

인발시험과 이론식을 이용한 강재스트립 보강재에 설치된 지지부재의 지지저항 특성 평가

Evaluation on Bearing Resistance of Transverse Members in Steel Strip Reinforcement using Pullout Tests and Theoretical Equations

한 중근 ¹	Han, Jung-Geun	윤 원 일 ²	Yoon, Won-il
홍 기 권 ^{3*}	Hong, Ki-Kwon	홍 원 표 ⁴	Hong, Won-Pyo
이 광 우 ⁵	Lee, Kwang-Wu	조 삼 덕 ⁶	Cho, Sam-Deok

ABSTRACT

In this study, the pullout tests are conducted to evaluate pullout resistance of steel strip reinforcement with transverse members. The test results are compared with theoretical equations and then the failure mechanism of transverse members is evaluated. The bearing resistance stress (σ'_b) of transverse members, which is applied pullout force at 50mm displacement, is closed from punching shear failure to general shear failure. The behavior by increment of a number of transverse members became closer to general shear failure. The behavior of transverse members at maximum pullout force, which is closed to general shear failure, is indicated that it is unrelated to normal stress and a number of transverse members. However, if the allowable displacement of reinforced soil wall is considered, it is impossible to apply in design. The test results are compared with bearing resistance evaluations using Prandtl's plastic theory and cylindrical cavity expansion theory. The analysis results are indicated that the bearing resistance by pullout tests is closed to predicted result by Prandtl's plastic theory, which are located between general shear failure and punching shear failure.

요 지

본 연구에서는 강재스트립 보강재에 지지부재가 결속된 형태의 보강재에 대하여 인발시험을 수행하였으며, 인발시험결과와 기준에 제안된 지지저항 평가식에 의한 결과를 비교함으로써 인발변위 50mm일 때의 인발력과 최대 인발력에 의한 지지부재의 지지저항 특성을 평가하였다. 인발변위 50mm일 때의 인발력 적용에 의한 지지저항응력(σ'_b)은 수직응력 증가에 따라 전면전단파괴에서 편칭전단파괴로 근접하였으며, 지지부재 개수의 증가에 따라서는 편칭전단파괴에서 전면전단파괴로 근접하는 것으로 확인되었다. 최대 인발력을 적용한 지지저항응력(σ'_b)은 수직응력 조건 및 지지부재 개수와 관계없이 전면전단파괴에 근접하였지만, 보강토응력의 허용변위를 고려한다면 설계 적용에는 무리가 있을 것으로 분석되었다. 그리고 Prandtl의 소성이론 및 원주공동확장이론에 의한 이론식을 이용한 지지저항 평가는 인발시험결과가 Prandtl의 소성이론을 이용한 예측결과에 보다 가까운 것으로 확인되었다. 또한 Prandtl의 소성이론 및 원주공동확장이론을 이용한 지지저항 평가모델은 전면전단파괴와 편칭전단파괴모델 사이에 위치하는 것을 확인하였다.

Keywords : Steel strip reinforcement, Transverse member, Pullout test, Bearing resistance, Pullout resistance

- 1 정회원, 중앙대학교 건설환경공학과 부교수 (Member, Associate Professor, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Chung-Ang Univ.)
- 2 학생회원, 중앙대학교 일반대학원 토목공학과 석사과정 (Student Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang Univ.)
- 3* 정회원, 중앙대학교 일반대학원 토목공학과 박사수료 (Member, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang Univ., (E-Mail: kkhong@wm.cau.ac.kr))
- 4 정회원, 중앙대학교 건설환경공학과 교수 (Member, Professor, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Chung-Ang Univ.)
- 5 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 선임연구원 (Member, Researcher, Geotechnical Engineering & Tunnelling Research Division, Korea Institute of Construction Technology)
- 6 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 선임연구원 (Member, Research Fellow, Geotechnical Engineering & Tunnelling Research Division, Korea Institute of Construction Technology)

1. 서론

보강토공법은 인장력이 우수한 보강재를 지반 내에 포설하여 구조물에 작용하는 토압을 감소시키고, 지반의 전단강도를 개선함으로써 구조물의 안정성을 향상시키는 공법으로서, 경제성 및 시공성이 우수하여 옹벽, 사면, 교대 및 기초 등과 같이 다양한 지반구조물에 적용되고 있다. 이 중 보강토옹벽은 국내의 지형특성상 유효 활용 부지의 확대를 위하여 가장 많이 사용되고 있다. 이와 같은 보강토옹벽에서 가장 중요한 구성요소라 할 수 있는 보강재는 재료특성에 따라 크게 비신장성(강재스트립 보강재, 돌기형 강보강재 및 강그리드 보강재 등) 및 신장성(토목섬유 보강재; 지오그리드, 지오텍스타일 및 띠형 섬유보강재) 보강재로 구분할 수 있다. 이 중 국내의 보강토옹벽 도입 초기에 사용되었던 비신장성 보강재는 부식 등의 문제에 의한 내구성 저하로 인하여 크게 활성화 되지 못하였다. 그러나 최근에는 도금기술 발달에 의한 부식문제 해결과 동시에 크리프(creep) 변형 저항에 우수한 다양한 형태의 비신장성 보강재에 대한 연구가 지속적으로 증가하고 있다(김상수 등, 2002; 김홍택 등, 2003; 변혁희 등, 2007; 이광우 등 2009; 홍원표 등, 2001a, 2001b). 이와 같은 보강재가 적용되는 보강토옹벽의 내적안정성에 있어서 중요한 평가요소인 인발저항은 마찰저항과 지지저항으로 구분된다(Bishop and Anderson, 1979). 특히, 강그리드 보강재와 같이 지지부재에 의한 지지저항이 발현되는 보강재의 경우에는 대부분의 인발저항이 지지저항에 의해 발현되기 때문에 지지부재의 거동을 개별적으로 평가하여야 한다(Bergado et al., 1992).

본 연구에서는 기존에 대표적인 비신장성 보강재로 사용되었던 마찰저항만이 발현되는 강재스트립 보강재의 단점을 개선하고자, 강재스트립 보강재의 저항영역에 ‘ \cap ’ 형태의 지지부재를 결속하여 지지저항 효과에 의한 인발저항을 증가시킬 수 있는 보강재 형태에 대한 인발시험을 수행하였다. 또한 인발시험결과와 기존에 제안된 지지저항 예측·평가식을 고찰·비교함으로써 본 연구에서 적용된 지지부재의 지지저항을 규명하고자 하였다.

2. 보강재의 인발저항 메커니즘

지반 내 포설되는 보강재는 단면형상, 포설길이, 수직응력 및 흙의 종류 등에 따라서 인발저항특성이 다르게 나타

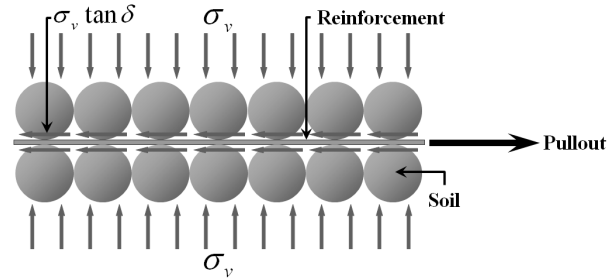


그림 1. 보강재의 마찰저항 메커니즘 모식도

난다. 즉, 전술한 바와 같이 보강재의 총 인발저항(P_{tr})은 그 형태 및 구성요소에 의하여 일반적으로 식 (1)에서 나타난 마찰저항(P_{fr})과 지지저항(P_{br})의 합으로 표현할 수 있으며, 본 절에서는 각각의 저항 메커니즘을 고찰하고자 한다.

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

2.1 마찰저항

강재스트립 보강재와 같은 마찰저항만이 총 인발저항으로 발현되는 비신장성 보강재의 경우에는 그림 1에서 보는 바와 같이 저항 메커니즘을 비교적 쉽게 정의할 수 있다. 따라서 마찰저항(P_{fr})은 식 (2)에 나타난 바와 같이 수직응력 및 지반과 보강재 경계면에서의 마찰함수로 나타낼 수 있다(Peterson and Anderson, 1980).

$$P_{fr} = A_s \sigma_v \tan \delta \quad (2)$$

여기서, A_s : 보강재의 마찰면적(m^2)

σ_v : 수직응력(kPa)

δ : 흙/보강재 사이의 마찰각($^\circ$)

2.2 지지저항

지지부재에 의하여 발현되는 지지저항은 일반적으로 식 (3)에서 보는 바와 같이 기초의 지지력 이론을 바탕으로 확대적용하여 산정·평가하고 있다.

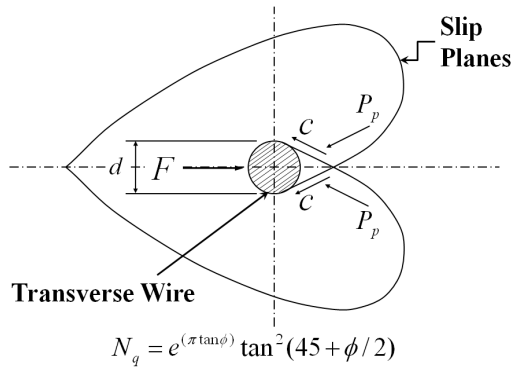
$$\frac{P_{br}}{nwd} = \sigma'_b = c \cdot N_c + \sigma_n \cdot N_q \quad (3)$$

여기서, P_{br} : 지지저항력(kN)

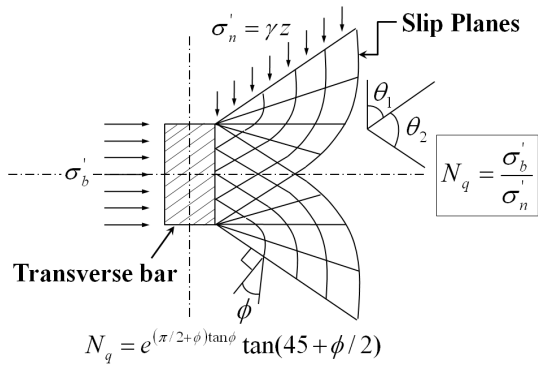
n : 지지부재 개수

- w : 지지부재 폭(m)
- d : 지지부재 직경(m)
- σ'_b : 지지저항응력(kPa)
- c : 지반의 점착력(kPa)
- σ_n : 보강재에 작용하는 수직응력(kPa)
- N_c, N_q : 지지력 계수

이와 관련하여 Peterson and Anderson(1980)과 Jewell et al.(1984)은 그림 2에서 보는 바와 같이 지지부재의 거동을 예측·평가하기 위하여 각각 회전된 기초에 대하여 전면전단파괴와 편칭전단파괴로 가정하였다. 또한 지지부재의 거동에 의존하는 지지력 계수 N_q 를 각각 식 (4)와 식 (5)로 제안하였으며, N_c 는 식 (6)과 같이 모두 동일하게 적용하였다. 이를 이용하여 Jewell(1990), Palmeira & Miligan (1989) 및 Shivashankar(1991)는 기존의 인발시험결과를 바탕으로 예측된 보강재의 지지저항이 각각 상한치와 하한치를 이루는 전면전단파괴와 편칭전단파괴 사이에 위치하는 것으로 나타낸 바 있다.



(a) 전면전단파괴(Peterson and Anderson, 1980)



(b) 편칭전단파괴(Jewell et al., 1984)

그림 2. 지지부재의 거동

$$N_q = e^{(\pi \tan \phi)} \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4)$$

$$N_q = e^{(\pi/2 + \phi) \tan \phi} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (5)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (6)$$

여기서, ϕ : 지반의 내부마찰각($^\circ$)

한편, 홍원표 등(2001a, 2001b)은 지지부재의 지지저항을 평가하기 위하여 Prandtl의 소성이론 및 원주공동확장 이론에 근거한 지지저항 평가식을 제안한 바 있다. 먼저 Prandtl의 소성이론에 근거한 지지저항은 그림 3에서 보는 바와 같이 주동쇄기영역에서의 힘의 평형, A점에 대한 모멘트의 평형 및 대수나선으로 나타나는 소성흐름을 고려하여 지지력 계수 N_q 와 N_c 를 각각 식 (7) 및 식 (8)로 나타내었다. 그리고 원주공동확장이론을 이용한 지지저항은 그림 4에서 보는 바와 같이 지지부재 주변지반의 파괴형상을 가정하여, 지지부재의 연직방향에 대한 단면을 고려한 파괴형상으로 나타내었다. 이 때 지지력 계수 N_q 는 식

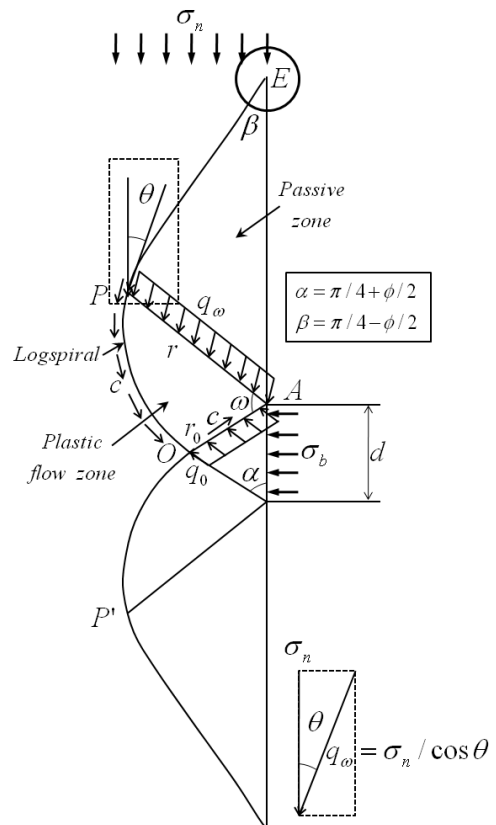
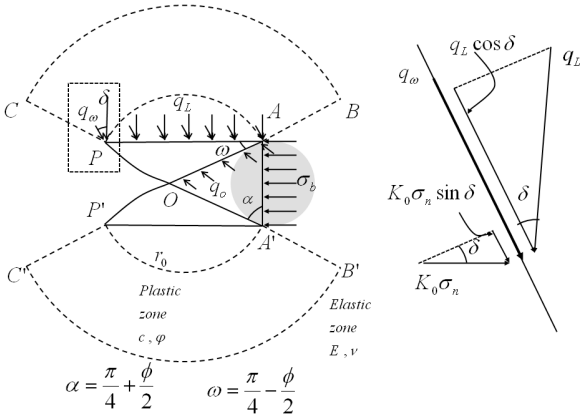


그림 3. Prandtl 소성이론에 의한 지지저항 메커니즘(홍원표 등, 2001a)

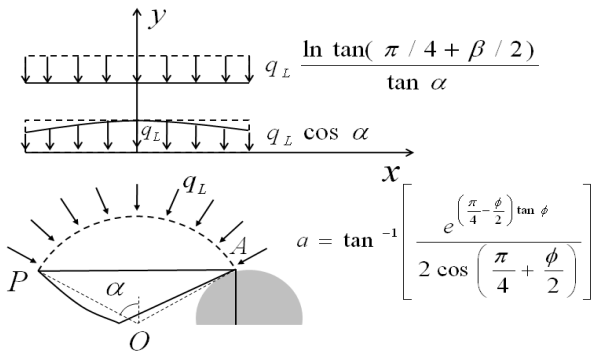
(9)와 같이 제안하였으며, N_c 는 앞에서 나타낸 식 (6)과 동일하다.

$$N_q = \frac{e^{\pi \tan \phi}}{\cos\left(\frac{\pi - \phi}{2}\right)} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (7)$$

$$N_c = \frac{e^{\pi \tan \phi} + \sin \phi - 1}{\sin \phi} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (8)$$



(a) 지지부재 주변지반의 파괴형상



(b) 수정계수 λ 의 유도

그림 4. 원주공동축장 이론에 의한 지지저항 메커니즘(홍원표 등, 2001b)

여기서, ϕ : 지반의 내부마찰각(°)

$$N_q = \left\{ \frac{1 + 2K_o}{3} \lambda (1 + \sin \phi) (I_r / \cos \phi)^{\sin \phi / (1 + \sin \phi)} \cdot \cos \phi + K_o \sin \phi \right\} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (9)$$

여기서, K_o : 정지토압계수(= $1 - \sin \phi$)

$$\lambda : \text{수정계수} = \frac{\ln \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{a}{2}\right)}{\tan a},$$

$$a = \tan^{-1} \left[\frac{e^{\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{2 \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \right]$$

ϕ : 지반의 내부마찰각(°)

$$I_r : \text{강성지수} = \frac{E}{2(1 + \nu) p_m \tan \phi}$$

E : 탄성계수

ν : 포아송비

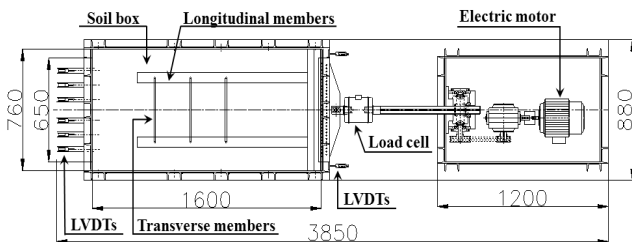
$$p_m : \text{평균수직응력} = \frac{1 + 2K_o}{3} \sigma_n, \text{ kPa}$$

$$\sigma_n : \text{보강재에 작용하는 수직응력(kPa)}$$

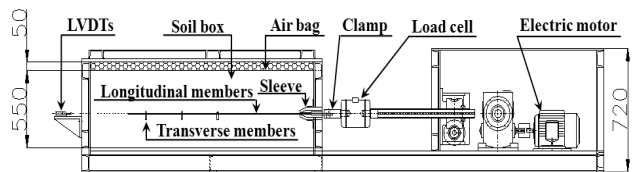
3. 인발시험

3.1 시험장비 및 재료

인발시험기는 그림 5에서 보는 바와 같이 크게 토조, 공기압에 의한 수직하중 재하장치, 인발하중 장치 및 시험제어 장치 등으로 구성되어 있다. 토조는 ASTM D6706 (2001)에서 권고하고 있는 인발시험 시 필요한 토조의 최소치(길이×폭×깊이 = 61cm×46cm×30.5cm)보다 크게 제작되었다. 또한 수직하중에 의한 구속압은 지반에 등분포로 작용할 수 있도록 토조크기에 적합한 사각 공기주머니(Air bag)를 이용하여 최대 500kPa까지 가압할 수 있으며, 인발하중은 변위제어방식(0.5~30mm/min)으로서 최대



(a) 평면도



(b) 단면도

그림 5. 대형인발시험기 모식도(단위; mm)

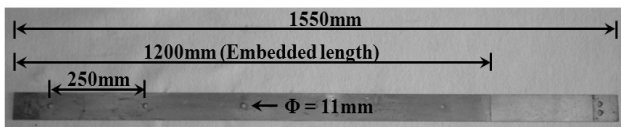
200kN까지 가할 수 있다.

시험에 적용된 보강재는 지지부재를 결속시킬 수 있도록 기존 강재스트립 보강재를 천공한 마찰저항 보강재와 지지저항을 발휘시킬 수 있는 ‘ Γ ’형태의 지지부재로 구성되어 있다. 이와 같은 보강재는 일반구조용 강재인 SS400으로 가공되었으며, 재료특성은 최소항복강도 및 인장강도가 각각 245MPa과 400~510MPa로서, 형상은 그림 6에서 보는 바와 같다. 한편, 모형지반 조성을 위하여 적용된 흙 시료는 화강풍화토이며, 물리적 및 공학적 특성은 표 1에 나타낸 바와 같다.

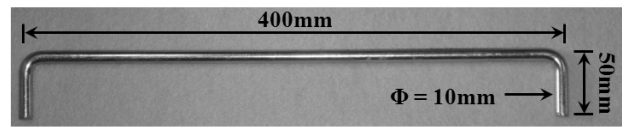
3.2 시험내용 및 방법

인발시험 내용은 표 2에서 보는 바와 같이 지지부재 개수와 수직응력에 따른 지지저항을 분석하기 위하여 3가지의 보강재 형태로 수행되었다. 인발시험시 마찰저항 보강재의 설치간격은 지지부재 크기에 의하여 400mm이며, 지지부재는 강재스트립 보강재의 천공구멍을 통과하여 40mm 정도를 지반내에 완전히 삽입하여 결속되도록 하였다. 수직응력 조건은 최대건조단위중량을 바탕으로 1.5m~10.8m에 해당하는 뒤채움 높이를 고려하여 적용하였으며, 지반조성 시 다짐도는 최소 90%~95%가 되도록 하였다.

인발시험은 ASTM D6706(2001) 시험법을 참조하여 1



(a) 강재스트립 보강재



(b) 지지부재

그림 6. 보강재 형상

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 , kPa)	내부마찰각 (ϕ (°))
2.67	9.58	N.P.	SW	14.05	18.82	8.66	35.53

표 2. 인발시험 내용

시험구분	마찰저항 보강재 형태	지지부재 설치 개수	수직응력 (kN/m^2)
Case I	천공 강재스트립	1	25, 50, 100, 150, 200
Case II		2	
Case III		3	

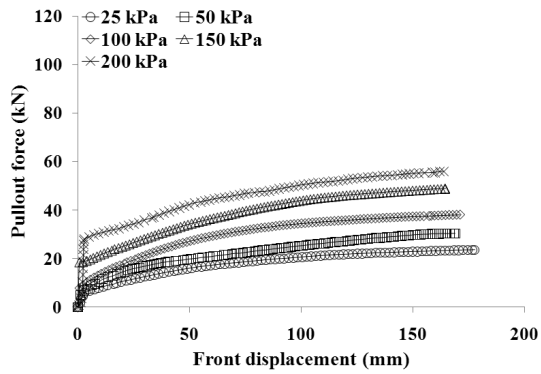
mm/min의 변위제어방식으로 수행하였으며, 인발시험 중에 토조내부의 벽면마찰의 영향을 최소화하기 위하여 오일(oil)을 이용한 마찰저감처리를 실시하였다.

3.3 시험결과

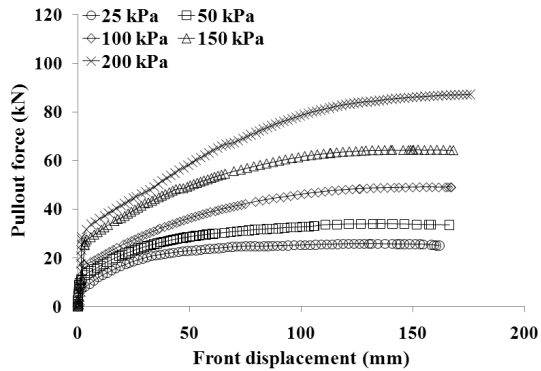
각 시험구분에 따른 인발시험결과를 그림 7에 나타내었으며, 이를 바탕으로 인발강도정수를 평가하였다. 인발강도는 FHWA 설계기준(Elias et al., 2001)에 나타나 있는 비신장성 보강재의 저항특성을 반영한 변위기준을 참조하여 인발변위가 50mm일 때의 인발력을 이용하여 산정하였으며, 그 결과를 표 3에 나타내었다. 표에서 보는 바와 같이 지지부재의 설치 개수 및 수직응력이 증가할수록 인발강도 증가에 미치는 영향은 더욱 커지는 것으로 확인되었다.

4. 시험결과와 이론식에 의한 지지저항 비교

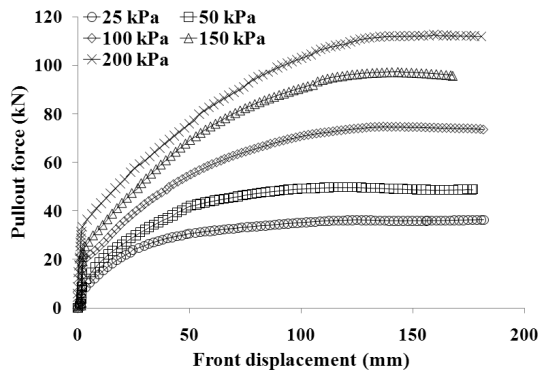
전술한 바와 같이 본 연구에서 적용된 지지부재의 거동을 평가하기 위하여 인발시험에 의한 지지저항응력(σ'_b) 산정결과를 기존 이론식에 의한 예측결과와 비교하였다. 먼저 이론식에 의한 지지저항응력(σ'_b)은 시험에 적용된 지반의 공학적 특성을 바탕으로 2.2절에서 나타낸 전면전단파괴 (Peterson and Anderson, 1980), 편경전단파괴(Jewell et al., 1984) 및 Prandtl의 소성이론과 원주공동확장이론



(a) Case I



(b) Case II



(c) Case III

그림 7. 인발시험결과(인발력-인발변위)

에 근거한 지지저항 평가식(홍원표 등, 2001a, 2001b)을 이용하여 산정하였다. 그리고 인발시험결과를 통해 FHWA 설계기준(Elias et al., 2001)에 근거한 인발변위 50mm일 때의 인발력과 인발변위와 관계없이 나타난 최대 인발력을 이용하여 지지부재에서 발견된 지지저항응력(σ'_b)을 산정한 후, 이론식에 의한 결과와 비교하였다.

4.1 인발변위 50mm인 경우의 인발력 적용 결과

그림 8에서 보는 바와 같이 인발변위 50mm일 때의 인발력을 적용한 지지저항응력(σ'_b)은 수직응력이 증가할수

표 3. 인발강도정수 산정 결과

시험구분	수직응력 (σ_v, kPa)	인발강도 (τ_p, kPa)	인발강도정수	
			인발점착력 (c_p, kPa)	인발저항각 ($\delta_p, ^\circ$)
Case I	25	51.70	39.74	25.5
	50	63.53		
	100	87.56		
	150	110.45		
	200	135.29		
Case II	25	73.08	56.94	33.2
	50	91.73		
	100	117.18		
	150	159.55		
Case III	25	98.08	88.16	39.6
	50	135.06		
	100	176.25		
	150	222.28		
	200	243.17		

록 전면전단파괴에서 편칭전단파괴로 근접하는 것을 확인할 수 있다. 이는 인발시험결과(그림 7 참조)에서 보는 바와 같이 낮은 수직응력 조건의 경우에는 인발변위 50mm에 해당하는 인발력이 최대 인발력과 차이가 크지 않은 반면에, 수직응력이 증가할수록 적용된 인발력(인발변위 50mm)과 최대 인발력의 차이가 크기 때문에 나타난 현상으로 분석되었다. 따라서 최대 인발력 적용에 의한 지지부재의 거동을 평가할 필요가 있으며, 이는 4.2절에 나타내었다.

한편, 지지부재의 개수가 증가할수록 지지부재에서 발견된 지지저항응력(σ'_b)은 편칭전단파괴에서 전면전단파괴로 근접하는 것을 확인하였다. 이는 흙 시료의 공학적 특성(표 1 참조)에서 나타난 바와 같이 시험에 적용된 양질의 토사를 이용한 모형지반 조성 시 다짐상태가 매우 양호하였으며, 지지부재 사이의 상호간섭효과가 작게 발견되었기 때문에 지지저항응력이 점차 크게 나타난 것으로 판단되었다. 그리고 홍원표 등(2001a, 2001b)에 의해 제안된 두 가지의 지지저항 산정 이론식을 이용한 예측결과와 인발시험결과에 의한 지지저항응력(σ'_b)을 비교한 결과, 수직응력 및 지지부재의 개수가 증가할수록 원주공동확장이론에 의한 예측결과보다 Prandtl의 소성이론을 이용한 예측결과에 더욱 근접하는 것으로 나타났다. 또한 Prandtl의 소성이론 및 원주공동확장이론을 이용한 지지저항 평가모델은 전면전단파괴와 편칭전단파괴모델 사이에 위치하는 것을 확인하였다.

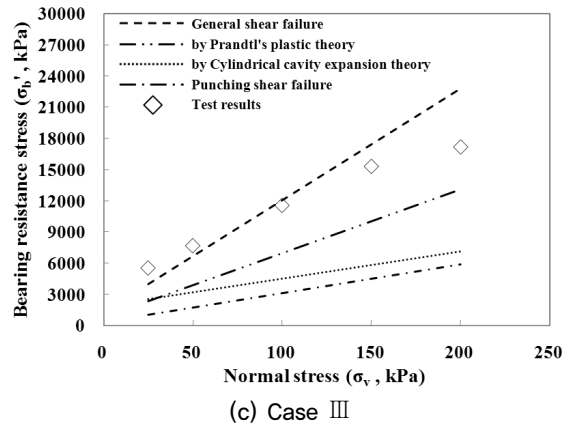
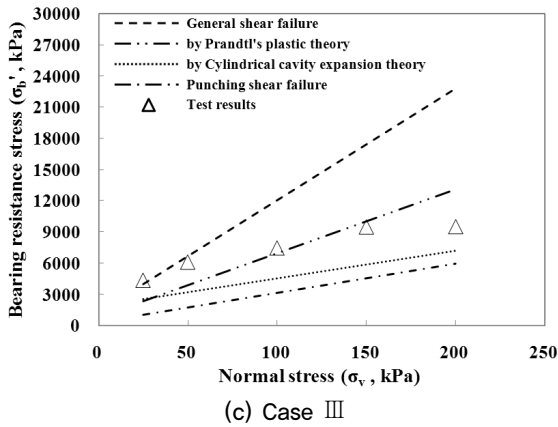
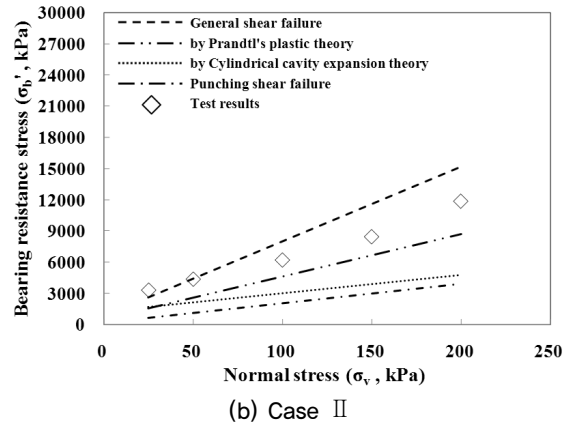
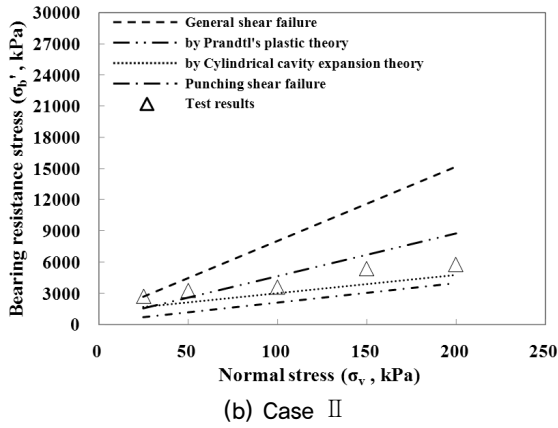
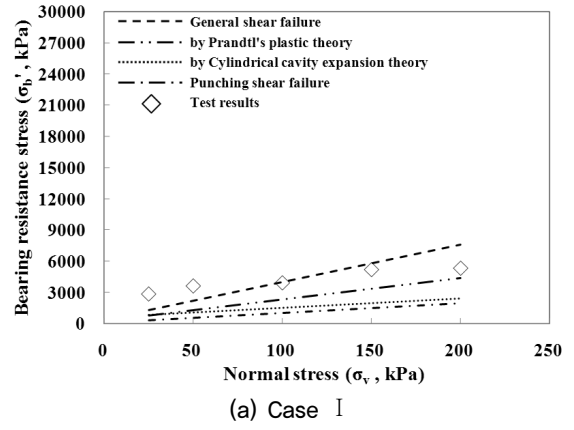
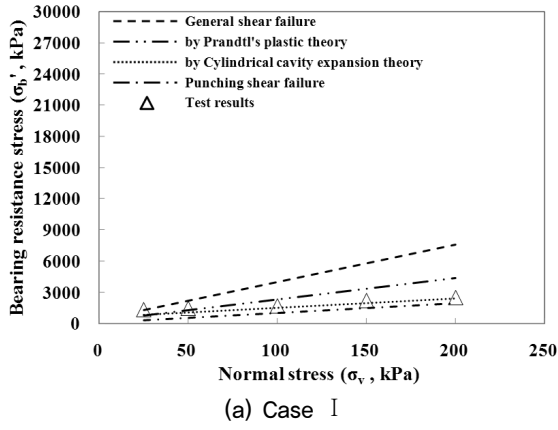


그림 8. 기존 이론식과 시험결과에 의한 지지저항 비교: 전면변위 50mm일 때의 인발력 적용

그림 9. 기존 이론식과 시험결과에 의한 지지저항 비교: 최대 인발력 적용

4.2 최대 인발력 적용 결과

인발변위와 관계없이 최대 인발력을 이용한 지지저항 응력(σ'_b) 산정결과와 이론식에 의한 예측결과를 비교하여 그림 9에 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 지지저항 응력(σ'_b)은 수직응력 조건 및 지지부재 개수와 관계없이 전면전단파괴에 근접하는 것으로 나타났다. 이는 보강재의 인발 시 지반이 파괴상태에 도달하였을 경우에 최대 인발력이 발현되었기 때문에 나타난 현상이라 할 수 있다.

그러나 최대 인발력의 발현은 인발변위가 150mm 이상의 매우 큰 변위상태(그림 7 참조)에서 기인한 것으로서, 보강토응벽의 허용변위를 고려한다면 설계 시 최대 인발력에 의한 지지저항을 적용·평가하기에는 무리가 있을 것으로 판단된다.

5. 결론

본 연구에서는 지지저항 효과에 의한 인발저항을 증가

시키기 위하여 기존의 강재스트립 보강재의 저항영역에 강재로 제작된 ‘ \sqcap ’형태의 지지부재를 결속한 보강재 형태에 대하여 인발시험을 수행하였다. 또한 인발시험결과와 기존에 제안된 지지저항 평가식에 의한 결과를 비교함으로써 지지부재의 거동을 평가하였다.

인발변위 50mm일 때의 인발력 적용에 의한 지지저항 응력(σ'_b)은 수직응력이 증가할수록 전면전단파괴에서 편칭전단파괴로 근접하는 것으로 나타났지만, 이는 적용된 인발력과 최대 인발력의 차이에 의해 발생된 것으로 분석되었다. 또한 지지부재 개수가 증가에 따른 지지저항응력(σ'_b)은 모형지반의 공학적 특성 및 다짐상태가 우수하고, 지지부재 사이의 상호간섭효과가 작게 발현되어 지지저항응력지지저항응력(σ'_b) 점차 크게 작용하였기 때문에 편칭전단파괴에서 전면전단파괴로 근접하는 것으로 확인되었다. 또한 최대 인발력을 적용한 지지저항응력(σ'_b) 산정 결과는 수직응력 조건 및 지지부재 개수와 관계없이 전면전단파괴에 근접하였지만, 최대 인발력이 인발변위가 150mm 이상의 매우 큰 변위상태에서 발현되는 점을 고려하면 설계 시 반영하는 것은 무리가 있을 것으로 판단되었다.

한편, Prandtl의 소성이론 및 원주공동확장이론에 의한 지지저항 평가식을 이용한 지지저항 평가는 인발시험결과가 Prandtl의 소성이론을 이용한 예측결과에 보다 가까운 것으로 확인되었으며, Prandtl의 소성이론 및 원주공동확장이론을 이용한 지지저항 평가모델은 전면전단파괴와 편칭전단파괴모델 사이에 위치하는 것을 확인하였다. 즉, 앞서 언급한 바와 같이 Jewell(1990), Palmeira & Milligan (1989) 및 Shivashankar(1991)의 연구결과에서 나타난 대부분의 지지저항이 전면전단파괴와 편칭전단파괴 사이에 위치하는 점을 고려하면, 지지부재의 거동을 보다 합리적으로 예측하기 위해서는 다양한 이론식을 통하여 수직응력 조건, 지지부재의 개수 및 상호간섭효과 등을 고려해야 한다.

참고문헌

1. 김상수, 신방웅, 이봉직 (2002), “체인형 보강재의 인발 특성”, *대한토목학회논문집*, 제22권, 제5-C호, pp.565-573.
2. 김홍택, 방윤경, 박시삼, 김현조 (2003), “버팀재 볼트 접합
- 형 강재스트립 보강재의 인발거동특성에 관한 실험적 고찰”, *한국지반환경공학회논문집*, 제4권, 제1호, pp.67-75.
3. 변혁희, 공학봉, 오범진, 이상덕 (2007), “옆돌기형 강보강재를 이용한 블록식 보강토 옹벽의 현장시험시공”, *2007 대한토목학회 정기학술대회*, pp.899-902.
4. 이광우, 조삼덕, 한중근, 홍기권 (2009), “대형인발시험을 이용한 수동지지저항 부재가 설치된 강재스트립 보강재의 인발저항 평가”, *한국토목섬유학회논문집*, 제8권, 제4호, pp.1-8.
5. 홍원표, 한중근, 김진오 (2001a), “강그리드보강재의 지지저항 산정”, *대한토목학회논문집*, 제21권, 제3-C호, pp. 225-231.
6. 홍원표, 한중근, 김진오 (2001b), “원주공동확장이론에 의한 강그리드보강재의 지지저항 산정식”, *대한토목학회논문집*, 제21권, 제4-C호, pp.409-420.
7. ASTM (2001), *Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil*, ASTM D 6706, ASTM Book of Standards, Volume 04.13, Philadelphia, USA.
8. Bergado, D. T., Hardiyatimo, H. C., Cisneros, C. B., Chai, C. J., Alfaro, M. C., Balasubramaniam, A. S. and Anderson, L. R. (1992), “Pullout Resistance of Steel Geogrids with Weathered Clay as Backfill Material”, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.15, No.1, pp.33-46.
9. Bishop, J. A. and Anderson, L. R. (1979), *Performance of a Welded Wire Retaining Wall*, Report to the Hilfiker Co., Utah State University, Logan, Utah.
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. Jewell, R. A., Milligan, G. W. E., Sarsby, R. W., and Dubois, D. (1984), “Interaction between soil and grids”, *Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*, London, UK, pp. 18-30.
13. Palmeira, E. M. and Milligan, G. W. E. (1989), “Scale and other factors affecting the results of the pullout tests of grids buried in sand”, *Géotechnique*, Vol.39, No.3, pp.511-524.
14. Peterson, L. M. and Anderson, L. R. (1980), *Pullout Resistance of Welded Wire Mesh Embedded in Soil*, Report to the Hilfiker Co., Utah State University, Logan, Utah.
15. Shivashankar, R. (1991), *Behavior of a mechanically stabilized earth (MSE) embankment and wall system with poor quality backfills on soft clay deposits, including a study of the pullout resistances*, Doctoral dissertation submitted, Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand.

(논문접수일 2010. 5. 17, 심사완료일 2010. 6. 15)