

모래다짐말뚝(SCP) 시공지반의 지지력에 관한 실험적 연구

Experimental Study on Bearing Capacity of Ground Treated by Sand Compaction Piles

김 병 일¹ Kim, Byoung-Il

김 영 옥² Kim, Young-Uk

이 상 익³ Lee, Sang-Ik

최 용 성⁴ Choi, Yong-Sung

Abstract

The SCP(sand compaction pile) method which is a vertical reinforcing technique for soft ground using a sand compaction pile has received increasing popularity in Korea. Currently, there are different methods to evaluate the bearing capacity of the reinforced ground by the SCP method. However, a method that can consider the effect of the replacement ratio on the bearing capacity is not yet available. This study investigated the effect of the replacement ratio on the bearing capacity of the reinforced ground by the SCP method. The study involved laboratory experiments which were conducted on a centrifuge facility. Test conditions included various ranges of replacement ratios (20, 30, and 40%), centrifuged consolidation, and loading. From the results of the study, a method which can evaluate the bearing capacity of the reinforced ground was proposed and verified using the weighted average of the replacement ratio.

요 지

모래다짐말뚝(sand compaction pile)공법은 연약지반에 모래말뚝을 다져 시공하는 지반개량공법으로 최근 우리나라에서 많이 사용되고 있다. 모래다짐말뚝이 시공된 지반의 지지력을 산정하는 공식은 여러 개가 있으나 대부분 모래다짐말뚝의 치환율을 고려하지 않고 있다. 이 연구에서는 20%, 30% 및 40%의 치환율로 복합지반을 무리형태로 조성하여 원심력 압밀시험기를 이용하여 압밀시킨 후, 재하시험을 실시하여 모래다짐말뚝이 시공된 지반의 지지력 특성을 파악하는 모형시험을 수행하였다. 또한, 치환율을 고려한 복합지반의 지지력을 구하기 위해서 치환율에 따라 가중평균하여 지지력을 구할 수 있는 식을 제시하였으며 그에 대한 적용성을 검토하기 위해서 시험결과와 제안 식에 의한 복합지반의 지지력을 비교 검토하였다.

Keywords : Bearing capacity, Centrifugal consolidation apparatus, Composite ground, Sand compaction pile

1. 서 론

최근 사회 및 기반시설의 발전과 더불어 공업용지 및 주거용지 등의 수요가 점점 증가되고 있으나 지반조건

이 양호한 부지는 극히 제한되어 있기 때문에, 불량한 조건의 지반이나 해안 매립지 등의 지반을 개량하여 사용해야 하는 경우가 늘고 있다. 연약지반은 강도가 작고 특히 심도가 깊은 경우 과도한 침하 등의 변형이

1 정회원, 명지대학교 토목환경공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Myongji Univ., bikim@mju.ac.kr)

2 정회원, 명지대학교 토목환경공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Myongji Univ.)

3 정회원, (주)상지엔지니어링 과장 (Member, Manager, SangJee Engrg., Co. LTD.)

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

크게 발생하기 때문에 안정적이고 경제적인 설계 및 관리를 위하여 해당되는 연약지반의 공학적 성질을 정확히 분석하여야 하며, 필요하면 지반개량공법을 사용하는 등 대책을 강구해야 한다. 모래다짐말뚝(sand compaction pile, 이하 SCP)공법은 느슨한 모래나 점토로 구성된 연약지반에 모래를 압입하여 비교적 지름이 큰 모래말뚝을 다져 시공하는 지반개량공법으로써, 특히 연약점토지반에서는 모래말뚝이 원지반과 일체를 이루어 복합지반을 형성한다. 모래지반의 경우에는 밀도증대와 액상화 방지, 수평저항력 등을 증가시키고 점토지반에서는 원지반과 다져진 모래말뚝으로 이루어진 복합지반을 형성함으로써 지반의 전단강도 및 지지력 증대, 측방변위 억제, 압밀침하를 저감시키는 효과 등을 얻을 수 있는 공법이다(神田&寺師, 1990;Barksdale, 1981).

모래다짐말뚝이 시공된 지반의 지지력을 산정하는 공식으로는 Greenwood(1970)가 제안한 공식 등 여러 식들이 제안되어 사용되고 있으나 대부분 원지반의 비배수 전단강도와 모래말뚝의 전단저항각만 고려하고 있으며, 모래다짐말뚝의 지름, 치환율 등은 고려하지 않고 있다. 이 연구에서는 20%, 30% 및 40%의 치환율로 복합지반을 조성하여 원심력 압밀시험기를 이용하여 압밀시킨 후, 재하시험을 실시하고 지지력 특성을 파악하는 모형시험을 수행하였다. 또한, 치환율을 고려한 복합지반의 지지력을 구하기 위해서 치환율에 따라 가중평균하여 지지력을 구할 수 있는 식을 제시하였으며 그에 대한 적용성을 검토하기 위해서 시험결과와 제안식에 의한 복합지반의 지지력을 비교하여 검토하였다.

2. SCP 시공지반의 지지력 산정공식

SCP가 시공된 복합지반에서 모래말뚝의 파괴형태는 그림 1과 같이 벌징파괴(bulging failure), 전단파괴(shear failure), 관입파괴(punching failure)의 세 가지 경우로 구분할 수 있다. 점성토 지반의 경우에는 지반의 전단강도가 최소가 되는 지점(말뚝직경의 2~3배)에서 대부분의 파괴가 벌징형태로 일어난다(김명모외, 2004). 복합지반에서 말뚝의 벌징파괴에 대하여 극한지지력 (q_{ult}) 산정에 사용되는 공식들은 다음과 같다.

(1) Greenwood(1970)의 제안식

$$q_{ult} = (\gamma_c \cdot z \cdot K_{pc} + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right) \quad (1)$$

여기서 γ_c : 점성토의 단위중량

z : 복합지반의 깊이

K_{pc} : 점성토 지반의 수동토압계수

c_u : 점성토 지반의 비배수 전단강도

ϕ_s : 모래말뚝의 내부마찰각

(2) Vesic(1972)의 제안식

$$q_{ult} = (c_u F'_c + q F'_q) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right) \quad (2)$$

여기서, c_u : 점성토 지반의 비배수 전단강도

ϕ_s : 모래말뚝의 내부마찰각

q : 등가파괴심도에서의 평균응력

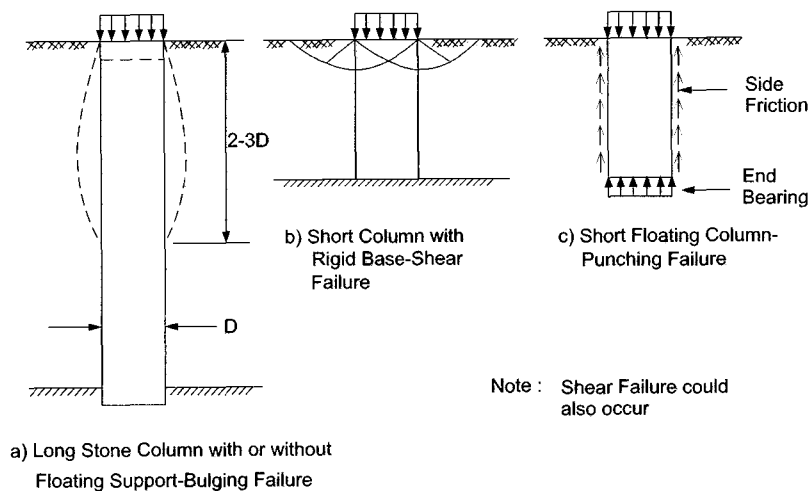


그림 1. 복합지반에서 모래말뚝의 파괴형태

F'_c, F'_q : 말뚝 지름에 대한 공동팽창계수

$$F'_c = (F'_q - 1) \cot \phi_c$$

$$F'_q = (1 + \sin \phi_c)(I_r \sec \phi_c)^{\sin \phi_c / (1 + \sin \phi_c)}$$

비배수조건($\phi_c = 0$)이면

$$F'_c = \ln I_r + 1, \quad F'_q = 1$$

I_r : 강성지수

ϕ_c : 점성토의 내부마찰각

(3) Hughes & Withers(1974)의 제안식

$$q_{ult} = \sigma_{rL} \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right) \quad (3)$$

여기서, $\sigma_{rL} = \sigma'_{ro} + 4c_u + u_0$

σ_{rL} : 전 한계 방사응력

c_u : 점성토 지반의 비배수 전단강도

ϕ_s : 모래말뚝의 내부마찰각

σ'_{ro} : 프레스미터 시험에 의한 초기 유효 방사
응력

u_0 : 초기 과잉간극수압

모래말뚝으로 과잉간극수압이 완전히 소산된다고 가정하면

$$q_{ult} = (4c_u + \sigma'_{ro}) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right) \quad (4)$$

이 되며, 초기 유효방사응력은 다음 식으로 계산한다.

$$\sigma'_{ro} = K_o(\gamma_c \cdot h + p) \quad (5)$$

여기서, K_o : 정지토압계수

γ_c : 원지반 점성토의 단위중량

h : 팽창파괴가 발생하는 깊이(보통 말뚝직경
의 1~2배)

p : 지반의 연직응력

(4) Hansbo(1994)의 제안식

$$\sigma_{rf} = \sigma'_{ro} + c_u \left[1 + \ln \frac{E_c}{2c_u(1 + \nu_c)} \right] \quad (6)$$

여기서, E_c : 점토의 탄성계수

ν_c : 점토의 포아송 비

σ_{rf} : 파괴시 축방응력

이 때, 점성토의 탄성계수(E_c)는 보통 $150 c_u \sim 500 c_u$ 의 범위이며, 비배수 상태에서 포아송 비(ν_c)를 0.5로 가정하면, σ_{rf} 는 $(\sigma'_{ro} + 5c_u) \sim (\sigma'_{ro} + 6c_u)$ 의 범위가 된다. 대부분 파괴시 방사응력을 $(\sigma'_{ro} + 5c_u)$ 로 가정하여 말뚝의 극한지지력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$q_{ult} = (\sigma'_{ro} + 5c_u) \left(\frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right) \quad (7)$$

여기서, ϕ_s : 모래말뚝 내부마찰각

σ'_{ro} : 초기 축방응력

3. 모형시험

3.1 시험에 사용된 재료

이번 연구에서 점토는 경기 이천 지역에서 구한 카오리나이트(Kaolinite) 성분의 실트질 점토를 #200체에 통과시킨 후 사용하였다. 또한, 모래는 일반 강모래를 시험에 적합하도록 2mm 이상의 입자를 제거하여 사용하였다. 시험에 사용된 시료의 물리적 특성은 표 1과 같으며, 입도분포는 그림 2와 같다.

3.2 시험에 사용된 장비

복합지반의 지지력 측정시험을 수행하기 위하여 그림 3과 같은 원심력 압밀 시험기를 사용하였다. 명지대

표 1. 시험에 사용된 재료의 특성치

Soil Type	Mechanical Characteristics						
	Atterberg limit		USCS	Dry Density		Relative Density, D_r (%)	Friction Angle, ϕ_{tr} (°)
	LL (%)	PI (%)		Max (kN/m ³)	Min (kN/m ³)		
Clay	30.1	9.0	ML	-	-	-	-
River Sand	-	-	SP	17.4	13.6	70	38.5

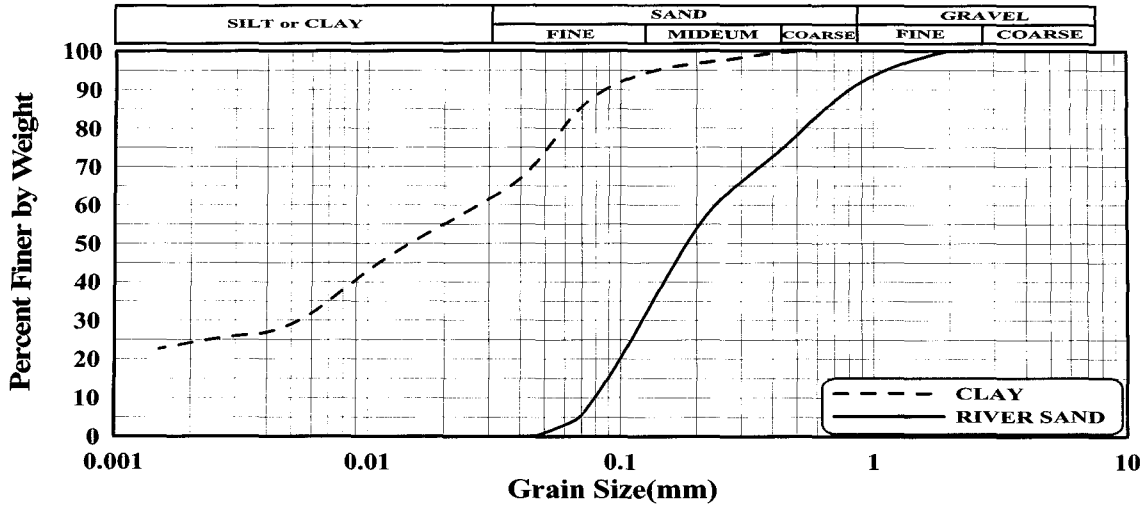


그림 2. 시험에 사용된 시료의 입도분포곡선

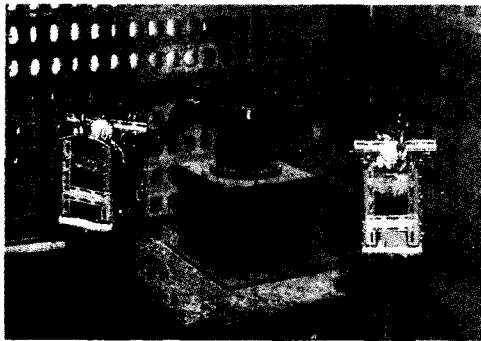


그림 3. 원심력 압밀 시험기

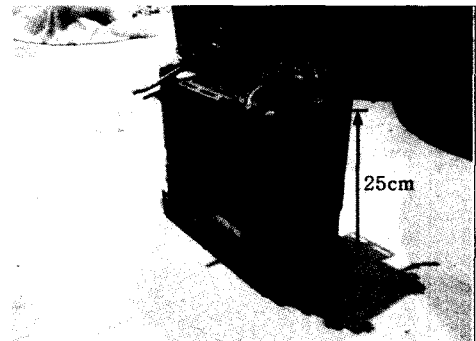


그림 4. 모형토조의 크기

학교 지반공학연구실에서 개발한 원심력 압밀 시험기는 길이 50cm의 회전팔(arm) 8개가 대칭으로 부착되어 있으며, 7.5HP의 모터 용량으로 최대 1140rpm의 회전이 가능하다. 시험에 사용된 모형토조는 25cm×10cm×25cm (가로×폭×높이) 크기로 아크릴을 사용하여 그림 4와 같은 형태로 제작하였으며, 원심력에 견딜 수 있도록 토조 외벽을 철제 프레임으로 보강하였다.

3.3 압밀압력 결정

사용된 원심력 압밀시험기의 회전 원심력에 대한 압밀압력 계산값을 구하기 위하여 다음과 같이 식 (8), (9)를 이용하였다.

$$1 \text{ rpm} = \frac{\text{rev.}}{\text{min}} \times \frac{2\pi \cdot \text{rad}}{1 \text{ rev.}} \times \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ sec}} = \frac{\pi}{30} \text{ rad/sec} \quad (8)$$

$$F = ma = \frac{W}{g} \cdot \omega^2 \cdot r \quad (9)$$

원심력 발생길이는 압밀상자 중앙까지의 길이(r)로, 시료의 무게(W)는 시료 중앙까지 무게 즉, 전체 시료 무게의 반을 고려하여 시료에 작용하는 힘(F)을 계산하고, 토조의 면적으로 나누어 작용 압력을 구한결과 100kPa, 150kPa의 압밀압력 계산 값을 얻을 수 있었다. 이 때 원심력 발생길이와 시료 무게의 반을 고려한 이유는 회전 원심력으로 인하여 압밀 용기 내에 작용하는 압력이 시료길이에 걸쳐 선형적으로 변하기 때문에 이를 고려하여 시료 전체 무게의 반을 고려하여 시료에 작용하는 압밀압력을 계산하였다. 위의 방법으로 계산한 결과는 표 2와 같다.

3.4 시험방법

복합지반의 지지력 측정시험은 SCP가 시공된 지반을 평면변형 조건을 모사하기 위한 시험으로 압밀 단계와 재하시험 단계로 나누어 실시하였다. 시험순서를 정리하면 다음과 같다.

표 2. 회전 원심력과 압밀압력의 관계

rpm (회전 원심력)	r (압밀 용기 중앙까지의 거리, cm)	시료무게 (W, N)	F(N)	b' (kPa)
				Calculated
50	65	86	156.3	6
100	65	86	625.5	25
150	65	86	1407.4	56
200	65	86	2502.0	100
250	65	86	3909.5	156
300	65	86	5629.7	225

표 3. 시험조건

치환율 (a_s , %)	토조 제원 (cm)	배치형태	말뚝 직경 (cm)	압밀압력 (kPa)
0	25×10×25	사각형 배치	2.2	100 150
20				
30				
40				

- (1) 모형토조(25cm×10cm×25cm) 바닥에 샌드 매트 (sand mat)를 설치하고, 모형 토조 안에 액성한계 이상의 함수비에서 10일 이상 방치한 시료를 기포를 제거하기 위하여 끓인 후 슬러리상태의 시료를 넣어 점토지반을 조성한다.
- (2) 조성된 점토지반에 상재압을 주기 위해 36N의 추를 올려놓고 원심력 압밀 시험기에서 50rpm씩 증가시키면서 최대 150rpm의 회전 원심력으로 예압밀한다.
- (3) 예압밀된 점토시료에 원형 케이싱을 모형지반에 관입한 후 인발하여 공벽을 생성한 후 20%, 30%, 40%의 치환율을 가진 모래-점토의 복합지반을 무리형태로 조성한다(그림 5 참조). 이때 말뚝 직경은 고정하고 말뚝 간격을 조절하며 사각형 배치 형태로 조성하였으며, 사용된 모래말뚝은 직경 2.2cm, 길이 15cm의 모래말뚝을 냉동고에 얼려서 사용하였다.
- (4) 모형토조에 복합지반의 조성이 완료되면, 원심력 압밀 시험기에서 200rpm(압밀압력 100kPa에 해당)과 250rpm(압밀압력 150kPa에 해당)의 회전원심력으로 약 10시간 동안 압밀한다.
- (5) 또한, 대상지반의 비배수 전단강도(c_u)를 측정하기 위하여 모래말뚝 시공 전(예압밀 종료상태)과 모래말뚝 시공 후 베인시험을 실시한다.
- (6) 베인시험 종료 후 10cm×6cm×0.5cm(가로×세로×두께)인 재하판을 얹고 그림 6과 같이 재하시험을 실시한다.

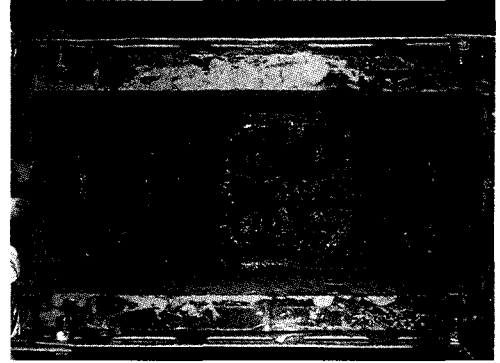


그림 5. 복합지반 조성

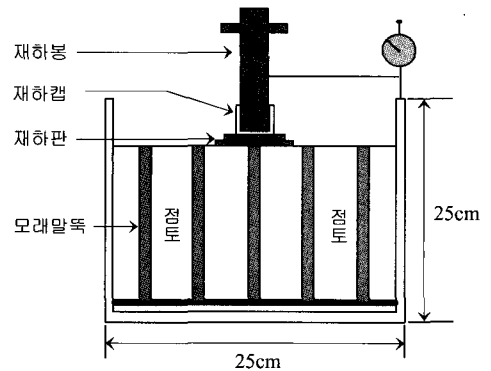


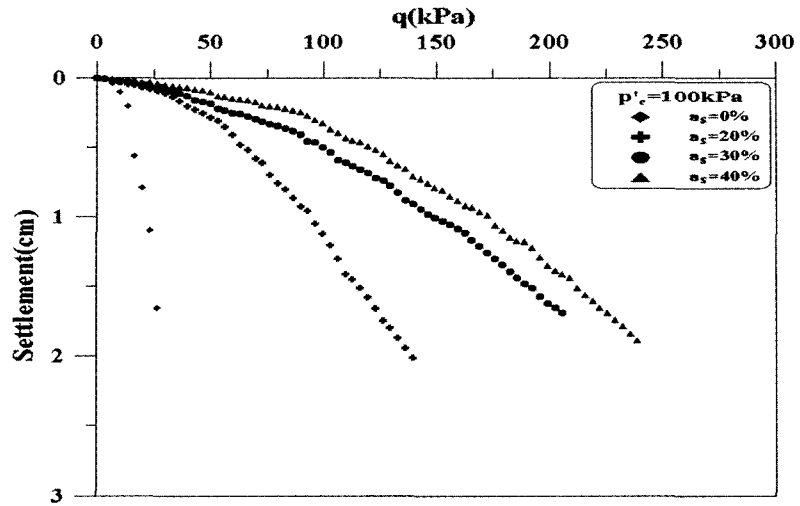
그림 6. 재하시험 개념도

시한다. 재하시험은 하중 제어 방식으로 하중을 10N 단위로 증가시켜가며 단계별 침하량을 측정하였으며, 더 이상 하중이 증가하지 않을 때까지 실시하였다.

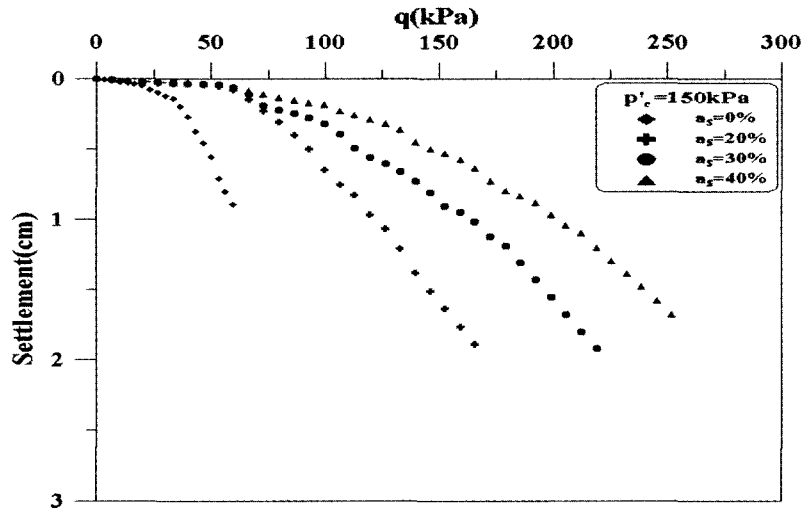
4. 시험결과 및 분석

4.1 시험결과

재하시험 결과 얻어진 하중-침하 관계곡선은 그림 7과 같다. 그림 7의 하중-침하 관계곡선에서 극한지지력은 평판재하시험에서와 마찬가지로 기울기가 일정해지기 시작하는 점으로 결정하였다. 결정된 극한지지력은 표 4 및 그림 8과 같다. 그림 8에서 보는 것처럼 두 가지 압밀압력 모두 치환율이 커짐에 따라 극한지지력이 증가하고 있으나 그 증가폭은 줄어드는 것으로 비슷한 경향을 나타냈다. 또한, 압밀압력이 큰 경우 원점토지반의 비배수 전단강도 증가에 따라 복합지반의 극한지지력이 증가하였으며, 순수 점토지반에 비하여 모래다짐말뚝이 시공된 조건의 극한지지력은 최대 치환율 40%에서 10배 이상 증가하는 것으로 나타났다.



(a) 압밀압력 100kPa인 경우



(b) 압밀압력 150kPa인 경우

그림 7. 재하시험 결과

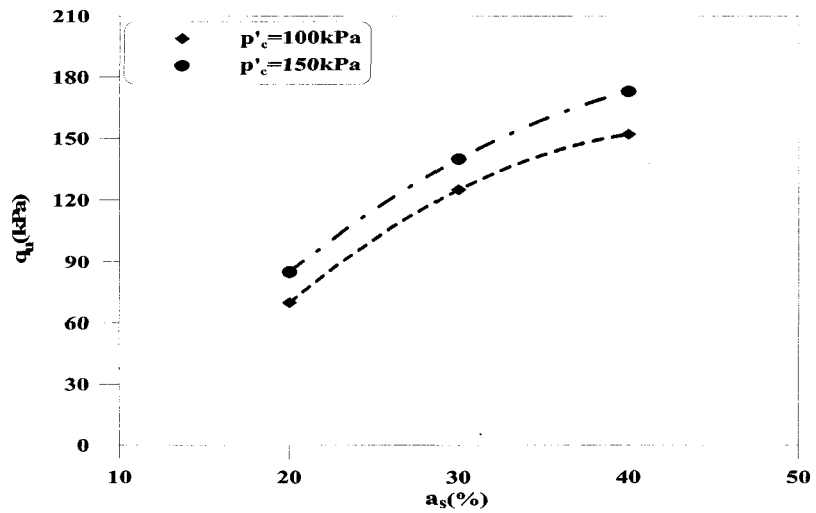


그림 8. 치환율과 측정된 극한지지력의 관계

표 4. 재하시험으로부터 측정된 극한지지력

치환율 (a_s , %)	극한 지지력(kPa)	
	압밀압력 100kPa일 때	압밀압력 150kPa일 때
0	15	35
20	70	80
30	125	140
40	152	173

표 5. 배인시험 결과

치환율, (a_s , %)	비배수 전단강도(kPa)			
	압밀압력 100kPa일 때		압밀압력 150kPa일 때	
	c_u	Δc	c_u	Δc
0	18.2	6.9	21.0	9.7
20	26.3	15.0	31.9	20.6
30	31.2	19.9	33.6	22.3
40	35.3	24.0	40.5	29.2

비고 : 초기 슬러리 상태 점토의 초기함수비(w_0)는 51.2%
 SCP시공전(예압밀 종료상태)의 평균비배수 전단강도(c_0)는 11.3kPa

또한 모래다짐말뚝 시공 전(예압밀 종료상태)과 시공 후의 모형지반의 비배수 전단강도를 측정하기 위하여 배인 시험을 실시하였으며, 측정된 비배수 전단강도(c_u)는 표 5와 같다. 표 5의 시험결과를 회기분석하여 정리한 것이 그림 9이다. 그림 9에서 보는 바와 같이 두 가지 압밀압력 모두 치환율이 커질수록 비배수 전단강도는 거의 선형적으로 증가하고 있다.

4.2 결과분석

복합지반의 지지력시험 측정결과와 모래말뚝의 극한 지지력 산정식과 비교하기 위하여 여러 제안자들이 제시한 식을 이용하여 극한지지력을 계산하였다. 극한지지력 계산시 점성토 단위중량은 17kN/m^3 , 별징파괴가 발생할 깊이는 2.2cm(1D), 복합지반의 깊이(z)는 15cm,

표 6. 제안식에 의해 계산한 극한지지력

극한지지력 (kPa)	압밀압력 100kPa일 때				압밀압력 150kPa일 때			
	$c_u=18.1\text{kPa}$ ($a_s=0\%$)	$c_u=26.7\text{kPa}$ ($a_s=20\%$)	$c_u=31.0\text{kPa}$ ($a_s=30\%$)	$c_u=35.3\text{kPa}$ ($a_s=40\%$)	$c_u=21.3\text{kPa}$ ($a_s=0\%$)	$c_u=30.7\text{kPa}$ ($a_s=20\%$)	$c_u=35.4\text{kPa}$ ($a_s=30\%$)	$c_u=40.1\text{kPa}$ ($a_s=40\%$)
Greenwood(1970)	166.6	240.6	277.6	314.6	194.2	275.0	315.4	355.8
Hughes & Withers(1974)	312.9	460.9	534.8	608.8	367.8	529.7	610.5	691.3
Vesic(1972)	379.1	524.5	597.2	669.9	433.2	592.1	671.6	751.1
Hansbo(1994)	390.8	575.7	668.1	761.0	459.6	661.7	762.7	863.8

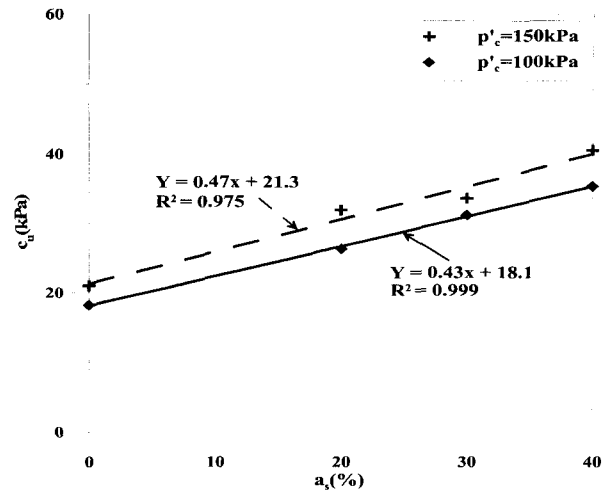
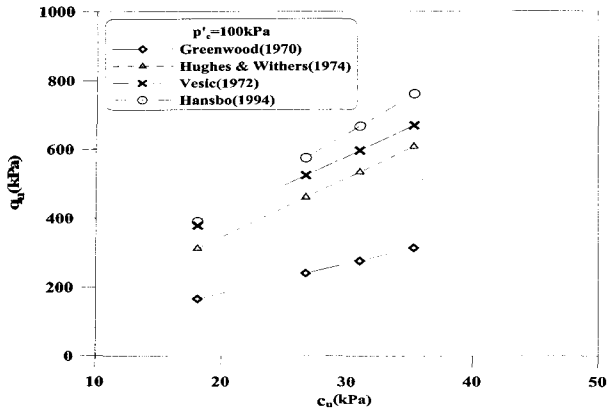


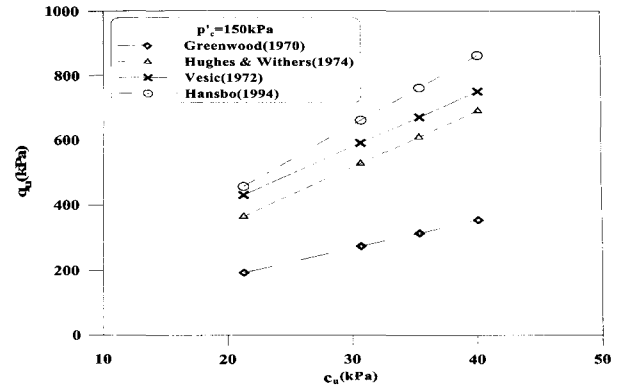
그림 9. 치환율과 c_u 값의 관계

강성지수(I_r)는 50을 사용하였으며, 비배수조건으로 가정하여 포아송 비(ν)는 0.5, 점토의 토압계수는 1을 사용하였다. 또한 모래말뚝의 내부마찰각(ϕ_s)은 시험결과인 38.5° 를 사용하였다. 극한지지력 산정공식은 앞에서 살펴본 것처럼 주로 주변지반의 비배수 전단강도(c_u)에 의존하는데 공식사용시 비배수 전단강도(c_u)는 그림 9의 식을 이용하여 결정된 값을 사용하였다. 극한지지력 계산결과는 표 6 및 그림 10과 같다.

그림 10의 극한지지력을 살펴보면 비배수 전단강도(c_u)의 증가에 따라 지지력은 어느 경우이든 선형적으로 증가하는 것을 알 수 있다. 이것은 제안된 식들이 복합지반의 치환율과 모래말뚝의 지름은 고려하지 않고 주변지반의 비배수 전단강도와 모래말뚝의 수동토압계수만을 고려하여 산정하기 때문에 나타난 결과이다. 또한, 표 6의 계산값을 표 4의 모형시험 결과 얻어진 지지력 측정값과 비교하면 상당한 차이가 있음을 알 수 있다. 이 연구에서는 기존에 제안된 말뚝지지력 산정식을 이용하면서 동시에 치환율을 고려한 복합지반의 지지력

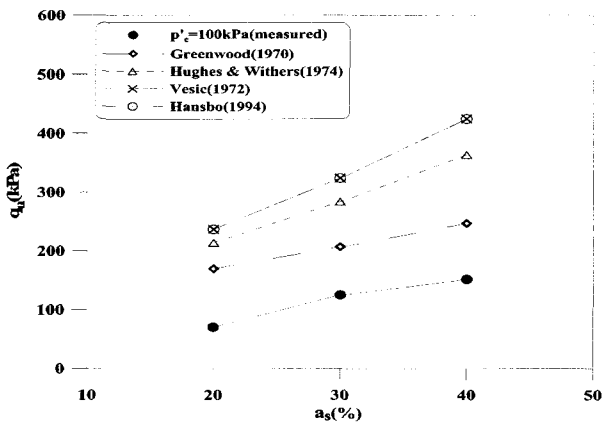


(a) 압밀압력 100kPa

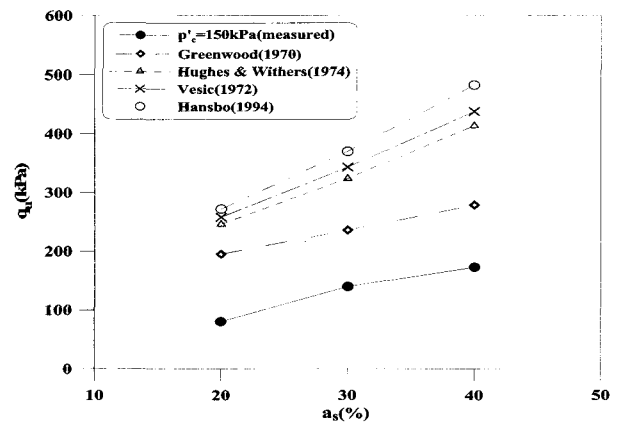


(b) 압밀압력 150kPa

그림 10. 비배수강도와 극한지지력의 관계



(a) 압밀압력 100kPa



(b) 압밀압력 150kPa

그림 11. 시험결과와 제안식의 비교(치환율 고려)

표 7. 치환율을 고려한 극한지지력 계산값과 측정 지지력의 비교

		치환율 (a_s , %)	극한 지지력(kPa)	
			극한 지지력(kPa)	
			100kPa일 때	150kPa일 때
계산값	Greenwood(1970)	20	170	195
		30	207	236
		40	247	279
	Hughes & Withers(1974)	20	214	246
		30	284	324
		40	364	414
	Vesic(1972)	20	227	258
		30	303	343
		40	389	438
	Hansbo(1994)	20	237	272
		30	324	370
		40	425	483
측정값		20	70	80
		30	125	140
		40	152	173

을 구하기 위해서 식 (10)과 같은 식을 제안한다.

$$q_{u,sc} = c \cdot N_c \cdot (1 - a_s) + q_{u,pile} \cdot a_s \quad (10)$$

여기서, $q_{u,sc}$: 복합지반의 지지력,

$q_{u,pile}$: 제안 공식에 의한 모래말뚝의 지지력

N_c : 지지력계수 ($\phi = 0$ 이므로 5.7 사용)

식 (10)을 이용하여 극한지지력을 다시 계산하여 정리하면 표 7 및 그림 11과 같다. 그림 11에서 살펴보면 치환율을 고려하여도 산정식에 의한 극한지지력과 모형시험결과가 상당한 차이가 있음을 알 수 있었으며, 현재까지 개발된 이론식은 어느 방법이든 극한지지력을 과대평가함을 알 수 있다.

5. 결론

이 연구에서는 20%, 30% 및 40%의 치환율로 모래말

뚝을 조성한 후 원심력 압밀시험기를 이용한 모형시험을 수행하여 모래다짐말뚝 시공지반의 지지력 특성을 파악하였다. 또한, 치환율을 고려한 복합지반의 지지력을 구하기 위해서 치환율에 따라 가중평균하여 지지력을 구할 수 있는 식을 제시하였으며 그에 대한 적용성을 검토하기 위해서 시험결과와 제안식에 의한 복합지반의 지지력을 비교하여 검토하였다. 연구결과 얻은 결론을 정리하면 다음과 같다.

- (1) 모래-점토의 복합지반 지지력 측정 시험결과, 치환율이 20%에서 30%, 40%로 증가함에 따라 극한 지지력이 증가하는 것으로 나타났으며, 치환율이 커질수록 지지력의 증가율은 낮아지는 것으로 나타났다.
- (2) 모형시험결과 압밀압력이 큰 경우 원점토지반의 비배수 전단강도 증가에 따라 복합지반의 극한지지력이 증가하였으며, 순수 점토지반에 비하여 모래다짐말뚝이 시공된 조건의 극한지지력은 최대 치환율 40%에서 10배 이상 증가하는 것으로 나타났다.
- (3) 기존의 복합지반 극한지지력 산정공식들은 모형시험 결과와 비교할 때 극한지지력을 과대평가하는 것으로 나타났다.
- (4) 기존 공식들은 주로 원점토지반의 비배수 전단강도

와 모래말뚝의 수동토압계수만을 고려하여 모래말뚝의 지름 및 치환율은 고려할 수 없으며, 이 연구에서 제안한 가중평균에 의한 치환율을 고려하는 산정식을 사용하면 좀 더 합리적으로 지지력을 결정할 수 있으리라 생각한다.

참 고 문 헌

1. 김명모, 김병일, 이승원, 조성민 (2004), 지반개량공법 설계, 도서출판 새론.
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. Greenwood, D. A. (1970), “Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface”, *Proc. Ground Engineering Conference*, Institute of Civil Engineering, pp.9-20.
5. Hansbo, S. (1994), *Foundation Engineering Development in Geotechnical Engineering*, Vol.95, pp.450-455.
6. Hughes, J. M. O. & Withers, N. J. (1974), “Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Column”, *Ground Engineering*, Vol.7, No.3, May, pp.42-49.
7. 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.

(접수일자 2004. 2. 9, 심사완료일 2004. 5. 14)