

띠형 섬유보강재의 폭과 설치간격에 따른 변형률 분포 및 인발강도 특성 평가

Evaluation of Strain Distribution and Pullout Strength based on Width and Horizontal Spacing of Geosynthetic Strip

이 광 우¹ Lee, Kwang-Wu 조 삼 덕² Cho, Sam-Deok
한 중 근³ Han, Jung-Geun 홍 기 권^{4*} Hong, Ki-Kwon

ABSTRACT

This paper describes large-scale pullout test results of geosynthetic strip, which can be applied in reinforced earth wall with block-type wall facing. The pullout tests are conducted to evaluate the strain distribution, the induced pullout force and the pullout strength. The maximum pullout force is appeared regardless of reinforcement width and normal stress when end displacement is less than 15 mm. The pullout behavior based on horizontal spacing of reinforcement was similar in relationship between pullout force and end displacement. The strain distribution and pullout force distribution of the geosynthetic strip are concentrated in the front part of reinforcement, and it appeared clearly in higher normal stress condition. This means that the pullout behavior of geosynthetic strip is affected by the bond between soil and friction resistance reinforcement according normal stress. Therefore, the pullout resistance design is reasonable when pullout behavior of geosynthetic strip should be evaluated by effective length considering tensile characteristic.

요 지

본 연구에서는 블록식 보강토옹벽에 적용이 가능한 띠형 섬유보강재에 대하여 대형인발시험을 수행하였으며, 시험결과를 바탕으로 지반 내에 포설된 보강재의 인장변형 및 유발인발력을 분석하였다. 또한 전체면적법과 유효면적법을 이용한 인발강도를 평가하였다. 최대인발력은 보강재 폭 및 수직응력 조건에 관계없이 끝단 인발변위가 15mm 이내에서 발휘되었다. 그리고 보강재의 설치간격과 관계없이 인발력과 끝단 인발변위 관계에 의한 인발거동은 유사한 것으로 확인되었다. 띠형 섬유보강재의 인발에 의한 변형은 보강재의 폭과 관계없이 선단부에 집중되어 선단부에서 큰 인발력이 유발된 것을 확인하였다. 이는 수직응력 조건에 따른 마찰저항 보강재의 결속력이 인발저항에 매우 큰 영향을 미치는 것을 의미한다. 따라서 띠형 섬유보강재는 인장특성이 고려된 유효길이에 따른 평가가 이루어져야 보다 합리적인 설계가 가능한 것으로 분석되었다.

Keywords : Geosynthetic strip, Reinforced earth wall, Strain distribution, Pullout test, Pullout resistance

1. 서 론

보강재는 교대, 성토, 비탈면, 연약지반 및 옹벽 등의 안

정성을 개선하기 위하여 폭 넓게 사용되고 있다(Yoo and Jung, 2006; Chen et al., 2007; Won and Kim, 2007; Yoo and Kim, 2008; Tatsuoka et al., 2009). 이 중, 보강토옹벽

- 1 정희원, 한국건설기술연구원 Geo-인프라연구실 수석연구원 (Member, Senior Researcher, Geotechnical Engrg., Research Division, Korea Institute of Construction Technology)
- 2 정희원, 한국건설기술연구원 Geo-인프라연구실 선임연구위원 (Member, Senior Research Fellow, Geotechnical Engrg., Research Division, Korea Institute of Construction Technology)
- 3 정희원, 중앙대학교 사회기반시스템공학부 교수 (Member, Professor, School of Civil and Environmental Engrg., Urban Design and Study, Chung-Ang Univ.)
- 4* 정희원, 중앙대학교 사회기반시스템공학부 연구교수 (Member, Research Professor, School of Civil and Environmental Engrg., Urban Design and Study, Chung-Ang Univ., E-mail: kkhong@wm.cau.ac.kr)

에 적용되는 보강재는 재료특성에 따라서 신장성과 비신장성으로 구분될 수 있다(한중근 등, 2012; 홍기권, 2011).

국내에 보강토옹벽이 처음 도입된 1980년대 초 이래로 1990년대 중반까지는 패널식 보강토옹벽이 활용되었으며, 1990년대 중반 이후에는 지오그리드를 이용한 블록식 보강토옹벽이 도입되면서 보강토옹벽 시장이 크게 활성화되기 시작하였다(한국토목섬유학회, 2006). 특히, 블록식 보강토옹벽은 패널식에 비하여 보다 수려한 외관을 표현할 수 있고, 경제적인 시공이 가능하다. 즉, 일반적으로 보강토옹벽은 전면벽체의 형태에 따라 패널식과 블록식으로 구분할 수 있으며, 패널식의 경우에는 강재스트립 또는 띠형 섬유보강재, 블록식의 경우에는 지오그리드가 주로 적용되고 있다. 이와 같이, 특정 형태의 전면벽체에 따라 설치 가능한 보강재는 적용성의 한계가 있기 때문에, 최근에는 다양한 형태의 전면벽체에 공통적으로 적용할 수 있는 보강재에 관한 연구의 일환으로 블록식 보강토옹벽에 적용이 가능한 띠형 섬유보강재에 대한 연구가 진행된 바 있다(이광우 등, 2011; 한중근 등, 2011; 홍기권, 2011).

보강토옹벽의 안정성에 있어서 중요한 평가요소 중 하나는 지반과 보강재 사이의 상호작용에 의한 인발저항이라 할 수 있으며, 인발저항은 보강재의 형태에 따라 마찰저항과 지지저항으로 구분된다(Bishop and Anderson, 1979). 즉, 스트립 형태의 경우에는 지반과 보강재 사이의 경계면에서 마찰저항만으로 인발저항이 발현되며, 횡방향 지지부재가 존재하는 형태의 보강재는 마찰저항과 지지저항이 동시에 발현된다. 이와 같은 보강재의 지반 내 거동은 지반과 보강재의 특성에 의존하기 때문에, 매우 복잡한 역학관계를 가지고 있으며, 이를 규명하기 위해서는 다양한 실험적 및 해석적 연구가 필요하다(Palmeira, 2009).

따라서 본 연구에서는 블록식 보강토옹벽에 적용이 가능하도록 국내에서 개발된 띠형 섬유보강재에 대한 대형인발 시험 결과를 바탕으로 인장변형률 및 유발인발력 분포 특성을 분석하였다. 또한 현장에 합리적으로 적용될 수 있도록 하기 위하여, 보강토옹벽 설계 시에 국내에서 주로 적용하고 있는 FHWA 설계기준(Elias et al., 2001)을 근거로 하여 수직응력과 인발력 관계에 의한 인발강도를 평가하였다.

2. 띠형 섬유보강재의 인발저항

2.1 마찰저항 보강재의 인발저항

지반 내에 포설되는 보강재는 단면형상, 포설길이, 수직

응력 및 지반의 종류 등에 따라서 인발저항 특성이 상이하게 나타난다. 즉, 보강재의 총 인발저항은 그 형태 및 구성 요소에 의하여 식 (1)과 같이 마찰저항과 지지저항의 합으로 표현할 수 있다.

$$P_p = P_{p(fr)} + P_{p(br)} \quad (1)$$

여기서, P_p : 총 인발저항(kN)
 $P_{p(fr)}$: 마찰저항(kN)
 $P_{p(br)}$: 지지저항(kN)

보강재의 인발저항에 있어서 지반과 보강재 사이의 상호작용은 보강재의 상·하면에서 발생하기 때문에, Jewell (1990)은 이를 고려하여 보강재의 총 인발저항을 식 (2)와 같이 표현하였으며, 이를 마찰저항과 지지저항으로 구분하여 식 (3) 및 식 (4)로 나타내었다.

$$P_p = 2L_r W_r \sigma_v f_b \tan \phi \quad (2)$$

여기서, $L_r W_r$: 보강재의 길이 및 폭(m^2)
 σ_v : 수직응력(kPa)
 f_b : 부착계수
 ϕ : 지반의 내부마찰각($^\circ$)

$$P_{p(fr)} = 2\alpha_s L_r W_r \sigma_v \tan \delta \quad (3)$$

$$P_{p(br)} = \left(\frac{L_r}{S} \right) W_r B \alpha_b \sigma_b \quad (4)$$

여기서, α_s : 보강재 표면적($L_r W_r$) 중에 지반과 접하는 면적비
 δ : 지반과 보강재 표면 사이의 마찰각($^\circ$)
 L_r : 보강재의 길이(m)
 S : 지지부재 설치 간격(m)
 $\frac{L_r}{S}$: 지지부재의 개수
 B : 지지부재 두께 또는 직경(m)
 α_b : 지지부재의 면적($W_r B$)에 대한 지지저항이 유발되는 면적의 비율
 σ_b : 지지부재에 작용하는 저항응력(kPa)

따라서 마찰저항만으로 총 인발저항이 발현되는 띠형

섬유보강재와 같은 마찰저항 보강재의 인발저항은 식 (2) 및 식 (3)을 이용하여 평가할 수 있다.

2.2 인발시험결과를 이용한 인발강도 평가방법

띠형 섬유보강재와 같은 신장성 재료특성을 갖는 보강재는 낮은 수직응력 조건에서도 큰 인장변형이 발생하기 때문에, 보강재의 선단과 끝단의 인발변위 차이가 크게 나타난다. 즉, 인발시험에 있어서 띠형 섬유보강재의 인발강도는 최대인발력 작용 시에 인발저항을 부담하는 보강재의 유효면적이 매우 중요한 요소로 작용하게 된다. Ochiai et al.(1996)은 비교적 규모가 큰 인발시험 과정에 있어서, 수직응력에 따른 인발력은 지반 내에 포설된 보강재의 전체길이에 전달되지 못한다는 결론을 도출한 바 있다.

Ochiai et al.(1996)이 제시한 인발강도 평가방법은 유발과정법과 평균저항법으로 구분된다. 유발과정법은 임의의 인발과정에서 발휘되는 전체 인발저항력의 유발과정을 고려하는 방법이며, 평균저항법은 최대인발력 상태에서 보강재 길이에 따른 인발저항력 분포를 고려하는 방법으로서, 인발력의 평균값을 인발강도 평가에 반영한다. 특히, 평균저항법은 보강토옹벽 설계 시에 주로 이용되고 있는 한계평형해석에 적용되며, 인발강도 평가를 위한 인발력 평균값의 결정방법에 따라 그림 1에서 보는 바와 같이 세 가지 방법으로 세분화 된다. 먼저, 전체면적법은 지반 내에 포설된 보강재의 전체면적에서 인발력이 작용하는 것으로 가정하며, 유효면적법은 보강재에서 실제 변형이 발생한 부분에서만 인발력이 작용한다고 가정하여 인발력을 적용한다. 그리고 최대경사법은 인발시험결과에 의한 인장력 분포곡선에서 기울기가 최대일 때의 인발력을 적용

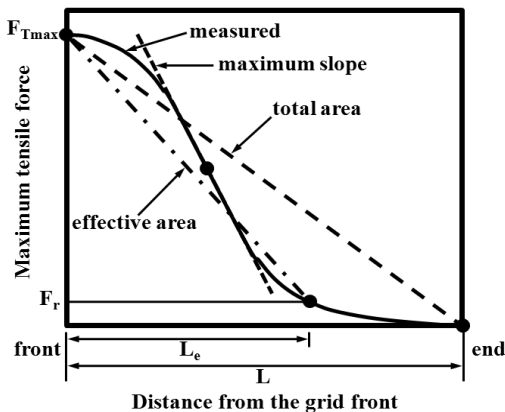


그림 1. 평균저항법에 따른 인발강도 평가를 위한 인발력 산정 방법 (Ochiai et al., 1996)

하여 평가한다. 이와 같이 인발시험결과를 바탕으로 선정된 최대인발력은 식 (5)~식 (7)을 이용하여 각각의 방법에 따른 인발강도를 평가하는데 적용되며, 이 중 유효면적법이 신장성 보강재의 인장특성을 합리적으로 반영할 수 있는 인발강도 평가방법이라 할 수 있다.

$$\tau_{av(TAM)} = \frac{F_{T_{max}}}{2bL} \quad (5)$$

$$\tau_{av(EAM)} = \frac{F_{T_{max}} - F_r}{2bL_e} \quad (6)$$

$$\tau_{av(MSM)} = \left(\frac{dF}{dL} \right) \quad (7)$$

여기서, $\tau_{av(TAM)}$: 전체면적법을 이용한 인발강도(kPa)

$\tau_{av(EAM)}$: 유효면적법을 이용한 인발강도(kPa)

$\tau_{av(MSM)}$: 최대경사법을 이용한 인발강도(kPa)

$F_{T_{max}}$: 보강재 선단에서의 최대인발력(kN)

$F_{T_{max}} - F_r$: 보강재의 유효길이에 작용된 인발력 (kN)

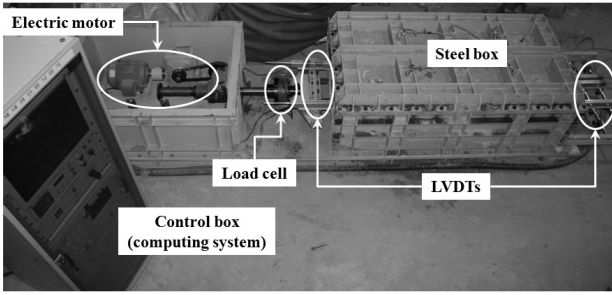
b, L : 보강재의 폭(m), 길이(m)

L_e : 보강재의 유효길이(m)

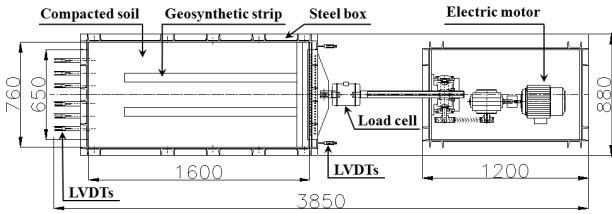
3. 대형인발시험

3.1 시험장비

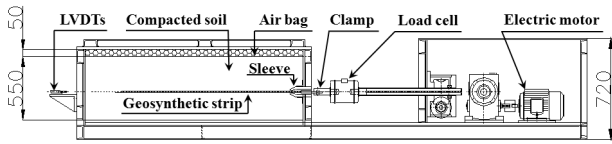
인발시험은 다양한 형태의 보강재에 대하여 지반과 보강재 사이의 마찰특성을 평가하고, 보강재의 인발과정 동안에 지반과 보강재 사이의 인발저항 특성을 결정하는 시험이다(이광우 등, 2010). 본 연구에서 사용된 대형인발시험기는 그림 2에서 보는 바와 같이 보강토체를 모사할 수 있는 토조, 공기압에 의한 수직응력 가압장치, 인발하중 재하장치 및 시험기 제어장치 등으로 구성되어 있다. 토조의 내부크기는 길이 160cm, 폭 76cm 및 깊이 55cm로서 ASTM D 6706-01(2003)의 최소 권고치(길이×폭×깊이 = 61cm×46cm×30.5cm)보다 크게 제작된 대형인발시험기이며, 700kPa의 내압에 견딜 수 있는 강성을 가지고 있다. 그리고 토조 내부에 포설된 보강재의 내부변위 측정이 가능하며, 수직응력은 공기주머니(air bag)를 이용하여 최대 500kPa까지 가압할 수 있다. 또한 인발에 의한 전면변위



(a) 시험기 전경



(b) 평면도



(c) 단면도

그림 2. 대형인발시험기 개요

는 최대 220mm까지 측정이 가능하며, 인발하중은 최대 200kN까지 재하가 가능하다.

3.2 시험재료

3.2.1 모형지반의 공학적 특성

인발시험 시, 보강토체를 구성하기 위하여 사용된 흙 시료의 공학적 특성은 표 1에서 보는 바와 같이, 200번체 통과율이 4.07%이며, 통일분류법(U.S.C.S)에 의하여 입도분포가 좋은 모래질 흙(SW)으로 분류되었다. 그리고 비중(G_s) 및 소성지수(PI)는 각각 2.67과 N.P로 나타났으며, 흙 시료에 대한 표준다짐시험 결과, 최적함수비(OMC)와 최대건조밀도($\gamma_{d,max}$)는 각각 14.1%와 $18.82kN/m^3$ 인 것으로 평가되었다. 또한 직접전단시험 결과에 따른 강도정수는 점착력과 내부마찰각이 각각 $8.7kPa$ 및 35.5° 인 것으로 확인되었다.

표 1. 흙 시료의 공학적 특성

비중 (G_s)	자연 함수비 (w_n , %)	소성지수 (PI , %)	U.S.C.S	표준다짐시험 결과		직접전단시험 결과	
				최적함수비 (OMC, %)	최대건조 단위중량 ($\gamma_{d,max}$, kN/m^3)	점착력 (c , kPa)	내부마찰각 (ϕ , $^\circ$)
2.67	9.58	N.P.	SW	14.1	18.82	8.7	35.5

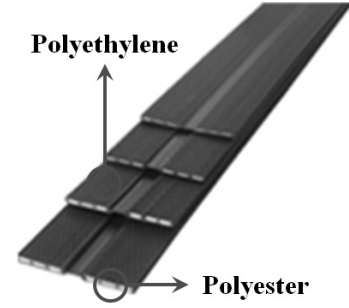


그림 3. 인발시험에 사용된 띠형 섬유보강재

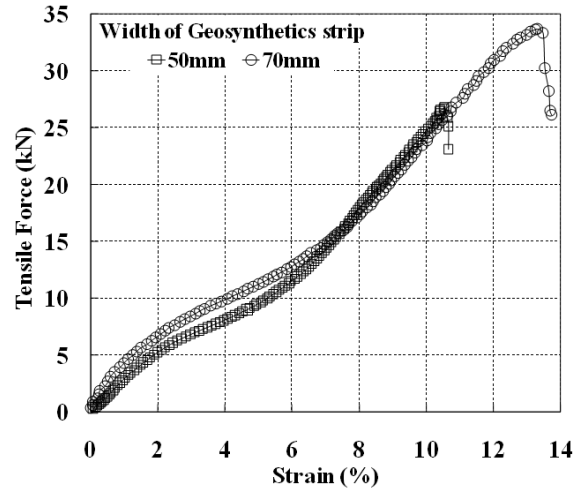


그림 4. 띠형 섬유보강재의 인장강도시험 결과

3.2.2 보강재 종류 및 인장강도 특성

본 연구에서는 그림 3에서 보는 바와 같이, 고강도 polyester (PET)와 polyethylene(PE)으로 구성되어 있는 띠형 섬유보강재를 사용하였다. 또한 인발시험을 통하여 보강재 폭에 따른 변형률 분포 특성 분석 및 인발강도를 평가하기 위하여 각각 50mm 및 70mm의 폭을 갖는 두 가지 종류의 보강재를 적용하였으며, 생산자 제시 인장강도는 25kN으로 동일하다.

인발시험에 앞서 띠형 섬유보강재의 인장강도 특성을 확인하기 위하여 광폭인장강도시험 5회가 선행되었으며, 이를 평균한 결과는 그림 4에서 보는 바와 같다. 먼저, 보강재 폭이 50mm인 경우, 최대인장강도 및 인장변형률은 각각 26.8kN 및 10.5%로 나타났으며, 보강재 폭이 70mm인 경우에는 최대인장강도 및 인장변형률이 각각 33.6kN

및 13.3%인 것으로 확인되었다. 즉, 생산자 제시 인장강도는 동일하지만, 폭이 큰 보강재의 실제 인장강도가 다소 크게 나타나는 것으로 확인되었으며, 이는 인발시험 적용에 문제가 없는 것으로 분석되었다.

3.3 시험방법 및 내용

인발시험은 ASTM D 6706-01(ASTM, 2003)을 참조하여 보강재 폭 및 수평 설치간격에 따라 각각 수행하였으며, 시험내용은 표 2에서 보는 바와 같다. 보강재에 작용하는 수직응력은 표준다짐시험 결과를 반영하여 각각 50kPa, 100kPa 및 150kPa 적용하였으며, 이는 약 2.7m, 5.3m 및 8.0m의 뒤채움 높이에 해당한다. 또한 보강재의 수평 설치간격은 시험토조의 크기를 고려하여 보강재 중심간격을 260mm로 하였으며, 마찰저항 보강재의 수평 설치간격에 따른 영향을 확인하기 위하여, 간격이 210mm일 때, 100kPa의 수직응력 조건에 대한 인발시험을 추가적으로 수행하였다. 이 때, 그림 5에서 보는 바와 같이 인발과정 시 지반 내에 포설되어 있는 보강재의 인장변형을 및 유발 인발력 분포 특성을 분석하기 위하여, 선단 및 끝단을 포함한 6개 지점에 대하여 내부 인발변위를 계측하였다.

모든 조건에 대한 인발시험 시, 지반조성은 2열 보강재의 상하부를 소형 진동다짐 램머를 이용하여 각각 3층 다

표 2. 인발시험 내용

보강재 폭 (mm)	보강재의 수평 설치간격 (mm)	수직응력 (σ_v , kPa)	시험구분
50	260	50, 100, 150	A
	210	100	B
70	260	50, 100, 150	C
	210	100	D

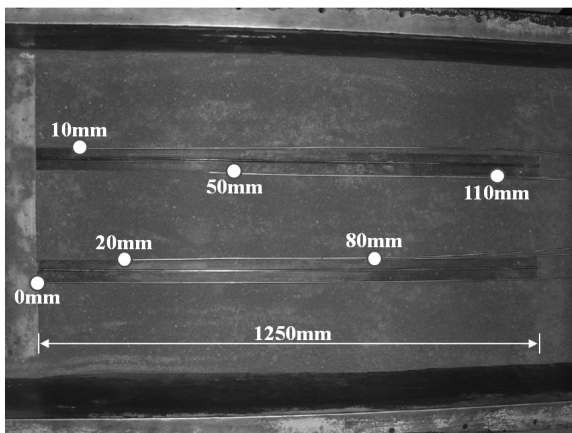


그림 5. 보강재 포설 전경 및 내부변위계 설치 위치

짐을 하였으며, 다짐율은 95% 이상이 되도록 하였다. 또한 토조 내부의 벽면마찰을 최소화하기 위하여 오일(oil)과 비닐랩을 이용하여 마찰저감처리를 실시하였으며, 인발하중은 1mm/min의 변위제어 방식으로 재하하였다.

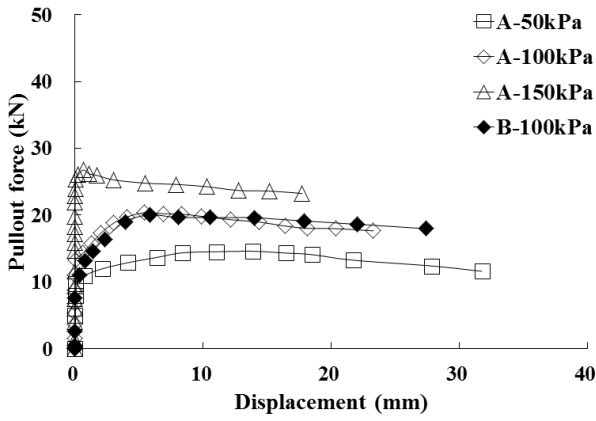
4. 시험결과 분석 및 고찰

4.1 인발력-인발변위 관계

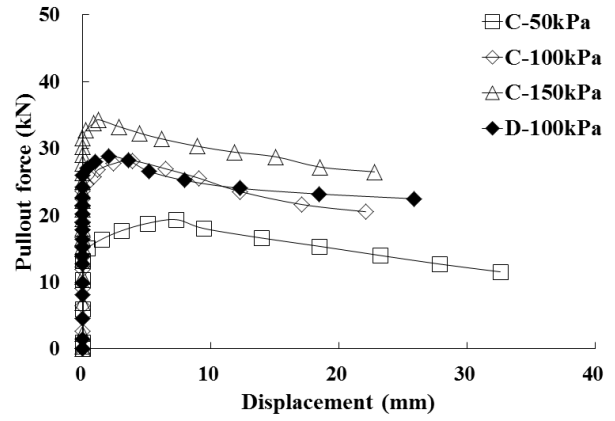
전술한 바와 같이, 인발시험 결과에 의한 인발력-인발변위 관계로부터 각각의 수직응력에 대한 최대인발력을 이용하여 보강재의 인발강도 특성을 평가할 수 있다. 이에 본 연구에서는 인발강도 평가를 위한 최대인발력을 FHWA 설계기준(Elias et al., 2001)에서 제안하고 있는 변위기준을 참고하여 선정하였다. 즉, FHWA 설계기준에 최대인발력은 지반 내에 포설된 보강재 시료의 끝단변위가 15mm인 지점에서의 인발력을 적용하도록 하였다. 이는 최대인발력이 발현되었을 때의 보강재 끝단변위가 15mm를 초과하게 되면, 15mm의 끝단변위에 해당하는 인발력을 최대인발력으로 적용해야 하는 것을 의미한다. 따라서 본 연구에서는 그림 5에 나타난 바와 같이 지반 내 포설되는 보강재에 설치한 변위계 중, 전면으로부터 110mm에 위치한 끝단변위의 계측값을 이용하여 띠형 섬유보강재의 폭에 따라 최대인발력을 선정하였다. 또한 수평 설치간격이 띠형 섬유보강재의 마찰저항에 미치는 영향을 확인하기 위하여, 보강재 설치간격이 210mm인 경우에 대한 시험결과를 보강재 폭에 따라 추가적으로 분석하였다. 이에 인발시험 결과를 그림 6 및 표 3에 나타내었다.

먼저, 그림 6(a)에서 보는 바와 같이, 보강재 폭이 50mm일 때, 설치간격 260mm(시험 A)인 경우의 최대인발력은 수직응력에 관계없이 끝단 인발변위 15mm 이내에서 발현되었으며, 설치간격 210mm(시험 B)의 경우에도 끝단 인발변위 15mm 이내에서 최대인발력이 발현되었다. 그리고 그림 6(b)에 나타난 바와 같이, 보강재 폭이 70mm일 때의 최대인발력은 50mm일 때의 시험결과에 비하여 수직응력에 따라 약 5kN~8kN 정도 큰 것으로 나타났지만, 수직응력 및 설치간격에 관계없이 끝단 인발변위 15mm 이내에서 최대인발력이 발현되었다. 이는 선행된 광폭인장강도시험 결과에서 폭 70mm의 최대인장강도가 폭 50mm의 경우보다 크게 나타났기 때문이다.

한편, 보강재의 수평설치 간격에 따른 영향을 분석한 결



(a) 폭 50mm



(b) 폭 70mm

그림 6. 보강재 폭 및 수평 설치간격에 따른 인발력-끝단 인발변위 관계

표 3. 최대인발력에 대한 끝단 인발변위

시험구분	최대인발력 (kN)	끝단 인발변위 (mm)	시험구분	최대인발력 (kN)	끝단 인발변위 (mm)
A-50kPa	14,60	13,86	C-50kPa	19,33	7,28
A-100kPa	20,37	5,43	C-100kPa	28,15	3,84
A-150kPa	26,77	0,64	C-150kPa	34,29	1,23
B-100kPa	20,03	5,81	D-100kPa	28,82	2,04

과, 폭에 따른 각 보강재는 설치간격에 관계없이 인발력-끝단 인발변위 관계가 유사하게 나타나는 것으로 확인되었다. 즉, 동일한 인장강도를 보유한 마찰저항 보강재는 단위 폭 당 포설되는 면적이 동일하게 되면, 인발거동이 유사한 것으로 분석되었다.

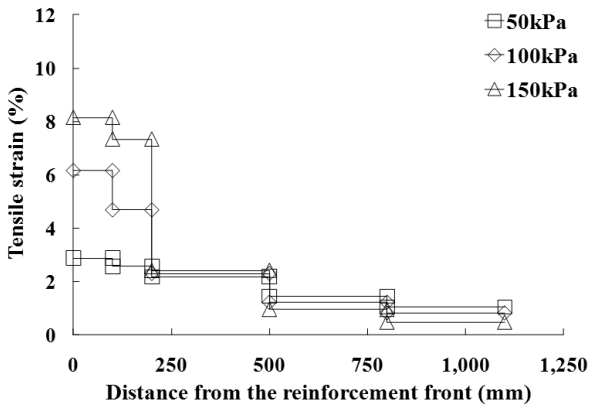
4.2 인장변형률 및 유발인발력 분포 특성

인발시험결과를 바탕으로 최대인발력 상태에서 보강재의 인발거동을 분석하기 위하여, 보강재 폭에 따라 각각의 내부변위 계측지점 거리와 변위량 차이의 비율에 의해 산정된 인장변형률 분포 결과를 그림 7에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이, 보강재의 인장변형률은 보강재 폭에 관계없이 선단으로부터 200mm 위치까지 크게 나타났으며, 수직응력의 증가에 따라 그 차이가 큰 것으로 확인되었다. 특히, 보강재 폭이 70mm의 경우에는 광폭인장강도 시험에 의한 인장변형률이 크게 나타난 점에 기인하여, 인발에 의한 변형률도 매우 크게 발생된 것으로 분석되었다. 그러나 선단으로부터의 거리가 500mm 이후에서는 수직응력에 관계없이 인장변형률의 차이가 크지 않은 것으로 확인되었다. 이는 띠형 섬유보강재의 인발에 의한 변형이

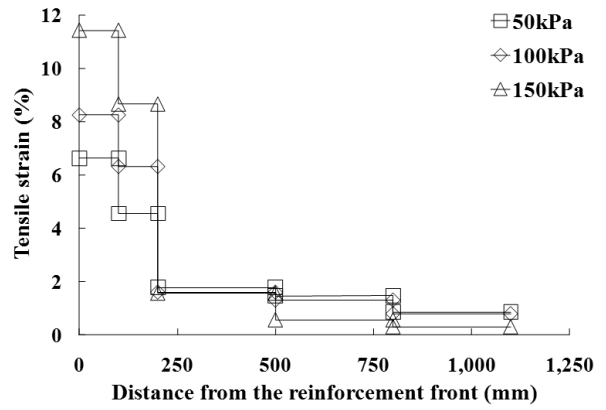
보강재 선단부에 집중되는 것을 의미한다.

인장변형률 분포 결과를 바탕으로 띠형 섬유보강재 내부에서 유발된 인발력 분포 결과를 그림 8에 나타내었다. 보강재의 폭과 관계없이 선단부분에서 큰 인발력이 유발되었으며, 보강재 선단으로부터의 거리 및 수직응력이 증가할수록 인발력은 크게 감소하는 것으로 확인되었다.

한편, 보강재 선단으로부터 일정 거리의 지점에서는 수직응력 조건에 관계없이 인발력이 유사한 것으로 나타났지만, 인발력이 유사하게 나타난 지점 이후에서는 높은 수직응력 조건의 인발력이 낮은 수직응력 조건보다 작게 발현되었다. 그러나 그 차이가 보강재 전체에 분포된 인발력에 미치는 영향은 크지 않은 것으로 분석되었다. 따라서 지반 내 포설된 띠형 섬유보강재에 작용하는 수직응력이 낮은 경우에는 지반과 보강재 사이의 결속력이 작기 때문에 보강재 끝단까지 인발력이 전달되는 반면에, 높은 수직응력 조건에서는 결속력이 증가하여 보강재 끝단에 전달되는 인발력이 감소하는 것으로 분석되었다. 이는 식 (2) 및 식 (3)의 관계에서 지반과 보강재 사이의 결속력을 결정하는 부착계수가 마찰저항 보강재의 인발저항에 매우 큰 영향을 미치는 것을 의미하는 결과이다.

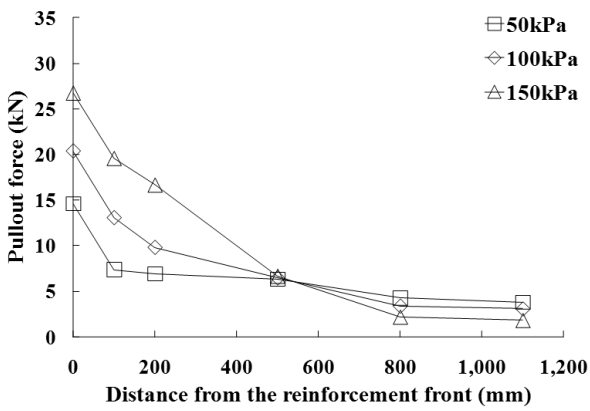


(a) 폭 50mm (시험 A)

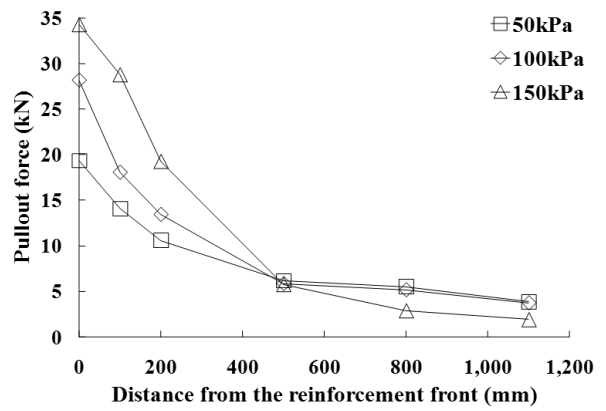


(b) 폭 70mm (시험 C)

그림 7. 인장변형을 분포 결과

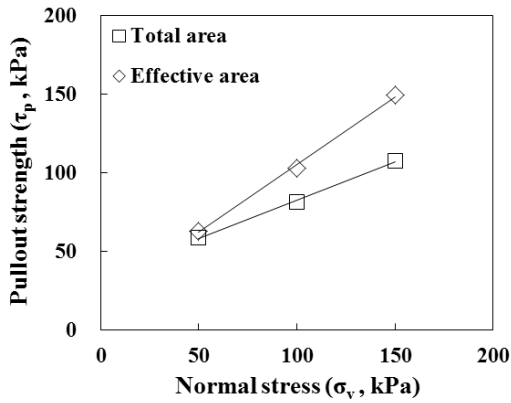


(a) 폭 50mm (시험 A)

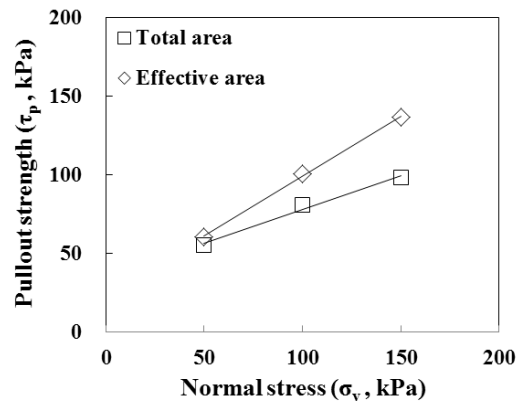


(b) 폭 70mm (시험 C)

그림 8. 유발인발력 분포 결과



(a) 폭 50mm (시험 A)



(b) 폭 70mm (시험 C)

그림 9. 인발강도 평가 결과

4.3 인발강도 평가

4.1절의 인발시험 결과에서 나타난 바와 같이, 본 연구에서 적용된 띠형 섬유보강재의 최대인발력은 폭 및 수직 응력 조건에 관계없이 끝단 인발변위 15mm 이내에서 발

현되었기 때문에, 인발력-인발변위 관계에서의 최대인발력을 인발강도 평가에 적용하여도 무관하다. 따라서 각 시험결과에서 확인된 최대인발력을 반영한 인발강도 평가 및 인발강도 정수 산정 결과를 각각 그림 9와 표 4에 나타내었다. 이 때, 인발강도는 Ochiai et al.(1996)이 제시한

표 4. 인발강도 정수 산정 결과

시험 구분	인발강도 평가방법	인발강도 정수	
		지반과 보강재 사이의 부착력(c_p, kPa)	지반과 보강재 사이의 마찰각($\delta, ^\circ$)
A	전체면적법	33.6	26.0
	유효면적법	18.6	40.8
C	전체면적법	35.1	23.1
	유효면적법	23.2	37.1

평균저항법 중에서 전체면적법 및 유효면적법으로 평가하였다. 즉, 전체면적법의 경우에는 최대인발력을 적용하였으며, 유효면적법의 경우에는 유발인발력 분포 특성을 바탕으로 최대인발력과 유발인발력의 차이가 거의 없는 상태인 보강재 전체길이의 약 75%에 해당하는 유효길이 및 유발인발력을 고려하여 적용-평가하였다.

먼저, 보강재 폭이 50mm인 경우, 낮은 수직응력 조건에서의 인발강도는 전체면적법과 유효면적법이 유사한 것으로 나타났다. 그러나 수직응력이 증가할수록 보강재 끝단까지 전이되는 유발인발력은 감소하기 때문에 전체면적법과 유효면적법의 인발강도 차이가 증가하였으며, 이는 폭이 70mm인 경우에도 유사한 결과가 나타나는 것으로 확인되었다. 보강재 폭에 의한 인발강도 정수를 산정한 결과, 표 4에서 보는 바와 같이, 전체면적법을 이용한 인발강도 정수는 폭 50mm 및 폭 70mm의 결과가 유사한 것으로 나타났다. 그러나 유효면적법에 의한 인발강도는 보강재 폭이 지반과 보강재 사이의 표면에서 발생하는 부착력에 영향을 받는 것으로 분석되었다.

5. 결론

본 연구에서는 블록식 보강토옹벽에 적용이 가능하도록 국내에서 개발된 띠형 섬유보강재에 대한 대형인발시험 결과를 이용하여 지반 내에서 발생하는 인장변형 및 유발인발력을 분석하였으며, 이를 바탕으로 인발강도를 평가한 결과, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

(1) 대형인발시험 결과, 최대인발력은 보강재 폭 및 수직응력 조건에 관계없이 끝단 인발변위가 15mm 이내에서 발휘되었으며, 보강재의 설치간격과 관계없이 인발력과 끝단 인발변위 관계는 유사한 거동을 나타내었다. 즉, 동일한 인장강도의 마찰저항 보강재는 설치면적이 동일한 경우, 인발거동이 유사한 것으로 분석

되었다.

- (2) 인장변형률 및 유발인발력 분포 특성을 분석한 결과, 띠형 섬유보강재의 인발에 의한 변형은 보강재의 폭과 관계없이 선단부에 집중되어 선단부분에서 큰 인발력이 유발되었으며, 보강재 선단으로부터의 거리 및 수직응력이 증가할수록 인발력은 크게 감소하였다. 이는 지반과 보강재 사이에서 수직응력 조건에 따른 결속력이 마찰저항 보강재의 인발저항에 매우 큰 영향을 미치는 것으로 분석되었다.
- (3) 전체면적법과 유효면적법을 이용하여 인발강도를 평가한 결과, 본 연구에서 적용된 띠형 섬유보강재는 유발인발력 특성을 고려한 유효길이에 따른 평가가 이루어져야 보다 합리적인 설계가 가능한 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국건설기술연구원의 주요사업인 “도시기후 영향 최소화 핵심 녹색 건설기술 개발”의 연구비 지원으로 수행되었습니다.

참고문헌

1. 이광우, 조삼덕, 김주형, 한중근 (2010), “수동저항부가 형성된 띠형 섬유보강재에 대한 인발시험”, *2010 한국토목섬유학회 가을 학술발표회*, pp.51-57.
2. 이광우, 조삼덕, 한중근, 홍기권 (2011), “수동저항부가 형성된 띠형 섬유보강재의 인발저항 특성”, *한국토목섬유학회 논문집*, 제10권, 제3호, pp.43-51.
3. 한국토목섬유학회 (2006), *토목섬유의 특성 및 활용기법*, 구미서관.
4. 한중근, 윤원일, 홍기권, 이광우, 조삼덕 (2011), “띠형 섬유보강재의 변형률 분포 특성을 이용한 인발거동 평가”, *2011 한국토목섬유학회 봄 학술발표회*, pp.87-96.
5. 한중근, 홍기권, 이승현 (2012), “수치해석을 이용한 앵커 지지형 강재스트립 보강재의 인발거동”, *2012 한국토목섬유학회 봄 학술발표회*, pp.41-46.
6. 홍기권 (2011), *앵커지지효과를 고려한 스트립 보강재의 인발저항 평가 및 설계법*, 박사학위논문, 중앙대학교, pp.1-4.
7. ASTM (2003), *Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil*, ASTM D 6706-01. ASTM Book of Standards, Volume 04.13, Philadelphia, USA.
8. Bishop, J. A. and Anderson, L. R. (1979), *Performance of*

- the welded wire retaining wall*, Report to Hilfiker Co., Utah State University, Logan, Utah.
9. Chen, H.-T., Hung, W.-Y., Chang, C.-C., Chen, Y.-J. and Lee, C.-J. (2007), "Centrifuge modeling test of a geotextile reinforced wall with a very wet clayey backfill", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.25, No.6, pp.346-359.
 10. Elias, V., Christopher, B. R. and Berg, R. R. (2001), *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*, Publication No. FHWA-NHI-00-043, Federal Highway Administration, Washington, D.C., USA.
 11. Jewell, R.A. (1990), "Reinforcement bond capacity", *Géotechnique*, Vol.40, No.3, pp.513-518.
 12. Ochiai, H., Otani, J., Hayashic, S. and Hirai, T. (1996), "The Pull-Out Resistance of Geogrids in Reinforced Soil", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.14, No.1, pp.19-42.
 13. Palmeira, E. M. (2009), "Soil-geosynthetic interation: Modelling and analysis", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.27, No.5, pp.368-390.
 14. Tatsuoka, F., Hirakawa, D., Nojiri, M., Aizawa, H., Nishikiori, H., Soma, R., Tateyama, M. and Watanabe, K. (2009), "A new type of integral bridge comprising geosynthetic-reinforced soil walls", *Geosynthetics International*, Vol.16, No.4, pp. 301-326.
 15. Won, M.-S. and Kim, Y.-S. (2007), "Internal deformation behavior of geosynthetic-reinforced soil walls", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.25, No.6, pp.10-22.
 16. Yoo, C. and Kim, S. B. (2008), "Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: Full-scale load test and 3D finite element analysis", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.26, No.6, pp.460-472.
 17. Yoo, C. and Jung, H. Y. (2006), "Case History of Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Wall Failure", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.132, No.12, pp.1538-1548.

(논문접수일 2012. 5. 20, 심사완료일 2012. 6. 23)