

단일말뚝 형태의 모형시험을 통한 SCP와 GCP의 극한지지력 비교

Comparison of Bearing Capacity between SCP and GCP by Unit Cell Model Tests

김 병 일¹ Kim, Byoung-Il

이 승 원² Lee, Seung-Won

김 범 상³ Kim, Bum-Sang

유 완 규⁴ Lyu, Wan-Kyoo

Abstract

Several centrifuge modelling tests were performed to compare sand compaction pile (SCP) with gravel compaction pile (GCP) at the point of bearing capacity. SCP and GCP were installed as 30, 40, 50, 60, 70% of replacement ratio in cylindrical model tank (diameter = 20 cm, height = 40 cm), and the loading tests were carried out to analyze the bearing characteristics of soft clay ground reinforced by SCP and GCP. As a result of loading tests, the bearing capacities of soft grounds reinforced by SCP and GCP increase with increasing replacement ratio of pile, and a GCP reinforced ground has larger bearing capacity than that of a SCP reinforced ground. Several proposed bearing capacity equations for ground reinforced by SCP or GCP were compared with loading test results.

요 지

이 연구에서는 아직 국내에서는 시공실적이 없는 쇄석다짐말뚝(Gravel Compaction Pile)공법의 적용성을 판단하기 위하여 SCP와 GCP의 모형토조시험을 수행하였다. 즉, 원통형 압밀상자(지름 20cm, 높이 40cm)에 치환율 30, 40, 50, 60, 70%로 달리 조성하여 원심력 압밀시험기를 이용하여 압밀시킨 후, 재하시험을 통하여 두 공법의 지지력 특성을 비교 검토하였다. 또한 모형시험을 통해 얻어진 극한지지력을 기존에 제안된 SCP 및 GCP 시공지반의 극한지지력 산정식을 이용한 계산값과 비교하였다. 모형시험 결과 GCP 시공지반이 SCP 시공지반에 비해 지지력 측면에서 더 우수한 것으로 나타났다.

Keywords : Bearing capacity, Centrifuge modelling tests, GCP(Gravel Compaction Pile), Loading test, Replacement ratio, SCP(Sand Compaction Pile)

1. 서 론

모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile, 이하 SCP)공법 및 쇄석말뚝(Gravel Compaction Pile, 이하 GCP)공법은 느슨한 모래나 점성토 연약지반에 모래 또는 쇄석을 다지면서 압입하여 비교적 지름이 큰 말뚝을 조성하는 공법이다. 이 공법은 모래지반의 경우에는 밀도증대와

액상화 방지, 수평저항력 등을 증가시키고 점토지반에서는 원지반과 다져진 모래말뚝으로 이루어진 복합지반을 형성함으로써 지반의 전단강도 및 지지력 증대, 측방변위 억제, 압밀침하 저감 등의 효과를 목적으로 한다(神田&寺師, 1990; Barksdale, 1981). SCP 공법의 경우, 1955년 일본의 岡隆一이 개발한 후, 1957년 충격식 말뚝 시공법 도입, 1959년 진동기 개발, 1960년 진

1 정희원, 명지대학교 토목환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environ Engrg., Myongji Univ., bikim@mju.ac.kr)

2 정희원, 현대건설 기술개발원 차장 (Member, Senior Engineer, Hyundai Development Institute of Construction Technology)

3 정희원, 포스코건설 토목기술팀 과장 (Member, Manager, Civil Engrg., POSCO, E&C)

4 정희원, 명지대학교 토목환경공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil & Environ. Engrg., Myongji Univ.)

동식 모래다짐말뚝 타설기의 개발에 따라 시공능률 향상과 해상시공법 적용이 가능하게 되어 육상과 해상의 연약지반 개량공법으로 많이 적용되고 있다. 또한 GCP의 경우, 1830년 프랑스 고유기질 흙의 개량을 위해 처음으로 사용된 이래, 1950년 이후부터 지반개량을 위해 유럽에서 널리 이용되었으며, 미국에서는 1976년 이후 사용량이 증가하고 있다(Barkdale et al, 1983). 우리나라의 경우, SCP 공법은 육상 및 해상공사에 많은 시공실적을 보이고 있으나, GCP 공법은 아직까지 실제 현장에서 적용된 예가 없으며, 일부 시험시공을 통하여 현장 적용성 여부가 파악되고 있는 실정이다.

최근 국내의 경우 동북아 시장 개척의 활로를 열기 위한 신항만 건설이 한창 진행되고 있는데, 항만공사는 대부분 해상의 연약한 점성토지반에서 이루어지고 있으며, 그 동안 SCP 공법이 많이 사용되어 왔다. 그러나 모래 자원 부족 현상 및 단가 상승 등의 문제로 인하여 새로운 대체 공법이 필요한 실정이며, 이에 따라 연약 점성토지반에 대한 GCP의 적용성 연구가 절실히 요구되고 있다.

이 연구에서는 SCP와 GCP가 설치된 복합지반의 극한지지력을 평가하기 위하여 모형토조를 이용한 축소 모형시험을 수행하였다. 즉, 치환율을 30, 40, 50, 60, 70%로 변화시키면서 모래와 쇄석을 이용하여 단일 말뚝형태의 SCP 및 GCP를 각각 모형토조에 시공한 후 재하시험을 실시하여 재료 및 치환율 변화에 따른 극한지지력 특성을 파악하였다. 또한 기존에 제시된 산정식으로 계산된 극한지지력과 SCP 및 GCP 모형시험결과 얻어진 극한지지력을 비교하여 검토하였다.

2. SCP 및 GCP 시공지반의 파괴형태 및 극한지지력 산정식

SCP 및 GCP가 시공된 복합지반에서 모래(또는 쇄석) 말뚝의 파괴형태는 그림 1과 같이 벌징파괴(bulging failure), 전단파괴(shear failure), 관입파괴(punching failure)의 세 가지 경우로 구분할 수 있다. 말뚝의 길이가 충분히 긴 경우에는 대부분 지반의 전단강도가 최소가 되는 지점(말뚝직경의 2~3배)에서 벌징파괴가 발생하며, 말뚝의 길이가 상대적으로 짧은 경우에는 그림 1(b)와 같은 전단파괴가 발생하며, 말뚝 선단이 지지층에 지지되지 않은 경우에는 그림 1(c)와 같은 관입파괴가 발생한다(김명모 외, 2004). 복합지반에서 말뚝의 벌징파괴와 전단파괴에 대한 제안된 극한지지력 산정식들은 표 1과 같다. 표 1에서 보는 것처럼 극한지지력 산정식들은 점성토의 전단강도와 모래(또는 쇄석)의 내부마찰각에 의존하고 있다.

3. 모형시험

3.1 시험에 사용된 재료

이번 모형시험에 사용된 점토는 부산 OO현장에서 채취한 시료로 고소성 점토(CH)로 분류되었으며, SCP와 GCP의 말뚝 재료로 사용된 모래와 쇄석은 토조시험에 적당하도록 모래는 1mm 이하, 쇄석은 25mm 이하의 시료를 사용하였다. 시험에 사용한 재료들의 특성치는 표 2와 같고, 입도분포는 그림 2와 같다.

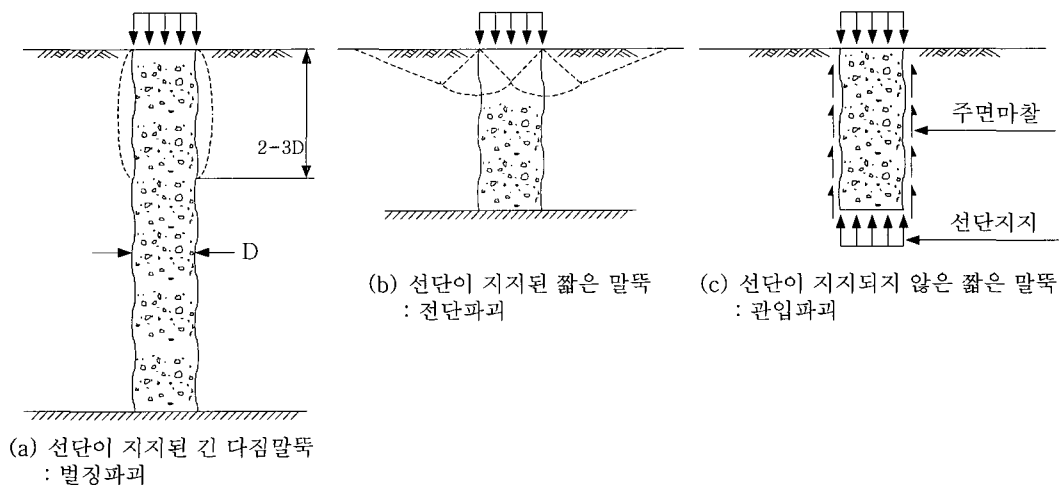


그림 1. 모래 또는 쇄석다짐말뚝의 파괴형태

표 1. 복합지반의 극한지지력 산정에 이용되는 제안식

제안자	지지력 산정 제안식	파괴형태
Greenwood(1970)	$q_{ult} = (\gamma_c \cdot z \cdot K_{pc} + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right)$	별장파괴
Vesic(1972)	$q_{ult} = (c_u F'_c + q F'_q) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right)$	
Hughes & Withers (1974)	$q_{ult} = (4c_u + \sigma'_{v0}) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right)$	
Mori(1979)	$q_{ult} = (0.5\gamma h + 5c_u) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right)$	
Hansbo(1994)	$q_{ult} = (\sigma'_{v0} + 5c_u) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right)$	
Wong(1975)	(1) $q_{ult} = 2 \{ (K_{pcq_0} + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) + 3aK_a \gamma_c (1 - \frac{3a}{2H}) \} \left(\frac{1}{K_a} \right)$: 침하량이 큰 경우에 적용 ($q_0 = 3c_u, K_a = \frac{(1 - \sin^2 \phi_s)}{(1 + \sin^2 \phi_s)}$) (2) $q_{ult} = (K_{p0} + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) \left(\frac{1}{K_a} \right)$: 침하량이 작은 경우에 적용 ($q_0 = 1.5c_u, K_a = \frac{(1 - \sin \phi_s)}{(1 + \sin \phi_s)}$)	전단파괴
Madhav & Vitkar (1978)	$q_{ult} = c_u N_c + \frac{1}{2} \gamma_c B N_\gamma + D_f \gamma_c N_q$	

여기서, γ_c : 점토의 단위중량, z : 복합지반의 깊이, c_u : 점성토 지반의 비배수강도, ϕ_s : 모래(쇄석)말뚝의 내부마찰각, q : 등가파괴심도에서의 평균응력, K_{pc} : 점성토 지반의 수동토압계수, F'_c, F'_q : 말뚝 지름에 대한 공동평창계수, σ_{vL} : 전 한계 방사응력, σ'_{v0} : 초기 축방응력, a : 모래(쇄석)말뚝의 지름, K_a : 모래(쇄석)말뚝의 주동토압계수, H : 모래(쇄석)말뚝의 길이, q_0 : 흙 표면 위의 연직응력, B : 하중재하 폭, D_f : 기초의 깊이, N_c, N_γ, N_q : 트렌치 폭/재하 폭 (A/B), 말뚝재료와 점토의 단위중량 비(γ_s/γ_c), 말뚝재료와 점토의 비배수강도 비(c/c_u), 말뚝재료의 내부마찰각에 따른 지지력 계수

표 2. 시험에 사용된 재료의 특성치

시험 재료	Specific Gravity, G_s	Atterberg Limit		Coefficient of Consolidation, c_v (cm ² /sec)	Max. Dry Unit Weight, γ_{dmax} (t/m ³)	Min. Dry Unit Weight, γ_{dmin} (t/m ³)	Shear Strength Parameter ϕ (°)	USCS
		LL(%)	PI(%)					
점토	2.72	63.8	35	1.3×10^{-4}	-	-	-	CH
모래	2.68	-	-	-	1.817	1.257	38.3	SP
쇄석	2.65	-	-	-	1.704	1.325	49.1	GP

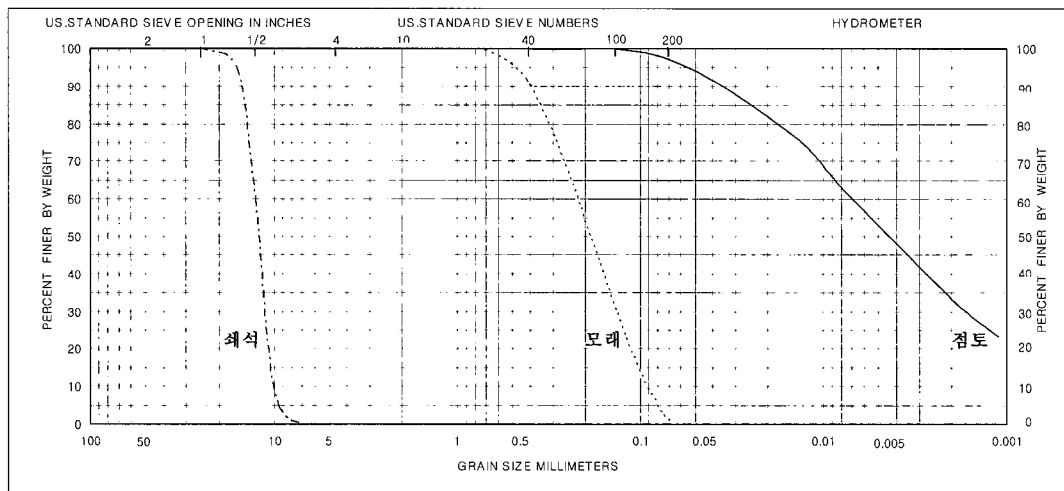


그림 2. 재료의 입도분포곡선

3.2 시험에 사용된 장비

단일 말뚝 형태의 SCP 및 GCP 시공지반의 조성은 명지대학교 지반공학연구실에서 개발한 원심력 압밀시험기를 이용하였다(그림 3). 이 원심력 시험기는 50cm의 회전팔(arm) 8개가 대칭으로 부착되어 있으며, 7.5HP의 모터 용량으로 최대 1140rpm의 회전이 가능하도록 제작되었다. 본 시험을 위한 모형토조는 지름 20cm, 길이 40cm의 원통형 토조 4개를 제작하였고, 원통형 압밀상자에 마찰을 최소화하기 위하여 벽면과 시료 사이에 다공 필름을 설치하였다(그림 4).

3.3 시험방법

SCP와 GCP 복합지반의 지지력 측정을 위하여 원통형 모형토조에 포화 점토시료를 넣은 후, 원심력 모형시험기를 이용하여 예압밀시킨다. 예압밀 후 원통형 모형토조에 치환율(a_s) 30, 40, 50, 60, 70%로 SCP 및 GCP를 조성하고 원심력 압밀시험기로 복합지반을 압밀시킨다. 압밀종료 후 점토지반에서 배인시험을 실시하여 압밀 후 점토지반의 전단강도를 측정하고, 재하장치를 이용하여 치환율에 따른 복합지반의 지지력 특성을 파악한

다. 시험순서는 다음과 같다.

- ① 조개껍질 등의 불순물이 제거된 점토시료를 액성한계 이상의 함수비 상태에서 물을 붓고 7일 이상 방치한다. 시료 속의 기포를 제거하기 위하여 끓인 후 원통형 압밀상자 하부에 샌드매트를 포설하고 그 위에 붓는다. 이때 슬러리상태 점토의 평균함수비는 $90 \pm 1.5\%$ 로 유지한다.
- ③ 점토시료 위에 상재압으로 추(3.2kg)를 얹어 원심력 압밀시험기에서 100rpm의 회전 원심력으로 약 24시간 동안 예압밀한다. 이 때 적용된 압밀압력은 약 25kPa에 해당된다. 예압밀된 시료의 평균 함수비는 $67.4 \pm 1.5\%$ 이다.
- ④ 예압밀된 점토시료에 각 치환율의 크기에 맞는 케이싱을 이용하여 점토지반을 관입, 인발한 다음 상대 밀도 70%로 조성된 SCP와 GCP를 설치하여 치환율 30, 40, 50, 60, 70%의 복합지반을 조성한다(그림 5). 이때 모래다짐말뚝 및 쇠석다짐말뚝은 미리 냉동고에 얼린 것을 사용한다.
- ⑤ 복합지반 조성이 완료된 후, 원심모형 시험기의 회전 속도를 150, 200, 250rpm으로 단계적으로 증가시켜 압밀시킨다. 이 때 압밀압력은 회전속도에 따라 각각

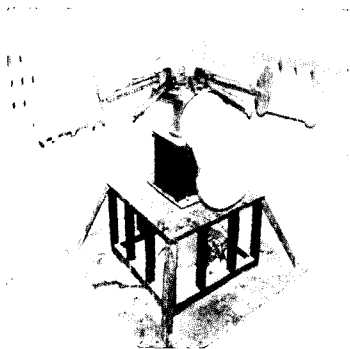


그림 3. 원심력 압밀 시험기

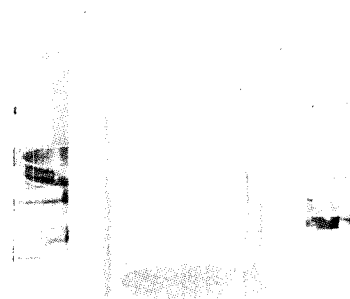


그림 4. 원통형 압밀상자

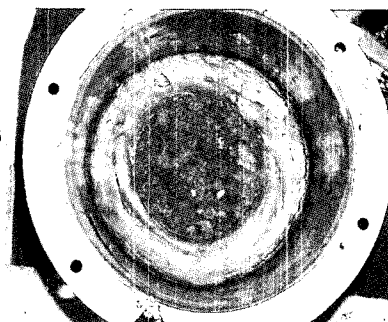


그림 5. SCP 및 GCP 조성 모습(치환율 30%)

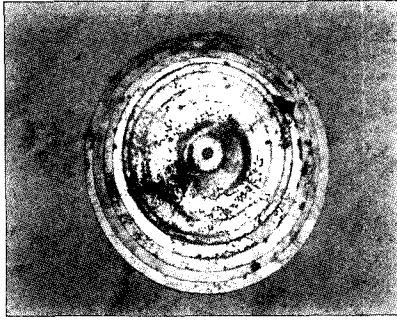


그림 6. 재하판

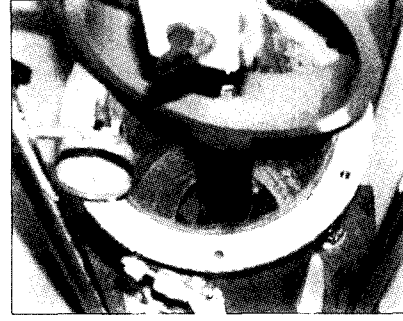


그림 7. 재하시험 전경

약 50kPa, 100kPa, 150kPa에 해당된다. 각 단계에서 24시간 동안 회전을 시켜 압밀이 종료된 후 점토지반에서 배인시험을 실시한다.

- ⑥ 그림 6 및 7과 같이 재하시험장치를 이용하여 SCP 및 GCP 말뚝의 재하시험을 실시한다. 이 때 재하봉과 재하판 사이의 뒤틀림을 방지하기 위하여 재하캡을 배치하고, 재하판은 말뚝직경과 동일한 크기를 사용한다.
- ⑦ 재하시험은 하중 제어 방식으로 하중을 1kg 단위로 증가시키면서 단계별 침하량을 측정하였으며 SCP와 GCP 단일말뚝 복합지반의 파괴로 인해 하중이 더 이상 증가하지 않을 때까지 실시한다.

그림 8에서 보는 것과 같이 SCP와 GCP는 연직배수재 기능을 발휘하여 원심모형 시험기의 회전속도와 회전시간으로 조절된 동일한 압밀압과 압밀기간에 대하여 치환율에 따른 압밀도의 차이를 보이고 있다. 즉, 연직배수재가 없는 치환율 0%의 지반에서는 압밀도가 약 50%에 불과하여 강도증가(Δc)가 9.3kPa에 그쳤으나, SCP와 GCP가 설치된 지반에서는 말뚝의 직경이 커질수록(즉, 치환율이 클수록) 압밀도가 커져 강도증가량도 커짐을 알 수 있다. 단, 본 시험조건에서 치환율이 50% 이상인 경우에는 압밀도가 95% 이상으로 계산되어 강

4. 시험결과 및 분석

4.1 시험결과

(1) 배인시험

SCP와 GCP 단일말뚝 복합지반의 압밀 전후의 배인 시험 결과는 표 3과 같으며, 배인시험 결과 얻어진 비배수 전단강도 증가량을 정리하면 그림 8과 같다. 표 3과

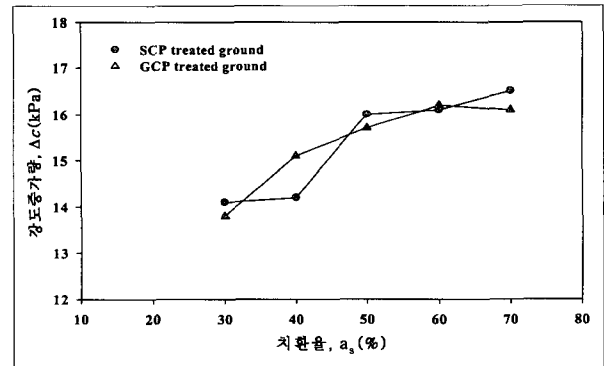


그림 8. 배인시험결과와 얻어진 전단강도 증가량

표 3. 배인시험결과와 함수비 측정결과

치환율 (a_s , %)	SCP 복합지반					GCP 복합지반				
	함수비 w (%)		배인시험 결과(kPa)			함수비 w (%)		배인시험 결과(kPa)		
	w_i	w_f	c_{u_i}	c_{u_f}	Δc_u	w_i	w_f	c_{u_i}	c_{u_f}	Δc_u
0	67.5	48.5	1.5	10.8	9.3	67.2	48.5	1.5	10.8	9.3
30	67.2	44.9	1.5	15.6	14.1	66.9	44.1	1.5	15.3	13.8
40	66.9	43.8	1.5	15.7	14.2	67.0	43.0	1.4	16.5	15.1
50	66.2	43.3	1.5	17.5	16.0	66.9	42.8	1.4	17.1	15.7
60	65.9	43.6	1.4	17.5	16.1	66.2	43.2	1.4	17.6	16.2
70	66.0	43.4	1.4	17.9	16.5	66.3	43.1	1.4	17.5	16.1

여기서, w_i : 압밀 전 함수비, w_f : 압밀 후 함수비,
 c_{u_i} : 압밀 전 점토의 비배수 강도, c_{u_f} : 압밀 후 점토의 비배수 강도

도증가량도 16kPa 내외에서 수렴하는 것으로 나타났다.

(2) 재하시험결과

재하시험 결과 얻어진 하중-침하(q-s) 관계(그림 9 및 그림 10)로부터 극한 지지력을 결정(Mansur/Kaufman (1956))하였으며, 결과를 정리하면 표 4와 같다. 표 4에서 보는 것처럼 두 공법 모두 치환율이 커질수록 말뚝의 지지력이 증가하는 경향을 보이는데, SCP 및 GCP의 치환율별 극한지지력을 도시하면 그림 11과 같다. 그림 11로부터 GCP의 지지력이 SCP의 지지력에 비해 상당히

표 4. 단일말뚝시험에서 측정한 극한지지력

치환율, a_s (%)	극한지지력, q_u (kPa)	
	SCP	GCP
30	310	410
40	480	510
50	520	750
60	550	800
70	560	830

큰 것을 알 수 있는데, 특히 치환율 50~70% 구간에서 GCP의 지지력이 SCP보다 약 1.48배 가량 큰 것으로 나타났다. 한편 두 공법 모두 50% 이상의 고치환율로 갈수록 지지력의 증가율이 둔화됨을 알 수 있다.

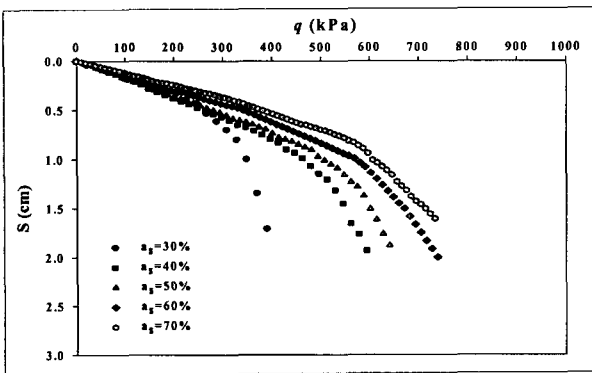


그림 9. 치환율에 따른 SCP 재하시험 결과

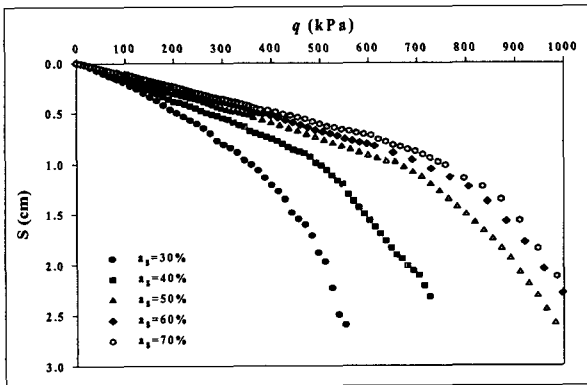


그림 10. 치환율에 따른 GCP 재하시험 결과

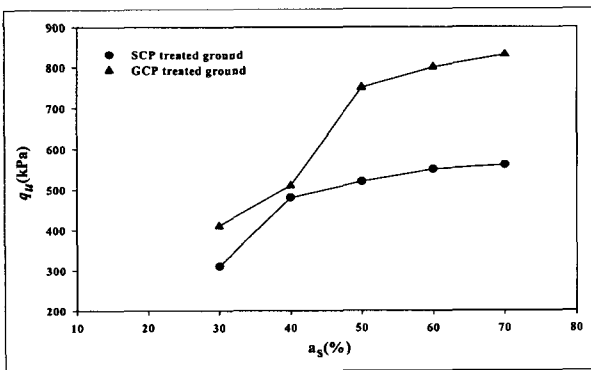


그림 11. 치환율에 따른 단일말뚝 극한지지력의 관계

4.2 기존 극한지지력 산정식과의 비교

SCP와 GCP 복합지반의 극한지지력 산정방법은 앞의 2절에서 살펴본 바와 같이 지반의 파괴형태에 따라 표 1과 같은 공식을 이용하여 산정할 수 있다. 본 시험은 원통형 모형토조의 제작 여건상 토조의 직경에 대한 높이비가 2로 제한되어 각 치환율에 따른 말뚝직경(D)과 길이(L)의 비가 표 5와 같이 1.43~2.19의 값을 가진다. 따라서 본 시험조건에서 예상되는 파괴형태는 그림 1(a)의 벌징파괴 형태와 (b)의 전단파괴 형태가 같이 발생하는 복합파괴 형태를 보이게 된다. 본 시험에서 측정된 극한지지력과 표 1에 정리된 파괴형태별 극한지지력 산정식에 의한 계산치를 표 6과 그림 12에는 SCP 복합지반에 대하여, 그리고 표 7과 그림 13에는 GCP 복합지반에 대하여 정리하였다. 극한지지력 계산시 비배수조건으로 가정하여 점토의 정지토압계수는 1을 사용하였으며, 초기 측방응력을 결정하기 위하여 포아송 비(ν)는 0.5, 점성토 단위중량은 18kN/m^3 를 사용하였다. 또한 압밀 후 복합지반의 깊이(z)는 측정결과에 근거하여 24cm를 사용하였고 팽창파괴가 발생하는 깊이는 시험 후 직접 확인한 결과에 근거하여 각 치환율에 따라 1D를 사용하였다. 강성지수(I_p)는 계산결과에 크게 영향을 미치지 않았으며, 점성토의 비배수 강도를 고려하여 50을 사용하였다. 또한 주변지반 비배수 강도(c_u)는 앞서 제시된 베인시험의 결과를 사용하였으며, 모래 및 쇄석 말뚝의 내부마찰각(ϕ_s)은 상대밀도 70%일 때 각각의 시험결과인 38.3° 와 49.1° 를 사용하여 계산을 수행하였다. SCP 복합지반의 경우 모형시험에서 측정된 극한지지력은 그림 12에서 보는 바와 같이 치환율 30%에 비하여

표 5. 치환율에 따른 말뚝 길이(L)/직경(D) 비

치환율(a_s , %)	말뚝 길이(L, cm)	말뚝 직경(D, cm)	L/D
30	24	10.95	2.19
40	24	12.65	1.90
50	24	14.14	1.70
60	24	15.49	1.55
70	24	16.73	1.43

표 6. SCP 복합지반의 극한지지력 비교

치환율(a_s , %)	극한지지력(kPa)							측정값
	별정파괴				전단파괴			
	Greenwood (1970)	Vesic (1972)	Hughes & Withers (1974)	Mori (1979)	Hansbo (1994)	Madhav & Vitkar (1978)	Wong (1975)	
30	151	335	274	337	341	216	233	310
40	152	338	277	339	344	234	234	480
50	167	377	309	378	384	243	261	520
60	167	378	310	379	385	251	261	550
70	171	387	318	388	394	250	267	560

표 7. GCP 복합지반의 극한지지력 비교

치환율(a_s , %)	극한지지력(kPa)							측정값
	별정파괴				전단파괴			
	Greenwood (1970)	Vesic (1972)	Hughes & Withers (1974)	Mori (1979)	Hansbo (1994)	Madhav & Vitkar (1978)	Wong (1975)	
30	251	555	454	557	564	386	385	410
40	268	599	491	602	610	417	415	510
50	277	622	510	624	633	434	430	750
60	284	642	526	643	653	448	443	800
70	283	640	525	640	651	447	441	830

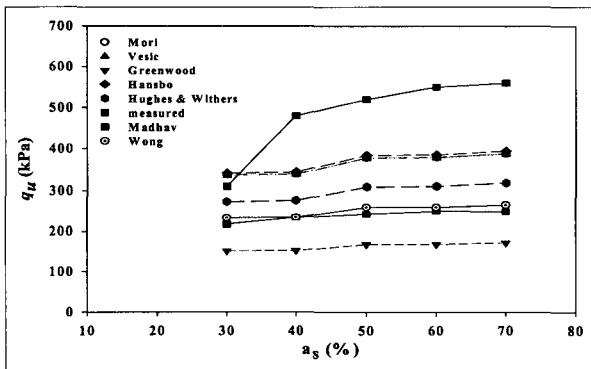


그림 12. SCP 단일말뚝 복합지반의 극한지지력 비교

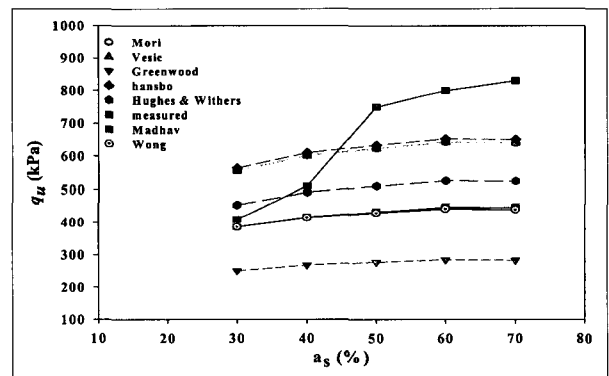


그림 13. GCP 단일말뚝 복합지반의 극한지지력 비교

치환율 40%일 때 극한지지력은 약 1.5배 증가하는 것을 알 수 있다. 이후 치환율 40% 이상의 구간에서는 치환율의 증가에 따른 지지력의 증가 효과가 둔화되어 치환율 40%와 비교할 때 치환율 70%에서는 극한지지력이 약 1.2배 증가하였다. 따라서 모형시험결과 치환율 40%

이상의 SCP 복합지반에서는 치환율의 증가에 따른 극한지지력의 증가 효과가 크지 않은 것으로 나타났다.

GCP 복합지반의 경우 모형시험에서 측정된 극한지지력은 그림 13에서 보는 바와 같이 치환율 30%와 치환율 40%일 때는 큰 차이가 없었으며, 치환율 50%일 때

는 치환율 30%에 비하여 극한지지력이 약 1.8배 증가하는 것을 알 수 있다. 이후 치환율 50%이상의 구간에서는 SCP 복합지반과 마찬가지로 치환율의 증가에 따른 지지력의 증가 효과가 매우 작게 나타났다.

한편, 모형시험결과와 계산식에 의한 극한지지력을 비교하면, SCP 복합지반의 경우에는 치환율 30%를 제외하고는 모형시험결과가 극한지지력이 더 큰 것으로 나타났으며, GCP 복합지반의 경우에는 치환율 30% 및 40%에서 계산 값이 더 큰 경우가 있었으나 치환율 50% 이상에서는 계산값보다 모형시험결과가 더 큰 것으로 나타났다. SCP와 GCP 두 복합지반 모두 측정 극한지지력이 계산 극한지지력에 비해 대체로 크게 나타났으며, 높은 치환율로 갈수록 이런 경향이 커진 이유는 모형시험을 단일 말뚝 형태로 실시했기 때문에 발생한 모형토조의 경계조건(구속조건) 때문인 것으로 판단된다.

또한, 그림 12와 그림 13에서 보는 것처럼 기존의 제안식에 의한 극한지지력은 치환율에 따라 큰 변화가 없는데, 이것은 기존의 극한지지력 산정식이 말뚝의 지름 및 치환율 등은 고려하지 않고 점토지반의 비배수 전단강도와 말뚝 재료에 따른 내부마찰각만을 고려하기 때문이다.

5. 결론

이 연구에서는 지름 20cm, 높이 40cm의 원통형 모형토조를 이용하여 치환율 30, 40, 50, 60, 70%로 모래 및 쇄석다짐말뚝을 조성하여 원심력 압밀시험기로 복합지반을 압밀시켰다. 압밀종료 후 점토지반에서의 베인시험과 함께 SCP 및 GCP 단일말뚝에 대해 말뚝재하시험을 실시하여 극한지지력을 측정하였으며, 복합지반에서 말뚝의 파괴형태별로 제안된 기존 극한지지력 산정식과의 비교를 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 단일말뚝 형태의 복합지반 지지력 시험결과, GCP의 지지력이 SCP의 지지력에 비해 전체적으로 크게 측정되었다. 특히, 치환율이 50% 이상인 경우 GCP의 지지력이 SCP보다 약 1.45배 가량 큰 것으로 나타났다. 한편 두 공법 모두 고치환율로 갈수록 지지력의 증가율은 둔화됨을 알 수 있다.
- (2) 모형시험결과와 계산식에 의한 극한지지력을 비교하면, SCP 복합지반의 경우에는 치환율 30%를 제외하고는 모형시험결과가 극한지지력이 더 큰 것으로 나타났으며, GCP 복합지반의 경우에는 치환율

30% 및 40%에서는 계산값이 더 큰 경우가 있었으나 치환율 50% 이상에서는 계산값보다 모형시험결과가 더 큰 것으로 나타났다.

- (3) SCP와 GCP 두 복합지반 모두 측정 극한지지력이 계산 극한지지력에 비해 대체로 크게 나타났으며, 높은 치환율로 갈수록 이런 경향이 커진 이유는 모형시험을 단일 말뚝 형태로 실시했기 때문에 치환율이 커짐에 따라 점토의 부분이 얇아지게 되고 재하된 하중에 대해 지반이 아닌 토조의 벽면이 저항하는 효과를 발생시킨 모형토조의 경계조건(구속조건) 때문인 것으로 판단된다.
- (4) 기존의 제안식에 의한 극한지지력은 치환율에 따라 큰 변화가 없는데, 이것은 기존의 극한지지력 산정식이 말뚝의 지름 및 치환율 등은 고려하지 않고 점토지반의 비배수 전단강도와 말뚝 재료에 따른 내부마찰각만을 고려하기 때문이다.

참고 문헌

1. 김병모, 김병일, 이승원, 조성민 (2004), *지반개량공법 설계*, 도서출판 새문, 서울.
2. 神田勝己, 寺師昌師 (1990), “粘性土地盤を對象とするSCP工法の實用設計法(感度分板と實態調査)”, 港滿枝研資料, No.669.
3. Barksdale, R. D. (1981), *Site Improvement in Japan Using Sand Compaction Piles*, Georgia Institute of Technology, Atlanta, pp. 48-75.
4. Barksdale, R. D. and Bachus, R. C. (1983), *Design and Construction of Stone Columns*, Vol.1, Report No.FHWA/RD-83/026, FHWA, Washington D.C, pp.141-151.
5. Greenwood, D. A. (1970), “Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface”, *Proc. Ground Engineering Conference*, Institute of Civil Engineering, pp.9-20.
6. Hansbo, S. (1994), *Foundation Engineering Development in Geotechnical Engineering*, Elsevier press, Vol.95, pp.450-455.
7. Hughes, J. M. O. and Withers, N. J. (1974), “Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Column”, *Ground Engineering*, Vol.7, No.3, May, pp.42-49.
8. Madhav, M. R. and Vitkar, P. P. (1978), “Strip Footing on Weak Clay Stabilized with a Granular Trench or Pile”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, pp.605-609.
9. Mori, H. (1979), “Some Case Records of Stability and Settlement of Embankment of the Soft Ground”, *Proceeding 6th. Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, pp.169-189.
10. Vesic, A. S. (1972), “Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, ASCE., Vol.98, NO.SM3, pp.265-290.
11. Wong, H. Y. (1975), “Vibroflotation-its effect on weak cohesive soils”, *Civil Engineering (London)*, No.824, pp.44-67.

(접수일자 2004. 3. 29, 심사완료일 2004. 9. 25)