

## 쇄석말뚝의 지지력 특성에 관한 모형시험 연구

### A Model Test Study on the Bearing Capacity of the Crushed Stone Pile

이상익<sup>1)</sup>, Sang-Ik Lee, 박용원<sup>2)</sup>, Yong-Won Park, 김병일<sup>3)</sup>, Byoung-Il Kim, 윤길림<sup>4)</sup>, Gil-Lim, Yoon

<sup>1)</sup> 명지대학교 토목공학과 박사과정, Ph. D candidate, Dept. of Civil Eng., Myongji University

<sup>2)</sup> 명지대학교 SOC 공학부 교수, Professor, Dept. of Civil & Environmental Eng., Myongji University

<sup>3)</sup> 명지대학교 SOC 공학부 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil & Environmental Eng., Myongji University

<sup>4)</sup> 한국해양연구소 항만공학센터, 선임연구원, Senior research engineer, Korea Ocean Research & Development Institute

**SYNOPSIS** : Crushed Stone Pile(CSP) is one of the ground improvement methods available to loose sand and clayey ground by forming compacted CSP in the weak soil layer. The effects of this method are enhancement of ground bearing capacity, reduction of settlement and prevention of lateral ground movement in cohesive layer, reduction of liquefaction potential in sandy ground. This study performs model tests in 1.0m×1.0m×1.0m and 1.5m×1.5m×1.2m model tank to observe bearing capacity of CSP treated ground. The area replacement ratio of CSP composite ground varies 20%, 30% and 40% with square grid pattern. After the composite ground was consolidated under pressure of 0.5kg/cm<sup>2</sup> and 1.0kg/cm<sup>2</sup>, load tests were carried out. The results show that ultimate bearing capacity increases with area replacement ratio and the preconsolidation pressure of ground.

**Key words** : Crushed Stone Pile, area replacement ratio, composite ground, ultimate bearing capacity

## 1. 서론

쇄석말뚝(Crushed Stone Pile, 이하 CSP)공법은 연약한 점성토 지반 및 느슨한 시질토 지반을 개량할 목적으로 지중에 다져진 쇄석말뚝을 만드는 공법이다. 쇄석말뚝공법은 연약한 점성토 지반에서는 지지력 증대, 침하저감, 측방유동방지 등의 효과를, 사질토 지반에서는 액상화 방지 등의 효과를 기대할 수 있다.

이 연구에서는 쇄석말뚝공법으로 처리된 연약한 점성토 지반의 지지력을 평가하기 위하여 1.0m×1.0m×1.0m 및 1.5m×1.5m×1.2m 철제 모형토조를 이용한 축소모형시험을 실시하였다. 모형토조에 재현된 연약한 점성토 지반에 무리 쇄석말뚝을 치환율 20%, 30% 및 40%의 사각형배치로 조성하였다. 조성된 쇄석말뚝 복합지반에 압력(0.5kg/cm<sup>2</sup> 그리고 1.0kg/cm<sup>2</sup>)을 재하한 이후 단일 쇄석말뚝 및 무리 쇄석말뚝에 대한 재하시험을 실시하였다.

## 2. CSP 공법

### 2.1 CSP 공법의 개요

CSP는 비교적 강성이 크고 압축성이 작은 조립질 재료를 지중에 강제로 압입하여 연약한 점성토 지반

및 느슨한 사질토 지반에 치환율( $a_s$ ) 10%~35%로 쇄석말뚝을 설치함으로써, 연약한 점성토 지반에서는 기초지반의 지지력 증가와 침하량 감소 및 압밀배수에 의한 지반개량 효과 등을 얻는 공법이며, 사질토 지반에서는 지진발생 시 액상화 방지에도 효과적인 공법이다(Barksdale & Bachus, 1983).

1830년 프랑스에서 고유기질 흙의 개량을 위해 처음으로 사용된 CSP는 1950년 이후 지반개량을 위해 유럽에서 널리 이용되고 있으며, 미국에서도 1976년 이후부터 사용량이 증가하고 있다. 또한 일본의 경우, 모래다짐말뚝(SCP)과 더불어 많은 연구가 이루어졌으며, 거의 실용화 단계에 있는 것으로 보고되고 있다.

쇄석말뚝공법은 대부분의 경우 매트기초와 더불어 무리 형태로 설치된다. 이 경우 단일 쇄석말뚝의 경우와 달리, 인접한 쇄석말뚝의 존재에 따른 구속효과 및 변형억제 등의 상호작용이 기초지반의 하중분담효과와 맞물려 복합적인 거동 특성을 지니게 된다. 따라서 이와 같은 상호작용을 정량적으로 평가하여 설계에 적절히 반영하기는 어려우며, 현재까지 단일 쇄석말뚝에 대한 평가기법을 근간으로 하는 간편한 방식이 설계에 적용되고 있는 실정이다.

## 2.2 CSP의 극한지지력 산정

쇄석말뚝의 거동에 영향을 주는 요소는 원지반의 비배수강도, 방사방향 응력-변형률 특성, 쇄석말뚝의 직경, 쇄석의 응력-변형률 특성과 내부마찰각, 그리고 쇄석말뚝 복합지반의 치환율을 들 수 있다. 쇄석말뚝의 지지력에서 무리거동의 영향은 Barksdale & Bachus(1993)에 의해 해석되었지만, 일반적으로 무리쇄석말뚝의 극한지지력은 단일말뚝의 지지력을 산정한 후 말뚝 수를 곱하여 산정한다. CSP의 극한지지력 산정에 사용되는 공식들은 다음과 같다.

### 1) Hughes & Withers(1974)의 제안식

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

여기서,  $\sigma_{rL}$  : 한계방사응력  $\approx 4c_u + \sigma_{r0} + u_0$ ,  $c_u$  : 주변지반의 비배수 전단강도  
 $\phi_s$  : 쇄석말뚝의 내부마찰각,  $u_0$  : 초기 과잉간극수압,  $\sigma_{r0}$  : 초기 측방응력( $K_0(\gamma h + p)$ )  
 $h$  : 팽창파괴가 발생하는 깊이(보통 말뚝직경의 1~2배),  $p$  : 상재압

### 2) Brauns(1978)의 제안식

$$\frac{\sigma_s}{c_u} = \left( \frac{q}{c_u} + \frac{2}{\sin 2\delta} \right) \left( 1 + \frac{\tan \delta_s}{\tan \delta} \right) \tan^2 \delta_s \quad (2-a)$$

$$p_a = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{F_s} \quad (2-b)$$

여기서,  $\delta$  : 전단파괴각,  $\delta_s$  : 쇄석말뚝 내 전단파괴각,  $\sigma_s$  : 초기극한응력,  $q$  : 상재압  
 $A_s$  : 쇄석말뚝의 면적( $=\pi D^2/4$ ),  $\phi_s$  : 쇄석말뚝 재료의 내부마찰각,  
 $c_u$  : 주변지반의 비배수 전단강도,  $F_s$  : 안전율(보통 2 사용)

### 3) Hansbo(1994)의 제안식

$$q_{ult} = (\sigma_{r0} + 5c_u) \left( \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right) \quad (3)$$

여기서,  $\phi_s$  : 쇄석말뚝의 내부마찰각,  $\sigma_{r0}$  : 초기 측방응력,  $c_u$  : 주변지반의 비배수 전단강도

### 3. 모형토조시험

#### 3.1 시험에 사용된 기구

이번 연구에서는 크기 1m×1m×1m와 1.5m×1.5m×1.2m인 철제 모형토조를 시험에 사용하였으며, 쇄석말뚝 시공방법의 하나인 프랭키(Franky) 방법을 모사하여 쇄석말뚝 조성하였다. 쇄석말뚝 시공장비는 폭 2m, 높이 3m의 크레인에 좌·우 이동이 용이하도록 롤러(roller)를 설치하였으며, 이 롤러에 길이 1.2m의 유압실린더를 장착하였다. 또한 이동식 롤러 양단에 가이드 바(guide bar)를 달아 쇄석말뚝을 조성하기 위한 케이싱(φ 20cm)이 상·하로 움직일 수 있도록 하였다. 또한 쇄석말뚝 조성시 진동 압입이 가능하도록 유압실린더 하단에 진동기를 부착하였다.

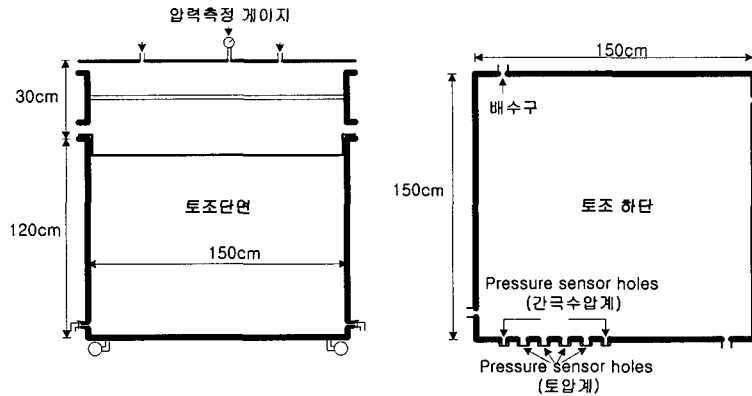


그림 1. 모형토조 단면도

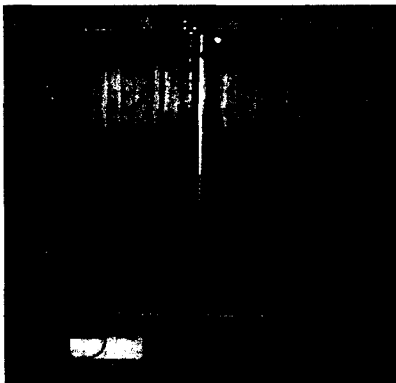


사진 1. 크레인 및 유압실린더

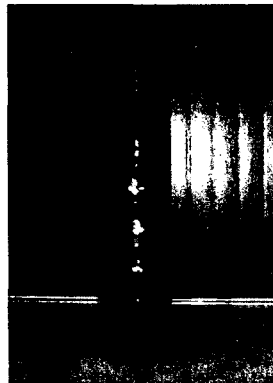


사진 2. 케이싱(φ 20)

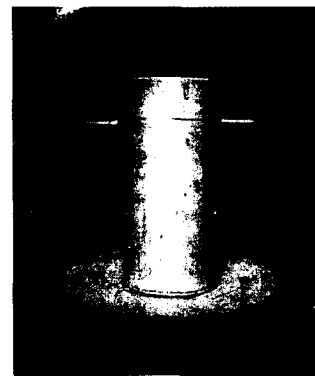


사진 3. 진동기

#### 3.2 시험에 사용된 재료

시험에 사용된 재료는 카오리나이트(Kaolinite) 성분의 실트질 점토로서 함수비를 약 50% 이상으로 완전 재성형한 후 사용하였다. 쇄석말뚝을 형성하기 위한 채움재로는 약 1.5~2.5cm 크기의 쇄석을 사용하였다. 점토와 쇄석의 기본물성을 요약하면 표 1과 같다.

표 1. 점토와 쇄석의 특성치

점토					쇄석	
specific gravity, $G_s$	liquid limit, (%)	plastic limit, (%)	plasticity index, PI	coefficient of consolidation, $c_v(\text{cm}^2/\text{sec})$	shear strength parameter $\phi(^{\circ})$	specific gravity, $G_s$
2.60	30.1	21.3	9	$3.146 \times 10^{-2}$	47 °	2.68

\* 쇄석의 내부마찰각은 대형직접전단시험으로 얻은 결과임

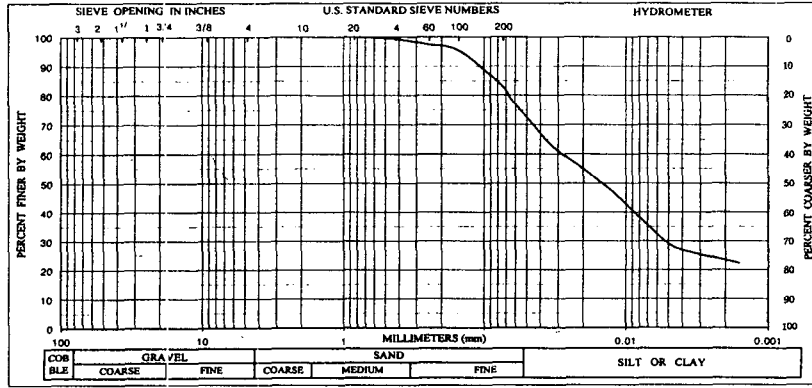


그림 2. 점토의 입도분포곡선

### 3.3 시험방법

#### 3.3.1 복합지반 형성 및 압력재하

모형토조 하부에 원활한 배수를 위하여 샌드매트(sand mat)를 깔았으며, 상부 샌드매트 위에 고무 멤브레인을 설치하여 모형복합지반에 압력이 분포되게 하였다. 모형토조 시험시 실제 쇄석말뚝의 치환율이 일반적으로 약 10%~35%로 시공되는 점을 감안하여 치환율을 20%, 30%, 40%로 쇄석말뚝을 조성하였으며, 작업순서를 요약하면 다음과 같다. 모형토조에 함수비 약 50%이상의 포화 점토시료를 채운 후, 압밀을 촉진하기 위해 연직 배수재를 설치하고 0.5kg/cm<sup>2</sup>의 압력으로 예압밀한다. 예압밀이 종료된 후, 시공장비를 이용하여 하부 샌드매트 층까지 케이싱을 관입시킨다. 케이싱 안에 일정량의 쇄석을 채우고 진동 압입, 인발의 과정을 거쳐 지름 25cm인 쇄석말뚝을 시공하며, 사각형배치로 무리 쇄석말뚝을 조성한다. 쇄석말뚝의 시공이 완료되면 상부 샌드매트를 타설하고, 고무 멤브레인과 압축공기를 이용하여 1.5m×1.5m×1.2m 토조에서는 0.5kg/cm<sup>2</sup>의 압력을, 1m×1m×1m 토조에서는 0.5kg/cm<sup>2</sup>와 1.0kg/cm<sup>2</sup>의 압력을 재하한다. 이 때, 압밀이 완료되는 시점은 압밀침하량이 안정되는 때를 기준으로 하였다.

#### 3.3.2 재하시험

재하시험은 하중제어법으로 실시하였으며, 1m 토조에서는 무리말뚝 재하를 실시하고, 1.5m 토조에서는 단일 및 무리말뚝 재하를 실시하였다(그림 3 참조). 쇄석말뚝 복합지반의 재하시험 방법에는 유효영향원을 고려하여 재하하는 방법, 치환면적을 고려하여 재하하는 방법, 단일 쇄석말뚝에 재하하는 방법 등이 있다. 이번 연구에서는 단일 쇄석말뚝 재하에는 단일 쇄석말뚝에 재하하는 방법을, 무리 쇄석말뚝에 대해서는 유효영향원과 치환면적을 모두 고려하여 재하하는 방법으로 시험하였다.

단일 말뚝 재하시험에는  $\phi 25\text{cm}$  원형 재하판을 사용하였으며, 무리 말뚝의 경우에는 각 치환율에 따라 제작된 사각형 재하판을 사용하였다.

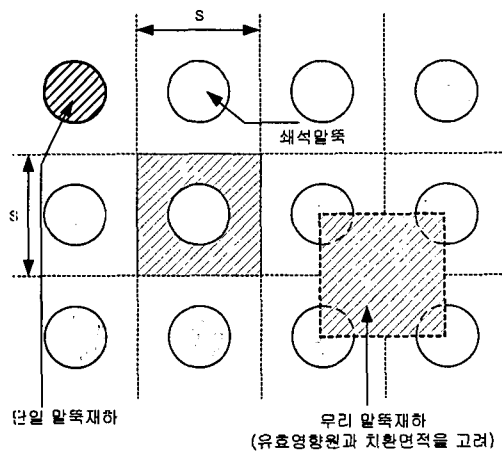


그림 3. 재하시험 개념도

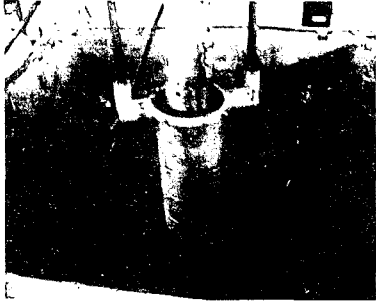


사진 4. 케이싱 관입

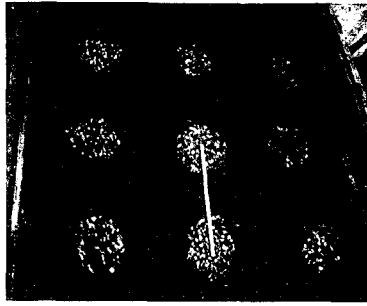


사진 5. 복합지반 조성

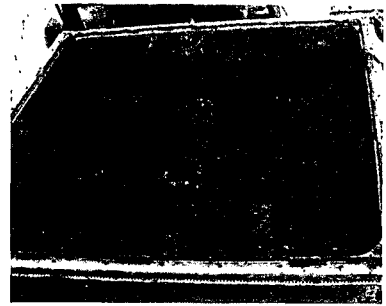


사진 6. 압밀종료



사진 7. 크레인 위치 설정

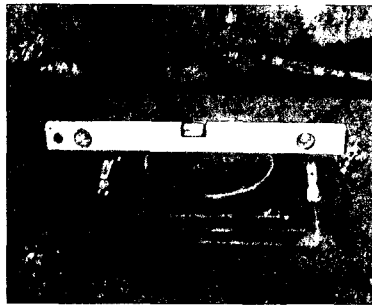


사진 8. 재하판 설치

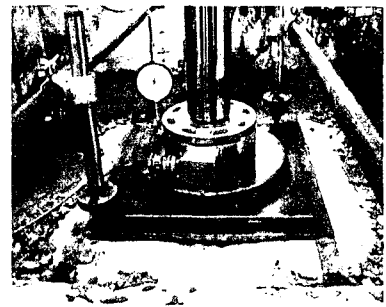


사진 9. 칩하계 설치

## 4. 시험결과 및 분석

### 4.1 시험결과

쇄석말뚝 시공 전, 후 말뚝 간의 중간 지점에서 배인 시험을 실시하였으며, 그 결과는 표 2와 같다.

표 2. 배인시험과 함수비 측정결과

model tank	a <sub>s</sub> (%)	water content (%)		vane test (kg/cm <sup>2</sup> )		
		w <sub>o</sub>	w <sub>f</sub>	c <sub>o</sub>	c <sub>u</sub>	Δc
1m×1m×1m 토조	20	30.64	26.91	0.19	0.44	0.25
	30	30.86	24.77	0.14	0.34	0.20
	40	35.34	27.69	0.10	0.24	0.14
1.5m×1.5m×1.2m 토조	20	35.15	28.72	0.15	0.32	0.17
	30	31.52	26.67	0.13	0.27	0.14
	40	31.51	27.51	0.18	0.25	0.07

\* 측정값에서 음영처리는 시공이후 재하압력 1.0kg/cm<sup>2</sup>으로 압밀,  
 \*\* 측정값에서 음영처리 않은 곳은 시공이후 재하압력 0.5kg/cm<sup>2</sup>으로 압밀.

쇄석말뚝의 재하시험 결과로부터 q-s(하중-침하량)와 log(q)-log(s)의 관계를 이용하여 항복지지력을 결정하였으며, 극한지지력은 전침하량(25mm)을 기준으로 결정하였다. 한편, 재하시험 결과를 이론식에 의한 지지력과 비교하기 위해 앞에서 정리한 산정식을 이용하여 CSP 극한지지력을 계산하였다. 극한 지지력 계산시 비배수 조건으로 고려하여 원지반의 포아송비(ν)는 0.5, 포화단위중량은 1.9t/m<sup>3</sup>, 팽창 파괴가 발생할 깊이는 0.25m(1D) 그리고 정지토압계수(K<sub>0</sub>)는 1로 가정, 주변지반의 초기 측방응력(σ<sub>0</sub>)을 0.23t/m<sup>2</sup>으로 결정하였다. 또한 주변지반의 비배수강도는 쇄석말뚝 시공전 모형지반의 평균 비배수강도인 1.5t/m<sup>2</sup>를 사용하였다. 모형시험결과와 계산결과를 정리하면 표 3과 같다.

표 3. 측정 지지력과 추정 지지력

Measured						Calculated(단일말뚝, $c_u=1.5t/m^2$ )											
지지력( $t/m^2$ )			q-s	$\log(q)-\log(s)$	전침하량( $q_u$ ) (25mm기준)	지지력( $t/m^2$ )		$\phi_s(^{\circ})$									
								50	45	40	35	30					
$Q_y$	단일 쇄석 말뚝 (1.5m× 1.5m× 1.2m)	$a_s=20\%$	No.1	5.0	4.6	7.9	$Q_u$	Hughes & Withers					47.0	36.3	28.7	23.0	18.7
			No.2	6.2	5.2	8.8		Hansbo					58.4	45.1	35.6	28.5	23.2
			No.3	6.8	4.1	9.0		Brauns					66.0	49.5	36.0	28.5	22.5
		$a_s=30\%$	No.4	8.0	6.5	12.0		공동확장 이론	$E_c=150 \times c_u$	57.4	44.3	35.0	28.0	22.8			
			No.7	6.9	7.4	10.7			$E_c=325 \times c_u$	66.1	51.1	40.3	32.3	26.3			
			No.1	3.2	4.0	4.4			$E_c=500 \times c_u$	71.0	54.8	43.3	34.7	28.2			
		$a_s=40\%$	No.4	2.2	2.0	3.4		Short stone Column	$c_1/c=0$	39.8	29.3	23.3	18.6	14.6			
			No.9	2.0	1.7	3.0			$c_1/c=1$	51.0	39.5	31.6	25.3	21.5			
			무리 쇄석 말뚝	1m× 1m× 1m	$a_s=20\%$	6.1		7.0	8.1								
	$a_s=30\%$	7.9			6.2	9.4											
	$a_s=40\%$	3.9			2.5	5.5											
	1.5m× 1.5m× 1.2m	$a_s=20\%$		3.8	4.0	5.6											
$a_s=30\%$		4.6	4.4	7.0													
$a_s=40\%$		2.5	1.8	3.1													

\* 측정된 지지력 결과에서 음영처리는 시공이후 재하압력 1.0kg/cm<sup>2</sup>으로 압밀.

\*\* 측정된 지지력 결과에서 음영처리 않은 곳은 시공이후 재하압력 0.5kg/cm<sup>2</sup>으로 압밀.

## 4.2 결과분석

그림 4, 5는 이론식에 의해 산정된 극한지지력을 쇄석의 내부마찰각과 주변지반의 비배수강도에 대하여 나타낸 것이다. 여기서 쇄석말뚝의 극한지지력에 가장 큰 영향을 미치는 요소가 주변지반의 비배수강도임을 알 수 있다.

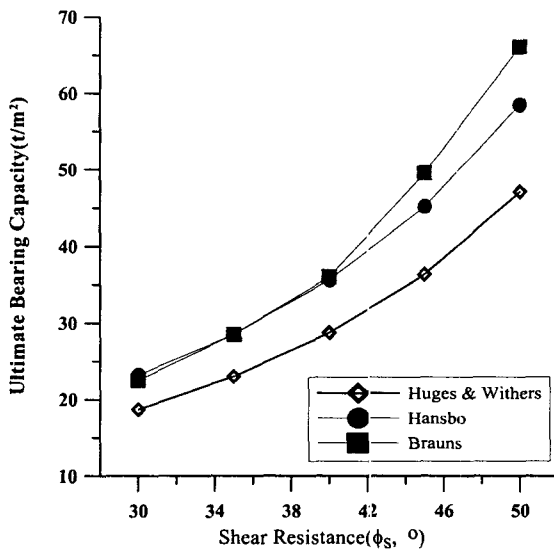


그림 4. 쇄석의 내부마찰각과 극한지지력

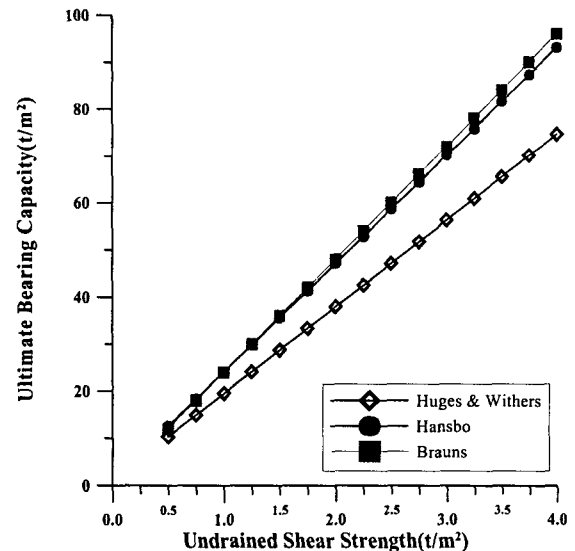


그림 5. 비배수강도와 극한지지력

형성된 쇄석말뚝의 내부마찰각을 35° ~ 40° 로 가정한다면, 이론식과 측정된 쇄석말뚝의 극한지지력이 3~4배 차이가 난다. 일반적으로 점성토 지반에 설치된 말뚝의 경우, 재하시험은 3~4주 정도 시간이 경과한 후 실시되는 것이 보통이다. 이번 연구에서는 쇄석말뚝이 시공된 직후 재하압력을 가하여 압밀을 시켰으며, 시험기간이 충분치 않아 압밀침하량이 안정된 이후 즉시 재하시험을 실시하였는데, 이로 인해 지지력이 실제보다 작게 측정된 것으로 판단된다. 쇄석말뚝 극한 지지력의 분석에서는 치환율

40%의 결과가 작게 나타나 시험에 문제가 있는 것으로 판단하여 제외하였다. 치환율 20%, 30%의 단일 쇄석말뚝의 재하시험 결과로부터 그림 6과 같이 치환율이 증가하면서 지지력이 증가하는 경향이 나타났다. 이는 Aboshi & Suematsu(1985)의 치환율과 극한지지력 관계의 연구결과와 유사한 경향을 보여준다.

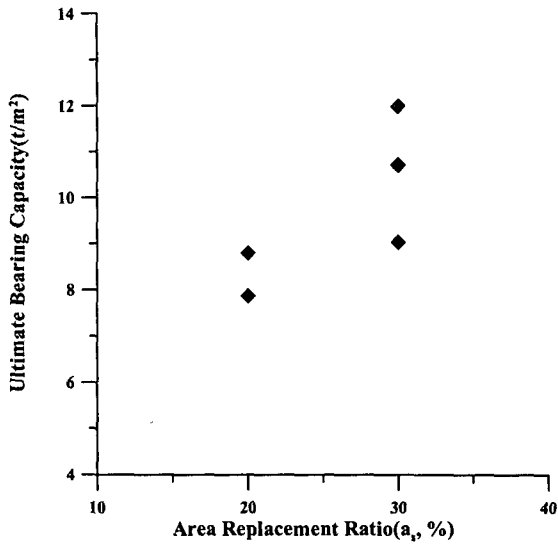


그림 6. 치환율과 극한지지력  
(단일 쇄석말뚝-모형시험)

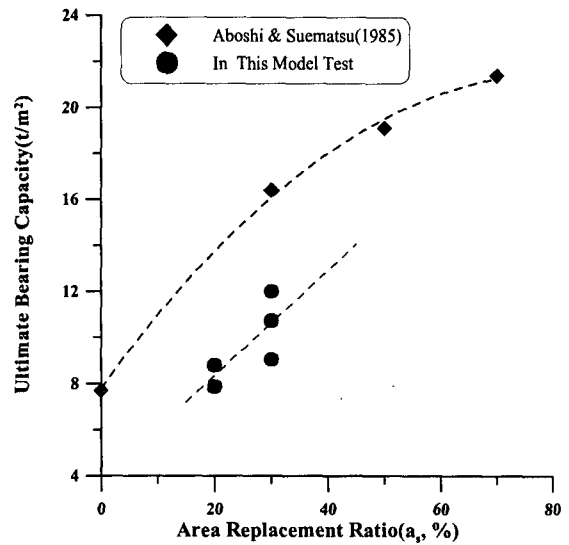


그림 7. Aboshi & Suematsu(1985)의  
연구결과와 비교

무리 쇄석말뚝의 극한지지력의 경우, 1m 토조에서 치환율 40%의 결과는  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ 으로 재하하지 못하여 분석에서 제외하였다. 그림 8과 같이 단일 쇄석말뚝과 같이 치환율이 증가함에 따라 극한지지력이 증가하였으며, 쇄석말뚝 시공이후 재하된 재하압력의 증가에 따라 지지력이 증가하는 현상을 보였다. 이런 결과로 단일 쇄석말뚝의 극한지지력이 치환율과 주변지반의 압밀정도에 따라 증가함을 알 수 있었다.

실제로 쇄석말뚝은 무리 형태로 시공이 되며, 기존에 제안된 단일 쇄석말뚝의 극한지지력 산정식은 쇄석말뚝 무리 시공으로 발생하는 치환율과 시공이후 재하되는 재하압력에 따라 변하는 지지 특성을 고려하지 않고 있다. 그러므로, 기존에 제안된 단일 쇄석말뚝의 극한지지력 산정식은 예비설계단계에서 충분한 검토후에 사용하고, 실제 시험시공을 통하여 쇄석말뚝의 지지력을 확인해야 한다고 판단된다.

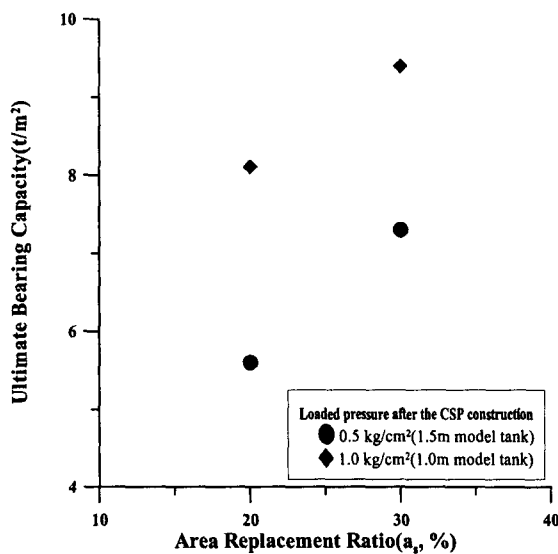


그림 8. 치환율과 극한지지력  
(무리 쇄석말뚝-모형시험)

## 5. 결론

이 연구에서는 1.0m 및 1.5m 토조를 이용하여 치환율 20%, 30%, 40%의 쇄석말뚝을 조성하고, 단일 및 무리 쇄석말뚝에 대해 재하시험을 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 단일 쇄석말뚝의 평균 극한지지력은 치환율이 20%에서 30%로 변함에 따라  $8.3 \text{ t/m}^2$ 에서  $10.6 \text{ t/m}^2$ 로 치환율이 증가할수록 지지력이 증가하는 결과를 보였다.
2. 무리 쇄석말뚝의 극한지지력(치환면적 고려)은 1.5 m( $0.5 \text{ kg/cm}^2$  압밀), 1.0 m 토조( $1.0 \text{ kg/cm}^2$  압밀)에서 치환율 20%에서 30%로 변함에 따라 각각  $5.6 \text{ t/m}^2$ 에서  $7.0 \text{ t/m}^2$ ,  $8.1 \text{ t/m}^2$ 에서  $9.4 \text{ t/m}^2$ 로 치환율과 압밀압력이 증가할수록 증가하는 결과를 보였다. 무리 쇄석말뚝 지지력은 점성토가 차지하는 면적이 존재하기 때문에 단일 쇄석말뚝에 비하여 지지력이 작게 측정된 것으로 판단된다.
3. 시험결과와 이론식에 의해 산정된 극한지지력에 차이를 보였는데, 이는 재하시험시 충분한 시간을 경과하지 하지 않고 바로 재하시험을 실시하였기 때문으로 판단되며, 추가적인 연구가 계속 이루어져야 할 것이다.

## 감사의 글

이 연구는 해양수산부 국책과제인 “신항만 개발 기반기술-대수심 방파제 및 연약지반 관련 기술개발 III”을 한국해양연구소(KORDI) 연안·항만공학센터(Coastal & Harbor Research Center)에서 수행하는 과정에서 얻은 연구결과임을 밝히며, 연구가 가능하도록 연구비를 지원한 해양수산부 관계자에게 감사드립니다.

## 참고문헌

1. Aboshi, H. & Suematsu, N.(1985), Sand Compaction Pile Method, State-of-the-art paper, Pro6. 3rd Intl., Geotechnical Seminar on soil improvement
2. Barkdale, R. D. & Bachus(1983), R. C. Design and Construction of Stone Columns, Vol. 1, Report No.1, FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service, Springfield, Virginia.
3. Brauns, J.(1978),“Initial Bearing Capacity of Stone Columns and Sand Piles” Reinforcing and Stabilizing Techniques, Sydney, Australia
4. Hansbo, S.(1994), Foundation Engineering Development in Geotechnical Engineering, Vol. 95, pp. 450~455.
5. Hughes, J. M. O. and N. J. Withers(1974), Reinforce of Soft Cohesive Soils with Stone Columns Ground Engineering, Vol. 7, No. 3, May, pp. 42~49.