

띠형 섬유보강재의 설치간격에 따른 인발저항 특성에 관한 연구 Pullout Resistance by Horizontal Spacing of Geosynthetic Strip

한중근¹⁾, Jung-Geun Han, 윤원일²⁾, Won-Il Yoon, 홍기권³⁾, Ki-Kwon Hong,
이광우⁴⁾, Kwang-Wu Lee, 김주형⁵⁾, Ju-Hyong Kim, 조삼덕⁶⁾, Sam-Deok Cho

- 1) 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Chung-Ang Univ.
- 2) 중앙대학교 일반대학원 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang Univ.
- 3) 중앙대학교 일반대학원 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang Univ.
- 4) 한국건설기술연구원 지반연구실 전임연구원, Researcher, Geotechnical Engineering & Tunnelling Research Division, Korea Institute of Construction Technology
- 5) 한국건설기술연구원 지반연구실 수석연구원, Senior Researcher, Geotechnical Engineering & Tunnelling Research Division, Korea Institute of Construction Technology
- 6) 한국건설기술연구원 지반연구실 선임연구위원, Research Fellow, Geotechnical Engineering & Tunnelling Research Division, Korea Institute of Construction Technology

SYNOPSIS : In this study, the pullout tests are conducted to evaluate the pullout resistance of the geosynthetic strip with or without bearing resistance zone. The test results are indicated that the pullout resistance of the geosynthetic strip without bearing resistance zone is not affected by horizontal spacing. However, the horizontal spacing of reinforcement with bearing resistance zone affects the bearing resistance. In other words, it is indicated that the bearing resistance at spacing of 210mm is larger than that at spacing of 260mm. This means that the pullout strength at spacing of 210mm is larger than that at spacing of 260mm. Therefore,

Keywords : Geosynthetic strip, Pullout test, Pullout resistance, Bearing resistance

1. 서 론

보강토공법은 인장력이 우수한 보강재를 지반 내에 포설하여 구조물에 작용하는 토압을 경감시키고, 지반의 전단강도를 증가시켜 구조물의 안정성을 향상시키는 공법으로서, 시공성 및 경제성이 우수하여 옹벽, 사면, 교대 및 기초 등과 같은 다양한 지반구조물에 적용되고 있다. 이 중 보강토옹벽은 1980년대 초반 국내에 도입된 이래로 현재까지 다양한 형태의 공법과 보강재가 사용되고 있다. 보강토옹벽에서 가장 중용한 요소 중 하나인 보강재는 강제스트립 보강재, 돌기형 강보강재 및 강그리드 보강재 등과 같은 비신장성 보강재에서부터 토목섬유를 이용한 지오그리드, 띠형 섬유보강재 및 지오텍스타일 등과 같은 신장성 보강재에 이르기까지 그 종류와 형태가 매우 다양하다(한중근 등, 2010). 이와 같이 다양한 보강재가 적용되는 보강토옹벽의 안정성에 있어서 중요한 평가요소 중 하나는 보강재의 인발저항이며, 총 인발저항은 일반적으로 마찰저항과 지지저항의 합으로 표현된다(한중근 등, 2010; 홍원표 등, 2001; Jewell et al., 1984; Matsui et al., 1997).

보강재의 인발저항 특성은 그 형태에 따라 강제스트립 보강재, 띠형 섬유보강재 및 지오텍스타일과

같이 인발저항이 마찰저항으로 발현되는 보강재와 돌기형 강보강재, 강그리드 보강재 및 지오그리드와 같이 마찰저항과 지지저항이 동시에 발현되는 보강재로 구분할 수 있다. 이 중 일반적인 띠형 섬유보강재는 마찰저항력에 의해 인발저항력이 발현되기 때문에 충분한 인발저항력을 확보하기 위해서는 띠형 섬유보강재의 설치간격을 좁게 하거나 폭을 크게 해야 한다. 이와 같은 단점을 해결하기 위하여 지지저항력이 발현될 수 있도록 보강재의 후단부에 ‘∩’형의 지지저항영역을 형성시켜 마찰저항과 지지저항이 모두 발현되는 구조적 특징을 갖는 보강재 설치형태가 개발되었다. 이와 같이 띠형 섬유보강재의 후단부에 지지저항영역을 형성시키면, 띠형 섬유보강재의 폭 및 유효길이를 줄일 수 있게 되어 경제적인 설계와 시공이 가능해진다(홍기권 등, 2009).

본 연구에서는 띠형 섬유보강재에 대하여 지지저항영역이 형성되지 않은 경우와 후단부에 ‘∩’형태의 지지저항영역을 형성시킨 경우에 대한 인발시험을 수행하였으며, 지지저항력 발현효과를 확인하고자 하였다. 또한 지지저항영역을 형성시킨 경우에는 보강재의 설치간격에 따른 저항영역의 폭을 달리하여 지지저항 효과를 비교하였다.

2. 보강재의 인발저항 평가

보강재의 인발저항은 보강재와 흙 사이의 마찰저항과 보강재의 지지부재에 의한 수동저항에 의해 유발된다. 국내에서 보강토옹벽의 설계 및 시공에 있어서 주로 적용되고 있는 FHWA(2001) 설계기준에 의한 인발저항력(P_r)은 보강재를 보강토체로부터 인발시키는데 요구되는 최대 인발하중으로 정의하고 있으며, 식 (1)과 같이 산정된다.

$$P_r = F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_v \cdot L_e \cdot C \quad (1)$$

여기서, F^* : 인발저항계수(= *Passive Resistance* + *Frictional Resistance*)

α : Scale effect factor σ'_v : 유효수직응력(kN/m^2)

L_e : 저항영역 내 보강재 유효정착길이(m)

C : 보강재의 유효 면 (strip, grid & sheet = 2)

$$F^* = F_q \cdot \alpha_\beta + \tan \rho \quad (2)$$

여기서, F_q : 지지력계수 α_β : 지지부재의 수동지지저항 계수 ρ : 흙/보강재 마찰각

보강재의 인발저항 평가에 있어서 인발저항력에 영향을 미치는 인발저항계수(F^*)는 마찰저항뿐만 아니라 지지저항특성을 포함하고 있기 때문에 식 (2)와 같은 이론식을 이용할 수도 있지만, 보다 정확한 설계적용을 위해서는 인발시험을 통한 평가가 이루어져야 한다.

한편, 인발저항력이 마찰저항으로만 발현되는 경우의 인발저항강도(τ_p)는 식 (3)을 이용하여 산정할 수 있다.

$$\tau_p = \frac{P_r}{2A} \quad (3)$$

여기서, P_r : 최대인발력(kN)

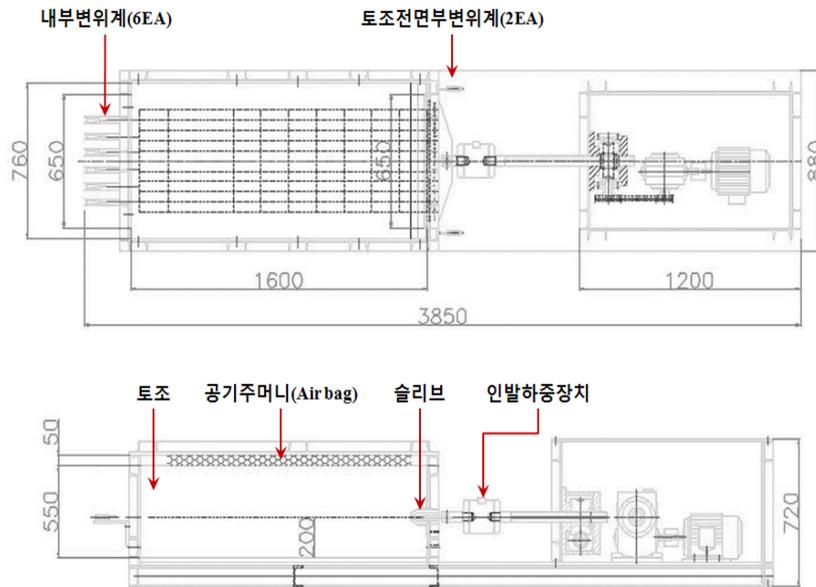
A : 보강재 단면적(m^2)

3. 인발시험

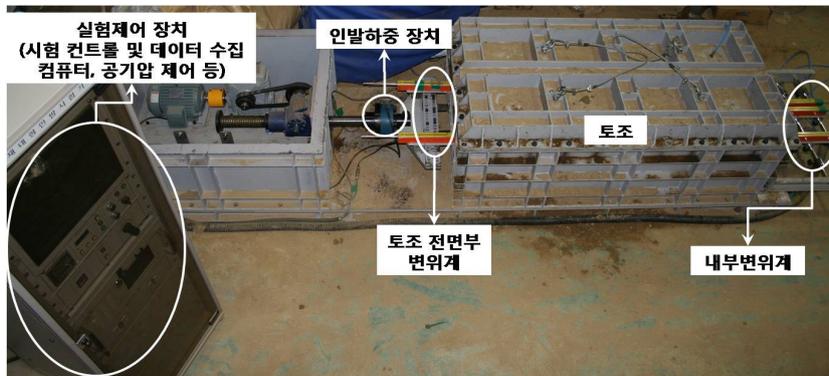
‘U’형의 지지저항영역을 형성시켜 마찰저항력과 지지저항력이 모두 발현되는 구조적 특징을 갖는 띠형 섬유보강재의 인발특성을 평가하기 위하여 ASTM D 6706(2001) 시험법을 참조하여 일련의 인발시험을 수행하였으며, FHWA(2001)에서 제안하고 있는 평가법을 참조하여 인발저항을 평가하였다.

3.1 인발시험기 및 보강재

본 연구에서 사용된 인발시험기는 그림 1에서 보는바와 같이 토조와 공기압에 의한 구속하중 재하장치, 인발하중 재하장치, 실험제어 장치로 구성되어 있다. 토조는 길이 160cm, 폭 76cm, 깊이 55cm로서, 이는 ASTM D 6706(2001)의 최소 권고치(길이×폭×깊이 = 61cm×46cm×30.5cm) 보다 크게 제작된 대형 인발시험기이며, 700kPa의 내압에 견딜 수 있는 강성을 가지고 있다. 구속압력은 공기주머니(air bag)를 이용하여 최대 500kPa까지 가압할 수 있으며, 인발변위는 200mm까지 측정이 가능하고 최대인발하중은 200kN이다.



(a) 인발시험기 모식도



(b) 인발시험기 전경

그림 1. 인발시험기

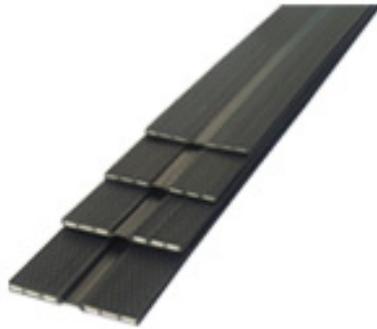


그림 2. 시험에 적용된 띠형 섬유보강재

한편, 시험에 적용된 띠형 섬유보강재는 그림 2에서 보는바와 같이 폴리에스테르(PET)섬유다발이 평행한 상태가 되도록 하여 폴리에틸렌(PE)수지에 피복되고, 길이방향을 따라 중간에 접힘홈이 형성되어 있다. 시험에 사용된 보강재의 형상은 폭 $50\pm 3\text{mm}$, 두께 $2.8\pm 0.3\text{mm}$ 이고, 설계 강도는 25kN 이다.

3.2 흙 시료의 공학적 특성

시험 시 모형지반 조성을 위하여 사용된 흙 시료는 화강풍화토로서 물리적 및 공학적 특성을 정리하면 그림 3 ~ 그림 5 및 표 1에서 보는 바와 같다. 흙 시료는 200번체 통과율이 4.07%로서, 통일분류법 상 SW로 분류되었으며, 강도특성은 점착력과 내부마찰각이 각각 8.66kN/m^2 및 35.6° 로 나타났다.

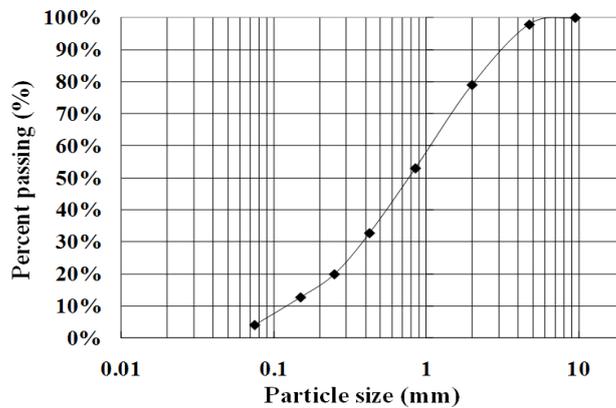


그림 3. 흙 시료의 입도분포곡선

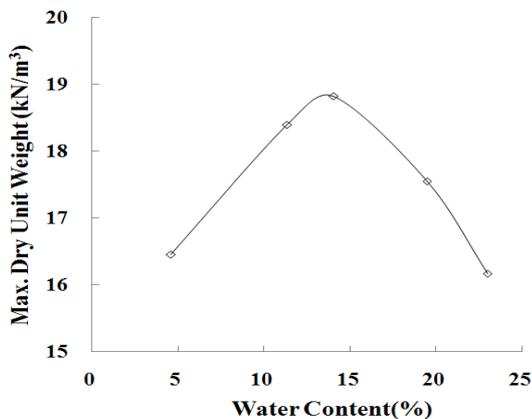


그림 4. 흙 시료의 다짐곡선

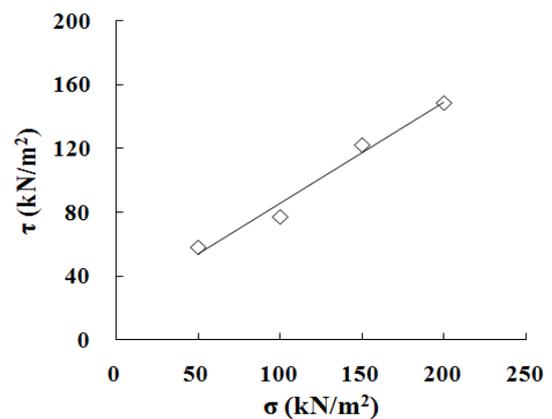


그림 5. 직접전단시험 결과

표 1. 흙 시료의 물리적 및 공학적 특성

비중 (G_s)	자연 함수비 (w_n , %)	소성지수 (PI , %)	U.S.C.S	다짐시험 결과		직접전단시험 결과	
				최적함수비 (OMC , %)	최대건조단위중량 ($\gamma_{d_{max}}$, kN/m^3)	점착력 (c , kN/m^2)	내부마찰각 ϕ ($^\circ$)
2.67	9.58	N.P.	SW	14.05	18.82	8.66	35.53

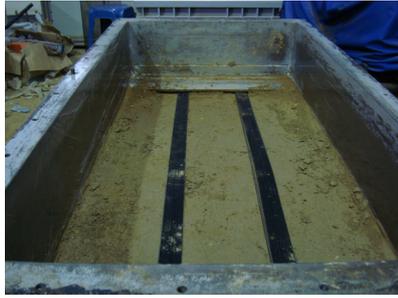
3.3 시험내용 및 방법

인발시험은 보강재 설치간격 및 지지저항영역의 형성 유무에 따라 수행하였다. 즉, 표 2에 나타난 바와 같이 보강재의 설치간격은 각각 210mm 및 260mm로 하였으며, 설치간격에 따른 지지저항영역 형성 유무에 대한 시험을 수행하였다. 이 때, 일반적인 띠형 섬유보강재의 인발저항이 마찰저항만으로 발현되는 현상과 시험에 적용된 보강재의 물리적 특성 및 크기가 동일한 점을 고려하여, 보강재의 설치간격이 210mm이고 지지저항영역이 없는 경우(Csae AN-1)에 대한 인발시험은 수직응력이 100kPa에 대해서만 실시하였다. 그리고 이를 Csae BN-2의 시험결과와 비교하여, 시험 시 마찰저항이 동일하게 발현되는지에 대한 여부를 확인하고자 하였다.

한편, 모든 시험에 있어서 보강재에 작용하는 수직응력은 흙 시료의 최대건조단위중량을 통해 뒤채움 높이를 약 2.7m~8.0m로 고려하여 각각 50, 100 및 150 kPa를 적용하였다. 인발시험 시 보강재의 설치간격은 앞서 언급한 바와 같이 210mm 및 260mm로 하였으며, 지지저항영역 형성 시에는 보강재 후단부의 ‘ \cap ’형 영역이 지반과의 이격이 발생하지 않도록 못으로 고정하였다. 또한 인발시험 중에 토조 내부의 벽면마찰의 영향을 최소화하기 위하여 오일(oil)과 비닐랩을 이용한 마찰저감처리를 실시하였으며, 인발하중은 1mm/min의 변위제어 방식으로 하였다. 인발시험과정은 그림 6에서 보는바와 같다.

표 2. 인발시험 내용

Case	보강재 설치 간격 (mm)	수직응력 (kPa)	보강재의 형태 (지지저항영역 형성 구분)
A-1	210	50	유
A-2		100	
A-3		150	
AN-1		100	무
B-1	260	50	유
B-2		100	
B-3		150	
BN-1		50	무
BN-2		100	
BN-3		150	



(a) 하부층 다짐 및 보강재 포설



(b) 마찰저감 처리



(c) 지지저항영역 고정



(d) 상부층 다짐



(e) Air pressure bag 설치



(f) 토조 조립

그림 6. 인발시험 과정

4. 인발시험 결과

인발시험 결과를 통하여 각각의 수직응력에 대한 최대인발력 선정 및 인발강도를 산정할 수 있다. 따라서 본 절에서는 시험결과를 바탕으로 최대인발력을 선정하기 위한 인발력-인발변위 관계를 나타내었으며, 이를 이용하여 인발강도를 산정하였다.

4.1 인발력-인발변위 관계

모든 시험에 적용된 보강재는 물리적 특성 및 크기가 동일하기 때문에 지지저항영역이 없는 경우에 대하여 보강재의 설치간격에 따른 마찰저항이 동일하게 발현되는지 확인하였다. 그림 7에서 보는 바와 같이 Case AN-1의 시험결과는 Case BN-2와 유사한 기울기 및 최대인발력을 갖는 것으로 나타났다. 따라서 본 시험에 있어서 마찰저항만이 인발저항으로 발현되는 보강재의 형태는 설치간격에 따른 영향이 거의 없는 것으로 확인되었다. 즉, 지지저항영역이 형성된 경우에 있어서 설치간격에 따른 인발강도 평가 시 마찰저항에 의한 인발저항은 동일하게 발현될 것으로 판단되었다.

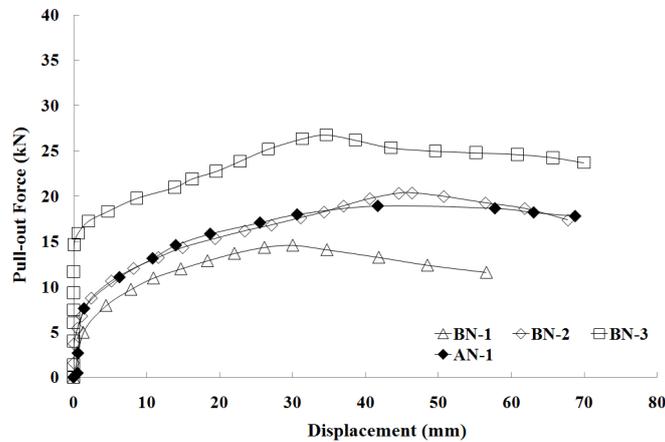
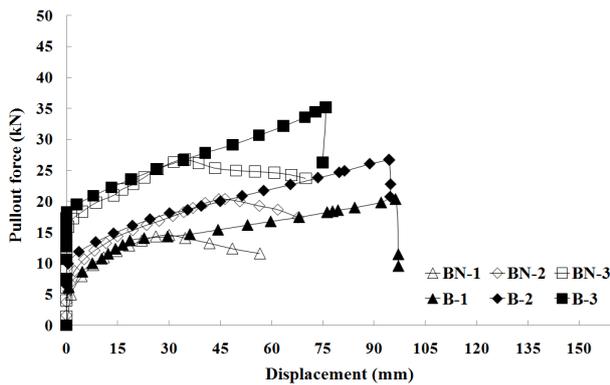


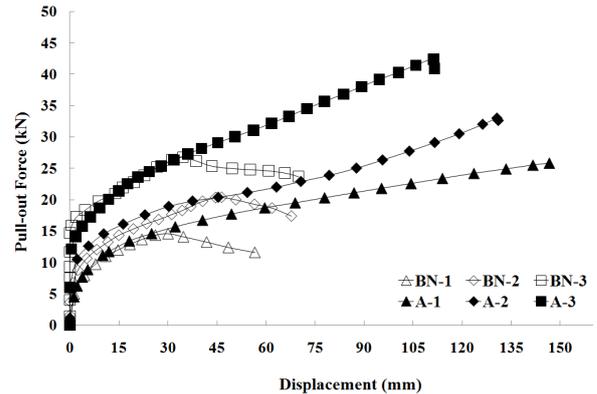
그림 7. 지지저항영역이 없는 경우의 인발시험 결과

앞서 언급한 내용을 바탕으로 보강재 형태에 대한 인발력-인발변위 관계를 그림 8 및 그림 9에 나타내었으며, 표 3에서 보는 바와 같이 인발강도 산정을 위한 최대인발력을 선정하였다. 최대인발력은 FHWA 설계기준(Elias et al., 2001)을 참고하여 신장성 보강재의 최대인발력 선정기준인 보강재의 끝단 변위가 15mm일 때의 인발력으로 선정하였다. 또한 기준변위(보강재 끝단 변위 15mm)를 통하여 산정된 인발강도와 시험결과에서 실제로 나타난 인발강도를 비교하기 위하여 기준변위가 고려되지 않은 최대인발력을 선정하였다.

그림 8에서 보는 바와 같이 기준변위가 고려되지 않은 인발력-인발변위 관계에 있어서 지지저항영역이 없는 경우에는 수직응력의 변화에 따라 다소 차이는 있지만 선단변위가 30~45mm일 때 인발력이 최대값을 나타내고 점차 감소하는 것으로 나타났다. 그러나 지지저항영역을 형성시킨 경우에는 수직응력이 증가할수록 최대인발력이 지속적으로 증가하며, 최대인발력 이후의 변위는 급격하게 감소하는 것으로 확인되었다. 즉, 지지저항영역이 없는 경우에는 최대인발력 이후에 보강재의 인발저항이 점차적으로 감소되지만, 지지저항영역이 형성된 경우에는 최대인발력 이후에 지지저항영역이 지반의 전단변형을 유발한 것으로 판단된다. 그리고 지지저항영역이 형성된 경우에는 지지저항영역이 없는 경우의 최대인발력이 발생하기까지 기울기와 거의 유사하게 나타났지만, 그 이후에도 인발저항이 계속 증가되는 것으로 나타났다. 이는 지지저항영역이 형성되지 않은 경우의 최대인발력까지는 동일한 마찰저항이 발현되었지만, 그 이후에는 지지저항이 발현된 것으로 판단된다. 즉, 지지저항영역이 형성된 경우의 전체 인발저항에 대한 지지저항은 설치간격이 260mm일 경우에는 약 24%~28%, 210mm일 경우에는 약 37%~43%가 나타나는 것을 의미한다.

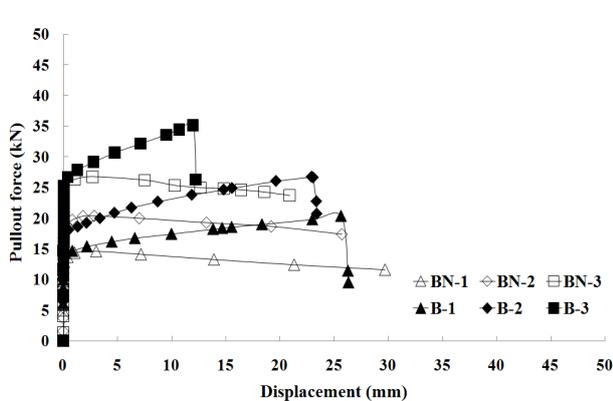


(a) 설치간격 260mm

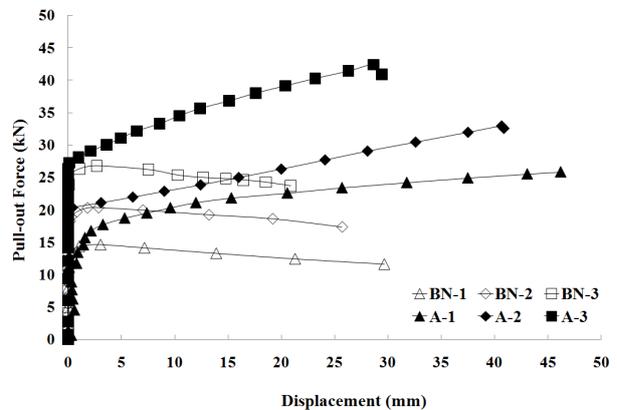


(b) 설치간격 210mm

그림 8. 설치 간격에 따른 보강재의 인발력-선단 인발변위 관계



(a) 설치간격 260mm



(b) 설치간격 210mm

그림 9. 설치 간격에 따른 보강재의 인발력-끝단 인발변위 관계

FHWA 설계기준(Elias et al., 2001)에 나타난 신장성 보강재의 최대인발력 선정기준변위(보강재 끝단 변위 15mm)에 근거하여 인발력-인발변위 관계를 그림 9에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 지지 저항영역이 형성된 경우의 전체 인발저항에 대한 지지저항은 설치간격이 260mm일 경우에는 약 18%~24%, 210mm일 경우에는 약 17%~33%로 확인되었다.

한편, 보강재의 설치간격에 따른 최대인발력에 있어서 기준변위가 고려되지 않은 경우에는 설치간격이 210mm인 경우가 260mm인 경우에 비하여 약 21%~27%가 크게 발현되었으며, 기준변위를 고려한 경우에는 설치간격이 210mm인 경우가 260mm인 경우에 비하여 약 5%~18% 정도의 인발력이 증가되었다.

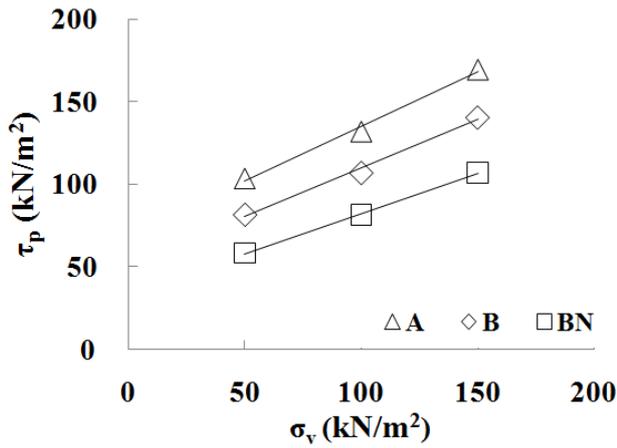
표 3. 수직응력에 따른 최대인발력 선정 결과

Case	수직응력 (kPa)	선정 인발력 (P_r , kN)	
		최대인발력 적용 시	기준변위(보강재 끝단 변위 : 15mm)에 의한 인발력 적용 시
A-1	50	25.84	21.75
A-2	100	32.98	24.69
A-3	150	42.39	36.77
B-1	50	20.38	18.48
B-2	100	26.73	24.75
B-3	150	35.15	35.15
BN-1	50	14.60	14.60
BN-2	100	20.37	20.37
BN-3	150	26.77	26.77

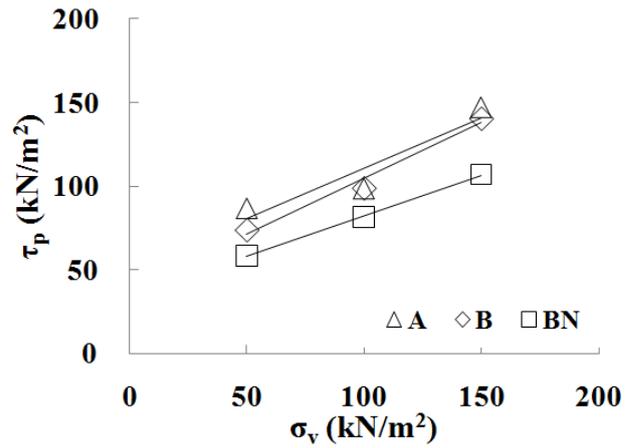
4.2 인발강도 평가

기준변위의 고려 유무에 따라 선정된 최대인발력을 이용하여 각 보강재 형태에 대한 인발강도 산정결과를 그림 10 및 표 4에 나타내었다. 먼저, 기준변위를 고려하지 않은 경우에 있어서 마찰저항만이 인발 저항으로 나타나는 Case BN의 인발강도정수는 $33.64kN/m^2$ 와 25.96° 로 평가되었다. 그리고 지지저항영역이 형성된 보강재 형태에 대한 인발강도정수는 Case A(설치간격 : 210mm)의 경우에는 $68.75kN/m^2$ 및 31.5° 로 나타났으며, Case B(설치간격 : 260mm)의 경우에는 $50.6kN/m^2$ 및 30.57° 로 확인되었다. 또한 기준변위를 고려한 최대인발력을 적용한 경우에 있어서 인발강도정수는 Case A(설치간격 : 210mm) 및 Case B(설치간격 : 260mm)가 각각 $50.87kN/m^2$, 31° 및 $37.83kN/m^2$, 33.7° 인 것으로 확인되었다. 즉, 기준변위의 고려 유무에 관계없이 보강재의 설치간격이 좁은 경우에서 보다 큰 인발강도가 발현되었으며, 이는 지지저항영역에서 지반의 수동토압에 의한 파괴 메커니즘과 관계된 것으로 판단된다.

한편, 국내에서는 일반적으로 보강토옹벽의 수직선형에 대한 허용변위가 0.03H의 오차가 발생하여도 구조물 자체는 충분히 안정한 것으로 평가되고 있다(한국토목섬유학회, 2010). 따라서 시험에 적용된 수직응력에 대한 허용변위를 고려하여 기준변위에 따른 인발강도를 비교하면, FHWA 설계기준(Elias et al., 2001)에서 제안하고 있는 평가방법(보강재 끝단 변위 15mm일 때의 인발력 적용)이 보다 보수적인 설계가 이루어지는 것을 확인하였다.



(a) 최대인발력 적용 시



(b) 기준변위(보강재 끝단 변위 : 15mm)에 의한 인발력 적용 시

그림 10. 수직응력-인발강도 관계

표 4. 인발강도정수 산정 결과

Case	수직응력 (σ_n, kPa)	인발강도정수					
		최대인발력 적용 시			기준변위(보강재 끝단 변위 : 15mm)에 의한 인발력 적용 시		
		인발강도 ($\tau_p, kN/m^2$)	인발점착력 ($c_p, kN/m^2$)	인발저항각 ($\delta_p, ^\circ$)	인발강도 ($\tau_p, kN/m^2$)	인발점착력 ($c_p, kN/m^2$)	인발저항각 ($\delta_p, ^\circ$)
A-1	50	103.40	68.75	31.5	87.00	50.87	31.00
A-2	100	131.90			98.76		
A-3	150	169.60			147.10		
B-1	50	81.52	50.60	30.57	73.92	37.83	33.70
B-2	100	106.92			99.00		
B-3	150	140.60			140.60		
BN-1	50	58.40	33.64	25.96	58.40	33.64	25.96
BN-2	100	81.48			81.48		
BN-3	150	107.08			107.08		

5. 결론

본 연구에서는 띠형 섬유보강재의 지지저항영역 형성 유무 및 설치간격에 따른 인발시험을 수행하였으며, 각각의 형태와 설치간격에 따른 인발력과 지지저항영역의 지지저항력을 평가하였다. 또한 인발시험결과를 바탕으로 기준변위에 따른 최대인발력을 선정하여 보강재의 형태 및 설치간격에 의한 인발강도를 산정·비교하였으며, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

마찰저항만이 인발저항으로 발현되는 보강재의 형태는 설치간격에 따른 영향이 거의 없는 것으로 확인되었다. 또한 지지저항영역이 형성된 보강재 형태에서 FHWA 설계기준(Elias et al., 2001)에서 제안하고 있는 기준변위에 따른 지지저항을 평가한 결과, 기준변위 미적용 시의 설치간격이 260mm일 경우에는 약 24%~28%, 210mm일 경우에는 약 37%~43%인 것으로 나타났다. 그리고 기준변위 적용 시의 설

치간격이 260mm일 경우에는 약 18%~24%, 210mm일 경우에는 약 17%~33%의 지지저항이 발현되는 것으로 확인되었다. 인발강도 평가결과는 기준변위의 적용과 관계없이 보강재의 설치간격이 좁은 경우에서 보다 큰 인발강도가 발현되었으며, 이는 지지저항영역에서 지반의 수동토압에 의한 파괴 메커니즘과 관계된 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서 적용된 보강재 형태에 대하여 설계정수 산정 및 구조물의 안정성을 위해서는 수치해석과 지지저항영역에서 지반의 파괴모드에 대한 고찰을 통하여 지지저항 메커니즘을 명확히 규명할 필요가 있을 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 한국토목섬유학회 (2010), **보강토공법의 설계시공 및 관련 시험평가**, 한국토목섬유학회 단기강좌, pp165-216.
2. 한중근, 윤원일, 홍기권, 홍원표, 이광우, 조삼덕 (2010), “인발시험과 이론식을 이용한 강재스트립 보강재에 설치된 지지부재의 지지저항 특성 평가”, **한국토목섬유학회논문집**, 제9권, 제2호, pp.33-40.
3. 홍기권, 윤원일, 한중근, 이광우, 조삼덕 (2009), “띠형 섬유보강재의 인발저항 특성에 관한 실험적 연구”, **2009 한국토목섬유학회 가을 학술발표회**, pp.49-56.
4. 홍원표, 한중근, 김진오 (2001), “강그리드보강재의 지지저항 산정”, **대한토목학회논문집**, 제21권, 제3호, pp.225-231.
5. ASTM (2001), *Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil*, ASTM D 6706, ASTM Book of Standards, Volume 04.13, Philadelphia, USA.
6. 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.
7. Jewell, R. A. (1990), “Revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes”, *Proceedings of Symposium on Reinforced Embankments ; Theory and Practice in the British Isles*, Cambridge, September, Thomas Telford. pp.1-27.
8. Matsui, T., Nabeshima, Y., Uchihata, K. and Han, J. G. (1997), “Tensile strength of Jointed Reinforcements in the Steel Grid Reinforced Earth”, *Proc. of Soil Improvement*, Macau.