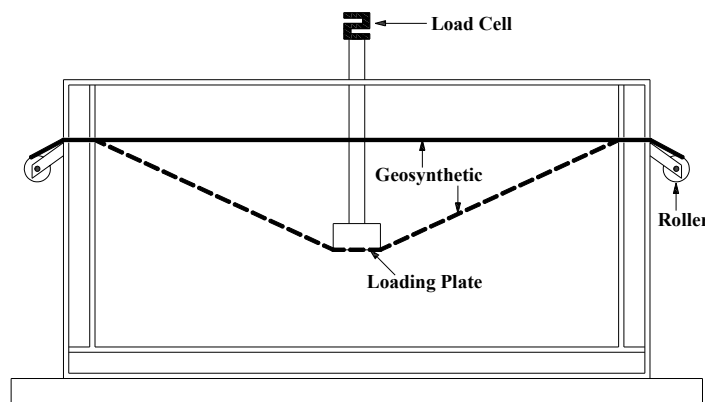


그림 7 점토를 제거하고 보강재만을 거치시킨 실험전경

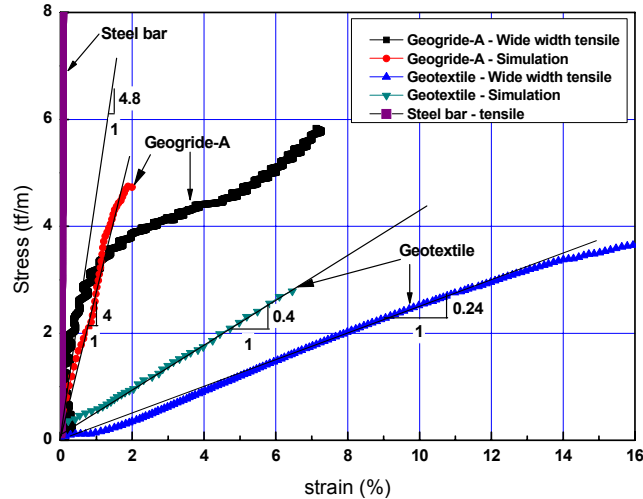


그림 8 실내모형실험 및 광폭인장시험으로부터 얻은 응력과 변형률 관계

## 5. 결론

표층처리공법 설계에 사용되는 설계정수 중 지지력계수  $N_c$  및 인장력  $T_i$  을 추정하는 방법을 제안하는 것을 목적으로 직포, 지오그리드, 강봉(대나무 대체재료)을 이용한 광폭인장시험 및 벤딩시험, 그리고 보강재의 단부 구속조건을 완전구속, 부분구속(3종류)으로 한 25 종류의 실내모형실험을 수행하였다. 본 연구에서 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 무보강지반의 극한응력은 Terzaghi 지지력 이론식으로 평가한 결과 함수비  $w=94.7\%$ 의 원지반의 극한지지력은  $q_{ult}=0.90\text{tf/m}^2$ , 함수비  $w=124\%$  지반은  $q_{ult}=0.53\text{tf/m}^2$  인 것으로 확인되었고, 이 값은 실내모형실험을 통해 얻은 값의 각각 3.7배 및 2.6배에 해당된다.
2. 이로써 Terzaghi 의 지지력이론식에 사용되는 지지력계수  $N_c$  값(5.3)은 준설매립지반과 같은 초연약지반의 지지력을 과대평가하는 것으로 판단된다.
3. 함수비  $w=124\%$ 의 광양점토지반의 지지력계수  $N_c$  를 2.0 으로 제안하여 무보강지반의 지지력을 산정한 결과, 준설매립지반과 같은 초연약지반의 지지력계수  $N_c$  는 2.0이 적정하고, 국부전단파괴를 보이는 무보강지반의 지지력은 강도저감계수(2/3)를 고려하여야 하는 결론을 도출하였다.
4. 광폭인장강도시험으로부터 얻어지는 보강재의 인장강도는 실제지반에서 과대/과소평가될 수 있으므로 인장강도의 선정에 있어 광폭인장강도 시험 뿐 아니라 실내모형실험을 통하여 신중히 고려하여야 할 필요가 있다.

## Acknowledgements

본 연구는 건설기술혁신사업 (06건설핵심-D02)의 일환으로 수행되었으며, 관계자 여러분께 감사드립니다.

## 참고문헌

1. 福往降二, 西林清茂(1967), “ビニロンシートによる軟弱地盤表層處理工法”, 第22回土木工學會年次學術講



演概要集, pp. 1-4.

2. 山内豊聴, 後藤恵之輔(1979), “敷網工の實用支持力公式の一提案”, 九州大學工學週報, vol. 52, No. 3, pp. 201-207.
3. Watari, Y. et al(1986), “Field study of behavior of geogrids and soft ground”, 3th Int. Conf. of Geotextiles, pp. 187-191, 1986.
4. 平尾和年(1997), “ジオテキスタイルによる軟弱地盤の支持力改良とその評価法に関する研究”, 九州大學博士論文, pp.42-46.
5. 矢島壽一, 丸尾武樹, 塚田幸廣(1988), “ジオテキスタイルを用いた強化路盤の変形挙動と効果”, 第3回ジオテキスタイルシンポジウム發表論文集, pp.60-65.
6. 西林清茂(1980), 表層被覆工法 (シート), 土木施行, vol. 21, No. 13, pp. 48-56.
7. 함태규, 조삼덕, 양기석, 유승경(2008), “보강재의 구속조건에 따른 초연약지반의 지지력개선효과에 관한 연구”, 한국토목섬유학회논문집, 제7권, 제3호, pp.41-49.