

## 현장재하시험을 통한 쇄석다짐말뚝의 응력분담에 관한 연구

### A Study on the Stress Concentration of Crushed-stone Compaction Piles through Field Loading Test

이 민 희\*<sup>1</sup> Lee, Min-Hee

최 용 규\*<sup>2</sup> Choi, Yong-Kyu

임 중 철\*<sup>3</sup> Im, Jong-Chul

황 근 배\*<sup>4</sup> Hwang, Geun-Bae

#### Abstract

Among soft ground treatment methods with granular soil used in domestic, the sand compaction pile method has been utilized greatly, but, as a result of exhaustion of sand and increase of unit cost, the necessity of an alternative method is suggested. In this study, the static load tests for crushed-stone compaction piles which were constructed on test field were performed. Based on test results, stress concentration ratios between the crushed-stone compaction pile and the soft ground were investigated and estimated. At loading pressure, settlement showed decreasing tendency as replacement rate increases. At replacement rate of 20%, yield pressure was smaller but, at replacement rates of 30% and 40%, settlement and yield pressure were similar. The stress concentration ratio was within the range of 1.7 to 3.0 and it was higher as replacement rate increased.

#### 요 지

국내에서는 조립토를 이용한 연약지반 처리공법 중 모래다짐말뚝공법이 많이 활용되고 있으나, 모래자원의 고갈과 단가상승으로 인해 적용이 제한되고 있어 대체공법이 필요한 실정이다. 본 연구에서는 육상부 현장에 시험시공된 쇄석다짐말뚝에 대한 정재하시험을 수행하였으며, 쇄석다짐말뚝과 연약지반의 응력분담비를 규명하고 성능을 평가하였다. 임의 압력에서 치환율이 증가할수록 침하량이 작아지는 경향을 보였다. 치환율 20%일 때의 항복압력은 치환율 30%, 40%일 때 보다 작았다. 치환율 30%와 40%일 때의 항복응력과 침하량은 비슷하였다. 응력분담비는 1.7~3.0의 범위에 있었으며, 치환율이 증가할수록 응력분담비가 증가하는 경향을 보이고 있었다.

**Keywords :** Crushed-stone compaction piles, Replacement ratio, Settlement, Stress concentration

#### 1. 서 론

최근 건설공사 시 양호한 공사부지를 확보하기가 점차 어려워지고 있으며, 3면이 바다인 우리나라의 경우 국토의 효율적인 이용을 위해서 해상 연약지반 개발의 필요성이 점차 증대되고 있다.

조립토 다짐말뚝공법은 다양한 연약지반 처리공법 중 적절한 크기의 상부구조물 하중을 지지하기 위한 연약지반보강에 효율적이고 경제적인 공법으로 알려져 있다. 그러나, 국내에서는 조립토를 이용한 연약지반 처리공법 중 모래다짐말뚝공법은 많이 활용되고 있지만, 모래자원의 고갈과 단가상승으로 인해 적용이

\*1 정회원, 부산대학교 대학원 토목공학과 박사수료 (Member, Ph.D candidate, Dept. of Civil Eng., Pusan National Univ.)

\*2 정회원, 경성대학교 건설·환경공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Eng., Kyungsoong Univ., ykchoi@ksu.ac.kr)

\*3 정회원, 부산대학교 공과대학 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Eng., Pusan National Univ.)

\*4 정회원, 경성대학교 대학원 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Kyungsoong Univ.)

제한되고 있어 대체공법이 필요한 실정이다.

유럽 및 미국 등의 경우, 기초지반의 지지력 증가와 침하량의 감소를 위한 지반보강 효과를 얻을 수 있는 쇄석다짐말뚝(Crushed-stone compaction piles)공법이 개발되어 사용되었으나, 설계는 반경험적인 방법에 의해 이루어져 왔다. 그러나 국내에서는 그 연구가 미약하여 공법의 설계 기준조차도 없을 뿐만 아니라 현장시험 및 실제시공 사례가 거의 없어 실무에서 적용이 이루어지지 않고 있다.

본 공법은 대상지반조건에 따라 개량 메카니즘(Mechanism)은 차이가 있으나 기본적으로 연약점성토 지반 및 실트질 지반이나 사질토 지반에 모두 적용이 가능한 공법이다. 연약한 사질토 지반에서는 진동과 함께 압력수를 지중에 가하여 토립자 사이에 유효응력이 영이 되게 하고 구속력이 해제된 토립자는 가능한 더 조밀한 축으로 재배열 됨으로서 다짐효과를 얻게 된다. 반면, 실트 및 점성토 지반에서는 진동과 압력수로 연약토를 탈락, 분출시켜 밖으로 흘러보내고 연약토가 빠져 나간 공간에 자갈이나 쇄석을 다져 자갈기둥을 형성하여 배

수 또는 지반강도를 증대시켜 지반을 개량한다. 즉, 말뚝과 같은 원주형 개량체를 지중에 형성하여 지지력의 증가, 침하량의 감소, 압밀도의 증가 그리고 연약하거나 느슨한 퇴적지반에서의 액상화 방지 등을 목적으로 사용되어질 수 있는 공법이다. 특히, 진동쇄석말뚝공법은 기존의 모래다짐말뚝공법에 비하여 지지력증대 또는 복합지반효과를 극대화 할 수 있는 경제적인 공법이다.

본 연구에서는 국내 시공실적이 없는 쇄석다짐말뚝의 현장 적용성을 확인하기 위하여 육상부 특정 현장에서 쇄석다짐말뚝을 시험 시공하였다. 그리고, 시험 시공된 쇄석다짐말뚝에 대한 정재하시험을 수행하였다. 여기서, 쇄석다짐말뚝과 연약지반의 응력분담비를 규명하고 성능을 평가하였다.

## 2. 기본이론

말뚝 두부에 하중이 작용하는 경우 쇄석다짐말뚝의 파괴 형태는 그림 1과 같다. 말뚝 길이가 말뚝 직경의

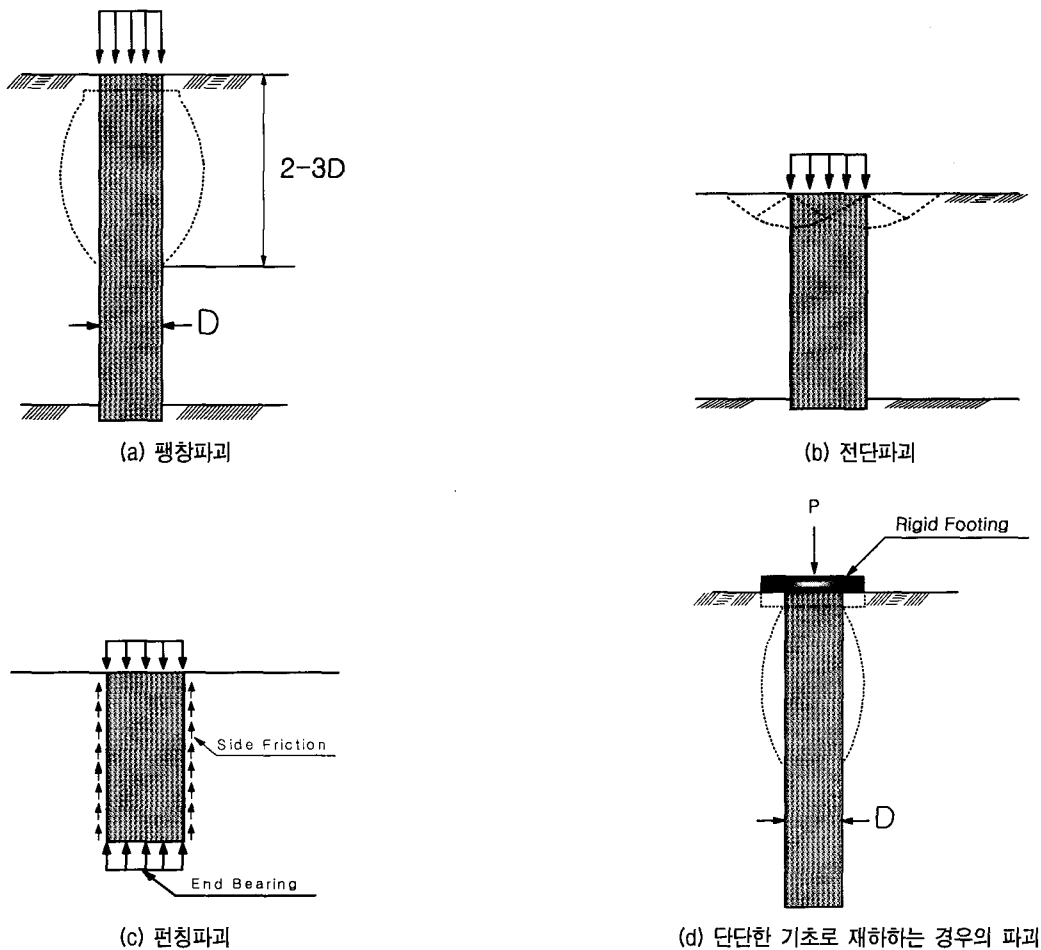


그림 1. 단일쇄석말뚝 파괴 메카니즘

2~3배보다 긴 경우의 파괴 형태는 그림 1(a)와 같이 팽창파괴가 발생하고(Hughes and Withers, 1974), 단단한 지지층에 지지된 매우 짧은 말뚝은 지표에서 전반 또는 국부 파괴가 발생한다(그림 1(b)). 말뚝의 길이가 직경의 2~3배 보다 작고, 선단이 연약할 경우에는 팽창파괴가 발생하기 전에 선단 아래의 연약층에서 선단파괴가 발생한다(그림 1(c)). 일반적으로 연약지반에 시공되는 경우 팽창이 지배적인 파괴 메카니즘을 이룬다.

쇄석말뚝보다 더 큰 면적을 가진 단단한 기초(rigid foundation)에 하중이 재하되는 경우, 주변지반의 수직응력과 수평응력이 증가하여 팽창이 발생하는 범위가 좁아지고, 극한지지력이 증가한다(그림 1(d)).

## 2.1 단위 셀 개념(Unit Cell Concept)

### 2.1.1 면적치환비

쇄석말뚝으로 치환된 흙의 체적은 지반개량 효과에 중요한 영향을 미친다. 면적치환비  $a_s$ 는 쇄석말뚝의 영향 면적에 대한 쇄석으로 치환된 면적의 비로서 다음과 같이 정의한다(Bergado et al., 1996 ; Balaam and Booker, 1981).

$$a_s = \frac{A_s}{A} = C_1 \left(\frac{D}{s}\right)^2 \quad (1)$$

여기서,  $A_s$  = 다진 후에 쇄석말뚝의 면적

$A$  = 단위 셀 내의 전체면적

$D$  = 다진 쇄석말뚝의 직경

$s$  = 쇄석말뚝의 중심간격

$C_1$  = 쇄석말뚝의 배치형태에 관한 상수

(사각형 배치  $C_1 = \pi/4$ , 등방삼각형 배치

$$C_1 = \pi/2\sqrt{3})$$

### 2.1.2 응력 집중(Stress Concentration)

쇄석말뚝으로 보강된 지반 위에 성토나 구조물 또는 기초의 푸팅이 놓인 경우, 쇄석말뚝에 응력집중이 발생하게 되고, 주변지반에는 응력이 감소한다. 쇄석말뚝과 주변지반의 연직 침하는 등가변형이라 가정하면 동일하다. 쇄석말뚝에 응력집중이 발생하는 이유는 쇄석말뚝이 주변지반 보다 변형계수가 크기 때문이다.

응력집중계수  $n$ 은 식 (2)와 같이 표현될 수 있다 (Barksdale and Bachus, 1983).

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (2)$$

여기서,  $\sigma_s$  = 쇄석말뚝의 응력

$\sigma_c$  = 주변 점성토지반의 응력

주어진 깊이에서 단위 셀 면적에 걸쳐 존재해야 하는 평균응력  $\sigma$ 는 단위 셀 내에 존재하는 수직하중들의 평형상태를 고려해 주어진 면적치환비  $a_s$ 를 사용하여 다음과 같다.

$$\sigma = \sigma_s \cdot a_s + \sigma_c(1 - a_s) \quad (3)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{[1 + (n-1)a_s]} = \mu_c \sigma \quad (4a)$$

$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{[1 + (n-1)a_s]} = \mu_s \sigma \quad (4b)$$

여기서,  $\mu_c$ 와  $\mu_s$ 는 각각 영향면적에 걸쳐 작용하는 평균응력  $\sigma$ 에 대한 점토와 쇄석에서의 응력비이다.

## 2.2 극한지지력 해석

쇄석말뚝을 지지하는 수평구속압력  $\sigma_3$ 는 팽창이 발생하면서 주변지반이 구속하여 극한 수동 저항치(ultimate passive resistance)로 주어진다. 말뚝이 파괴상태에 있는 것으로 가정하기 때문에 말뚝이 가질 수 있는 한계 수직응력  $\sigma_1$ 은 말뚝의 수동토압계수  $K_p$ 에 소성이론으로 구한 수평 구속응력  $\sigma_3$ 를 곱하므로써 결정할 수 있다.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \quad (5)$$

여기서,  $\phi_s$  = 쇄석말뚝의 내부마찰각

### 2.2.1 공동확장이론

Hughes와 Withers(1974)는 프레셔미터 시험 중에 발생한 공동을 유사화하여 단일 쇄석말뚝의 팽창파괴형태를 고려하였다. 이와 같은 접근법으로 마찰이 없는 재료(frictionless material)와 무한히 긴 확장 원통형 공동에 대하여 말뚝을 둘러싼 지반의 비배수 극한 수평응력  $\sigma_3$ 를 예측하기 위해 다음과 같은 식을 제시하였다.

$$\sigma_3 = \sigma_{r0} + c \left[ 1 + \ln \frac{E_c}{2c(1 + \nu)} \right] \quad (6)$$

$$q_{ult} = \left\{ \sigma_{r0} + c \left[ 1 + \ln \frac{E}{2(1 + \nu)} \right] \right\} \left( \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right) \quad (7)$$

여기서,  $\sigma_3$  = 극한 비배수 수평응력  
 $\sigma_{ro}$  = 현장(in-situ) 전체 수평응력(초기)  
 $E_c$  = 흙의 탄성계수  
 $c$  = 비배수 전단강도  
 $\nu$  = 프아송비  
 $\phi_s$  = 쇄석의 내부마찰각  
 $q_{ult}$  = 극한지지력

### 3. 지반과 쇄석의 물성

시험 부지의 지층개요 및 흙의 특성을 그림 2에 나타내었다. 시험 부지의 상부에는 매립층이 6m 정도 분포하고 있어, 쇄석말뚝 시공 후, 케이싱을 인발할 때, 발생하는 연약토로서 치환하였으며, 시험은 G.L. -2.8m에서 수행하였다. 치환층에서 베인전단시험을 수행한 결과, 비배수 전단강도가  $0.35 \sim 0.39 \text{kgf/cm}^2$ 이었다. 치환층 하부에는

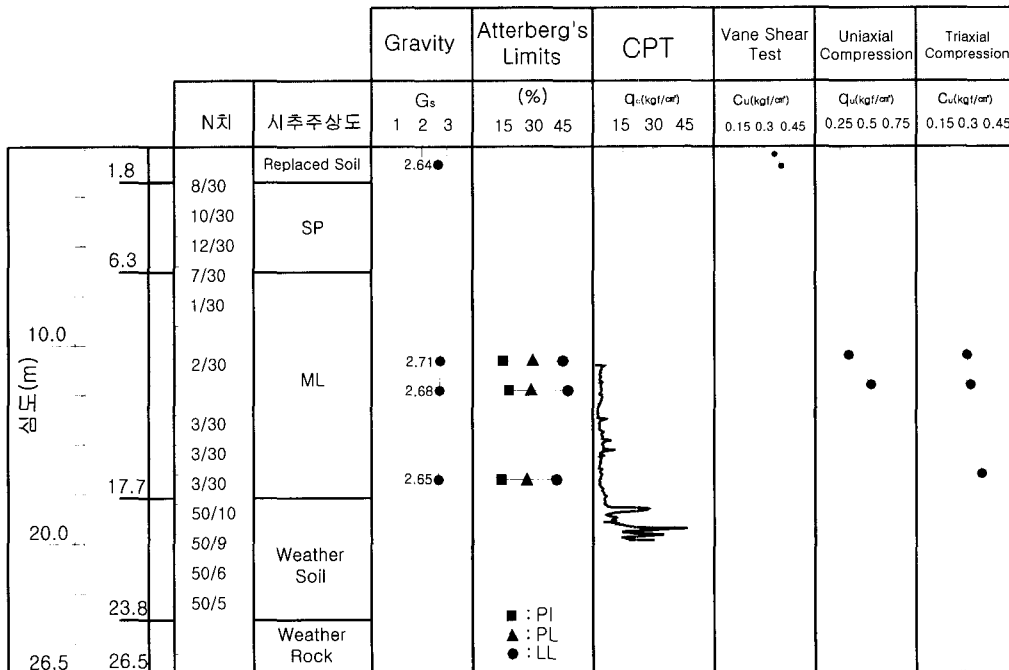


그림 2. 시험부지의 지층개요 및 흙의 특성

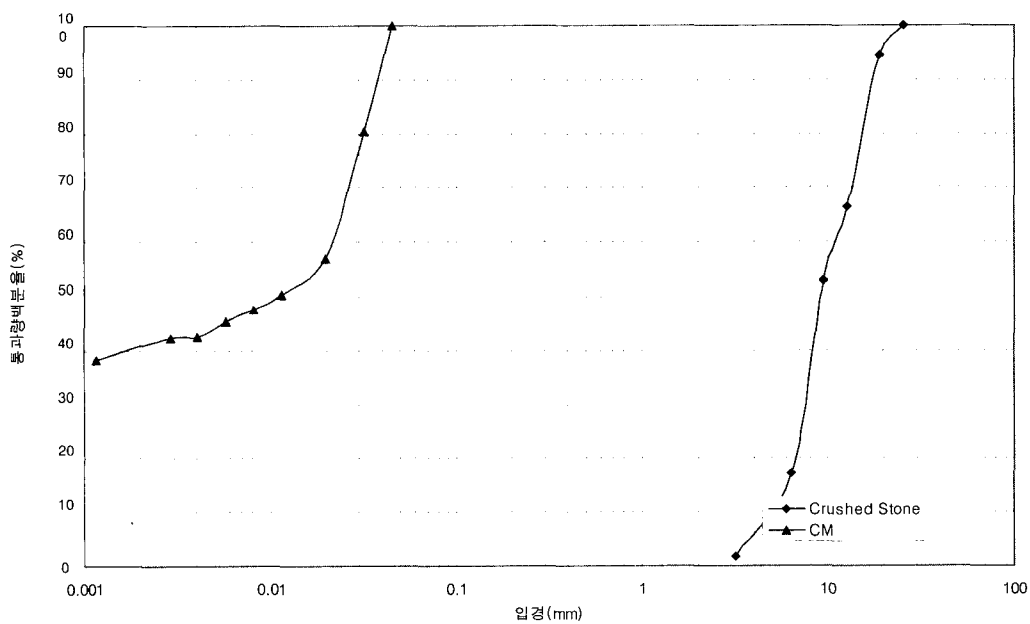


그림 3. 쇄석 및 주변 연약지반의 입도분포곡선

입도분포가 불량한 세사층이 존재하였으며, 그 아래에는 연약한 점토층이 11.4m 정도 분포하고 있다. 지층의 비중은 2.65~2.71정도이었다. 연약층의 현장콘관입시험 결과, 콘관입저항치는 대부분 3.0~5.0kgf/cm<sup>2</sup>범위에 분포하였고, 최대 저항치는 11.1kgf/cm<sup>2</sup>이었다. 연약층의 일축압축시험 결과, 일축압축강도  $q_u$ 는 0.33~0.62kgf/cm<sup>2</sup> 범위에 분포하였다. 비배수 삼축압축시험 결과, 비배수 전단강도는  $c_u$ 는 0.28~0.40kgf/cm<sup>2</sup>범위에 분포하였다.

그림 3에는 쇄석말뚝 재료와 주변 연약지반의 입도분포곡선을 나타내었다. 쇄석의 입경은 3.2mm~25.4mm 범위에 있어 입도분포가 균등함을 알 수 있었다. 연약지반의 입경은 No. 10체를 모두 통과하는 세립분으로 구성되어 있음을 알 수 있었다.

#### 4. 현장재하시험

##### 4.1 현장시험시공 계획

시험 시공된 쇄석다짐말뚝의 배치는 그림 4와 같으며

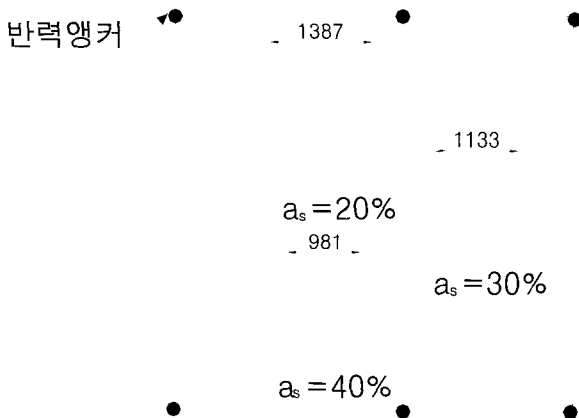
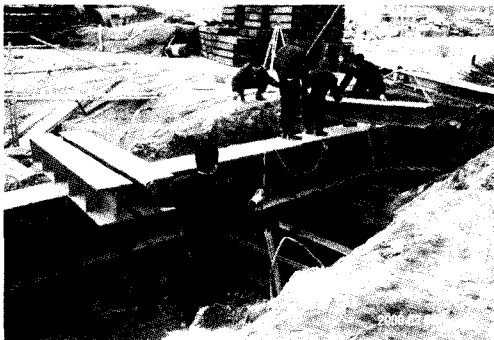


그림 4. 쇄석다짐말뚝의 배치도(단위 : mm)



(a) 재하프레임 설치광경

치환율 20, 30, 40%의 단일말뚝 1본씩을 시공하였다.

구체적인 시험 종류를 표 1에 수록하였다. 본 연구에서는 쇄석말뚝의 직경을 일정하게 유지시키면서 쇄석말뚝의 배치간격을 변화시켜 치환율을 조정해주었다. 즉, 각 치환율에 대한 정재하시험을 수행할 때에는 각 치환율을 별로 재하판의 면적을 달리 하였다.

##### 4.2 재하대 및 재하용량

쇄석 단일말뚝의 극한지지력을 알기 위해서는 충분한 재하하중이 필요하므로 재하시험에서는 반력지중앵커 방식을 사용하였으며, 반력앵커를 시공하였다(그림 4). 반력하중에 충분히 견딜 수 있는 재하대를 설치하였다(사진 1). 반력앵커의 지지력은 120tf/본이며, 총 반력 지지력은 480tf으로 예상되었다(표 2).

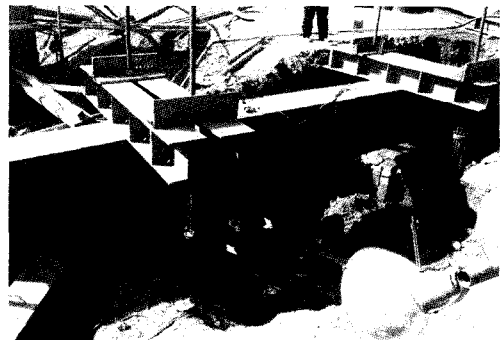
##### 4.3 정재하시험

쇄석다짐말뚝의 파괴가 발생할 때까지 하중을 재하하였다(사진 1). 이때, 그림 5와 같이 로드셀을 설치하여 쇄석다짐말뚝과 지반의 응력을 측정하였고, 재하판 상단 4개소에 LVDT를 설치하여 하중 재하시 발생하는 침하량을 측정하였다.

각각의 정재하시험을 완료한 후 지반을 굴착하여 쇄

표 1. 현장시험의 종류

치환율 (%)	직경 (cm)	정재하시험시	
		재하판 크기 (mm)	재하판 면적 (m <sup>2</sup> )
20	70	1387×1387	1.924
30	70	1133×1133	1.283
40	70	981×981	0.962



(b) 하중재하

사진 1

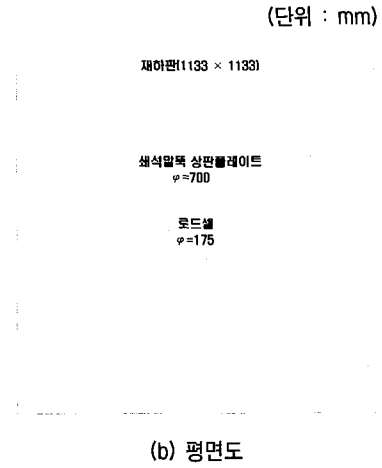
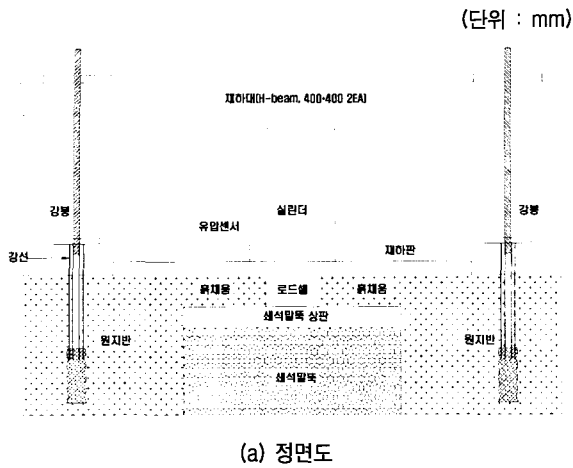


그림 5. 계측장비의 배치도

석말뚝두부의 팽창영역 및 깊이를 확인하여 파괴 메카니즘을 분석하기로 계획하였으나 지하수 유입으로 인하여 지반굴착 후 육안으로 확인하는 것은 극히 곤란하였다.

### 5. 시험 결과 및 고찰

치환율 20, 30, 40%의 쇄석말뚝에 대하여 각각 정재하시험을 실시하였다. 쇄석 및 지반의 응력분담을 측정하기 위하여 로드셀을 설치하였으나, 이번 분석에는 지반에 설치한 로드셀의 측정값을 사용할 수 없었으므로 총 재하하중에서 쇄석이 받은 하중을 감한 값을 지반응력으로 환산하여 적용하였다.

재하압력과 침하량의 관계를 그림 6에 나타내었다. 임의 재하압력에서 치환율이 클수록 침하량이 감소되는 것을 알 수 있었다. 또한, 치환율이 증가함에 따라 항복압력이 증가하는 경향을 나타내었다. 치환율 20, 30, 40%일 경우, 항복압력은 138, 215, 220tonf/m<sup>2</sup>으로

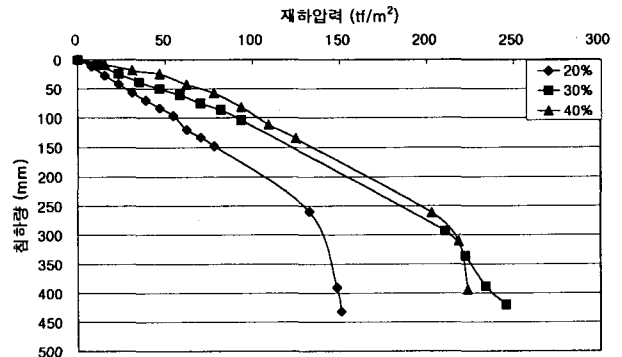
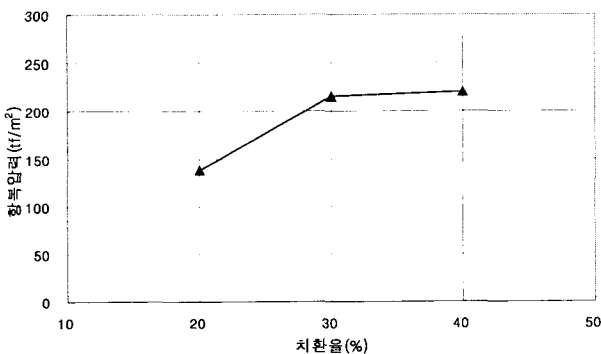


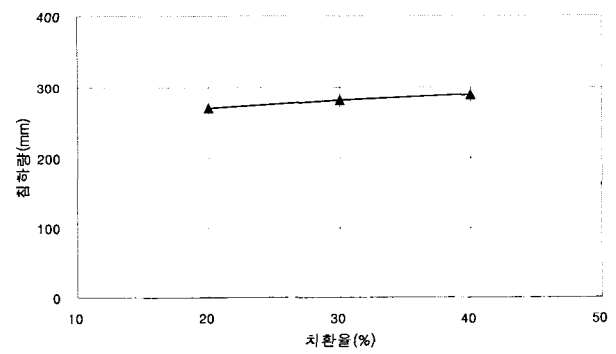
그림 6. 치환율 변화에 따른 재하압력-침하량 관계곡선

나타났으며, 치환율 30%와 40%에서는 거의 비슷한 값을 보였다.

치환율에 따른 항복압력과 항복압력시 침하량을 그림 7에 나타내었다. 그림 7(a)에서는 치환율이 증가할수록 항복압력이 증가하였으며 치환율 30%와 40%일 때의 항복압력이 거의 비슷하였다. 그림 7(b)에는 항복압력시 거동을 나타내었는데 치환율이 증가할수록 항복



(a) 치환율별 항복압력



(b) 항복압력시 치환율별 침하량

그림 7. 항복압력시 치환율 변화에 따른 거동

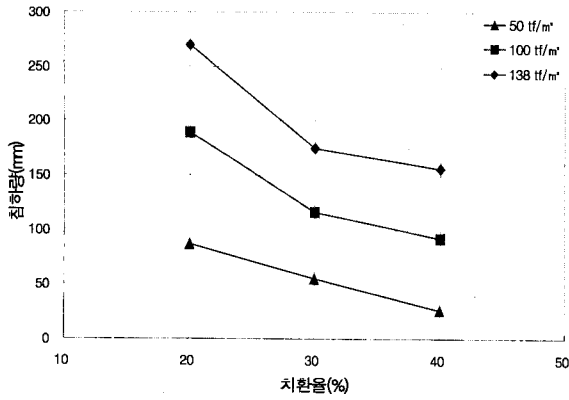


그림 8. 임의재하하중에서 치환율 변화에 따른 침하량 관계

시 침하량이 증가하는 것을 알 수 있지만, 침하량의 크기가 270~289mm 범위에 있어 치환율에 따른 침하량의 차이는 거의 없었다.

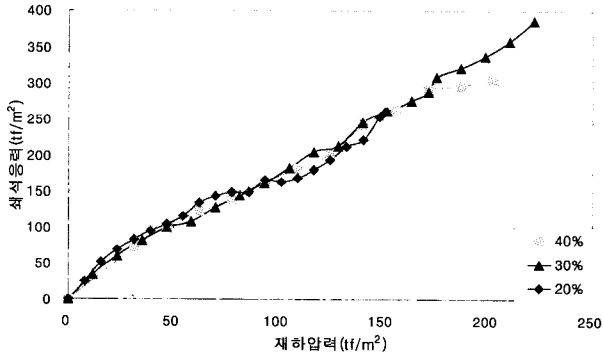
그림 8에는 임의 재하압력에서 치환율에 따른 침하량의 크기를 나타내었다. 그림 8에서 보는 바와 같이 치환율이 증가할수록 침하량이 작아지는 경향을 보였다. 즉, 치환율이 클수록 지반 보강효과가 증가하여 복합 지반의 변형계수가 증가한다는 것을 알 수 있었다.

그림 9는 치환율 20~40%일 때 쇄석부 및 지반부 응

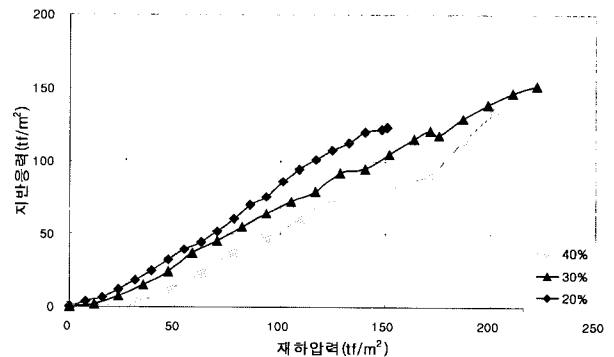
력값을 분리하여 나타내었다. 그림 9(a)에서 치환율 변화에 따라 쇄석부에 발생하는 응력이 거의 비슷하였다. 그림 9(b)에서 지반부에 발생하는 응력은 치환율이 증가할수록 감소하는 경향을 볼 수 있었는데, 이것은 치환율이 증가할수록 쇄석의 하중분담크기가 커진다는 것을 알 수 있었다.

그림 10에는 치환율 변화에 따른 응력분담비의 값을 나타내었다. 그림 10(a)에서 치환율이 증가할수록 응력분담비가 증가한다는 것을 알 수 있었다. 낮은 재하압력 단계에서는 응력분담비가 매우 크게 나타나는데, 이것은 초기 재하압력시 대부분의 재하압력이 쇄석말뚝으로 전달되기 때문이며, 재하압력이 커지면서 응력분담비는 거의 일정하게 수렴하는 것을 알 수 있었다. 그림 10(b)에는 치환율 변화에 따른 응력분담비의 변화양상을 나타내었다. 치환율이 증가할수록 평균응력분담비도 증가하는 것을 볼 수 있었다. 치환율 20~40%일 경우, 응력분담비는 1.7~3.0 정도의 범위에 있었다.

그림 11에는 치환율 변화에 따른 응력증가계수 ( $\mu_s$ )와 응력감소계수 ( $\mu_c$ )를 나타내었다. 그림 11(a)에서 치환율이 20, 30, 40%일 때 응력증가계수는 1.49, 1.72, 1.68

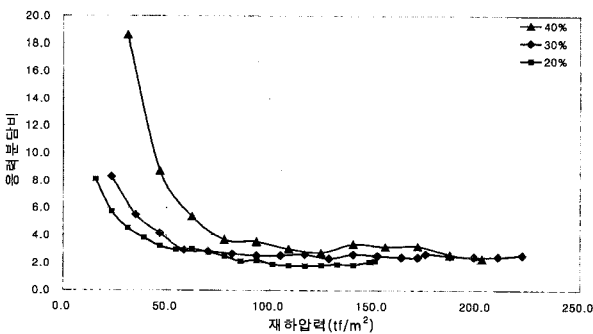


(a) 쇄석부에 발생하는 응력

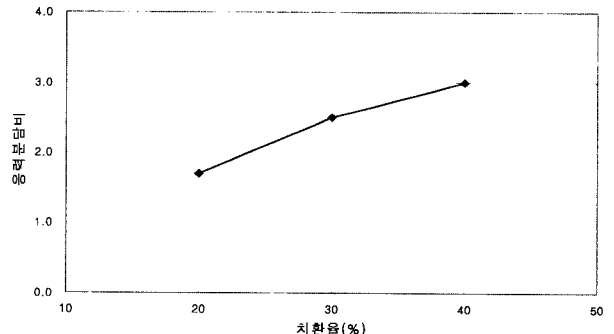


(b) 지반부에 발생하는 응력

그림 9. 치환율 변화에 따른 쇄석부 및 지반부 응력의 비교

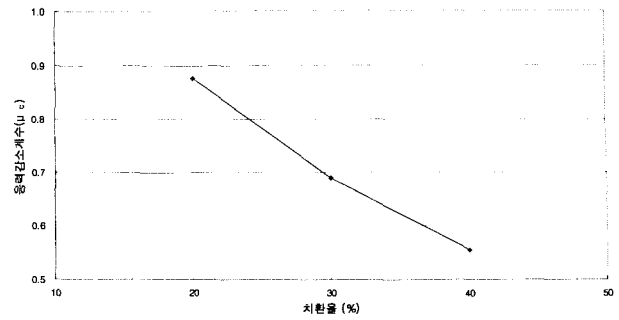
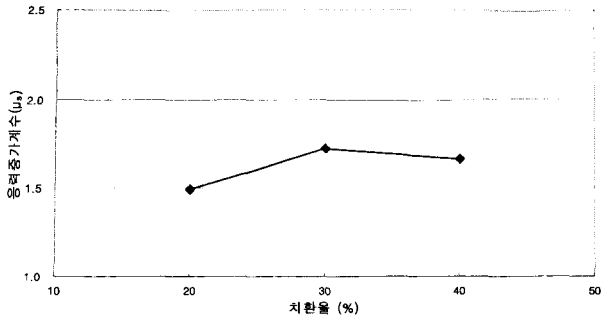


(a) 재하압력과 응력분담비 관계



(b) 치환율과 응력분담비 관계

그림 10. 치환율 변화에 따른 응력분담비의 비교



(a) 응력증가계수 ( $\mu_s$ )

(b) 응력감소계수 ( $\mu_c$ )

그림 11. 치환율 변화에 따른 응력증가계수 ( $\mu_s$ )와 응력감소계수 ( $\mu_c$ )

표 3. 치환율 변화에 따른 항복압력에서의 결과값

항 목		치환율 (%)		
		20	30	40
응력분담비		1.7	2.5	3.0
항복압력 (tf/m <sup>2</sup> )		138	215	220
침하량 (mm)	50 tf/m <sup>2</sup> 압력시	87	55	26
	100 tf/m <sup>2</sup> 압력시	189	116	92
	138 tf/m <sup>2</sup> 압력시	270	175	156

이었다. 치환율 20%일 때보다 치환율 30%와 40%일 때의 응력증가계수가 크지만, 치환율 30%와 40%일 때는 응력증가계수는 거의 비슷하다는 것을 볼 수 있었다. 그림 11(b)에서 치환율이 증가할수록 응력감소계수가 감소하는 경향을 볼 수 있었다. 치환율이 20, 30, 40%일 때 응력감소계수는 0.88, 0.69, 0.56이었다. 즉, 치환율이 증가할수록 응력감소계수가 감소하는 것을 볼 수 있었다.

표 3에는 치환율에 따른 응력분담비, 항복응력, 탄성 변형 구간의 침하량 등을 비교하여 나타내었다.

고, 치환율 30%, 40%에서는 각각 215tf/m<sup>2</sup>, 220tf/m<sup>2</sup>으로 거의 비슷하였으며, 치환율 20%일 때, 침하량이 270mm로 가장 크고, 치환율 30%, 40%에서는 각각 175mm, 156mm로 거의 비슷한 경향을 보였다.

(3) 응력분담비는 1.7~3.0의 범위에 있었으며, 치환율이 증가할수록 응력분담비가 증가하는 경향을 보이고 있었다. 이것은 치환율이 클수록 쇄석에서 응력 집중이 크다는 것을 알 수 있었으나, 응력분담비가 증가하는 비율은 작아지는 경향을 보였다.

## 6. 결론

직경 700mm의 쇄석말뚝에 대하여, 치환율 20, 30, 40%인 쇄석다짐말뚝을 20.7m 깊이까지 각각 시험 시공 후 쇄석부 응력과 지반부 응력의 분담을 분석하기 위한 정재하시험을 실시하였다. 본 연구에서 얻은 결과는 다음과 같다.

(1) 임의 압력에서 치환율이 증가할수록 침하량이 작아지는 경향을 보였다. 즉, 치환율이 증가할수록 지반의 보강효과가 커서 복합지반의 변형계수가 증가한다는 것을 알 수 있었다.

(2) 치환율 20%일 때, 항복압력이 138tf/m<sup>2</sup>으로 가장 작

## 참고 문헌

- Balaam, N.P. and Booker, J.R.(1981), "Analysis of rigid rafts supported by granular piles", *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, Vol.5, pp.379-403.
- Barksdale, R. D. and Bachus, R. C.(1983), *Design and Construction of Stone Columns*, FHWA, pp.37-38.
- Bergado, D. T., Anderson, L. R., Miura, N. and Balasubramaniam (1996), *Soft Ground Improvement*, ASCE, pp.188-191.
- Goughnour, R. P.(1983), "Settlement of Vertically Loaded Stone Columns in Soft Ground", *Improvement of Ground*, Vol.1, pp. 235-240.
- Hughes, J. M. O. and Withers, N. J.(1974), "Renforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns", *Ground Engineering*, Vol.7, No.3, pp.42-49.

(접수일자 2003. 5. 14, 심사완료일 2003. 11. 30)