

인발실험을 통한 토목섬유의 마찰특성 평가

Friction Features of Geosynthetics Through the Pullout Test

*1 신은철 Shin, Eun-Chul

*2 윤석호 Yun, Sock-Ho

Abstract

Recently, construction of the reinforced earth structures, which adopts reinforcing materials of geosynthetic, is rapidly increasing due to its good economic advantages, beautiful appearance, and convenient construction. Nonetheless, the most important factor of interpretation and design of the reinforced earth structures, which is assessment ways of friction features between earth and geosynthetic, has not been standardized yet. It has great difference of interpretation and design methods which suggested to the design engineer. This study is to present the way how to assess more reasonably friction features between geogrid and weathered granite soil through the pullout test. Based on a large-scale pullout test of geogrid, the maximum shear stress, interface friction angle, and friction efficiency are presented with consideration of various test condition.

요 지

최근 우수한 경제성과 수려한 외관 및 시공의 간편성 등에 의해 토목섬유를 보강재로 이용한 보강토 구조물의 건설이 나날이 증가하고 있다. 이러한 토목섬유 보강토 구조물의 해석과 설계 시 가장 중요한 인자인 흙/토목섬유 마찰특성의 평가방법이 표준화되어 있지 않고, 기 제안된 해석 및 설계방법들에 큰 차이가 있어 실무설계자들에게 혼란을 주고 있다. 본 연구에서는 최근 보강재로 널리 사용되고 있는 토목섬유와 국내 화강풍화토의 마찰특성을 인발시험을 통해 보다 합리적으로 평가할 수 있는 방법을 제시하기 위해, 인발시험의 주요 영향인자들인 인발속도, 보강재의 종류, 토목섬유 시료의 폭, 수직하중 및 토목섬유의 수동저항 부재의 유·무 등을 고려하여 흙/보강재의 마찰정수를 도출하였다.

Keywords : Geogrid, Pullout resistance, Weathered granite soil, Total area method

1. 서 론

인구증가와 현대사회의 발전으로 용지소요가 절대적으로 부족함에 따라 주어진 국토의 최대한 활용이라는 목표아래 대단위 토목공사가 활발히 진행되고 있다. 특히, 우리나라는 국토의 70% 이상이

산악지형으로 도로공사 및 택지 개발시 사면절개 등 안정이 필수적이며 육지에서 부족한 용지면적을 확보하기 위하여 해안을 매립 성토함으로써 필요한 용지를 확보하고 있는 실정이다. 따라서, 용지확보를 위한 지반보강은 매우 중요한 문제로 대두되고 있다. 상기 문제를 해결하는 방안으로 1970년대에

*1 정회원, 인천대학교 공과대학 토목환경시스템공학과 부교수(Member, Associate Prof., Dept. of Civil & Environmental System Eng., Univ. of Incheon)

*2 (주)골든포우(Golden-Pow Co., LTD)

토목섬유가 토목공학 분야에 소개됨에 따라 토목섬유(Geosynthetics)를 제한된 범위 내에서 옹벽 및 연약지반 보강재로 사용하기 시작하였다. 그 이후 1980년대 초에 영국에서 인장강도가 토목섬유보다 큰 지오그리드(Geogrid)가 소개되었다. 일반적으로 오랫동안 널리 사용되고 있는 지오그리드의 소재는 폴리에틸렌(Polyethylene, PE), 고밀도 폴리에스테르(High density Polyethylene, HDPE), 폴리프로필렌(Polypropylene, PP), 폴리에스테르, PES) 및 유리섬유 등이 사용되고 있다. 원소재의 기계적 물성, 열적 성질 및 내약품성과 내 환경성에 대한 면밀한 검토, 비료 분석을 한 후 재료를 선택하여야 한다.

성토체의 변형을 감안하여 신율이 큰 PE와 PP를 원료로 사용하는 지오그리드는 토압 또는 상부하중에 의한 변형을 방지하기 위해 양방향으로 사전에 인장된 제품을 사용하여야 한다. HDPE와 PP 원료로 제조된 지오그리드는 자외선에 장기 노출되면 고분자 조직의 파괴에 의해 물성치의 변화가 있으므로 이를 방지하기 위하여 반드시 자외선에 저항효과가 있는 카본블랙을 원재료에 첨가하여 생산된 것으로 사용하여야 한다.

지오그리드는 국내에서 자체로 개발한 업체가 적어 선진외국에 시공되고 있는 지오그리드를 주로 보강토 옹벽에 사용하고 있으며, 제방보강이나 도로보강용으로는 초기단계이다. 보강토 구조물의 해석은 편의상 내적 안정과 외적안정검토로 나누어 생각하는 것이 일반적이다. 내적안정은 내부거동에 대한 메카니즘, 구조체 내의 응력에 대한 연구, 보강재의 배치, 보강재의 내구성, 성토재의 성질과 관련된 모든 분야를 포함한다. 외적안정은 보강토 구조물의 활동, 경사 또는 지반파괴, 주변의 토층과 보강토 구조물을 횡단하는 등의 기본적 안정성에 대한 해석이다.

보강토옹벽에서 벽체를 형성하는 보강토체는 벽체저면의 활동과 전체안정에 대하여 일반적인 설계방법의 지지력 이론을 적용할 수 있는 중력식 응력으로서 고려되기 때문에 외적안정에 대해서는 문제가 되지 않고, 내적안정에 대한 평가방법은 약간 복잡하지만 본질적으로는 성토체로부터 인장파괴나 인발

에 의한 파괴에 저항하는 보강재를 설계하는 것을 원칙으로 하고 있다. 본 연구에서는 실내 인발시험을 통하여 보강재로 쓰이는 강성지오그리드의 형상별 다짐토내에서의 인발저항특성을 연구하기 위해 흙과 강성지오그리드의 마찰거동과 인발에 따라 흙 속의 강성그리드에 유발되는 인발력의 분포상태를 파악하고, 이러한 분포상태로부터 최대 인발마찰강도를 검토하였다. 또한 흙의 전단시험으로 인발마찰정수를 구할 수 있도록 전단강도계수와 인발마찰강도계수를 비롯하여 보정계수를 구하였다.

2. 이론적 배경

2.1 토목섬유와 흙과의 마찰특성 분석

토목섬유를 이용한 보강토공법은 압축에 비하여 상대적으로 인장에 약한 흙의 단점을 보완하기 위하여 흙 속에 토목섬유를 부설하여 흙과 토목섬유의 마찰특성에 의하여 전단강도를 증진시키는 공법이다.

보강토의 기본개념은 흙과 보강재간의 마찰력을 발생시키는 것이며, 이러한 힘은 보강토의 강도를 증대시키는 구속압력이 존재하는 흙에서 더욱 명백하게 나타난다. 또한, 보강재는 토체가 파괴되는 것을 방지하는 역할도 한다.

보강재와 주변흙 사이의 마찰특성을 평가하는 것은 보강토 구조물의 설계 및 해석에 앞서 선행되어야 한다. 보강재의 마찰저항은 흙의 변형방향에 평행한 보강재와 흙의 전단저항과 흙의 변형방향에 수직인 보강재의 지지부재와 흙에 의한 수동저항의 2가지 형태가 있다. 이 같은 보강재의 표면 마찰저항과 수동저항을 규명하기 위한 시험방법으로는 실험실에서 직접전단시험이나 인발시험이 있다.

이중 직접전단시험은 보강재에 의해 주변흙의 상·하층이 완전히 단절되는 재료를 대상으로 하고, 실내인발시험은 보강재 주변 상·하층의 흙이 연속성 있게 접촉되는 지오그리드를 대상으로 실시한다. 이는 지오그리드의 인발저항력이 표면 마찰력 뿐만 아니라 지오그리드의 횡방향부재(수동저항부재)에

서 발휘되는 수동저항력에 의해서도 좌우되기 때문이다. 그림 1은 보강토 구조물의 파괴면에 따른 마찰 특성의 평가 시험종류를 보여주고 있다. 마찰특성 시험을 선택 또는 실시할 때에는 전단시험과 인발시험에서 기본적으로 타입이 다른 시험이라는 것을 인식해야 한다.

즉, 전단시험은 요소시험으로 구분하는 것이 가능한 시험이지만, 인발시험은 주로 토목섬유의 인방변형이 무시될 수 없다는 것과 인발저항의 발현기구가 반드시 평면적으로 분포하는 단일의 현상에 근거한 것이 아니라는 것 등에 기인해서 요소시험으로서는 될 수 없고, 모형실험으로 구분 할 수밖에 없다는 것을 인식해야 한다.

Payen은 실제 보강토 옹벽에 대한 연구와 수치해석을 통하여 보강토 구조체에서 보강재에 작용하는 최대 인장력은 전면판으로부터 약 0.3H 떨어진 거리에서 최대가 된다고 발표하였다. 또한, 보강토 옹벽에서 관찰된 깊이에 따른 최대인장력의 변이성은 Rankine이론과 매우 상이한 것으로 나타났다. 그림 2는 보강토 옹벽에서 보강재에 작용하는 인장력의 분포도를 나타낸 것이다.

2.1.1 직접전단저항력

보강재와 흙 사이에서 발휘되는 마찰력의 측정방법은 전단상자의 상부 또는 하부에 흙 대신에 나무토막을 설치하고 그 표면에 토목섬유를 부착시켜서 흙과 토목섬유 사이의 전단강도를 구하는 방법이 있다.

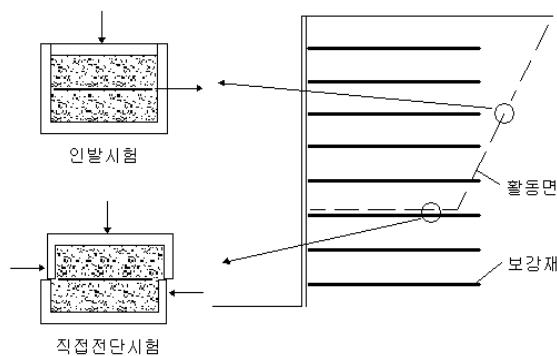


그림 1. 보강토 구조물의 파괴면에 따른 마찰특성 평가 시험

이 시험에 관하여 ASTM D 5321에서는 전단상자의 크기를 30cm×30cm 이상으로 규정하고 있다.

토목섬유와 흙과 보강재사이의 마찰저항력에 관한 Jewell 외 3인 (1984)의 제안식은 다음과 같다.

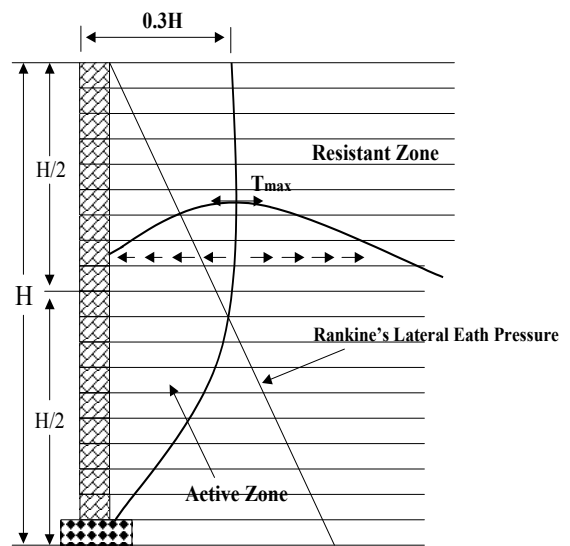
$$f_{ds} \cdot \tan \phi_{ds} = \alpha_{ds} \tan \delta + (1 - \alpha_{ds}) \tan \phi_{ds} \quad (1)$$

여기서, f_{ds} : 흙-보강재의 마찰저항력

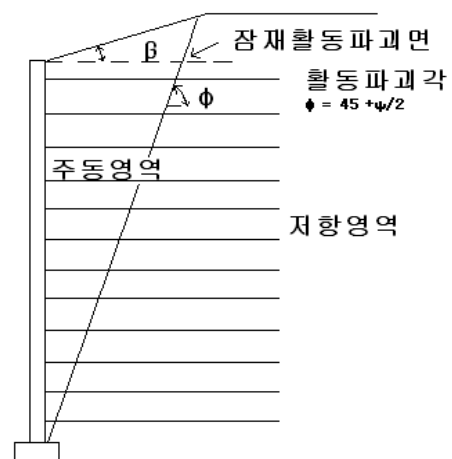
ϕ_{ds} : 흙의 내부마찰각()

δ : 흙-토목섬유 사이의 마찰각()

α_{ds} : 단위폭당 보강재의 포설비율



(a) 보강재의 인장력 분포도



(b) 한계 활동파괴면

그림 2. 보강토옹벽의 파괴메카니즘

식 (1)에서, 첫째항은 흙과 보강재 사이에서 발휘되는 마찰력이고 둘째항은 흙과 흙 사이에서 발휘되는 마찰력을 의미한다. α_{ds} 가 0이면 흙과 흙사이의 전단을 의미하고, α_{ds} 가 1이면 흙과 보강재의 전단을 의미한다. 이때 흙과 흙 사이의 마찰저항이 흙과 보강재의 마찰저항보다 항상 크며, α_{ds} 가 클수록 보강재의 마찰저항은 작아진다. 흙의 전단강도와 흙과 토목섬유 사이의 전단강도의 비는 약 70%~100% 이상의 다양한 범위로 분포하는 것으로 알려져 있다 (Koerner, 1995).

2.1.2 인발저항력

토목섬유 보강재의 선단에 인발력이 가해지면, 그림 3과 같이 주변흙과 지오그리드의 길이 방향 부재에서의 마찰에 의한 저항력과 이에 직각으로 교차하게 되는 횡방향 부재에서의 수동저항력이 동시에 발휘되는 형태로 나타난다.

일반적으로 흙 속에 묻힌 토목섬유의 인발저항력은 다음 식과 같이 표현된다(Mitchell and Villet, 1987).

$$F_{Tmax} = 2bL\sigma_v\mu^* \quad (2)$$

여기서, F_{Tmax} : 인발저항력 (tf)
 b : 토목섬유의 부설폭 (m)
 L : 토목섬유의 부설길이 (m)
 σ_v : 연직응력 (tf/m²)
 μ^* : 흙-토목섬유의 결속계수

식 (2)에서 μ^* 로 표현된 흙과 보강재 사이의 결속계수(bond coefficient)는 마찰저항 및 수동저항을 동시에 고려하는 요소이며, 인발저항력에 동원된 포괄

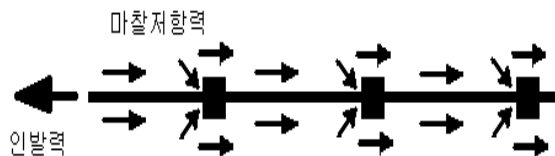


그림 3. 지오그리드와 흙의 마찰저항 형태

적 의미의 저항계수로서 겉보기마찰계수라고도 한다.

지오그리드 토목섬유의 표면에서의 마찰저항력과 횡 부재상에서의 인발저항력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$F_{Tmax} = F_s + F_b \quad (3)$$

여기서, F_{Tmax} : 토목섬유의 인발저항력 (tf)
 F_s : 마찰저항력 (tf)
 F_b : 횡방향 부재의 지지저항력 (tf)

식 (3)에서 흙과 지오그리드 토목섬유의 접촉면의 마찰에 의한 저항력은 다음 식 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$F_s = 2\alpha_s bL\sigma_v \tan \delta \quad (4)$$

여기서, α_s : 흙과 접하는 면적비
 b : 토목섬유의 부설폭 (m)
 L : 토목섬유의 부설길이 (m)
 σ_v : 연직응력 (tf/m²)
 δ : 흙-토목섬유의 마찰저항각 (°)

또한, 횡방향 부재에서 발휘되는 인발저항력은 식 (5)와 같이 나타낼 수 있다.

$$F_b = \left(\frac{L}{S}\right) b \alpha_b t \sigma_b \quad (5)$$

여기서, α_b : 전체폭/횡방향부재의 유효지지폭
 L : 토목섬유의 부설길이(m)
 S : 횡방향부재의 간격
 b : 토목섬유의 부설폭(m)
 t : 횡방향부재의 두께(m)
 σ_b : 횡방향부재에 작용하는 연직응력 (t/m²)

$F_{Tmax} = F_s + F_b$ 에 의해 다시 정리하면,

$$2bL\sigma_v\mu^* = 2\alpha_s bL\sigma_v \tan\delta + \left(\frac{L}{S}\right) b\alpha_b t\sigma_b \quad (6)$$

식 (6)을 결속계수에 대하여 정리하면,

$$\mu^* = \alpha_s \tan\delta + \frac{1}{2S} \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_v}\right) \alpha_b t \quad (7)$$

그러나, 보강토옹벽의 설계 및 해석에는 전술한 결속계수보다는 인발에 대한 상호작용계수(coefficient of interaction for pullout, C_i)를 적용할 것을 명기하고 있다(NCMA, 1997). 상호작용계수는 흙-토목섬유에 대한 실내인발시험 또는 현장에서의 인발시험에 의해 얻게 되며, 이는 토목섬유와 흙 사이의 평균전단력과 흙의 전단강도의 비를 의미하는 값으로서 다음의 식 (8)으로 나타낼 수 있다.

$$C_i = \frac{\tau_{int}}{\tau_{soil}} = \frac{F_{po}}{2 \cdot b \cdot L_a \cdot \sigma_v \cdot \tan\phi} \quad (8)$$

여기서, τ_{int} : 평균전단응력(kgf/cm²)

τ_{soil} : 주변흙의 전단강도(kgf/cm²)

F_{po} : 최대인발력(kgf)

b : 토목섬유의 부설폭(cm)

L_a : 발휘정착장(cm)

Oostveen 외 2인(1994)은 Wichter의 이론을 인용하여 이론적으로 인발시험 결과로부터 계산되는 상호작용계수는 1보다는 작지만, 시험과정이나 장비에 따라서 지오그리드의 경사방향을 따라 발생하는 전단응력의 분포가 다르게 나타날 수 있으므로 상호작용계수 또한 차이가 날 수 있음을 보고한바 있다.

토목섬유에 의한 인발시험 시 두 가지의 주된 파괴유형은 토목섬유의 전면적에 걸쳐 흙으로부터 빠져나오게 되는 인발파괴와 토목섬유의 자체적인 인장파괴이다. 전자의 경우는 일정한 변형률 하에서 지오그리드의 전면적에 걸쳐 일정한 전단변형을 유발하고 후자의 것은 인발하중이 지오그리드 자체의 극한 인장강도보다 큰 값에 도달하는 경우에 발생한다. 상호작용계수는 지오그리드의 길이방향을 따라 분포하는 평균전단응력에 의해 좌우되고, 결과적으로

파괴거동에 의해 영향을 받는다.

또한, 인발시험에 의해 평가된 최대인발저항력은 앞서 언급한 바와 같이 지지저항과 마찰저항요소가 동시에 발휘된 결과이므로, 이를 토목섬유와 주변흙 사이의 인발마찰력 τ 라고 표현하고, 주변흙 자체의 내부마찰각과 점착력을 토대로 식 (9)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau = \alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \sigma_v \tan\phi = c_a + \sigma_v \tan\delta \quad (9)$$

위의 식 (9)에서 α_1 및 α_2 는 흙과 토목섬유의 부착효율을 나타내는 E_c 및 마찰효율을 나타내는 E_ϕ 와 동일한 의미의 보정계수이다. c_a 는 토목섬유-주변흙 사이의 부착력을 또한 δ 는 토목섬유와 주변흙 사이의 마찰저항각을 각각 나타낸다. 앞서 언급한 결속계수 및 상호작용계수는 주변 흙의 강도정수를 모두 고려하지 않고 있기 때문에, 실제의 마찰강도보다 과대평가 될 수 있으므로 설계 시에 이를 적절히 고려하는 것이 필요하다. 이에 대한 연구의 일환으로 일본에서 상대밀도가 약 50%, 간극비 0.8 전후의 조밀하지 않은 토요우라모래를 대상으로 수행한 지오그리드 인발시험결과에 의하면, 식 (9)에 포함된 보정계수 α_1 및 α_2 는 각각 0.0 및 1.0 정도로 나타난 바 있다. 또한 조삼덕과 김진만(1995)이 지오그리드 보강재 및 모래질 흙(SP, SM)을 대상으로 수행한 인발시험 결과에서는, $\alpha_1 = 0.0 \sim 1.0$, $\alpha_2 = 0.5 \sim 1.0$ 의 범위로 나타난 바 있다.

2.2 인발시험에 의한 마찰력 평가방법

지오그리드의 인발마찰력 평가법은 마찰력 발휘과정 산정법과 평균마찰력 산정법이 있다(Ochiai 외 3인, 1992).

마찰력 발휘과정 산정법은 전체 인발과정에 따라 발휘되는 전체 인발저항력을 고려하는 방법으로 토목섬유 보강토옹벽의 변형해석에 주로 적용되고, 평균마찰력 산정법은 최대인발력하에서의 인발마찰력 분포를 산정하여 그 평균치를 인발마찰력으로 고려하는 방법이다. 보강토옹벽 설계시 주로 이용 되고

있는 한계평형해석에 적용되는 방법으로, 두가지 모

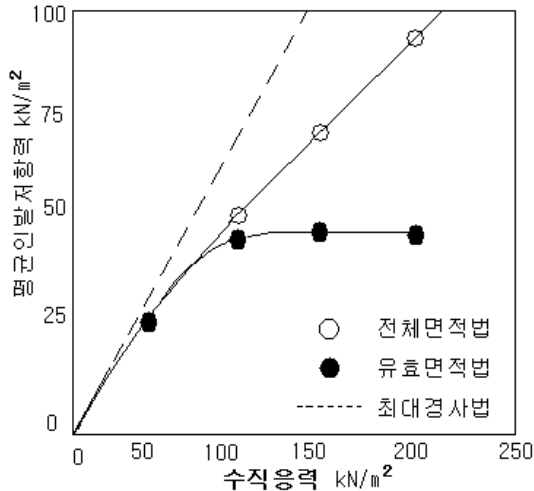


그림 4. 인발저항력의 평가방법 비교(Ochial의 3인, 1992)

두 인발시험의 결과로부터 인발마찰력을 평가하는 데 이용된다.

또한, 평균마찰력 산정법에는 평균치의 계산방식에 따라 다음 세가지로 분류된다. 토목섬유 전체면적에서 인발력이 작용하는 것으로 가정하는 전체면적법, 실제 변형이 일어난 부분에서만 인발력이 작용한다고 보는 유효면적법, 인장력 분포곡선의 최대접선 기울기를 인발력으로 간주하는 최대경사법 등이 있다.

그림 4는 인발저항력의 평가방법비교에 대해서 보여주고 있으며 여기서, 유효면적법은 인발마찰력의 산정 시 토목섬유 전체길이가 아닌, 인발에 저항하는 유효길이를 고려하므로 보다 합리적이고, 평가치가 앞의 세가지 방법중 중간값 정도를 나타내어 가장 적절한 것으로 평가 되고는 있으나, 유효길이의 객관성 있는 선정이 어렵고 또한 유효길이에 따라 인발마찰력이 큰차이를 보이는 등 그 적용이 간단하지 않다는 단점이 있다. 한편, 전체 면적법에 의한 평가는 가장 안전측의 값을 나타내고, 시험시 토목섬유의 전면부 변위계측만으로도 해석이 가능하다. 또한 토목섬유의 인장력 분포곡선의 형태에 관계없이 비교적 간편하게 인발력을 평가할 수 있는 등의 장점이 있다. 본 연구에서는 전체면적법에 의한 평가를 사용하였다.

표 1. 인발저항력의 평가방법 비교

구분	시료종류	화강풍화토
입도분포	D ₁₀ (mm)	0.1~0.15
	D ₃₀ (mm)	0.39~0.46
	D ₆₀ (mm)	1.0~1.2
	균등계수, (C _u)	9
	곡률계수, (C _g)	1.16
투수계수	9.46×10 ⁻⁵ cm/sec	
연경도	액성한계 (LL, %)	21
	소성한계 (PL, %)	N/A
강도정수	Φ (°)	31
	c (kg/cm ²)	0.198
다짐특성 (A 다짐)	최적함수비 (w _{opt} , %)	15
	최대건조밀도 (γ _{d(max)} , t/m ³)	1.969
통일분류법 (USCS)	SM	

3. 실험재료 및 방법

3.1 실험재료

3.1.1 시료

본 연구에서는 현장에서 보강토 뒤채움재로 많이 사용하고 있는 화강풍화토를 이용하여 지반을 조성하였고, 지반 조성시 상대다짐도가 90% 이상이 되도록 다짐을 시행하였다. 다짐에 사용된 다짐기는 바닥면이 평편한 판을 소형다짐기에 부착하여 전면적에 3차례에 걸쳐 다짐을 실시하였다. 사용된 화강풍화토의 공학적 특성은 표 1과 같다.

3.1.2 지오그리드

강성 지오그리드는 압출기를 통과한 판상의 HDPE나 PP를 로울러에 통과시켜 격자모양의 그리드 형태로 구멍(apertures)을 뚫은 다음 일축 또는 이축으로 연신시켜 타원형 모양으로 제조된다. 인장력에 의해 지오그리드의 분자구조가 길게 늘어나서 결과적으로 지오그리드의 강도, 변형계수 및 크리프에

대한 저항성 등을 향상시켜 보강토 옹벽 시공시 성토

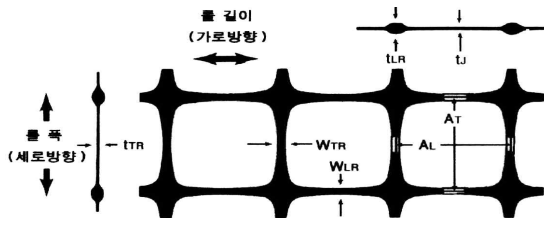


그림 5. SS 지오그리드의 형상

표 2. SS 지오그리드의 물리적 특성

	SS 20	SS 30	SS 40
재 질	PP (폴리프로필렌)		
중량 (kg/m ²)	0.2	0.3	0.45
카본블랙 함유율 (%)	2	2	2
물 치수 (m)	50×4	50×4	30×4
색 상	검정	검정	검정
인장강도 (tonf/m)	2	3	4
최대 신장율 (%)	11	11	11
규격 (mm)	AL	39	33
	AT	39	33
	WLR	2.2	2.3
	WTR	2.4	2.8
	tj	4.1	5
	tLR	1.1	2.2
	tTR	0.8	1.3

재와 보강재사이의 상호결속력을 증대시켜 토체의 활동에 대한 강한 저항력을 유발시킨다.

이중 일축으로 연신시켜 제조된 그리드가 RE 지오그리드이고, 이축으로 연신시켜 제조된 것이 SS 지오그리드이다. 일반적인 형상과 외관규격에 대한 기호는 그림 5에 나타내었고, 물리적 특성은 표 2와 같다. 본 연구에서는 SS 지오그리드의 실험을 실시하였다.

3.2 실험방법

지오그리드로 보강한 기초, 보강토 옹벽등에서 지오그리드와 흙의 마찰저항은 수직하중을 분산시키

고, 수평토압을 감소시키는 기능을 가지고 있어 지지력 개선에 큰 영향을 미친다. 따라서, 지오그리드 표 3. 인발시험의 내용

지오그리드 종류	수직응력 (t/m ²)	흙의 다짐도	계측항목
SS20	1.0, 1.5, 2.0	90%	인발력 수직응력 선단변위 절점 변위 (5개)
SS30	1.0, 2.0, 3.0		
SS40	1.0, 2.0, 3.0		

와 흙과의 마찰저항은 보강토 옹벽, 연약지반 보강 공법 설계시 중요한 요소로 사용된다.

지오그리드의 흙과의 마찰저항특성을 규명하고자 대형인발시험을 실시하였다. 인발상자 내부의 흙은 30cm 두께로 소형다짐기를 이용하여 층 다짐을 하였다. 이때 다짐도는 90%를 기준으로 하여 각 층에 필요한 중량 만큼의 일정 함수비의 시료를 할당하는 중량-체적 할당법(Alfaro 외 2인, 1995)을 사용하였다. 다짐이 끝난된 모래치환법을 이용하여 다짐상태를 확인하였다.

조삼덕과 김진만(1995)의 연구결과에 따라 인발 시험에 사용한 지오그리드 시료의 폭 / 토조의 폭의 비율이 약 80%가 되도록하여 상재하중의 균등성을 확보함과 동시에 벽체에 대한 마찰력의 구속을 받지 않도록 했다.

상재하중은 공기주머니를 사용하여 SS 20인 경우에는 1, 1.5, 2tonf/m²의 상재하중을 재하하였고, SS 30과 SS 40인 경우에는 1, 2, 3tonf/m² 3종류의 상재하중을 재하하여서 대형인발시험을 실시하였다(표 3).

인발속도는 1mm/min로 유지하여 시험을 실시하였고, 인발속도 확인을 위하여 지오그리드를 고정하고 있는 클램프 좌우에 변위계를 설치하였다.

토조내 지오그리드의 각 측정별로 유발되는 인발 변위를 측정하기 위하여 인발상자 후면부의 구멍을 통하여 포텐샤 미터를 설치하고 강선을 SS 지오그리드에 그림 6과 같이 일정한 위치에 묶어 포텐샤 미터에 연결하였다. 또한 강선의 보호를 위해 내경 1.5mm, 외경 5.0mm의 스테인레스 강관을 설치하여 강선과

흙 사이의 마찰을 배제하였다.

클램프는 지오그리드를 인발장치에 연결시키기

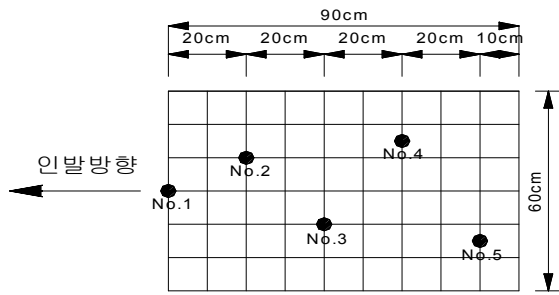


그림 6. 지오그리드의 인발변위 측정 위치도

위한 장치로서 인발장치와 연결된 하부강관과 지오그리드를 고정시키기 위한 상부강관으로 구성되어 있다.

상하부의 강관에는 그 사이에 포설되어 있는 지오그리드를 고정 할 수 있도록 여러개의 볼트 구멍이 설치되어 있다. 특히, 지오그리드의 고정시 지오그리드의 형태가 각각 틀리기 때문에 지오그리드를 예폭 시로 일체화 시켜 볼트구멍을 내어 고정시켰다.

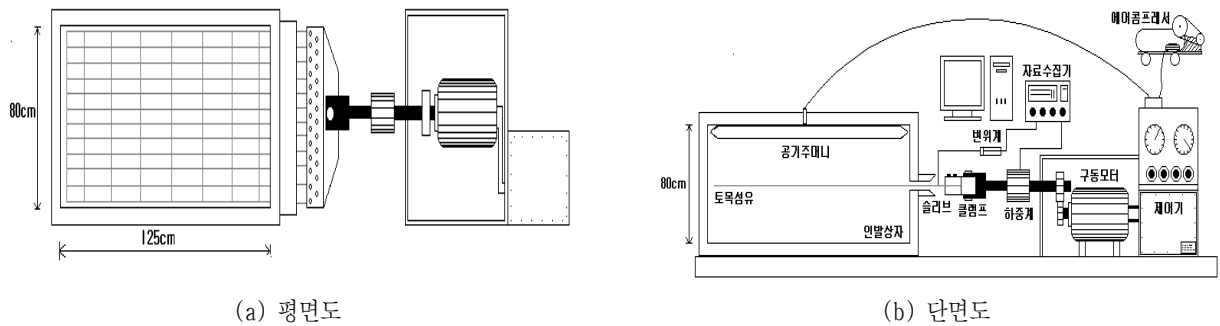


그림 7. 인발시험기의 모식도

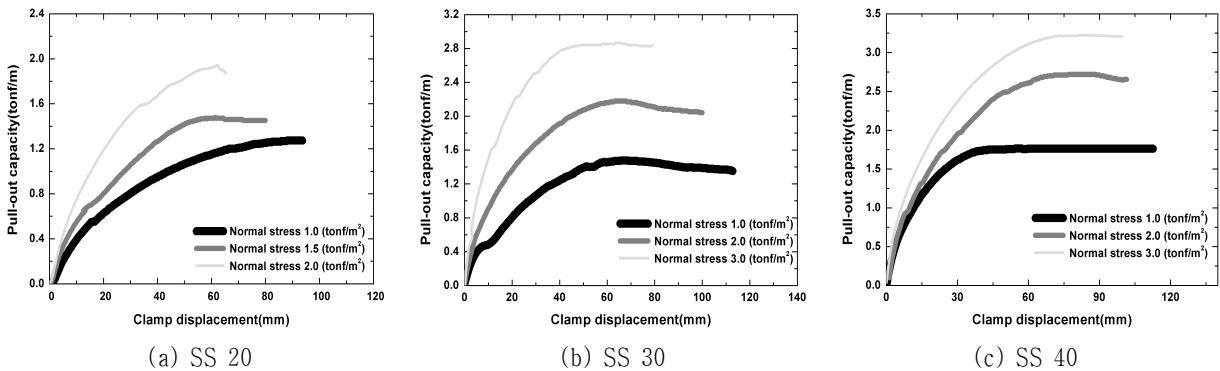


그림 8. 선단변위와 인발저항력과의 관계

인발력은 클램프에 연결되어 10tonf까지 측정 되는 Load Cell를 설치하여 측정하였다.

인발시험시 강성 지오그리드 전면부의 하중 변위량의 관계곡선이 최고점에 도달하거나 또는 변위량이 강성 지오그리드 부설길이의 20%에 도달할 때까지 시험을 수행하였다.

상재하중, 인발력, 변위는 데이터 수집장치를 통하여 컴퓨터로 5초 간격으로 측정하였고, 매 측정시 그래프로 확인하였다. 인발시험기의 모식도를 살펴 보면 그림 7과 같다.

4. 실험결과 및 고찰

4.1 인발변위와 인발력의 관계

일반적으로 흙 속에 묻혀있는 지오그리드 형태의 토목섬유에 유발되는 인발저항력은 토목섬유의 수동저항부재에서 유발되는 수동저항력과 절점사이의 토목섬유 표면에서 발생하는 표면 마찰저항력에 의

해 나타난다.

그림 8은 SS 지오그리드에서 선단변위에 대한 인발 저항력을 보여주고 있으며, 각각의 지오그리드는 수직응력의 크기가 클수록 그에 따른 최대 인발력도 커짐을 알 수 있다. 한편, 이와는 반대로 최대인발력일 때의 수직응력이 커짐에 따라 인발이 최대가 될 때의 선단변위는 점점 작아짐을 알 수 있다.

수직응력이 증가할 수록 인발력은 증가하여 최대 인발력일 때 유발되는 선단변위가 작아지는 현상은 수직응력의 증가가 흙과 토목섬유 사이의 표면 마찰 저항을 크게하고 인발시 토조내의 흙이 부피 팽창하는 것을 억제하여 그리드의 수동저항력을 증가시키는데 기인한다. 또한, 수직응력의 증가는 흙속 토목섬유의 변위를 억제하여 선단에 가까운 위치에 가까운 위치에 있는 토목섬유의 표면마찰저항 및 수동저항을 보다 크게 유발시키는 반면, 선단에서 멀리 떨어져 있는 토목섬유 부분에서의 인발저항을 보다 적게 유발시키기 때문으로 판단된다.

절점변위는 동일한 수직응력 2tonf/m²를 주어 실험한 결과, 인장강도가 큰 지오그리드 일수록 정점간의 변위차가 작아짐을 알 수 있다. 이는 선단에서 최대 신율을 받은 후 후면부에 그 힘이 전달되는데 흙과 지오그리드간의 마찰력보다 지오그리드의 인장강도가 클수록 최대 신율이 유발되지 않기 때문이라고 판단된다.

4.2 지오그리드의 인장변형률 분포

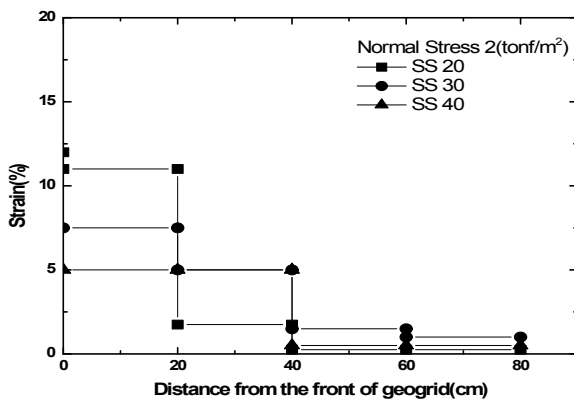


그림 9. 지오그리드의 인장변형률분포

그림 9는 SS 지오그리드의 최대인발력상태에서의 지오그리드의 인장변형률 분포를 나타낸 것이다. 여기서 인장변형률은 인접한 변위 측정점에서 측정된 변위값의 차와 인접한 변위 측정점 사이의 길이와의 비율로 산정 한다. 변형률을 다시 표현하면 다음과 같다.

$$\text{변형률}(\%) = \frac{\text{인접한두 절점간 측정된 변위값의 차}}{\text{인접한두 절점간 거리}} \times 100$$

그림 9에서 지오그리드의 전면부에서의 변형률은 상당히 크지만, 후면부에서 변형률이 급격히 감소함을 알 수 있다. 이러한 결과는 인발력이 지오그리드의 전면부에 집중되기 때문이다.

인발시 지오그리드의 앞부분이 최대한 인장되면서 인발되기 때문이며 인발력이 뒷부분까지 전달되지 않기 때문이라 판단된다. 이러한 결과는 그림 2에 나타난 보강토용벽의 파괴메카니즘을 고찰함으로써 설명 될 수 있다. 즉, 파괴 포락선 안쪽에서 지오그리드의 최대인장력이 유발되기 때문이다.

여기서 인발시험시 인장력을 가장 크게 받는 절점 No.1의 변형율을 보면 SS 20은 11%, SS30은 7.5%, SS40은 5%로 SS20일 때 최대 신율이 발생되면서 인발되었다.

4.3 수직응력과 인발저항각의 관계

인발시험결과 SS 지오그리드 3종류에서의 마찰저항각은 20.8~22.0로 나타났고, 시험에 사용된 화강풍화토의 내부마찰각은 32로서 tanφ는 0.625이다.

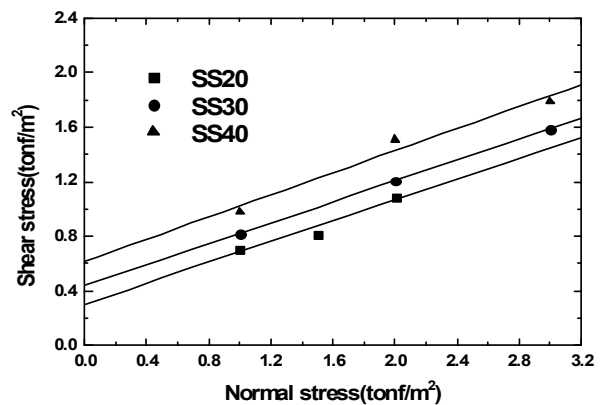


그림 10. 흙과 지오그리드의 마찰저항특성

따라서 지오그리드의 마찰저항각으로 마찰효율을 산출하면 0.608~0.647의 범위를 갖는다(그림 10, 표 4).

$\alpha_1=2.2\sim 2.5$, $\alpha_2=1\sim 1.5$ 정도를 사용할 수 있다고 판단된다.

표 4. SS지오그리드의 인발저항각 산정

종류 \ 구분	수직응력 σ_v (tonf/m ²)	최대전단 인발력 (tonf/m ²)	최대인발력에서의 선단변위 (mm)	최대전단응력 τ_{pmax} (tonf/m ²)	δ (°)	마찰효율 (C_i)
SS20	1	1.278	94.10	0.71	20.8	0.608
	1.5	1.476	65.20	0.82		
	2	1.962	63.15	1.09		
SS30	1	1.476	75.65	0.82	21.1	0.618
	2	2.178	63.10	1.21		
	3	2.862	61.40	1.59		
SS40	1	1.764	86.40	0.98	22.0	0.647
	2	2.718	76.95	1.51		
	3	3.222	71.25	1.79		

4.4 전단강도정수와 인발마찰강도정수와와의 관계

지오그리드와 주변흙 사이의 인발마찰력 τ 를 나타내면 식 (10)과 같다.

$$\tau = \alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi = c_a + \sigma_v \cdot \tan \delta \quad (10)$$

여기서, α_1, α_2 : 보정계수

C, ϕ : 흙만을 대상으로 한 직접전단시험으로 구한 전단강도 정수

c_a, δ : 흙과 토목섬유를 대상으로 한 인발시험으로 구한 전단강도 정수

흙의 전단강도 정수 c 는 0.198이고 ϕ 는 31이므로, 그림 10의 인발시험 결과로부터 SS20인 경우, $\alpha_1=2.475$, $\alpha_2=0.998$, SS30인 경우 $\alpha_1=2.273$, $\alpha_2=1.275$, SS40인 경우 $\alpha_1=2.272$, $\alpha_2=1.554$ 이다.

흙의 직접전단시험결과와 인발시험 결과를 바탕으로 전단강도계수와 인발마찰강도계수를 비교하여 보정계수 α_1, α_2 를 구하였다.

시험결과 분석에 의하면, 보강토에 사용한 흙시료가 SM의 화강풍화토이고, SS 지오그리드일 경우

5. 결 론

본 연구에서는 보강토옹벽의 뒤채움흙과 보강재인 강성지오그리드사이의 마찰특성을 평가하기 위하여 SS지오그리드를 이용하여 인발시험을 실시하였다. 시험결과로부터 흙과 지오그리드의 마찰거동과 인발에 따라 흙속의 지오그리드에 유발되는 인발력과 변형율의 분포상태를 고찰하고 인발마찰강도를 평가 하였다. 인발시험결과로부터 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. SS지오그리드는 수직응력의 크기가 클수록 그에 따른 최대 인발력도 커짐을 알 수 있다. 한편, 이와는 반대로 최대인발력일 때의 수직응력이 커짐에 따라 인발이 최대가 될 때의 선단변위는 점점 작아짐을 알 수 있다.
또한, 인발시험시 인장력을 가장 크게 받는 선단부분의 변형율을 보면 SS 20은 11%, SS30은 7.5%, SS40은 5%로 SS20일 때 최대 신율이 발생되면서 인발되었다.
2. SS 지오그리드 3종류에서의 마찰저항각은 20.8~22.0로 나타났고, 시험에 사용된 화강풍화토의 내부마찰각은 32로서 $\tan \phi$ 는 0.625이다. 따라서 지오그리드의 마찰저항각으로 마찰효율을 산

출하면 0.608~0.647의 범위를 갖는다.

3. 흙의 전단시험과 인발시험 결과로부터 전단강도 계수와 인발마찰강도계수를 비교하여 보정계수 α_1 , α_2 를 구하였다. 흙시료가 SM의 화강풍화토 일 때, SS 지오그리드일 경우 $\alpha_1 = 2.2 \sim 2.5$, $\alpha_2 = 1 \sim 1.5$ 정도를 사용할 수 있다고 판단된다.

감사의 글

본 연구는 2000년도 인천대학교 자체연구비 지원에 의하여 수행되었으며, 연구비를 지원한 학교당국과 연구과 직원들께 심심한 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. 조삼덕, 김진만, “토목섬유 보강토구조물의 합리적인 해석과 설계” 한국건설기술연구원, 연구보고서, 95-GE-1101, 1995.
2. 한국도로공사, “보강토 공법”, 기술교제 78호, 1989, pp. 221~222.
3. Alfaro, M. C., Miura, N and Bergado, D. T, “Soil-Geogrid Reinforcement Interaction by Pullout and Direct Shear Tests”, Geotechnical Testing Journal, Vol.18, No.2, pp.157~167, 1995
4. ASTM Standards on Geosynthetics, Sponsored by ASTM Committee D-35 on Geosynthetics, 4th Edition, pp.38~45, 1995.
5. Jewell, R. R., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W and Dubois, D, “Interaction between Soil and Geogrids”, Proc. of Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, London, England, pp.18~30, 1984.
6. Koerner, R. M, “Designing with Geosynthetics”, 3rd ed., Prentice Hall, pp.328~355, 1995.
7. Mitchell, J. K and Villet, W. C. B, “Reinforcement of Earth Slopes and Embankments”, National Cooperative Highway Research Program Report 290, pp.209~243, 1987.
8. NCMA, “Design Manual for Segmental Retaining Walls”, 2nd Ed., pp.58~61, 1997.
9. Ochiai, H., Hayashi, S., Otani, J and Hirai, T, “Evaluation of Pull-Out Resistance of Geogrid Reinforced Soils”, Proc. of Int. Symposium on Earth Reinforcement Practice, Kyushu, Japan, pp.141~146, 1992.
10. Oostveen, J.P., Mass, K.C and Hendrikse. C. S. H, “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, 1994.
11. Peterson, L.M. and Anderson, L. R., “Improvement Techniques of Soft Ground In Subsiding and Lowland Environment” Division of Geo. & Trans. Eng. AIT, pp. 313~318, 1980.