

화강풍화토 뒤채움흙 내부 토목섬유 복합보강재의 거동특성에 관한 기초연구

A Fundamental Study on Behavior Characteristics of the Geosynthetic Composite Reinforcement in the Weathered Granite Backfill Soils

김 홍 택*¹
Kim, Hong-Taek

김 승 욱*²
Lee, Kwang-Chan

전 한 용*³
Jon, Han-Yong

이 인 모*⁴
Lee, In-Mo

Abstract

The final aim of this research is to systematize the reinforced-earth wall system using the geosynthetic composite reinforcement in the weathered granite backfill soils having relatively large amount of fines. As a staged endeavour to accomplish this purpose, laboratory pull-out tests and finite element modeling are carried out in the present study focusing on the analyses of friction characteristics associated with interaction behaviors of the geosynthetic composite reinforcement composed of geogrid with a superior function in tensile resistance and geotextile with sufficient drainage effects. In addition, drainage effects of the geotextile below geogrid are examined based on the analysis of finite difference numerical modeling. From the present investigation, it is concluded that the geosynthetic composite reinforcement in the weathered granite backfills may possibly be used to achieve effects on both a reduction of deformations and an increase of the tensile resistance, together with drainage effects resulting from the geotextile.

요 지

본 연구의 최종 목표는, 세립분이 비교적 많이 포함된 우리나라에 폭넓게 분포되어 손쉽게 얻을 수 있는 화강풍화토를 뒤채움흙으로 활용하는 토목섬유 보강토벽체 시스템을 체계화하는 데 있다. 이를 위한 단계적

*1 정회원, 홍익대학교 공과대학 토목공학과 교수

*2 농어촌진흥공사 농어촌연구원

*3 정회원, 전남대학교 공과대학 섬유공학과 부교수

*4 정회원, 고려대학교 공과대학 토목환경공학과 교수

노력의 일환으로, 우선 본 논문에서는, 인장보강 기능이 우수한 지오그리드와 배수기능이 탁월한 부직포 지오텍스타일을 병행하여 포설하는 형태의 토목섬유 복합보강재의 마찰특성 등 상호관련거동에 대한 분석에 초점을 두고, 실내인발시험 및 유한요소 수치모델링 해석 등을 수행하였으며, 또한 지오그리드 하부에 설치되는 부직포의 배수효과를 간접적으로 살펴보기 위한 유한차분 수치모델링 해석을 추가로 시행하였다. 이를 통해 부직포의 배수효과와 더불어, 화강풍화토 뒤채움흙 내부 복합보강재의 경우 전반적으로 비교적 작은 크기의 변위가 유발되는 효과와, 인발에 대한 저항능력도 상대적으로 큰 특징을 확인하였다.

Keywords : Geosynthetics, Composite reinforcement, Geogrid E, Geotextile T, Pull-out tests, Grid effects, Drainage effects.

1. 서 론

보강토벽체(reinforced-earth walls) 공법은 종래의 여타 공법에 비해 경제적이고, 안정성도 비교적 큰 것으로 알려져 있으며, 또한 미적인 효과도 고려할 수 있는 등 여러 장점 때문에 국·내외에서 그 적용성이 꾸준히 확대되어 왔다.

이와 같은 보강토벽체 공법의 효율성을 한층 높이고, 그 적용성을 더욱 확대하기 위한 차원에서, 현장발생토를 뒤채움흙으로 폭넓게 사용하기 위한 연구가 근래에 들어 부분적으로 진행된 바 있다. Tatsuoka(1991)는 고풍수비(100 ~ 120% 정도)의 Kanto loam을 대상으로, 직포와 배수기능이 있는 지오텍스타일을 밀착시켜 제조한 형태의 복합포를 이용해 평면변형 압축시험과 높이 4.0 ~ 5.5m 정도의 시험성토를 시행한 바 있으며, 이를 통해 다짐시의 과잉간극수압 소산과 다짐후 부(-)의 간극수압이 유지되는 효과를 밝힌 바 있다. 또한 Tanabashi(1996)는 Toyoura 모래를 대상으로, 지오그리드와 지오텍스타일을 병행하여 포설하는 형태의 복합보강재 마찰특성에 관해 실험결과를 일부 제시한 바 있다.

또한 Mitchell & Villet(1987)이 밝힌 바에 의하면, 세립분이 비교적 많이 포함된 흙의 경우, 마찰강도가 점착성이 없는 사질토에 비해 본질적으로 작고, 또한 배수가 불량한 일반적인 특성을 지니고 있다.

이에 착안하여 본 연구를 시작하였으며 최종 목표는, 세립분이 비교적 많이 포함된(200번체 통과율이 높은) 우리나라에 폭넓게 분포되어 손쉽게 얻을 수 있는 화강풍화토(weathered granite soils)를 뒤채움흙으로 활용하는 토목섬유 보강토벽체 시스템을 체계화하는 데 있다. 이를 위해 본 시스템에 대한 관련재료의 거동특성 파악, 안정해석 절차 및 설계기법 등을 정립하기 위한 단계적 노력의 일환으로, 우선 본 논문에서는, 인장보강 기능이 우수한 지오그리드와 배수기능이 탁월한 부직포 지오텍스타일을 병행하여 포설하는 형태의 복합보강재의 마찰특성 등 상호관련거동에 대한 분석에 초점을 두고, 실내인발시험 및 유한요소 수치모델링 해석 등을 수행하였으며, 또한 지오그리드 하부에 설치되는 부직포의 배수효과를 간접적으로 살펴보기 위해 유한차분 수치모델링 해석을 추가로 시행하였다.

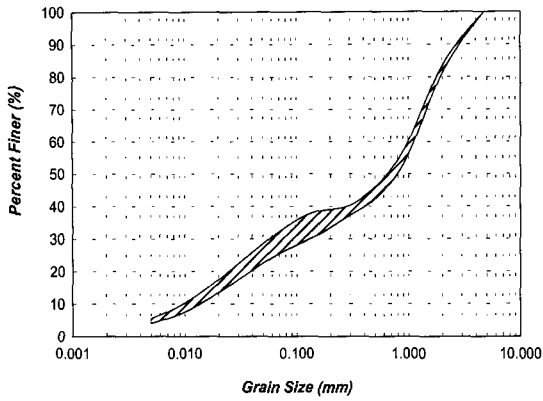


그림 1. 화강풍화토 흙시료의 입도분포곡선

표 1. 화강풍화토 흙시료의 특성

강도정수	$\phi(^{\circ})$	34.7
	$c(\text{kg}/\text{cm}^2)$	0.204
입도	$D_{10}(\text{mm})$	0.0096~0.0150
	$D_{30}(\text{mm})$	0.057~0.140
	$D_{60}(\text{mm})$	1.0~1.2
	균등계수, C_u	80~104.7
	곡률계수, C_c	5.94~7.78
연경도	액성한계(%)	25.4
다짐특성 (A 다짐)	최적함수비(%)	16.3
	최대건조밀도(t/m^3)	1.783

표 2. 각 토목섬유의 재료특성

항목	토목섬유종류	단일 그리드 E	부직포 T	복합보강재
단위면적당 중량(g/m^2)		439	398	837
극한인장강도(t/m)		8.8	6.1	9.7
극한강도시 변형률(%)		19.2	69.6	19.6
리브간격(mm)		30.5 by 37.2	-	-
리브폭(mm)		5.3 by 8.1	-	-
두께(mm)		1.375	1.365	2.740
투수계수(cm/sec)		-	1.33×10^{-1}	1.33×10^{-1}

2. 실내인발시험

2.1 흙시료

본 연구에서 수행된 실내인발시험의 뒤채움흙은 200번체 통과율이 25.8 ~ 32.9% 정도로서, 보강토공법 뒤채움흙 시방기준(미국 FHWA 제시 기준, 1974)에는 부합되지 않는 화강풍화토를 사용했다. 사용된 화강풍화토 흙시료는 4번체를 모두 통과하는 시료로서, 통일분류법에 의해 SM으로 분류된다. 그림 1은 본 흙시료에 대해 4회 이상의 체분석 시험을 실시하여 얻어진 입도분포의 범위를 나타낸 곡선이며, 직접전단시험 및 다짐시험 등의 결과를 포함하여 본 흙시료의 특성을 종합하면 표 1과 같다.

2.2 토목섬유

본 실내인발시험에서 사용한 토목섬유는, 지오그리드(이하 그리드 E) 및 부직포 지오텍스타일(이하 부직포 T)이다. 그리드 E는 보강토벽체 시스템의 인장보강기능 향상을 목적으로 국내에서 개발중인 시제품이며, 부직포 T는 국내에서 개발되어 주로 배수 및 필터재로 널리 쓰이고 있는 제품이다. 본 연구 실내인발시험은, 단일 그리드

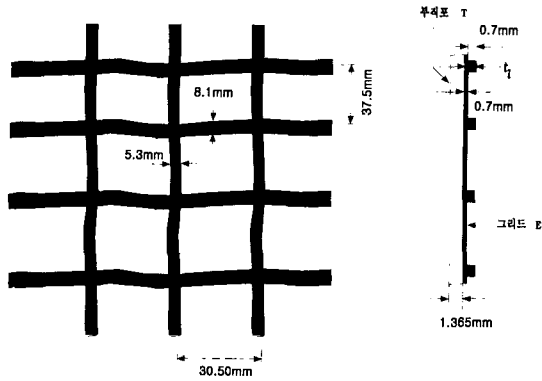


그림 2. 시험용 그리드 E의 형상 개요

E, 부직포 T 및 복합보강재(그리드 E를 상부에, 부직포 T를 하부에 병행하여 포설하는 형태의 보강재) 등 세가지 종류의 토목섬유 각각에 대해 시행되었으며, 각 토목섬유의 물리적, 역학적 특성 등을 파악하기 위해 실시한 시험결과는 표 2에 정리되어 있다.

그리드 E는 직조된 폴리에스터 섬유의 표면을 LDPE(저밀도 폴리에틸렌)로 코팅처리하여 내구성을 향상시킨 지오그리드로서, 기하학적인 단면형상은 그림 2에 나타난 바와 같이 매우 불규칙적이며, 부직포 T는 폴리에스터 장섬유를 일정한 방향성 없이 배열하여 스펀본드 방식으로 결합한 토목섬유에 해당된다.

또한 그리드 E의 길이방향 단일리브를 대상으로 실시한 인장시험(GRI GG 5), 부직포 T에 대한 그래브시험(KS K 0520), 또한 복합보강재에 대한 광폭인장시험(ASTM D 4595) 등을 통해 얻은 인장력을 단위폭당의 인장강도로 환산하여 구한 인장력-변형률 관계는 그림 3과 같다.

그림 3의 결과는 대기중에서 토목섬유를 인장시켜 얻은 시험결과이며 도시된 관계곡선의 특징을 살펴보면, 그리드 E가 부직포 T에 비해 극한인장강도가 크고, 변형률은 부직포 T의 경우가 훨씬 큰 것으로 나타났으며, 단위폭당 극한인장강도와 이에 대응하는 변형률을 비교하면, 그리드 E는

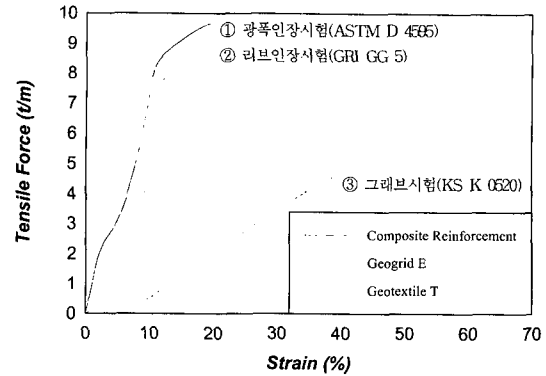


그림 3. 그리드 E, 부직포 T 및 복합보강재의 인장력-변형률 관계곡선

19.2%일 때 8.8t/m 정도, 부직포 T는 63.0%일 때 6.1t/m 정도, 복합보강재는 19.6%일 때 9.7t/m 정도 등을 각각 나타내고 있다.

2.3 시험기 및 시험방법

본 연구에서 사용된 실내인발시험기는, 그림 4에 도시한 바와 같이 인발상자, 인발장치, 계측기 및 자료수집기 등으로 구성된다. 현재까지 세계적으로 인발시험기에 관련하여 표준규격은 없는 실정이며, 기존의 여러 연구결과(Ochiai 등, 1992; Hayashi 등, 1994; Alfaro 등, 1995)를 참조하면 인발상자의 크기는 대략 폭 30 ~ 100cm, 길이 60 ~ 120cm 및 높이 25 ~ 60cm 정도의 범위이다.

인발상자의 크기는 기본적으로 시험시 벽면의 마찰 등을 고려하여 여유있게 확보하는 것이 좋으나, 시험을 원활히 진행하여 시험오차가 작도록 하는 고려 또한 필요한 점임을 감안하여, 본 연구에서는 인발시험 상자의 내부크기를 60×60×130cm로 하였으며, 한쪽 측면에는 외부로부터 인발상자 내부의 흡입자 거동과 다짐상태를 관찰할 수 있도록 두께 2cm의 아크릴판을 설치하였다. 연직하중강도는 고무주머니를 이용하여, 최대 20t/m²까지 재하할 수 있도록 하였고, 인발

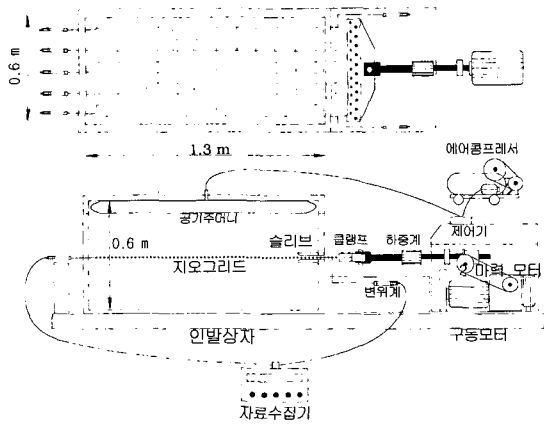


그림 4. 인발시험기의 구성 및 개요도

장치는 최대 10ton 용량의 모터와 정압기를 이용하여 인발시 일정한 변위속도를 유지할 수 있도록 하였다. 인발시험시 인발상자 강성전면벽의 영향을 최소화하여 실제의 현장상태와 유사하도록 하는 방법으로 인발구멍에 인발상자 내측으로 길이 20cm의 강성슬리브를 설치하였다. 슬리브의 설치길이는 조 등(1995)의 연구결과를 참고로 하였다.

인발상자 내부의 흙은 15cm 두께로 층다짐을 실시하였으며, 다짐도 95%를 기준으로 하여 각 층에 필요한 중량 만큼 일정 함수비의 시료를 할당하는 중량-체적 할당법(Alfaro 등, 1995)을 사용하였다. 다짐은 직접 손으로 하거나 소형 진동다짐장비를 사용하여 할당된 흙이 각 층에 채워질 때까지 계속하였으며, 완성된 다짐상태는 보강재의 하부와 상부의 각각 2 ~ 3개 지점에서 확인하였다.

인발시험에 사용한 모든 보강재의 부설폭은 양쪽 측벽으로부터, 마찰을 배제하기 위해, 10cm씩 이격시켜 40cm로 하였고, 부설길이는 110cm로 동일하게 하여 각 토목섬유의 마찰특성 및 인발력에 따른 변위관계 등을 비교하였다. 인발시험시 인발속도는 모든 시험에서 1mm/min로 일정하게 하였으며, 클램프 전면부에서는 하중계를,

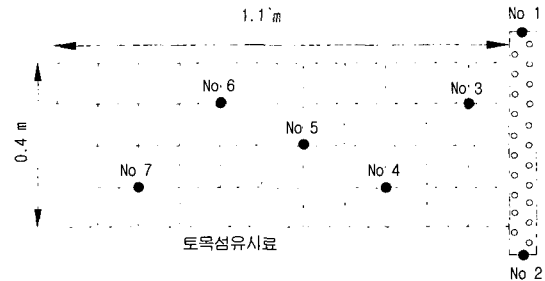


그림 5. 변위 측정위치

클램프 양측 2개 지점과 토목섬유의 길이방향 5개 지점(그림 5의 No.1 ~ No.7)에서는 변위계(LVDT)를 각각 이용하여 8개의 자료를 자료수집기를 이용해 매 1분 간격으로 수집하였다.

토목섬유 길이방향의 변위는 토목섬유시료의 표면에 직경 0.5mm의 강선을 부착하고, 이를 인발상자 후면부의 구멍을 통하여 변위계에 연결하여 측정하였으며, 인발상자 내측에서는 내경 1.5mm, 외경 4.0mm의 스테인레스 강관으로 강선을 보호하여 강선과 흙 사이의 마찰을 배제하였다. 또한, 복합보강재의 경우에는 그리드 E의 횡방향 부재와 종방향 부재가 서로 교차하는 지점에서 허부 부직포를 강선으로 함께 묶어 변위를 측정하였다. 연직하중강도는 일반적인 보강토벽체에서 인발파괴가 예상되는 상부 5m 정도의 토피하중을 감안하여 10t/m² 이내의, 3, 6, 9t/m²의 세 가지 크기로 조절하였으며, 상자내부 흙시료에 가해지는 연직하중강도의 균등한 분배를 위하여 하중을 재하한 상태에서 24시간 동안 방치한 후 인발시험을 실시하였다. 인발시험시 대기의 온도는 20±5° C를 유지하였고, 토목섬유의 인발력-단인발변위 관계곡선이 최고점에 도달하였거나 또는 변위량이 인발상자 길이의 20%에 도달할 때까지 시험을 실시하였다. 한편 본 연구에서는, 단일 그리드 E, 부직포 T 및 복합보강재 각각을 대상으로 한 실내인발시험과, 추가적으로 그리드 E의 경우 수동저항형태의 지지저항력을 규명하기

위해 횡방향 부재를 모두 제거한 경우 및 복합보강재(횡방향 부재를 모두 제거한 그리드 E + 부직포 T)를 대상으로 한 실내인발시험 등, 세종류의 연직하중강도(3, 6 및 9t/m²) 조건에서 총18회의 실내인발시험을 실시하였다.

특히 그리드 E와 부직포 T를 병행하여 포설하는 형태의 본 연구 복합보강재의 경우 일체화된 거동을 유도하기 위해 충분한 다짐을 시행하였으며, 시험종료후 그리드 E와 부직포 T의 일체거동 여부를 확인하기 위한 방법으로, 초기 복합보강재 설치시에 그리드 E 개공부의 부직포 T 표면상에 유성 매직으로 표시하여 그리드 E와 부직포 T의 최초 설치위치와 시험종료후의 위치를 육안으로 확인하였으며, 이를 통해 그리드 E와 부직포 T의 분리, 이탈 현상 등은 거의 없는 것으로 판단하였다.

3. 실내인발시험결과 분석

3.1 인발력-선단인발변위 관계

그림 6에는, 단일 그리드 E(이하 그리드 E), 부직포 T 및 복합보강재 등 세가지 종류의 토목섬유 각각에 대한 인발시험을 통해 측정된 인발력과 선단인발변위가, 연직하중강도 크기별로 도시되어 있다.

그림 6의 결과를 살펴보면, 인발력-선단인발변위 관계곡선의 경사도는, 복합보강재의 경우가 가장 크고, 그리드 E와 부직포 T는 유사한 경사도를 나타내고 있다. 또한 다양한 크기의 선단인발변위 각각에 대해 복합보강재의 경우가 인발력이 가장 큼을 알 수 있으며, 한계상태에 해당되는 최대인발력도 복합보강재의 경우가 가장 크게 평가됨을 알 수 있다. 구체적으로, 측정된 복합보강재의 최대인발력은 그리드 E와 부직포 T의 최대인발력을 합한 결과와 비교하여 각각 78.4% 정도(연직하중강도 = 3t/m²인 경우) 또는 80.4% 정도(연직하중강도 = 6t/m²인 경우)에 해당되며, 연직하중강도가 9t/m²인 경우에는 이보다 낮은 64.7% 정도에 해당되는 경향을 보이고 있다.

또한 세가지 종류의 토목섬유 모두에 대해, 연직하중강도가 커질수록 최대인발력은 증가하는 현상을 나타내고 있다. 구체적으로, 연직하중강도가 3t/m²에서 9t/m²으로 커짐에 따른 최대인발력의 증가율은, 그리드 E의 경우 71.2% 정도이고, 부직포 T의 경우에는 44.6% 정도이며, 또한 복합보강재의 경우에는 30.2% 정도로서, 증가율은 그리드 E에서 가장 크고, 복합보강재에서 가장 작은 현상을 나타내고 있다. 구체적으로 복합보강재의 경우를 살펴보면, 연직하중강도가 3t/m²에서 6t/m²으로 커짐에 따른 최대인발력의 증가율은

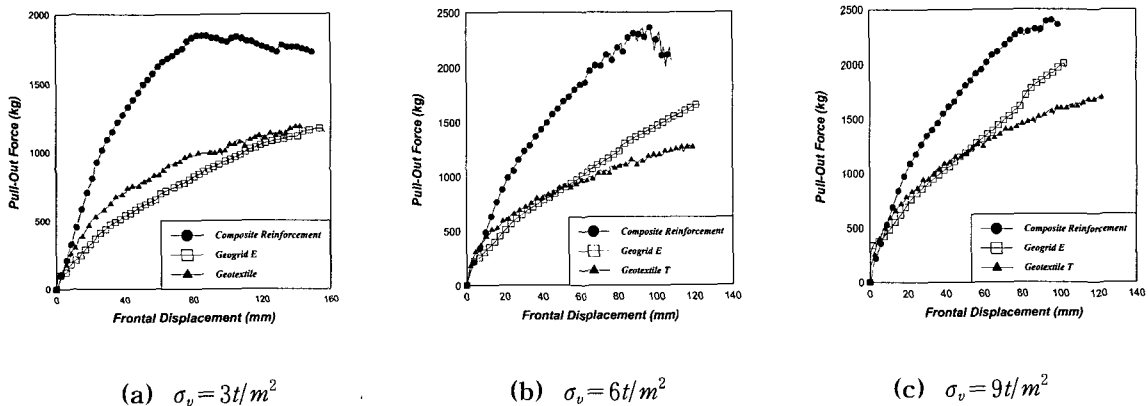


그림 6. 인발력 - 선단인발변위 관계

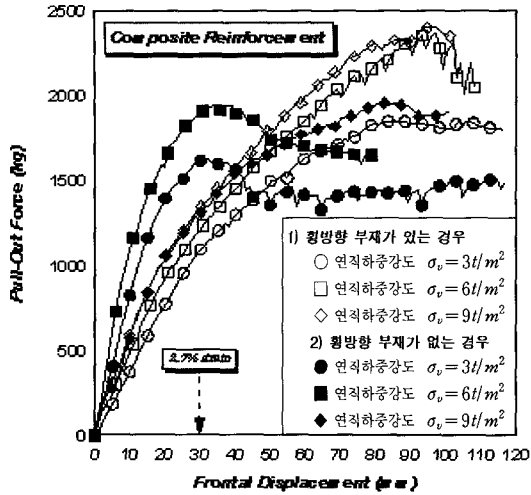


그림 7. 그리드 E 횡방향 부재의 유·무에 따른 인발력 - 선단인발변위 관계

27.9% 정도이나, 연직하중강도가 $6t/m^2$ 인 경우와 $9t/m^2$ 인 경우를 서로 비교하여 보면, 최대인발력의 크기가 거의 동일한 현상을 나타내고 있다. 이와같은 현상은, 고무에어백에 의해 상부에 가해지는 연직하중강도가 커질수록 유효저항장(인발에 저항하는 실제의 토목섬유 축방향 길이를 의미함)이 점차 짧아지는 결과 즉, 연직하중강도가 가장 큰 $9t/m^2$ 의 경우 선단에 가해지는 인발력에 저항하는 부분이 토목섬유의 선단부 부근에 집중되어 항복하는 결과가 발생한 것에 주원인이 있는 것으로 판단된다.

전술한 결과를 보다 정량적으로 규명하기 위한 차원에서, 그리드 효과(grid effect) 등을 분석하기 위한 추가 인발시험을 시행하였으며 그 내용은 다음과 같다.

그리드 E의 구성 부재중 횡방향 부재(그림 2 참조)에 의해 발취가 예상되는 수동저항형태의 지지 저항력을 그리드 효과라고 하며, 이와 같은 그리드 효과에 관련된 연구들이 Peterson(참고문헌 9 참조), Jewell 등(1984) 및 Chen & Chen (1994) 등에 의해 진행된 바 있다. 그러나 이들의 연구는 대부분 강성재료의 단일 그리드에 초점을 둔 것으로

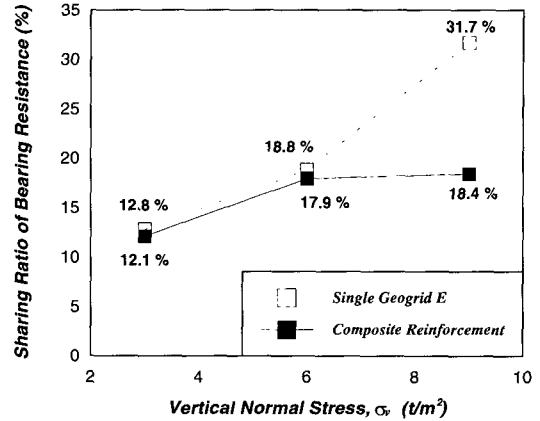


그림 8. 연직하중강도에 따른 지지저항력 분담율의 변화

서, 연성의 그리드 E 및 부직포 T로 구성되는 본 연구 복합보강재의 경우와는 차이가 있다. 따라서 본 복합보강재에 대한 그리드 효과의 정도를 살펴 보고 또한 수동저항형태의 지지저항력을 평가하기 위한 방식을 제시하기 위한 노력의 일환으로, 그리드 E의 구성부재중 횡방향 부재를 모두 제거한 그리드를 대상으로 세종류의 연직하중강도 조건하에서 인발시험을 추가로 실시하였으며, 그 결과를 정리하면 그림 7과 같다.

그림 7에 도시된 인발시험결과를 살펴볼 때, 인발력-선단인발변위 관계곡선의 경사도는 대체적으로 2.7% 정도 이상의 변형률에 대해서는 세종류의 연직하중강도 모두에 대해 횡방향 부재가 있는 경우에 인발력이 더 큰 현상을 나타내고 있다. 또한 그림 7에서 연직하중강도가 $6t/m^2$ 인 경우와 $9t/m^2$ 인 경우를 서로 비교하여 보면, 전술한 그림 6의 분석결과와 유사하게, 횡방향 부재의 유·무에 관계없이 한계상태로 정의되는 최대인발력의 크기가 거의 동일한 현상을 나타내고 있다.

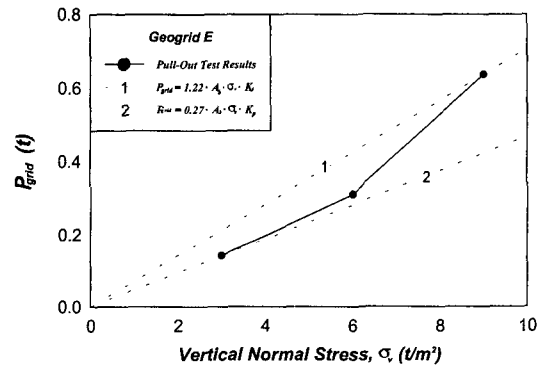
본 연구 복합보강재의 경우는, 단일 그리드와는 달리 최대인발력은, 상부흙-그리드 종방향 부재 사이의 표면마찰저항, 상부흙-그리드 횡방향 부재 사이의 표면마찰저항, 개공부의 흙-부직포 사이의 표면마찰저항, 하부흙-부직포 사이의 표면

마찰저항 또한 상부그리드 횡방향 부재의 수동저항형태의 지지저항력 등의 합으로 구성된다. 근사적이긴 하나 전술한 각 마찰저항 사이 상호작용의 영향을 무시하고, 또한 그리드 E의 횡방향 부재 제거시, 상부흙-그리드 횡방향 부재 사이에서 예상되는 표면마찰저항을 부분적으로 증가되는 개공부의 흙-부직포 사이의 표면마찰저항정도로 간주하면, 결국 횡방향 부재의 유·무에 따른 최대인발력의 차이는 그리드 E의 횡방향 부재에 의해 발휘가 예상되는 수동저항형태의 지지저항력을 의미한다고 볼 수 있다. 최대인발력의 차이에 해당되는 이와같은 지지저항력의 분담정도(= 지지저항력 / 횡방향 부재가 있는 경우의 최대인발력)를 % 형태로 정리하면 그림 8과 같다.

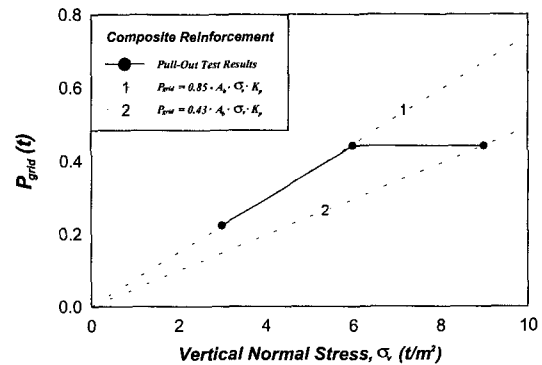
단일 그리드 E에 대해서도 횡방향 부재를 제거하여 인발시험을 실시하여 보았으며, 복합보강재의 경우와 마찬가지로 단일 그리드 E의 경우도 횡방향 부재의 유·무에 따른 최대인발력의 차이를 수동저항형태의 지지저항력으로 단순 정의하여, 측정된 최대인발력의 차이를 토대로 이와 같은 지지저항력의 분담정도를 그림 8에 비교상의 목적으로 도시하였다. 그림 8의 결과에 의하면, 단일 그리드 E의 경우 지지저항력이 최대인발력 중에서 차지하는 비율은 연직하중강도에 따라 12.8 ~ 31.7% 정도이다. 이와 같은 경향은 Chen & Chen(1994)이 연성의 단일그리드를 대상으로 수행한 실험결과에서 밝힌 내용 - 즉 연직하중강도가 커짐에 따라 그리드의 지지저항력이 차지하는 비율도 증가하며, 그 범위는 최대 34% 정도 이하라는 내용 - 과 대체적으로 부합되는 결과이다.

또한 그림 8의 결과를 살펴보면, 단일 그리드 E 및 복합보강재의 경우 모두 연직하중강도의 크기 증가에 비례하여 횡방향 부재의 지지저항력 분담율이 점차 커짐을 알 수 있다. 그러나 각각의 연직하중강도에 대해, 단일 그리드 E의 경우가 복합보강재의 경우에 비해 지지저항력 분담율이 0.7 ~

13.3% 정도 큰 경향을 보이고 있으며, 이는 주로 복합보강재의 경우 하부에 설치되는 부직포 T로 인해 그리드 E 횡방향 부재의 수동저항이 한쪽 면에만 치우쳐서 유발되는 데 기인하는 것으로 판단된다. 또한 단일 그리드 E와는 달리 복합보강재의 경우에는, 연직하중강도가 $6t/m^2$ 을 초과하여 커짐에 따라 그리드 E 횡방향 부재의 지지저항력이 최대인발력 중에서 차지하는 분담율의 증가 정도가 훨씬 둔화되는 경향을 보이고 있다. 이와 같은 경향은 앞서 그림 7에서 분석한 바와 같이, 연직하중강도가 $6t/m^2$ 인 경우와 $9t/m^2$ 인 경우, 최대인발력의 크기가 거의 동일하게 평가되는 현상과 연관되



(a) 단일 그리드 E의 경우



(b) 복합보강재의 경우

그림 9. 연직하중강도에 따른 지지저항력의 평가결과

어 있다.

전술한 그리드 효과에 대한 분석결과 및 앞의 그림 6을 통해 기 확인한 결과 - 즉, 복합보강재의 경우가 그리드 E 및 부직포 T에 비해 최대인발력이 크게 평가되는 결과 - 등을 종합하면, 복합보강재의 경우 상부 그리드 E 횡방향 부재의 지지저항보다는, 하부에 설치되는 부직포 T가 주변흙과 전체면적에 걸쳐 접촉하고 있는 특성으로 인해 증대되는 마찰저항이 결국 복합보강재의 최대인발력을 커지게 하는 주된 요인임을 알 수 있다.

계속해서 보강토 벽체에의 적용을 주목적으로 TRRL(참고문헌 15 참조)에서 제안한 삼각형 형태의 강성 앵커보강재(원형단면 앵커의 지름은 0.02m이고, mild steel로 제작됨)에 대해 Jones (1996)가 제시한 수동저항형태의 지지저항력, P_{grid} 계산식을 토대로, 본 연구 연성 그리드 E에 부합되는 보정계수 f 값(아래의 식(1) 참조)의 범위를 평가하여 보았으며, 그 결과는 그림 9에 도시되어 있다.

$$P_{grid} = f \cdot A_b \cdot \sigma_v \cdot K_p \quad (1)$$

여기서,

σ_v : 연직하중강도(t/m^2)

K_p : Rankine의 수동토압계수

$$= \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

ϕ : 화강풍화토 뒤채움흙의 내부마찰각
(표 1 참조)

A_b : 횡방향 부재 지지단면의 총면적(m^2)
 $= t_l \cdot b \cdot n$

t_l : 횡방향 부재의 두께(m, 그림 2 참조)

b : 그리드의 부설폭(m)

n : 횡방향 부재의 개수

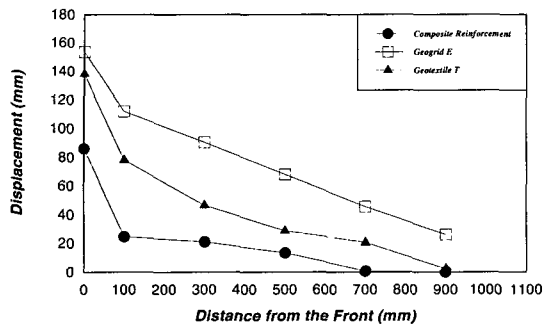
그림 9의 평가결과를 살펴보면, 단일 그리드 E의 경우 연직하중강도의 크기에 따라 보정계수 f

값의 범위는 0.27 ~ 1.22 정도이며, 복합보강재의 경우는 0.43 ~ 0.85 정도의 범위에 해당됨을 알 수 있다. 이 결과는 Jones(1996)가 강성재료인 앵커보강재에 대해 제시한 f 값 4.0 보다는 훨씬 작은 값에 해당된다.

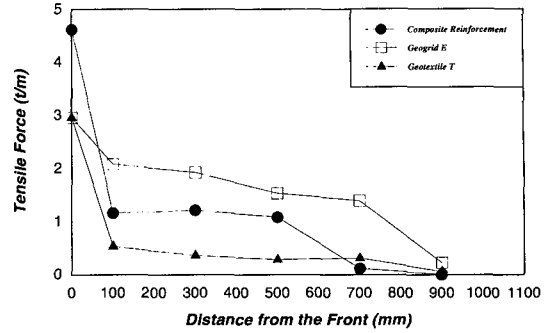
3.2 축점변위 분포

그림 10에는 최대인발력 상태에서, 그리드 E, 부직포 T 및 복합보강재 각각의 선단과 내부축점에서 유발된 변위분포가 연직하중강도별로 도시되어 있다. 그림 10에서 선단변위를 우선 살펴보면, 그리드 E는 153.7(연직하중강도 = $3t/m^2$ 인 경우) ~ 102.1mm(연직하중강도 = $9t/m^2$ 인 경우) 정도이고, 부직포 T의 경우에는 138.4(연직하중강도 = $3t/m^2$) ~ 120.7mm(연직하중강도 = $9t/m^2$) 정도이며, 복합보강재의 경우에는 86.3(연직하중강도 = $3t/m^2$) ~ 95.8mm(연직하중강도 = $9t/m^2$) 정도로서 그리드 E 및 부직포 T에 비해 작게 평가되고 있다.

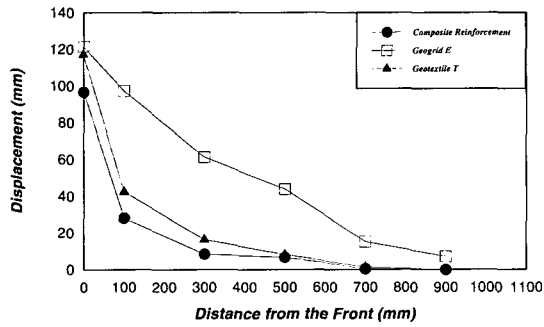
또한 각 토목섬유 여러 축점에서 유발된 변위분포(그림 10 참조)를 종합적으로 살펴보면, 복합보강재의 경우가, 그리드 E 및 부직포 T에 비해, 선단을 포함하여 전반적으로 변위가 작게 유발되는 현상을 나타내고 있다. 아울러 연직하중강도의 크기나 토목섬유의 종류와는 상관없이, 각 토목섬유 뒤쪽으로 갈수록 유발변위가 점차 작아지는 경향을 보이고 있다. 결국 세립분이 비교적 많이 포함된 화강풍화토 뒤채움흙에 대해서도 복합보강재의 경우 변위를 억제하는 효과가 그리드 E 및 부직포 T에 비해 상대적으로 우수하다는 것을 알 수 있다. 이와 같은 현상은 단면적이 커짐으로 인한 강성 증대가 주된 원인으로 판단되며, 또한 앞의 2.3절에서 언급한 일체화된 거동 과정을 통해 상대적으로 강성이 큰 그리드 E가 부직포 T의 변형을 억제하는 측면으로 추정된다. 이외에 그림 10에서, 그리드 E와 부직포 T의 변위분포 양상이 서



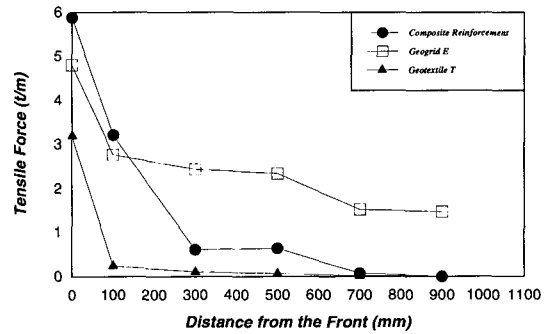
(a) $\sigma_v = 3t/m^2$



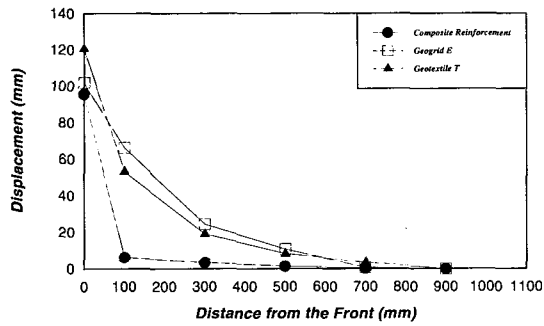
(a) $\sigma_v = 3t/m^2$



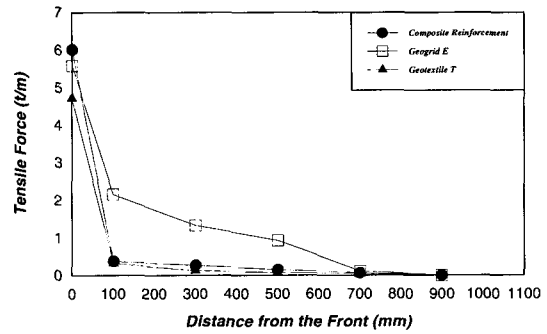
(b) $\sigma_v = 6t/m^2$



(b) $\sigma_v = 6t/m^2$



(c) $\sigma_v = 9t/m^2$



(c) $\sigma_v = 9t/m^2$

그림 10. 최대인발력 상태에서 각 토목섬유 여러 축점의 유발변위 분포

그림 11. 최대인발력 상태에서 각 토목섬유 여러 축점에서 유발된 인장력 분포

로 다른 현상은, 부직포 T의 경우 주변흙과의 접촉면적이 그리드 E에 비해 상대적으로 크기 때문에, 특히 선단부 부근에 변형발생이 집중되는 데 그 원인이 있는 것으로 사료된다.

3.3 인장력 분포

그림 11에는 최대인발력 상태에서 각 토목섬유 여러 축점에서 유발된 인장력의 분포가, 연직하중 강도별로 도시되어 있다. 그림 11에 도시된 인장

력 분포는, 인접한 측정점과 측정 사이에서의 상대적인 변위의 차이를 변형률로 환산한 다음, 이들 변형률을 그림 3의 인장력-변형률 관계곡선에서 나타내는 변형률에 대응하는 인장력으로 평가한 값을 의미한다(참고문헌 1 및 3 참조).

그림 11에 도시된 각 측정점별 인장력의 분포형태는 유발변위의 분포형태(그림 10 참조)와 유사하게 토목섬유 선단으로부터 뒤쪽까지 갈수록 점차 감소하는 경향을 나타내고 있다. 토목섬유 종류별로 살펴보면, 선단에서의 인장력은 다양한 크기의 연직하중강도 모두에 대해, 복합보강재의 경우가 가장 크고, 부직포 T에서 가장 작은 것으로 나타났다. 또한 토목섬유 내부에서 유발된 인장력의 크기는, 연직하중강도가 커질수록 이에 반비례하여 감소하는 경향을 보이거나, 뒤쪽으로 갈수록 다소 불규칙한 변화양상을 나타내고 있다. 또한 그림 E의 경우에 선단 부근을 벗어나서 뒤쪽으로 갈수록 인장력은 부직포 T 및 복합보강재에 비하여 대체적으로 큰 경향을 보이고 있다. 이는 이 부분 그림 E의 자체 변형률이 다소 크게 나타났음을 의미하며, 이와같은 현상은 지오그리드 자체의 신장률 및 형상 등이 마찰응력의 분포에 영향을 미친다는 Oostveen 등(1994)의 연구결과와도 부합되는 현상으로 판단된다.

4. 유한요소해석결과와 실내인발시험 결과의 비교

실내인발시험에 의해 얻어진 결과의 분석(3장

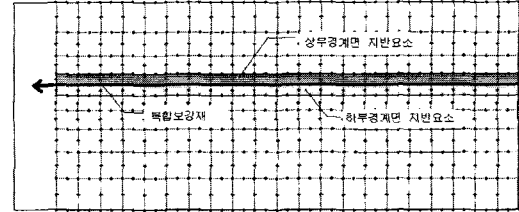


그림 12. Pentagon^{2D} 프로그램 해석격자망

참조)을 통해 파악된 화강풍화토 뒤채움흙 내부 토목섬유 복합보강재의 거동특성 등에 대한 신뢰성 검증과, 또한 본 복합보강재 관련거동의 분석을 위한 수치해석적 모델링 기법의 적용성 등을 검토하기 위한 목적으로, Pentagon^{2D} (1997) 유한요소 프로그램을 이용한 평면변형률 해석을 추가로 시행하였으며, 그 결과를 인발시험결과와 서로 비교하였다. 복합보강재의 인발거동 등을 모델링하기 위한 유한요소 해석단면 개요 및 경계조건은 그림 12에 명시되어 있으며, 지반요소는 8절점 4각형 요소로, 복합보강재는 선형탄성의 트러스 요소로, 또한 지반요소는 Mohr-Coulomb 파괴규준을 따르는 탄소성 재료로 가정하여 모델링하였으며, 실내시험과 동일한 크기의 연직하중강도(=3, 6 및 9t/m²)가 지반 최상부에 가해지는 조건에서 해석을 수행하였다.

본 해석에 적용된 관련재료의 제원은 표 3에 정리되어 있으며, 이중 복합보강재의 탄성계수는 대기중에서 얻은 인장력-변형률 관계곡선(그림 3 참조)에서 구한 초기탄성계수 E_i 를 적용하였다.

또한 상부 그림 E 및 하부 부직포 T로 구성된

표 3. Pentagon^{2D} 유한요소해석에 적용된 각 요소의 제원

지반조건	$\gamma = 1.783 \text{ t/m}^3$, $\phi = 34.7^\circ$, $c = 2.04 \text{ t/m}^2$ 체적탄성계수, $K = 2500 \text{ t/m}^2$ 전단탄성계수, $G = 1154 \text{ t/m}^2$
복합보강재	초기탄성계수, $E_i = 18266 \text{ t/m}^2$ 단면적, $A = 0.00077 \text{ m}^2$

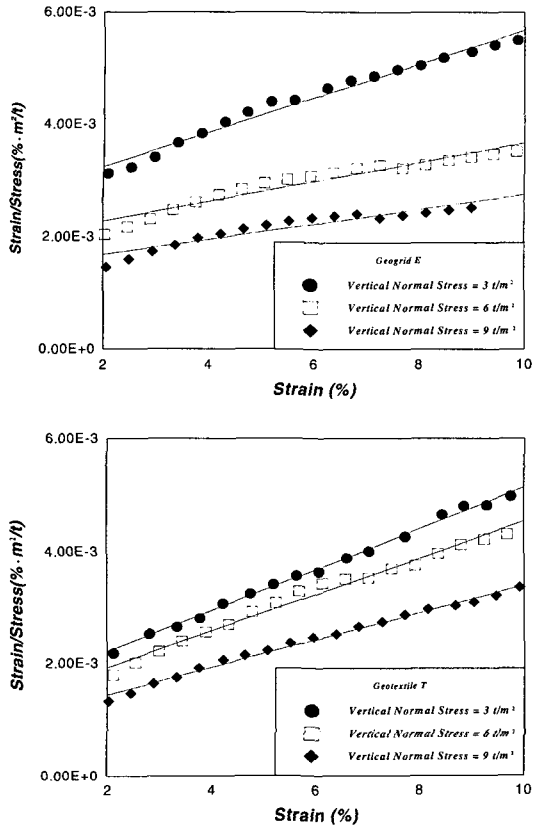


그림 13. 그리드 E 및 부직포 T의 쌍곡선 모델
응력-변형률 관계

복합보강재와 인접 상·하부 주변흙이 서로 접하는 경계면을 포함하는 지반요소(그림 12 참조)의 비선형 거동특성을 모델링하기 위해, Duncan & Chang(1970)이 제시한 쌍곡선 모델을 채택하였다. 그리드 E 및 부직포 T 각각에 대해 수행된 인발시험결과에 대한 회귀분석(변형률 2 ~ 10% 범위의 구간)을 통해 얻어진 응력-변형률 관계를 정리하면 그림 13 및 표 4와 같다.

그림 13의 인발시험결과중, 0 ~ 2% 변형률에 해당하는 초기변형구간은 일반적으로 시험시 오차발생 요인이 많이 존재하는 점(참고문헌 13 참조), 또한 10% 변형률을 초과하는 구간은 과도한 변형이 유발된 상태임을 감안하여 본 회귀분석 기초자료에서 제외하였다.

그림 13에 도시된 응력-변형률 관계 회귀분석 결과를 토대로, 상부 그리드 E 및 하부 부직포 T가 각각 주변흙에 접하는 경계면을 포함하는 지반요소의 전단탄성계수를 평가하여 정리하면 표 5와 같으며, 또한 본 지반요소에 해당되는 내부마찰각 및 점착력은, 본 연구 실내인발시험결과를 토대로 Ochiai 등(1992)이 제시한 평균마찰력 산정법 중 전체면적법에 의거해 평가된 값(참고문헌 1 및 3 참조)을 적용하였고, 이외의 입력자료들은 표 3에 기 제시된 여타 지반요소의 제원과 동일하

표 4. Duncan & Chang(1970)의 쌍곡선 모델에 의거한 그리드 E 및 부직포 T의 연직하중강도별 응력 - 변형률 관계식

토목섬유종류	연직하중강도 (t/m ²)	직 선 변 환 식
그리드 E	3	$\epsilon/\sigma = 0.000133777 \cdot \epsilon + 0.0014103 (R=0.894442)$
	6	$\epsilon/\sigma = 0.000173916 \cdot \epsilon + 0.0019264 (R=0.929497)$
	9	$\epsilon/\sigma = 0.000304483 \cdot \epsilon + 0.0026360 (R=0.978293)$
부직포 T	3	$\epsilon/\sigma = 0.000243513 \cdot \epsilon + 0.0009477 (R=0.992986)$
	6	$\epsilon/\sigma = 0.000324554 \cdot \epsilon + 0.0012761 (R=0.988630)$
	9	$\epsilon/\sigma = 0.000363896 \cdot \epsilon + 0.0014834 (R=0.993702)$

표 5. 상·하부 경계면을 포함하는 지반요소에 적용된 입력변수

	연직하중강도 (t/m^2)	내부마찰각 ϕ ($^\circ$)	점착력 $c(t/m^2)$	전단탄성계수 $G(t/m^2)$
상부 경계면을 포함하는 지반요소	3	12.3	0.92	203.6
	6	12.3	0.92	308
	9	12.3	0.92	447.8
하부 경계면을 포함하는 지반요소	3	8.3	0.93	325.7
	6	8.3	0.93	437.8
	9	8.3	0.93	572.2

게 적용하였다.

1) 인발력-선단인발변위 관계 비교

그림 14에는 그리드 E 및 부직포 T로 구성된 복합보강재에 대해, 인발시험 및 유한요소해석 등을 통해 각각 얻어진 인발력-선단인발변위 관계 곡선이 연직하중강도별로 도시되어 있다.

그림 14의 결과를 살펴 보면, 유한요소해석의 경우에는 복합보강재를 탄성재료로 모델링하였기 때문에 인발력이 계속해서 증가하는 경향을 보이고 있으나, 실내인발시험을 통해 직접 얻어진 관계곡선과 서로 비교하여 보면, 10% 정도의 변

형률에 해당하는 구간까지는 대체적으로 잘 일치하는 경향을 나타내고 있다.

또한, 최대인발력 상태에서 복합보강재 내부에 유발된 변위분포를 각각의 연직하중강도에 따라 도시하면 그림 15와 같다.

그림 14에 도시된 바와 같이 인발시험의 경우에는 복합보강재와 주변흙 사이의 항복점이 명확히 나타났으나, 유한요소해석의 경우에는 복합보강재의 탄성거동 가정으로 인해 구체적인 항복점이 나타나지 않았으므로, 인발시험에서의 항복점이 나타난 변위를 기준으로 그림 15를 작도하였다. 그림 15에 도시된 인발시험과 유한요소해석에 의

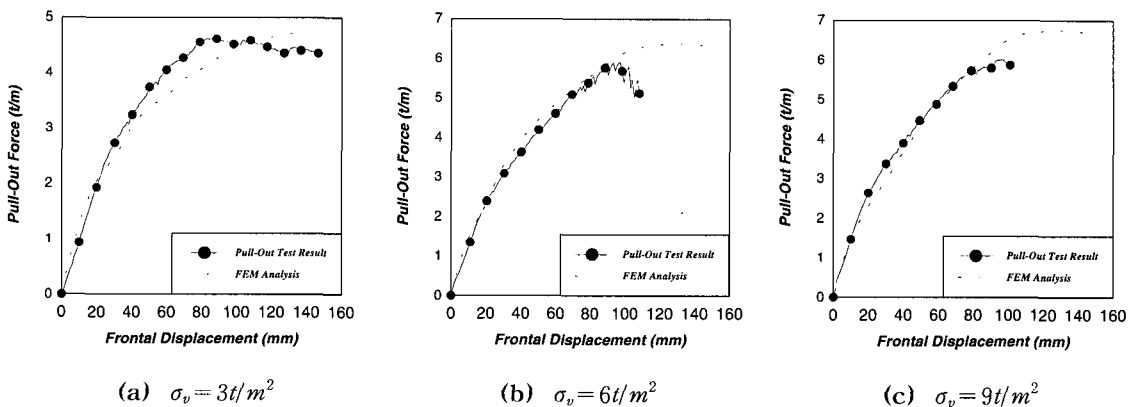
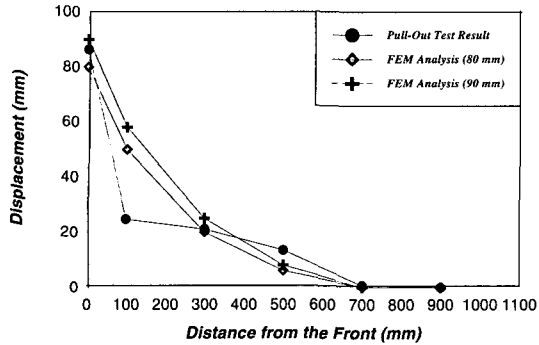
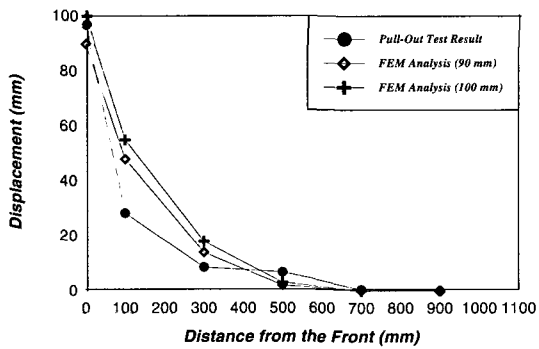


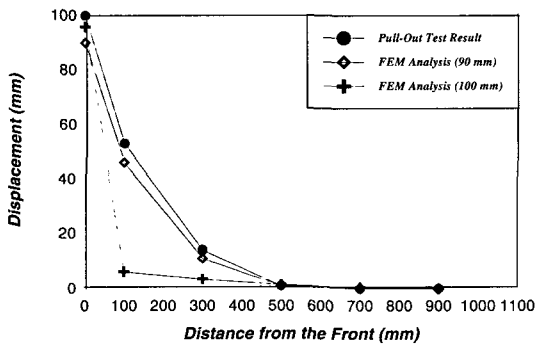
그림 14. 인발력 - 선단인발변위 관계 비교



(a) $\sigma_v = 3t/m^2$



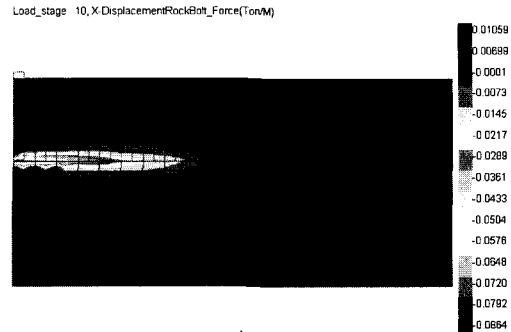
(b) $\sigma_v = 6t/m^2$



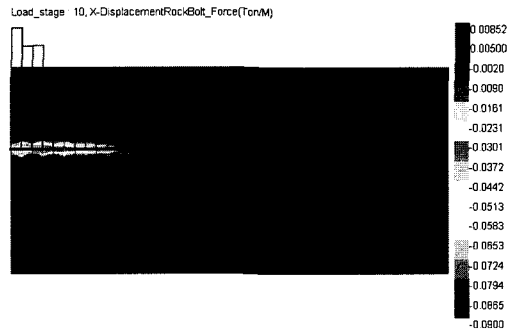
(c) $\sigma_v = 9t/m^2$

그림 15. 각 측점에 유발된 변위 비교

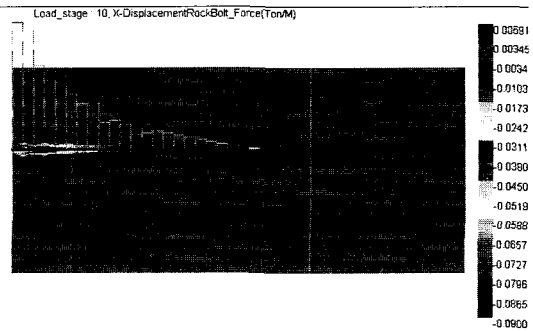
한 결과를 비교 분석하여 보면, 복합보강재의 경우 선단에서 뒤쪽으로 갈수록 인발시험과 유한요소 해석에 의해 예측된 거동양상이 더욱 일치하는 경향을 보이고 있으나, 선단으로 부터 가장 가까운 측점에서는 시험결과와 유한요소해석결과가 비교



(a) $\sigma_v = 3t/m^2$



(b) $\sigma_v = 6t/m^2$



(c) $\sigma_v = 9t/m^2$

그림 16. 유한요소해석에 의한 인장력 분포 및 유발변위 분포

적 큰 차이를 보이고 있으며, 또한 이 차이는 연직 하중강도가 증가함에 따라 더욱 커지는 경향을 보이고 있다. 이러한 경향은 실내인발시험장치 전면 벽의 영향을 최소화하기 위해 시험토조 내부에 설치된 강성슬리브(그림 4 참조)가 유한요소해석상

에는 반영되지 않았음이 주된 요인으로 판단된다.

2) 인장력 및 유발변위 분포

그림 16에는 유한요소해석으로 부터 예측된 인장력의 분포도와 주변지반의 유발변위 분포도가 복합적으로 연직하중강도에 따라 각각 도시되어 있다.

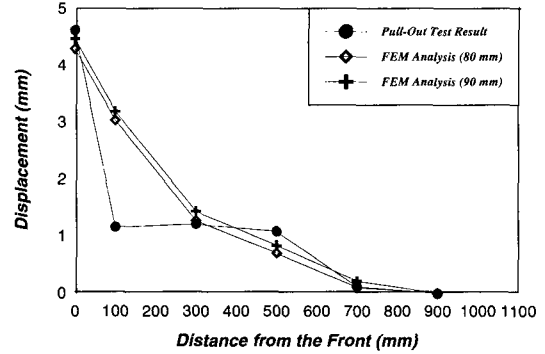
그림 16의 결과는 선단인발변위가 90mm인 경우에 해당되며 여기서 주목할 점은, 연직하중강도가 증가할 수록 복합보강재의 유효저항장(변위가 유발되는 부분을 의미함)이 상대적으로 짧아진다는 사실이며, 유발변위의 크기 및 변위가 유발되는 범위 또한 점차 작아진다는 사실이다.

선단인발변위가 90mm인 그림 16의 결과와 지면관계상 도시되지 않은 선단인발변위가 80mm인 경우의 유한요소해석결과를 포함하여 평가한 인장력 분포를, 실내인발시험을 통해 얻은 인장력 분포(그림 11 참조)와 서로 비교한 결과는 그림 17과 같다.

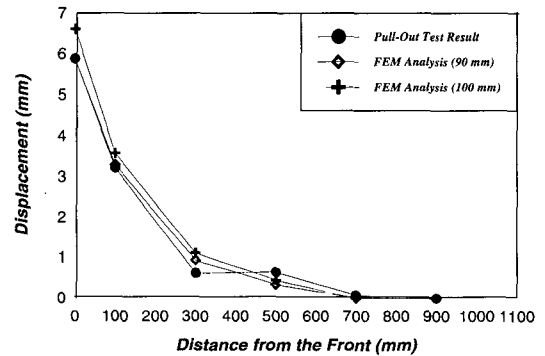
그림 17의 결과를 살펴보면, 일반적으로, 인발시험의 경우 전술한 시험토조 내부 강성슬리브의 영향으로 인해 선단으로부터 가장 가까운 측점에서 인장력은 유한요소해석결과 보다 부분적으로 과소평가 되었음을 알 수 있다. 또한 그림 17에 도시된 인장력 크기의 변화 양상을 살펴보면, 인발시험결과와 유한요소해석결과 모두 복합보강재 뒤쪽으로 갈수록 인장력은 점차 감소하는 경향을 보이고 있다.

5. 부직포 T의 배수특성 분석

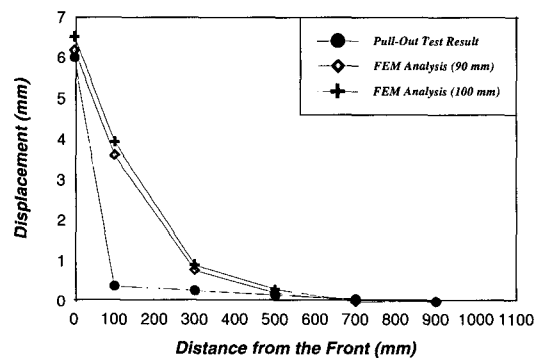
상부 그리드 E 및 하부 부직포 T로 구성되는 본 연구 복합보강재의 경우, 인장보강 효과와 더불어 특히 변위억제 효과를 기대할 수 있음을 앞의 여러 분석 등을 통해 확인한 바 있다. 이외에도 하부에 설치되는 부직포 T의 경우 일반적으로 배수기능이



(a) $\sigma_v = 3t/m^2$



(b) $\sigma_v = 6t/m^2$



(c) $\sigma_v = 9t/m^2$

그림 17. 인장력 분포의 비교

우수한 장점을 지니게 되어, 이를 적극 활용하는 경우, 세립분이 많은 화강풍화토 뒤채움층의 적용성은 더욱 커지게 될 것이므로, 강우 등 집중호우시에

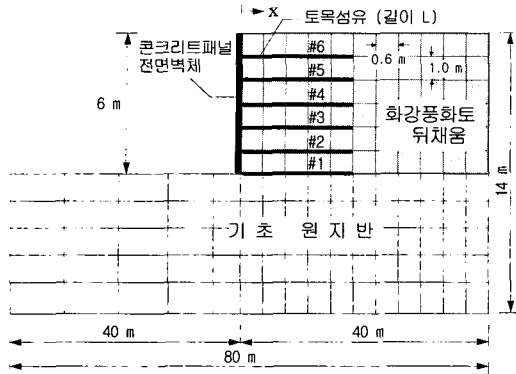


그림 18. FLAC2D 해석 모델링 개요

표 6. FLAC^{2D} 해석모델 및 입력제원 등

구 분	해석 모델	입 력 물 성 치		비 고
기초 원지반	Mohr-Coulomb	단위중량(t/m ³)	2.0	
		내부마찰각(°)	40	
		점착력(t/m ²)	2.04	
		전단탄성계수(t/m ²)	52749	
		체적탄성계수(t/m ²)	24349	
		투수계수(cm/sec)	4.452×10 ⁻⁶	
화강풍화토 뒤채움	Duncan-Chang	단위중량(t/m ³)	1.8	통일분류법: SM - SC
		내부마찰각(°)	34.7	
		점착력(t/m ²)	2.04	
		전단탄성계수(t/m ²)	5275	
		체적탄성계수(t/m ²)	2085	
		투수계수(cm/sec)	4.452×10 ⁻⁵	
		modulus number(K)	700	
		modulus exponent(n)	0.37	
		bulk modulus number(K _b)	280	
		bulk modulus exponent(m)	0.19	
		unloading-reloading modulus number(K _{ur})	1820	
		failure ratio(R _f)	0.8	
atmospheric pressure(t/m ²)	11.39			
복합보강재	cable	단면적(m ²)	0.00077	그리드 E + 부직포 T
		탄성계수(t/m ²)	18266	
		항복강도(f)	0.251	
단일 그리드 E	cable	단면적(m ²)	0.00028	
		탄성계수(t/m ²)	18266	
		항복강도(f)	0.251	
전면벽체	beam	단위중량(t/m ³)	2.4	
		탄성계수(t/m ²)	2.35×10 ⁶	
		벽체폭(m)	0.6	
		단면 2차모멘트(m ⁴)	0.018	

* 각 성토단계별 다짐효과는 연직하중강도 1t/m²으로 처리하였음.

예상되는 배수효과에 관련된 체계적인 실험적 연구가 요구된다. 이에 관련하여, 특수한 흙에 대한 제한적인 시험성토 결과는 Tatsuoka(1991)에 의해 제시된 바 있으나, 침투수압의 영향에 따른 복합보강재-주변흙 사이의 마찰거동 특성 및 발생변위 등에 대한 체계적인 실험결과는 제시된 바 없어, 본 연구에서는 간접적인 방법으로 이에 대한 규명을 시도하였다.

효율적인 침투류 거동분석을 위해 FLAC^{2D} 유한차분해석 프로그램을 이용한 모델링을 하였으며(그림 18), 복합보강재 등 토목섬유, 화강풍화토

성토부 지반 및 기초 원지반 등 본 해석에 관련된 제원은 표 6에 명시되어 있다.

또한 복합보강재의 경우 부직포 T로 인한 배수 효과는, 복합보강재-주변흙 사이의 접촉면을 완전배수상태로 가정하고 이를 해당 절점에 대한 경계조건으로 반영하여 모델링하였다. 또한 비교를 위해, 건조지반상태(dry soil condition)를 가정한 복합보강재의 경우와 통상적인 침투류 조건 하에서 배수기능이 없는 단일 그리드 E만 설치되는 경우 등에 대해서도, FLAC^{2D} 해석을 추가로 시행하였다. FLAC^{2D} 해석결과에 대한 항목별 분석을 요약하여 정리하면 다음과 같다.

1) 간극수압

부직포 T의 배수효과를 고려하는 복합보강재의 경우(이하 Case 2)와 통상적인 침투류 조건 하

에서 배수기능이 없는 단일 그리드 E만 설치되는 경우(이하 Case 3) 등에 대해 각 토목섬유-주변흙 사이 경계면(그림 18 참조)에서의 유발 간극수압에 대한 FLAC^{2D} 해석결과는 그림 19와 같다. 그림 19의 해석결과를 살펴볼 때, Case 2의 경우는 부직포 T의 배수기능으로 인해, 특히 전면벽체와 가까운 부분에서 간극수압의 소산 정도가 큰 경향을 보이고 있다. 반면에, 배수기능이 없는 Case 3의 경우는 정수압에 가까운 간극수압 분포를 나타내고 있다.

2) 축방향 인장력

1)에서 전술한 Case 2 및 Case 3 이외에 건조지반상태를 가정한 복합보강재의 경우(이하 Case 1)를 추가하여, 각 경우별로 평가된 토목섬유 축방향 유발 인장력에 대한 FLAC^{2D} 해석결과는 그림

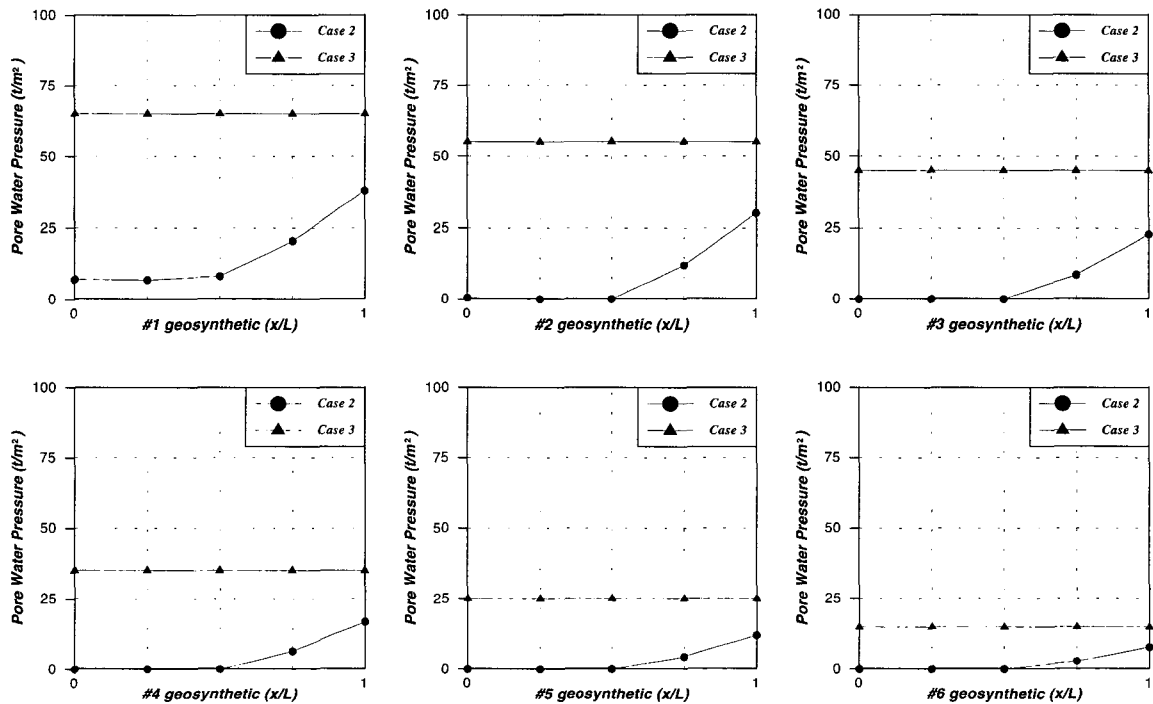


그림 19. 토목섬유 - 주변흙 사이 경계면에서의 유발 간극수압 비교

20과 같다. 그림 20의 결과를 살펴보면, 복합보강재의 경우 Case 2는 부직포 T의 배수효과로 인해 건조지반상태로 가정한 Case 1과 유사한 크기의 축방향력 분포를 나타내고 있다. 반면에 배수기능이 없는 단일 그리드 E만 설치한 Case 3는 침투류에 대한 영향으로 인해, Case 1 및 2에 비해 상대적으로 큰 크기의 축방향 인장력이 유발되는 현상을 나타내고 있다. 또한 참고적으로, 상단부 토목섬유의 경우 축방향 인장력은 뒤쪽에서 크고, 하단부 토목섬유의 경우 축방향 인장력은 앞쪽이 큰 일반적인 경향(즉 최대 축방향 인장력의 발생지점을 연결하여 보면 대략적으로 대수나선 또는 포물선 형태의 파괴면이 형성되는 경향)을 알 수 있다.

3) 전면부 축방향 변위

각 경우별로 전면벽체 위치에서 유발된 토목섬유 축방향 변위에 대한 FLAC^{2D} 해석결과를 종합

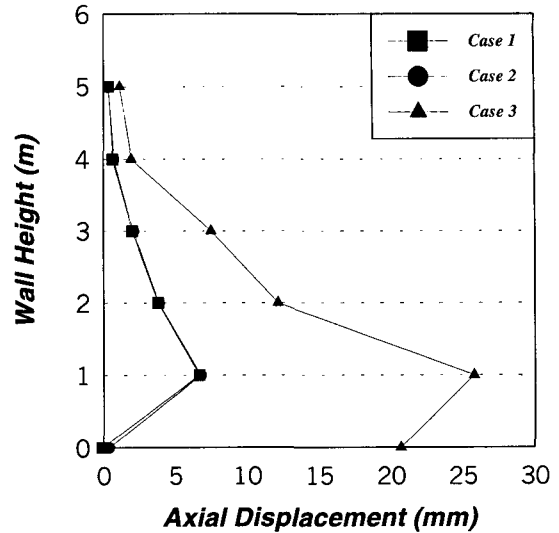


그림 21. 전면벽체 위치에서 유발된 축방향 변위의 비교

하여 도시한 그림 21의 결과를 살펴볼 때, 전술한

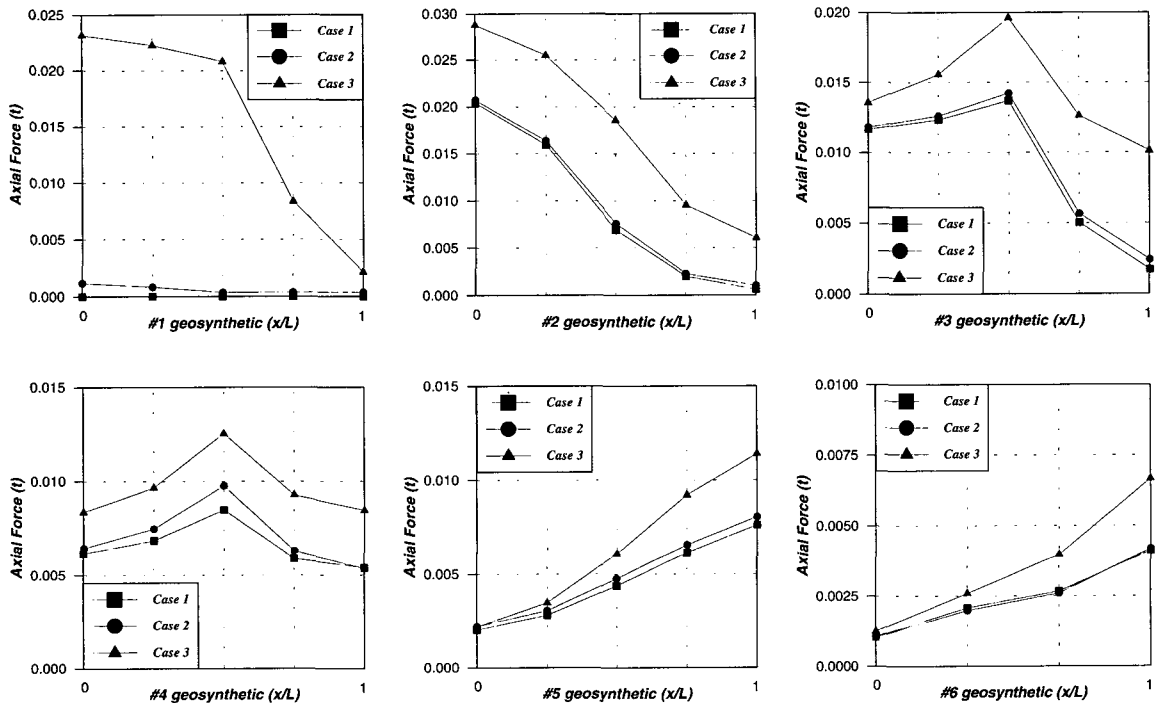


그림 20. 경우별 축방향 인장력 분포 비교

1) 및 2)의 해석결과와 부합되는 경향 즉 복합보강재의 경우 Case 2는 부직포 T의 배수효과로 인해 건조지반상태로 가정한 Case 1과 유사한 크기의 축방향 변위 분포를 나타내고 있으며, 반면에 배수기능이 없는 단일 그리드 E만 설치한 Case 3은 침투류에 대한 영향으로 인해, Case 1 및 2에 비해 깊이에 따라 0.8 ~ 20.6mm 정도 상대적으로 큰 크기의 축방향 변위가 유발되는 현상을 나타내고 있다.

6. 요약 및 결론

본 연구의 최종 목표는, 세립분이 비교적 많이 포함된 우리나라에 폭넓게 분포되어 손쉽게 얻을 수 있는 화강풍화토를 뒤채움흙으로 활용하는 토목섬유 보강토벽체 시스템의 적용성을 체계화하는 데 있다. 이를 위한 단계적 노력의 일환으로, 우선 본 논문에서는, 인장보강 기능이 우수한 지오그리드와 배수기능이 탁월한 부직포 지오택스타일을 병행하여 포설하는 형태의 토목섬유 복합보강재의 마찰특성 등 상호관련거동에 대한 분석에 초점을 두고, 실내인발시험 및 유한요소 수치모델링 해석 등을 수행하였으며, 또한 지오그리드 하부에 설치되는 부직포의 배수효과를 간접적으로 살펴보기 위한 유한차분 수치모델링 해석을 추가로 시행하였다.

본 연구의 내용 및 결과중 주요 부분을 요약하면 다음과 같다.

1) 그리드 E와 부직포 T를 병행하여 포설하는 형태의 본 연구 복합보강재의 경우 일체화된 거동을 유도하기 위해 실내인발시험 과정에서 충분한 다짐을 시행하였으며, 시험종료후 그리드 E와 부직포 T의 일체거동 여부를 확인하기 위한 방법으로, 초기 복합보강재 설치시에 그리드 E 개공부의 부직포 표면상에 유성매직으로 표

시하여 그리드 E와 부직포 T의 최초 설치위치와 시험종료후의 위치를 육안으로 확인하였으며, 이를 통해 그리드 E와 부직포 T의 분리, 이탈 현상 등은 거의 없는 것으로 판단하였다.

2) 실내인발시험을 통해 얻어진, 인발력-선단인발 변위 관계, 최대인발력 상태에서의 각 축점별 유발변위 분포 및 유발된 인장력의 분포결과 등을 종합적으로 분석하여 보면, 200번체 통과율이 25% 이상인 본 연구 화강풍화토 뒤채움흙 내부 복합보강재의 경우 전반적으로 비교적 작은 크기의 변위가 유발되는 효과와 더불어, 인발에 대한 저항능력도 상대적으로 큰 특징을 확인할 수 있다.

3) Jones(1996)가 강성재료인 앵커보강재에 대해 제시한 수동저항형태의 지지저항력 산정식 및 횡방향 부재를 모두 제거한 경우의 인발시험결과를 토대로, 연성보강재인 본 연구 그리드 E 횡방향 부재의 지지저항력을 평가하여 보았으며, 그 결과 단일 그리드 E의 경우 연직하중강도의 크기에 따라 보정계수 $f_{\text{값}}$ (식 (1) 참조)의 범위는 0.27 ~ 1.22 정도이며, 복합보강재의 경우는 0.43 ~ 0.85 정도의 범위에 해당됨을 알 수 있다.

4) 3)에서 기술한 그리드 효과에 대한 분석결과 등을 종합하면, 복합보강재의 경우 상부 그리드 E 횡방향 부재의 지지저항 보다는, 하부에 설치되는 부직포 T가 주변흙과 전체면적에 걸쳐 접촉하고 있는 특성으로 인해 증대되는 마찰저항이 결국 복합보강재의 최대인발력을 커지게 하는 주된 요인임을 알 수 있다.

5) 각 토목섬유 여러 축점에서 유발된 변위분포를 종합적으로 살펴보면, 세립분이 비교적 많이 포함된 화강풍화토 뒤채움흙에 대해서도 복합보강재의 경우가, 그리드 E 및 부직포 T에 비해, 선단을 포함하여 전반적으로 변위가 작게 유발되는 현상을 나타내고 있다. 이와 같은 복합보

강재의 변위억제 효과는 단면적이 커짐으로 인한 전체적인 강성 증대가 주된 원인으로 판단되며, 또한 1)에서 언급한 일체화된 거동 과정을 통해 상대적으로 강성이 큰 그리드 E가 부직포 T의 변형을 억제하는 측면으로 추정된다.

- 6) 본 연구 복합보강재의 경우, 연직하중강도가 $6t/m^2$ 인 경우와 $9t/m^2$ 인 경우를 서로 비교하여 보면, 한계상태로 정의되는 최대인발력의 크기가 거의 동일한 현상을 나타내고 있다. 이와같은 현상은, 고무에어백에 의해 상부에 가해지는 연직하중강도가 커질수록 유효저항장(인발에 저항하는 실제의 토목섬유 축방향 길이를 의미함)이 점차 짧아지는 결과 즉, 연직하중강도가 가장 큰 $9t/m^2$ 의 경우 선단에 가해지는 인발력에 저항하는 부분이 토목섬유의 선단부 부근에 집중되어 항복하는 결과가 발생한 것에 주원인이 있는 것으로 판단된다.
- 7) 실내인발시험결과와 유한요소해석결과의 비교를 종합적으로 살펴보면, 유한요소해석결과는 인발시험에서 얻어진 인발력-변위 관계와 대체적으로 일치하는 것으로 나타났으며, 이는 결국 본 연구 실내인발시험을 통해 얻어진 결과의 신뢰성을 뒷받침하는 결과로 판단되며, 또한 본 연구에서 초점을 두고 있는 화강풍화토 뒤편흠 및 복합보강재 사이의 불연속적인 상호거동 예측을 위해, 실내인발시험결과 및 Duncan & Chang(1970)의 쌍곡선 모델을 이용하는 유한요소 해석기법을 적극 활용할 수 있을 것으로 판단된다.
- 8) 부직포의 배수효과가 충분한 경우, 화강풍화토 뒤편흠 내부 복합보강재의 관련거동 특성(간극수압, 축방향 인장력 및 전면부 변위 등)은 건조반상태와 유사함을 간접적으로 확인하였다.

본 연구를 통해 복합보강재의 마찰특성 및 그리드 효과 등에 대한 기초자료가 제시되었고, 또한

계속적 연구를 통해 그리드와 부직포 사이의 상호 거동 등에 대한 추가 분석 및 부직포 지오택스타일의 배수효과에 대한 실질적 규명 등이 이루어지고, 해석 및 설계기법 등이 체계화되는 경우, 향후 세립분이 비교적 많이 포함된 화강풍화토 등 현장발생토와 복합보강재를 이용하는 보강토벽체 시스템의 학문적, 실용적 진일보가 기대된다.

감사의 글

본 연구의 수행과정에서, 지원을 아끼지 않은 보강기술(주) 여러분께 감사드립니다.

참고 문헌

1. 김승욱(1998), 독립형 보강토 조립식 옹벽의 복합보강재 및 전면블록의 마찰특성에 관한 연구, 홍익대학교 석사학위논문.
2. 에메랄드 소프트웨어(1997), Pentagon2D 사용 설명서.
3. 이형규(1999), 화강토내에 매설된 복합섬유보강재의 공학적거동 특성에 관한 실험연구, 홍익대학교 박사학위논문.
4. 조삼덕, 김진만(1995), 토목섬유 보강토 구조물의 합리적인 해석과 설계, 한국건설기술연구원, 연구보고서, 95-GE-1101.
5. 棚橋由彦(1996), "複合ジオテキスタイルの引拔摩特性と部材内應力分布の把握", 일본토목학회 제51회 연차학술강연회, pp.604~605.
6. 龍岡文夫(1991), "補強土擁壁の過去・現在・將來 -メカニズムかちの-考察-", 基礎工 Vol.19, No.11, pp.8~18.
7. 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.
8. Chen, R.H. and Chen, C.C.(1994), "Investigation of Pull-out Resistance of Geogrids", 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 5-9, September.
9. Jones, C.J.F.P.(1996), Earth Reinforcement & Soil Structures, Thomas Telford, ASCE Press.
10. Duncan, J.M and Chang, C.Y.(1970), "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", Journal

- of the Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol.96, No.SM5, pp.1629~1653.
11. Hayashi, S., Makiuchi, K., and Ochiai, H.(1994), "Testing Methods for SoilGeosynthetic Frictional BehaviourJapanese Standard", 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, September, pp.411~415.
 12. Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W., and Dubois, D.(1984), "Interaction between Soil and Geogrids", Proc. of Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, London, England, pp.18~30.
 13. Korner, R.M.(1998), Designing with Geosynthetics, 4th Edition, Prentice Hall.
 14. Mitchell, J.K. and Villet, W.C.B. (1987), Reinforcement of Earth Slopes and Embankments, National Cooperative Highway Research Program Report 290.
 15. Murray, R.T. and Irwin, M.J.(1981), A Preliminary Study of TRRL Anchored Earth, TRRL Supplementary Report 674.
 16. Ochiai, H., Hayashi, S., Otani, J., and Hirai, T.(1992), "Evaluation of PullOut Resistance of Geogrid Reinforced Soils", Proc. of Int. Symposium on Earth Reinforcement Practice, Kyushu, Japan, pp.141~146.
 17. Oostveen, J.P., Maas, K.C. and Hendrikse, C.S.H.(1994), "The Coefficient of Interaction for Geogrids in a NonCohesive Soil", 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, September, pp.427~432.
 18. U.S. Dept. of Transp., FHWA Report (1974), Standard Specification for Construction of Roads and Bridges on Federal Highway Projects, FP-74, Section 613.

(접수일자 1999. 5. 4)