

# 지오그리드-폐 EPS 조각 혼합경량토의 마찰특성

Friction Characteristics of Geogrid-Light Weight Soil Mixed  
with Small Pieces of Waste EPS

김 홍 택\*1

Kim, Hong-Taek

방 윤 경\*2

Bang, Yoon-Kyung

---

---

## Abstract

In this study, physical and geotechnical properties of the light weight mixed soil (weathered granite soil mixed with small pieces of waste EPS) were analyzed by laboratory experiments to examine its suitability for backfill materials of the reinforced-earth walls. Friction characteristics of geogrid-light weight mixed soil were also investigated by performing the pullout tests for two types of geogrids having different flexural rigidity. Also a procedure was proposed to evaluate friction strength between geogrid and light weight mixed soil by using a stress-strain relationship of the orthotropic composite material subjected to both longitudinal and vertical loadings. By the procedure proposed in this study, values of the calibration coefficients  $\alpha_1$  and  $\alpha_2$  applicable for the evaluation of friction strengths between two types of geogrids and light weight mixed soils were further presented.

## 요 지

본 연구는 보강토 토류벽체의 뒤채움재로서 폐 EPS 조각을 혼합한 경량의 성토재료를 개발, 활용하기 위한 기초연구로서, 우리나라에 광범위하게 분포하는 화강풍화토와 폐 EPS 조각을 혼합한 경량성토재에 대해 공학적 특성파악을 위한 기본물성시험을 수행하였고, 또한 국내에서 판매되고 있는 두가지 대표적인 강성 및 연성 지오그리드 보강재에 대해 폐 EPS 조각의 혼합비를 변화시켜가며 실내인발시험을 수행하였으며, 이들 시험결과를 토대로 하여 폐 EPS 조각 혼합경량토의 토질공학적 특성과 지오그리드-혼합경량토 사이의 마찰특성을 분석·평가하였다. 또한 본 연구에서는, 인장력 이외에도 다짐하중 및 상재하중 등 수직하중에 의한 압축력이 추가로 동시에 작용하는 경우의 지오그리드의 인장력-변형률 관계를 고려할 수 있는 마찰강도 산정방법을 제시하였으며, 이 방법을 토대로 하여 지오그리드-혼합토 사이의 마찰강도 평가시 적용

---

\*1 정희원, 홍익대학교 공과대학 토목공학과 부교수

\*2 정희원, 대원전문대학 토목과 전임강사

가능한 보정계수  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값의 범위를 제시하였다.

Keywords : Waste EPS pieces, Weathered granite soil, Light weight mixed soil, Geogrid, Pullout test, Friction characteristics

## 1. 서 론

경량성토재료를 이용한 하중경감공법은 원리가 명확하고 지반이나 구조물에 과대변형, 부등침하 및 전단파괴를 억제하는 등의 효과가 비교적 확실하며, 재료의 품질관리나 시공 관리가 용이한 점 등의 장점이 있어 근래에 들어 특히 주목받고 있는 공법이다. 경량성토재료로서 EPS(expanded polystyrene)의 활용은 1972년 노르웨이에서 교대의 뒤채움재로 EPS 블럭을 최초로 사용한 이래 최근 국내에서도 사용실적이 증가하고 있다(조 등, 1995b). EPS를 블럭 형태로 성형하여 사용하지 않고 알갱이 상태로 사용하는, 이른바 EPS 알갱이 혼합 경량토에 대한 연구(峯岸邦夫 등, 1994, 山田 등, 1989, 森範行 등, 1993)는 극히 최근에 와서야 진행되고 있는 바, 이러한 방법은 EPS 블럭을 이용한 기존의 경량성토 공법에 비하여 경제적인 뿐만 아니라, 임의의 밀도나 강도를 확보하기가 용이한 점 등의 장점 때문에 그 적용이 점차 증가하고 있다.

최근에 들어 시도되고 있는 경량성토재의 제조방법중, 시멘트나 석회 등의 안정제를 혼합하지 않고 EPS 알갱이만을 간단히 혼합하여 사용하는 방법이 시도되고 있으며(峯岸邦夫 등, 1994), 이 경우의 EPS 알갱이는 별도의 안정제 없이 흙입자와 직접 접촉되고 또한 내부에 압축성이 큰 기포를 다량 함유하므로, 종래의 경량성토재료나 토질재료와는 상이한 공학적 특성을 나타내게 된다. 특히 항만공사나 옹벽의 배면 등 침투수의 유입이 예상되는 경우, 장기적인 상재하중이나 반복응력이 예상되는 경우, 또한 보강토벽체의 뒤채움 등에 본 EPS 알갱이를 사용할 경우에는, EPS 알갱이

혼합경량토의 투수성, 장기변형성 및 보강재와의 마찰특성 등을 포함한 각종 물리적·역학적 특성을 규명하는 것이 필수적이다.

본 연구는 보강토 토류벽체의 뒤채움재로 폐 EPS 조각을 혼합한 경량의 성토재료를 개발, 활용하기 위한 기초연구로서, 우리나라에 광범위하게 분포하는 화강풍화토와 폐 EPS 조각을 서로 혼합한 경량성토재(이하 혼합토)에 대해 공학적 특성파악을 위한 기본물성시험을 수행하였고, 또한 국내에서 판매되고 있는 대표적인 두가지 종류의 강성 및 연성 지오그리드 보강재에 대해 폐 EPS 조각의 혼합비를 변화시켜가며 실내인발시험을 수행하였으며, 이들 시험결과를 토대로 하여 폐 EPS 조각 혼합토의 토질공학적 특성과 지오그리드-혼합토 사이의 마찰특성을 분석·평가하였다. 또한 인발력과 이에 수직으로 작용하는 압축력을 고려한 직교이방성 합성부재의 인장력-변형률 관계를 이용하여, 인장력 이외에도 다짐하중 및 상재하중 등 수직하중에 의한 압축력이 추가로 동시에 작용하는 경우의 지오그리드의 인장력-변형률 관계를 고려할 수 있는 마찰강도산정 방법을 제시하였다. 또한 이 산정방법을 토대로 하여 지오그리드-혼합토 사이의 마찰강도 평가시 적용 가능한 보정계수  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값의 범위를 제시하였다.

본 연구에서의 시험용 혼합토는, 기존의 연구에서 주로 사용되던 원형 EPS 알갱이(EPS 블럭 등을 제조하는 원재료)가 아닌, 기 사용된 폐 EPS 블럭을 직경 0.6~5.0mm 정도의 불규칙한 형상으로 파쇄한 조각을 화강풍화토와 혼합한 것이다. 따라서 기존의 경량토와 비교하여 재료의 경량성은 유지하면서도, 경제적이고 또한 폐기 EPS의 효율적인 재활용이라는

측면에서도 바람직한 장점을 지니는 동시에, 국내에 광범위하게 분포하여 비교적 손쉽게 구할 수 있는 화강풍화토와 혼합하므로써, 시공성이 뛰어난 특징을 지니고 있다.

## 2. 혼합토의 토질공학적 특성

EPS는 직경 0.3~2.5mm 정도의 알갱이에 중량비로 약 3~8%의 발포제를 첨가한 후, 연화점(90℃) 이상으로 가열하여 발포제의 팽창압력에 의해 약 30~60 배의 크기로 발포시킨 상태를 말한다. 국내의 경우, EPS를 1800×900×600mm 크기 정도의 블럭 형태로 성형한 EPS 블럭이 생산되고 있고, KS M 3808 규정에 의해 EPS 블럭의 종류를 EPS의 발포배율에 따라 D-16, 20, 25 및 30 등으로 분류하고 있다(조 등, 1995b). 본 연구에서는 보강토벽체의 뒤채움재로서 폐 EPS 조각을 혼합한 경량성토재료를 개발, 활용하기 위한 기초연구의 목적으로, 우리나라에 광범위하게 분포하는 화강풍화토와 폐 EPS 조각을 혼합한 경량성토재를 대상으로 토질공학적 특성에 관련된 기본시험을 수행하였다. 시험에 사용한 폐 EPS 조각은, 기 사용된 여러 종류의 EPS 블럭을 경량화 콘크리트에 혼합하기 위하여 직경 0.6~5.0mm 정도의 입자 크기로 파쇄하여 상품화한 것을 사용하였다(표 1). 폐 EPS 조각의 표면은 수분 및 무기물과의 친화력을 높이고 정전기를 없애기 위한 코팅처리가 되어 있고, 일정하지는 않으나 대개는 불규칙한 구형에 가까운

표 1. 시험시료의 채원

화강풍화토	비 중		2.65
	자연함수비(%)		12.3
	입 도	모래(%)	89.3
		실트(%)	5.1
		점토(%)	0.3
균등계수		9	
연경도	액성한계 소성한계	N.P.	
다짐특성 (A 다짐)	최적함수비(%)	13.2	
	최대건조밀도 (g/cm <sup>3</sup> )	1.870	
EPS 조각	입 도	모래입경(%)	92.6
		실트입경(%)	-
		점토입경(%)	-
균등계수		3	
밀 도(t/m <sup>3</sup> )		약 0.020	

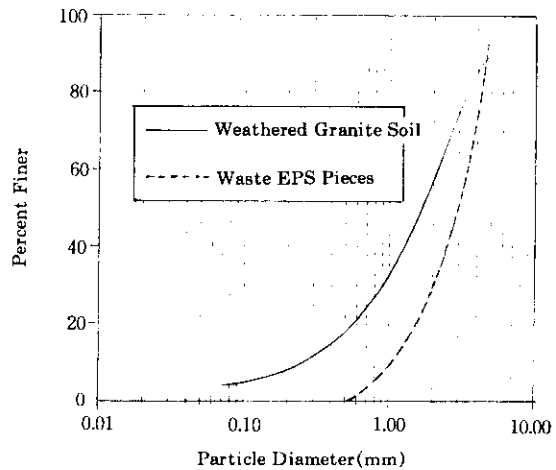


그림 1. 화강풍화토와 폐 EPS 조각의 입도분포곡선

표 2. 시험혼합비 및 시험항목

혼합비*	시험 항목	시험 방법	시료수
1 : 0.0	입도시험(KS F 2302)	혼합비 1 : 0.0 및 0 : 1.0	2
1 : 0.3	다짐시험(KS F 2312)	각 혼합비율별	5
1 : 0.5	변수위투수시험(KS F 2322)	각 혼합비율별 $\gamma_{dmax}$ 상태 및 OMC $\pm$ 5%	15
1 : 0.8	직접전단시험(KS F 2343)	각 혼합비율별 $\gamma_{dmax}$ 상태 및 OMC $\pm$ 5%	15
1 : 1.0	압밀시험(KS F 2316)	각 혼합비율별 $\gamma_{dmax}$ 상태	5

\* 혼합비율은 화강풍화토 흙시료의  $\gamma_{dmax}$  상태에서 건조 폐 EPS 조각과의 체적비 (화강풍화토 : 폐 EPS 조각)를 의미한다.

형상을 갖는다. 본 연구의 시험에 사용한 흙은 인천지역에 분포하는 화강풍화토로서,  $D_{10}=0.25\text{mm}$ ,  $D_{30}=0.90\text{mm}$  및  $D_{60}=2.25\text{mm}$ 이고  $C_u=9$ 로서, 통일분류법에 의해 SW로 분류된다(그림 1). 본 연구에 사용된 시료의 혼합비 및 시험항목은 표 2와 같다.

### 3. 혼합토를 이용한 지오그리드의 실내 인발시험

#### 3.1 인발시험 장비 및 재료

##### 3.1.1 인발시험기

토목섬유 보강토 구조물의 안정해석 및 설계에 있어서, 흙-보강재 사이의 마찰특성을 평가하는 방법으로는 일반적으로 직접전단시험과 실내인발시험이 사용되고 있다. 그 중 직접전단시험은 보강재에 의해 주변흙의 상·하층이 완전히 단절되는 재료, 즉 지오그리드를 제외한 거의 모든 토목섬유를 대상으로 실시하고, 실내인발시험은 보강재 주변 상·하층의 흙이 연속성 있게 접촉되는 지오그리드를 대상으로 실시하는 것이 일반적이다(Hayashi et

al., 1994). 이는 지오그리드의 인발저항력이 표면마찰력 뿐만 아니라 지오그리드의 횡방향 부재(rib)에서 발휘되는 수동저항력에 의해서도 좌우되기 때문이다. 본 연구에서 사용한 인발시험기는, 그림 2에 도시한 바와 같이 인발상자, 인발장치, 계측기 및 자료수집기(data logger) 등으로 구성된다. 아직까지 세계적으로 인발시험에 관련한 표준규격은 없는 실정으로, 그 사이의 여러 연구결과들(Alfaro et al., 1995, Hausmann & Clarke, 1994, Hayashi et al., 1994, Ochiai et al., 1992, Oostveen et al., 1994)에 의하면 인발상자의 크기는 대략 폭 30~100cm, 길이 60~120cm 및 높이 25~60cm 정도의 범위이다. 인발상자의 크기는 기본적으로 인발시험시 벽면의 마찰 등을 고려하여 여유있게 확보하는 것이 좋으나, 시험을 원활히 진행하여 시험오차가 작도록 하는 고려 또한 필요한 점 등을 감안하여, 본 연구에서는 인발시험 상자의 내부크기를  $60 \times 60 \times 130\text{cm}$ 로 하였으며, 한쪽 측면에는 외부로부터 인발상자 내부의 흙입자 거동과 다짐상태를 관찰할 수 있도록 두께 2cm의 아크릴판을 설치하였다. 상재하중은 고무렘브레인을 이용하여 최대 20

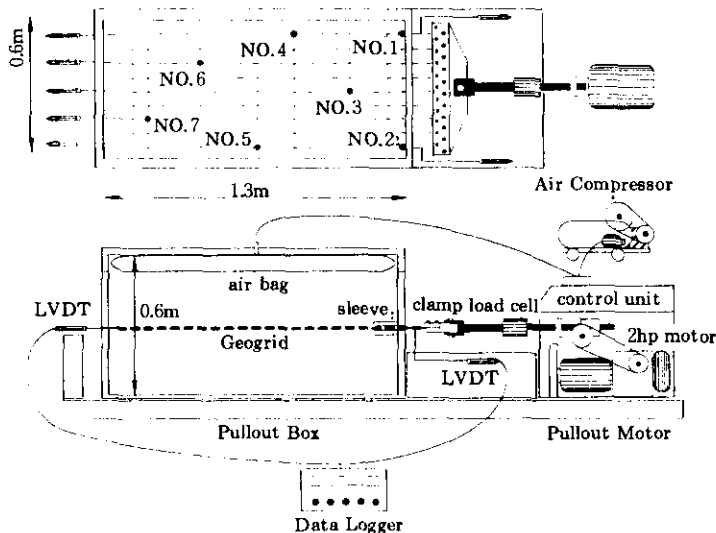


그림 2. 인발시험기 구성 및 개요도

표 3. 인발시험기의 제원

전 원	220V 3상 전원
소비전력	5 kW
최대인발력	10 tonf
최대인발변위	20 mm
인발상자(내측)	1200×600×600(mm)
상재하중	최대 20t/m <sup>2</sup>
Load Cell	10 tonf, 1개
LVDT	20cm, 7개
Sleeve 길이	20cm
인발속도	최대 20mm/min.

t/m<sup>2</sup>까지 재하할 수 있도록 하였고, 인발장치는 최대 10tf 용량의 모터와 정압기를 이용하여 인발시 일정한 변위속도를 유지할 수 있도록 하였다. 인발시험시 인발상자 강성전면벽의 영향을 최소화하여 실제의 현장상태와 유사하도록 하는 방법으로 인발 슬리트(slit)에 인발상자 안쪽으로 길이 20cm의 슬리브(sleeve)를 설치하였다. 슬리브의 설치길이는 조 등(1995a)의 연구결과를 참고로 하였다. 본 연구에 사용된 인발시험기의 개요는 표 3과 같다.

### 3.1.2 시험재료

지오그리드는 지반보강 등에 쓰이는 토목섬유의 일종으로서, 충분한 크기의 천공(aperture)에 의해 지반이 어느 정도 연속성을 유지할 수 있는 특성이 있으며, ASTM D 35에 의해 구체적인 정의가 규정되고 있다. 현재 세계적으로 유통되는 주요 지오그리드의 종류는 십수종에 달하고 있으며, 이는 구조상 크게 두가지로 분류된다. 첫번째는 판상의 polyolefine (polyethylene 또는 polypropylene)에 균등한 형태의 구멍을 천공하여 보강재로서의 시공대상을 고려하여 1축 방향 또는 2축 방향으로 인장한 것으로, 인장력에 의해 지오그리드의 분자구조가 길게 늘어나 post-yield 상태에까지 도달해서 긴장되도록 하여, 결과적으로 지오그리드의 강도, 변형계수 및 크리프(creep)에 대한 저항성 등을 향상시킨 것이다. 두번째는 가

로방향과 세로방향 부재를 격자형태로 부착시킨 것으로, 각각의 부재는 고강도 polyester 섬유에 polyvinyl chloride, latex 또는 기타 역청제를 코팅한 것이 주류를 이루고 있다. 앞에서 언급한 이들 두가지 지오그리드의 가장 큰 차이점은, 첫번째 지오그리드는 휨강성 크기에 의해 강성 지오그리드(휨강성 ≥ 1000g-cm)로, 두번째는 연성 지오그리드(휨강성 < 1000g-cm)로 분류된다는 점이다(Koerner, 1995). 지오그리드의 인발특성은 일반적으로 변형계수, 강도, 강성, 신장성 및 접합강도 등 다양한 조건에 의해 종합적으로 영향을 받으므로, 그 중 가장 크게 영향을 미치는 요인을 단정적으로 찾는 것은 쉽지 않은 일이다. 본 연구에서는 국내에서 현재 유통되고 있는 지오그리드중 사용실적이 비교적 많은 두가지 대표적인 지오그리드 T 및 M을 선정하여 관련 인발특성 등의 파악을 위한 인발시험에 사용하였다. 지오그리드 T는 판상의 고밀도 polyethylene에 구멍을 천공한 후 1축 방향으로 인장시킨 것으로, 앞에서 기술된 ASTM 규정 등에 의하면 강성 지오그리드로 판단되고, 또한 지오그리드 M은 고강도 polyester 섬유를 방사형으로 직조(knitting)한 것으로, 연성 지오그리드로 판단된다. 본 연구의 인발시험에 사용된 지오그리드 T 및 M의 재료특성은 아래의 표 4와 같으며, 또한 각 지오그리드의 광폭인장시험에 의한 인장

표 4. 지오그리드 시료의 물성치

종 류	지오그리드 T	지오그리드 M
재 질	High Density Polyethylene	Polyester
단위면적당 중량(kg/m <sup>2</sup> )	0.5	0.236
광폭인장강도(t/m)	5.5	9.2
극한강도시 변형률(%)	16.0	15.0
rib 간격(mm) (C.T.C)	22.4 by 160.0	29 by 30.0
rib 폭(mm)	6.4 by 16.0	7.0 by 10.0
rib의 두께(mm)	0.95	1.0
비 고	강성 지오그리드	연성 지오그리드

력-변형률 관계는 그림 3과 같다(Netlon Limited,1995, Nicolon/Mirafi Co., 1995).

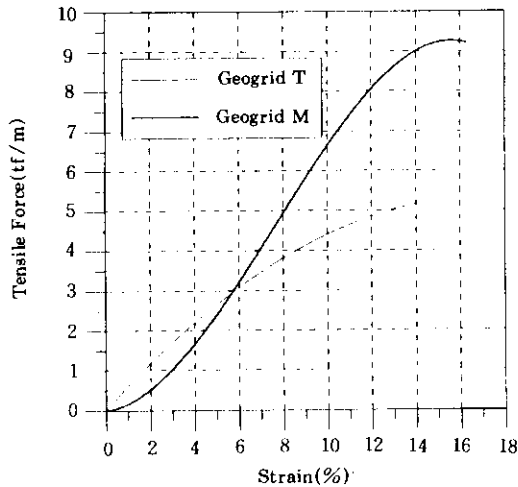


그림 3. 광폭인장시험에 의한 지오그리드시료의 인장력-변형률 관계곡선

### 3.2 시험종류 및 방법

인발상자 내부의 흙은 15cm 두께로 층다짐을 실시하였다. 이 때, 다짐도 95%를 기준으로 하여 각 층에 필요한 중량 만큼의 일정 함수비의 시료를 할당하는 중량-체적 할당법(weight-volume allocation)(Alfaro et al.,1995)을 사용하였다. 다짐은 직접 손으로 하거나 소형 진동 다짐장비를 사용하여 할당된 흙이 각 층에 채워질 때 까지 계속하였다. 인발시험에 사용한 지오그리드의 부설폭은, 상재하중의 균등성을 최대한 확보하기 위하여 建設省土木研究所(1992) 및 조 등(1995a)의 연구결과를 토대로 양쪽 벽면으로 부터 5cm씩 이격시켰으며, 부설 길이는 인발상자의 길이와 동일하게 하였다. 인발시험시 인발속도는 1 mm/min로 일정하게 하였으며, clamp 전면부에서는 하중계를, clamp 양측 2개 지점과 지오그리드의 길이방향 5개 지점(그림 2, No.1~No.7 참조)에서는 변위계를 각각 이용하여 8개의 자료를 자료수집기(data logger)를 이용해 매 1분 간격으로

측정하였다. 지오그리드 길이방향의 변위는 접점(연성 지오그리드의 경우에는 접점상의 길이방향(가로방향) 부재)에 직경 0.5mm의 강선을 부착하고 이를 인발상자 후면부의 구멍을 통하여 변위계에 연결하여 측정하였고, 인발상자 내측에서는 내경 1.5mm, 외경 4.0mm의 스테인레스 강관으로 강선을 보호하여 강선과 흙 사이의 마찰을 배제하였다. 상재하중은 통상의 보강토벽체에서 인발과파가 예상되는 상부 5m 정도의 토피하중을 감안하여 10t/m<sup>2</sup> 이내의, 3, 6 및 9t/m<sup>2</sup>의 세가지 크기로 조절하였으며, 인발상자내에 압력의 균등한 분배를 위하여 하중을 재하한 상태에서 24시간 동안 방치한 후 인발시험을 실시하였다. 인발시험시 대기의 온도는 20±5℃를 유지하였고, 지오그리드 전면부의 하중-변위량 관계곡선이 최고점에 도달하였거나 변위량이 인발상자 길이의 20%에 도달할 때까지 시험을 계속하였다.

표 5. 인발시험 조건

인 자	시험조건
인발속도(mm/min.)	1
슬리브 길이(mm)	200
지오그리드 크기(mm)	1,200×500
계측간격(min.)	1
계측항목	변위(7개), 인발력 및 상재하중
변위측정점(지점)	전면벽으로 부터 각각 20, 40, 50, 70, 110cm
배합비(흙:EPS 조각)	1:0.0, 1:0.3, 1:0.5
수직하중(t <sub>v</sub> /m <sup>2</sup> )	3, 6, 9
대상 지오그리드	지오그리드 T 및 M

## 4. 인발시험결과 평가방법의 제시

### 4.1 개요

본 연구에서는 실내인발시험을 통한 지오그리드 보강재-혼합토(화강풍화토와 페 EPS 조각을 혼합한 경량의 성토재) 사이의 마찰강도 산정시, 비교적 합리적으로 최대인발저항력

을 평가할 수 있는 방법을 제시하였다. 이를 위하여 수직하중의 크기가 일정한 조건하에서 측정된 지오그리드 선단의 인발력과 지오그리드의 길이방향 각 측정점의 변위량을 사용하여, Hayashi 등(1994)이 제시한 분석방법에 의해 지오그리드에 유발되는 인장력의 분포를 구하였다. 즉, 인발상자 내부 지오그리드의 각 측정점의 변위량으로 부터 구한 각 측정점간의 변위 및 변형률과, 광폭인장시험으로 부터 구한 인장력-변형률 관계를 이용하여 각 측정점간의 변형률에 대응하는 인장력을 구하였으며, 이로부터 지오그리드에 유발된 인발저항력과 마찰강도를 결정하였다.

#### 4.2 최대인장력의 결정

현재 일반적으로 적용되는 인발시험결과의 분석방법은(Hayashi et al.,1994), 지오그리드의 광폭인장시험(Alfaro et al.,1995)에 의한 인장력-변형률 관계를 이용하여 인발시험시 측정된 변형률을 인장력으로 환산하므로, 구속압력의 유·무에 관계없이 지오그리드의 인장력-변형률 관계가 동일하다는 기본가정에서

출발한다. 그러나 실제에 있어서는, 다짐하중 또는 상재하중 등에 의해 지오그리드에 수직방향 하중이 작용하므로, 지오그리드는 전면부 변위에 의한 인장력과 수직하중에 의한 압축력을 동시에 받는 부재로 볼 수 있으며, 이러한 경우 지오그리드의 인장력-변형률 관계는 수직하중을 고려하지 않은 경우와는 차이가 있을 수 있다. 한편, 현재 세계적으로 유통되고 있는 지오그리드는 polyester 섬유를 폭과 길이 방향으로 직조하였거나 또는 polyethylene을 한 쪽 방향이나(uniaxial) 또는 양쪽 방향(bi-axial)으로 인장시킨 형태가 대부분이므로, 그 재료특성이 불균질(heterogeneous)하고 이방성(anisotropic)이며 특히 인장력의 작용방향과 그 수직방향(지오그리드의 두께방향)의 거동특성이 서로 상이한 직교이방성(orthotropic) 재료라고 볼 수 있다. 한 예로 Hermann 등(1978)은 뒤채움재 및 보강재를 하나의 직교이방성 합성재료(composite material)로 가정하여 유한요소해석을 수행한 바 있다.

본 연구에서는 그림 4에 명시된 바와 같이,

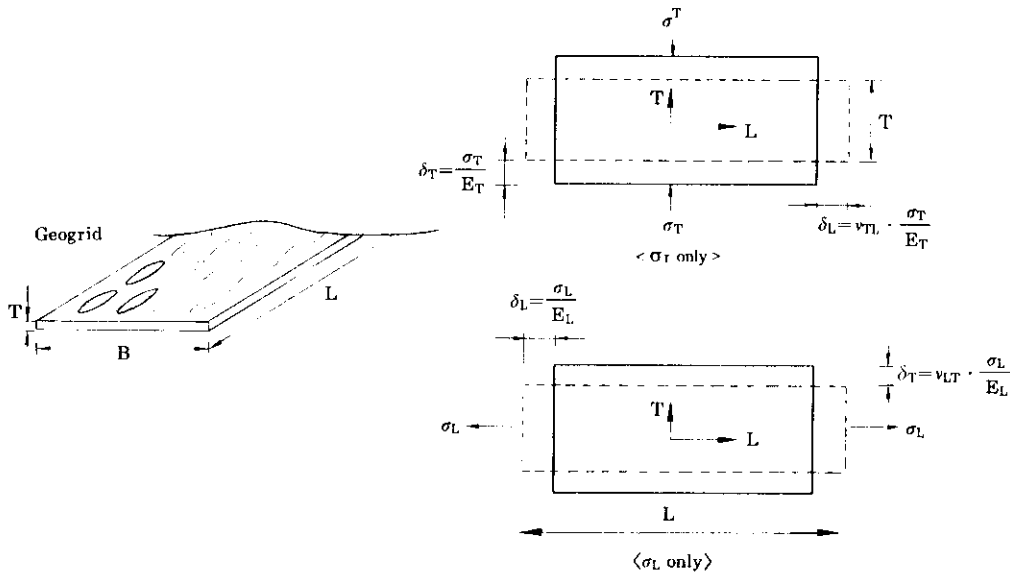


그림 4. 직교이방성 부재의 변형거동(Agarwal & Broutman, 1990)

지오그리드 보강재를 전면부 변위에 의한 인장력과 수직하중에 의한 압축력을 동시에 받는 직교이방성 부재로 간주하여 이에 관련된 변형거동 등을 정의하고자 하였다. Hooke의 법칙을 적용하여 그림 4에 명시된 관련거동 등을 식으로 표현하면,

$$\epsilon_L = \frac{\sigma_L}{E_L} + \nu_{TL} \frac{\sigma_T}{E_T} \quad (1)$$

$$\epsilon_T = -\frac{\sigma_T}{E_T} + \nu_{LT} \frac{\sigma_L}{E_L} \quad (2)$$

$$\gamma_{LT} = \frac{\tau_{LT}}{G_{LT}} \quad (3)$$

$$\nu_{LT} E_T = \nu_{TL} E_L \quad (4)$$

식 (1)~(4)에서,  $\epsilon$  및  $\gamma$ 는 관련방향 변형률을,  $E$  및  $G$ 는 관련방향 탄성계수 및 전단계수를,  $\tau$ 는 관련방향 전단응력을, 또한  $\nu$ 는 관련방향 포아슨비를 각각 의미한다.

식 (1)에서,

$$\sigma_L = \epsilon_L E_L - \frac{\nu_{TL}}{E_T} E_L \sigma_T \quad (5)$$

또한 식 (4)에서,

$$\nu_{TL} = \frac{E_T}{E_L} \nu_{LT} \quad (6)$$

식 (6)을 식 (5)에 대입하여 정리하면, 결과적으로 인장력과 수직하중에 의한 압축력을 동시에 받는 직교이방성 부재로 간주된, 본 연구 지오그리드 보강재의 인장응력  $\sigma_L$  계산식은 다음의 식 (7)과 같이 표현된다.

$$\sigma_L = \epsilon_L E_L - \nu_{LT} \sigma_T \quad (7)$$

### 4.3 최대인발저항력의 평가

보강재의 인발저항력 평가법은 일반적으로 크게 mobilizing process method와 average resistance method로 대별된다(Ochiai et al., 1992). mobilizing process method는 지오그리드 보강토 구조물의 변형해석에 주로 적용되는 반면, average resistance method는 현재 설계시 주로 이용되고 있는 한계평형해석에 적용되

는 방법으로, 두가지 모두 실내시험결과로부터 인발저항력을 평가하는데 이용된다. 여기서 mobilizing process method는 인발과정에 따라 발휘되는 전체 인발저항력을 고려하는 방법이며, average resistance method는 최대인발력하에서의 인발저항력 분포를 산정하여 그 평균치를 인발저항력으로 고려하는 방법으로, 이와같은 average resistance method는 평균값의 계산방식에 따라 다음의 세가지 방법으로 또한 분류된다. 즉, 지오그리드 전체의 면적에서 인발력이 작용하는 것으로 가정하는 total area method와, 실제 변형이 일어난 부분에서만 인발력이 작용한다고 보는 effective area method, 또한 인장력 분포곡선의 최대접선기울기를 인발력으로 간주하는 maximum slope method 등이 그것이다. 여기서 effective area method는 마찰강도의 산정시 지오그리드의 전체길이가 아닌, 인발에 저항하는 유효길이를 고려하므로 보다 합리적이고, 평가치가 앞의 세가지 방법중 중간값 정도를 나타내어 가장 적정한 것으로 평가되고는 있으나, 이른바 유효길이의 객관성 있는 선정이 어렵고 또한 유효길이에 따라 마찰강도가 큰 차이를 보이는 등 그 적용이 간단치 않다는 한계가 있다. 한편, total area method에 의한 평가는 가장 안전측의 값을 나타내고, 시험시 지오그리드의 전면부 변위값 만으로도 해석이 가능하며, 또한 지오그리드의 인장력 분포곡선의 형태에 관계없이 비교적 간편하게 인발력을 평가할 수 있는 등의 장점이 있다.

그림 5에는 Ochiai 등(1992)이 인발시험을 통해 측정된 지오그리드-토요우라(豊浦)모래에 대한 최대인장력 분포결과가 명시되어 있다. 또한 그림 5에는, total area method 및 effective area method와 인발저항력의 크기를 가장 과대 평가하는 방법인 maximum slope method 등의 세가지 방법을 토대로 한 지오그리드-토요우라 모래 사이의 최대인발저항력 평가결과가 각각 명시되어 있다. 아울러 그림 5에는, 4.2절 식 (7)에 표현된 본 연구의 제시



방법을 토대로 한 최대인발저항력 평가결과가 앞에서 설명한 기존의 세가지 방법과 서로 비교하기 위해 명기되어 있다.

그림 5에서,  $L_E$ 는 effective area method에 의한 유효길이를, 또한  $(F_{Tmax}-F_r)$ 은  $L_E$ 에 해당하는 유효인장력을 각각 의미하고,  $L_T$ 는 본 연구의 제안방법에 의한 지오그리드의 유효길이를 의미한다.

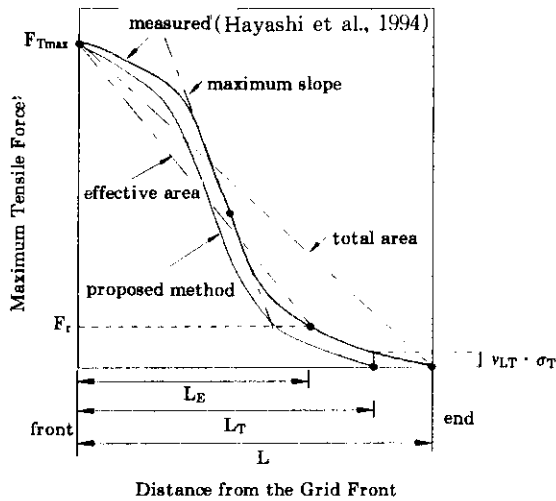


그림 5. 최대인발저항력의 평가방법 비교

#### 4.4 지오그리드-주변흙 사이의 마찰강도 평가

지오그리드-주변흙 사이의 인발저항은, 지오그리드를 구성하는 부재중 인발력이 작용하는 길이방향 및 폭방향(세로방향) 부재의 표면에서 발휘되는 표면마찰저항(skin frictional resistance)과, 세로방향 부재에서 발휘되는 지지저항(bearing resistance) 등의 합으로 나타낸다. 인발시험에 의해 평가된 최대인발저항력은 이 두가지 저항요소가 동시에 발휘된 결과이므로, 이를 편의상 지오그리드-주변흙 사이의 마찰강도  $\tau$ 라고 표현하면,  $\tau$ 의 평가는 주변흙 자체의 전단강도정수인 내부마찰각  $\phi$  및 점착력  $c$ 값을 토대로 다음과 같이 이루어진다.

$$\tau = \alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \sigma_v \cdot \tan\phi = c_s + \sigma_v \cdot \tan\delta \quad (8)$$

위의 식 (8)에서,  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$ 는 보정계수를,  $c_s$ 는 지오그리드-주변흙 사이의 부착력을, 또한  $\delta$ 는 지오그리드-주변흙 사이의 마찰저항각을 각각 의미한다.

建設省土木研究所(1992)가 상대밀도 약 50%, 간극비 0.8 전후의 조밀하지 않은 토요우라 모래를 대상으로 수행한 지오그리드 인발시험결과에 의하면, 식 (8)에 포함된 보정계수  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값은 각각 0.0 및 1.0 정도로 나타난 바 있으며, 이외에도 조 등(1995a)이 지오그리드 보강재 및 모래질흙(SP, SM)을 대상으로 수행한 인발시험결과에서는,  $\alpha_1=0.0\sim 1.0$  정도 또한  $\alpha_2=0.5\sim 1.0$  정도의 범위로 나타난 바 있다.

### 5. 본 연구의 시험결과 및 분석

본 연구에서는 혼합토의 토질공학적 특성을 파악하기 위해 혼합비(화강풍화토: 폐 EPS 조각의 혼합비)를 1:0.3, 1:0.5, 1:0.8 및 1:1.0 등의 4종류로 변화시켜 기본시험을 수행하였다. 또한 지오그리드 보강재에 대한 인발시험을 수행하였으며, 본 인발시험에서 사용한 혼합토의 혼합비는 1:0.3 및 1:0.5 등의 2종류이다. 아울러 폐 EPS 조각을 혼합하지 않은 순수한 화강풍화토의 경우도 비교를 위해 본 시험에 포함하였으며, 본 논문에서는 이 경우의 결과를 혼합비가 1:0.0인 경우로 명시하여 제반 분석이 이루어졌다.

#### 5.1 혼합토의 토질공학적 특성

##### 5.1.1 함수비-건조밀도-투수 및 강도특성

그림 6-(a), (b) 및 (c)와 표 6 및 7에서는, 혼합토의 혼합비 변화에 따른 다짐특성과 각각의 다짐곡선에 대해 최적함수비(OMC)  $\pm 5\%$  상태에서의 투수특성 및 직접전단시험결과 등을 각각 보여준다. 참고적으로, 투수시험 및 전

단시험 결과는 각각 동일한 혼합비의 시료를 대상으로 시험값이 큰 차이를 나타내지 않는 3회의 시험 결과를 평균하여 선택하였다.

그림 6-(a), (b) 및 표 6의 결과를 분석하면, 혼합비가 증가할수록 혼합토의 최대건조밀도는 감소하고, 최적함수비는 증가하는 경향을 알 수 있다. 또한 폐 EPS 조각을 혼합하지 않은 순수 화강풍화토의 경우에 해당되는 최대건조밀도  $1.87 \text{ t/m}^3$ 을, 혼합비(폐 EPS 조각의 함유율)가 가장 큰 1:1.0일 경우의 최대건조밀도  $1.24 \text{ t/m}^3$ 과 크기를 서로 비교하여 보면, 최대건조밀도는 폐 EPS 조각을 혼합하지 않은 경우에 비해 33.7% 정도 감소하는 것을 알 수 있다. 이외에도, 혼합비가 증가할수록 다짐곡선의 기울기 변화가 비교적 완만해져, 결국은 혼합비가 증가할수록 함수비 변화가 혼합토의 건조밀도의 크기 변화에 미치는 영향은 점차 작아짐을 알 수 있다.

아울러 변수위 투수시험에 의한 혼합토의 투수계수는 최적함수비(OMC) 상태에서  $5.411 \times 10^{-5} \sim 5.926 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$  정도의 범위이며, 혼합비가 증가할 수록 투수계수도 점차 커지는

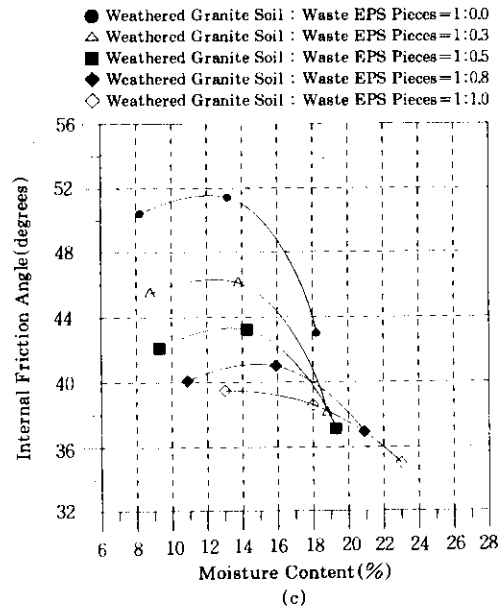
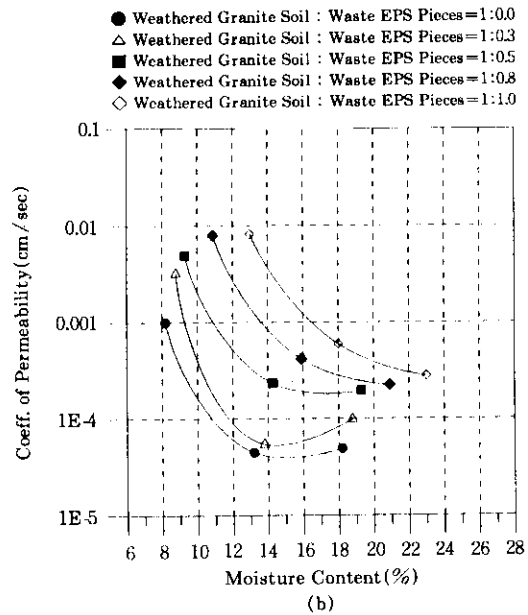
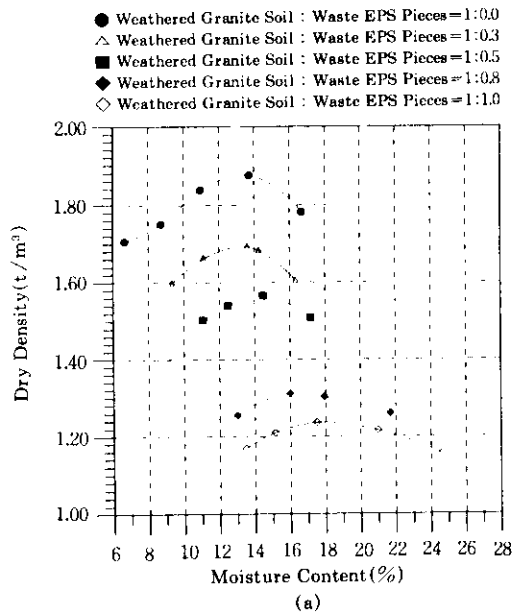


그림 6. 폐 EPS 조각 혼합비에 따른 함수비-건조밀도-투수 및 강도특성 등의 관계

경향을 보이고 있다. 또한 함수비 변화에 따른 혼합토의 투수계수 변화를 살펴보면, 대체적으로 건조측에서 가장 크고 함수비가 커질수록 투수계수는 점차 작아지는 경향을 나타내며,

표 6. 투수시험 결과

혼합비 (화강풍화토: 폐 EPS 조각)		1 : 0.0	1 : 0.3	1 : 0.5	1 : 0.8	1 : 1.0
k (cm/sec)	OMC-5%	$9.931 \times 10^{-4}$	$3.185 \times 10^{-3}$	$4.862 \times 10^{-3}$	$7.924 \times 10^{-3}$	$8.125 \times 10^{-3}$
	OMC	$4.452 \times 10^{-5}$	$5.411 \times 10^{-5}$	$2.312 \times 10^{-4}$	$4.139 \times 10^{-4}$	$5.926 \times 10^{-4}$
	OMC+5%	$4.870 \times 10^{-5}$	$9.811 \times 10^{-5}$	$1.933 \times 10^{-4}$	$2.233 \times 10^{-4}$	$2.769 \times 10^{-4}$

표 7. 직접전단시험 결과

혼합비 (화강풍화토: 폐 EPS 조각)		1 : 0.0	1 : 0.3	1 : 0.5	1 : 0.8	1 : 1.0
OMC-5%	$\phi(^{\circ})$	50.4	45.5	42.1	40.1	39.5
	c(kg/cm <sup>2</sup> )	0.27	0.17	0.05	0.01	0.11
OMC	$\phi(^{\circ})$	51.4	46.1	43.2	41.0	38.6
	c(kg/cm <sup>2</sup> )	0.31	0.27	0.12	0.14	0.10
OMC+5%	$\phi(^{\circ})$	43	38.1	37.1	36.9	35.0
	c(kg/cm <sup>2</sup> )	0.25	0.15	0.02	0.16	0.08

또한 혼합비가 클수록 함수비 변화에 따라 투수계수값이 비교적 예민하게 변화하는 것으로 나타났다. 혼합비 증가에 따른 투수계수 크기의 증가율은 구체적으로, 습윤층(약 468.6%) 보다 건조층(약 718.1%)에서 크게 나타났다.

또한 그림 6-(c) 및 표 7에서, 직경 6cm, 높이 2cm의 혼합토 시료를 대상으로 한 직접 전단시험결과를 살펴보면, 점착력은 대부분 비교적 작게 평가되었으며 내부마찰각의 범위는 약 51.4°(순수한 화강풍화토의 경우)~35.0°(혼합비 1:1.0, OMC+5인 경우)의 범위로, 혼합비가 감소할 수록, 또한 최적함수비-건조층-습윤층의 순서로 큰 경향을 나타내고 있다.

순수한 화강풍화토의 경우 매우 조밀한 사질토의 일반적인 내부마찰각 범위인 약 45°이상(Kulhawy & Mayne, 1990) 보다 다소 큰 값을 보이고 있으며, 이는 시험용 화강풍화토의 입도분포가 양호하고(그림 1 및 표 1 참조) 최대 건조밀도 상태의 조밀한 시료로 성형하였기 때문으로 판단된다.

### 5.1.2 압축특성

그림 7에는 혼합토를 대상으로 시행한 표준 압밀시험의 압축특성결과가 명시되어 있다. 그림 7의 결과에 의하면, 본 혼합토의 경우 압밀항복응력은 대체적으로 0.5~1.0kg/cm<sup>2</sup> 정도의 범위를 나타내고 있으며, 혼합비(폐 EPS 조각의 함유율)가 커질수록 압밀항복응력은 점차 작아지는 현상을 나타내고 있다. 또한 압축지수 C<sub>c</sub>는 순수한 화강풍화토 흙시료의 경우(혼합비가 1:0.0인 경우)에는 0.02 정도로 상당히 작은 값을 나타내고 있으며, 혼합토의 경우에는 폐 EPS 조각의 함유율 변화에 따라 0.13~0.25 정도의 범위를 나타내어 순수한 화강풍화토 흙시료의 경우와는 비교적 큰 차이를 보이고 있다. 흙에 대한 일반적인 압축성 판단 기준(Kulhawy & Mayne, 1990)을 토대로 살펴보면, 본 혼합토의 압축성은 보통흙의 경우(압축지수 C<sub>c</sub>값이 0.2~0.6 정도인 경우) 보다 다소 작은 수준임을 알 수 있다.

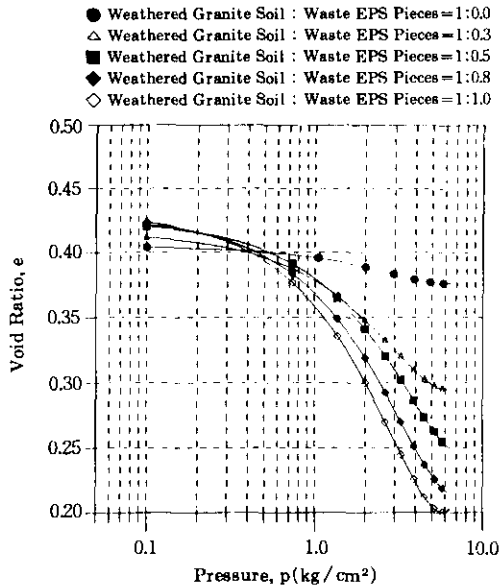
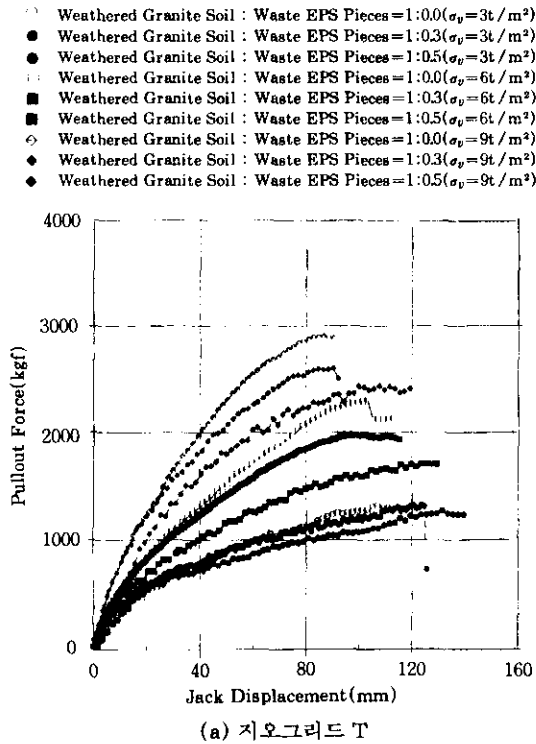


그림 7. 표준압밀시험에 의한 혼합토의  $e - \log p$  관계



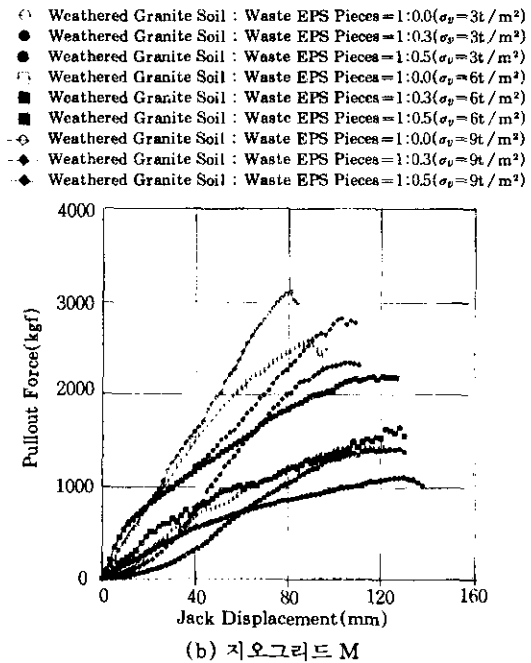
(a) 지오그리드 T

## 5.2 지오그리드 - 혼합토 사이의 인발특성 분석

### 5.2.1 선단인발력

#### (1) 상재하중에 따른 영향

지오그리드의 선단인발변위(jack displacement)와 인발력(pullout force) 사이의 관계는 그림 8-(a) 및 (b)에 명시되어 있다. 그림 8의 결과를 살펴보면, 서로 다른 혼합비 각각에 대해 상재하중의 크기가 커질수록 최대인발력은 이에 비례하여 증가하고 있으며, 한편 최대인발력이 발휘되는 선단인발변위는 상재하중의 크기가 커질수록 점차 감소하는 경향을 나타내고 있다. 또한 상재하중이 증가할 수록 인발력 - 선단인발변위 관계곡선의 기울기는 일반적으로 급해져서 결국 선단인발변위가 증가할 수록 인발력 크기의 변화도 점차 커지는 현상을 나타내고 있다. 구체적으로는 다양한 혼합비에



(b) 지오그리드 M

그림 8. 지오그리드의 인발력 - 선단인발변위 관계

대해, 상재하중의 크기 증가에 따른 최대인발력 증가율의 범위는 92.0(지오그리드 T, 화강풍화토:폐 EPS 조각=1:0.5인 경우)~123.0%(지오그리드 M, 혼합비가 1:0.0인 순수 화강풍화토의 경우) 정도이다.

### (2) 혼합비에 따른 영향

그림 8의 결과를 살펴보면, 상재하중의 크기 및 지오그리드 강성의 변화에 관계없이 혼합비가 감소할 수록 최대인발력은 일반적으로 증가하는 경향을 보이고 있다. 동일한 크기의 상재하중하에서 혼합비의 감소에 따른 최대인발력의 증가율은 구체적으로 20.6(지오그리드 T,  $\sigma_v=9t/m^2$ 인 경우)~60.6%(지오그리드 M,  $\sigma_v=6t/m^2$ 인 경우) 정도의 범위로, 앞에서 분석된 상재하중의 크기 변화에 따른 영향 보다는 작음을 알 수 있다. 또한 인발력-선단인발변위 관계곡선의 형상은, 혼합비가 증가할 수록 비교적 완만해지는 경향을 보이고 있다.

### (3) 지오그리드의 강성에 따른 영향

그림 8에 명시된 지오그리드의 인발력-선단인발변위 관계곡선의 형상은 광폭인장시험 시 얻어진 인장력-변형률 곡선(그림 3 참조)의 형상과 대부분 일치하는 경향을 보이고 있다. 특히 화강풍화토:폐 EPS 조각=1:0.0인 순수한 흙시료 및 1:0.3인 혼합토의 경우, 최대인발력은 지오그리드 T 보다 지오그리드 M에서 다소 크게 나타났으며, 지오그리드 T와 M의 최대인발력의 비(ratio)는 T:M=1:1.06(화강풍화토:폐 EPS 조각=1:0.3,  $\sigma_v=9t/m^2$ 인 경우)~1:1.12(화강풍화토:폐 EPS 조각=1:0.0,  $\sigma_v=6t/m^2$ 인 경우) 정도의 범위로, 지오그리드 T와 M의 광폭인장강도의 비 T:M=1:1.68 보다는 작게 나타났다. 그러나 혼합비가 증가하여 1:0.5인 경우에는 지오그리드 T에서의 최대인발력이 지오그리드 M에 비하여 오히려 6.0~16.8% 정도 크게 나타났다. 이와같이 혼합비의 차이에 따라 지오그리드 T와 M의 최대인발력의 크기가 서로 뒤바뀌게 되는 현상은, 혼합비가 증가함에 따라 지오그리드-혼합토 사이의 마찰강도가 변화하

고 또한 강성 및 연성 지오그리드의 인발저항 특성의 차이 등에 기인하는 것으로 판단되나, 이에 대해서는 추가적인 연구가 필요할 것으로 판단된다. 혼합비 및 상재하중 크기 등의 변화에 따른 최대인발력의 변화율은 구체적으로, 지오그리드 T의 경우 131% 정도이고 또한 지오그리드 M의 경우는 192% 정도로서 결과적으로 지오그리드 T에 비하여 M에서 최대인발력의 크기가 큰 쪽으로 변화하는 것으로 나타났다.

## 5.2.2 인발변위

### (1) 상재하중에 따른 영향

그림 9-(a) 및 (b)에는, 지오그리드의 인발에 따른 선단인발변위(그림 2의 No. 1 및 2 측정 참조)와 지오그리드 내부에서 유발된 변위(node displacement, 그림 2의 No. 3, 4, 5, 6 및 7 측정 참조) 사이의 관계가 대표적으로 명시되어 있다. 또한 그림 10-(a) 및 (b)에는 서로 다른 혼합비에 대해 최대인발력 상태에서 지오그리드 선단 및 내부에서 유발된 변위가 명시되어 있다.

우선 그림 9의 결과를 살펴보면, 인발이 진행됨에 따라(인발력이 증가함에 따라) 지오그리드의 선단으로부터 후방으로 점차 변위 유발이 진행됨을 알 수 있으며, 각 측정점의 변위량은 상재하중의 크기에 반비례하여 감소하는 경향을 보이고 있다.

계속해서 그림 10의 결과를 살펴보면, 최대인발력 상태에서 서로 다른 혼합비 각각에 대해 지오그리드 선단 및 내부의 유발변위는 상재하중의 크기가 감소할 수록 대체적으로 증가하며, 그 변화형상은 대개의 경우 아래쪽으로 오목하게 길이방향으로 비선형에 가까운 형상을 나타내고 있다. 그림 10의 결과를 좀 더 구체적으로 살펴보면, 최대인발력 상태에서 상재하중의 크기 감소에 따른 선단인발변위의 증가율은 20.1~34.6% 정도의 범위에 해당된다.

그림 9 및 10의 결과를 종합적으로 분석하면, 인발이 진행됨에 따라 지오그리드 자체의 신장이 선단으로부터 후방으로 점차 진행되

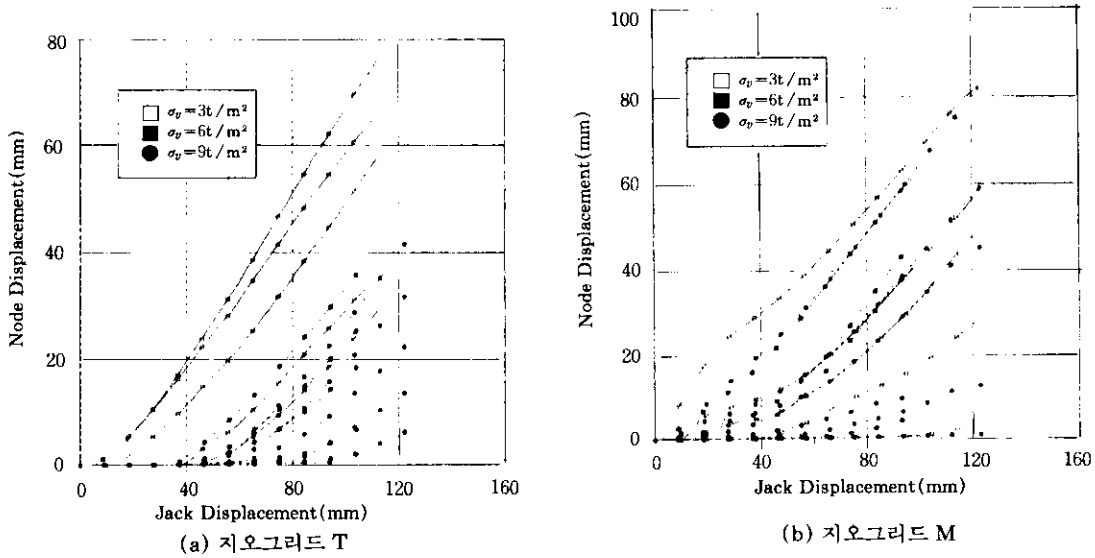


그림 9. 지오그리드 내부의 유발변위 - 선단인발변위 관계  
(화강풍화토 : 폐 EPS 조각=1 : 0.0인 순수흙의 경우)

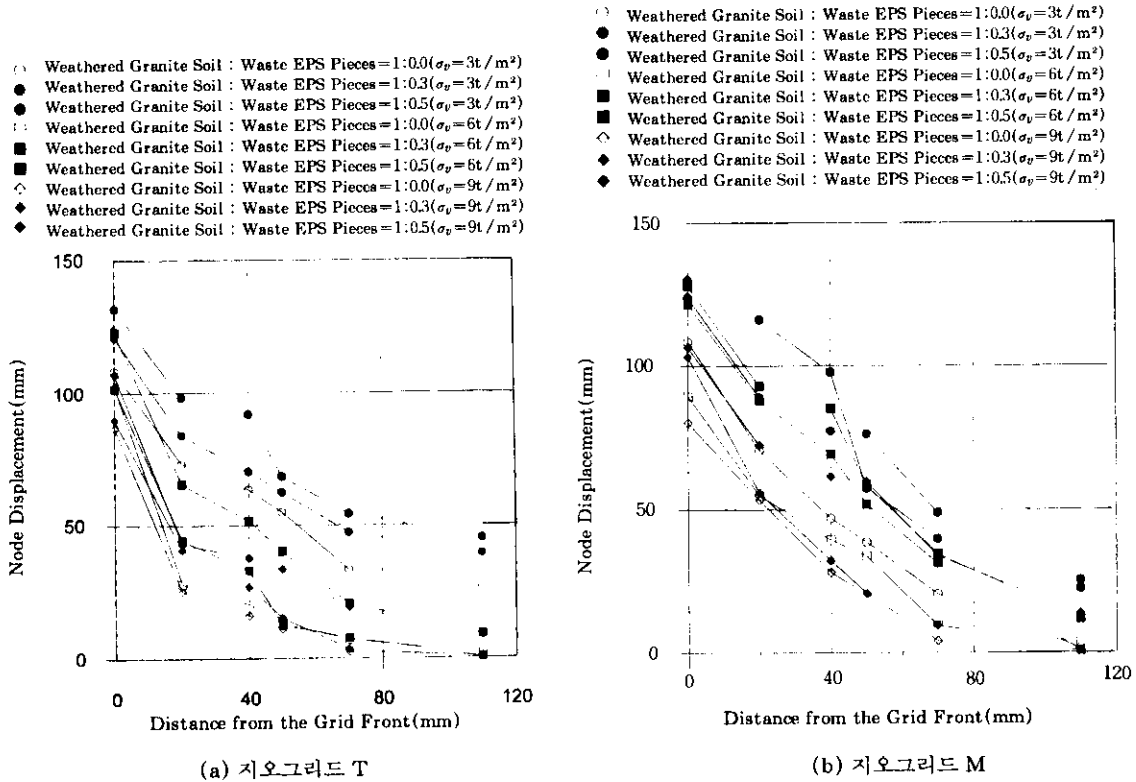


그림 10. 최대인발력 상태에서 지오그리드 내부의 유발변위 분포도

며, 따라서 선단인발변위가 증가할 수록 지오그리드 내부 각 측정간 유발변위량과 선단인발변위량과의 차이가 커지는 경향을 보이고 있다. 아울러, 상재하중의 크기 변화에 따른 선단인발변위와 지오그리드 내부 유발변위의 차이는 인발중이나 최대인발력 상태 모두에서 상당히 미미한 경향을 보이고 있다.

### (2) 혼합비에 따른 영향

그림 10의 명시결과를 통해 볼 때, 인발에 따른 지오그리드의 선단변위량은 혼합비에 비례하여 대체적으로 증가하는 현상을 보이며 구체적으로는, 최대인발력 상태에서 혼합비 증가에 따른 선단인발변위의 증가율은 20.4~42.9% 정도의 범위로, 상재하중의 크기 변화에 의한 영향(상재하중의 감소에 따른 선단인발변위의 증가율은 20.1~34.6% 정도)과 거의 비슷하거나 다소 큰 상태이다. 또한, 최대인발력 상태에서 지오그리드 내부의 유발변위는 혼합비에 비례하여 증가하는 경향을 보이고 있으며, 선단인발변위량과 지오그리드 내부 유발변위량의 차이는 혼합비가 커질수록 미소하나 증가하는 경향을 나타내고 있다.

### (3) 지오그리드 강성에 따른 영향

앞에 명시된 그림 8의 결과에 의하면, 지오그리드 T의 경우 비교적 작은 크기의 인발력 범위(600kg 이하)에서는 인발에 따른 선단인발변위의 크기 변화가 10~30mm 정도의 비교적 작은 범위에 머물고 있으나, 지오그리드 M의 경우에는 대체적으로 선단인발변위의 크기 변화가 비교적 큰(600 kg 정도의 인발력하에서 10~55mm 정도의 범위) 경향을 보이고 있다. 그러나 인발력이 더욱 커짐에 따라서는 지오그리드 T의 선단인발변위가 급격히 증가하여, 결과적으로 최대인발력 상태에서 측정된 선단인발변위량은 두가지 종류의 지오그리드 사이에서 큰 차이를 보이지 않고 있다.

또한 그림 9에 명시된 순수한 화강풍화토 경우의 결과에서, 동일한 크기의 선단인발변위에 대한 지오그리드 내부의 유발변위를 살펴보면, 비교적 작은 크기의 선단인발변위에 대해서는

지오그리드 M의 내부에서 더욱 큰 유발변위를 나타내었으나, 선단인발변위가 증가할 수록 지오그리드 T의 유발변위가 점차 후방으로 이동하여, 결과적으로는 두가지 종류 지오그리드 내부의 유발변위 차이는 점차 줄어들며, 특히 상재하중이 비교적 작은 경우( $\sigma_v=3t/m^2$ )에 지오그리드 T 후방의 유발변위가 지오그리드 M에 비하여 크게 증가하는 것으로 나타났다. 이와같은 결과는, 인발이 진행됨에 따라 지오그리드 M은 비교적 작은 크기의 자체신장이 예상되는 데 반해, 지오그리드 T는 자체신장이 비교적 큰 데 원인이 있는 것으로 판단된다(그림 3 참조). 이외에도, 인발력이 커짐에 따른 지오그리드 후방으로의 변위진행 형태에 있어서, 지오그리드 T의 경우가 M에 비하여 비교적 규칙적인(regular) 양상을 나타냄을 알 수가 있다. Hausmann 등(1994)의 유사한 종류의 지오그리드를 대상으로 한 인발시험결과와도 대략 일치하는 이와같은 양상은 지오그리드의 접합강도 및 강성 등에 관련이 있을 것으로 사료되나, 이에 대해서는 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

또한 그림 10의 결과를 살펴보면, 최대인발력 상태에서의 선단인발변위는 두가지 종류의 지오그리드 사이에 큰 차이가 없이 대략 80~130 mm 정도의 범위로 나타났으나, 이에 반해 지오그리드 내부의 유발변위는 선단으로 부터 멀어질수록 그 차이가 점차 커져 가장 후방에서는 지오그리드 M에 비하여 지오그리드 T의 경우에 더욱 큰 변위를 나타내고 있다.

## 6. 지오그리드-혼합토 사이의 마찰강도 평가

### 6.1 인장력 분포

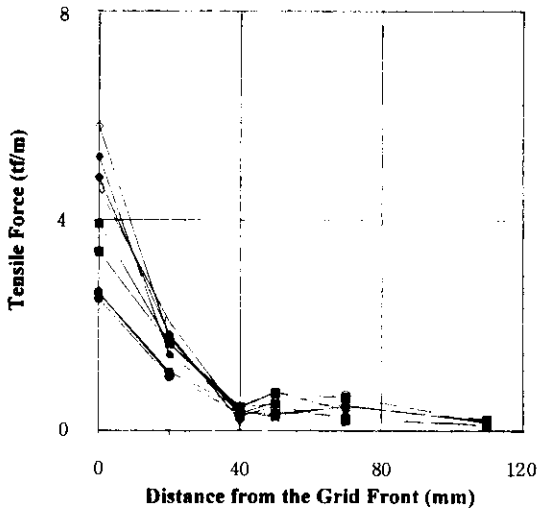
그림 11-(a) 및 (b)는 최대인발력 상태에서 지오그리드 각 측정간에서 발휘되는 인장력의 분포를 나타낸다. 대체적으로 볼 때 지오그리드 내부의 인장력 분포는 전면부 부근에서 급

격히 그 크기가 감소한 다음 거의 일정한 값을 유지하는 변화형태를 나타내며, 이와같은 변화 형태의 인장력은 일반적으로 상재하중의 크기가 증가할 수록 또한 혼합비가 감소할 수록 작아지는 경향을 보이긴 하나, 전면부 부근을 제외하고는 여러 조건의 변화에도 큰 영향이 없이 그 편차가 비교적 작은 범위에 한정되는 현상을 나타내고 있다. 또한 이른바 effective area method에 의한 유효길이(그림 5 참조)의 범위가 전반적으로 명확하지 않아, 본 지오그리드-혼합토의 경우에는 기존 effective area

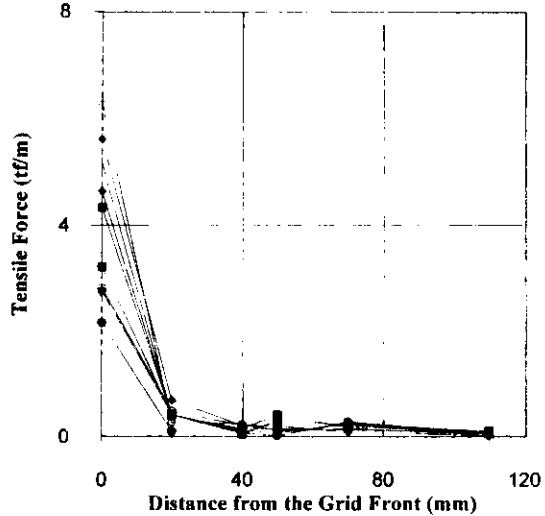
method를 토대로 한 마찰강도의 산정에는 어려움이 있는 것으로 나타났다. 이외에도 지오그리드의 종류별로 살펴보면, 지오그리드 T의 경우에 지오그리드 후방에서의 인장력은 지오그리드 M에 비하여 비교적 크며, 이는 지오그리드 M에 비하여 T의 자체 변형률이 다소 크게 나타났음을 의미하고, 또한 이와같은 현상은 지오그리드 자체의 신장률 및 강성이 전단응력의 분포에 영향을 미친다는 Oostveen 등(1994)의 연구결과와도 부합되는 현상으로 판단된다.

- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.0( $\sigma_v = 3t/m^2$ )
- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.3( $\sigma_v = 3t/m^2$ )
- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.5( $\sigma_v = 3t/m^2$ )
- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.0( $\sigma_v = 6t/m^2$ )
- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.3( $\sigma_v = 6t/m^2$ )
- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.5( $\sigma_v = 6t/m^2$ )
- ◇ Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.0( $\sigma_v = 9t/m^2$ )
- ◆ Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.3( $\sigma_v = 9t/m^2$ )
- ◆ Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.5( $\sigma_v = 9t/m^2$ )

- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.0( $\sigma_v = 3t/m^2$ )
- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.3( $\sigma_v = 3t/m^2$ )
- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.5( $\sigma_v = 3t/m^2$ )
- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.0( $\sigma_v = 6t/m^2$ )
- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.3( $\sigma_v = 6t/m^2$ )
- Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.5( $\sigma_v = 6t/m^2$ )
- ◇ Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.0( $\sigma_v = 9t/m^2$ )
- ◆ Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.3( $\sigma_v = 9t/m^2$ )
- ◆ Weathered Granite Soil : Waste EPS Pieces = 1:0.5( $\sigma_v = 9t/m^2$ )



(a) 지오그리드 T



(b) 지오그리드 M

그림 11. 최대인발력 상태에서의 지오그리드 내부에 유발된 인장력 분포도

## 6.2 마찰강도의 평가

본 연구에서 수행된 지오그리드-혼합토에 대한 인발시험결과 등(5장 및 앞절의 기술내용 참조)을 토대로, 기존의 평가방법 및 본 연구

의 제안방법(4장 및 그림 5 참조) 등을 이용해, 강성 및 연성 지오그리드와 혼합비(화강풍화토:폐 EPS 조각의 혼합률)를 1:0.3 및 1:0.5의 2종류로 서로 달리한 혼합토 사이의 마찰강도정수  $c_s$  및  $\delta$ 와 보정계수  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$ (식 (8) 참



조) 값을 각각 산정하였으며, 그 결과를 종합적으로 정리하면 표 8과 같다. 표 8의 명시결과 중, 본 연구에서 제안한 방법에 의한 지오그리드-혼합토 사이의 마찰강도 평가시 필요시 되는, 지오그리드 보강재의 주 포아손비(major Poisson's ratio)  $\nu_{LT}$  값(식 (7) 참조)은 고분자

합성재료(composite material)에 일반적으로 적용되는 값(Agarwal & Broutman,1990)을 참고로 하여,  $\nu_{LT}=0.03$  및 0.05의 2종류로 택하였다. 아울러 폐 EPS 조각을 혼합하지 않은 순수한 화강풍화토의 경우(혼합비가 1:0.0인 경우)도 비교를 위해 표 8에 결과를 명시하였다.

표 8. 평가방법에 따른 지오그리드-혼합토 사이의 마찰강도정수와 보정계수  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값

지오그리드		지오그리드 T			지오그리드 M			
혼합비(화강풍화토 : 폐 EPS 조각)		1:0.0	1:0.3	1:0.5	1:0.0	1:0.3	1:0.5	
Total Area Method	$\delta(^{\circ})$	27.9	23.2	21.0	29.9	25.2	22.6	
	$c_a(\text{kg}/\text{cm}^2)$	0.12	0.13	0.13	0.13	0.14	0.08	
	$\alpha_1$	0.39	0.48	1.08	0.42	0.52	0.67	
	$\alpha_2$	0.42	0.41	0.41	0.46	0.45	0.44	
Maximum Slope Method	$\delta(^{\circ})$	62.6	59.5	50.2	71.6	66.4	61.1	
	$c_a(\text{kg}/\text{cm}^2)$	0.17	0.19	0.30	0.00	0.50	0.44	
	$\alpha_1$	0.55	0.70	2.50	0.00	1.85	3.33	
	$\alpha_2$	1.54	1.63	1.28	2.40	2.20	1.93	
Proposed Method	$\nu_{LT}=0.03$	$\delta(^{\circ})$	35.4	31.0	25.5	36.8	27.6	26.5
		$c_a(\text{kg}/\text{cm}^2)$	0.04	0.04	0.05	0.10	0.16	0.09
		$\alpha_1$	0.13	0.15	0.42	0.32	0.59	0.75
		$\alpha_2$	0.57	0.58	0.51	0.60	0.50	0.53
	$\nu_{LT}=0.05$	$\delta(^{\circ})$	42.2	37.8	32.6	42.7	38.8	34.1
		$c_a(\text{kg}/\text{cm}^2)$	0.00	0.00	0.00	0.12	0.12	0.08
		$\alpha_1$	0.00	0.00	0.00	0.39	0.44	0.67
		$\alpha_2$	0.72	0.75	0.68	0.74	0.77	0.72

표 8의 결과를 분석하면, 지오그리드-혼합토 사이의 마찰저항각  $\delta$ 는 maximum slope method에 의해 산정된 값이 total area method에 의한 산정값에 비해 139.0~170.4% 정도 큰 경향을 나타내어, 결과적으로는 마찰저항각  $\delta$ 에 대해서 total area method의 경우가 가장 작은 산정값을, 또한 maximum slope method의 경우에 가장 큰 산정값을 나타내고 있고, 본 연구의 제안방법에 의해 산정된  $\delta$ 는 그 중간 정도 범위의 값을 보이고 있다. 또한

보정계수  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값은, total area method 및 maximum slope method 등을 토대로 하는 경우,  $\alpha_1$ 값은 각각 0.42~1.08 및 0.70~3.33 정도 이고, 또한  $\alpha_2$ 값은 각각 0.41~0.45 및 1.28~2.20 정도의 범위이며, 본 연구의 제안방법에 의해 산정된  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값은 그 중간값 정도의 범위를 나타내고 있다.

따라서, 본 연구 제안방법에 의한 지오그리드-혼합토 사이의 마찰강도 평가방식은 부분적으로 적정성이 인정되며, 특히 유효길이의

범위가 전반적으로 명확하게 나타나지 않는 경우에는 기존의 effective area method를 대신하여 비교적 합리적으로 마찰강도를 평가할 수 있는 방법으로 판단된다.

이외에도 표 8의 명시결과중 본 연구 제안방법에 의한 평가의 경우, 지오그리드 보강재의 포아슨비  $\nu_{1T}$ 값에 비례하여 마찰저항각  $\delta$  및 보정계수  $\alpha_2$ 값은 증가하는 경향을 보이는 반면에, 부착력  $c_s$  및 보정계수  $\alpha_1$ 값은  $\nu_{1T}$ 값이 클수록 점차 감소하는 현상을 나타내고 있다. 아울러 표 8에 제시된 보정계수값들중 특히  $\alpha_2$ 값이 기존의 연구결과들(조 등, 1995a, 建設省土木研究所, 1992)과 비교하여 볼 때 다소 작게 평가된 결과는, 지오그리드-혼합토 사이에서 충분한 마찰강도가 발휘되기 이전에 지오그리드 자체가 인장파괴된 몇가지 경우(그림 8 참조)에 의해 인발시험에 의한 지오그리드-혼합토 사이의 마찰강도가 실제보다 다소 작게 평가된 사실과, 또한 직접전단시험용 시료(최대건조밀도상태)와 인발시험용 시료(다짐도 95%)의 밀도에 서로 차이가 있는 등 여러 요인이 복합적으로 작용한 데 기인한 것으로 판단된다.

### 6.3 마찰저항각 및 보정계수값의 범위 제시

표 8의 결과를 분석하면, 본 연구의 제안방법에 의해 산정된 지오그리드-혼합토 사이의 마찰저항각  $\delta$ (식 (8) 참조)는, 95% 다짐 혼합토의 혼합비(=1:0.3, 1:0.5) 및 지오그리드 보강재의 포아슨비  $\nu_{1T}$ 값(=0.03, 0.05) 등의 변화에 따라, 지오그리드 T의 경우에는  $\delta=25.5 \sim 42.2^\circ$  정도의 범위이고, 지오그리드 M의 경우에는  $\delta=26.5 \sim 42.7^\circ$  정도의 범위에 해당된다. 또한 식 (8)에 적용되는 보정계수  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값은, 지오그리드 T의 경우에  $\alpha_1=0.00 \sim 0.42$  및  $\alpha_2=0.51 \sim 0.75$  범위의 값을, 지오그리드 M은  $\alpha_1=0.44 \sim 0.75$  및  $\alpha_2=0.50 \sim 0.77$  범위의 값을 각각 나타내고 있다.

## 7. 요약 및 결론

본 연구는 보강토 토류벽체의 뒤채움재로서 폐 EPS 조각을 혼합한 경량의 성토재료를 개발, 활용하기 위한 기초연구로서, 화강풍화토와 폐 EPS 조각을 혼합한 경량성토재를 대상으로 공학적 특성에 관련된 기본시험을 수행하였고, 또한 두가지 대표적인 강성 및 연성 지오그리드 보강재에 대해 폐 EPS 조각의 혼합비를 변화시켜 실내인발시험을 수행하였으며, 이들 시험결과를 토대로 하여 폐 EPS 조각이 혼합된 경량성토재의 토질공학적 특성과 지오그리드-혼합토 사이의 마찰특성을 분석·평가하였다. 아울러 본 연구에서는, 인장력 이외에도 다짐하중 및 상재하중 등 수직하중에 의한 압축력이 추가로 동시에 작용하는 경우에 대해 지오그리드의 인장력-변형률 관계를 고려할 수 있는 마찰강도 산정방법을 제시하였으며, 이 방법을 토대로 하여 지오그리드-혼합토 사이의 마찰강도 평가시 적용 가능한 보정계수  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값의 범위를 제시하였다.

본 연구를 통해 결과적으로 지오그리드 보강재 등 보강토 토류벽체의 뒤채움재로서, 화강풍화토 및 폐 EPS 조각을 혼합한 경량성토재의 향후 적극적인 활용 가능성을 부분적으로 확인하였으며, 얻어진 주요 결론을 요약·정리하면 다음과 같다.

### 7.1 혼합토의 토질공학적 특성

- (1) 폐 EPS 조각을 혼합하지 않은 순수한 화강풍화토의 경우(화강풍화토:폐 EPS 조각의 혼합비가 1:0.0인 경우)와 혼합비가 1:1.0인 혼합토의 경우를 서로 비교하면, 혼합토의 최대건조밀도는 순수한 화강풍화토의 경우에 비해 33.7% 정도 감소하는 것으로 나타났다.
- (2) 혼합토(혼합비가 1:0.3~1:1.0인 범위)의 투수계수는 최적함수비 상태에서  $5.411 \times 10^{-5} \sim 5.926 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$  정도의 범위이며, 혼합비(폐 EPS 조각의 함유율)가 증가할수록 투수계수도 점차 커지는 것으로 나타났다.

- (3) 직접전단시험 결과, 혼합토의 점착력은 혼합비에 관계없이 비교적 작게 평가되었으며, 또한 내부마찰각은 혼합비가 증가할 수록 점차 감소하는 경향을 보이고 있고, 혼합토의 내부마찰각은 최적함수비 상태에서 약 38.6°이상으로 나타났다.
- (4) 표준압밀시험 결과, 혼합토의 압축성은 최적함수비상태에서 압축지수  $C_c$  값이 0.13~0.25 정도의 범위이며, 이와같은 결과는 보통흙의 압축성( $C_c=0.2\sim0.6$ ) 보다 다소 작은 수준으로 평가된다.

## 7.2 지오그리드의 인발특성 및 마찰강도 평가

- (1) 혼합비가 1:0.3 및 1:0.5인 2종류의 혼합토에 대한 실내인발시험 결과, 지오그리드의 최대인발력은 지오그리드 T 보다 지오그리드 M에서 다소 크게 나타났으며, 두가지 종류 지오그리드 모두에 대해 최대인발력은 일반적으로 혼합비 변화에 비해 상재하중의 크기 변화에 더욱 큰 영향을 받는 것으로 나타났다.
- (2) 동일한 크기의 선단인발변위에 대한 지오그리드 후방 내부의 유발변위를 살펴보면, 비교적 작은 크기의 선단인발변위에 대해서는 지오그리드 M의 내부에서 더욱 큰 유발변위를 나타내었으나, 선단인발변위가 증가할 수록 지오그리드 T의 유발변위가 점차 후방으로 이동하여, 결과적으로 두가지 종류 지오그리드 내부의 유발변위 차이는 점차 줄어들며, 특히 상재하중이 비교적 작은 경우에는 지오그리드 T 후방의 유발변위가 지오그리드 M에 비하여 크게 증가하는 것으로 나타났다. 이와같은 결과는, 인발이 진행됨에 따라 지오그리드 M은 비교적 작은 크기의 자체신장이 예상되는 데 반해, 지오그리드 T는 자체신장이 비교적 큰 데 원인이 있는 것으로 판단된다. 이

외에도, 인발력이 커짐에 따른 지오그리드 길이방향의 변위진행 형태에 있어서, 지오그리드 T의 경우가 M에 비하여 비교적 규칙적인(regular) 양상을 나타낼 수 있다.

- (3) 대체적으로 볼 때 지오그리드 내부의 인장력 분포는 전면부 부근에서 그 크기가 급격히 감소한 다음 거의 일정한 값을 유지하는 변화형태를 나타내며, 이와같은 변화형태의 인장력은 일반적으로 상재하중의 크기가 증가할 수록 또한 혼합비가 감소할 수록 작아지는 경향을 보이긴 하나, 전면부 부근을 제외하고는 그 편차가 비교적 작은 범위에 한정되는 현상을 나타내고 있다. 또한 이른바 effective area method에 의한 유효길이(그림 5 참조)의 범위가 전반적으로 명확하지 않아, 본 지오그리드-폐 EPS 조각 혼합토의 경우에는 기존 effective area method를 토대로 한 마찰강도의 산정에는 어려움이 있는 것으로 나타났다.
- (4) 지오그리드-혼합토 사이의 마찰저항각  $\delta$ 는, maximum slope method에 의해 산정된 값이 total area method에 의한 산정값에 비해 124.4~170.4% 정도 큰 경향을 나타내고 있으며, 본 연구의 제안방법에 의해 산정된  $\delta$ 는 그 중간정도 범위의 값을 보이고 있다. 또한 보정 계수  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값의 경우도, total area method 및 maximum slope method를 토대로 산정하는 경우에 비해, 본 연구 제안방법에 의해 산정된  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값은 그 중간값 정도의 범위를 나타내고 있다. 따라서, 본 연구 제안방법에 의한 지오그리드-혼합토 사이의 마찰강도 평가방법은 부분적으로 적정성이 인정되며, 특히 유효길이의 범위가 전반적으로 명확하지 않게 나타나는 경우에는 기존 effective area method를 대신하여 비교적 합리적으로 마찰강도를 평가할 수 있

는 방법으로 판단된다.

- (5) 본 연구의 제안방법을 토대로 한 지오그리드-혼합토 사이의 마찰강도 평가시, 혼합토(혼합비 1:0.3~1:0.5 범위인 경우)의 다짐도를 95%로, 지오그리드의 포아슨비  $\nu_{LT}$  값을 0.03~0.05 정도의 범위로 가정한다면, 식 (8)에 적용되는 보정계수  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값은, 지오그리드 T의 경우에  $\alpha_1=0.00\sim 0.42$  및  $\alpha_2=0.51\sim 0.75$  범위의 값을, 지오그리드 M은  $\alpha_1=0.44\sim 0.75$  및  $\alpha_2=0.50\sim 0.77$  범위의 값을 각각 나타내고 있다.

### 7.3 향후의 연구방향

- (1) 경제성 및 시공성 측면을 포함하여, 발휘인장력-전면부 유발변위-혼합토의 혼합비 사이의 관계를 보다 정량화, 최적화하여 필요시 뒤채움 층별로 혼합비를 서로 달리하는 방안 등에 대해 지속적인 연구가 요구된다. 또한 이를 통해 식 (8)에 적용되는 보정계수  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$  값을 적정 혼합비별로 더욱 구체화하는 작업도 필요시 된다. 이외에도, 반복하중에 의한 혼합토의 거동특성, 내구성 및 장기적인 변형성 등은 계속 연구해야 할 과제이며, 또한 대량 시공시의 혼합토 제조방법 및 품질관리 방법에 대해서도 개발이 필요할 것으로 판단된다.
- (2) 본 연구에서 직교이방성 부재로 가정된 지오그리드 보강재의 포아슨비  $\nu_{LT}$  값의 적용 타당성 및 그 범위는 실험이나 수치해석적 접근 등 심도있는 분석을 통해 검증, 보완이 필요하며, 본 연구에서 평가된 혼합토의 마찰특성 등을 수치해석적 모델링에 반영하는 등 지오그리드-혼합토 보강토 토류벽체의 안정성 평가에 대한 해석적 연구도 향후 계속되어야 할 것으로 판단된다.

### 감사의 글

본 연구는 1995년도 한국과학재단의 연구비 지원(과제번호 951-1202-030-2)에 의한 결과의 일부임을 밝히며, 이에 감사드립니다.

### 참고 문헌

1. 조삼덕, 김진만(1995a), "토목섬유 보강토구조물의 합리적인 해석과 설계", 한국건설기술연구원, 연구보고서, 95-GE-1101.
2. 한국건설기술연구원(1995b), EPS 토목공법 국제학술세미나 논문집.
3. 建設省土木研究所(1992), ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, pp. 65~76.
4. 峯岸邦夫 他(1994), "EPS發泡ビズ 混合輕量土の強度,變形特性", 第29回 土質工學研究發表會, pp. 2389~2390.
5. 山田, 長坂 他(1989), "發泡スチロール片と砂とを混合した輕量土", 土と基礎, Vol.37, No.2, pp.25~30.
6. 森範行 他(1993), "發泡ビズ 混合輕量土の透水性", 第28回 土質工學研究發表會, pp. 2653~2654.
7. Agarwal, B.D., Broutman, L.J.(1990), Analysis and Performance of Fiber Composites, John Wiley & Sons, New York.
8. Alfaro, M.C., Miura, N. and Bergado, D.T. (1995), "Soil-Geogrid Reinforcement Interaction by Pullout and Direct Shear Tests", Geotechnical Testing Journal, Vol.18, No.2., pp. 157~167.
9. Hausmann, M.R. and Clarke, J.(1994), "Fly Ash-Geosynthetic Interaction", 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, September, pp. 433~436.
10. Hayashi, S., Makiuchi, K. and Ochiai, H. (1994), "Testing Methods for Soil-Geosynthetic Frictional Behaviour-Japanese Standard", 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products,

- Singapore, September, pp. 411~415.
11. Hermann, L.R. and Yassin, A.L.(1978), "Numerical Analysis of Reinforced Earth Systems", ASCE Symp. on Earth Reinforcement, Pittsburgh, U.S.A.
  12. Koerner, R.M.(1995), Designing with Geosynthetics, 3rd ed., Prentice Hall.
  13. Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W.(1990), Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, EPRI, EL-6800.
  14. Ochiai, H., Hayashi, S., Otani, J. and Hirai, T.(1992), "Evaluation of Pull-Out Resistance of Geogrid Reinforced Soils", Proc. of Int. Symposium on Earth Reinforcement Practice, Kyushu, Japan, pp. 141~146.
  15. Oostveen, J.P., Maas, K.C. and Hendrikse, C.S.H.(1994), "The Coefficient of Interaction for Geogrids in a Non-Cohesive Soil", 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, September, pp. 427~432.
  16. TENSAR SR55 Test Certificate(1995), Netlon Limited, UK.
  17. Wide-Width Strength Test Results for Style Miragrid 8T Geogrid Products(1995), Nicolon/Mirafi Co., U.S.A.

(접수일자 1996. 10. 4)