

체인 보강재의 현장 인발저항력 평가

An Evaluation of In-situ the Pullout Resistance of Chain Reinforcement

김 상 수* ¹	Kim, Sang-Su	유 찬* ²	Yu, Chan
이 봉 직* ³	Lee, Bong-Jik	신 방 웅* ⁴	Shin, Bang-Woong

Abstract

An in-situ experiment was performed to evaluate the pullout resistance capacity of chains which is used as a reinforcement of reinforced earth wall. It was also considered that chain was combined with a bar or L-type steel angle by the transverse reinforcement member in the experiment. About 80 pullout tests were performed with varying the lengths of chain(2.0m, 2.5m, and 3.0m), the combination of each transverse members(chain only, chain+bar, or chain+angle), and the vertical placement of reinforcements. In the case that uses a chain only and a chain combined with bar, the maximum displacement was about 150mm and load continuously increased to the ultimate tensile strength of chain, and then tension failure of chains occurred. But in the case of a chain combined with angle, the displacement decreased to about 100mm and so it was expected that this combination can constrain the displacement of chain. On the other hand, comparing the yielding pullout load measured in the field to that calculated by theoretical equation, it is shown that measured values are 1.2~3.0 times greater than those of calculated values according to the length of chain, normal vertical stress, and the combination of chain with transverse members. However, the difference in the increment of yielding pullout load between bar and angle is not clear but it appears almost the same increment. It is expected that chain can be safely used as reinforcements of reinforced earth wall, although a theoretical estimation of the pullout resistance capability of chain is too conservative.

요 지

보강토 옹벽에 체인을 보강재로 사용한 경우의 인발저항력 평가를 위한 현장실험을 실시하였다. 실험에서는 횡방향 부재로 강봉이나 L-형 강재앵글을 고려하였으며, 체인의 길이(2.0m, 2.5m 그리고 3.0m), 보강재의 조합(체인단독, 체인+강봉 그리고 체인+앵글) 그리고 설치위치 등을 다르게 하여 총 80개소에 대해서 인발실험을 실시하였다. 체인 또는 체인+강봉의 경우, 최대 변위는 평균 150mm였으며, 인발하중은 지속적으로 증가하다가 체인의 극한강도에 도달하면 파단(인장파괴)되는 것으로 나타났다. 그러나 체인에 L-형 앵글을 조합한 경우에는 최대변위가 평균 100mm정도로서 변위 억제에 큰 효과가 있는 것으로 나타났다. 현장에서 측정된 항복 인발하중값을 이론값과 비교했을 때는 보강 방법 또는 연직응력에 따라서 현장 측정값이 이론값 보다 약 1.2~3배정도 큰 것으로 나타났으며, 체인의 길이, 연직하중의 크기, 횡방향 부재의 조합에 따라서 항복 인발하중의 크기는 변화하는 것으로 나타났다. 그러나 강봉과 L-형 앵글사이에 차이는 현저하지 않았다. 체인을 보강재로 사용하는 경우 기존의 이론식을 적용한 설계나 시공은 안전측으로 나타났으나, 체인의 인발 저항력이 너무 과소 평가되어 있다고 판단되었다.

*1 정회원, 충북대학교 대학원 박사과정 (Member, Graduate student, Dept. of Civil Engrg., Chungbuk Univ.,)

*2 정회원, 경상대학교 농공학과 전임강사 (Member, Full-time lecturer, Dept. of Agricultural Engrg., Gyeongsang Natl' Univ., chanyu@nongae.gsnu.ac.kr)

*3 정회원, 충주대학교 건설도시공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Construction & Urban Engrg., Chungju Univ.)

*4 정회원, 충북대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Chungbuk Univ.)

1. 서론

보강토 공법은 1966년 프랑스의 Vidal이 처음으로 그 개념을 발표한 이후 지난 30여년간의 연구와 경험을 바탕으로 현재는 토목현장에서 가장 각광받는 공법의 하나가 되었으며, 특히 보강토 공법을 이용한 토류 구조물의 축조는 거의 일반화되어 있는 실정이다. 이는 그동안 각종 연구와 실험을 통해서 설계기법이 거의 정립되었으며, 새로운 소재의 개발 그리고 시공장비의 성능향상 등에서 가능할 수 있었다. Slit 보강토공법은 이러한 공법들 중에서 환경 친화적인 개념을 도입해 개발된 공법의 하나이다(신방웅 등, 2002). Slit 보강토공법의 설계에서, 외적인 안정검토는 일반적인 보강토 공법과 동일하지만, 내적인 안정성 검토에서는 기본적인 보강재로서 비 인장성인 아연도금 체인(chain)을 사용하고 수동 저항을 증가시킬 목적으로 강봉이나 강재 L-형 강재앵글(steel angle)등을 함께 조합하여 사용할 수 있으므로 이에 대한 표면마찰저항이나 수동저항을 고려해 주어야 한다.

그러나 많은 연구가 이루어져 있는 다른 보강재와 비교했을 때, 체인을 사용한 Slit 보강토 공법은 국내에서 그 적용사례가 아직은 많지 않을뿐더러 연구도 이제 시작단계에 있으므로 환경 친화적인 토목구조물의 필요성이 어느때 보다도 강하게 제기되고 있는 현재의 상황에 비추어 국내의 토질상황에 적합한 Slit 보강토공법의 설계·시공자료가 절실한 실정이다.

따라서, 본 연구에서는 Slit 보강토옹벽의 보강재로 사용되는 아연도금 체인의 표면마찰 저항특성과 수동 저항체로서 철근 그리고 강재 L-형 앵글을 사용한 경우의 인발저항 특성변화를 현장실험을 통하여 연구하였으며, 그 결과를 이론적인 결과값들과 비교하여 체인 보강재의 특성을 제시하였다.

2. 보강재의 인발저항 메카니즘

흙 속에 설치된 보강재는 그 단면형상, 재질, 설치방향이나 설치간격, 유효상재압 그리고 흙의 종류에 따라서 인장에 저항하는 성질이 다르게 나타난다(Jones, 1996;

McGown et al., 1978; 日本土質工學會, 1990; 土木研究センター, 1994). 이는 보강재의 표면과 흙입자 사이에서 발생하는 마찰력의 크기가 보강재의 단면형상이나 길이 그리고 연직하중으로 인한 구속압력의 크기에 따라서 달라지기 때문이다. 보강토 옹벽에서 내적안정은 두 가지 성분에 대해서 검토되는데, 첫 번째는 보강재의 인장파괴로서 재료의 성질과 관련되는 것이고, 두 번째는 인발파괴로서 보강재의 단면형상이나 배치형태에 따라서 표면마찰저항과 지지 혹은 수동저항의 성분으로 나누어 고려할 수 있다. 표면마찰저항은 보강재의 표면과 뒤채움재인 흙 입자들 사이의 접촉면을 통해서 주변 지반으로 전달되며, 이 두개의 상이한 매질의 부착(bond)정도가 인발력에 대한 저항정도를 결정해 주게 된다. 부착의 정도는 보통 마찰력 혹은 마찰계수라는 항으로 표시되며, 보강재 표면과 평행한 방향으로 발생되는데, 그 크기는 간단한 이론에 의해서 쉽게 산정될 수 있다. 횡방향 보강재에 의해서 발휘되는 지지 혹은 수동저항은 그 메카니즘이 아직은 완전하게 연구되어 지지 않았으며, 보통은 실험결과에 따른 경험적인 값들을 이용하고 있다(Charles & O'Rourke, 1985; Lawson, 1992; Palmeira & Milligan, 1989; Terzaghi et. al., 1996).

보강재의 인발저항을 일반적인 식으로 나타내면 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$F_t = F_f + F_b \quad (1)$$

여기서, $F_f (= A_s \sigma_a' \tan \phi$; A_s =보강재의 표면적, σ_a' =평균 연직응력, ϕ =보강재와 흙입자 사이의 마찰각)는 종방향으로 배치된 보강재와 주변 흙입자 사이에 발생하는 마찰저항 그리고 $F_b (= nwd[cN_c + \sigma_v N_q]$; n =횡방향 보강재의 수, w =보강재의 폭, d =보강재의 두께 그리고 N_c 와 N_q 는 지지력계수)는 횡방향으로 배치된 보강재의 변위진행방향 전면에서 지지 혹은 수동저항으로서 Terzaghi-Buisman의 지지력 공식에서 뒤채움재의 점착력(c)과 내부마찰각(ϕ) 그리고 지지력 계수와 관계를 가지고 있다(Bergado et. al., 1992).

한편 보강재로 체인을 사용하는 경우에는 표면적이 넓고, 반복적으로 단면이 변화하기 때문에 강재 스트립

한편 보강재로 체인을 사용하는 경우에는 표면적이 넓고, 반복적으로 단면이 변화하기 때문에 강재 스트립이나 지오그리드와는 다른 저항 메카니즘을 가질 것이며, 기존 문헌(井上 治, 小南幸二, 1996; 井上 治 등, 1997)에서 발표된 체인의 인발저항은 크게 3가지 성분을 고려해 주고 있다. 첫 번째는 흙 입자와 체인사이의 마찰력(F_1), 두 번째는 체인내부에 포함된 흙의 전단저항력(F_2) 그리고 세 번째는 체인의 단면에서의 수동 저항력(F_3) 등 이다(그림 1 참조). 이상의 내용을 식으로 표시하면 다음 식(2)와 같다.

$$F_{tc} = F_1 + F_2 + \mu \cdot F_3 \quad (2)$$

여기서, $F_1 = A_o \cdot 0.5(\sigma_v + K_o \cdot \sigma_v) \cdot \tan \frac{\phi}{2} \cdot n$, A_o =체인 1개의 표면적(cm^2), K_o =정지 토압계수($=1 - \sin \phi$), n : 체인의 개수, $F_2 = 2 \cdot A_i \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi \cdot n$, A_i =체인 1개의 내부면적(cm^2), $F_3 = (B - D) \cdot D \cdot K_p \cdot \sigma_v \cdot n$, K_p =수동 토압계수, μ =체인표면과 흙입자 사이의 마찰계수($=\tan(\phi/2)$)이다.

위 식은 이론적으로 체인 1개에서 발생 가능한 모든 저항성분에 대해서 고려해 주고 있다. 특히 두 번째 항은 체인내부에 포함된 흙이 보강재의 변위시에는 전단 파괴를 일으킨다고 가정하고 그 성분을 인발저항력에 고려해 주고 있으며, 또한 세 번째항은 체인에 변위가 발생되면서 진행방향 전면에서 발생하는 수동저항을

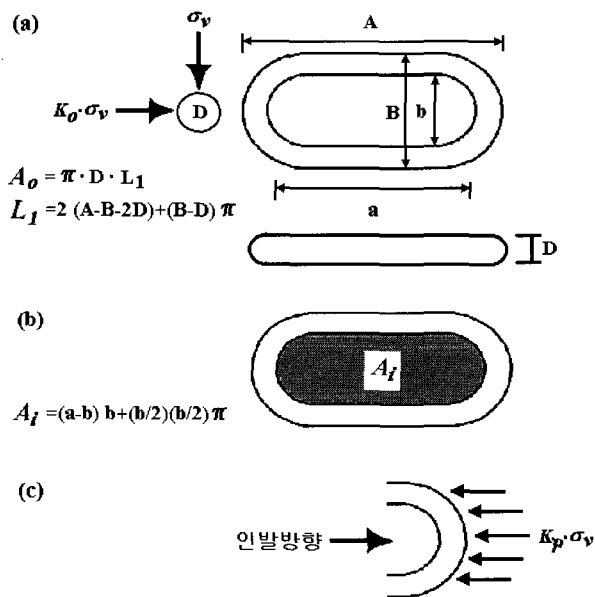


그림 1. 체인의 규격과 인발저항 모식도

인발에 대한 저항력으로 고려해 주고 있다. 그러나 이 항들에 대한 실제 저항 메카니즘은 현장 실험을 통한 면밀한 검토가 이루어져야 할 사항이라 하겠다.

한편 Slit 보강토 공법에서는 인접된 체인사이에 횡방향으로 강봉을 연결시키거나 혹은 체인의 끝부분에 L-형 앵글 등을 수동 저항체로 조합하여 사용하면 더 큰 저항력을 발휘하는 것으로 알려져 있다. 횡방향 강봉의 경우에는 체인의 길이에 따라서는 한 개 이상 설치될 수 있으며 인발에 대한 저항은 지지 저항을 가정해서 다음 식 (3)와 같이 나타내고 있다.

$$F_n = m \cdot d' (cN_c' + \frac{\gamma}{2} d' N_\gamma' + \sigma_v N_q') \quad (3)$$

여기서, m =횡철근의 수, d' =횡방향 철근의 직경, c =흙의 점착력, γ =흙의 단위중량, N_c', N_q', N_γ' =Terzaghi의 지지력계수이다. 말단 L-형 앵글의 인발저항력은 식 (4)와 같이 수동저항을 가정하여 산정하고 있다. 여기서, A_a =L-형 앵글의 지압저항 면적이다.

$$F_{bi} = K_p \cdot \sigma_v \cdot A_a \quad (4)$$

식 (3)에서 지지력계수 N_q 값은 횡방향 보강재의 변위량과 구속압력의 크기에 따라서 달라지는데, 일반적으로 구속압력이 적은 경우에는 보강재 전면에서 편칭 전단파괴가 발생하며, 높은 경우에는 전반전단파괴의 형태를 보인다. 또한 느슨한 지반에서는 전반전단파괴 그리고 단단한 지반에서는 작은 변위에서는 전반전단파괴의 양상을 보이다가 변위가 커지면 편칭전단파괴 (punching shear failure)가 나타나는 것으로 알려져 있다 (Bergado et al., 1992). 따라서 지지력 계수의 적용시에는 보강재 주변 지반의 상태에 따라서 신중한 고려가 있어야 할 것이다.

또한 L-형 앵글의 경우에도 식에서는 수동저항으로 저항력을 산정했지만, Palmeira & Milligan(1989)에 의하면 동일한 형태의 횡방향 보강재가 주변지반의 특성에 따라서 지지저항을 나타내거나 수동저항을 나타낼 수 있는 것으로 나타나 이에 대한 주의도 필요한 것으로 판단된다.

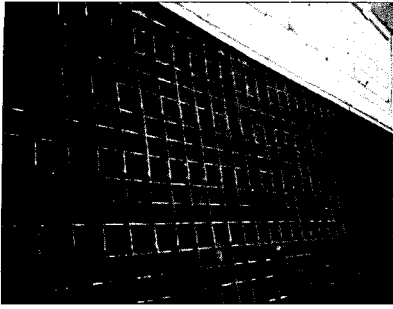


사진 1. 시공 완료후의 모습

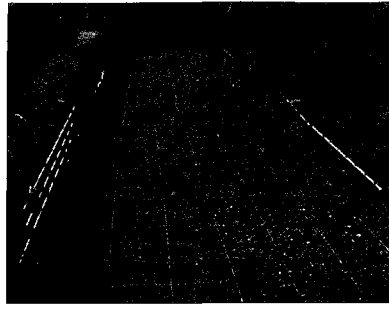


사진 2. 보강재 설치상황

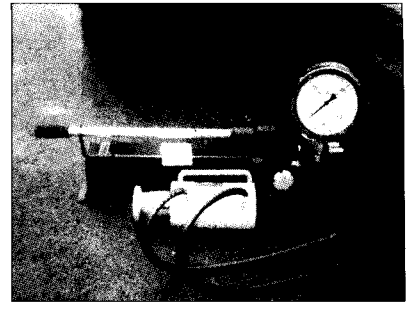


사진 3. 현장인발시험에 사용된 장비

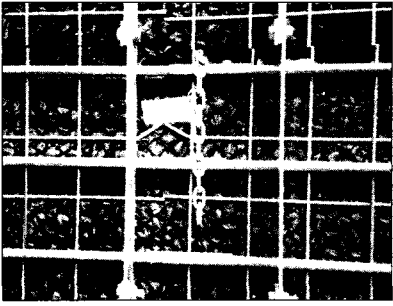


사진 4. 현장 인발시험전의 모습

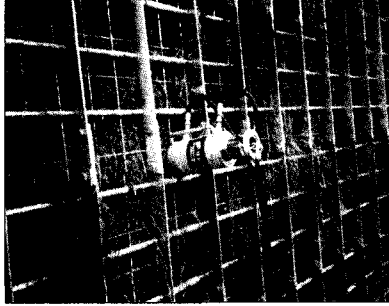


사진 5. 중공실린더를 이용한 현장 인발시험 전경



사진 6. 현장 인발시험후의 모습

3. 현장 실험방법 및 재료

3.1 현장 인발시험 개요

현장실험 위치는 경기도 용인에 위치한 택지개발 조성지역 이였으며(사진 1), 도로용지의 확보를 위하여 Slit 보강토 옹벽을 설치하였는데, 전체 연장은 102m, 높이는 최대 5.6m였으며, 현장실험은 중앙 60m구간에서 실시하였다.

시험에서 보강재로 사용된 체인의 제원은 $D=0.6\text{cm}$, $A=3.8\text{cm}$, $a=2.6\text{cm}$, $B=2.2\text{cm}$ 그리고 $b=1.0\text{cm}$ 이였으며 (그림 1), 직경 6mm의 강봉은 체인 길이방향으로 50cm 마다 1개씩, 높이 4cm의 L-형 앵글은 체인의 끝부분에 설치하였다. 사진 2는 현장에서 체인과 강봉 그리고 L-형 앵글을 설치한 전경이다. 뒤채움재로서는 현장에서 발생된 화강암질 풍화토를 유용하였다. 시험 조건에 따른 세부적 현장 시험내용은 다음 표 1과 같다. 현장 인

발시험은 사진 3과 같은 압력펌프가 설치된 중공실린더를 사용하여 압력에 따른 변위를 측정하면서 약 80개소에 대해서 실시하였다. 현장 실험과정은 우선 시공시에 사진 4와 같이 전면부 밖으로 돌출되게 설치한 체인 보강재를 사진 5와 같이 중공 실린더 내에 설치하고 유압잭으로 인발하는 방식으로 실시하였다.

중공실린더는 한번에 100mm정도 변위를 줄 수 있으며, 또한 복동식으로서 밸브를 이용해서 인발과 해체를 동시에 수행할 수 있어 지속적인 인발이 가능하다. 실험은 잔류 인발하중이 확인되거나 체인이 파단될 때까지 지속하였다. 사진 6은 실험 완료후 인발된 체인의 모습이다.

3.2 뒤채움재료의 물리적 특성

현장시험에 사용된 뒤채움 재료인 화강풍화토의 일반적인 성질을 알아보기 위해서 흙에 대한 기본적인 성질에 대한 시험과 대형 직접전단시험, 다짐시험(표준 A다짐)을 실시하였다. 직접전단시험은 대형 직접전단시험기를 사용하여 실시하였으며, 상·하부 상자의 크기가 각각 $30\text{cm} \times 30\text{cm}$, 높이가 9cm, 10cm이고, 수직하중을 재하할 수 있는 가압장치, 전단력을 측정할 수 있는 로드 셀(최대 3ton까지 전단력을 가할 수 있음), 수평변위 측정을 위한 트랜듀서, 전단속도 제어기 등으

표 1. 세부적인 현장실험 내용

보강재의 종류	① 체인 단독($D=6\text{mm}$) ② 체인+강봉($\phi=6\text{mm}$) ③ 체인+L-앵글($h=4\text{cm}$)
보강재(체인)의 길이	2.0m, 2.5m, 3.0m
보강재의 연직 설치위치	2.9m~4.5m

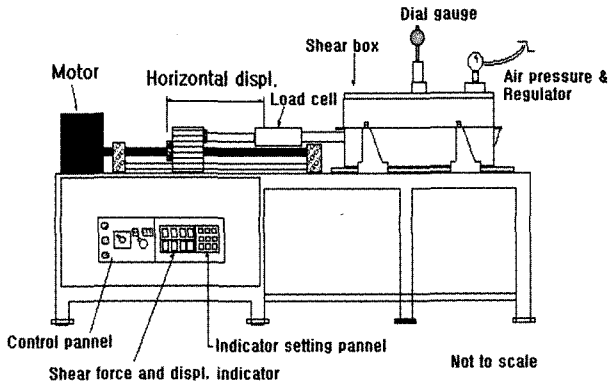


그림 2. 대형직접전단시험기

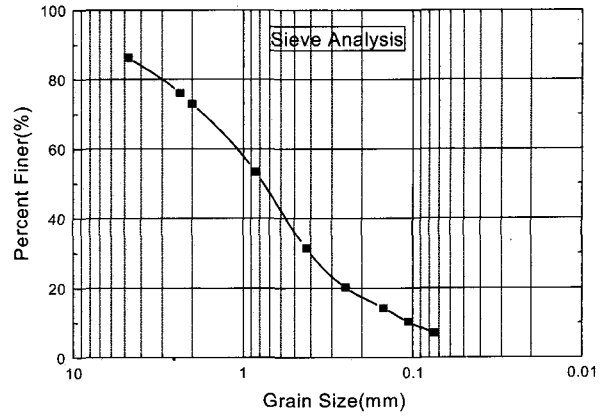


그림 3. 화강풍화토의 입도분포곡선

표 2. 화강풍화토의 물성치

구분	시료종류	화강풍화토
전단강도정수	ϕ (°)	38.3
	c (kg/cm ²)	0.147
투수계수	k(cm/sec)	4.652×10^{-5}
입도	D ₅₀	0.74mm
연경도	액성한계 (%)	21.58
	소성한계 (%)	N.P
다짐특성 (A 다짐)	최적함수비 (%)	13.3
	최대건조단위중량(t/m ³)	1.87
통일분류법(USCS)		SM

로 구성되어 있다. 이 시험기는 상부상자를 고정시키고 하부 전단상자를 이동시켜 전단력을 측정할 수 있는데, 직접전단 시험시 구속응력은 0.5kg/cm², 1.0kg/cm², 1.5kg/cm²로 하였다(그림 2). 화강풍화토의 기본적 물리적 성질과 입도 분포 곡선은 표 2와 그림 3에 나타내었다.

4. 현장 시험결과 및 고찰

현장 인발시험은 보강재의 길이와 수동저항체의 조합 그리고 설치위치 등에 따라 총 80 여회 실시하였다. 이중 일부 자료는 설치과정이나 실험과정 중 발생된 문제점 때문에 자료에서 문제점이 발견되었으며, 이러한 경우는 분석시 제외시켰다. 현장실험의 결과에서 극한 하중과 변위 그리고 항복하중을 정리하여 표 3에 나타내었다.

4.1 체인의 변위와 인발하중 관계

그림 4는 뒤채움 높이가 3.0m 내외로 비슷한 조건의

표 3. 현장실험 결과

보강재 조합 과 길이(m)	연직설치 위치(m)	극한하중 (kgf)	변위 (mm)	항복하중 (kgf)	변위 (mm)		
체인 단독	2.0	3.1	1960	76	1200	72	
		3.4	1960	117	1200	58	
		3.7	2300	125	1300	33	
		4.0	1650	80	1200	42	
	2.5	4.3	1950	51	1200	30	
		3.0	2100	94	1200	20	
		3.9	1950	80	1360	36	
		3.0	3.1	2300	150	1400	60
	3.5		2100	120	1650	66	
	3.6		2250	150	1500	42	
	4.1		2300	140	1400	46	
	체인 + 강봉	2.0	4.5	2050	100	1400	41
3.1			2220	139	1500	58	
3.4			2100	150	1500	63	
3.7			2200	130	1500	48	
2.5		4.0	2300	90	1600	52	
		4.3	2300	130	1800	56	
		2.9	2230	150	1400	42	
		3.8	1900	160	1500	68	
3.0		3.1	2250	126	1400	46	
		3.4	2100	170	1450	62	
체인 + L-형 앵글		2.0	3.0	2300	114	1350	43
			3.3	2300	180	1450	51
	3.4		2300	165	1400	35	
	3.7		2300	119	1450	28	
	2.5	4.3	2300	200	1500	64	
		2.8	2300	100	1515	45	
	3.0	2.9	2300	100	1700	48	
		3.4	2250	140	1800	60	

연직하중을 받고 있는 체인 단독이나 체인과 강봉 혹은 L-형 앵글과 같은 수동 저항체를 조합하여 사용한 경우

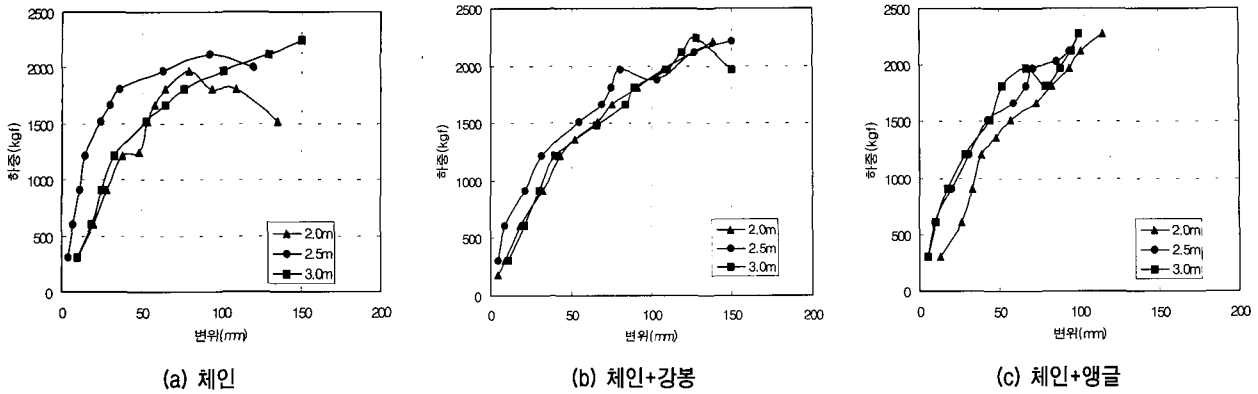


그림 4. 체인길이별 보강재의 조합과 변위-인발하중의 변화

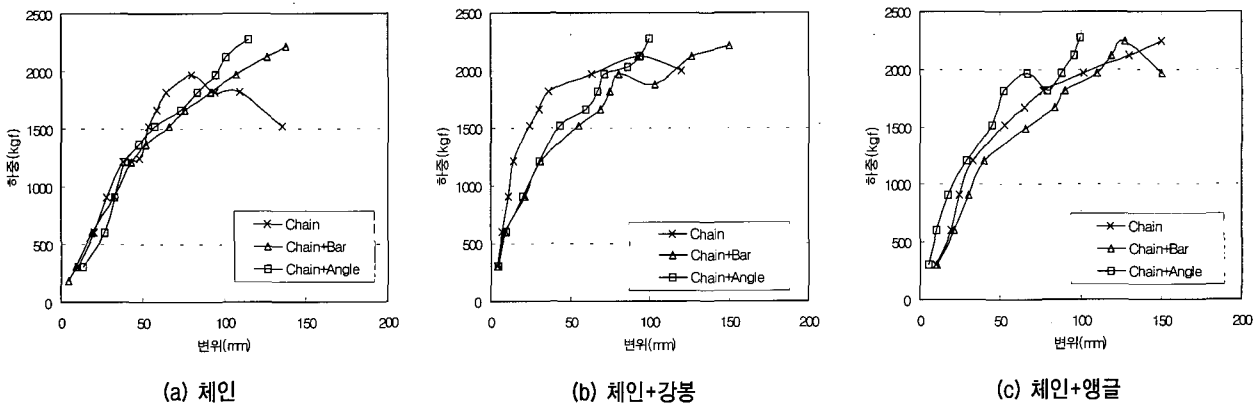


그림 5. 보강재의 조합에 따른 변위-인발하중의 관계

에서 체인길이에 따른 변위와 인발하중의 관계를 나타낸 것이다.

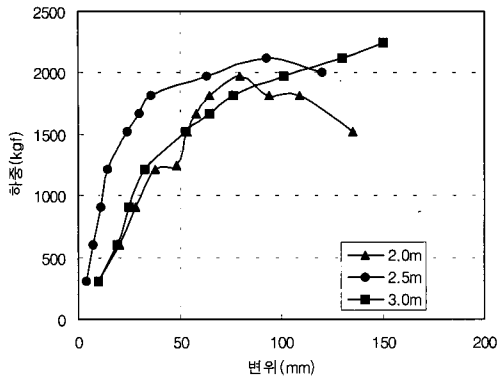
일반적으로 지오그리드 혹은 금속 보강재를 대상으로 한 실내 인발시험에서 변위와 인발하중의 관계는 비교적 명확한 항복하중과 극한하중 그리고 잔류강도를 확인할 수 있다(McGown et. al., 1978; Palmeira & Milligan, 1989; Arenicz, 1992). 그러나 현장 인발시험을 실시한 경우들에서는 일반적으로 그렇지 못한 경우가 종종 있으며, 본 연구에서도 대부분의 실험결과들이 그림에서와 같이 변위가 증가함에 따라서 인발하중이 지속적으로 증가하다가 체인이 인발되는 것이 아니고 파단(인장 파괴)되는 것으로 나타났다. 또한 체인 파단하중은 대략 2150kg 정도로서 체인의 길이나 수동 저항체의 조합에 관계없이 체인의 극한 응력값 부근에서 파단된 것으로 나타났다.

한편 체인만 사용하거나 체인과 강봉을 조합한 경우에는 체인의 파단이 발생하는 변위가 일정하지 않았지만 대략 150mm 내외의 값을 가지는 것으로 나타났으며, 체인과 L-형 앵글을 조합한 경우에는 체인의 파단이

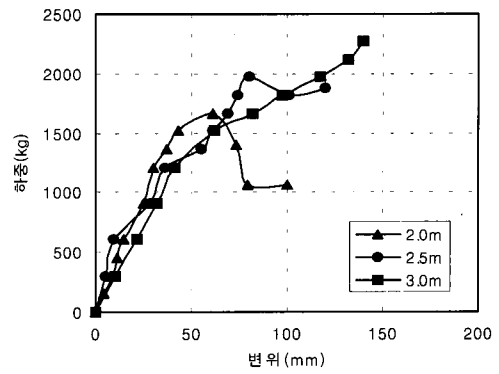
변위 100mm 내외에서 발생하는 것으로 나타나 체인만 쓰거나 강봉을 같이 쓰는 경우에 비해서 변위가 1/3 정도 작은 것으로 나타나서 앵글의 변위억제 기능이 우수한 것으로 나타났다.

일반적으로 인발력에 의하여 보강재가 변위를 일으키기 시작하면 보강재 주변지반에서의 구속압력은 순수한 연직응력 뿐만 아니라 단단한 사질지반의 경우에는 주변지반의 변위억제 작용(restrained dilatancy)으로 발생하는 응력으로 인하여 구속응력이 증가한다고 알려져 있다(FNR Project Clouterre, 1991). 따라서 인발 시험에서 보강재는 인발되기 보다는 파단되는 경우가 많은 것으로 보이며, 체인을 보강재로 사용한 경우도 주변 지반에 의한 변위억제 작용으로 파단이 발생한 것으로 판단되었다. 또한 Duncan & Mokwa(2001)의 실험 결과를 참조했을 때, L-형 앵글의 저항이 수동저항의 경향을 보이는 것으로 판단되었다.

그림 5는 역시 유사한 연직하중 조건(옹벽 상단에서 수직으로 약 3m와 4m 정도에 설치된 보강재)하에서 체인 길이별로 체인 단독이나 수동 저항체가 조합된 경우



(a) H = 3.0 m



(b) H = 4.0 m

그림 6. 체인길이별 설치위치에 따른 변위-인발하중의 관계

의 인발하중과 변위의 관계를 나타낸 것이다. 그림에서는 체인이 파단될 때까지의 변위는 체인의 길이와는 관련성이 적었으며, 대부분 150mm 내외의 변위에 도달하면 파단되는 것으로 나타났다.

그림 6은 체인길이별 변위와 인발하중의 관계에서 연직응력의 영향을 알아보기 위하여 설치위치 3.0m와 4.0m에서의 실험 결과를 나타낸 것이며, 대부분의 경우에서 체인은 파단되었다. 보강재 설치위치 3.0m인 그림 4(a)에서는 체인길이 2.0m와 2.5m인 경우에서 극한하중을 보인 후에 하중이 감소하다 체인이 파단되었으며, 체인길이 3.0m의 경우에는 극한하중이 나타나지 않고 계속 하중이 증가하다가 변위 150mm에서 파단되었다. 파단시 인발하중은 체인길이 순으로 각각 약 1,500kg, 2,000kg 그리고 2,250kg이었다. 한편 설치 위치가 4.0m인 그림 4(b)에서는 체인길이 2.0m의 경우는 극한하중에 도달한 후에 잔류강도 값으로 낮아져 실험을 중지하였으며, 2.5m의 경우에는 극한하중에 도달한 후 약간의 하중 감소 후에 파단되었다. 한편 3.0m인 경우에는 변위에 따라서 계속 하중이 증가하다가 변위 150mm 부근

에 가까워지면서 파단되었다. 또한 그림에서는 설치위치 4.0m의 경우가 3.0m에 비하여 극한하중이 나타나는 변위가 작은 것으로 나타나 체인도 같은 인발저항 메카니즘을 나타내는 것으로 판단된다. 이는 Bergado et al. (1992), Lawson(1992) 그리고 French National Research Project Clouterre(1991) 등의 연구결과에서 비신장성 보강재에서는 인발하중이 작용함과 동시에 보강재 전체 길이를 따라서 표면에서 마찰저항이 발휘되기 때문에 보강재의 길이가 길수록 인발에 대한 저항이 커지고 다 일러턴시에 의한 구속효과의 증가로 변위가 작아지는 것으로 판단하고 있다. 따라서 체인의 경우에도 비신장성 보강재의 특성을 가지고 연직응력이 클수록 변위가 억제되는 다일러턴시에 의한 보강재의 구속효과가 나타나는 것으로 판단되었다.

4.2 이론 값과 현장 실측치의 비교

표 4는 식 (2)~식 (4)를 이용하여 체인만 사용하였거나 체인과 수동 저항체를 조합한 경우에 대해서 인발

표 4. 이론적인 계산 결과값

구분	연직하중 (kgf/cm ²)	체인 인발저항력 (kgf)				F _{ri} (kgf)	F _{bi} (kgf)	합 (kgf)	
		F1	F2	F3	F _{tc}			F _{tc} +F _{ri}	F _{tc} +F _{bi}
2.0m	0.4	50.93	68.20	81.15	200.27	108.69	96.60	308.96	296.87
	0.8	101.85	136.39	162.30	400.53	184.45	192.21	584.98	593.74
	1.2	152.78	204.58	243.44	600.80	260.21	289.81	861.01	890.61
2.5m	0.4	63.49	85.02	101.17	249.68	108.69	96.60	358.37	346.28
	0.8	126.98	170.04	202.34	499.37	184.45	193.21	683.82	692.58
	1.2	190.47	255.06	303.51	749.05	260.21	289.81	1009.26	1038.86
3.0m	0.4	76.06	101.85	121.19	299.10	108.69	96.60	407.79	395.70
	0.8	152.12	203.70	242.39	598.20	184.45	193.21	782.65	791.41
	1.2	228.17	305.55	363.58	897.30	260.21	289.81	1157.51	1187.11

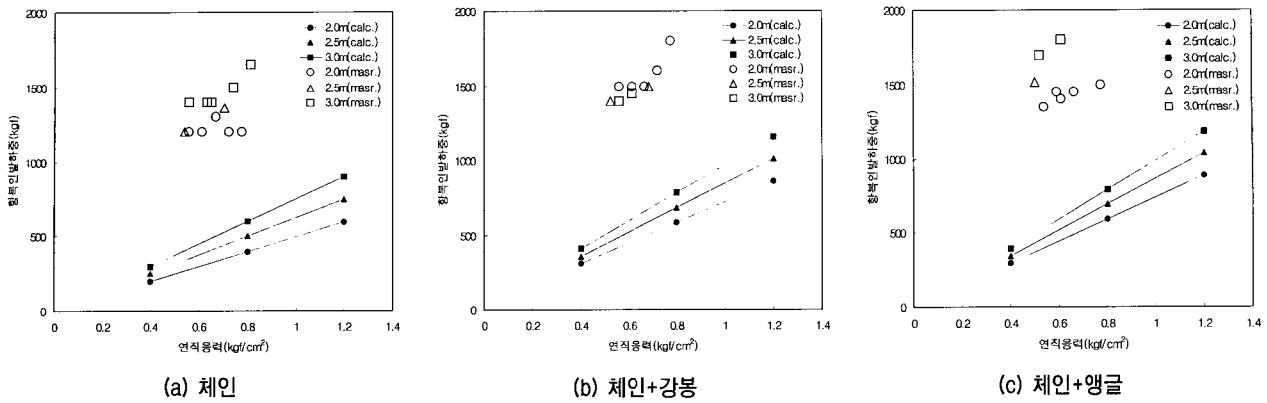


그림 7. 보강방법별 계산값과 현장 실험값의 비교

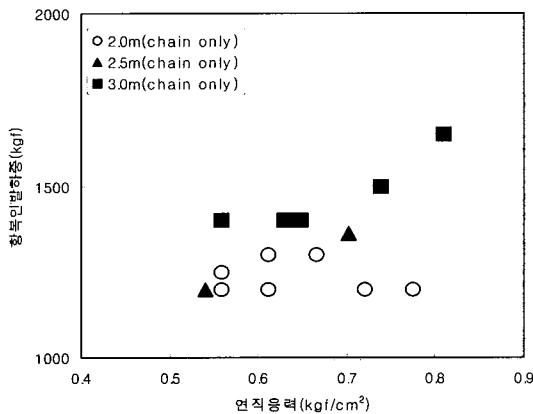


그림 8. 체인의 연직응력과 항복 인발하중의 관계

저항값을 계산한 결과를 정리한 것이다. 표 4의 결과는 그림 7에서 현장 실험값에서 산정한 항복 인발하중 값과 함께 나타내었다. 그림 7(a)는 체인만 사용한 경우로서 현장에서 실험한 항복 인발하중이 이론식에 의한 값보다 2.5~3배정도의 큰 것으로 나타났으며, 따라서 식 (2)에 의한 결과는 실제에서 인발에 대한 체인의 저항능력을 과소 평가하고 있는 것으로 판단되었다.

그림 7 (b)와 (c)는 체인과 강봉 혹은 체인과 L-형 앵글이 조합된 경우에서의 결과들을 나타낸 것이다. 두가지 경우 모두 체인만 사용한 경우보다 항복하중이 약간 증가하였으며, 강봉과 앵글사이에서 증가 정도는 비슷한 것으로 나타났다. 항복 인발하중의 크기는 보강 방법별로 또는 연직응력에 따라서 대략 1200~1800kgf의 범위로 나타났다. 이는 이론적인 계산값 보다 약 1.2배~3배 큰 것으로 나타났으며, 연직응력이 클수록, 체인의 길이가 길수록 그리고 수동 저항체가 같이 사용된 경우에 항복응력이 큰 것으로 나타났다.

그림 8은 체인의 연직응력에 대한 항복 인발하중의

관계를 그림으로 나타낸 것이다. 그림에서는 체인의 길이 2.0m인 경우에는 연직응력에 따른 항복 인발하중의 변화가 크지 않았으나, 체인길이 2.5m와 3.0m의 경우에는 연직응력이 증가함에 따라서 항복 인발하중이 증가하는 경향을 나타내었다. 그러나 현장실험의 결과만을 가지고 체인의 인발 저항 메커니즘을 정확하게 규명하기는 힘들며, 기존의 보강재들과는 다른 특이한 단면형상을 가진 체인의 특성을 파악하기 위해서는 세밀한 실험계획에 의한 별도의 연구가 필요할 것으로 판단된다.

5. 결론

보강토 옹벽에 체인을 보강재로 사용하는 경우에서 체인의 인발저항력을 현장실험을 통하여 평가하였으며, 그 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 현장 인발시험시 대부분의 경우에서 체인의 변위-인발하중의 관계는 변위 150mm부근까지 하중이 지속적으로 증가하다가 체인의 극한강도에 도달하면 파단(인장파괴)되는 것으로 나타났다.
- (2) 체인에 수동 저항체로서 강봉을 조합하여 실험한 경우에는 변위-인발하중의 관계가 체인만 사용한 경우와 유사한 것으로 나타났으며, 항복 인발하중은 약간 증가된 것으로 나타났다. 따라서 비 신장성 보강체인 체인이 인발하중이 작용함과 동시에 체인 전 부분에서 마찰저항이 발휘되는 것으로 판단되었으며, 강봉이 체인의 변위에 미치는 영향은 적은 것으로 판단되었다.
- (3) 수동 저항체로서 L-형 앵글을 사용한 경우에는 변위가 체인만 사용한 경우보다 약 1/3정도 감소된 것

로 나타났으며, 역시 항복 인발하중도 약간 증가한 것으로 나타났다. 따라서 L-형 앵글의 경우에는 체인의 변위 억제에 큰 영향을 미치며, 또한 이 결과에서 L-형 앵글의 저항은 지지저항보다는 상대적으로 적은 변위가 요구되는 수동저항일 가능성이 크다고 판단되었다.

(4) 이론값과 실측값의 비교에서는 실측된 항복 인발하중의 값들이 보강 방법별로 또는 연직응력에 따라서 이론값 보다는 약 1.2~3배정도 큰 것으로 나타났으며, 연직응력이 클수록, 체인의 길이가 길수록 그리고 수동 저항체가 같이 사용된 경우에 항복응력이 큰 것으로 나타났다. 그리고 항복 인발하중의 증가 정도에서 강봉이나 L-형 앵글사이에 현저한 차이는 나타나지 않았다.

이상에서 체인을 보강재로 사용하는 경우에서 기존의 이론식을 적용한 설계나 시공은 안전측으로 나타났으나, 체인의 인발 저항력이 너무 과소 평가되고 있다고 판단되었다. 따라서 향후 체인 자체만의 인발저항에 대한 보다 세밀한 실험이 경제적인 설계와 시공을 위하여 필요하다고 판단되었다.

참 고 문 헌

- 신방응외 3인(2002), "Slit 보강토 용벽의 인발특성에 관한 연구", 한국지반환경공학회, 학술세미나 논문집, pp.34-40.
- Andrawes, K. Z., McGown, A., & Al-Hasani, M. M.(1978), "Alternation of soil behaviour by the inclusion of materials with different properties", *Ground Engng*, Vol.11, No.6, pp.35-42.
- Arenicz, R.M.(1992), "Effect of Reinforcement Layout on Soil Strength", *Geotechnical testing Journal*, Vol.15, No.2, pp.158-165.
- Bergado, D. T., Hardiyatimo, H. C., Cisneros, C. B., Chun, C. J., Alfaro, M. C., Balasubramaniam, A. S., & 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.
- Charles, H. T. & O'Rourke, T. D.(1985), "Lateral Force-Displacement Response of Buried Pipe", *J. of Geotechnical Engr*, Vol.11, No.9, pp.1077-1092.
- Duncan, J. M. & Robert L. M.(2002), "Passive Earth Pressures: Theories and Tests", *Journal of Geotechnical & Geo-environmental Engr.*, Vol.127, No.3, pp.248-257.
- Ingold, T. S.(1982), *Reinforced Earth*, Thomas Telford Ltd.
- Jones, C.-J.F.P.(1996), *Earth Reinforcement & Soil Structures*, Thomas Telford Ltd.
- Hausmann, M.R.(1992), "Soil Reinforcement-Concepts and Issues", *Workshop on Applied Ground Improvement Techniques in Geotechnical Engineering*, AIT.
- Koivumäki, O.(1983), "Friction between sand and metal", *Proc. of the 8th European Conference on Soil mechanics and Foundation Engr.*, Vol.1, Helsinki, pp.517-520.
- Lawson, C. R.(1992), "Soil Reinforcement with Geosynthetics", *Workshop on Applied Ground Improvement Techniques in Geotechnical Engineering*, AIT.
- McGown, A., Andrawes, K. Z. & Al-Hasani, M. M.(1978), "Effect of Inclusion Properties on the Behaviour of Sand", *Geotechnique* 28, No.3, pp.327-346.
- Palmeira E. M., & Milligan, G. W. E.(1989), "Scale and other Factors Affecting the Results of Pull-out Tests of Grids Buried in Sand", *Geotechnique* 39, No.3, pp.511-524.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., & Mesri, G.(1996), *Soil Mechanics in Engineering Practice* 3rd Ed., John Wiley & Sons.
- French National Research Project Clouterre(1991), *Recommendations CLOUTERRE 1991*, pp.29-39.
- 日本土質工學會(1990), 補強土工法, 土質基礎工學ライブラリ-29.
- 井上 治, 小南幸二(1996), "補強土工のチェーン筋の引抜き抵抗について", *土木學會 第51回年次學術講演會 概要集, 第3部(B) 地盤構造物の設計・施工, 地盤環境分野*, pp.626~627.
- 井上 治, 小南幸二, 福井 崇(1997), "補強土工における砂質土のチェーンの引抜き抵抗について", *平成9年 關西支部 年次學術講演會 講演概要, 第Ⅲ分野, 土木學會關西支部*.
- 土木研究センター(1994), *ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, ジオテキスタイル補強土工法普及委員會*.

(접수일자 2002. 7. 4, 심사완료일 2002. 8. 14)