

## 실물 재하시험을 통한 성토사면에 근접한 철도 전철주기초의 저항모멘트 평가

### Experimental Evaluation of the Moment Capacity of a Railway Electric Pole Foundation Adjacent to a Fill Slope

이 수 형<sup>1</sup> Lee, Su-Hyung

이 성 진<sup>2</sup> Lee, Sung-Jin

이 일 화<sup>3</sup> Lee, Il-Wha

#### Abstract

The moment responses of electric pole foundations for a railway were investigated using real-scale load tests. Large overturning moments were applied to two circular rigid piles with a 0.75 m diameter and a 2.5 m embedded depth; the circular rigid piles were installed in an actual railway embankment fill. Two different loading directions-toward the fill slope and toward the track -were applied to evaluate the influence of the fill slope on the moment capacities of the foundations. It was found that the failure of the foundations that were constructed according to Korean railway practices exhibited a sudden overturning pattern without any significant pre-failure displacement. The moment capacity toward the fill slope was less than the moment capacity toward the track by 30%. From the test results, the geometry factor ( $K$ ), which accounted for the reduction of the moment capacity, due to the fill slope, was 0.7. Moment capacities determined from the load tests were compared with those predicted from three existing design methods, and their applicability was discussed.

#### 요 지

철도선로에 설치되는 전철주기초의 모멘트에 대한 거동을 파악하기 위한 실물 재하시험을 수행하였다. 현행 시공방법에 따라 현장타설방식으로 설치된 직경 75cm, 깊이 2.5m의 원형 전철주기초 2본에 대하여 실제 조건과 동일한 모멘트 위주의 하중을 가하여 기초의 파괴모멘트를 확인하였다. 성토사면이 기초의 저항모멘트에 미치는 영향을 평가하기 위하여 사면방향과 사면반대방향으로 각각 모멘트를 가하였다. 국내 설계기준에 따라 성토지형에 설치된 전철주기초는 파괴 이전까지는 변위가 거의 발생하지 않다가 급격한 전도로 파괴되는 취성거동을 보이는 것을 규명하였다. 성토사면의 영향으로 기초의 파괴모멘트가 30% 정도 감소하는 것으로 평가되었으며, 이를 토대로 전철주기초 설계에서 사면의 영향을 고려하기 위한 지형계수( $K$ )로 0.7을 제안하였다. 또한 실물 재하시험 결과로 나타난 파괴모멘트를 국내의 설계방법의 저항모멘트 산정 결과와 비교함으로써 그 적합성을 평가하였다.

**Keywords :** Circular rigid pile, Electric pole foundation, Fill, Moment capacity, Railway, Real-scale load test, Slope

1 정희원, 한국철도기술연구원 선임연구원 (Senior Researcher, Korea Railroad Research Institute, Tel: +82-31-460-5399, Fax: +82-31-460-5025, geonlee@krrri.re.kr, 교신저자)

2 정희원, 한국철도기술연구원 선임연구원 (Senior Researcher, Korea Railroad Research Institute)

3 정희원, 한국철도기술연구원 선임연구원 (Senior Researcher, Korea Railroad Research Institute)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서론

우리나라 철도는 1970년대 초반부터 전기에 의하여 열차가 구동되는 전철화가 시작되었으며, 2009년 현재 전체 철도선로 거리 3,434km의 56.4%인 1,938km의 노선이 전철화 되어 있다(Korea Rail Network Authority, 2009). Korea Rail Network Authority(2009)에 의하면 국내철도의 전철화율은 지속적으로 증가하여 2015년에는 전 노선의 73%에 달하여, 향후 1,000km 이상의 노선이 전철화 될 것으로 예측된다. 또한 Korea Transport Institute & KRTC(2009)에 의하면 2019년까지 1,596.3km 구간을 전철화하는 계획을 국가적으로 수립 중에 있다. 따라서 철도의 전력시설물에 대한 합리적인 설계 및 시공을 통하여 국가적인 예산의 절감이 필요한 실정이다.

철도 선로의 전철화를 위해서는 전력공급을 위하여 선로를 따라 가공전선(overhead catenary)을 가설해야 하며, 이를 위해서는 선로 연변에 Figure 1과 같은 전철주와 이를 지지하는 기초가 설치되어야 한다. 전철주 기초는 일반적으로 짧은강체말뚝(short rigid pile) 형태로 수직하중보다는 주로 수평하중에 의하여 발생하는 매우 큰 모멘트에 대하여 전도(overturning)가 발생하지 않도록 설계되어야 한다. 따라서 일반적인 기초설계와 달리 철도 전철주기초의 설계에서는 기초와 지반사이의

수동토압 분포를 예측하여 기초가 저항할 수 있는 모멘트를 합리적으로 산정하는 것이 중요하다.

아직까지 짧은강체 말뚝의 전도에 대한 저항모멘트 산정법에 대해서 확실하게 규명된 이론이 없기 때문에 현재 전철주기초 설계에는 주로 축소모형시험이나 원심모형시험 결과를 통한 경험적인 방법들이 적용되고 있다(Balfour Beatty Construction Ltd., 1986; Broms, 1964; Hansen, 1961; UIC/ORE, 1957, Dickin and Nazir, 1999). 이들 모형시험의 결과는 크기효과나 응력수준과 관련된 문제로 실제 크기 기초의 저항모멘트 산정에 적용하기에는 한계가 있다. 따라서 보다 합리적이고 정확한 전철주기초의 저항모멘트 산정을 위해서는 실제 크기의 기초에 대한 재하시험이 반드시 필요하다. 그러나 수평하중에 비하여 상대적으로 매우 큰 모멘트를 기초에 재하하기 위해서는 재하점의 기초에 대한 이격거리를 실제에 가깝게 크게 해야 한다. 따라서 일반적으로 수행되는 횡방향 재하시험이 아닌 실제 전철주를 설치하고 전철주 상부에 수평하중을 재하하는 특수한 시험이 필요하다. 또한 철도 선로의 경우 Figure 1과 같이 성토지반에 많이 건설되므로, 대부분 전철주기초의 저항모멘트는 인접한 사면의 영향을 받게 되며 이를 합리적으로 고려하는 것이 매우 중요하나 현재는 경험적인 계수에 의존한 설계가 이루어지고 있다.

본 논문에서는 실제 전철주기초의 저항모멘트를 합리적으로 평가하기 위하여 실물 재하시험을 수행하였다. 성토지반에 위치한 철도 선로에 2개의 실제 크기 전철주를 설치하고, 모멘트 위주의 실제와 가까운 하중 조건으로 기초의 전도 파괴가 발생하는 하중까지 재하하였다. 특히 2개의 동일한 전철주 기초에 대하여 각각 사면방향과 사면반대방향(선로방향)으로 재하함으로써 기초의 저항모멘트에 대한 사면의 영향을 명확히 규명할 수 있도록 하였다. 시험 결과를 토대로 현재 전철주기초 설계에서 사면의 영향을 고려하기 위하여 적용하고 있는 지형계수를 새롭게 제안하였다.

## 2. 국내 전철주 기초의 설계 및 시공 현황

### 2.1 전철주 기초에 작용하는 하중의 특성

철도 선로에 설치되는 전철주는 선로의 곡선반경( $R$ )에 따라 20m~60m 간격으로 배치되며 따라서 전철주 하나는 20~60m 길이의 전선 및 이를 고정하기 위하여 부

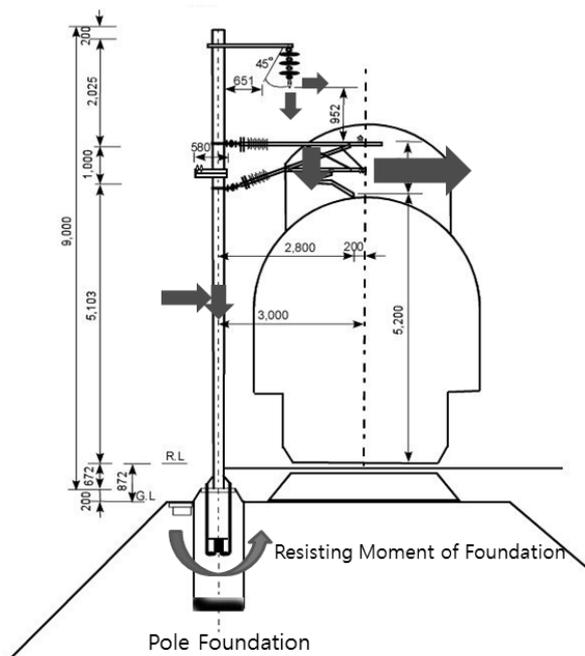


Fig. 1. Schematics of Loads acting on a Pole Foundation of Railroad

Table 1. Types of loads acting on a pole foundation (Korea Rail Network Authority, 2004)

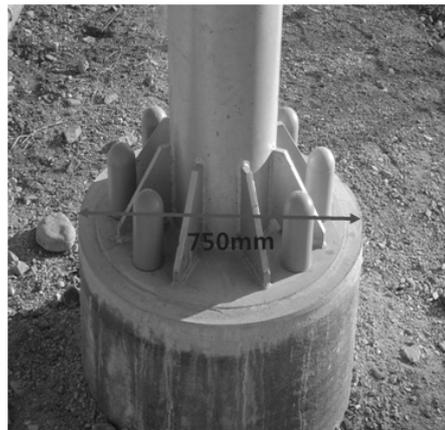
Types of Loads		Details
Horizontal	Wind	Wind pressure against electric cable
		Wind pressure against pole (vertical to railroad)
		Wind pressure against pole (Horizontal to railroad)
		Wind pressure for beam (Horizontal to railroad)
	Horizontal tension at a curved section	Horizontal tension at the standard temperature
		Horizontal tension at $-5[^\circ\text{C}]$
Vertical	Self-weight	Electric cables
		Beams
		Poles
		Auxiliary parts
		Workers
	Ice	Ice on electric cables

Table 2. Examples of loads acting on a pole foundation for pole span distance 50 m and radius of curvature (R) 1000 m

Types of loads		Load (kN)	Moment (kN·m)
Vertical		11.63	5.40
Horizontal	Horizontal tension	2.11	15.56
	Wind	6.96	45.01



(a) Rectangular concrete foundation



(b) Circular concrete foundation

Fig. 2. Types of electric pole foundations in Korean railroad

착되는 구성품에 작용하는 각종 하중(자중, 풍하중, 전선의 장력 등)을 지지하여야 한다(Figure 1). Table 1은 철도설계편람(Korea Rail Network Authority, 2004)에서 전기철도 구조물의 설계를 위하여 제시한 전철주에 작용하는 하중의 종류를 나타낸 것이다. Table 2는 선로의 곡선반경이 1,000m로 전철주가 50m 간격으로 설치된 경우에 전철주기초의 상부에 작용하는 하중 및 모멘트를 계산한 예로, 작용하는 수평 및 수직 하중에 비하여 상당히 큰 회전모멘트가 작용하는 것을 알 수 있으며, 특히 풍하중에 의한 모멘트가 70% 정도의 매우 큰 비중

을 차지하는 것을 알 수 있다. 이러한 원인은 가장 큰 비중을 차지하는 전선에 작용하는 수평하중이 전철주기초로부터 7m 이상 떨어져 작용하기 때문이며, 따라서 전철주기초는 매우 큰 회전 모멘트를 저항하여 전도(overturning)가 발생하지 않도록 설계되어야 한다.

## 2.2 전철주기초의 형태

현재 국내 전철주기초는 Figure 2와 같이 사각형과 원형의 두 가지 형태로 설계 및 시공되고 있다.



(a) Boring machine operating on railroad



(b) Excavated hole for a foundation

Fig. 3. Construction method for circular concrete foundation

사각형기초는 전통적으로 시공 되던 기초 형태로서 기계굴착과 인력굴착을 병행하여 설치되며 작용하중이 크거나 지반이 연약한 개소에 주로 적용되고 있다. 기본적으로는 소요깊이까지 완전히 굴착하고 거푸집을 제작한 후, 콘크리트 양생이 완료되면 기초 주변지반을 굴착하여 거푸집을 완전히 제거한 후 되메우는 방식으로 시공되어야 하지만, 실제 현장에서는 공벽을 유지할 수 있는 수준의 깊이까지만 거푸집을 설치하고 하부는 거푸집 없이 콘크리트를 굴착지반에 직접 현장타설하는 방법이 주로 적용되고 있다. 사각형 기초의 크기는 철도 설계편람(Korea Rail Network Authority, 2004)에 제시된 폭 900mm~1,400mm, 근입깊이 1,800mm~3,200mm의 기초가 적용되고 있다.

원형기초는 경부고속철도 건설에 처음 도입되기 시작하였으며 굴착장비를 이용한 기계화된 시공이 가능하다. Figure 3a에 나타난 철도 선로를 운행할 수 있는 굴착장비를 이용하여 75cm 직경의 구멍을 정해진 깊이까지 굴착한 후 콘크리트를 현장 타설하는 방법에 의하여 시공되고 있다.

## 2.3 전철주기초의 설계

### 2.3.1 국내 전철주기초의 설계 방법

철도설계편람(Korea Rail Network Authority, 2004)에 제시된 전철주기초 저항모멘트 산정 방법은 일본에서 개발된 경험적인 방법을 적용하고 있다. 이 방법에서는 지지력이 양호한 지반조건에 대하여 간편식을 사용하도록 되어있으며, 지반조건이 불명확하거나 연약지반인 경우에는 각종 지반조사를 통해 지반특성을 파악하고 해당 조사에 적합한 경험식을 적용하여 기초의 저항모

Table 3. Values of strength factors ( $S_0$ ) (Korea Rail Network Authority, 2004)

Maximum loads for a storm	Maximum load for ordinary operations	
	Stable ground	Deformable ground
1.2	1.0	0.75

멘트를 산정한 후 소정의 안전율을 적용한다. 지반의 지지력 측정을 필요로 하지 않는 양호한 지반에 대해서는 아래의 식 (1)을 적용하여 허용 저항모멘트를 산정한다.

$$M_a = Kf S_0 L^2 \sqrt[3]{d^2 \left( 1.45 + 0.57 \frac{d^2}{D^2} \right)^2} \quad (\text{tf}\cdot\text{m}) \quad (1)$$

여기서,  $M_a$  : 허용 저항모멘트(기초면 중심점에서)

$K$  : 지형계수

$f$  : 형상계수

$S_0$  : 강도계수

$D$  : 기초 근입깊이 (m)

$d$  : 기초 직경 (m)

식 (1)에서 강도계수( $S_0$ )는 설계하중 조건에 따른 지반조건을 고려하기 위한 계수로서 Table 3의 값을 적용한다.

형상계수( $f$ )는 기초의 형태와 흙막이 거푸집의 사용여부에 따른 기초재료와 흙 사이의 마찰강도 차이를 고려하기 위한 계수로서 Table 4의 값을 적용한다.

지형계수( $K$ )는 성토사면 또는 측구에 의한 지형적인 영향을 고려하기 위한 계수로서 다음의 Table 5에 제시한 값을 적용한다. 이 경우 기초로부터 측구나 사면까지의 이격거리( $L$ )가 기초폭( $d$ ) 보다 작은 경우 해당 계수를 적용하게 된다. 성토지반에 설치된 경우 성토사면 방

Table 4. Values of shape factors ( $f$ ) (Korea Rail Network Authority, 2004)

Shape	Crushed stones		Circular concrete		Rectangular concrete		T shape
	Without a form	With a form	Without a form	With a form	Without a form	With a form	Pouring just after excavation
Shape factor	0.6	0.75	1.0	0.9	1.1	1.0	1.4

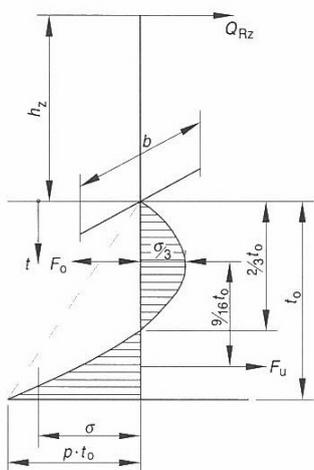
Table 5. Values of geometry factors( $K$ ) (Korea Rail Network Authority, 2004)

Geometry	Loading direction	$K$
Plain or cut		1.0
		1.2
Fill		0.6
		1.0

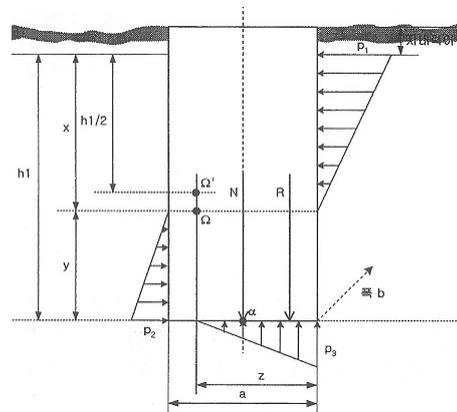
향으로 모멘트가 작용하는 경우와 그 반대편(선로방향)으로 모멘트가 작용하는 경우 각각 지형계수를 0.6과 1.0으로 적용하고 있다. 이는 기초가 사면으로부터 기초 폭보다 작은 거리로 이격되었을 때 사면의 영향에 의하여 저항모멘트가 40% 감소하는 것을 의미한다. 해당 지형계수는 일본에서 사용되는 값으로, 프랑스의 지형계수에 대하여 일본과 프랑스의 토질 차이를 고려하여 결정되었으며, 쉽게 붕괴하지 않는 양호한 흙으로 성토된 경우에 대한 것이다.

### 2.3.2 국외 전철주기초 설계방법

프랑스(Korea TGV Consortium, 1995)와 독일(Kiessling et al., 2009)의 경우는 Figure 4와 같이 기초에 작용하는 토압분포를 가정하여 기초의 저항모멘트를 산정한다. 전철주기초의 최대 저항모멘트는 Figure 4의 토압분포에서 힘과 모멘트에 대한 평형방정식을 고려하여 산출한 작용 토압이 지반의 한계토압을 초과하는 경우의 모멘트로 결정하고 있다. 한계토압은 프랑스의 경우 지반 조건에 상관없이  $0.25\text{MN/m}^2$ 로 가정하고 있으며, 독일의 경우는 아래의 식 (2)와 같이 따라 깊이에 따라 선형으로 증가하는 것으로 가정하고 있다.



(a) Germany (Kiessling et al., 2009)



(b) France (Korea TGV Consortium 1995)

Fig. 4. Assumptions for the distributions of soil pressures acting on a foundation

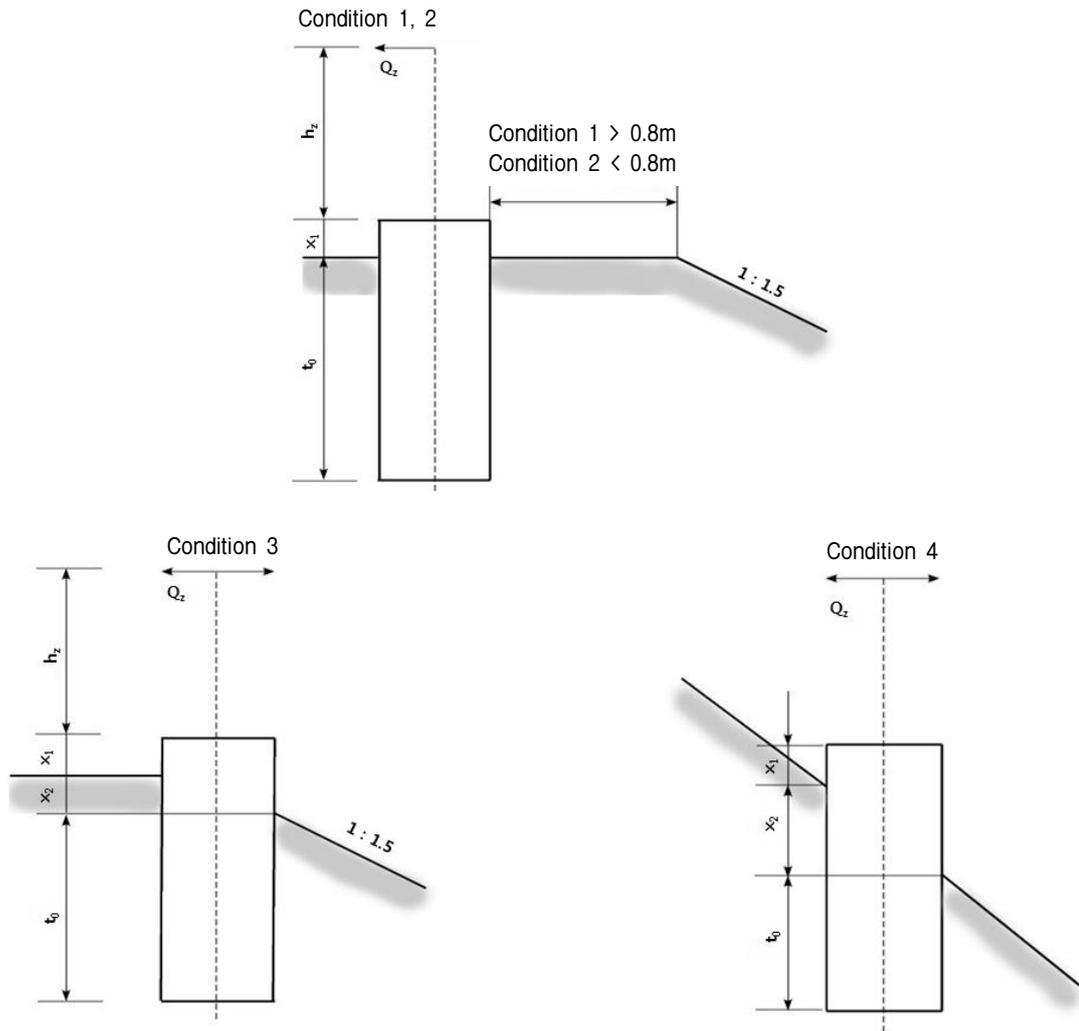


Fig. 5. Geometry conditions of German design method (Kiessling et al, 2009)

$$\sigma_{crit} = 0.125z \text{ (MN/m}^2\text{)} \quad (2)$$

여기서  $\sigma_{crit}$  는 한계토압,  $z$ 는 지표로부터의 깊이이다.

이와 같이 두 방법 모두 한계토압을 지반조사 결과로부터 구한 지반정수를 근거로 산출하고 있지 않으며 일률적인 값을 적용하고 있다. 이는 전철주기초가 비교적 일정한 조건에 맞추어 조성된 철도노반에 설치되어 특정 수준 이상의 지반조건이 보장되므로 설계의 편의를 위하여 대표적인 값을 일괄적으로 적용하고 있는 것으로 판단된다. 프랑스와 독일의 방법은 토압분포를 가정하고 한계토압과 비교하여 저항모멘트를 산정하는 방식은 동일하지만, 두 방법의 토압분포는 상당한 차이를 나타내고 있으며, 특히 프랑스의 경우는 기초 저면이 받는 토압도 저항모멘트 산정에 고려하고 있다(Figure 4).

독일의 경우 기초가 성토지반위에 설치되는 경우 다음의 Figure 5와 같은 지형 구분에 따라 기초가 사면의 모서리에서 0.8m 이내에 설치되는 경우 기초의 저항모멘트를 20% 감소키는 방법을 적용하여 설계한다. 따라서 독일의 경우는 국내기준 형태의 지형계수로 0.8을 적용하고 있다고 할 수 있다.

프랑스의 경우는 지형조건을 고려하기 위하여 Table 6과 같은 계수를 적용하고 있다. 성토지형의 경우 기초의 중심이 사면으로부터 1.6m보다 크게 이격된 경우 1.3, 작게 이격된 경우 1.0의 지형계수를 적용하고 있다. 따라서 성토사면의 영향으로 저항모멘트가 23% 정도 감소되는 것으로 평가하고 있으며, 국내기준의 형태로 환산하면 지형계수로 0.77(1.0/1.3)을 적용하고 있다고 할 수 있다.

Table 6. Geometry factors for French design method (Korea TGV Consortium, 1995)

Geometry	Sections	K	
		Moment +	Moment -
Fill		1	1
Fill		1.3	1
Plain		1.3	1
Cut		1.5	

### 3. 전철주기초 실물 재하시험

#### 3.1 시험 개요 및 기초의 시공

본 연구에서는 실제 조건에 가까운 하중 재하를 통해 실제 크기 전철주기초의 파괴를 확인하는 재하시험을 수행하였다. 특히 Figure 6과 같이 성토사면에 근접하여

설치된 동일한 조건의 기초 2분에 대하여 각각 성토사면 방향과 반대방향으로 지형 조건을 변화시켜 재하 함으로써, 성토사면이 기초의 저항모멘트에 미치는 영향을 명확히 파악하는 것이 본 시험의 주된 목적이다.

기초는 Figure 3에 나타난 한국철도시설공단의 굴착장비를 이용하여, 직경 75cm의 원형기초를 2.5m 깊이로 2분 시공하였으며, 이 때 기초 중심이 성토사면으로

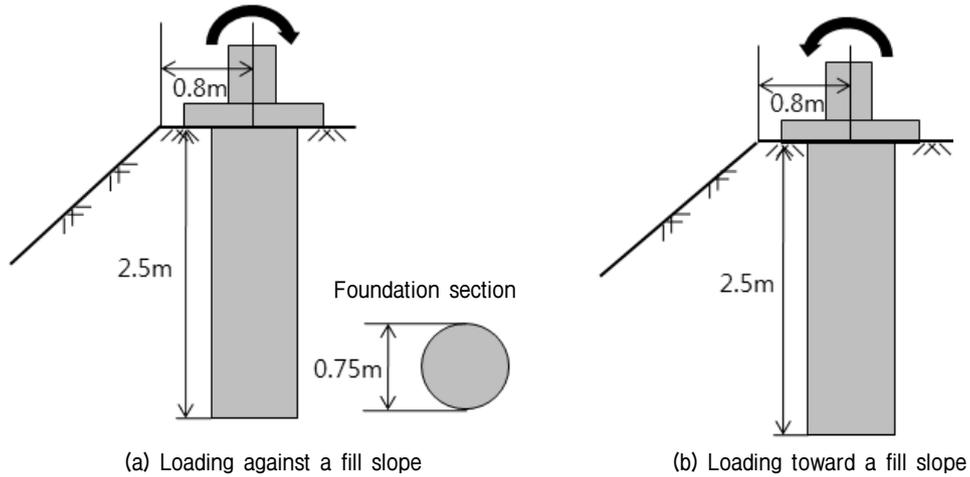


Fig. 6. Type of tests according to loading directions

부터 80cm 이격되게 하였다(Figure 6). 지표 위 기초 상부에는 변위 측정을 위한 기준점 확보를 위하여 가로, 세로 100cm, 두께 20cm의 정사각형 콘크리트구조체를 설치하였다.

### 3.2 시험 위치 및 지반조건

재하시험은 경부고속철도 고모차량기지의 인입용 철도선로에서 수행되었다. 전철주기초가 설치된 위치는 약 3m 높이로 성토된 선로이다. 해당 지역의 성토에는 고속철도 설계기준(Korea Rail Network Authority, 2005)에서 고속철도 선로의 상부노반으로 적용 가능한 재료로 분류된 GP-GM(실트 및 모래 섞인 입도 불량한 자갈)이 사용되었다.

지반의 강성 및 강도는 LFWD(Light Falling Weight Defletometer)와 동적콘관입시험기(Dynamic Cone Penetrometer, DCP)를 이용한 현장 시험을 통해 평가하였다. LFWD는 자유낙하 시킨 추로 인해 발생하는 에너지, 하중, 지반 침하 사이의 관계를 이용하여 지반강성을 평가하는 장비로서 크기가 작고 이동이 간편하기 때문에 차량이 접근하기 곤란한 철도 선로에서 많이 적용되고 있다. 본 연구에서 사용된 장비는 Dynatest의 Keros Prima100 Portable FWD이다. 동적콘관입시험은 78.4N의 해머를 575mm의 높이에서 낙하시켜 직경 20mm의 원추를 타격하여 관입되는 깊이를 측정함으로써 지반의 강성 및 강도를 평가하는 방법으로서, 본 연구에서 사용한 장비는 미국 Kessler의 장비로 현장 시험 시 관입깊이는 500mm 이상을 기준으로 하였다.

Table 7. Results of ground investigations

Test type	LFWD	Dynamic cone penetration test	
	Elastic modulus (MPa)	DCP Index (cm)	Internal friction angle (degree)
Results	134	1.3	39.8

Table 7은 재하시험을 위하여 설치된 기초의 주변 지반에 대하여 수행한 LFWD와 동적콘관입시험의 결과로서 10회 이상의 시험결과를 평균한 값이다. Table 7에 제시된 내부마찰각은 1회 타격당 콘의 관입깊이인 DCP Index(DCPI)로부터 Mohammadi 등(2008)이 제시한 아래의 식 (3)을 이용하여 산정하였다.

$$\phi = 52.16(DCPI)^{0.13} \text{ (degree)} \quad (3)$$

고속철도 설계기준(Korea Rail Network Authority, 2005)에서는 상부노반 강성조건으로 연직방향재압축변형계수( $E_{v2}$ )가 80MPa 이상이 되도록 규정하고 있으며, 해당 재하시험 부지는 LFWD로 산정된 연직방향탄성계수가 134MPa로 이러한 조건을 만족하는 것으로 평가되었다.

### 3.3 재하 조건

실제 하중조건을 모사하기 위하여 Figure 7과 같이 강철 케이블을 전철주에 연결하고 크레인을 이용하여 인장하였다. 재하 위치는 일반적인 전철선 위치(레일 상면으로부터 약 7m)를 고려하여 기초로부터 높이가 8m인 곳으로 결정하였다.

전철주에 전달되는 하중은 Figure 7과 같이 케이블에

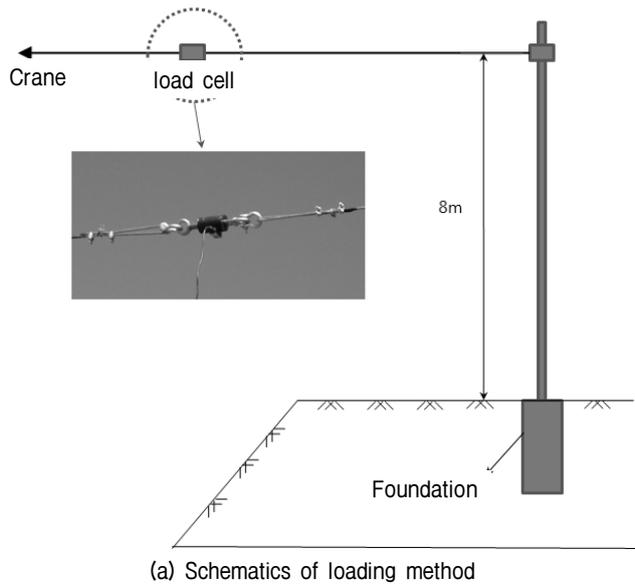


Fig. 7. Loading method using a crane

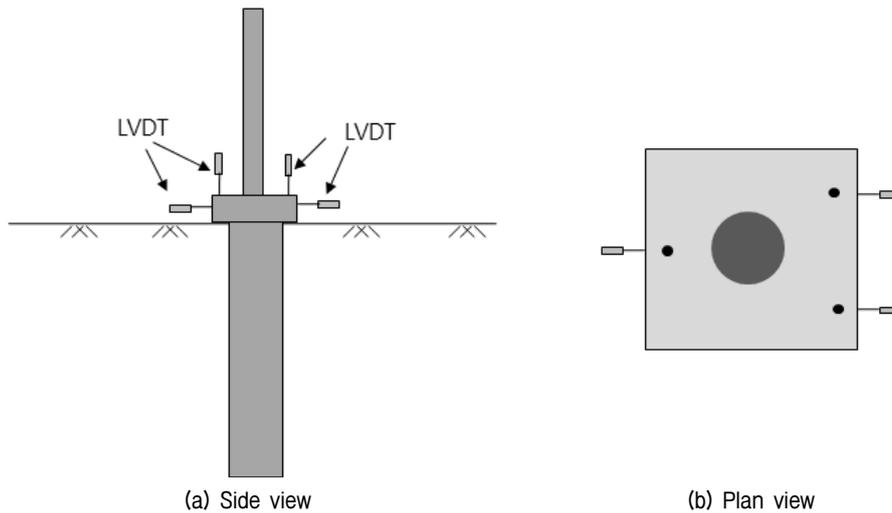


Fig. 8. Locations of LVDT

장착된 로드셀을 이용하여 측정하였다. 로드셀은 50kN 까지 측정이 가능한 제품을 사용하였다. 하중은 기본적으로 크레인의 인장하중을 단계별로 0.5kN씩 증가시키는 방법으로 재하하였다. 크레인을 통한 정확한 하중 조절이 어렵기 때문에 측정된 하중을 확인하며 크레인 하중을 서서히 증가시켰으며 0.5kN 이상 하중이 증가하면 하중 증가를 멈추고 계측된 값이 안정될 때까지 하중을 유지하였다. 하중 재하 시에는 모멘트-회전각 곡선을 실시간으로 작성하여 기초의 거동을 파악하였으며, 기초의 파괴가 충분히 발생할 정도까지 하중을 재하하여 기초의 파괴모멘트를 확인할 수 있도록 하였다.

### 3.4 변위 계측 방법

작용 모멘트에 따른 기초의 변위를 측정하기 위하여 6개의 전자식변위계(LVDT, Linear Variable Differential Transformer)를 설치하였다. 사용된 LVDT는 일본 KYOWA 사의 스트레인게이지형 제품(DTH-A-50)으로 최대 50mm 까지 측정 가능한 센서이다. Figure 8과 Figure 9는 전자식변위계의 설치 위치를 나타낸 것으로 하중 작용방향에 대하여 전면부는 기초 상면에 2개, 기초 측면에 2개씩 4개를 설치하였고, 후면부에는 기초 상면과 측면에 각각 1개씩 설치하였다. 기초 상면부의 전자식변위계는 기초의 수직변위 측정을 통한 회전각을 산정을 위하여

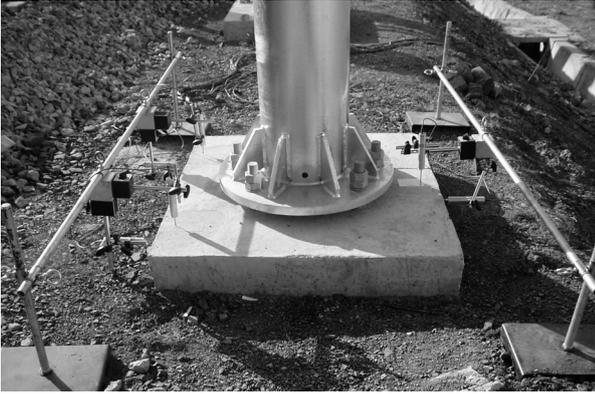


Fig. 9. LVDTs for the measurements of foundation displacements

설치하였으며, 기초 측면부의 전자식변위계는 기초의 수평변위를 측정하기 위하여 설치하였다.

#### 4. 시험 결과 및 분석

##### 4.1 파괴 거동

Figure 10은 시험결과로 나타난 기초머리에 작용하는 모멘트에 대한 회전각 곡선이다. 사면방향으로 재하한 경우와 사면 반대방향인 선로방향으로 재하한 경우 모두 파괴 이후에 급격한 회전각의 증가와 함께 모멘트가 감소하는 취성 거동을 나타내었다. Figure 11은 Dickin & Laman(2003)이 조밀한 사질토에 대한 원심모형시험 결과로 제시한 원형기초의 회전각-모멘트 곡선으로, 뚜렷한 파괴하중이 발생하지 않고 회전각의 증가에 따라 모멘트가 지속적으로 증가하는 현상이 나타났으며, 이

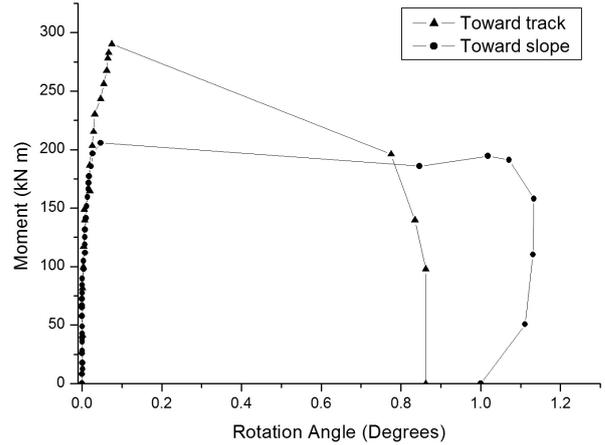


Fig. 10. Moment-rotation curves from the field load tests

경우 전철주의 사용성을 확보할 수 있는 특정 회전각 (2°)에서의 모멘트를 저항모멘트로 규정하고 있다. 그러나 본 연구의 실물 재하시험에서는 모멘트의 증가에 따라 급격히 회전각이 증가하는 파괴모멘트가 극명하게 나타났다. 이러한 파괴 거동의 차이는 모형실험에서 실제 국내 철도현장의 성토재료, 다짐도, 응력수준 등의 지반조건을 적절히 구현할 수 없기 때문인 것으로 판단된다. 2005년 철도 설계기준이 개정된 이후 철도노반은 본 시험이 수행된 고모보수기지에 적용된 수준의 재료 및 다짐도로 조성되고 있으므로, 일반적인 철도 선로에 설치된 전철주기초는 본 실물 재하시험의 결과와 유사하게 특정 모멘트에서 급격한 기초의 전도가 발생하는 취성거동의 파괴를 보일 것으로 예상된다.

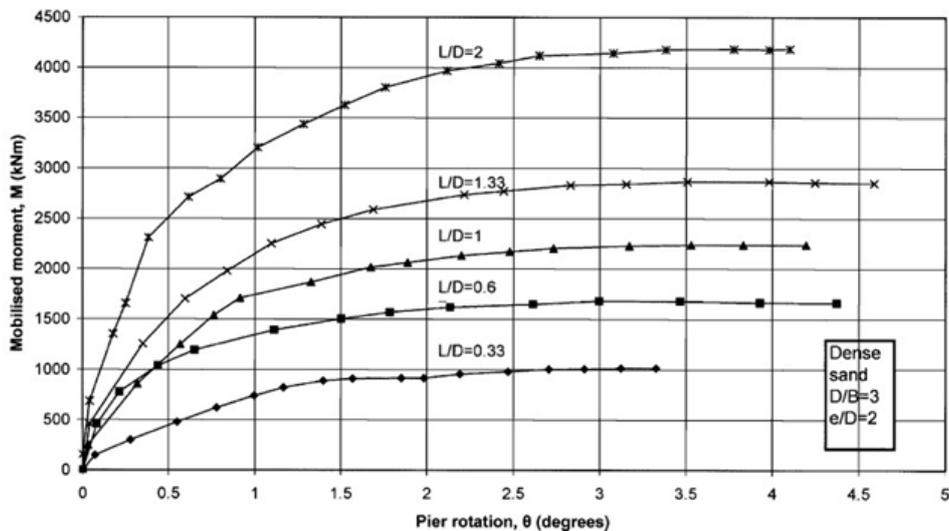


Fig. 11. Moment-rotation curves from the centrifuge model tests (Dickin and Laman, 2003)

Table 8. Failure moments and design capacities obtained from the load tests

	Failure moments from field load tests (kN·m)	Design moment capacities (kN·m)		
		Korean method	French method	German method
Against track	215.5	47.7(4.3)*	92.3(2.2)*	77.6(2.7)*
Toward track	290.1	79.5(3.6)*	120.1(2.4)*	97.0(3.0)*

\*Safety factors obtained from the failure moments

#### 4.2 설계 방법별 저항모멘트의 평가

실물 재하시험 결과에서 회전각이 급격히 증가하면서 모멘트가 감소하는 현상이 발생하였으므로 기초의 파괴가 발생하는 모멘트의 명확한 산정이 가능하였다. 사면방향으로 재하한 경우 205.7kN·m, 선로방향으로 재하한 경우는 290.1kN·m로 각각 기초의 파괴모멘트가 산정되었다. Table 8은 재하시험 결과로 산정된 기초의 파괴모멘트와 국내외 설계방법으로 산정한 기초의 저항모멘트를 비교하여 정리한 것이다.

Table 8의 괄호 안에는 각 설계방법에 의하여 산정된 저항모멘트를 재하시험 결과로 산정된 파괴모멘트와 비교하여 산정한 안전율을 나타내었다. 프랑스와 독일의 설계방법은 각각 2와 3에 가까운 안전율을 나타내었으며, 하중재하방향에 따라 비교적 일관된 안전율을 보여서 지형의 영향이 적절하게 반영되고 있는 것으로 평가되었다. 반면 국내 설계방법의 경우는 안전율이 4에 가까운 값으로 상대적으로 보수적인 설계가 이루어지고 있는 것을 알 수 있으며, 하중재하방향에 따른 안전율의 차이도 0.7 정도로 크게 나타나 지형의 영향도 과대평가하고 있는 것으로 평가되었다. 그러나 비교적 일관된 결과를 나타낸 프랑스와 독일의 설계방법도 가정된 토압분포 등이 매우 상이하므로, 각 방법에 적용되고 있는 저항모멘트 산정이론의 적합성에 대한 명확한 평가는 불가능 하였다. 따라서 향후 파괴 시 기초면에 작용하는 토압분포의 측정이 가능한 재하시험을 수행하고, 그 결과를 토대로 한 보다 합리적인 기초의 저항모멘트 산정 이론의 개발이 필요하다.

#### 4.3 발생 수평변위

파괴가 발생하기 직전까지 발생한 수평변위는 사면 방향으로 재하한 경우와 반대방향으로 재하한 경우에 대하여 각각 0.98mm, 1.17mm로 1mm 전후의 매우 작은 값을 나타내었다. 따라서 파괴하중 이전 사용하중 수준



Fig. 12. Horizontal displacement after the foundation failure

에서의 기초에 발생하는 수평변위는 전철주의 사용성에 전혀 영향을 미칠 수 없는 정도인 것으로 평가되었으며, 철도선로에 설치된 짧은 강제말뚝의 지지력 검토에서 수평변위는 상대적으로 설계 시 중요 고려 대상이 아닌 것으로 판단된다. 이는 일반적인 중간길이 이상의 횡방향 말뚝에서 수평변위가 매우 중요한 설계요소인 것과 상반된다. 파괴 이후에는 Figure 12와 같이 재하 반대 방향의 기초 측면부에 지반과 기초사이에 큰 간격이 발생하였으며, 3cm 이상의 큰 잔류수평변위가 발생하여 기초의 사용성이 완전히 상실되는 것으로 나타났다. 이러한 결과로부터 국내 철도선로에 설치된 전철주 기초의 경우 사용하중에서의 변위 보다는, 기초의 전도 파괴에 대한 저항모멘트를 가장 중요한 설계 요소로 선정해야 한다는 것을 알 수 있다.

#### 4.4 지형계수(K)의 평가

Table 9는 국내외 설계방법의 성토지형에서 사면 영향 고려 방법의 적합성을 평가하기 위하여 산정한 지형계수로, Table 8에 제시된 사면 방향으로 재하한 경우의 파괴 또는 저항모멘트를 선로방향으로 재하한 경우의 값으로 나누어 구한 것이다. 즉 사면의 영향을 고려하기 위하여 기초의 저항모멘트를 얼마나 감소시켜야 하는지 그 정도를 나타낸 값이다.

Table 9. Comparison of geometry factors between field load test and design method

	Failure moments from field load tests	Design moment capacity		
		Korean method	French method	German method
Geometry factor ( $K$ )	0.71	0.60	0.77 (1/1.3)	0.80

재하시험 결과로 산정된 지형계수는 0.71로 사면의 영향으로 기초의 파괴모멘트가 29% 감소하는 것으로 나타났다. 프랑스와 독일의 경우는 각각 0.77과 0.8로 재하시험결과보다 다소 큰 지형계수를 적용하고 있다. 반면 국내에서는 재하시험의 결과나 국외의 방법보다 작은 0.6을 지형계수로 적용하고 있다. 따라서 현재 국내에서 적용하고 있는 설계방법은 상대적으로 보수적인 것으로 판단되며, 본 연구의 실물 재하시험 결과나 국외 설계기준을 반영하여 성토지반에서 사면의 영향을 고려하기 위한 지형계수를 상향 조정하여 0.7로 적용하는 방안이 적합한 것으로 판단된다. 그러나 해당 지형계수는 국내의 철도선로에 설치된 전철주기초에 적합한 것으로, 다른 적용 분야에 대해서는 본 연구와 같은 실물 재하시험을 통해 적절한 지형계수를 평가하는 것이 반드시 필요하다. 또한 사면이 기초의 저항모멘트에 미치는 영향은 기초의 사면으로 부터의 이격거리, 사면의 경사, 기초의 깊이 및 형상, 지반의 다짐정도 등에 따라 변화하므로 향후 이와 관련된 해석적인 연구도 함께 수행되어야 할 것이다.

## 5. 결론

본 연구에서는 실물 재하시험을 통해 철도선로에 설치된 전철주기초의 파괴거동을 파악하고 성토사면이 저항모멘트에 미치는 영향을 규명하고자 하였으며, 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 성토 지형에 건설된 철도선로에서 현재 시행되고 있는 시공방법에 따라 2본의 원형기초와 전철주를 시공하였다. 모멘트 위주의 실제 하중조건을 재현한 실물 재하시험을 수행하였으며, 사면 방향과 사면 반대방향으로 각각 기초가 완전히 파괴될 때까지 재하함으로써 사면이 전철주기초의 저항모멘트에 미치는 영향을 명확히 평가할 수 있도록 하였다.
- (2) 고속철도 설계기준에 의하여 건설된 성토지형의 철도선로에서, 전철주기초는 사용하중 수준에서는 회전이나 변위가 거의 발생하지 않다가 파괴로 인해

급격히 전도되는 형태로 거동하는 것이 규명되었다. 따라서 전철주기초에 대해서는 일반 말뚝기초의 횡방향 변위를 고려한 안정성 평가방법과는 다른 전도파괴를 전제로 한 지지력 관점의 안정성 평가가 필요하다.

- (3) 실물 재하시험 결과로 부터 산정된 파괴모멘트를 통해 국내외 설계방법의 적합성을 평가하였다. 국내에서 적용하고 있는 경험적인 방법은 전철주기초의 저항모멘트를 안전율 4 정도로 보수적으로 평가하고 있는 것으로 나타났다. 독일과 프랑스에서 사용되고 있는 방법으로는 각각 안전율 2와 3 정도의 비교적 일관된 저항모멘트 산정이 가능하였으나, 두 방법에서 가정하고 있는 기초에 작용하는 토압 분포는 상당한 차이가 있다. 따라서 향후 전철주기초에 대한 합리적인 설계방법의 개발을 위해서는 파괴 시 기초면에 작용하는 토압분포를 규명하기 위한 추가 연구가 필요하다.
- (4) 성토사면 방향으로 재하한 경우 그 반대방향인 선로방향으로 재하한 경우에 비해 파괴모멘트가 30% 정도 감소하는 것으로 나타났다. 현행 설계방법에서 사면에 의한 저항모멘트 감소효과로 국내방법은 40%, 프랑스와 독일 방법은 각각 23%와 20% 정도를 예측하고 있다. 본 연구에서는 실물 재하시험 통해 이러한 지형의 영향을 실제적으로 평가하였으며, 그 결과를 토대로 국내 철도노반에서 사면의 영향을 고려하기 위한 지형계수로 0.7을 적용하는 것을 제안하였다.

## 감사의 글

본 연구는 국토해양부 미래도시철도기술개발사업 “무가선 저상트램 에너지인프라 개발(11PURT-B053833-03)” 과제의 연구비지원에 의해 수행되었습니다.

## 참 고 문 헌

1. Balfour Beatty Construction Ltd. (1986), *Report on foundation design for overhead catenary system*, Tuen Mun LRT, Interim report, BBPCL.
2. Brinch Hansen J. (1961), "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces", *The Danish Geotechnical Institute, Bulletin No.12*, Copenhagen, pp.1-9.
3. Broms B. B. (1964), "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", *J of Soil Mech and Found Eng Div, ASCE*, 90, pp.79-99.
4. Dickin E. A and Nazir R. (1999), "Moment-carrying capacity of short pile foundations in cohesionless soil", *J Geotech Geoenviron Eng, ASCE*, 125, pp.1-10.
5. Dickin E. A. and Laman M. (2003), "Moment Response of Short Rectangular Piers in Sand", *Computers and Structures*, 81, pp.2717-2719.
6. Kiessling, F, Puschmann, R and Schmieder, A. (2009), *Contact lines for electric railways : planning, design, implementation*, Publicis publishing, Eriangen.
7. Korea Rail Network Authority (2004), *철도설계편람 (전철전력판. 전차선)*, Korea Rail Network Authority, Daejeon.
8. Korea Rail Network Authority (2005), *고속철도 설계기준, 노반편*, Korea Rail Network Authority, Daejeon.
9. Korea Rail Network Authority (2009), *2009년도 철도 전철화율 산정 보고*, Korea Rail Network Authority, Daejeon.
10. Korea TGV Consortium (1995), *Basic Environmental Data for Catenary Design*. KTC.
11. Korea Transport Institute & KRTC (2009), *국가철도망 전철화 종합 계획 수립을 위한 연구*, Ministry of Transport and Maritime Affairs.
12. Mohammadi S. D., Nikoudel M. R., Rahimi, H. and Khamehchiyan, M. (2008), "Application of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) for determination of the engineering parameters of sandy soils", *Engineering Geology*, 101, pp.195-203.
13. UIC/ORE (1957), *Calculation of catenary masts and foundations. Interim Report No. 1*, International Union of Railways/Office for Research and Experiments, Utrecht.

(접수일자 2011. 9. 5, 심사완료일 2012. 6. 19)



## 인발력을 받는 팩마이크로파일의 주면마찰력

### Skin Friction Mobilized on Pack Micropiles Subjected to Uplift Force

홍 원 표<sup>1</sup> Hong, Won-Pyo

조 삼 덕<sup>2</sup> Cho, Sam-Deok

최 창 호<sup>3</sup> Choi, Chang-Ho

이 충 민<sup>4</sup> Lee, Choong-Min

#### Abstract

Pack micropiles were recently developed to improve pile capacity of general micropiles. Pack micropiles were made by warping thread bar or steel pipe of general micropile by geotextile pack and grouting inside the pack with pressure. According to the pressure, the boring hole could be enlarged. A series of pile uplift tests were performed on three micropiles. Two out of the three piles were the pack micropiles and the other was the general micropile, in which a thread bar was used in the boring hole. According to the pressure applied to the pack micropiles, the diameter of boring hole was enlarged from 152 mm to 220 mm. Unit skin friction mobilized on side surfaces of micropiles increased with displacement of pile head and reached on a constant value, which represents that the relative displacement between piles (or thread bar) and soils was reached on critical state. And the uplift resistance of pack micropile was higher than that of general micropile. Two reasons can be considered: One is that the frictional surface increases due to enlarging diameter of boring holes and the other is that the unit skin friction could increase due to compressing effect of surrounding soils by soil displacement as much as the enlarging volume of boring hole. The compression effect appeared at deeper layer rather than surface layer. The unit skin friction mobilized on micropiles with small diameter was higher than the ones on large bored piles.

#### 요 지

일반마이크로파일의 저항성능을 개선시키기 위해 최근에 토목섬유를 활용한 팩마이크로파일이 개발되었다. 팩마이크로파일은 일반마이크로파일의 강봉이나 강관을 토목섬유팩으로 감싸고 주입재와 주입압을 토목섬유팩 내부에 가하여 제작한다. 이 주입압에 의하여 천공 직경이 크게 확대된다. 동일한 한 지반 속에 설치된 세 개의 마이크로파일을 대상으로 일련의 말뚝인발시험을 실시하였다. 세 말뚝 중 두 개는 팩마이크로파일였고 나머지 하나는 강봉을 사용한 일반마이크로파일이었다. 토목섬유팩에 적용된 주입압에 의하여 팩마이크로파일의 경우 천공직경이 152mm에서 220mm으로 확대되었다. 마이크로파일의 주면에서 발달하는 단위주면마찰력은 말뚝두부의 인발변위량의 증가와 함께 서서히 증가하여 한계상태에 도달한 한계변위량에서 수렴치에 도달한다. 팩마이크로파일의 인발저항력은 일반마이크로파일의 인발저항력보다 크게 나타난다. 이와 같은 팩마이크로파일의 인발저항력을 증대시킬 수 있는 원인으로는 크게 두 가지를 생각할 수 있다; 첫째는 마이크로파일에 설치한 토목섬유팩내 주입압으로 마이크로파일의 단면적을 증대시키므로 말뚝주면의 마찰저항면적을 증대시킬 수 있기 때문이고, 둘째는 마이크로파일의 단면이 확대될 때 확대되는 부분의 체적만큼의 토사가 주변지반을 압축시켜 말뚝과 지반 사이의 마찰저항력을 증대시킬 수 있기 때문이다.

1 정희원, 중앙대학교 사회기반시스템공학부 교수 (Professor, School of Civil & Environmental Engineering, Urban Design & Study Chung-Ang Univ., Tel: +82-2-820-5258, Fax: +82-2-822-8722, wphong@cau.ac.kr, 교신저자)

2 정희원, 한국건설기술연구원 선임연구위원 (Senior research Fellow, Korea Institute of Construction Technology)

3 정희원, 한국건설기술연구원 수석연구위원 (Senior researcher, Korea Institute of Construction Technology)

4 비희원, 중앙대학교 대학원 토목공학과 석사과정 (Graduate student, Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

이 압축효과는 지표면 부근 보다 깊은 지층에서 크게 나타났다. 말뚝 주면에서 발휘되는 단위주면마찰력은 말뚝의 직경이 작은 경우가 더 크게 발휘된다. 즉 마이크로파일의 주면에서 발달되는 단위주면마찰력은 대구경 현장타설말뚝의 주면에서 발달되는 단위주면마찰력보다 크게 나타난다.

**Keywords :** Geotextile, Load transfer, Micropile, Pack, Pile uplift test, Skin friction, Uplift force

## 1. 서론

일반적으로 마이크로파일은 직경이 300mm 이하의 소구경 말뚝으로서 1950년대 초에 이탈리아에서 처음으로 개발된 이래 주로 건물의 유지, 보수 및 증축을 위한 기초의 보강공법에 많이 사용되었다(Mascardi, 1982; Littlejohn, 1993).

독일 표준시방서(DIN-4218)에서는 소구경 현장주입 콘크리트(혹은 모르타르)말뚝이라 하여 Small diameter injection piles(Cast-in-place concrete piles and composite pile)로 하였다(DIN, 1983). 가장 일반적인 마이크로파일의 직경은 120mm~250mm이며 길이는 5m부터 수십 미터에 이른다. 마이크로파일은 용도와 시공방법에 따라 Rootpile, Tubfix-Micropile, Pali Radice, Needle-pile 혹은 Gewi-pile 등으로 다양하게 불린다(Koreck, 1978; Cadden et al., 2004).

마이크로파일은 천공홀 내부에 삽입된 고강도 강봉, 강관 및 철근의 강성에 의해 높은 축하중을 지지하면서, 천공직경을 최소화한 말뚝공법이다. 소구경 천공에 의해 시공되므로 어떠한 지반조건이나 작업조건에서도 용이하게 사용할 수 있는 유리한 점이 있다.

국내에서 마이크로파일에 대한 연구는 1988년 서울시 영등포역 선상역사기초공으로 사용하기 위한 설계 및 시공기술에 관한 제반문제점을 연구하면서 시작되었다고 할 수 있다(Korea Society of Civil Engineering, 1988). 또한 Hong, W. P.(1995)는 마이크로파일을 사면안전용 역지말뚝으로 적용하기 위한 설계법을 연구한 바 있다. 그 밖에도 울진원자력발전소 터빈실 기초와 극동방송국 기초보강에 적용된 사례가 있다(Korea Society of Civil Engineering, 1988).

한편, 이러한 마이크로파일이 지하수위가 높은 해안가에 인접하여 설치되어 있으면 마이크로파일은 해수 지하수에 의한 높은 양압력에 저항할 수 있는 인발말뚝으로 설계 시공하여야 할 것이다(Choi, Y. S. 2010). 또한 팽창성 지반에 설치된 구조물의 용기에 저항하기

위한 인발말뚝으로 마이크로파일을 설치하기도 한다. 그 밖에도 전력송신탑이 풍하중, 빙하중 및 전선의 파단에 의하여 전도될 때 큰 인발력이 작용하게 된다. 이 경우 마이크로파일은 압축력뿐만 아니라 인발력에 대하여도 안전하게 설계되어야 한다(FHWA, 2000, 2005; Hong et al, 2010). 이와 같이 양압력이 큰 경우나, 수평력을 크게 받는 구조물의 기초말뚝은 인발력을 받게 되므로 극한인발력에 저항할 수 있도록 마이크로파일을 설계 시공하여야 한다(Misra and Chen, 2004; Misra et al. 2007). 지금까지 이러한 인발하중을 받는 마이크로파일의 연구도 서서히 진행되어왔다(Han and Ye, 2006; Huang et al., 2007)

소구경 말뚝인 마이크로파일은 마찰면적이 말뚝단면적보다 보통 100배 이상 됨으로 재료강도가 말뚝 지지력 결정에 지배적 요인이 되기 쉽다. 특히 상대적으로 적은 콘크리트 단면적에 비해 철근의 이음부는 최대 설계 철근량 보다 커질 가능성도 있다.

가장 중요한 인발저항력 요소인 마이크로파일과 지반사이의 단위주면마찰력은 일반적으로 대구경 현장타설말뚝과 지반사이의 단위주면마찰력 보다 상당히 커질 수 있다. 이러한 단위주면마찰력의 증가 요인으로는 고압식시멘트-모르타르주입으로 인한 말뚝직경 및 단면적의 확대, 고압모르타르 그라우팅으로 주변지반이 다져지는 압밀압축 효과로 인한 주변지반의 강도증가, 정지토압입상의 수평토압의 작용 등을 들 수 있을 것이다. 특히 사력층이나 풍화암층 이상의 지반에서는 고압모르타르주입제가 주변지반과 일체시키는 작용을 함으로서 주변지반 보강효과를 크게 할 수 있다고 하겠다.

이 들 일반마이크로파일의 저항성능을 개선시키기 위해 최근에 토목섬유를 활용한 팩마이크로파일이 개발되었다(Choi et al., 2008; Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, 2008; Korea Institute of Construction Technology, 2009, Choi et al., 2009). 팩마이크로파일은 일반마이크로파일의 강봉이나 강관을 토목섬유팩으로 감싸고 주입재와 주입압을 토목섬유팩 내부에 가하여

제작하며 이 주입압에 의하여 천공 직경이 크게 확대된다.

본 연구에서는 토목섬유팩을 활용한 마이크로파일의 인발저항능력의 증대효과와 인발하중전이효과를 조사하기 위해 팩마이크로파일에 대한 말뚝인발시험을 실시하고 그 결과를 분석하고자 한다. 두 개의 팩마이크로파일과 한 개의 강봉형 일반마이크로파일에 스트레인 게이지를 부착한 후 말뚝인발시험을 실시하여 인발하중이 지반에 전이되는 과정에서 발휘되는 말뚝 축하중과 단위주면마찰력을 계측 고찰하고자한다. 이들 마이크로파일의 계측결과를 서로 비교함으로써 팩마이크로파일의 성능을 규명할 수 있을 것이다.

## 2. 현장개요 및 말뚝인발시험

### 2.1 현장개요

마이크로파일의 인발시험을 실시한 현장의 지층구성은 Figure 1에서 보는 바와 같이 상부로부터 매립토층, 실트질모래층, 풍화토층, 풍화암층, 기반암층 순으로 이루어져 있다. 즉 지표면에서 심도 4.5m까지는 매립토층을 이루고 있으며, 실트질모래층은 4.5m~13.5m까지 분포하고 있다. 또한 지표면으로부터 심도 13.5m~16.8m까지는 풍화토와 풍화암이 분포하고 있으며, 풍화대 아래에는 기반암이 존재하고 있다.

지표면에서 9m 심도까지의 상부지층은 N치가 0~10인 연약한 특성을 보이고 있다. 그러나 9m 심도 아래는 실

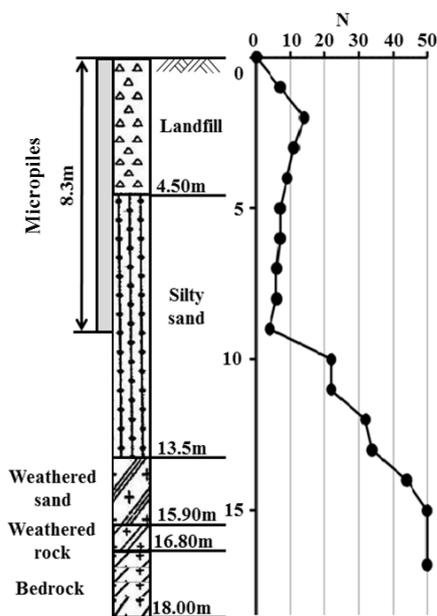
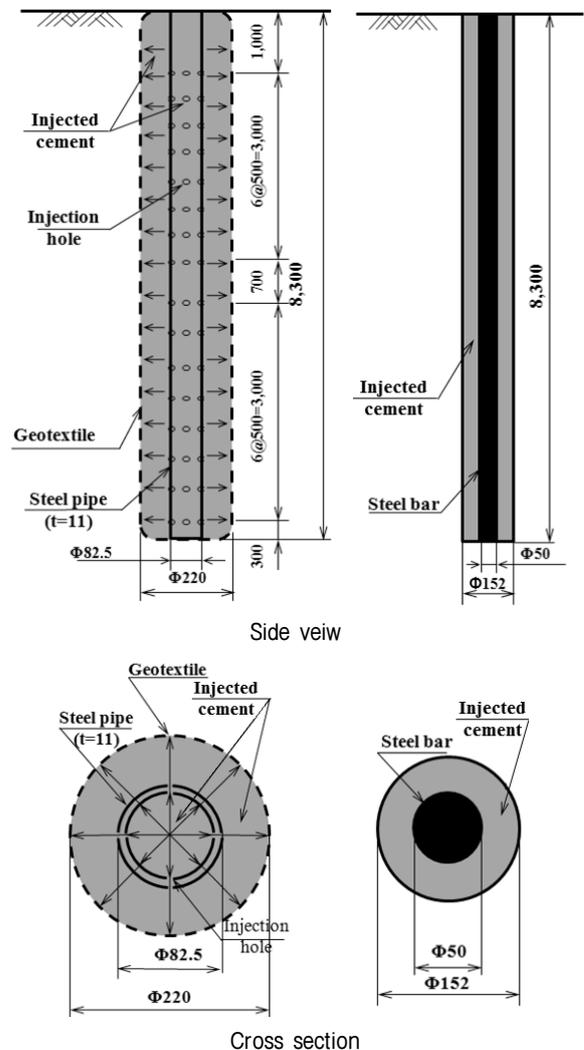


Fig. 1. Soil profile

트질모래층, 풍화토, 풍화암, 기반암으로 구성되어 있는 하부지층으로 내려갈수록 N치가 22를 시작으로 50이상의 단단한 지반특성을 보이고 있다.

### 2.2 마이크로파일

마이크로파일의 극한인발력 및 심도별 하중전이 특성을 파악하기 위하여 말뚝인발시험을 수행하였다. 현장시험에서는 두 종류의 마이크로파일이 사용되었으며 이들 마이크로파일의 측면도와 단면도는 Figure 2와 같다. 하나는 Figure 2(a)에 도시된 바와 같이 팩마이크로파일(A1 및 A2 말뚝)이고 다른 하나는 Figure 2(b)에 도시된 바와 같이 일반마이크로파일(A3 말뚝)이다. 이들 마이크로파일은 8.3m의 길이를 가지며 실트질모래층 내에 관입되었다.



(a) Pack Micropile (A1, A2) (b) General micropile (A3)

Fig. 2. Side view and cross section of piles

우선 일반마이크로파일 A3는 Figure 2(b)에서 보는 바와 같이 통상적으로 많이 사용하는 마이크로파일로 직경 152mm의 케이싱드릴 및 케이싱을 이용하여 회전수세식 방법으로 천공 후 내부에 직경 50mm의 강봉 파이프를 삽입하고 주입하면서 케이싱을 제거하여 제작 설치된 일반마이크로파일이다.

한편 팍마이크로파일 A1과 A2는 Figure 2(a)에서 보는 바와 같다. 이들 말뚝은 우선 A3와 동일한 방법으로 천공하고 토목섬유팩으로 감싼 직경 82.5mm, 두께 11mm의 강관을 천공 내에 삽입하고 주입재로 충전한 후 가압하여 주변지반에 밀착팽창시킴으로서 말뚝직경과 단면적을 확대시키는 공법으로 제작 설치된 팍마이크로파일이다. 팍마이크로파일 A1과 A2에 사용한 강관은 일반마이크로파일 A3의 강봉과 단면적이 거의 동일하게 선택하여 사용하였다. 주입압을 가할 때는 강관 내부에 선단에서 4.5m 위치에 에어팩커를 설치하여 이를 지지로 강관 주변에 마련된 구멍을 통해 그라우트재가 밀려나갈 수 있게 하였다. 이 때 토목섬유팩 내부 주입압이 너무 크면 토목섬유가 찢어지므로 내부 주입압은 1100~1300kN/m<sup>2</sup>를 넘지 않게 조절 가압하여 마이크로파일의 직경을 220mm까지 확장시켰다. 가압후 강관내 에어팩커를 제거하고 강관의 나머지 부위에 주입재를 충전시켜 토목섬유팩 마이크로파일을 제작하였다. A1 말뚝과 A2말뚝은 1.2m 거리를 두고 설치하였다.

### 2.3 재하방법

인발압력장치는 계획 최대하중의 120% 이상의 가압 능력이 있어야 하고, 계획하중 단계에 따라 말뚝의 변위량 및 재하장치의 변형에 따라 가압능력이 변하지 않는 Jack을 사용하였다(ASTM, 1994). 본 현장에서는 인발재하시험 시 1MN Jack을 사용하였다. 시험 방법은 재하대와 시험말뚝을 연결한 후 상부에 설치된 유압잭의 유압을 이용하여 하중을 재하, 감하, 재부하의 과정을 하중계획에 따라 수행하였다. 일정 간격 깊이로 말뚝에 설치된 스트레인게이지의 하중전이센서를 이용하여 지반의 깊이별 축하중을 측정하였다.

최대인발하중은 A1, A2 마이크로파일의 경우 설계하중(300kN/본)의 200%(600kN)로 하였고 A3마이크로파일의 경우는 177%(530kN) 인발하중을 가하였으며, 4 Cycle 방식으로 하중계획에 의하여 재하시험을 수행하였다. 각 마이크로파일에 대한 인발하중과 하중유지시간에

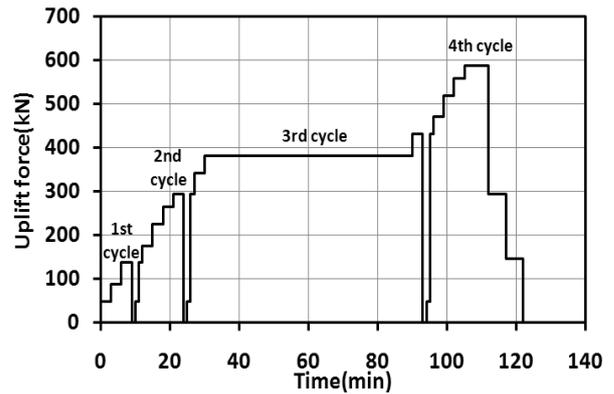


Fig. 3. Loading process on A1 micropile

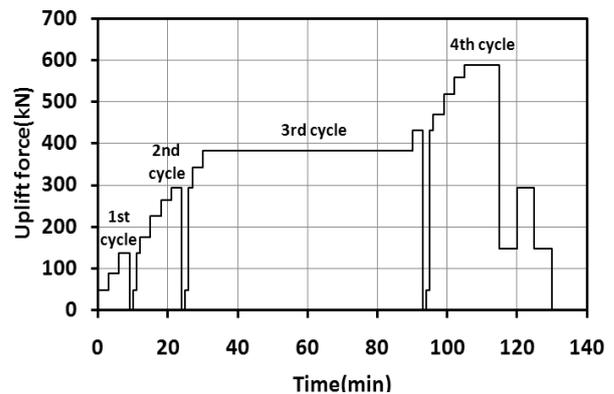


Fig. 4. Loading process on A2 micropile

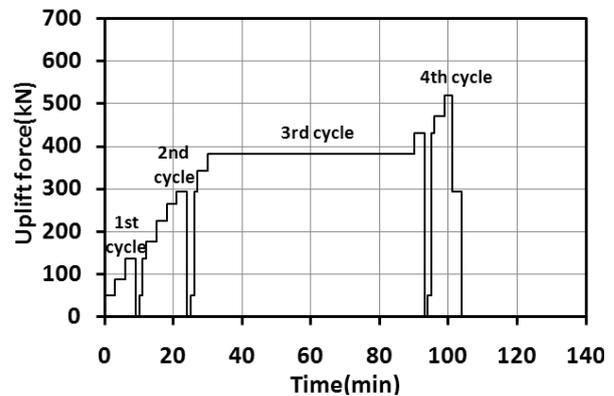


Fig. 5. Loading process on A3 micropile

대한 하중계획은 각 사이클별로 Figure 3에서 Figure 5까지에 정리되어있다.

A1 및 A2 마이크로파일에 가한 인발하중 재하과정은 Figure 3과 Figure 4에서 보는 바와 같이 거의 동일하다. 다만 제 4 Cycle의 감하과정에서 약간의 차이를 두어 감하과정의 거동차이를 비교하여 보았다. 한편 A3 마이크로파일의 경우는 Figure 5에서 보는 바와 같이 인발저항력의 부족으로 제 4 Cycle에서 A1, A2 마이크로파일보다 낮은 하중을 가하였다. 그러나 제 3 Cycle까지

의 재하과정은 팩마이크로파일 A1, A2 말뚝과 동일하다.

## 2.4 계측계획

마이크로파일의 인발시험을 실시하면서 하중전이 거동을 관찰하기 위하여 말뚝 본체 강관 및 강봉에 스트레인게이지를 부착하였다. 말뚝 본체 강관 및 강봉에 일정간격으로 부착된 스트레인게이지의 계측값과 말뚝 단면의 탄성계수를 통해 인발하중 작용 시 말뚝의 중심축에 작용하는 축하중을 측정할 수 있다. 즉 A1, A2, A3 마이크로파일은 두부에서 1.2m 깊이 위치부터 파일 선단의 방향으로 70cm마다 간격으로 한 단면에 두 개씩 도합 20개의 스트레인게이지를 부착하여 마이크로파일이 인발될 때 하중전이거동을 측정할 수 있도록

하였다. 스트레인게이지를 부착할 위치는 연삭하여 면 처리를 정밀하게 실시한 후 스트레인게이지를 부착한다. 스트레인게이지를 부착한 후 마이크로파일시공과정에서 스트레인게이지의 손상 및 침수를 방지하기 위해 4종의 보호 및 방수처리를 한다. 사용된 스트레인게이지는 Tokyo Sokkikenkyujo(사)에서 생산된 2-wire System 90° 2-element Cross Stacked Type이다.

## 3. 마이크로파일의 축하중 거동

마이크로파일을 통하여 인발하중이 지반에 전달되는 하중전이거동을 관찰하기 위하여 설치된 스트레인게이지로 측정된 값에 의거하여 내부강관의 축하중분포를 도시

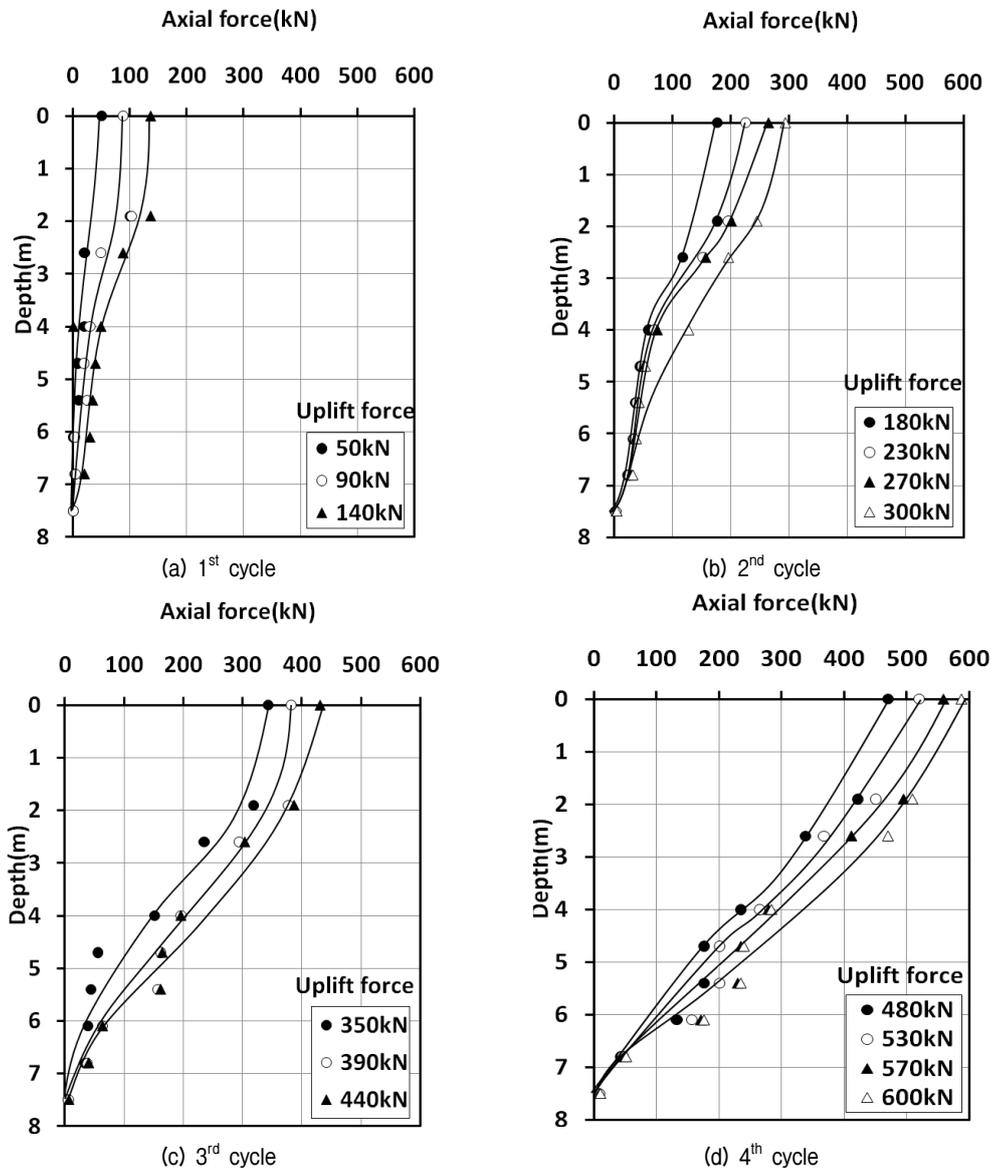


Fig. 6. Behavior of axial force on A1 micropile

하면 Figure 6에서 Figure 8에 도시된 바와 같다. 단, 부착한 스트레인게이지 중 일부는 측정치가 불안정한 상태로 나타나서 일부 측정치는 배제하고 정리하였다.

우선 팩마이크로파일 A1말뚝의 축하중은 제 1 Cycle에서 제 4 Cycle에 대하여 Figure 6(a)~(d)에 도시되어 있다. 이 그림에 의하면 인발하중이 증가할수록 마이크로파일에 발달하는 축하중은 증가하고 있음을 알 수 있다. 또한 축하중은 말뚝두부에서 말뚝선단으로 갈수록 거의 선형적으로 감소하여 말뚝선단에서는 미소한량의 축하중만 작용하고 있음을 알 수 있다.

Figure 7(a)~(d)는 팩마이크로파일 A2말뚝의 축하중 거동을 제 1 Cycle에서 제 4 Cycle까지에 대하여 정리한 결과이다. 이 시험결과도 A1마이크로파일과 동일한 거동을 보이고 있다. 한편 일반마이크로파일 A3말뚝의 경우는

Figure 8(a)~(d)에서 보는 바와 같이 깊이 4m 아래의 실트질모래층에서 말뚝축하중이 A1, A2 팩마이크로파일에 비교하여 작게 나타났다. 이는 팩마이크로파일의 경우는 가압 토목섬유팩의 효과에 의하여 실트질모래층에서도 하중전이가 많이 발생되었으나 일반마이크로파일에서는 상부 매립층지반에서의 하중전이만 크게 발생하였고 하부 실트질모래층에서는 하중전이가 크게 발생되지 못하였음을 의미한다.

#### 4. 주면마찰력 특성

##### 4.1 단위주면마찰력 거동

Figure 9(a)~(c)는 A1, A2, A3 마이크로파일에서 측

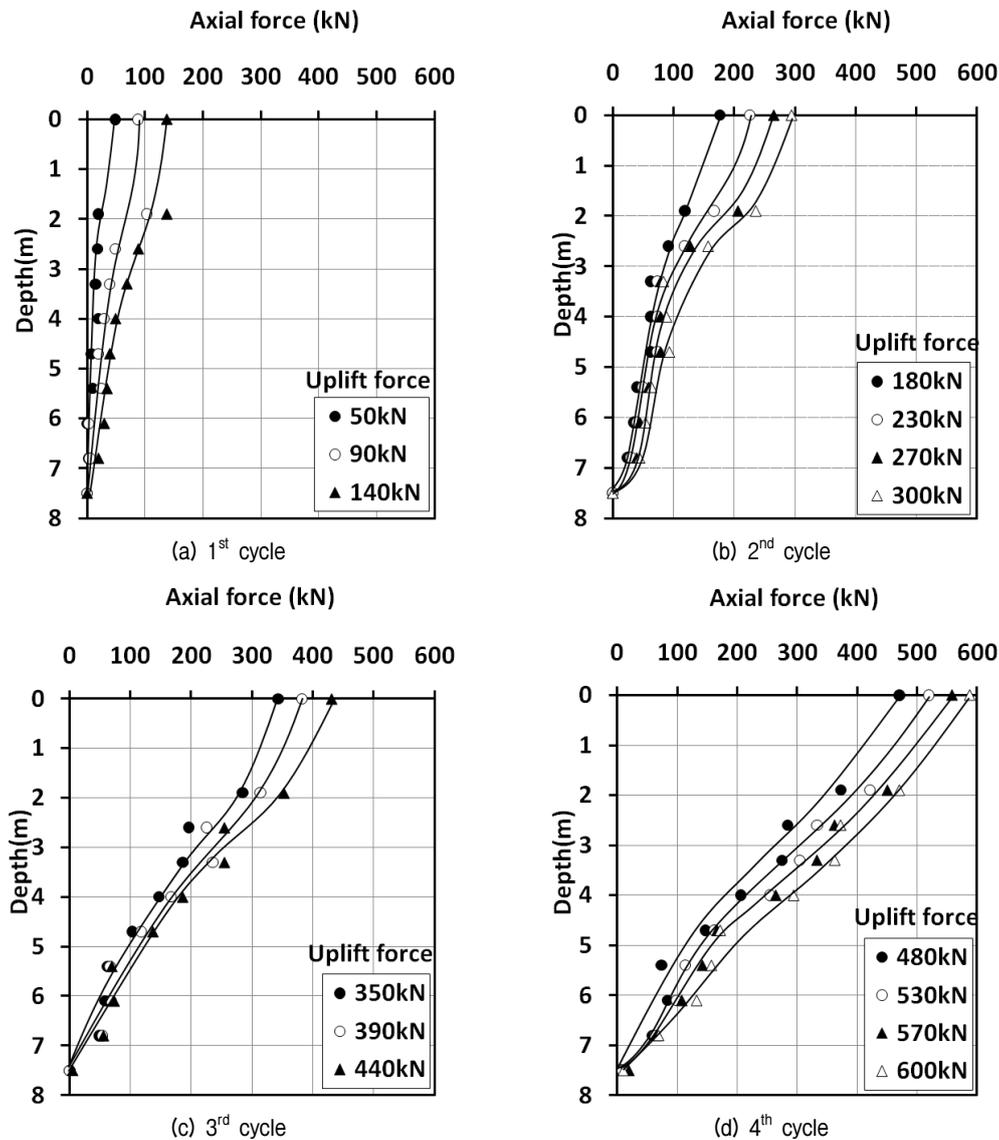


Fig. 7. Behavior of axial force on A2 micropile

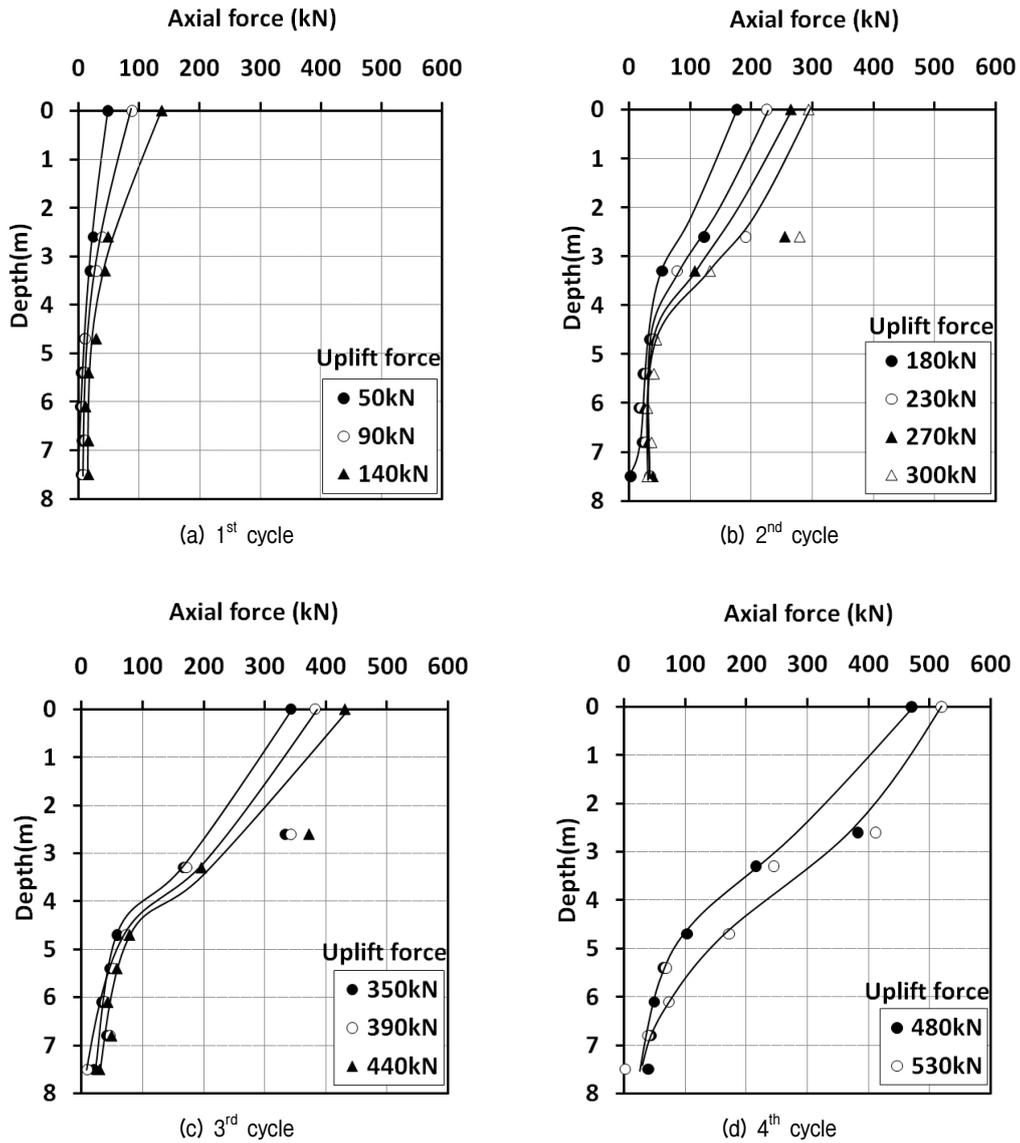


Fig. 8. Behavior of axial force on A3 micropile

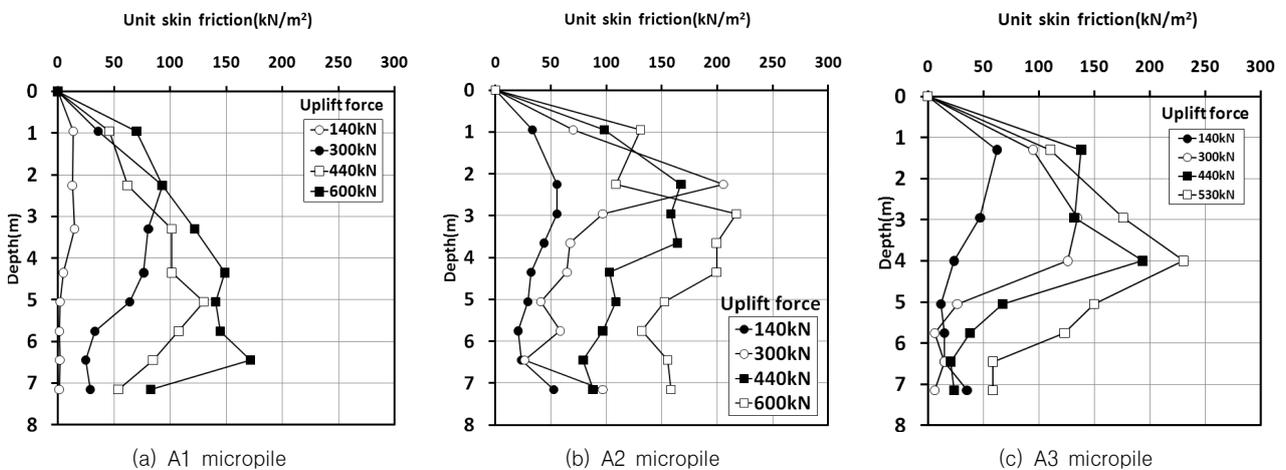


Fig. 9. Distribution of unit skin friction mobilized on pile shaft with depth

정된 축하중으로 부터 환산한 단위주면마찰력의 깊이 별 분포도이다. 여기에 도시된 단위주면마찰력은 각 말뚝에 실시된 인발시험에서 Figure 7~Figure 8에 도시된 각 Cycle별로 측정된 축하중 중 각 Cycle의 마지막 인발하중 즉 최대인발하중이 작용할 때 발생된 축하중에 의거 산정된 값이다. 즉 A1마이크로파일의 경우 제 1 Cycle의 마지막 최고인발하중이 140kN이며 제 2 Cycle에서 제 4 Cycle까지의 최고인발하중은 각각 300kN, 440 kN, 및 600kN의 측정결과만 도시하였다.

단위주면마찰력은 Figure 6~Figure 8에 도시된 축하중도에서 인접한 깊이의 축하중 측정치의 차이를 그 사이의 해당 말뚝표면적으로 나눈 평균마찰력이다. Figure 9의 결과에 의하면 단위주면마찰력의 크기는 인발하중이 커질수록 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 즉 인발

하중이 커지면 말뚝과 지반사이의 단위표면마찰력이 점차 크게 발달함을 알 수 있다. 이는 지반에 전달되는 하중의 크기도 점점 커짐을 의미한다고 할 수 있다. 동일한 특성을 가지는 팩마이크로파일 A1, A2 말뚝에 발달하는 단위주면마찰력의 최대치는 비슷하게 나타나고 있다. 다만 발생위치는 약간씩 차이가 있다. 또한 팩마이크로파일의 단위주면마찰력은 토목섬유팩을 사용하지 않는 일반마이크로파일보다 크게 나타나고 있다.

#### 4.2 지층별 단위주면마찰력

Figure 10은 말뚝인발시험에서 측정된 두부인발변위량에 따라 마이크로파일의 주면에 발달된 단위주면마찰력을 지층별로 검토해 본 결과이다. 즉 Figure 1에 의

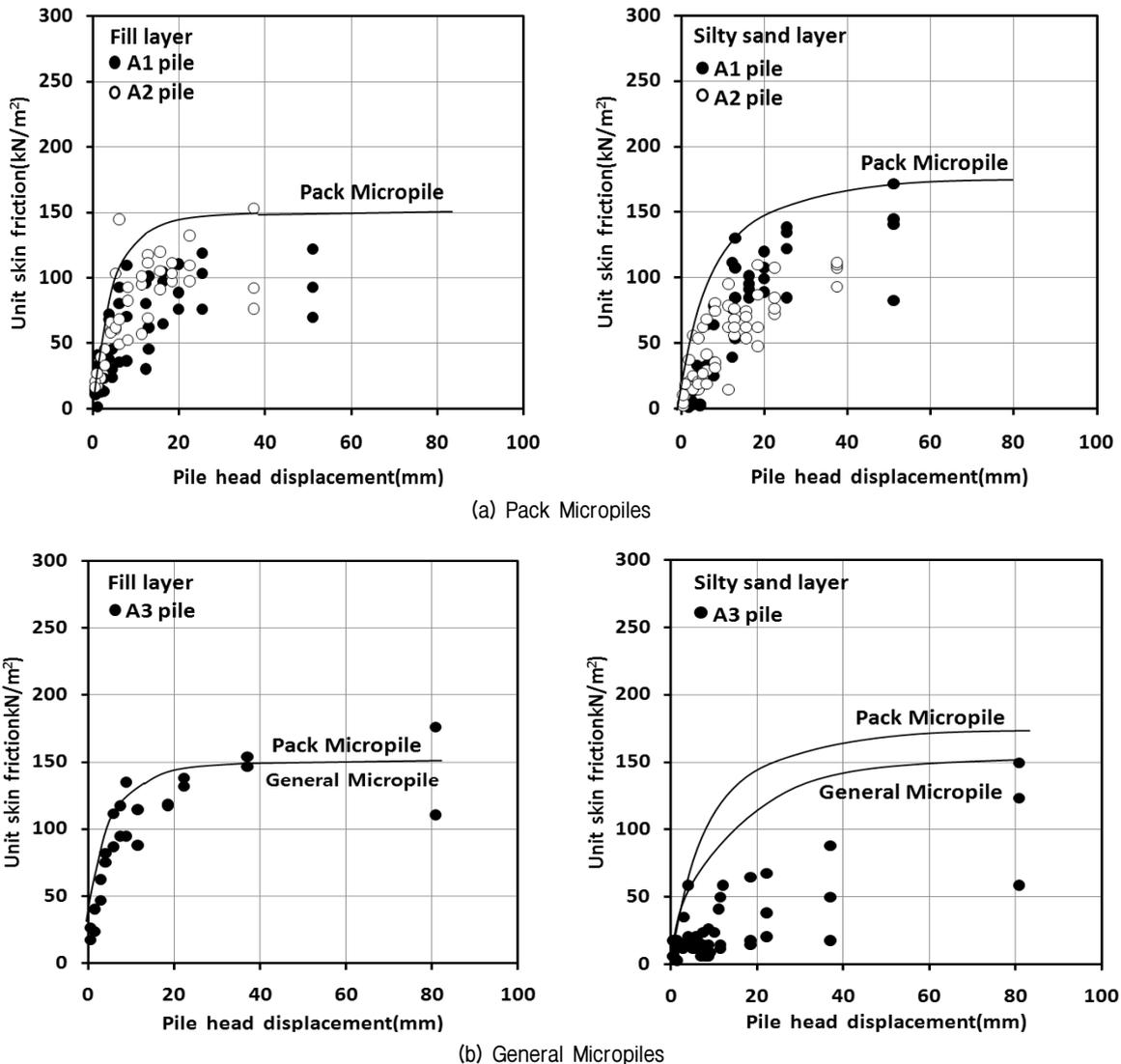


Fig. 10. Relation between unit skin friction and pile head displacement

하면 현장시험이 실시된 지반은 지표상부 4.5m 깊이까지 매립토층이 분포 되어있고 그 아래 실트질모래층이 분포되어 있으므로 이들 두 개 층에 대하여 각각 검토해 본다.

우선 팩마이크로파일 A1 및 A2의 두 마이크로파일에 대하여 매립토층과 실트질모래층에 속하는 각각의 심도에서 측정한 축하중으로 부터 산정한 모든 단위주면마찰력을 Figure 10(a)에 도시하였다. 모든 단위마찰력 최대값의 포락선은 그림 중 도시한 실선과 같다. 즉 단위마찰력이 점차 발달하여 최대로 발달하였을 때 발휘되는 단위주면마찰력이라 할 수 있을 것이다.

이 결과에 의하면 매립토층에서는 말뚝두부변위량이 30mm에 도달하였을 때 단위주면마찰력은  $150\text{kN/m}^2$ 에 수렴하고 있음을 보여주고 있으며 실트질모래층에서는 말뚝두부변위가 50mm에 이를 때 단위주면마찰력의 수렴치는  $170\text{kN/m}^2$ 에 이르렀음을 보여주고 있다.

한편 토목섬유팩을 사용하지 않은 일반마이크로파일인 A3의 경우는 Figure 10(b)에서 보는 바와 같다. 이 그림 속에 참고로 Figure 10(a)의 팩마이크로파일에서 구한 추세선을 함께 도시하였다. 이 결과에 의하면 우선 매립토층의 경우는 팩마이크로파일의 결과와 거의 일치하고 있다. 따라서 매립층에는 토목섬유팩의 효과가 미미함을 보여주고 있다. 이는 매립층이 비교적 지표면부분에 위치하고 있어 토목섬유팩의 주입압효과가 그다지 크게 발휘되지 않은 것으로 생각된다.

한편 실트질모래층의 경우는 일반마이크로파일에서 발달한 단위주면마찰력이 팩마이크로파일에서 발달한 단위주면마찰력보다 작게 나타나고 있음을 알 수 있다. 즉 팩마이크로파일의 경우는 단위주면마찰력의 수렴치는  $170\text{kN/m}^2$ 으로 발휘되고 있으나 토목섬유팩을 사용하지 않는 일반마이크로파일에는 최대  $150\text{kN/m}^2$  정도의 단위주면마찰력 밖에 발달하지 않았다. 이는 팩마이크로파일에서는 주입제와 주입압을 적용하여 마이크로파일의 직경을 확대시킬 경우 말뚝 주면에는 단위주면마찰력증대 효과가 있었음을 의미한다.

일반마이크로파일이 설치된 실트질모래층에서는 말뚝두부변위가 80mm에 도달하기까지는 단위주면마찰력이 충분히 발달하지 못하고 있음을 보여주다가 80mm 두부변위에서 수렴치에 접근하였다고 할 수 있다. 즉 말뚝주면에서 마찰저항력이 아직 충분히 발달하지 못하고 계속 발달하는 과정에 있다고 할 수 있을 것이다.

그러나 토목섬유팩을 사용하여 단면을 확대시킨 경

우는 실트질모래 주변 토목섬유팩 내부 그라우트 주입제의 가압효과에 의해 주변지반이 압축 다져졌고 이로 인한 단위주면마찰력이 증대되었다고 생각된다. 따라서 토목섬유팩의 효과는 지표면 부근에서는 적고 깊이가 깊은 위치에서 크게 나타남을 보여주고 있다고 할 수 있다.

한편 Figure 11은 Figure 1과 유사한 하상퇴적층지반에 설치된 직경 1.8m 길이 19.7m의 대구경현장타설말뚝의 단위주면마찰력을 조사한 결과이다(Hong et al., 2005). Figure 11에 의하면 모래층에서 설치된 대구경현장타설말뚝의 단위주면마찰력은  $40\text{kN/m}^2$  정도로 발달하였음을 알 수 있다. 그러나 이 지층과 유사한 실트질모래층에 설치된 마이크로파일의 단위주면마찰력은 Figure 10에서 보는 바와 같이  $150\sim 170\text{kN/m}^2$  정도로 발달하였음을 알 수 있다. 따라서 마이크로파일에서 발달하는 단위주면마찰력이 대구경현장타설말뚝에서 발달하는 단위주면마찰력보다 크음을 알 수 있다.

이러한 차이가 발생한 원인은 크게 두 가지를 고려할 수 있다. 먼저 말뚝의 단면적 대비 마찰면적의 차이에 의한 영향을 들 수 있을 것이다. 즉 마이크로파일은 단면적 대비 마찰면적이 크기 때문에 마찰력의 역할이 대구경말뚝보다 크게 발휘될 수 있음을 들 수 있다.

다음으로는 말뚝과 지반 사이에서의 전단속도의 차이에 의한 영향을 들 수 있을 것이다. Figure 10의 마이크로파일은 인발시험에 대한 결과이므로 압축하중에 대한 시험결과인 Figure 11의 대구경현장타설말뚝의

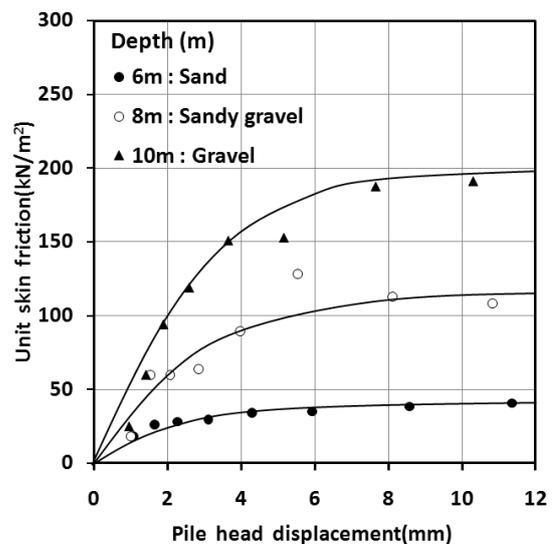


Fig. 11. Unit skin frictions on cast-in-situ piles (Hong et al., 2005)

경우 보다 말뚝과 지반사이에서의 전단속도가 훨씬 빨랐을 것으로 생각된다. 일반적으로 전단속도가 빠르면 전단강도는 크게 측정된다.

## 5. 고 찰

팩마이크로파일 A1, A2 말뚝의 특징은 내부강관을 토목섬유팩으로 감싸고 주입압을 가함으로서 천공벽에  $1300\text{kN/m}^2$  이내의 수평압력을 가하는 점을 들 수 있을 것이다. 이 수평압력은 말뚝 주변에 수직응력에 비례하는 전단저항력을 증대시킬 수 있는 기능을 가지게 함으로서 인발저항력 혹은 압축저항력을 증대시키게 하는 목적을 가지고 있다. 그러나 이 수평압력은 주입압을 가하는 시공단계에서는 큰 수평응력을 발생시켜 천공직경을 확대시키는 데는 분명히 기여하였으나 장기적으로는 직경확대 후에는 소멸되어 결국 원지반에서의 응력상태 즉  $K_0$  응력상태에 도달할 것이다. 결국 이런 과정을 거치면서 얻을 수 있는 효과는 마이크로파일의 단면적확대효과와 주변지반압축효과와 두 가지로 크게 구분할 수 있을 것이다.

우선 마이크로파일의 단면적확대에 의한 마찰면적 확대효과에 대하여 고찰하여 보면, 팩마이크로파일은 통상적으로 사용되는 일반마이크로파일(직경 155mm)에 토목섬유팩을 감싸고 그라우트 주입제과 주입압으로 220mm까지 직경을 확대시킨 마이크로파일이다(Figure 2(b) 마이크로파일 단면도 참조). 결국 이로 인하여 말뚝 단면적은 두 배로 늘어났고 마찰면적은 40% 늘어나는 효과를 얻을 수 있었으므로 마이크로파일의 인발저항력을 크게 증대시킬 수 있었다.

또한 단면적이 늘어나면 단면적 대비 마찰면적의 비는 감소하게 된다. 예를 들면 직경 152mm의 강관지지형 일반마이크로파일은 단면적 대비 마찰면적의 비가 207배가 되나 직경 220mm의 복합지지형 토목섬유팩 마이크로파일은 146배가 된다. 이 비율이 높을수록 마이크로파일의 인발저항력의 지배적 요인은 말뚝의 재료강도가 되기 쉽다. 이 경우 말뚝의 인발저항력은 마찰저항력 보다는 재료강도에 의하여 결정된다. 따라서 마이크로파일의 단면적이 커지면 재료강도에 의한 파괴메커니즘 보다는 주변마찰력에 의한 파괴메커니즘의 가능성이 높아질 수 있다.

다음으로는 주변지반의 압축효과를 들 수 있다. 토목

섬유팩 내부 그라우트 주입압에 의하여 천공직경이 152mm에서 220mm까지 확대되므로 확대된 부분의 체적만큼의 토사는 주변지반으로 밀려나게 된다. 이 밀려난 토사는 주변지반을 압축시키고 수평응력을 증대시키므로 마찰저항력을 증대시키는데 기여하게 될 것이다. 결국 이러한 마찰저항력의 증대는 말뚝의 인발저항력을 증대시키는데 기여하게 될 것이다.

## 6. 결 론

보강재 주위에 토목섬유 팩을 감싸고 그 속에 주입압을 가한 팩마이크로파일의 말뚝인발시험을 일반마이크로파일의 말뚝인발시험과 비교하여 그 효과를 비교 검토하여 보았다. 인발하중을 받는 이들 마이크로파일의 주변에 발달하는 마찰력을 현장시험을 통하여 관찰한 결과에 대한 고찰을 통하여 얻은 결론을 정리하면 다음과 같다.

- (1) 마이크로파일의 주변에서 발달하는 단위주면마찰력은 말뚝두부의 인발변위량의 증가와 함께 서서히 증가하여 한계상태에 도달한 한계변위량에서 수렴치에 도달한다. 이 한계변위량은 마이크로파일의 종류에 무관하게 지층의 종류에 따라 다르게 나타난다.
- (2) 신개념을 도입한 팩마이크로파일의 인발저항력은 통상적으로 사용하는 강관지지형 일반마이크로파일의 인발저항력보다 크게 나타난다. 이러한 결과의 원인으로서는 마이크로파일의 단면적확대효과와 주변지반압축효과를 들 수 있다.
- (3) 팩마이크로파일의 토목섬유팩 내 주입압이 주변지반을 압축시키는 효과는 지표면보다 깊은 지층에서 크게 나타난다. 즉 매립토층에서는 팩마이크로파일과 일반마이크로파일 모두 단위주면마찰력의 수렴치가 동일하였다. 그러나 매립토층 아래에 있는 실트질모래층에서는 팩마이크로파일의 단위주면마찰력 수렴치가 일반마이크로파일에 대한 단위주면마찰력의 수렴치보다 크게 발휘되었다.
- (4) 말뚝 주변에서 발달하는 단위주면마찰력은 말뚝의 직경이 작은 경우가 더 크게 발휘한다. 즉 마이크로파일의 주변에서 발휘되는 단위주면마찰력은 대구경 현장타설말뚝의 주변에서 발휘되는 단위주면마찰력보다 크게 나타난다. 이러한 차이가 발생한 원

인으로는 두 종류의 말뚝에 대한 단면적 대비 마찰면적의 차이에 의한 영향과 말뚝과 지반 사이에서의 전단속도의 차이에 의한 영향을 들 수 있다.

## 감사의 글

이 논문은 2010년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 기초연구사업 지원을 받아 수행된 것임(20100320)을 밝히며 동 지원에 감사의 뜻을 표한다.

## 참 고 문 헌

1. ASTM (1994), "Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load", *The Annual Book of ASTM Standards D 3689, CD-Rom, Soil and Rock(1)*.
2. Cadden, A., Gomez, J., Bruce, D., and Armour, T. (2004), "Micropiles: recent advances and trends", *Deep Foundation*, pp.140-165.
3. Choi, C., Goo, J., Lee, J. H., Cho, S. D., and Jeong, J. H. (2008), "Development of New Micropiling Technique and Field Installation", *Korean Geotechnical Society Spring National Conference*, March 27, pp.571-578.(in Korean)
4. Choi, C., Goo, J., Lee, J. H., and Cho, S. D. (2009), "Development of new micropiling method enhancing frictional resistance with geotextile pack", *Proc. of 9th International Workshop for Micropiles*, London, May 11.
5. Choi, Y. S (2010), *A Study on Pullout Behavior of belled tension piles Embedded in Cohesiveless Soils*, Master's thesis, Chung-Ang University, pp.1-14
6. DIN (1983), *Small Diameter Injection Piles(Cast-in-Place Concrete Piles and Composite Pile)*, DIN-4128, April, pp. 2-7.
7. FHWA, (2000), *Micropile Design and Construction Guidelines*, Publicatoin No. FHWA-SA-97-070.
8. FHWA, (2005), *Micropile Design and Construction*, NHI-05-039, pp.7-1-7-28.
9. Han, J, and Ye, S. (2006), "A field study on the behavior of micropiles in clay under compression or tension", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 43, pp19-29.
10. Hong, W. P. (1995), "A Study on stabilizing Methods for Landslide Control by Micropile", A Research Paper, Chung-Ang University.(in Korean)
11. Hong, W. P., Yea, G. G., and Lee, J. H. (2005), "Evaluation of Skin Friction on Large Drilled Shaft", *Journal of Korean Geotechnical Society* Vol.21, No.1, pp.93-103.(in Korean)
12. Hong, W. P., Hong, S., Lee C. M., and Kim, J. H. (2010), "Model tests to evaluate uplift capacity of micropiles in sand", *roceedings of the 9<sup>th</sup> Japan/Korea Joint Seminar on Geotechnical Engineering*, Edited by Ken-chi Tokdia. Kazuhiro Oda, Japan, pp 175-183
13. Huang, Y., Hajduk E. L., Lipka D. S., and Adams, J. C. (2007), "Micropile load testing and installation monitoring at the cats vehicle maintenance facility", *GSP 158 Contemporary Issues in Deep Foundations, Geo-Denver 2007 : New Peaks in Geotechnics*.
14. Korea Society of Civil Engineering(1988), "Research of Micropile study on Design and Construction Technology", A Research Paper. (in Korean)
15. Korea Institute of Construction Technology(2009), "Research of Composite Supported Micopile Method", A Research Paper. (in Korean)
16. Koreck, H. W. (1978), "Small diameter bored injection piles", *EMAP CONSTRUCT LIMIT* Volume 11 Issue number 4, pp.14-20.
17. Littlejohn, G. S. (1993), "Soil Anchorages", in *Underpinning and Retention*, Edited by S. Thorburn and G. S. Litteljohn, Published by Blakie Academic and Professional, pp.84-156.
18. Mascardi, C. A. (1982). "Design criteria and performance of micropiles", *Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques*, Bangkok, 29 Nov.-3 Dec.
19. Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (2008), *Retrofit and Rehabilitation of Urban Building Structure R&D*, A Research Paper, A01, pp.93-99. (in Korean)
20. Misra, A., and Chen, C. (2004), "Analytical solution for micropile design under tension and compression", *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 22, pp.199-225.
21. Misra, A., Roberts, L. A., Oberoi, R., and Chen, C.-H. (2007), "Uncertainty analysis of micropile pullout based upon load test results", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 133, No.8, pp.1017-1025.

(접수일자 2011. 9. 9, 심사완료일 2012. 5. 4)



# 장기압밀시험에 의한 광양항 점성토의 응력이력 특성 연구

## A Study on the Characteristics of Stress History of Kwang-Yang Port Clayey Soil Based on the Long-term Consolidation Test

김진영<sup>1</sup> Kim, Jin-Young

류승석<sup>2</sup> Ryu, Seung-Seok

백원진<sup>3</sup> Baek, Won-Jin

심재록<sup>1</sup> Shim, Jae-Rok

오종신<sup>2</sup> Oh, Jong-Shin

김승곤<sup>2</sup> Kim, Seong-Gon

### Abstract

In this present study, the long-term consolidation tests were performed using the remolded Kwang-Yang port clayey soil to clarify the effect of stress history and over-consolidation ratio (OCR) on the long-term consolidation characteristics of the soft clayey soil. For the over-consolidated state clayey soils, in case OCR exceeds 1.5, there are no great differences of secondary consolidation settlement and final settlement even if OCR increases from 2.0 to 3.0. Therefore, it has been understood that the value of OCR applied on the field site to reduce the secondary consolidation settlement and the final settlement is about 1.5. In addition, in order to investigate the relationship between the pre-loading period and the characteristics of long-term consolidation behavior obtained from the test results using the remolded Kwang-Yang port clayey soils, the influence on long-term consolidation behavior was not large though the pre-load was unloaded with the consolidation degree 70~80% exceeded.

### 요 지

본 연구에서는 재성형한 광양항 점성토를 이용하여 응력이력과 OCR이 연약 점성토의 장기압밀특성에 미치는 영향을 규명하기 위해 표준압밀시험기를 개조하여 장기압밀 시험을 수행하였다. 과압밀상태의 점토 시료에 대해, OCR이 1.5를 초과한 경우, 이차압밀 및 최종침하량은 OCR이 2.0에서 3.0으로 증가함에도 큰 차이를 보이지 않았으며, 이로부터 이차압밀과 최종침하량을 저감하기 위해 현장적용 OCR은 1.5로 나타났다. 더욱이 선행하중 재하기간과 장기압밀 거동 특성사이의 관계를 알아보기 위해 광양항 재성형 점토를 이용한 실험결과로부터 압밀도 70~80%를 초과하여 재하하중을 제거하여도 장기압밀에 미치는 영향은 크지 않은 것으로 나타났다.

**Keywords :** Long-term consolidation, Overconsolidation ratio, Pre-loading period, Secondary consolidation, Stress history

### 1. 서 론

최근 급속한 산업발달과 국토의 효율적인 이용을 위해, 구조물의 대형화와 축조위치가 양호한 양질 기반에

서 점차 해안, 항만, 매립지 등으로 확대되고 있는 추세이다. 또한 국가경제 발전의 거점이 되는 공항, 항만,공단부지 등 대단위 기반시설을 수용하기 위한 해안지역 준설·매립으로 대규모 부지조성이 증가되고 있는 추세

1 정회원, 전남대학교 지역·바이오시스템공학과 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Rural & Bio-Systems Engr. Chonnam National Univ.)

2 정회원, 전남대학교 토목공학과 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engr. Chonnam National Univ.)

3 정회원, 전남대학교 지역·바이오시스템공학과 부교수 (Member, Associate Professor, Dept. of Rural & Bio-Systems Engr., Chonnam National Univ., (Tel: +82-62-530-2151, Fax: +82-62-530-2159, bwj215@jnu.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

이다. 이와 같은 대규모 부지의 대부분이 퇴적지반상에 위치하게 되며, 이러한 퇴적지반에서는 많은 공학적 문제점을 가지고 있으나 특히 시공성, 경제성, 공용후의 안정성과 관련된 가장 큰 문제로 대두되는 것이 점성토 지반의 침하문제이다. 최근 들어 구조물의 대형화와 더불어 연약지반상에 구조물 건설 증가로 사회기반시설물의 안정성 및 유지관리, 건설비용의 감액 관점에서 연직배수공법을 병행한 사전압밀공법에 의한 지반개량이 활발히 행해지고 있다. 그러나 연약점성토 지반에서의 침하와 관련된 문제로서 압밀침하는 점토의 낮은 투수계수로 1차압밀과 유효응력이 일정한 상태에서 장기간에 걸쳐 발생하는 이차압밀이 있다. 그러나 현장에서의 압밀해석은 Terzaghi(1948)의 탄성압밀이론을 이용한 경험식이 주로 이용되고 있으며 2차압밀을 고려할 수 없다. 따라서 구조물 축조후의 공용하중에 의한 잔류침하(2차압밀 포함)로 인한 유지관리에 막대한 경비가 소요된다. 이와 같은 점토의 압밀침하와 관련된 기존의 연구에서 탄성압밀이론은 국외 연약지반 변형특성과 관련하여 토질역학의 이론을 정립한 Terzaghi(1948)의 1차원 탄성압밀이론과 선형압밀하중의 결정, 재하기간 등을 파라메타로 한 복수의 압축 곡선군으로 표현한 시간효과와 이차압밀현상을 통일적으로 표현할 수 있는 Bjerrum(1967) 등이 연구를 시행하였으며, 그 후 점토의 유변학적 모델을 이용한 점토의 시간의존성 거동을 지연탄성으로 정의한 Taylor(1948), 점-소성 모델에 기초한 Adachi & Oka(1982)의 점-탄-소성모델로서 크리프(creep) 현상에 관한 연구가 행해졌다. 그러나 이들 이론들은 정규압밀상태에서의 변형특성을 다루고 있다. 선형재하와 같은 과압밀 이력을 받은 점토에 대한 연구로서, 中野(1966)는 점토층의 배수면측에서는 정규압밀영역으로 되어 정(+)의 간극수압발생으로 침하가 진행되고, 비배수면측에서는 과압밀영역으로 되어 부(-)의 간극수압이 발생함으로써 공시체의 흡수팽창에 의해 부상이 발생한다고 제안하였으며, 선형재하 후에 발생하는 침하량을 산정하였다. Olson and Lade(1979) 등은 점토층을 여러층으로 분할하여 재하~제하과정의 해석을 행하고, Terzaghi 이론에서 고려할 수 없었던 제하의 영향과 대변형률, 불균일 변형률의 영향을 고려할 수 있도록 하였다. 또한 재하에 따른 정규압밀영역과 과압밀영역을 고려하여 침하량의 산정을 행한 점토는 무응력 상태 이외에서는 항상 항복하고 있다고 가정한 모델을 제안한 Kutter & Sathialingam(1992), 점토를 점성액체(Maxwell 액체)로 가정하여 유

변학적 모델을 제안한 Yoshikuni(1994)의 1차원 탄-점성 압밀이론, Isotach법칙에 근거한 Imai(2003)의 1차원 압밀이론이 제안되어져 왔다. 그러나 이들 과압밀 상태에 대한 이론들도 과압밀비의 변화특성에 따른 장기압밀 특성에 대한 실험결과와의 적용성 검증에 대해서는 그다지 다루어지지 않았다. 한편, Fukuzawa & Kuriihara(1991)는 과압밀비(OCR)와 반발비( $\epsilon_r$ )가 선형적인 관계를 가진다고 보고하였으며, Kamao et. al.(1995)은 자신들의 연구결과와 Fukuzawa & Kuriihara(1991)의 연구결과를 함께 분석하여 OCR과 PI와 반발비가 선형적인 관계를 가진다고 보고하였다.

따라서 본 연구에서는 광양항에서 채취한 해성점토를 재성형한 균일 점토를 이용하여 과압밀비를 변화시킨 실내실험을 수행하여 과압밀비와 최종침하량과의 관계를 명확히 하고자 하였다. 또한 현장에서 지반 개량시 일반적으로 적용되고 있는 OCR=1.5를 대상으로 선형하중 제거시기를 결정하기 위한 선형하중 재하기간(방치기간)의 차이에 따른 압밀도와 잔류침하 발생량과의 관계를 실내시험 결과를 이용하여 비교/분석하고 현장에 적용 가능한 하중제거시기에 적합한 압밀도와 과압밀비를 제안하고자 하였다.

## 2. 사용재료 및 실내실험 방법

### 2.1 공시체 작성 및 물리적 특성

본 연구에서는 동일 조건하에서의 압밀특성을 파악하기 위해 균일한 재성형 점토시료를 작성하여 사용하였다. 재성형 점토시료의 작성방법은 광양항 준설매립 현장에서 채취한 점성토를 이물질 제거를 위해 0.42mm 체로 체가름한 점성토를 액성한계의 2배(90%±5%)의 함수비로 장시간 교반하여 대형 토조(220mm×1,200mm×600mm: 폭×길이×높이)에 투입하였다. 투입이 완료된 후, 토조내의 점성토의 안정화를 위해 4일간 방치하여 자중압밀을 통해 안정화 시키고, 초기 점성토시료의 교란의 영향을 최소화하기 위해 0.05kgf/cm<sup>2</sup>, 0.1kgf/cm<sup>2</sup>, 0.2kgf/cm<sup>2</sup>을 재하한 후, 최종 압밀하중 단계인 0.4kgf/cm<sup>2</sup>의 압밀하중을 실제지반과 같은 안정화된 균일점토 제작을 위해 약 90일간 재하 하였다(0.4kgf/cm<sup>2</sup>의 최종압밀하중을 선정한 이유는 정규압밀상태의 심도 9m의 평균유효상재하중에 상당하는 값을 선정하였으며, 90일간의 재하는 현장에서 1차압밀이 종료된 안정된 점토가

얻어지는 재하시간(Kim, 2011 참조)을 이용하여 선정하는 것이다). 압밀종료 후의 시험용 시료 제작을 위해 블록으로 분절하여 각 시료의 함수비 변화를 방지하기 위해 랩과 호일로 도포한 후, 파라핀으로 도포하여 항온상태에서 보존하였다. 본 연구에서 사용한 실내시험용 해성 점토의 물리특성을 나타낸 것이 Table 1이다. 본 연구에서는 이물질 제거를 위해 0.42mm 체로 체가름한 점성토를 사용하였으며, 원지반 점토의 물성과 비교하여 조개껍질 등의 이물질과 모래질토의 제거로 인해 액성한계와 소성지수가 약간 증가함을 알 수 있다. 그러나 원지반토와 물성에 큰 차이가 없음을 알 수 있다.

## 2.2 응력이력에 따른 장기압밀 시험 방법

본 연구에서는 최종압밀하중 단계에서의 간극수압 소산과정을 살펴보기 위해, 표준 압밀 시험장치를 개조하여 압밀셀 바닥면에서 간극수압을 측정할 수 있도록 간극수압센서를 장착하였으며, 최종하중단계 이외의 단계에서는 간극수압 측정용 밸브를 개방하여 양면배수로

압밀을 진행하고 최종압밀단계에서 밸브를 폐쇄하여 간극수압을 측정할 수 있도록 하였다.

본 연구에서 수행한 압밀시험의 정규압밀 상태에 대한 하중재하방법과 실험결과는 참고문헌(Kim, 2011)을 참고하기 바란다. 과압밀 상태에 대한 장기압밀특성을 알아보기 위해 Table 2에 나타낸 바와 같이 동일 최종하중 단계에 대한 정규압밀상태와 과압밀 상태의 거동특성을 비교하기 위하여 Case 1-1~1-3의 실험을 수행하고 과압밀비의 차이에 따른 거동특성을 비교하기 위하여 나머지 조건에 대한 장기압밀시험을 수행하였다. 최종하중 단계이전의 각 단계별 재하-제하시간은 24시간을 표준으로 하였으며, 최종하중 단계는 충분한 2차압밀 거동이 나타나는 14일 이상을 재하하였다.

또한 연약지반 개량시 주로 사용되는 선행재하공법과 관련한 실내시험 방법으로 선행하중(OCR=1.5) 재하후의 방치기간 (압밀도 U=25, 35, 50, 70, 80, 90, 100%:  $U = St/Sf \times 100\%$ )에 따른 공용하중 재하시의 이차압밀거동 특성을 명확히 하기 위해 Table 3에 나타낸 하중재하방법으로 장기압밀시험을 수행하였다.

Table 1. The physical properties of marine clay for laboratory test

Liquid Limit (%)	Plastic Limit (%)	Plasticity Index	Specific Gravity	Percent finer by 0.074 mm	Remarks
43.33	29.79	13.54	2.68	83.54%	original ground clay
46.91	31.19	15.72	2.69	87.3%	0.42mm passing sample

Table 2. Loading patterns of over-consolidated states

	Initial Cons. Pres. (kg/cm <sup>2</sup> )	Unloading Cons. Pres. (kg/cm <sup>2</sup> )	Applied Pres. (kg/cm <sup>2</sup> )	Overcons. Ratio (OCR)	Remarks
Case 1-1	1.6	-	3.2	-	NC
Case 1-2	3.2	1.6		1.0	
Case 1-3	6.4			2.0	
Case 2-1	3.2			1.0	Case 1-2
Case 2-2	3.52			1.1	
Case 2-3	3.84			1.2	
Case 2-4	4.16			1.3	
Case 2-5	4.8			1.5	
Case 2-6	6.4			2.0	Case 1-3
Case 2-7	8.0			2.5	
Case 2-8	9.6		3.0		

Table 3. Loading patterns by difference of degree of consolidation

	Initial Cons. Pres. (kg/cm <sup>2</sup> )	Unloading Cons. Pres. (kg/cm <sup>2</sup> )	Applied Pres. (kg/cm <sup>2</sup> )	Overcons. Ratio (OCR)	Degree of Cons. (U, %)
Case 3-1	4.8	1.6	3.2	1.5	25
Case 3-2					35
Case 3-3					50
Case 3-4					70
Case 3-5					80
Case 3-6					90
Case 3-7					100

Figure 1은 본 연구에서 사용한 개조된 표준압밀시험기를 나타낸 것으로 표준압밀시험기의 하부에 간극수압계를 장착하여 밸브의 개폐로 배수/비배수를 조절할 수 있다.

### 3. 실내시험 결과 및 고찰

#### 3.1 과압밀 영역에서의 압축곡선

Figure 2는 압밀이력에 따른 압축곡선의 차이를 알아보기 위해 (a) 정규압밀상태와 과압밀 상태의 비교를 위한 것이며, (b)는 과압밀 영역(초기하중  $1.6\text{kgf/cm}^2$ )에서 OCR을 1.0~3.0까지 변화시킨 경우에 대한 압축곡선을 나타낸 것으로 초기 간극비에 약간 차이는 있으나, 압축지수에는 큰 차이가 나타나지 않음을 알 수 있다.

Figure 3는 과압밀이력을 가진 OCR=1.5에 대한 제하압력  $1.6\text{kgf/cm}^2$ 에서 하중방치기간의 차이에 따른 e-logp 곡선을 나타낸 것으로 이 결과 또한 초기 간극비에 약간

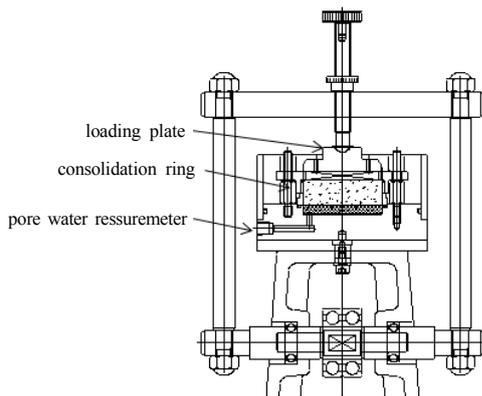
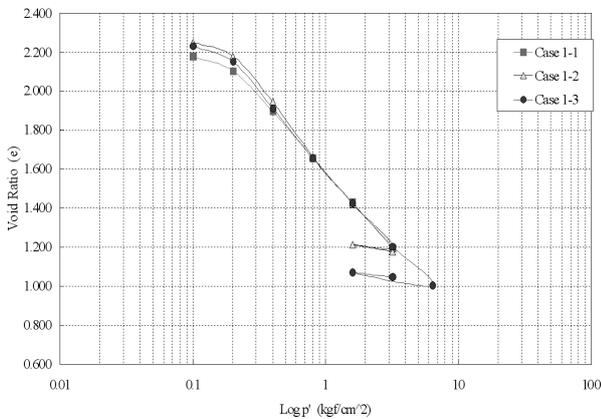


Fig. 1. Schematic diagram of rebuilt standard consolidation apparatus



(a) Comparison of NC and OC states

의 차이는 있으나 압축지수에는 큰 차이가 나타나지 않음을 알 수 있다. 또한 최종압밀하중인  $3.2\text{kgf/cm}^2$ 의 하중 단계에서의 선행하중 재하기간(방치기간=압밀도 증가)이 길어질수록 약간의 간극비 감소가 있으며, 이는 재하기간의 경과에 따른 압밀진행의 영향이라고 할 수 있다.

#### 3.2 과압밀비 변화에 따른 장기압밀특성

과압밀영역에서 OCR의 차이에 따른 압밀특성을 비교하기 위해 수행한 시간-침하곡선을 나타낸 것이 Figure 4이다. 그림에서 알 수 있는 것처럼 동일한 최종압밀하중( $3.2\text{kgf/cm}^2$ )이 적용되었으나 제하이력을 갖지 않는 정규압밀( $NC1 > 1$ )과 과압밀이력을 갖는 결과와 비교한 결과, 응력이력에 따른 OCR의 증가와 더불어 과압밀 영역에서 최종침하량 및 장기압밀침하량이 크게 감소함을 알 수 있다.

Figure 5는 제하이력을 가진 과압밀영역에서의 OCR의

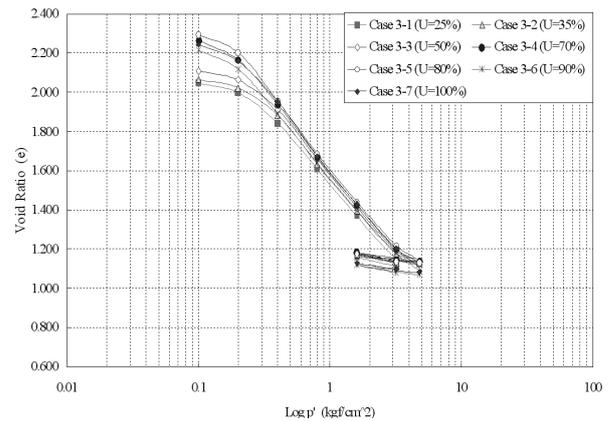
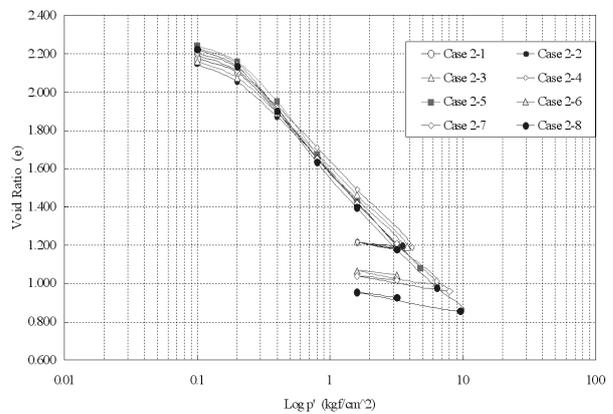


Fig. 3. e-logp curves by difference of loading periods



(b) Comparison of the difference of OCR

Fig. 2. Compression curves on the over-consolidated states

차이에 따른 장기압밀침하량의 거동특성을 명확히 하기 위해 OCR을 1.1~3.0까지 변화시킨 시간-침하곡선을 나타낸 것이다. 그림에서 OCR이 1.5를 초과하면 OCR의 증가에 따른 이차 압밀량 및 최종침하량에 큰 차이를 나타내지 않았다. 본 연구에서와 같이 해성점토를 재성형한 점토에 대한 적용 가능한 OCR의 크기는 1.5 정도로 설정하여도 장기적인 허용 침하에는 큰 차이가 없을 것으로 판단된다. 이를 현장에 적용하기 위해서는 물리 특성(초기간극비, 함수비, 소성지수 등)변화에 따른 다양한 시험이 수행되어야 할 것이다. 또한 그림에서 이차압밀 개시 후 침하량이 주기적으로 침하→팽창(감소)→침하의 과정을 반복하고 있다. 이 원인은 공시체와 압밀링과의 주변마찰에 대한 영향이 있을 수 있으나, 초기에 충분한 그리스의 도포로 주변마찰에 대한 영향을 최소화 한 점을 고려할 때, KO 압밀조건에 따라 측방의 변위가 구속된 상태에서 시간경과에 따른 정(+)과 부(-)

의 다이렉탄시의 주기 발생으로 인한 과잉간극수압의 소산, 발생 과정이 반복되어 유효응력의 증가, 감소가 함께 이루어지고 있는 것으로 판단할 수 있다. 이러한 결과는 24시간 재하후 1차압밀이 종료되었다고 판단되는 2,000분 이후의 간극수압 소산곡선을 통해서도 간극수압의 소산과 발생이 주기적으로 반복되고 있는 결과로부터도 알 수 있다(Figure 6). 이와 같은 결과는 정규 압밀 영역에 대한 실험결과에서도 동일한 결과가 얻어졌다(Kim, 2011). 또한 기존의 Baek et. al, (2004)의 논문에서는 연직 배수재로 개량된 점토지반의 요소실험에서 공시체 내부에 매입한 자석을 이용한 수평변위 측정결과로부터 장기압밀시험시의 수평변위의 반복적인 변형에 대해서 나타냈으며, 이 결과도 압밀후반부의 시간-수평변위 관계가 반복적인 파형을 나타냄을 제시하였다. 그의 제안에 따르면, 수평방사방향의 흐름에 따라 배수재 부근에서는 압밀초기에 간극수압이 소산되고

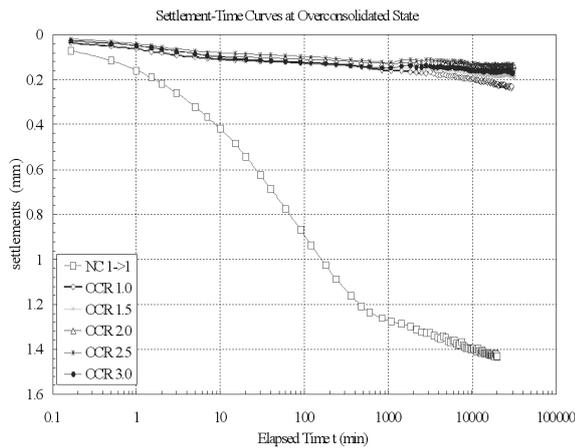


Fig. 4. S-logt curves by difference of OCR

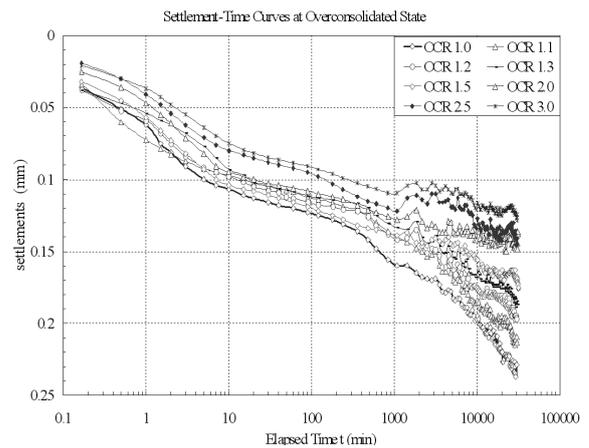


Fig. 5. S-logt curves by difference of OCR (OC states)

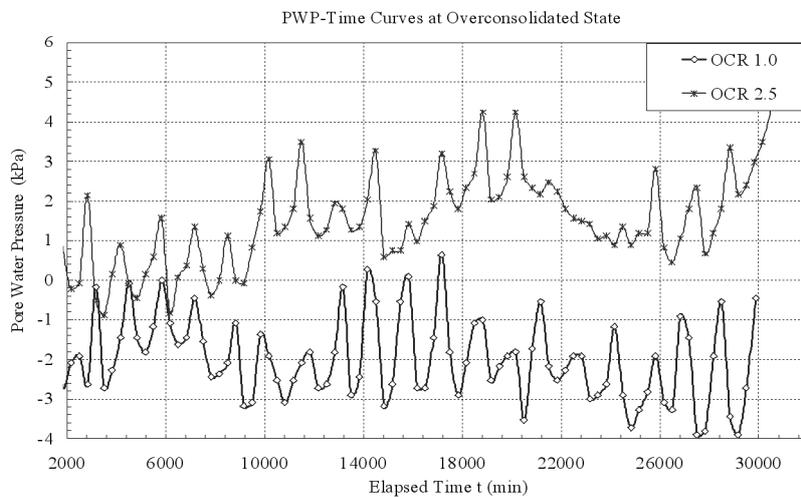


Fig. 6. Dissipation of pore water pressure on OC states

비배수면에서는 시간과 더불어 압밀이 진행되므로 등변형을 조건하에서 배수면과 비배수면의 간극수압 소산의 지연에 따른 부의 다이레탄시 발생에 기인한 것으로 나타내고 있다. 그러나 아직까지 명확한 메카니즘에 대한 결론은 제시되지 않았다. 다만, 그는 주기변화에 따른 온도, 센서에 미치는 전압차, 인간활동에 따른 영향 등을 배제한 시험결과를 통해서도 동일한 경향을 나타냄을 제시하고 있다.

### 3.3 하중 재하기간에 따른 압밀특성

Figure 7(a), (b)는 선행하중 재하기간을 정규압밀상태에서 24시간 재하시의 최종압밀침하량을 이용하여 침하-시간관계로부터 계산한 하중재하기간에 대해 최종압밀하중 3.2kgf/cm<sup>2</sup>에서 침하-시간곡선을 나타낸 것이다. Figure 7(a), (b)에서 알 수 있는 것처럼, 하중재하기간(압밀도)이 증가할수록 최종침하량 및 이차압밀침하량이 감소함을 알 수 있다. 그러나 압밀도가 70~80%를 초과하면 큰 차이는 없음을 알 수 있다. 또한 Figure 7(b)에서 알 수 있는 것처럼, 이차압밀 과정에서는 침하-팽창-침하를 반복하며 서서히 침하가 진행됨을 알 수 있다. 전술한 바와 같이, 압밀과정중의 부의 다이레이탄시의 영

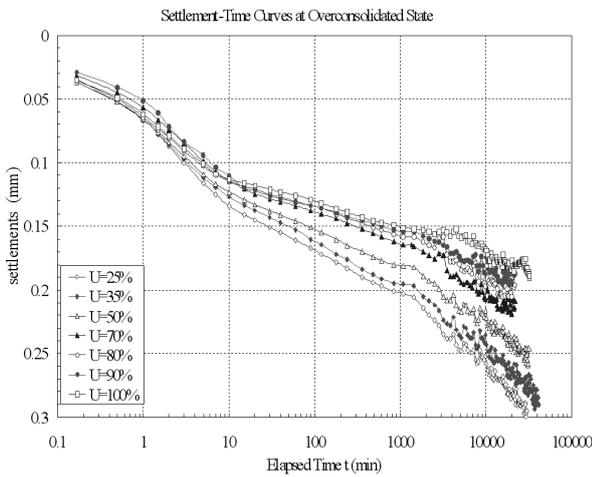
향에 의한 간극수압의 발생 또는 유효응력완화 현상에 의한 유효응력의 감소시에 팽창과정을 거치고, 다시 점토골격이 안정화를 진행하며 유효응력이 증가되어 침하가 진행되는 과정을 반복하고 있는 것으로 판단된다.

## 4. 응력이력을 받은 점성토 지반의 압밀거동 예측

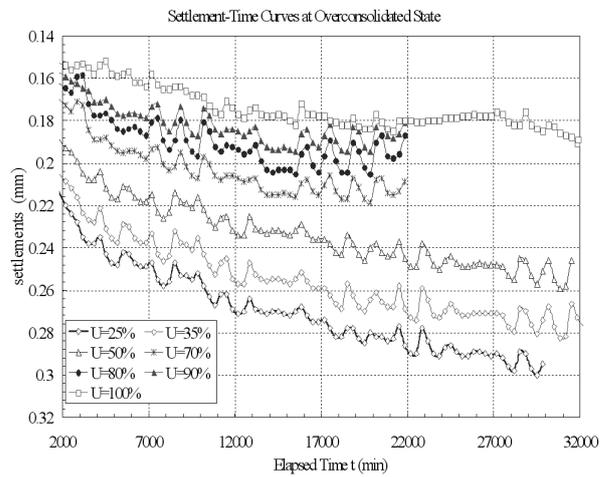
### 4.1 과압밀 이력과 최종 침하량과의 관계

과압밀비에 따른 침하-시간곡선으로부터, 과압밀 상태에 대한 1차압밀 종료시점으로 예상되는 2,000분 재하 후와 압밀종료시점 30,000분에서의 압밀속도( $\Delta S/\Delta t$ )를 비교하기 위해 각각의 과압밀비에 대한 침하량과 시간과의 관계를 나타낸 것이 Table 4이다. 표에서 알 수 있는 것처럼 과압밀비가 증가할수록 침하속도가 미소하나 감소하고 있음을 알 수 있다. 이로부터 과압밀비를 크게 하면 장기에 걸친 잔류침하량의 감소에도 기여함을 알 수 있다.

Figure 8은 과압밀 이력을 받은 점토시료를 기준으로 하여 각각의 OCR에서의 최종침하량과의 비를 정리한 것으로 OCR에 따른 최종침하량이 크게 감소됨을 알 수 있다. 이를 3차식으로 근사시켰을 경우,  $Sf_{(OCR)}/Sf_{(OCR=1.0)}$



(a) S-t curves



(b) S-t curves (End of primary)

Fig. 7. S-logt curves by pre-loading period (OCR=1.5)

Table 4. Relation between OCR and settlement rate at end of primary

		Over-Consolidation Ratio							
		1.0	1.1	1.2	1.3	1.5	2.0	2.5	3.0
consolidation time (min)	2,000	0.168	0.150	0.146	0.144	0.140	0.129	0.117	0.107
	30,000	0.237	0.211	0.195	0.186	0.170	0.148	0.134	0.123
$(\Delta S/\Delta t)$ (mm/min)		$2.464 \times 10^{-6}$	$2.178 \times 10^{-6}$	$1.750 \times 10^{-6}$	$1.500 \times 10^{-6}$	$1.071 \times 10^{-6}$	$6.780 \times 10^{-7}$	$6.070 \times 10^{-7}$	$5.710 \times 10^{-7}$

$-0.1722x^3+1.1615x^2-2.6403x+2.6325$ 을 이용해 임의의 OCR에 대한 최종침하량을 추정할 수 있을 것으로 판단된다.

Figure 9는 초기압밀하중이 동일한 정규압밀상태의 최종 장기압밀침하량을 기준으로 각각의 OCR에서의 최종침하량과의 비를 정리한 것으로 OCR의 변화에 따라 침하량이 크게 감소됨을 알 수 있다. 이때의 근사식은  $Sf_{(OCR)}/Sf_{(OCR=1.0)}=-0.0341x^3+2.298x^2-0.5223x+0.5208$ 을 이용해 정규압밀 상태의 점토에 대해 개량하고자 하는 선행재하하중을 결정시에 OCR의 변화에 따른 최종침하량을 추정할 수 있을 것으로 판단된다.

#### 4.2 압밀도와 최종침하량과의 관계

Figure 10은 표준압밀시험법에 제시된 각 단계별 하중재하시간인 선행하중 24시간 재하시의 침하량을 기준(압밀도 100%에 해당:  $Sf_{(u=100)}$ )으로 각 선행하중 재하기간(압밀도 변화:  $Sf_{(u)}$ )에 따른 최종침하량과의 비( $Sf_{(u)}/Sf_{(u=100)}$ )를 계산한 결과를 나타낸 것이다. 그림에서 알 수 있는 바와 같이 압밀도가 증가할수록 최종침하량은

선형적으로 감소하는 경향을 나타내고 있으며, 압밀도  $U=70\%$ 를 초과한 시점에서 최종침하량이 압밀도 100%로 하였을 경우의 잔류침하량이 20% 정도를 나타냄을 알 수 있다. 이들 결과로부터 현장에서의 선행하중 재하기간을 압밀도 70~80% 부근에서 제거하여도 장기압밀침하에 미치는 영향은 미미할 것으로 판단된다. 다만, 본 연구는 광양항 해성점토를 재성형한 점토에 대해 수행된 결과를 검토한 것으로 다양한 현장에 적용하기 위해서는 물리특성(초기 간극비, 함수비, 소성지수 등)의 변화에 따른 추가시험이 수행되어야 할 것이다.

Figure 11은 압밀도의 변화에 따른 침하곡선의 변화양상을 살펴보기 위해 하중재하기간의 차이에 따른 압밀도의 차이와 s-logt 곡선에서 구한 이차압밀계수( $Ca=(\Delta s/\Delta \log t)$ )의 관계를 나타낸 것으로 선행압밀하중 재하기간의 증가와 더불어(압밀도의 증가) 이차압밀계수도 선형적으로 감소하고 있음을 알 수 있다. 또한 이차압밀계수와 압밀도의 변화가 좋은 상관성을 나타내고 있으므로 현장 적용시의 선행하중 재하기간 및 허용잔류침하량과 압밀도의 설정에 활용이 가능할 것으로 판단된다.

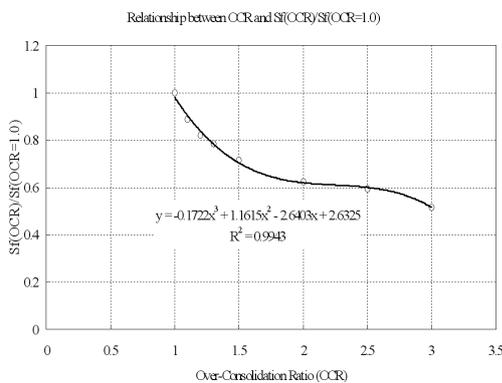


Fig. 8. Relation between OCR and final settlements (basis of OC clay)

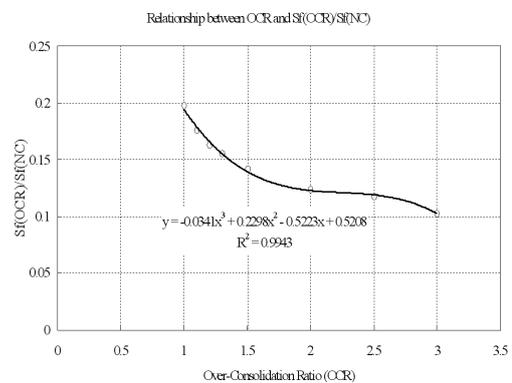


Fig. 9. Relation between OCR and final settlements (basis of NC clay)

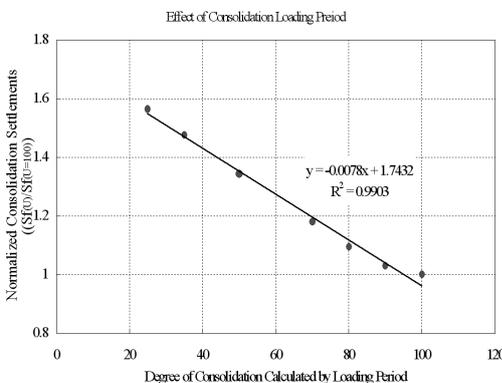


Fig. 10. Relation between the degree of Loading period and final settlements

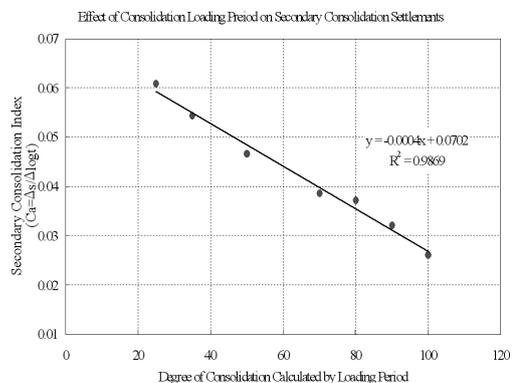


Fig. 11. Relation between the pre-loading period (degree of consolidation) and the coefficient of secondary consolidation

## 5. 결 론

본 연구에서는 광양항 재성형 점토시료를 이용하여 과압밀 상태에 대한 OCR의 크기에 따른 압밀특성과 선행하중 재하기간과 압밀특성의 관계를 규명하기 위한 개조된 표준압밀시험기를 이용한 장기압밀시험을 수행하고, 과압밀비와 최종침하량과의 관계 및 하중재하기간에 따른 압밀도와 최종침하량과의 관계를 분석한 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 응력이력의 차이가 압축곡선 e-logp 곡선의 압축지수에 미치는 영향은 미미한 것으로 나타났다.
- 2) 과압밀 영역에 대한 실험결과, OCR의 증가와 더불어 최종침하량 및 이차압밀침하량이 크게 감소되며, 현장에서의 적용 가능한 OCR의 크기는 1.5 정도로 설정 가능함을 알았다.
- 3) 실내시험 결과를 이용하여, OCR에 따른 최종침하량에 대한 근사식으로서  $Sf_{(OCR)}/Sf_{(OCR=1.0)} = -0.1722x^3 + 1.1615x^2 - 2.6403x + 2.6325$ 을 이용해 임의의 OCR에 대한 최종침하량을 추정할 수 있을 것으로 판단된다.
- 4) 선행압밀하중 재하기간이 증가할수록 최종침하량 및 이차압밀침하량이 감소하고, 선행하중 재하기간의 압밀도 70~80% 도달시에 하중을 제거하여도 장기압밀에 미치는 영향은 크지 않았다.

본 연구에서 얻어진 결과는 광양항 재성형 점토를 이용한 장기압밀시험에서 얻어진 결과로 현장 적용을 위해서는 다양한 물리특성 변화에 따른 추가실험을 실시할 필요가 있을 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. Kim, J. Y. (2011), "Characteristics of 1D-Consolidation for Soft Clay Ground based on a Elasto-Viscous Model", *Master Thesis*, Chonnam National University.
2. 中野 坦. (1969), "サーチャージ工法に関する一考察", *土質工学会誌*, Vol.14, No.5, pp.39-43.
3. Adachi, T. and Oka, F. (1982), "Constitutive equations for normally consolidated clay based on elsto-viscoplasticity", *Soils and Foundations*, Vol.22, No.4, pp.57-70.
4. Baek, W. J. and Moriwaki, T. (2004), "Internal behavior of clayey ground improved by vertical drains in 3D consolidation process", *Soils and Foundations*, Vol.44, No.3, pp.25-37.
5. Bjerrum, L. (1967), "Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings", *Geotechnique*, Vol.17, pp.81-118.
6. Fukuzawa, E. and Kurihara, H. (1991), "Field measurements of long-term settlement", *Tchi-to-Kiso, JSSMFE, Series 403*, Vol.39, No.8, pp.103-117.
7. Kamao, S., Yamada, K., and Aita, K. (1995), "Characteristics of long-term resettlement of soft ground after removal of the pre-load", *Proceedings of International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soil (IS-Hiroshima'95)*, Hiroshima, Balkema, pp.75-78.
8. Imai, G., Tanaka, Y. and Saegusa, H. (2003), "One-dimensional consolidation modeling based on the isotache law for normally consolidated clays", *Soils and Foundations*, Vol.43, No.4, pp.173-188.
9. Kutter, B. L. and Sathialingam, N. (1992), "Elastic-visco plastic modeling of the rate-dependent behaviour of clays", *Geotechnique*, Vol.42, No.3, pp.427-441.
10. Olson, R. E. and Ladd, C. C. (1979), "One dimensional consolidation problems", *Proc. ASCE*, Vol.105, No.GT1, pp.11-33.
11. Taylor, D. W. (1948), "Fundamentals of soil mechanics." John Wiley & Sons, pp.208-249.
12. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948), "Soil mechanics in engineering practice", John Wiley and sons.
13. Yoshikuni, H. and Kusakabe, O., Hirao, T. & Ikegami, S. (1994), "Elasto-viscous modeling of time dependent behaviour of clay", *Proc. of the 13th ICSMFE, New Delhi*, Vol.1, pp.417-420.
14. Yoshikuni, H. and Okada, M., Ikegami, S. & Hirao, T. (1995), "One-dimensional consolidation analysis based on an elasto-viscous liquid model", *Proc. of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, IS-Hiroshima'95*, Vol.1, pp.233-238.

(접수일자 2011. 9. 30, 심사완료일 2012. 6. 4)

# 홀센서 기반의 연약지반 자동 지반침하 계측시스템 개발

## Development of Automated Monitoring System for Soft Ground Settlement Based on Hole Sensor

전 제 성<sup>1</sup> Jeon, Je-Sung  
이 근 호<sup>2</sup> Lee, Keun-Ho  
윤 동 구<sup>3</sup> Yoon, Dong-Gu

### Abstract

Magnetic sensing system and automated monitoring system based on digital hall sensor for ground settlement are developed to change traditional method for monitoring surface settlement and underground settlement by manual type and to overcome technical limits of existing automated settlement monitoring system. It's possible to monitor surface settlement and underground settlement with multi-points at the same time in a single hole with NX size. It was possible to verify technical confidence and stability by several case studies of soft ground improvement project.

### 요 지

연약지반 계측에 있어, 원거리 측량에 의한 지표침하 측정 및 수동 방식의 층별침하 측정 방식을 탈피하고 기존 자동 침하 계측기술의 한계를 극복하고자, 디지털 홀센서를 이용한 자력감지 시스템 및 원위치 지반침하 자동 계측시스템을 개발하였다. 본 연구를 통한 개발 시스템은 지표침하와 다수 층별침하를 NX 규격의 단일 시추공내에서 동시에 측정할 수 있다. 개발 시스템의 실제 연약지반 개량현장 적용 및 기존 수동계측 결과와의 비교, 분석을 통해 그 기술검증 및 안정성을 확인할 수 있었다.

**Keywords :** Automated settlement monitoring, Digital hall sensor, Ground settlement monitoring, Hall effect, Soft ground

### 1. 서 론

일반적인 설계 단계에서의 연약지반 장기 압밀침하 예측은, 제한된 위치와 심도에서의 지반조사 수행, 현장 및 실내시험을 통한 대표 압밀특성치 산정, 지층조건과 배수조건에 대한 단순화 및 이를 통한 예측 단면과 해석조건에 대한 확정, 이상화된 압밀이론 적용을 통한 최종 시간별 압밀침하 예측 등의 과정으로 수행된다.

이러한 일련의 과정에서 발생하는 이론 및 기술 오류로 인해 연약지반의 압밀거동을 설계 단계에서 정확히 예측하는 것은 현실적으로 매우 어려운 일이라 할 수 있다. 연약지반의 압밀거동 예측은 설계 단계에서의 확정 설계 개념이 아닌, 장기간 지반개량중의 실제 압밀침하 데이터를 취득하고 이를 이용하여 향후 압밀침하 거동을 재예측 하는 방식으로 수행되고 있다. 이때 가장 중요한 기술적 부분은 신뢰성 있는 압밀침하 데이터의 연속적

1 정희원, 인덕대학교 건설정보공학과 조교수 (Member, Assistant Professor, Dept. of Construction Information Eng., Induk University, Tel: +82-2-950-7586, Fax: +82-2-950-7599, jsjeon@induk.ac.kr, 교신저자)

2 정희원, (주)호승이엔씨 대표이사 (Member, President, Hoseung Engineering Corporation)

3 정희원, (주)해외기술공사 전무이사 (Member, Executive Director, Korea Consultants International Corporation)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

취득을 위한 현장 계측 및 이를 이용한 계측관리라 할 수 있다. 대부분의 연약지반 침하계측은 수동계측 방식으로 수행되고 있으나, 과거부터 수동계측 방식의 단점을 보완하고 계측관리의 연속성 및 신뢰성을 향상시키기 위한 대안으로서 자동계측에 대한 필요성 제시 및 관련 연구가 수행되었다(한영철 등, 1995; 이강운 등, 2004; Bo et al., 2005).

본 연구에서는 연약지반 개량시의 지반침하 계측기술을 대상으로, 실제 현장사례를 통한 기존 수동계측 방식의 문제점 및 현 자동계측 기술의 한계점을 분석하였다. 이에 대한 대안으로서 홀센서 기반의 지반침하 자동계측시스템을 개발하였으며, 개발 시스템을 준설매립에 의해 형성된 초연약지반 개량 현장 등에 적용함으로써 개발 기술의 검증 및 실용화 연구를 수행하였다.

## 2. 기존의 지반침하 계측

### 2.1 자동 침하계측의 필요성

연약지반 개량시, 시간별 압밀도 분석 및 장래 침하거동 예측을 위해 수행되는 주요 계측 항목은 지표침하 및 지반내 임의 심도에 대한 층별침하와 간극수압 등을 들 수 있다. 그러나, 국내 대부분의 연약지반 개량 현장에서는 장래 침하거동 분석 및 압밀도 판정 등에 있어 지표침하 위주의 계측관리를 수행하고 있는 것이 현실이며, 지표침하는 철제 침하판을 지표면에 설치하고 수동으로 그 레벨을 측량하는 방식으로 대부분 수행되고 있다. 이강운 등(2004)은 중량의 침하판 무게 및 상부 성토에 따른 침하봉 연결작업에 기인한 작업성 저하와

측량오차, 측정자의 관측오차, 경제성 등의 측면에서 기존 수동계측의 문제점을 지적하였다.

초기의 낮은 전단강도 및 고함수비 특성을 보이는 연약지반은 지반 개량공사중 상부 성토, 연직배수재 타입 등의 각종 시공내용으로 인해 잦은 용기와 전단변형 등의 지반변형을 수반하게 된다. 연약지반 침하계측 결과에서 이러한 전단변형을 제거하여 순수 압밀침하를 선별하는 것은 장래 침하거동 예측 및 압밀도 판정에 있어 매우 중요한 부분이다. 그러나, 주 1~2회 정도 주기로 지반침하를 측정하는 기존 수동 계측방식으로는 이러한 분석이 불가능하며, 수동 계측주기의 단축은 과도한 인건비 상승의 경제적 요인으로 인해 현실적으로 불가능한 것도 사실이다.

Jeon 등(2008)은 준설매립 연약지반에 대한 지반개량 사례를 이용하여, 지반침하 계측결과 분석, 압밀특성치 재산정 및 압밀 재해석 수행 등을 포함하는 장래 침하거동 예측에 관한 연구결과를 발표하였다. 연구 대상지역은 준설매립에 의해 형성된 OO지역 지반개량 현장으로서, 원지반 점토층과 준설 매립층이 각각 10m에 달하는, 대략 20m 층후의 연약지반이다. 대상 현장에서는 지반 개량이 상당기간 진행된 시점에서 당초 설계시의 예측 침하량을 대략 1.2m 이상 상회하는 과다 지반침하가 발생하였다. 이 현장의 지반침하 계측은 지표면에 설치된 침하판을 이용한 수동계측 방식으로 수행되었으며, Fig. 1은 적용된 침하판 사양 및 0.8m 두께의 1차 쇄석포설이 완료된 후의 침하봉 현황이다. Fig. 2는 각 구간별(P1, P2) 특정 위치에서의 지표침하 계측결과를 나타낸다. Fig. 2의 P1구간 계측결과를 살펴보면, 동일 구간내 3개의 계측지점이 30m 내외의 근접 지점이지만, 각각의 지반침하

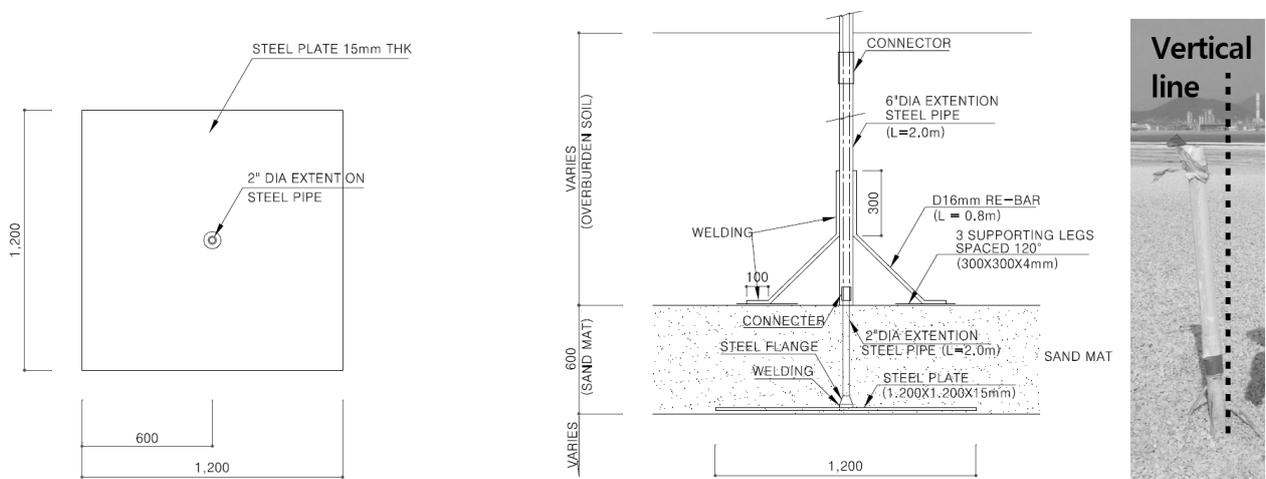


Fig. 1. Surface settlement plate and its tilting due to shear deformation of ground

계측결과는 최대 1.7m 이상 큰 차이를 보이고 있음을 알 수 있다. 이러한 결과는 각 지점별로 상이한 압밀거동을 보이기 때문이 아니며, 지반개량 초기에 집중된 단계별 성토 및 PVD 타설 등의 상부 시공영향으로 인한 전단 변형에서 그 원인을 찾을 수 있고 이는 Fig 1의 사진에서와 같이 일부 배수층 시공 후 기 설치된 침하봉의 변형상태를 통해 확인할 수 있음을 언급하였다.

압밀기간 중 신뢰성 있는 압밀도 판정과 장래 침하거동 예측을 위해서는 이러한 지반침하 계측결과로부터 전단변형을 제거한 순수 압밀침하량 추출하고 이를 정확하게 분석하는 과정이 매우 중요시 된다. 그러나, 본 지역과 같이 주 1회 측정주기의 수동계측 결과에는 1주일 간의 다양한 전단변형과 압밀침하가 복합적으로 포함되어 있는 바, 이 계측 결과로부터 적정 압밀침하량을 추출하는 것은 현실적으로 한계를 가질 수밖에 없다. 즉, 실시간으로 발생하는 전단변형을 적절하게 보정하여 신뢰성 있는 압밀침하량을 추출하기 위해서는 계측 주기 단축이 필수적이나, 기존 수동계측 방식에서는 과도한 인건비 상승 및 시공지연 등을 이유로 그 적용이 불가능하다.

연약지반 침하계측에 있어, 기존의 수동계측 방식은 시공영향 등으로 인한 전단변형 보정에 필요한 계측주기 단축에 한계가 있다. 또한 레벨측량에 의한 수동계측은 현장 시공여건 및 기상변화에 따라 측정이 불가능한 경우가 발생할 수 있으며, 측량시 기준점을 침하영향이 없는 대상부지 외곽에 설치함으로 인한 측량시간 증가와 오차누적 등의 기술적 문제점을 내포하고 있다. 이러한 이유에서 연약지반 침하과정에 대한 연속적 모니터링 및 계측결과의 신뢰성 확보를 위한 자동 침하계측의 필요성이 대두 되었다. 이러한 지반침하 자동계측 방식은 지반개량 후의 장기 유지관리 계측으로 별도조치 없

이 전환이 가능한 장점도 있다.

## 2.2 기존의 자동 침하계측 기술 분석

지반정보 및 설계인자 등에 있어 많은 불확실성을 내포하고 있는 터널, 댐, 제방, 사면 등의 지반공학 구조물은 확정설계가 아닌 실 거동을 근거로한 지속적 분석과 대책 수립 등이 매우 중요한 과정으로 인식되고 있으며, 이러한 목적에서 신뢰성 있고 효율적인 지속적 계측관리가 요구된다. 앞서 언급된 기존 수동계측 방식의 기술적, 운용상 문제점을 극복할 수 있는 대안으로서 자동계측 기술의 필요성이 인식되고 있는 가운데, 연약지반 지반개량 과정중의 계측관리에 있어서도 자동계측 방식이 도입되고 있다.

Campanella 등(1994)은 연약지반 변형에 대한 자동계측을 위해 케이싱 내부에는 경사계를 설치하고 외부에는 지중 침하용 스파이더에 마그네틱을 부착하여 임의 시간에서의 연약지반 수직침하와 수평변위를 자동계측할 수 있는 SID 시스템을 개발 하였다. 이 시스템은 향후 미국립연구회 산하의 교통연구위원회(TRB) 주관의 지반공학 계측관련 연구과제에 적용 및 응용되었다(Machan 등, 2008). 그러나, 이 당시의 자동계측은 실시간 모니터링 및 전송 등의 개념이 아닌, 특정 시간에 여러 위치별 계측값들을 자동으로 취득하는 형식의 제한적 자동화 방식이었다.

IT 및 센싱기술의 발달과 더불어, 최근에는 지반공학 분야에 있어 실시간 모니터링 및 전송 등을 포함하는 자동계측 기술로 인해 공간차표, 간극수압, 지반내 수평변위, 응력 등의 실시간 변화를 장소와 시간의 제약없이 취득할 수 있게 되었다. 이러한 자동계측 기술의 적용은 대상 구조물 외부 또는 지반내 특정 위치에 고정된 센서를

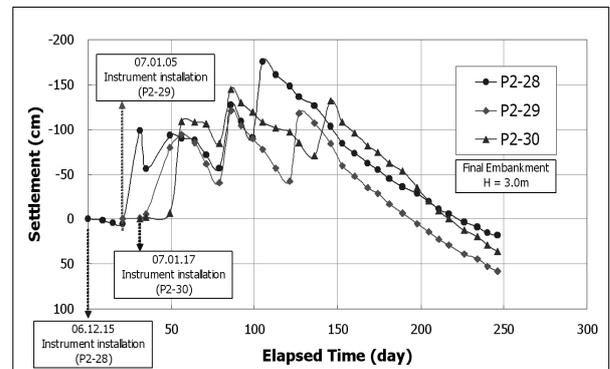
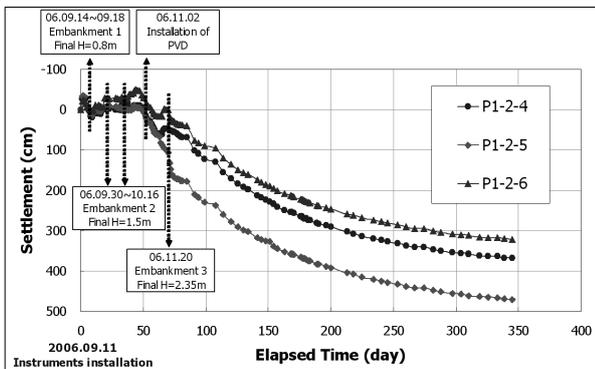


Fig. 2. Monitoring results of surface settlement for soft ground (Jeon et al., 2008)

통해 가능하지만, 연약지반의 침하 계측과 같이 지반내 센서의 위치가 실시간으로 변화하는 경우는 그 적용에 한계가 있는 것도 사실이다.

최근 지반공학 분야에서는 정밀도 향상 및 Multi-antenna 등에 의한 경제성 확보 등을 포함한 GPS 기술을 활용하여, 사면, 댐, 방파제 등의 외부변위 자동계측과 분석에 대한 연구 및 기술적용이 활발히 시도(Xiu-feng 등, 2004; Grosso 등, 2007; TASCI, 2008) 되고 있다. 임은상 등(2008)은 댐 시설물을 대상으로 3차원 레이저 스캐닝 기법을 적용하여 포인트 개념의 변위계측이 아닌 일정 면적에 대한 3차원 공간좌표 계측을 수행하였고, 이를 이용하여 댐체의 외부변위 거동분석 및 안정성 검토를 수행하였다. 그러나, GPS 기술을 이용한 변위계측은 외부에 노출된 특정 지점의 공간적 변위계측이며, 수직변위에 대한 정확도가 20mm 내외인 점을 고려할 때 연약지반의 지표침하 계측에는 그 적용에 한계가 있고, 층별침하는 측정이 불가능하다. 3차원 레이저 스캐닝 기술도 외부 변위에 그 적용 대상이 제한되어 있으며, 현장에서의 임의 영역별 3차원 공간좌표 취득 및 이미지 접합 등의 결과처리 과정에 상당한 노력과 시간이 소요되므로 연약지반 침하계측

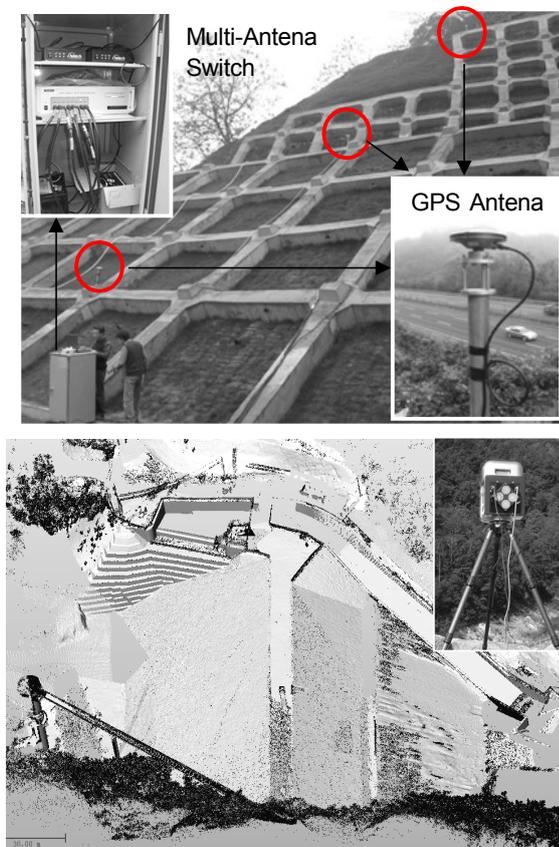


Fig. 3. Monitoring of surface deformation by using GPS and 3D-laser scanner

적용에는 한계가 있다.

연약지반의 지표침하와 층별침하에 대한 자동계측 방법으로, 기존 국내외 현장에 일반적으로 적용되었던 기술은 와이어의 길이변화 감지를 이용한 매립형침하계 및 침하셀의 수두차 감지를 이용한 액상침하계 등이라 할 수 있다.

Fig. 4는 매립형침하계를 이용한 지반침하 계측 개념을 나타낸 것으로서, 지반침하에 따른 정착 와이어의 길이 변화량을 감지해 최종적인 지반 침하량을 산정하는 방식이다. 지반침하가 발생함에 따라 와이어는 침하량만큼 풀리(pulley)에 감기게 되며, 감긴 와이어의 양은 로터리 포텐서미터(rotary potentiometer)를 통해 전압신호로 변환되거나, 기계적 기어방식을 통해 변위로 환산되어 최종적인 지반 침하량 값으로 기록된다. 그러나 이러한 방식의 매립형침하계를 지반내 임의 심도에 대한 층별침하 측정에 적용하기 위해서는 과도한 지반굴착이 요구되므로, 매립형 침하계의 적용은 지표침하에 제한되는 단점이 있다. 최근에는 포텐서미터를 지반내 임의 심도에 정착시켜 그 길이변화를 측정하는 방식도 개발되어 적용되고 있으나, 모든 매립형 침하계에는, 연약지반 상부 시공중 흔히 나타나는 수평변위 및 히빙 발생시의 지반변위도 와이어의 변화량으로 감지되어 최종적인 지반침하에 반영되는 기술오류의 한계가 있다.

Bo 등(2005)은 싱가포르 창이공항 건설공사시, 준설매립으로 형성된 초연약지반의 지층내 지반침하를 계측

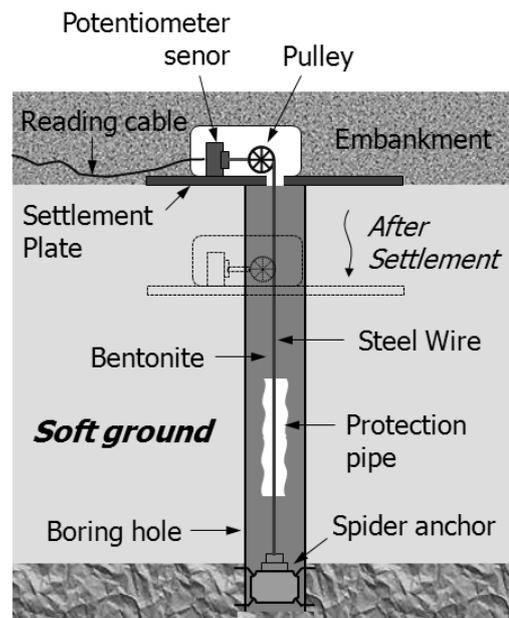


Fig. 4. Settlement measurement system by using draw-wire and rotary potentiometer

하는데 있어, Fig. 5와 같은 액상침하계 방식의 자동계측 기술을 적용하였다. 액상침하계는 지반내 임의 위치에 수두압을 측정할 수 있는 진동현 방식의 센서를 설치하고, 침하가 발생하지 않는 지반 외곽 기준점에 수조를 설치한 후, 이 수조와 센서를 튜브와 케이블로 연결하여 시스템을 구성하게 된다. 수조와 센서를 연결하는 튜브는 유체로 채워지게 되며, 지반침하에 따른 추가 유체의 보충은 기준점에 설치된 수조를 통해 이루어진다. 지반침하가 발생하면 기준점과 센서사이의 수두값에 변화가 생기게 되며, 이를 감지하여 최종적인 지반침하량을 산정하게 된다. 그러나, 이러한 기존 진동현 방식의 액상침하계는 온도와 습기에 대한 민감성 및 주파수 변형률 간의 비선형성, 주파수 출력방식에 따른 반응속도 저하, 과도한 전력소모량 등의 문제점을 내포하고 있다.

이장운 등(2004)은 이러한 문제점을 보완하고자, 지반침하에 따른 수두값 감지를 위하여 기존 진동현식 센서 대신 전기식 반도체 소자를 이용하였는데, 기준점에서의 수조설치 및 튜브 연결, 액체 충전 등의 전체적인 시스템은 기존 방식과 유사하게 구성되어 있다. 그러나, 센서의 종류와 관계없이 액상침하계는 매립형침하계와 마찬가지로 지표 또는 표층 인근의 침하측정에 그 적용이 제한된다. 또한, 넓은 면적의 지반개량시 기준점이 측정지점과 상당히 떨어져 있으므로, 기준점과 측정점의 센서를 연결하는 튜브 포설을 위하여 상당 거리에 대한 일정 심도 이상의 지반굴착이 필요하게 되고, 최종 포설된 튜브의 길이도 상당하게 된다. 이는 상부 성토시공 등으로 인한 튜브파손 및 튜브내 기포발생으로 인한 측정 수두값의 정확도 저하 등의 문제점을 발생시킬 수 있다.

Li 등(2006)은 연약지반 층별침하에 대한 자동계측을 위하여, 기존 수동계측 방식과 같이 임의의 심도에 원형스파이더 마그넷을 설치하되, 지반침하에 따른 마그넷 위치를 감지하는데 있어, 기존의 인력방식이 아닌 자동

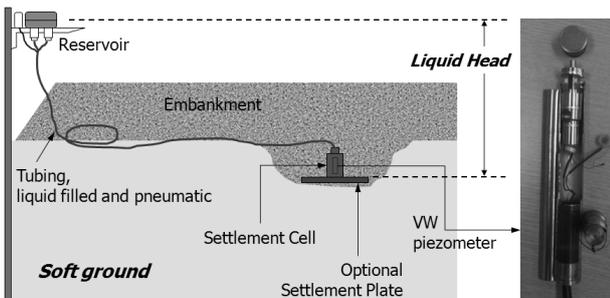


Fig. 5. Settlement measurement system by using liquid settlement gauge

기계방식으로 감지센서가 부착된 와이어를 내리고 올리는 방법을 사용하였다. 이는 자동화 계측이라기 보다는 기존 수동방식에서 부분적 편의성을 개선한 계측방법이라 판단된다.

즉, 지반침하에 대한 기존 자동계측 방식은 과도한 부대시공 필요성에 기인한 시공성 저하 및 정밀도 저하, 측정오류 등의 기술한계를 내포하고 있는 것이 사실이며, 이로 인해 그 필요성은 인식되지만 대부분의 현장에서는 과거 수동방식으로 지반침하를 측정하고 있는 것이 현실이다.

### 3. 지반침하 자동 계측시스템 개발

#### 3.1 Hall effect sensor

홀효과(hall effect)란, 자기장 속의 도체에 자기장 직각방향으로 전류가 흐르게 되면, 자기장과 전류 모두에 직각방향으로 전기장이 나타나는 현상으로서, Edward Hall(1879)에 의해 발견되었다. Fig. 6에서 보듯이, 자력이 없는 얇은 반도체에 전류가 흐르고 있다면 이 전류는 균일한 흐름을 보이게 되며 별도의 전위차는 발생하지 않는다. 그러나, 이 전류흐름 조건에 자력이 작용하게 되면, 전류에는 로런츠 힘이 발생하게되고 이 힘은 전류의 흐름을 왜곡시켜 결과적으로 두 지점간의 전위차를 발생시키게 된다.

홀센서(hall sensor)는 이러한 홀효과 원리를 이용한

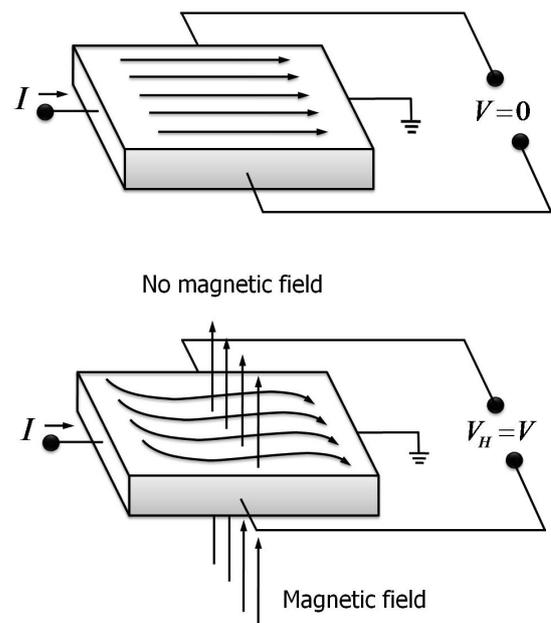


Fig. 6. Hall effect principle

센서로서, 외부 자력에 비례하여 전압신호를 출력하게 되며, 기계분야에서는 테이프 레코더, 자기 디스크의 자기 헤드 등 자력의 위치나 회전을 감지 또는 자기장의 세기를 감지하는 용도로 사용되어 왔다.

디지털 홀센서는 기존 아날로그 방식에 슈미트 트리거 회로(schmitt trigger circuit)를 추가하여 최종적인 디지털 출력방식을 구현하였으며, 최종 출력결과는 자력 감지 여부에 대한 ON 및 OFF 방식으로 처리되도록 고안되었다.

본 연구에서는 지반내에서 지반침하와 함께 자력의 위치 변화를 감지하는데 있어 디지털 홀센서를 적용하였다. 연구에 이용된 디지털 홀센서는 Fig. 7과 같은 홀 엘리먼트와 증폭 출력체계를 갖도록 설계되었으며, 본 연구에 사용된 홀센서는 고감도 자기센서로서, chip-on-chip 구조를 사용하여 높은 출력전압을 실현하였으며, 신뢰성 향상을 위해 전극막은 증착공정으로 제조되고 리드프레임과의 연결에는 금 와이어가 사용되었다.

### 3.2 홀센서 기반의 자력감지 및 자력발생 시스템

본 연구에서는 임의 고정된 위치에서의 자력감지를 위해 디지털 홀센서를 적용하였으며, 이러한 홀센서를 이용하여 2.5mm 수준의 지반침하 분해능 확보 및 저전력 소모의 자력감지 시스템을 개발하였다. 디지털 홀센서는 실리콘 홀 소자와 증폭회로가 하나의 기판위에 Fig. 8과 같이 집적되어 있어 자력 감시시 ON, 자력 미감시시 OFF의 결과를 출력하게 되고, 이러한 특성을 이용하여 영구 자석이 내장된 스파이더 마그네틱의 위치변화를 감지하며 최종적인 침하량을 측정하도록 고안되었다.

Fig. 9와 같이, 고유번호가 지정된 홀센서를 일정간격

으로 회로기판에 집적하고, 회로기판 주위의 특정 심도에 층별침하 마그넷 및 지표에 플레이트 마그넷을 설치하게 된다. 지반침하가 발생하면, 그 침하량만큼 마그넷의 위치는 아래로 이동하게 된다. 마그넷의 이동에 따라 자력감지 출력신호를 보내는 홀센서의 고유번호가 변경되게 되며, 출력신호를 발생시키는 각 센서의 절대위치 변화를 분석하여 최종적인 각 기간별 지반침하량을 평가하게 된다.

자력감지 시스템은 영구 자석의 두께와 거리에 비례하여 자력 위치를 감지하게 되며, 최적의 자력감지를 위해 Fig. 10에서와 같이 영구자석을 2.0mm~4.0mm 범위 내에서 여러 가지 두께로 가공한 후 각 크기별 자력감지 실험을 수행하였다. 영구자석의 두께가 3.0mm 이

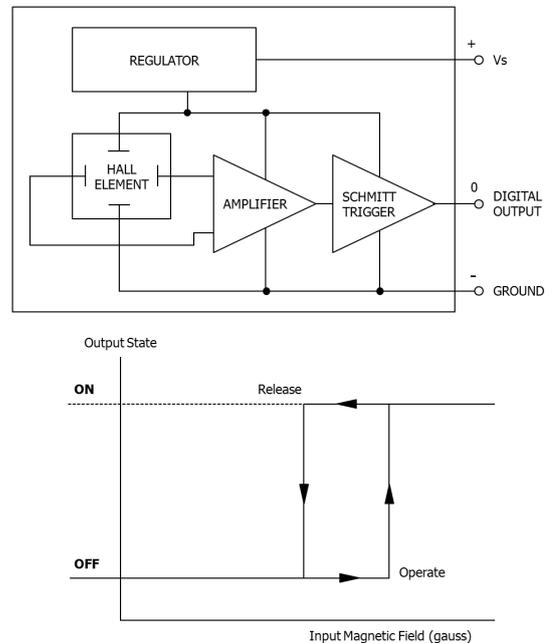


Fig. 7. Hall element and digital output hall effect sensor

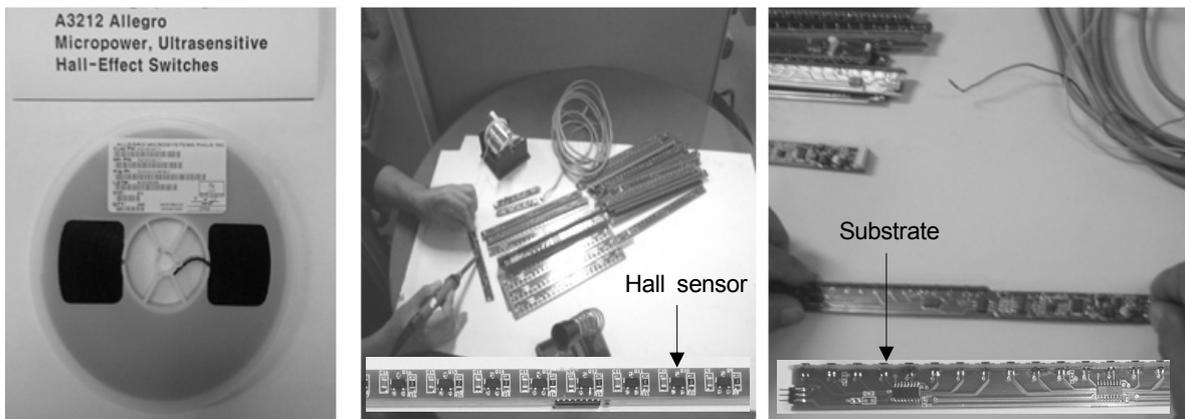


Fig. 8. Integrated circuit board with digital hall sensor

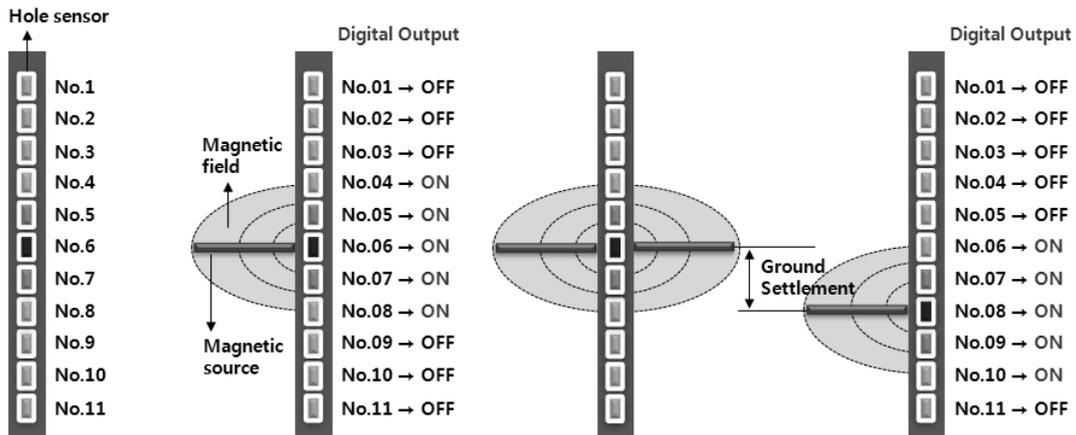


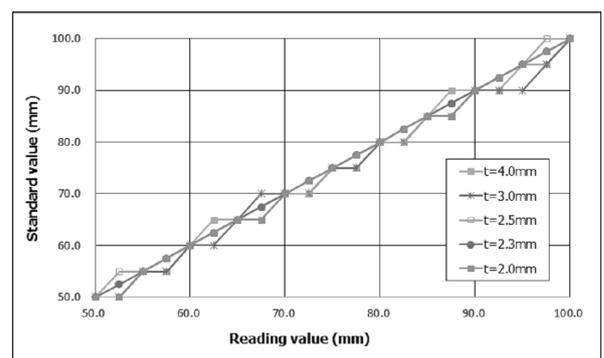
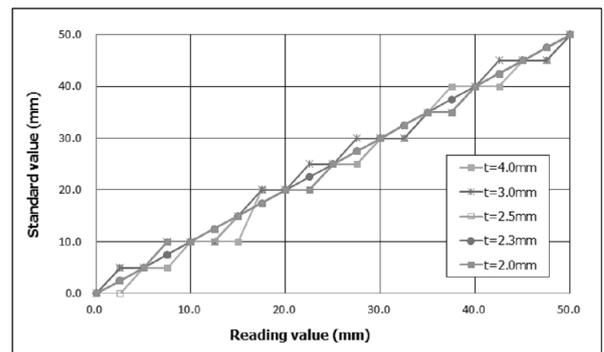
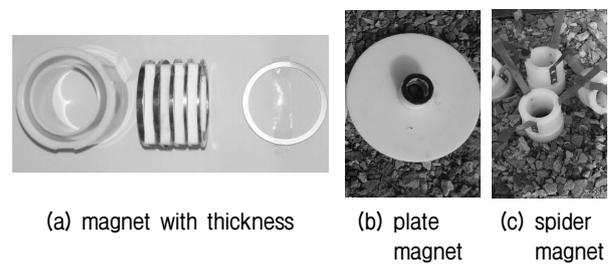
Fig. 9. Monitoring of grounding settlement using integrated hall sensor

상인 경우에는 모두 기준값 대비 측정값이 계단식으로 불일치하는 현상을 살펴볼 수 있었으며, 2.0mm 두께에서는 일부 영역에서 부분적 불일치 현상이 발생하였다. 기준값과 실측값의 상호 일치성이 가장 우수한 경우를 선정하였으며, 이를 통해 최적 자력 감지조건인 자석 두께를 2.3mm로 결정하였다. 이러한 영구자석을 지표 침하 측정용 플레이트와 지중 층별침하 측정용 스파이더에 일체형으로 장착한 플레이트 마그넷 및 스파이더 마그넷을 고안하였다.

### 3.3 원위치 지반침하 자동 계측시스템

본 연구에서는 지표 및 지반내 임의 심도에 홀센서 기반의 자력감지 시스템을 위치시키고 각 위치별 시스템을 상부 데이터로거에 연결하는 방식의 단일홀 설치식 일체형 지반침하 자동계측 시스템을 개발 하였다.

지반침하 자동계측 시스템은 Fig. 11에서와 같이, 기본적으로 상부 지표침하와 함께 실시간 자력위치를 송출하는 ①플레이트 마그넷, 지반내 임의 심도에 설치되어 층별침하에 대한 실시간 자력위치를 송출하는 ②스파이더 마그넷, 지반내 임의의 원하는 위치에 자력발생 장치를 설치하기 위한 ③간격유지로드, 각 위치별로 지반침하에 따른 실시간 자력위치 감지를 위한 ④홀센서 기반의 자력감지시스템, 전체 시스템이 설치되며 지반변형에 따른 시스템 보호기능을 담당하는 고강도 ⑤가이드 파이프, 각 심도별 자력감지시스템으로부터 송출되는 자력의 디지털 신호를 감지하여 최종 지반침하량을 산정하는 ⑥데이터 처리장치, 전원공급 및 통신장치등을 포함하는 ⑦상부 시스템운영 장치 등으로 구성되었다. Fig. 12는 지반침하 자동계측 시스템을 통한 지표



(d) standard and reading value during tests

Fig. 10. Integrated magnetic generation system

침하와 임의 심도별 층별침하를 측정하는 개념을 나타낸 것으로서, ON 출력신호를 보내는 홀센서의 고유번호 판정을 통해 각 센서의 절대 위치를 파악할 수 있으며, 이를 통해 각 심도별 지반침하량을 평가할 수 있다.

이러한 전체적인 지반침하 자동계측 시스템은 일반적인 NX규격의 단일 시추공에 일체식으로 설치가 가능하다. 즉, 지표침하와 층별침하를 동시에 포함하는 시스템으로서, 별도의 원거리 기준점이 필요 없는 관계로 기존의 기준점 시공과 연결작업 등에 소요되는 관련 부대

시공이 대폭 간소화되고, 단일 시추공내에 지표침하와 임의 심도별 층별침하를 동시에 시공할 수 있어 시공성 및 시공속도, 경제성, 운용관리상의 효율성 등이 매우 높다 할 수 있다.

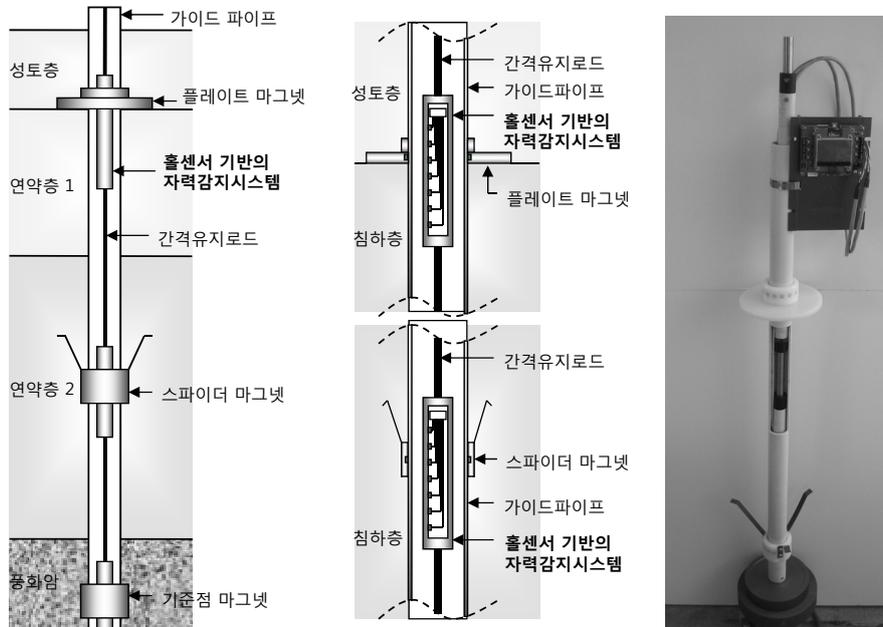


Fig. 11. Automated ground settlement monitoring system

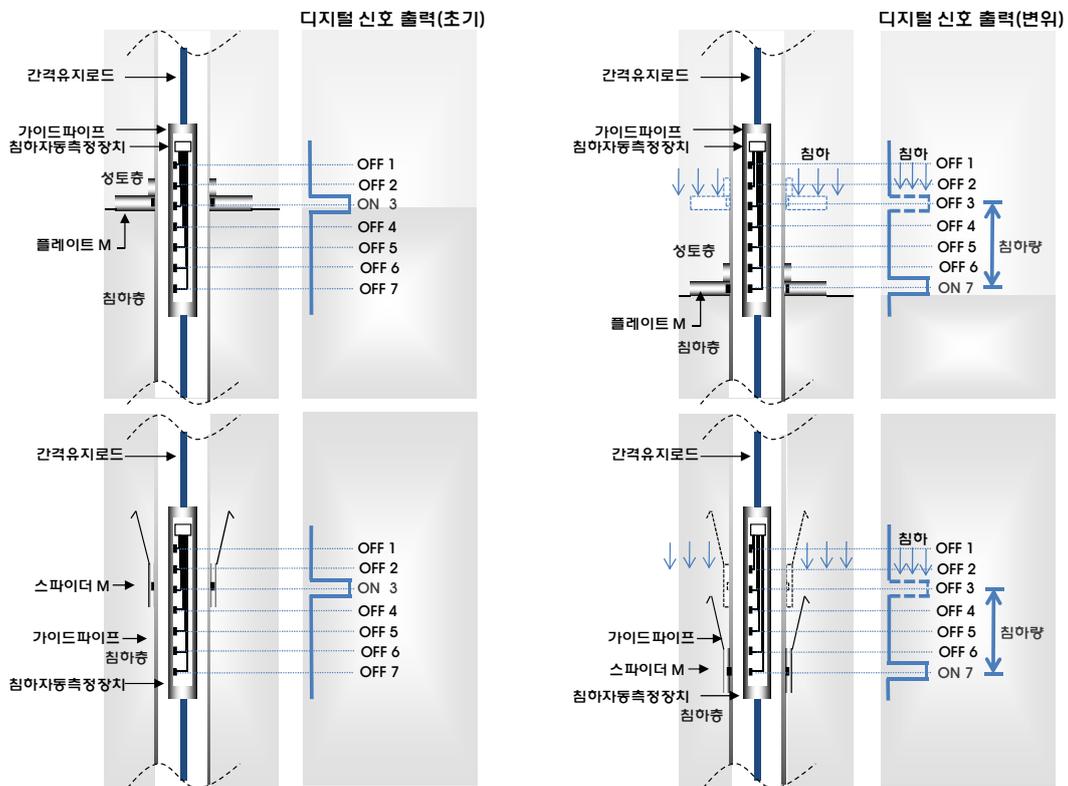


Fig. 12. Assessment of ground settlement with developed monitoring system

### 3.4 실용성 및 내구성 확보를 위한 시스템 개선

본 연구를 통한 지반침하 자동계측 시스템을 직접 현장에 적용하는데 있어, 시공성 및 내구성 측면의 추가 개선이 필요하였는데, 많은 지반침하가 예상되는 곳에서의 자력감지체 길이 증가로 인한 설치시 어려움 및 장기간 지중 센서의 안정적 기능유지를 위한 자력감지체 방수가 가능 큰 문제점으로 대두되었다. 이러한 문제점을 극복하고자, 본 연구에서는 지반침하 자동계측 시스템의 현장 설치시, 손쉬운 현장 운반 및 시공을 도모할 수 있도록 개별 자력감지체를 현장에서 손쉽게 임의 길이로 연결하여 다양한 현장 지중조건에 맞도록 시공할 수 있는 다연장 현장 조립형 시스템을 Fig. 13과 같이 개발하였다.

한편, 자력감지체가 지하수위하에서 장기간 그 기능을 유지하는데 있어 방수처리는 현실적으로 가장 중요한 부분이며, 본 연구에서는 자력감지체 보호 및 수밀성 확보를 위하여 실리콘 엘라스토머를 적용하고 이에 대한 별도 탈기처리를 통한 고밀도 충전 기술을 구현하였다. 실리콘 엘라스토머(silicon elastomer)는  $-60\sim 300^{\circ}\text{C}$ 의 넓은 범위에서 탄성 등의 물성변화가 거의 없으며, 내후성, 내유성, 내열성, 수밀성 등이 우수한 재료이다. 별도 고안된 진공장치를 이용하여 실리콘 엘라스토머 내부의 공기를 제거한 후, 이를 자력감지체 내부에 충전함으로써 자력감지체 전체에 대한 강성 및 수밀성 극대화를 유도하였다.

### 4. 현장적용 및 검증

본 연구를 통한 단일홀 설치식 일체형 지반침하 자동계측 시스템을 실제 연약지반 개량현장에 적용하여 그 시공성 및 기술검증을 수행하였다. 실제 적용사례 언급에 앞서, 본 연구개발품은 현장 시공과정은 Fig. 14와 같다.

#### 4.1 여수 국가산업단지 6블럭 연약지반 개량현장

본 현장은 남해안 해상점토를 준설매립하여 형성된 초연약 지반으로서, 원지반 점토층이 15.5m 층후로 분포하고 있으며, 그 상부에 준설매립층이 9.5m 층후로 분포하고 있다. 연직배수재 배치간격은 1.0m이며, 상부의 최종성토고는 2.35m로서 단계별 재하가 수행되었다. 연직배수공법에 의한 연약지반 개량공사가 수행되는 현장내에 Fig. 15와 같은 50m×50m 규모의 별도 시험시공 구간을 2개소(TS-1, TS-2) 선정 후, 개발된 자동 지반침하 계측시스템을 이용한 실시간 지표침하 및 3개 심도에 대한 층별침하를 측정하였다. 이와 함께 동일 지점에 대한 기존 수동계측 방식의 지반침하 계측을 동시에 수행하였으며, 계측결과 비교 및 분석을 통해 개발기술의 신뢰성 검증을 수행하였다.

2개소(TS-1, TS-2)에 대하여 NX 규격의 지반천공 후, 자동 지반침하 계측시스템과 케이블을 설치하였다. 지표면 및 GL-8.65m, GL-13.63m, GL-19.68m, GL-26.68m 지점에 플레이트 마그넷 및 스파이더 마그넷을 설치하였으며, 해당위치에 자력감지체를 설치하였다. 데이터

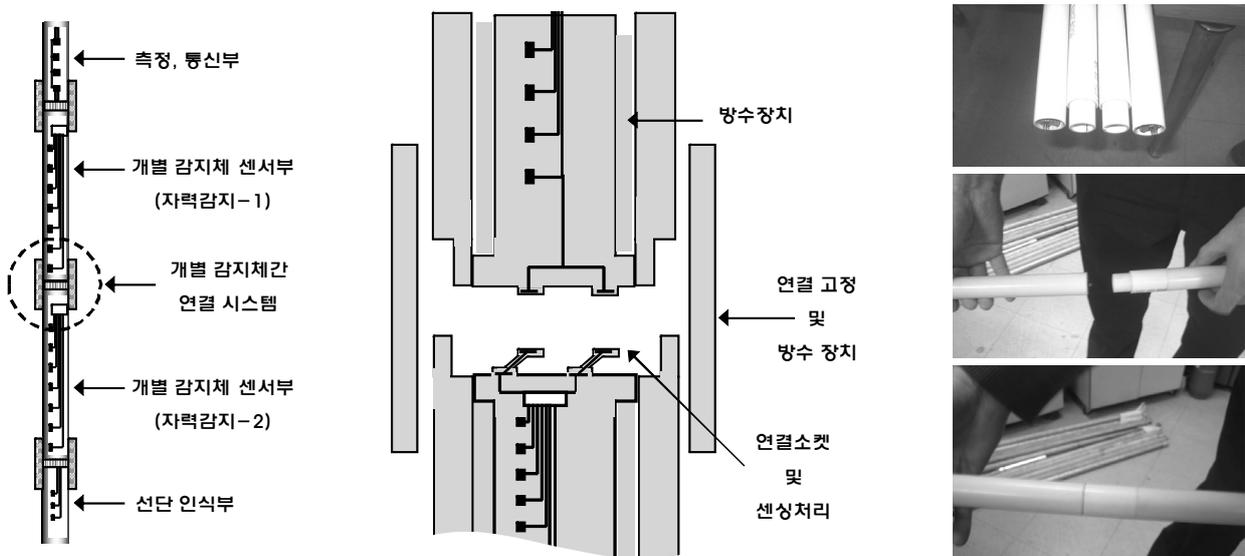
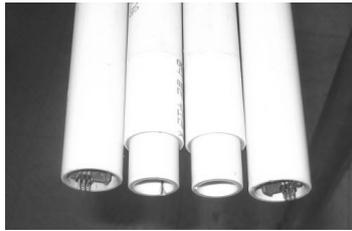


Fig. 13. Connection of each magnetic monitoring system



① 보호관내 자력감지체 삽입



② 센서 및 연결 가이드 조립



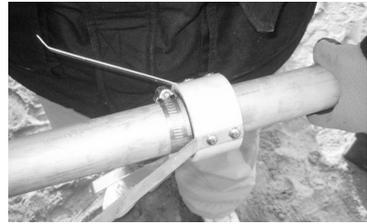
③ 센서 연결가이드 연결



④ 지반천공 및 심도확인 (NX)



⑤ 가이드 파이프 설치



⑥ 스파이더 마그넷 조립



⑦ 층별침하 스파이더 마그넷 설치



⑧ 각 마그넷 설치위치 재확인



⑨ 간격유지로드 및 자력감지체 준비



⑩ 간격유지로드 설치



⑪ 자력감지체 설치 및 연결



⑫ 현장 방수처리



⑬ 지표침하 플레이트 마그넷 설치



⑭ 상부 데이터 처리시스템 설치



⑮ 최종 설치 전경

Fig. 14. Install procedure for automated ground settlement monitoring system

로거 및 전원공급, 낙뢰방지, 자동 계측결과 전송 등을 위한 상부 로거함은 Fig. 17과 같이 설치하였다. 실시간 자동 측정된 데이터는 로거에 자동 저장되며 RS-485 통신방식 및 CDMA 무선 모뎀을 이용하여 전송되는 방식을 적용하였고, 전원공급은 인근 집수정에서 직접 분기한 전원을 사용하였다.

Fig. 18은 총 626일 동안의 지표침하 및 심도별 층별

침하 계측결과를 나타낸 것으로서, 지표침하의 경우 기존 수동 측량방식에 의한 계측결과를 동시에 나타내었다. 단, 기존의 수동계측 방식은 그 적용지점이 지표면에 한정되는 바, 자동계측 시스템의 지표면 결과와의 비교, 분석을 수행하였다.

결과에서 알 수 있듯이, 본 연구를 통한 자동 지표침하 계측시스템 및 기존의 수동계측방식에 의한 지표침하

결과가 유사하게 나타났으며, 각 심도별 층별침하 결과도 이론적 예측경향과 유사하게 나타남을 확인할 수 있다.

일부 구간에서 자동 지반침하 계측시스템에 의한 계측 데이터가 누락된 것을 확인할 수 있는데, 이는 현장 침수로 인하여 인근 집수정으로부터의 전원공급이 중단된 시기이며, 전원공급 이후에는 기존의 데이터 누락

과 관계없이 안정적인 지반침하 계측이 가능하였다. 300일 경과시점 부근에서는 현장침수가 지속된 후, 자력감지체의 방수기능에 문제가 발생하여 상당기간 계측이 불가능하였다. 그러나 본 개발 시스템은 특정 심도의 자력감지체에 고장이 발생하더라도 상시 교체가 가능하며, 교체후에는 지속적인 안정적 자동계측이 가능

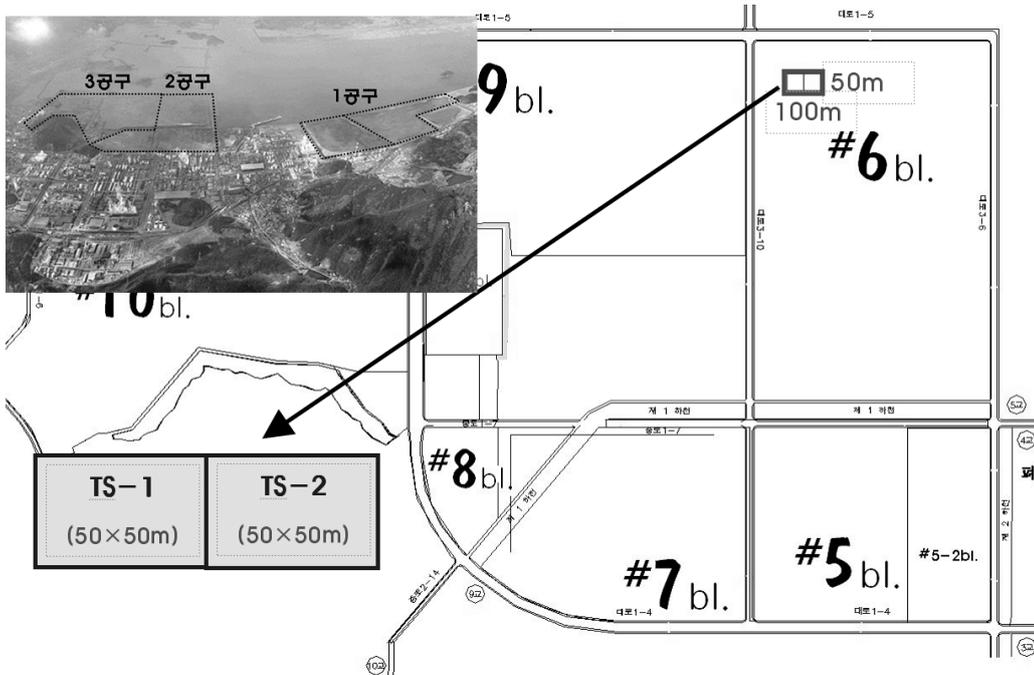


Fig. 15. Test bed in Yeosu national industrial complexes (6-block)

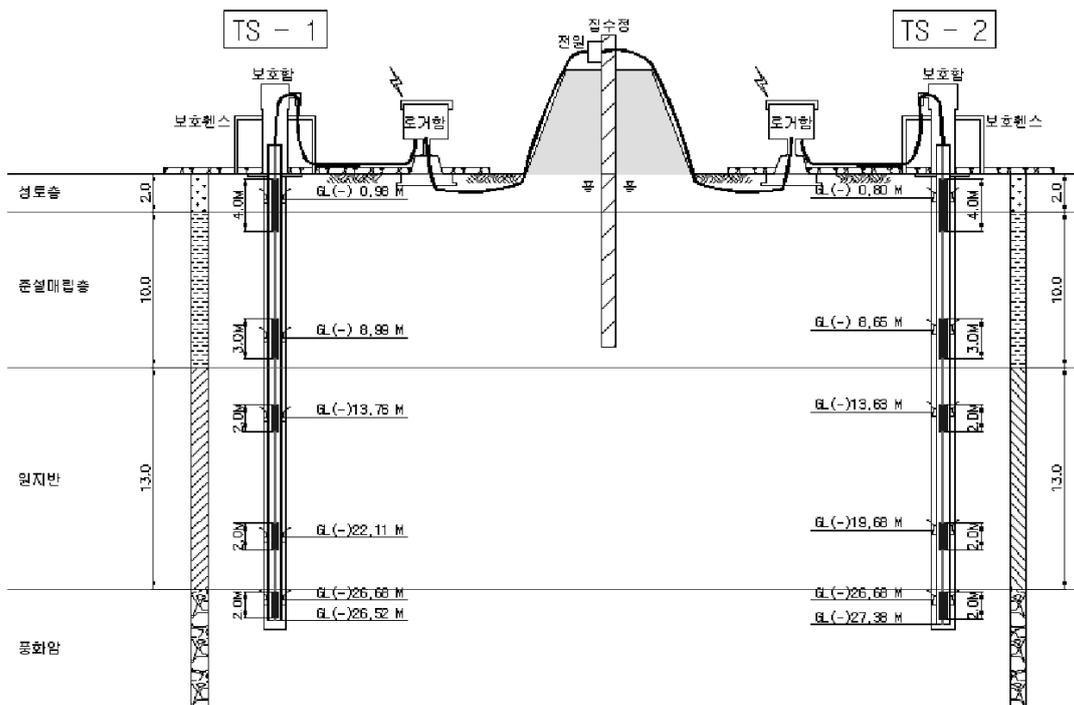


Fig. 16. Install view of automated ground settlement monitoring system

한 장점을 가지고 있다. 본 현장적용을 통해 자력감지체의 방수기능 보완 필요성이 제기되었으며, 이를 위해 앞서 언급된 탈기처리의 실리콘 엘라스토머를 자력감지체에 주입하는 방식을 고안하게 되었다.

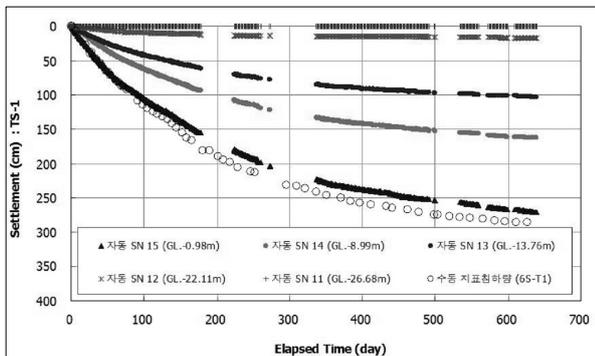
#### 4.2 여수 국가산업단지 4블럭 연약지반 개량현장

앞서 언급된 현장 인근의 4블럭에도 자동 지반침하 계측시스템을 적용하여 압밀침하 계측을 수행하였다. 원지반 점토층이 5.5m 층후로 분포하고 있으며, 그 상부에 준설패립층이 10.0m 층후로 분포하고 있다. 1개소에 대하여 지표침하 및 GL-4.5m, GL-12.4m, GL-17.1m 지점의 층별침하를 총 422일에 걸쳐 2시간 주기로 측정하였다. 본 현장의 경우는 안정적 전원공급을 위하여 태양전지판을 사용하였으며, 데이터 취득 및 전송은 기존 6블럭 현장과 동일한 형식을 적용하였다.

Fig. 19는 지표면 및 각 심도별 층별침하 결과를 나타낸 것으로서, 최종 지표침하량은 2.6m 가량 발생하였고, 선단 지층에서는 별도의 압밀침하가 발생하지 않았으며 연약층내 두 심도에서도 이론적으로 타당한 경향의 압밀침하가 발생하는 것을 알 수 있다. 초기의 성토시공 영향으로 인해 지표면 및 GL-4.5m 지점에서는 순간침하 및 히빙이 발생한 것을 알 수 있으며, 상부시공의 영향이 GL-12.4에는 미치지 않는 것을 확인할 수 있다. 본 현장과 같이 2시간 정도의 짧은 주기에 대한 지반거동 계측결과를 이용하면 전체 지반거동에서 전단변형과 압밀침하를 효과적으로 구분하는 것이 가능하며, 이는 자동 지반침하 계측의 큰 장점으로 판단된다.

#### 4.3 OO지역 신항 연약지반 개량현장

남해안 OO지역 신항 준설토 투기장 하부의 연약지반



개량현장을 대상으로 자동 지반침하 계측시스템을 이용한 압밀침하를 측정하였다. 연약지반은 대략 37m 전후의 층후로 분포하고 있으며, 최대 4.6m 재하성토 및 연직배수공법을 통한 지반개량이 수행되었다. 현장내 1개 지점을 대상으로 지표침하 및 지중 3개 심도에 대한 층별침하를 자동계측 방식으로 측정하였다. 자동 지반침하 계측시스템 설치 및 데이터 처리, 전송 방식 등은 기존과 동일하다. 본 현장에서는 초기 지반변형으로 인한 자력감지체 파손을 방지하기 위하여 기존의 플라스틱

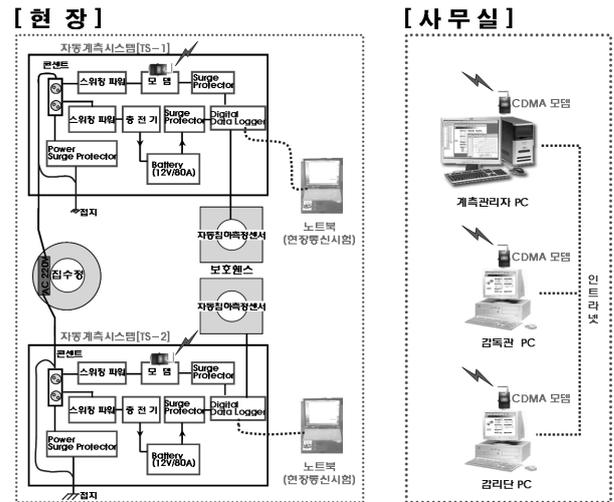


Fig. 17. Organization of ground settlement monitoring system

Table 1. Existing ground settlement monitoring system by manual type

항 목	사 양	비 고
침하판	○재질: 강철판 ○규격: 600 × 600 × 6mm	
침하봉	○재질: 스테인레스 스틸 ○규격: 외경 25mm, 길이 1.0m	
보호관	○재질: ABS Pipe ○규격: 내경 80mm, 길이 1.0m	

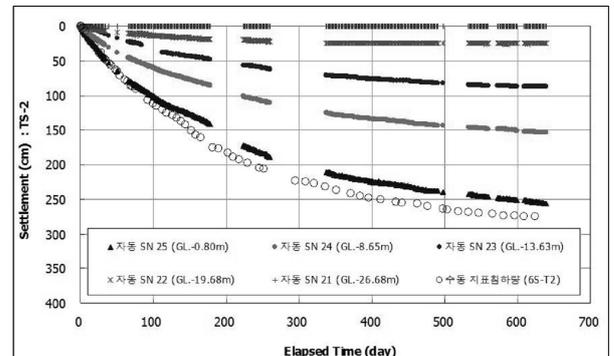


Fig. 18. Ground settlement by automated monitoring system and existing survey method

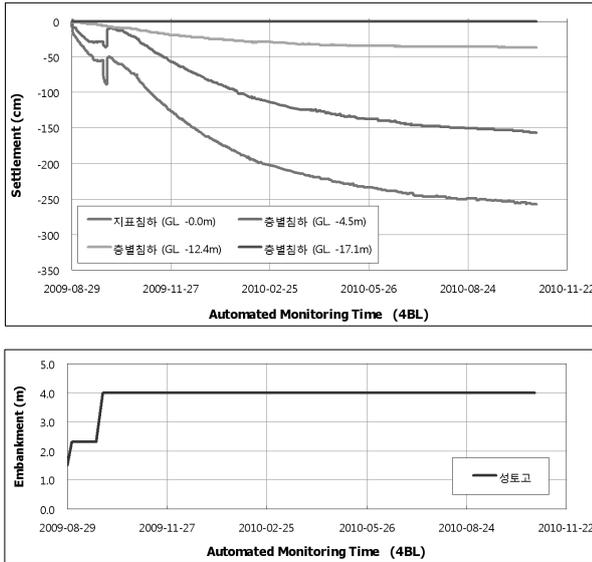


Fig. 19. Ground settlement by automated monitoring system in Yeosu NIC (4BL)

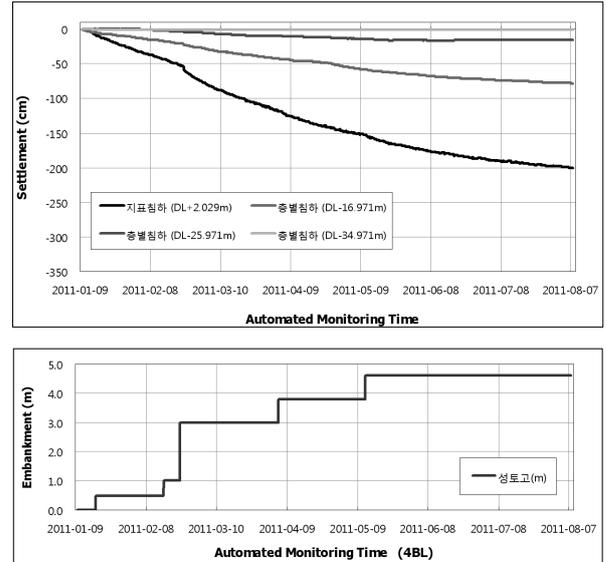


Fig. 20. Ground settlement by automated monitoring system in OO area

가이프 파이프 대신 고강도 스테인레스 가이드 파이프를 사용하였다. 지표침하 측정을 위한 플레이트 마그넷을 DL+2.0m 지점에 설치하고 스파이더 마그넷을 DL-16.9m, DL-25.9m, DL-34.9m 지점에 설치하였다. Fig. 20은 1시간 주기로 자동 계측된 지반침하 결과를 나타낸 것으로서 각 심도 및 성토이력을 고려할 때 전 기간에 걸쳐 안정적 데이터 취득이 가능하였음을 알 수 있다.

## 5. 결 론

연약지반 계측에 있어, 기존의 수동 계측방식은 원거리 측량 기준점 및 작업자 숙련도에 의한 측량오차, 현장여건 및 기상변화에 따른 데이터 취득 곤란, 지표침하와 증별침하 장치의 개별 설치, 인건비 상승과 관련된 계측빈도 단축한계 등의 단점을 내포하고 있으며, 현재 국내에 적용되고 있는 국내의 자동계측 방법들도 지표침하에만 그 적용이 제한되는 적용한계, 정밀도 및 내구성과 관련된 센서자체의 기술한계, 원거리 기준점 설치시 요구되는 과도한 지반굴착, 매설 튜브의 파손 및 기포생성에 기인한 기술오류 등의 단점이 있는 것이 현실이다. 본 연구에서는 디지털 홀센서를 이용한 자력감지 시스템 및 원위치 지반침하 자동 계측시스템을 개발하였으며 그 주요 내용은 다음과 같다.

자력감지 시스템의 경우, 고유번호가 지정된 디지털 홀센서를 회로기관에 일정간격으로 집적한 후, 각 센서에서 주위의 자력발생 유무를 실시간 출력하게 하고, 그

변화를 판정하여 최종적인 지반침하량을 평가하도록 하였다. 실내시험을 통해 최적 자력감지 조건의 자석두께를 2.3mm로 결정하였으며, 이러한 영구자석을 일체형으로 가공한 플레이트 마그넷과 스파이더 마그넷을 개발하여 지표침하 및 증별침하시 적용하였다. 자력감지 시스템을 기본으로 간격유지로드, 가이드 파이프, 플레이트 마그넷, 다수의 스파이더 마그넷, 데이터 처리장치 및 통신장치 등을 종합하여 Fig. 11과 같은 실시간 지반침하 자동 계측시스템을 개발하였다. 본 시스템은 별도의 기준점 없이 지표침하와 다수 증별침하를 동시에 측정할 수 있는 원위치 지반침하 자동 계측시스템으로서 시공성 및 시공속도, 경제성, 운용관리상의 효율성 등이 매우 높다고 할 수 있으며, 필요시 손쉽게 재설치가 가능한 장점이 있다. 연약지반 개량이 진행되는 3개 현장을 대상으로 지반침하 자동 계측시스템을 적용한 결과, 모든 현장에서 장기간 안정적 지반침하 데이터를 취득할 수 있었으며, 동일지점에 대한 수동계측 결과와도 매우 유사한 결과를 얻을 수 있었다. 현장적용 과정을 통해 압밀침하량이 매우 크게 발생하는 현장의 경우, 자력감지 시스템을 임의 길이로 현장에서 연결할 수 있도록 개선하였으며, 탈기된 실리콘 엘라스토머 충진을 통해 방수성능과 내구성도 향상시킬 수 있었다.

## 참 고 문 헌

1. 연약지반기술위원회 (2004), 연약지반 연구 및 기술동향, 한국지반

- 공학회 2004년도 발자취, pp.289-309.
2. 이강윤, 이병도 (2004), “반도체방식 침하계를 이용한 연약지반 침하 측정”, *대한토목학회지*, 제52권, 제6호, pp.36-43.
  3. 임은상, 신동훈, 김재홍, 이종욱 (2008), “댐 시설물의 안전관리를 위한 3차원 거동 모니터링 분석”, *한국지반공학회 봄학술발표회*, 서울, pp.663~666.
  4. 한영철, 송정락, 윤동덕, 이경수 (1995), “연약 지반 자동계측 및 분석 시스템”, *한국지반공학회 가을학술발표회*, 서울, pp.III-9-III-14.
  5. Allegro MicroSystems, Inc. (2010), “Micropower, ultrasensitive hall-effect switches”, Massachusetts, USA.
  6. Bo, M. W., Choa, V. and Wong, K. S. (2005), “Reclamation and soil improvement on ultra-soft soil”, *Ground Improvement*, Vol.9, No.1, pp.23-31.
  7. Campanella, R. G., Ortigao, J. A. R., Crawford, C. and Jackson, S. (1994), “Design and installation of a new settlement-inclinometer device”, *ASCE Conference Settlement '94*, No.119.
  8. Grosso, A. D. and Lanata, F. (2007), “Data analysis and interpretation from GPS monitoring of a breakwater”, *The 3rd Int. Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*, Vancouver, BC, Canada.
  9. Jeon, J. S, Koo, J. K. and Oh, J. T. (2008), “Prediction and assessment on consolidation settlement for soft ground by hydraulic fill”, *Journal of the KGS*, Vol.24, No.9, pp.33-40.
  10. Li, D., Wang, Z., Zhang, W. and Weng H. (2006), “A research into the automatic monitor of soft-soil ground settlement under freeway”, *6th Int. Symposium on Instrumentation and Control Technology: Sensors, Automatic Measurement, Control and Computer Simulation*, Fang, J. and Wang, Z., Eds., Proc. of SPIE Vol.6358.
  11. Machan, G. and Bennett, V. G. (2008), “Use of Inclinometers for Geotechnical Instrumentation on Transportation Projects”, TRB, Washington.
  12. TASC1, L. (2008), “Dam Deformation Measurements with GPS”, *GEODEZIJA I R KARTOGRAFIJA/GEODESY AND CARTOGRAPHY*, Vol.34, No.4, pp.116-121.
  13. Xiu-feng, H. Guang, Y., Xiao-li, D. and Yong-qi, C (2004), “Development of GPS Multi-antenna Switch for Deformation Monitoring”, *Int. Symposium on GNSS/GPS*, Sydney, Australia.

(접수일자 2011. 11. 3, 심사완료일 2012. 6. 7)

# Bacteria를 이용한 실트와 모래의 고결화에 따른 탄산칼슘 확인

## Verification of Calcium Carbonate by Cementation of Silt and Sand Using Bacteria

박 경 호<sup>1</sup> Park, Kyung-Ho

김 대 현<sup>2</sup> Kim, Dae-Hyeon

### Abstract

The purpose of this study is to understand the mechanism of cementation of soil induced by bacteria. In order to understand the mechanism of cementation of soft soils treated with bacteria, six types of specimens(Not treated, Normal concentration bacteria treatment, High concentration bacteria treatment, Supernatant high concentration bacteria treatment, Double high concentration bacteria treatment, and 25% Specimen high concentration bacteria treatment) were made. Scanning Electron Microscope (SEM), EDX and X-ray diffraction (XRD) analyses were performed on the soft silt and loose sand specimens. Compared with the normal bacteria concentration treated specimen, a clearer cementation between particles was observed in the 25% specimen high bacteria concentration treated specimen. On the basis of the preliminary results, it appears that microbial cementation can occur in the soft soil.

### 요 지

본 연구의 목적은 연약지반에 대한 미생물의 고결화 메커니즘을 확인하기 위함이다. 연약지반에 대한 미생물의 고결화 메커니즘을 확인하기 위해서 6가지 미생물 조건(무처리, 일반농도처리, 고농도처리, 상층액처리, 2X 고농도처리, 25% 시료 고농도처리)으로 실험되어졌다. 전자현미경(SEM, EDX)과 X선 분석 회절기(XRD)를 이용하여 실트질 시료와 느슨한 모래시료의 분석을 수행하였으며, 일반농도처리 시료에 비교하여 25% 시료 고농도처리 시료에서 입자와 입자 사이에 탄산칼슘이 더욱 명확히 관찰되어졌다. 이러한 연구결과를 바탕으로 연약지반에 대한 미생물 고결화 반응을 확인할 수 있었다.

**Keywords :** Bacteria, Calcium Carbonate, Cementation, Scanning Electron Microscope (SEM), X-ray Diffraction (XRD)

### 1. 서 론

#### 1.1 연구배경 및 목적

최근 급속한 산업발전에 따른 국가 기간산업의 양적, 질적 확대에 인하여 부지의 확보가 용이하지 않은 실정

이다. 이에 효율적인 토지 이용을 위하여 그동안 건설 부지로 고려치 않았던 느슨한 사질토나 연약한 점성토로 구성된 연약지반의 개량에 대한 관심이 상당히 높아지고 있다.

국내에서는 연약지반 및 해안 준설 매립 지반을 기초 지반으로 활용하여 시공하는 공사현장이 증가하고 있는

1 정희원, 조선대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Graduate student, Dept. of Civil Engrg., Chosun Univ.)

2 정희원, 조선대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Engrg., Chosun Univ., Tel: +82-62-230-7607, Fax: +82-62-220-2687, dkimgeo@chosun.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

추세인데, 연약지반 및 준설 매립 지반은 초기 지지력이 낮고, 함수비가 높아 기초 지반으로 사용하는데 많은 어려움이 있다. 연약지반 개량공법으로 시멘트나 약액 등 화학약품을 이용하여 지반을 고결화 시키는 주입공법 등이 주로 사용되어 왔으나, 이산화탄소 배출 및 지하수 오염 등 환경문제에 대한 구체적인 해결방안을 제시하지 못하고 있다.

교토의정서에 의하여 우리나라는 2차 의무감축 대상국이 될 가능성이 높음에 따라 이산화탄소를 감축할 수 있는 방안을 마련해야 하는데, 2010년 시멘트 통계연보(Korea Cement Association, 2011)에 따르면 국내 시멘트 생산량은 약 48,000톤으로 1톤의 시멘트를 생산하기 위해서 약 0.9톤의 이산화탄소가 배출되는 것으로 나타났다. 따라서 이산화탄소를 줄이고 시멘트 및 약액을 대체할 수 있는 친환경 신소재를 이용한 연약지반 개량공법이 절실히 필요하다.

본 연구에서는 미생물을 연약 지반에 적용하여 미생물의 반응을 통해 탄산칼슘( $CaCO_3$ )을 생성시켜 흙 입자와 흙 입자 간의 공극을 채워줌으로써 연약지반의 고결화 특성을 살펴보고, 이러한 반응의 결과를 이용하여 연약지반 개량공법의 환경적인 측면에서도 긍정적인 효과를 나타낼 수 있도록 기여하고자 하는데 목적을 두고 있다.

## 1.2 선행연구

미생물을 이용한 흙의 고결화(Cementation)에 관한 연구는 국내·외 소수의 연구자들에 의해서 연구가 진행되어졌다. 국내에서는 Kim 등(2010)이 국내 최초로 연약지반에 순수한 미생물을 이용하여 강도를 증진시키는 연구를 하였으며, 국외에서는 미국, 호주, 네덜란드 등에서 Mitchell 등(2005)과 Dejong 등(2006)이 미생물의 크기와 시료의 입경크기에 따른 적용성 등을 분석하여 연약지반에 강도를 증진시키는 연구를 진행하였고, Whiffin 등(2007)과 Paassen 등(2009)은 미생물을 그라우팅에 접목시킨 Bio-grout에 대한 연구를 진행하였다.

국내·외의 선행연구를 살펴보면 다음과 같다.

### 1.2.1 국내 선행연구

지반공학 분야에서 국내 최초로 순수한 미생물의 고결화 강도를 확인하기 위한 첫 번째 시도로 조선대학교 Kim 등(2010)이 연구를 진행하였다. Kim 등(2010)은 미

생물 고농도의 조건을 통해 탄산칼슘의 침전을 높이는 방법을 개발함으로써 “미생물을 이용한 연약지반의 고결화 방법”이라는 미생물 고결화 특허(Kim et al., 2011)를 국내에서 최초로 등록하였다. 그리고 무처리 시료와 일반농도처리 시료, 고농도처리 시료의 혼합시험을 통해 육안 상으로 고결화를 비교 할 수 있는 강도를 얻었으며, 이를 통해 연약지반의 미생물 고결화 가능성 정도를 확인할 수 있었다(Kim, 2011).

### 1.2.2 국외 선행연구

미생물학 분야로는 Stock-Fischer 등(1999)이 미생물로 유발된 탄산칼슘 침전은 pH 8.3에서 시작된다고 언급하였으며, 탄산칼슘 침전이 증가하는 비율은 pH 9이상에서 발생된다고 하였다. 탄산칼슘의 형성은 미생물의 대사활성 결과로서 발생하며, 인접 환경의 pH를 상승시킴을 확인할 수 있었다.

건축공학 분야로는 Ramakrishnan 등(1998)과 Ramachandran 등(2001)이 콘크리트 구조물의 균열을 보강하기 위한 재료로서 미생물이 이용되어졌다. 각각의 시멘트와 미생물(*B. pascuensis*) 현탁액을 모래 시료에 결합하여 공시체를 제작하였으며, 인공적인 압력을 가하여 공시체에 인공균열이 생성되어졌다. 이러한 균열은 미생물 현탁액으로 보강되어졌으며, 28일 후 균열부분의 SEM 조사를 통해 탄산칼슘( $CaCO_3$ )의 존재를 확인하였고, 미생물이  $7.6 \times 10^2$  (cells/cm<sup>2</sup>)일 때 압축강도가 높음을 확인할 수 있었다.

지반공학 분야로는 공극의 차수 효과를 확인하기 위하여 Ferris 등(1996)이 투수성이 높은 수로에서 미생물과 반응용액으로 탄산칼슘을 침전시켜 수로의 투수성을 줄이는 방법을 연구하였으며, Dejong 등(2006)은 모래를 이용하여 무처리된 모래 시료, 석고로 처리된 모래 시료, 미생물로 처리된 모래 시료에 대하여 각각 입자간의 고결화 정도를 확인하고자 모래 공시체의 상대밀도 35%로 맞추어 실험이 실시되어졌으며, 석고로 처리된 모래 시료 및 미생물로 처리된 모래 시료는 강도 분석하기 위해 삼축압축시험위 강도를 수행 하였다. 시험결과, 미생물로 처리된 모래시료에서 며칠 사이에 감지할 수준의 고결화가 발생하였으나, 주기적인 주입과 시험방법이 복잡하여 현장 적용성에 있어 어려움이 있음을 확인할 수 있었다.

미생물을 그라우팅에 접목시킨 연구는 Whiffin 등(2007)이 PVC 원기둥(66mm 지름, 5m 길이) 속에 동일한

밀도로 모래 시료(D60/D10=1.64)를 채워 미생물 주입 시험을 수행하였다. 시험결과, 탄산칼슘의 침전이 5m 모래기둥 전반에 걸쳐서 생성이 되어졌으나, 주입구 부분에서 시료의 깊이가 깊어질수록 탄산칼슘 침전의 양은 감소되었고, 이에 따라 추정식으로 구하였던 강도 또한 감소되는 문제점을 확인 할 수 있었다.

Paassen 등(2009)은 바이오그라우팅의 현장 적용성을 검토하고자 모래 시료(D60/10=1.6)와 모래 시료(D60/D10=1.64)를 각각 사용하여 0.9m×1.1m×1m의 컨테이너 박스에 모래를 채워 주입 시험을 수행하였다. 시험결과, Manual Cone Penetration Test를 통하여 표면에서 50kg/cm<sup>2</sup> 보다 높은 강도를 나타냈으나, 가운데 부분의 탄산칼슘 침전은 미미하였고 미생물 용액이 흐르는 부분에 탄산칼슘이 많이 발견되어 주입공법의 효과가 감소함을 알 수 있었다. 또한 호기성 미생물의 특성상 공기가 닿지 않는 부분은 강도가 증가되지 못하는 결과를 확인할 수 있었다.

## 2. 흙의 고결화 특성

### 2.1 흙의 고결화(Cementation) 개념

흙의 고결화(Cementation)는 흙의 강도가 증가하는 일련의 과정이며, 퇴적물이 퇴적암으로 진행 되어지는 과정 또한 장기적인 고결화 과정으로 볼 수 있을 것이다. 이러한 고결화는 공극을 통하여 고결물(Cement)이라 부르는 고형물질들이 공극 내에 침전되어 입자와 입자사이의 결합력을 증가시켜 주는 것이다.

인공적인 고결작용은 대표적으로 그라우팅 공법 등이 있다. 비배수 그라우팅의 중요한 특성은 자연성질을 이용한 것이며, 비배수 그라우팅 방법은 흙 퇴적물의 원상태를 유지하면서 지반보강을 하는 방법이다. 화학적 그라우팅은 보통 10<sup>-1</sup> ~ 10<sup>-4</sup>cm/sec 범위의 침투성을 가진 토양을 처리하는데 사용된다(Leonard et al., 1963). 빈 공간을 중합된 겔로 채움으로써 전단강도를 증가시키게 되었으며, 이는 흙의 안정성을 증가시키고 동시에 침하로 인한 붕괴 가능성을 줄이고, 흙 입자를 고정시키는 결과를 가져온다.

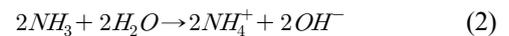
### 2.2 탄산칼슘 생성 과정

*B. pasterii* 균은 요소(Urea) 및 영양배지(Nutrient Broth)

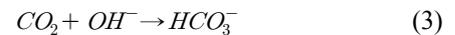
를 통해 요소분해효소(Urease)를 함으로서 2개의 암모니아(NH<sub>3</sub>)와 이산화탄소(CO<sub>2</sub>)를 생성한다. 미생물과 요소의 반응을 나타내는 식으로 다음과 같다(식 1).



미생물의 요소분해효소를 통해 생성된 2개의 암모니아(NH<sub>3</sub>)는 물(2H<sub>2</sub>O)과 반응하여 2개의 암모늄(2NH<sub>4</sub><sup>+</sup>)과 2개의 수산화이온(2OH<sup>-</sup>)을 생성한다. 암모니아와 물과 반응을 나타내는 식으로 다음과 같다(식 2).



이때 2개의 수산화이온(2OH<sup>-</sup>)은 각각 나뉘어 이산화탄소(CO<sub>2</sub>)와 칼슘이온(Ca<sup>2+</sup>)과 반응하게 되는데 이산화탄소(CO<sub>2</sub>)와 수산화이온(OH<sup>-</sup>)이 결합하여 탄산수소이온(HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>)이 된다(식 3). 그리고 염화칼슘(CaCl<sub>2</sub>)을 수용액화 하여 생성된 칼슘이온(Ca<sup>2+</sup>)은 탄산수소이온(HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>)과 나머지 수산화이온(2OH<sup>-</sup>)과 결합하여 탄산칼슘(CaCO<sub>3</sub>) 생성한다. 미생물을 이용한 탄산칼슘(CaCO<sub>3</sub>) 침전의 전체 반응식은 다음과 같다(식 4).



탄산이온(CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>)은 물과 반응 시 세 가지 상태로 존재할 수 있다. 즉, 탄산이온(CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>), 탄산수소이온(HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>), 탄산(H<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>)로 각각 존재 할 수 있으며, 미생물로 인해 발생하는 탄산칼슘 침전은 탄산염 반응에 따라 다르게 발생한다(Ramakrishnan et al., 2001).

미생물 반응을 통해서 생성된 탄산칼슘(CaCO<sub>3</sub>)은 지반 내의 공극을 채워 입자간의 결합력을 높여 지반의 고결화(Cementation)가 형성된다. Figure 1은 각각의 식을 탄산칼슘 생성과정 및 흙 입자에 침전되는 모습의 Cycle을 도식화 한 것이다(Kim et al., 2011).

## 3. 미생물 고결화 특성을 규명하기 위한 실내시험

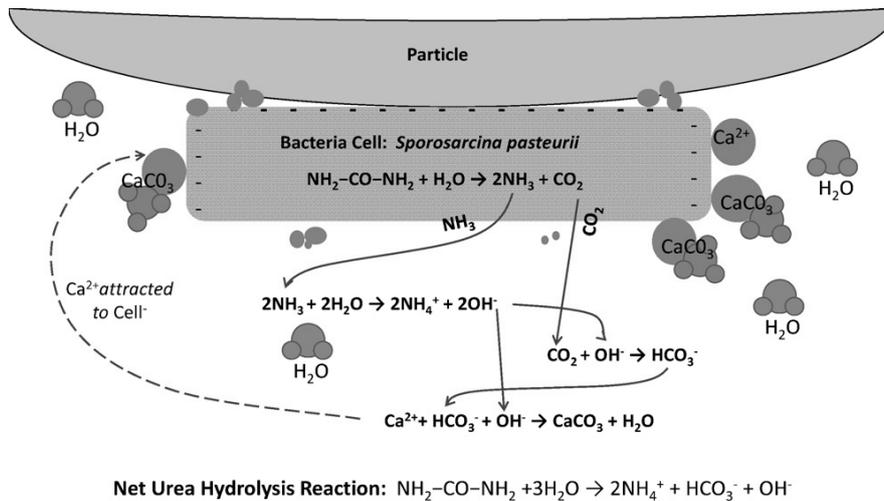
본 연구에서는 사용되어진 미생물은 생명자원센터에서 KCTC 3558의 *B. pasteurii* 미생물 균을 분양받아 30°C에서 180rpm의 웨이킹 인큐베이터에서 배양되어졌으며, 그 배지의 조성은 Nutrient Broth 8g/L, Urea 20g/L로 구

성하였다.

순수한 미생물을 이용하여 연약지반의 성질을 개선하고, 강도 증가 정도를 실내시험을 통해 확인하기 위해 포켓관입시험기를 통해 일축압축강도를 수행하였으며, 탄산칼슘 생성을 확인하기 위하여 전자현미경(SEM) 분석 및 XRD 시험을 수행하였다. 또한 물성시험을 실시하여 시료를 구분하였으며, 최대건조단위중량( $r_d(max)$ ) 및 최적 함수비(OMC)를 결정하였고, 탄산칼슘( $CaCO_3$ ) 생성을 위해서 0.75M의 염화칼슘( $CaCl_2$ ) 수용액을 첨가하여 재령 7일에 따른 고결정도를 확인하였다.

### 3.1 흙의 고결화 실내시험

본 연구에 사용된 모래는 주문진 표준사를 사용하였으며, 실트 시료는 국내에 널리 분포하고 있는 화강 풍화토 계열의 시료로 사용하였다. 시험 시료는 No.10체를 통과한 시료를 사용하였으며, 시료의 물리적 성질을 파악하기 위해 한국 공업규격에 준하여 비중(KS F 2308), 체가름(KS F 2309), 입도(KS F 2302), 다짐시험(KS F 2312)을 수행하였다.



**Net pH increase:**  $[OH^-]$  generated from  $NH_4^+$  production  $\gg$   $[Ca^{2+}]$

Fig. 1. Creation processes of  $CaCO_3$  (Dejong et al., 2010)

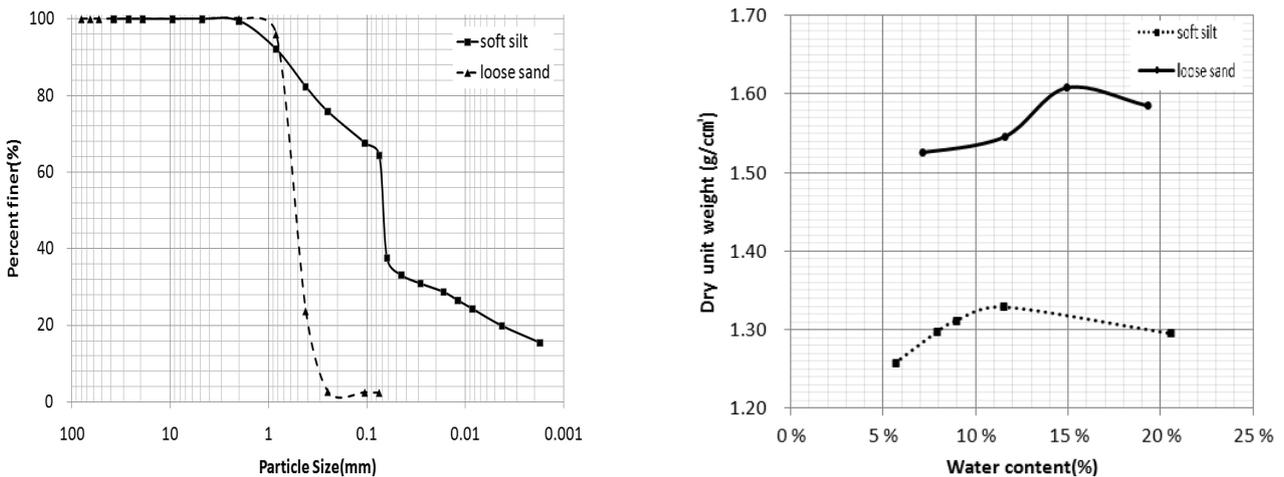


Fig. 2. Sieve analysis and Compaction curves for soils used in the study (Kim, 2011)

Table 1. Properties of soils used in the study (Kim, 2011)

Classification	$G_s$	# 200(%)	$r_{(d\ max)}$ ( $g/cm^3$ )	OMC(%)	LL(%)	PL(%)
SP	2.67	2.4	1.608	14.9	N.P	N.P
ML	2.67	64.3	1.328	11.6	23.3	N.P

본 연구에서는 주문진 표준사와 화강 풍화토 계열 시료에 각각 미생물을 첨가하여 고결화(Cementation) 가능성을 살펴보았다.

### 3.2 시험 시료 배합비

본 연구에 사용된 모래 시료의 배합비는 다짐시험을 통해 얻어진 최적 함수비 14.92% 기준으로 미생물 용액 및 염화칼슘 수용액을 첨가했으며, 느슨한 모래의 상태를 재현하기 위하여 상대밀도 40%를 맞추어 시험을 수행하였다.

실트 시험 시료 배합비는 다짐시험을 통해 얻어진 최적 함수비 11.6% 기준으로 미생물 용액 및 염화칼슘 수용액을 첨가했으며, 상대다짐도( $R_c$ ) 70%를 맞추어 시험을 수행하였다.

## 4. 시험결과 및 고찰

### 4.1 흙의 고결화

미생물 반응 시험 결과를 살펴보면, Figure 3은 무처리, 고농도처리, 25%시료 고농도처리 모래시료를 30°C의 인큐베이터에 넣은 후 고결화의 모습을 나타낸 것이다. 무처리 시료의 경우 시료가 굳어지지 않았음을 확인할 수 있었으며, 고농도처리 시료의 경우 미세하게 응집효과가 나타났으나 강도 측정을 할 수 있을 만큼의 지력이 존재하지 않았다. 반면에 25%시료 고농도처리 시료의 경우 느슨한 모래지반이 넓은 분포로 단단한 모래층을 이루고 있음을 확인할 수 있었으며, 포켓관입시험기로 압력을 가한 결과 5.0kg/cm<sup>2</sup>의 강도에 저항할 수 있는 단단한 모래층으로 굳어져 있음을 확인할 수 있었다.

### 4.2 전자현미경(SEM) 분석 결과

#### 4.2.1 SEM 분석 결과

모래의 무처리 경우 Figure 4를 살펴보면, 입자의 표면에 어떠한 침전물도 생기지 않았고 매우 매끈한 모습을 볼 수 있다. 그리고 일반농도처리, 고농도처리, 상층액처리, 2X고농도처리에서는 육안으로 확인할 수 있는

Table 2. Mixing ratio of test specimen (Park, 2011)

Specimen	Treatment method (after 7days)	Soil (g)	Calcium chloride solution (ml)	Bacteria solution (ml)	Water (ml)
SP	No treatment	317.32	-	-	48
	Normal concentration bacteria treatment	317.32	24	24	-
	High concentration bacteria treatment	317.32	24	24	-
	Supernatant high concentration bacteria treatment	317.32	24	24	-
	Double high concentration bacteria treatment	317.32	24	24	-
	25% Specimen high concentration bacteria treatment	79.33	24	24	-
ML	No treatment	185.6	-	-	22
	Normal concentration bacteria treatment	185.6	11	11	-
	High concentration bacteria treatment	185.6	11	11	-
	25% Specimen high concentration bacteria treatment	46.4	11	11	-

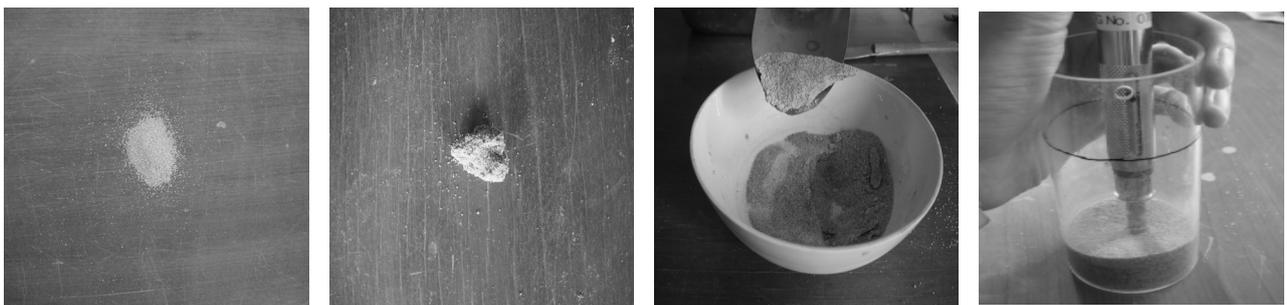


Fig. 3. Change of specimens due to microbial reaction experiment

만큼의 미세한 조각들이 존재함을 확인 할 수 없었으나, 다음과 같이 표시된 부분에서 Ca의 함유량이 많이 검출되었고, 전체적인 부분을 EDX로 분석하였을 때 Ca의 함유량이 확연히 차이가 있음을 알 수 있다. 특히 25% 시료고농도처리에서는 무처리에서 볼 수 없었던 모래 입자 표면 위에 하얀 알갱이들이 붙어 있음을 명확히 확인할 수 있다. 이러한 알갱이는 미생물 반응으로 생성되는 정육각형 모양의 탄산칼슘이라고 할 수 있다.

실트의 무처리 경우 Figure 5를 살펴보면, 무처리와 마찬가지로 일반농도처리 및 고농도처리에서 육안 상으로 입자 주위에 특별히 생성된 알갱이가 없는 것을 확인할 수 있다. 이는 미생물이 공극사이를 자유롭게 이동 하기 위해서는 0.06~0.1 $\mu$ m의 흙 입자의 크기가 필요

함으로 미생물의 생장이 어려워 탄산칼슘이 거의 생성되지 않은 것으로 판단된다. 그러나 25%시료고농도처리에서 EDX와 XRD분석을 통하여 SEM상으로 확인이 어렵던 고결화의 가능성을 보았다.

#### 4.2.2 EDX 분석 결과

모래의 경우 Figure 6과 같이 무처리에서는 거의 나타나지 않은 Ca 양에 비해 일반농도처리를 사용할 경우 약 7%, 고농도처리를 사용할 경우 약 15%의 효과를 나타내었고, 25%시료 고농도처리에서는 약 25% 이상의 칼슘 함유량을 생성할 수 있음을 실험을 통해서 나타내었다.

실트의 경우 Figure 7과 같이 칼슘의 함유량이 무처리와 비교하였을 때 미생물 작용이 거의 이루어지지 않았

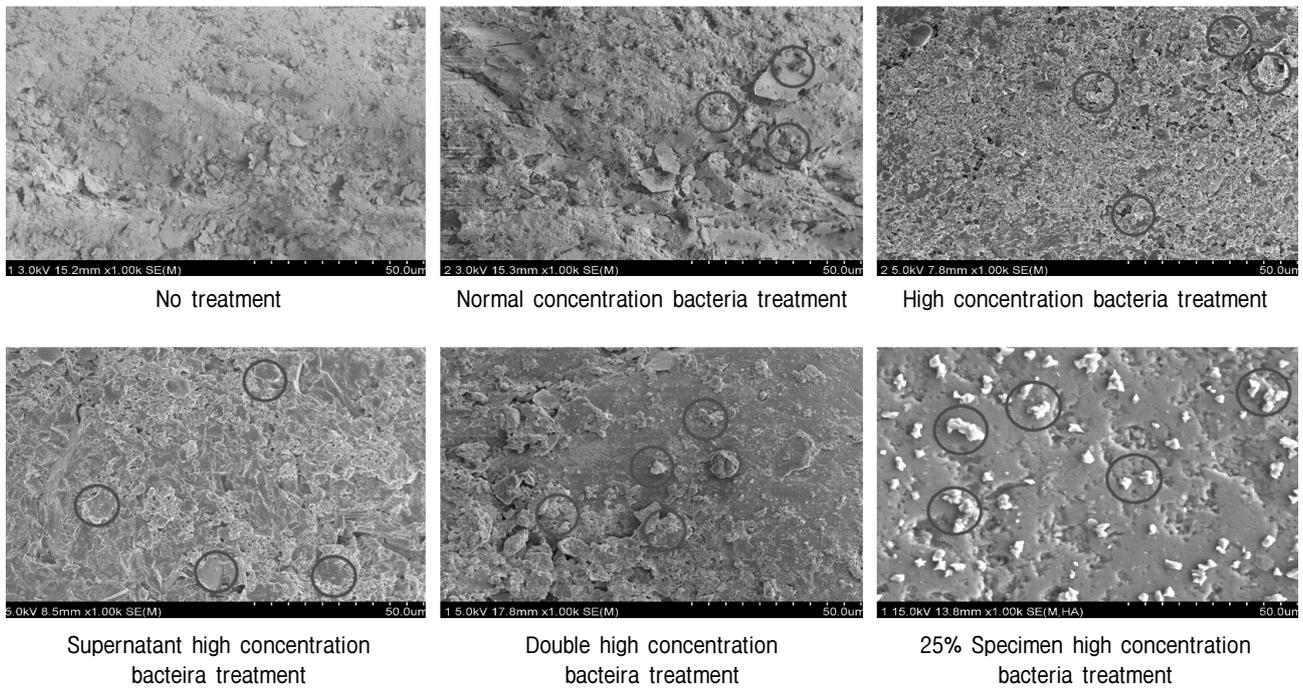


Fig. 4. SEM analysis result of sand (after 7days)

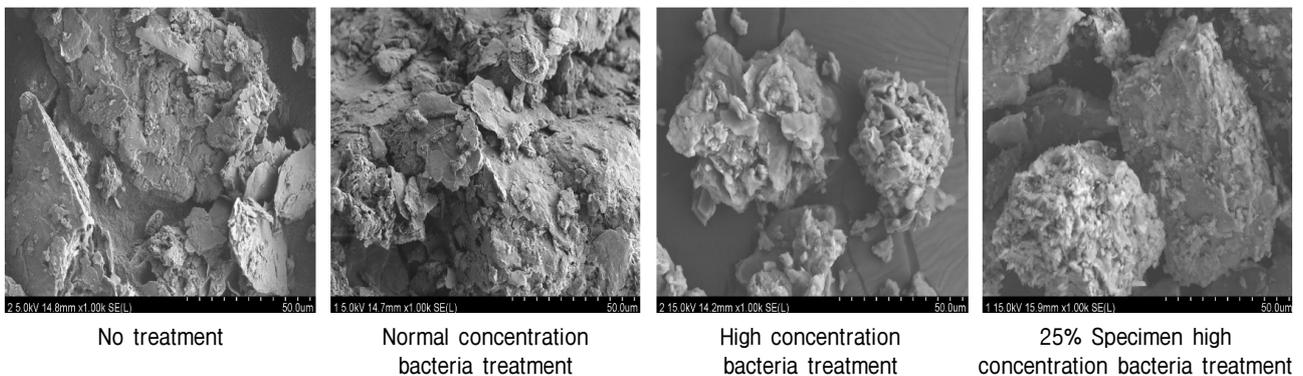


Fig. 5. SEM analysis result of silt (after 7days)

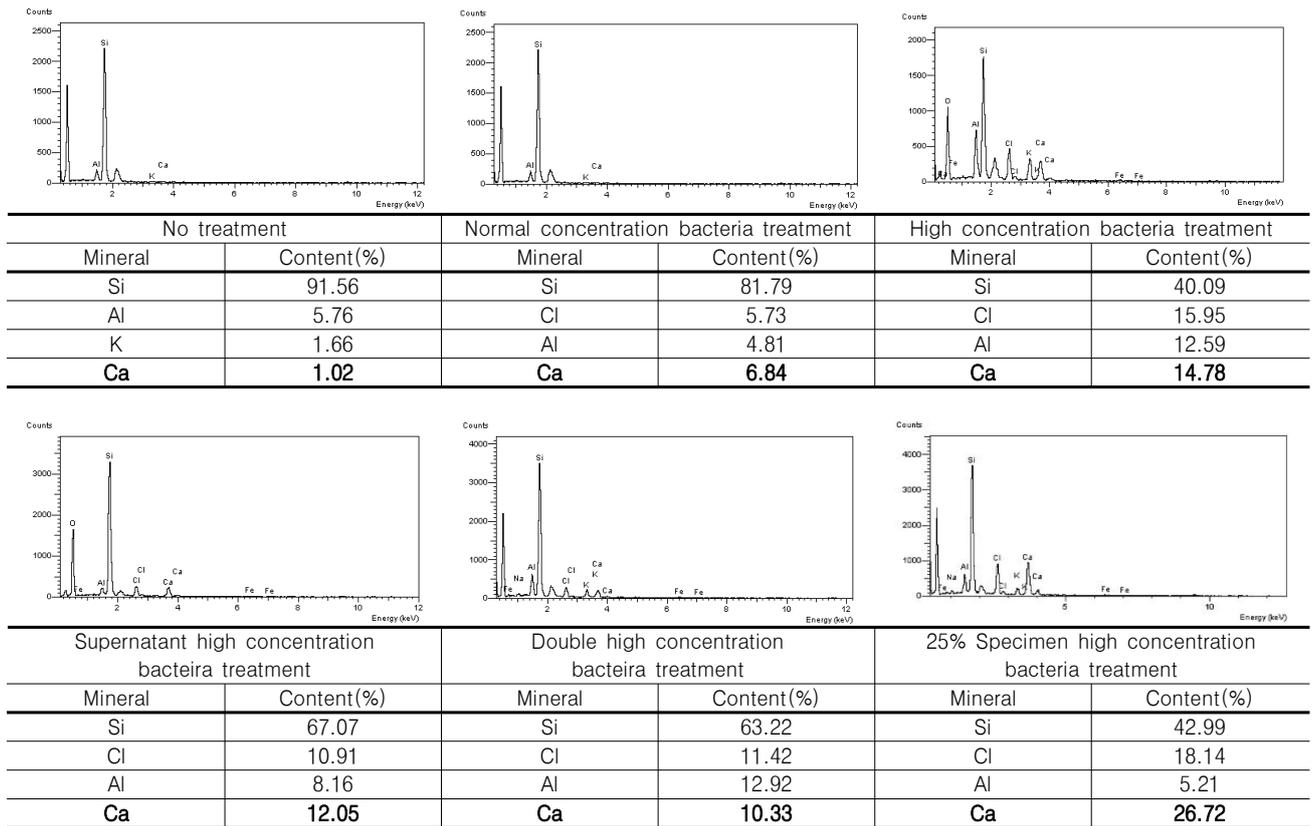


Fig. 6. EDX analysis result of sand (after 7days)

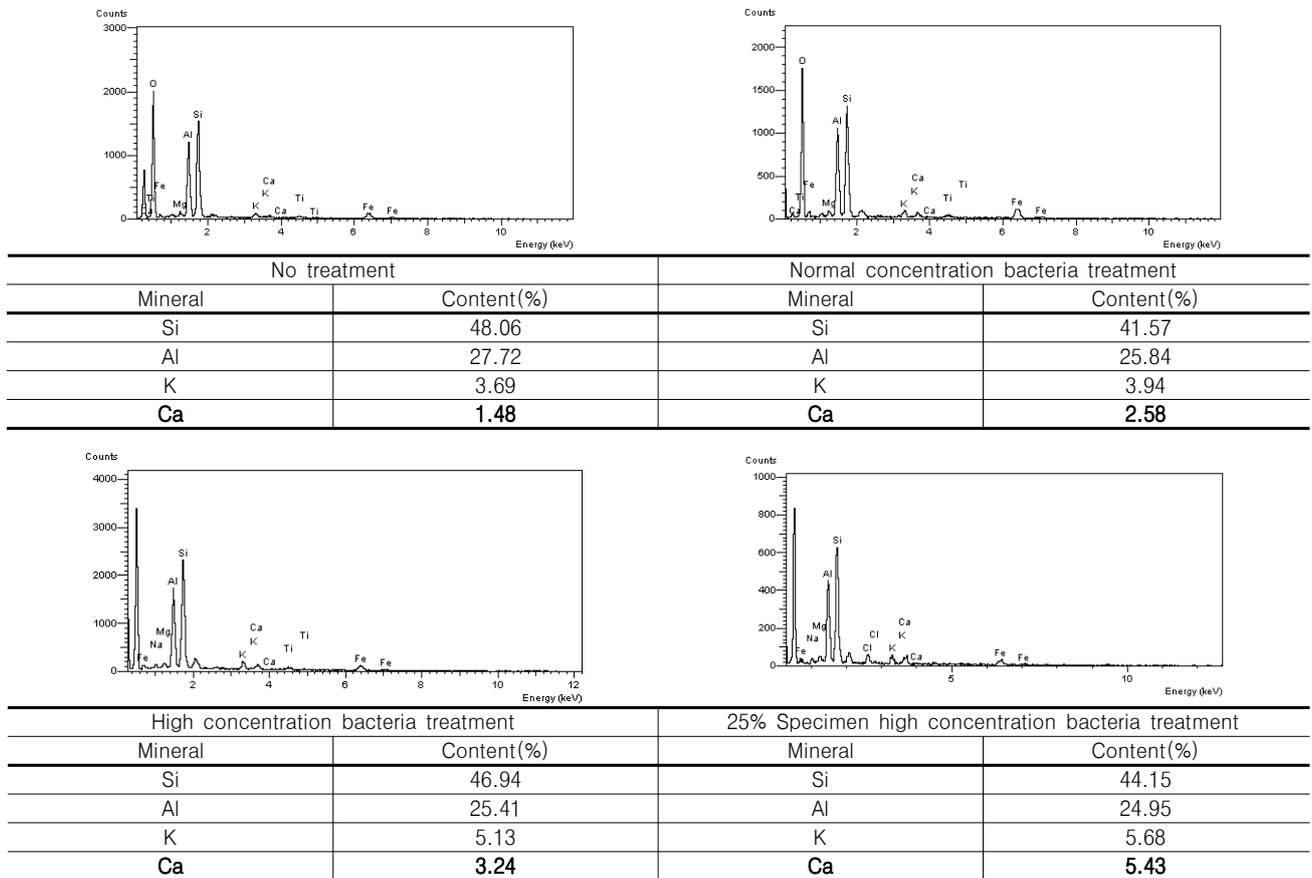


Fig. 7. EDX analysis result of silt (after 7days)

Table 3. XRD analysis result of sand (after 7days)

Treatment methods of bacteria	Compound Name	Chemical Formula
No treatment	Quartz	$Si O_2$
	Microcline, ordered	$K Al Si_3 O_8$
	Albite, ordered	$Na Al Si_3 O_8$
Normal concentration bacteria treatment	Quartz	$Si O_2$
	Microcline, ordered	$K Al Si_3 O_8$
	Calcium Sodium Aluminum Silicate	$Ca_{0.8} Na_{0.2} Al_{1.8} Si_{2.2} O_8$
	Albite, ordered	$Na Al Si_3 O_8$
High concentration bacteria treatment	Quartz	$Si O_2$
	Microcline, ordered	$K Al Si_3 O_8$
	Albite, ordered	$Na Al Si_3 O_8$
	Calcium Silicate Oxide	$Ca_3 Si O_5$
Supernatant high concentration bacteria treatment	Quartz	$Si O_2$
	Microcline, ordered	$K Al Si_3 O_8$
	Albite, ordered	$Na Al Si_3 O_8$
	Anorthite, ordered	$Ca Al_2 Si_2 O_8$
Double high concentration bacteria treatment	Quartz	$Si O_2$
	Microcline, ordered	$K Al Si_3 O_8$
	Albite, ordered	$Na Al Si_3 O_8$
	Calcium Sulfate	$Ca SO_4$
25% Specimen high concentration bacteria treatment	Quartz	$Si O_2$
	Microcline, ordered	$K Al Si_3 O_8$
	Calcite, syn	$CaCO_3$

Table 4. XRD analysis result of silt (after 7days)

Treatment methods of bacteria	Compound Name	Chemical Formula
No treatment	Quartz	$Si O_2$
	Albite, disordered	$Na (Si_3 Al) O_8$
	Illite	$K(Al_4 Si_2 O_9 (OH)_3)$
Normal concentration bacteria treatment	Quartz, syn	$Si O_2$
	Albite, calcian, ordered	$(Na, Ca) (Si, Al)_4 O_8$
	calcium aluminium silicate	$K(Al_4 Si_2 O_9 (OH)_3)$
	Illite	$Ca Al_2 Si_2 O_8$
High concentration bacteria treatment	Quartz, syn	$Si O_2$
	Albite, calcian, ordered	$Ca Al_2 Si_2 O_8$
	calcium aluminium silicate	$(Na, Ca) (Si, Al)_4 O_8$
	Illite	$K(Al_4 Si_2 O_9 (OH)_3)$
25% Specimen high concentration bacteria treatment	Quartz, syn	$Si O_2$
	Albite, calcian, ordered	$Ca Al_2 Si_2 O_8$
	calcium aluminium silicate	$(Na, Ca) (Si, Al)_4 O_8$
	Illite	$K(Al_4 Si_2 O_9 (OH)_3)$

다고 볼 수 있다. 그러나 25%시료 고농도처리에서 약 6%의 차이를 보이면서 느슨한 모래의 일반농도처리 정도의 Ca 함유량을 가지게 되었다. 이는 실트질에서도 고결화의 가능성이 있으며, 최적화된 미생물 처리 조건을 만족시켜 실험을 진행한다면 느슨한 모래 처리와 같이 눈에 띄만한 효과적인 결과를 가져 올 수 있을 것이다.

### 4.3 X-회절 분석(XRD) 결과

본 실험에서는 모래 무처리, 일반농도처리, 고농도처리, 상층액처리, 2X고농축처리, 25%시료고농도처리 그리고 실트 무처리, 일반농도처리, 고농도처리, 25%시료

고농도처리 7일차에 대해 XRD 분석을 실시하였다. Table 3과 Table 4를 살펴보면 Ca의 계열은 여러 광물들과 결합력이 좋고 변질이 되기 쉬운 물질이므로 흙 속에 있는 여러 광물과 혼합되어 아래와 같은 결과를 얻게 되었다. 그러나 25%시료고농도처리 과정에서는 확실한 탄산칼슘( $CaCO_3$ )이 존재하였고, 이는 흙 입자 속에 탄산칼슘이 많이 녹아 들어가 있다는 증거가 된다.

## 5. 결론

본 연구는 모래 시료와 실트 시료에 미생물 용액과 염화칼슘 용액을 첨가하여 탄산칼슘의 생성과 흙의 고

결화 특성을 살피고자 하였다. 무처리 및 일반농도처리, 고농도처리, 상층액처리, 2X고농도처리, 25%시료고농도처리에 대해 기초 물성을 파악하였고, 전자현미경(SEM, EDX) 분석 및 X-회절 분석(XRD) 시험을 통해 메커니즘을 확인 하였으며, 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 미생물의 고결화 정도 확인을 위해 전자현미경(SEM)으로 분석한 결과, 모래의 경우 입자와 입자 간에 탄산칼슘 입자가 생성되었음을 표면검사 결과를 통해 확인하였으며, 이러한 입자는 EDX에서 나타난 Ca 광물 함유량 증가와 일치한다.

실트의 경우 EDX에서 나타난 것 같이 Ca 광물 함유량은 증가 하였으나, 그 양이 미미함을 알 수 있다. 따라서 미생물이 성장하기 위해서는 입자와 입자 사이의 공극이 필요함으로 공극이 작은 실트질에서는 탄산칼슘이 거의 생성되지 않은 것을 확인할 수 있었다.

(2) X-회절분석(XRD)로 분석한 결과, 모래 및 실트 무처리에서는 Ca 계열의 광물이 생성되지 않았으며, 기타 처리에서는 Ca의 계열의 특성상 다른 광물과 결합력이 좋고, 변질이 되기 쉬운 물질이므로 흙 속에 있는 다른 광물과 혼합되어  $CaCO_3$ 가 아닌 광물로 나타내게 되었다. 그러나 모래 25%시료고농도처리에서 흙 속에 존재하는  $CaCO_3$ 을 확인 할 수 있었다.

(3) 미생물 고결의 효율을 높이고자 시료의 양을 75%로 줄인 25%시료고농도처리 7일 시험결과, SEM, EDX, XRD 분석을 이용하여  $CaCO_3$ 을 확인하였고, 이를 통하여 순수한 미생물을 이용한 흙의 고결화를 이루게 되었다.

## 감사의 글

본 연구는 한국연구재단 기초연구사업(No. 2012-0003673)지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

## 참 고 문 헌

- Dejong, J. T., Fritzes, M. B., and Nüsslein, K. (2006). "Microbially Induced Cementation to Control Sand Response to Undrained Shear.", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No.11, pp.1381-1392.
- Dejong, J. T., Mortensen, B. M., Martinez, B. C. and Nelson, D. C. (2010). "Bio-mediated Soil Improvement." *Journal of Ecological Engineering*, Vol.36, pp.197-210.
- Ferris, F. G., Stehmeier, L. G., Kantzas, A., and Mourits, F. M., (1996). "Bacteriogenic Mineral Plugging." *Journal of Canadian Petroleum Technology*, Vol.35(8), pp.56-61.
- Kim, D. H., Kim, H. C., and Park, K. H. (2010), "Possibility of Cementation of Soft Soil using Bacteria", *Korean Geotechnical Society Fall National Conference*, Gyeonggi, Korea, pp. 379-391.
- Kim, D. H., Kim, H. C., and Park, K. H. (2011a), "Cementation of Soft Ground using Bacteria", CERTIFICATE OF PATENT, 10-1030761, pp.1-47.
- Kim, D. H., and Park, K. H. (2011b), "Creation of  $CaCO_3$  and Cementation of Soil using Bacteria", *Korean Geotechnical Society Spring National Conference*, Gyeonggi, Korea, pp.661-671.
- Kim, H. C. (2011), "Discovering Cementation Characteristics of Soil using Bacteria", *Master Thesis*, Chosun University.
- Korea Cement Association (2011), *2010 Cement Statistical Yearbook*, Korea Cement Association, pp.5-7.
- Leonard, M. W., and Moller, K. (1963). *Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice*, Butterworth Publishers, London, pp.156-163.
- Mitchell, J. K., and Santamarina, J. C. (2005). "Biological Considerations in Geotechnical Engineering." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.131, No.10, pp.1222-1233.
- Paassen, L. A., Harkes, M. P., Zwieten, G. A., Zon, W. H., Star, W. R. L., and Loosdrecht, M. C. M., (2009). "Scale Up of BiogROUT: A Biological Ground Reinforcement Method." *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp.2328-2333.
- Park, K. H. (2011), "Strength Improvement of Soft Ground with Microbial Reaction", *Master Thesis*, Chosun University.
- Ramakrishnan, V., Bang, S. S., and Deo, K. S., (1998). "A Novel Technique for Repairing Cracks in High Performance Concrete Using Bacteria." *Proceedings of International Conference on High-Performance High-Strength Concrete*, Perth, Australia, pp.597-618.
- Ramakrishnan, V., Ramesh, K. P., and Bang, S. S., (2001). "Bacteria Concrete." *Proceedings of SPIE International Society of Optical Engineering*, Melbourne, Australia, pp.168-176.
- Stocks-Fisher, S., Galinat, J. K., and Bang, S. S., (1999). "Microbiological Precipitation of  $CaCO_3$ ." *Soil Biology and Biochemistry*, Vol.31, pp.1563-1571.
- Whiffin, V. S., Paassen, L. A., and Harkes, M. P., (2007). "Microbial Carbonate Precipitation as a Soil Improvement Technique." *Geomicrobiology Journal*, Vol.24, pp.1-7.

(접수일자 2011. 12. 1, 심사완료일 2012. 6. 4)



# 저강도 강우시 절토사면의 흡인력 분포와 안정성에 대한 투수계수의 효과

## Effect of Hydraulic Conductivity on Suction Profile and Stability of Cut-Slope during Low Intensity Rainfall

마무드 칼리드<sup>1</sup> Khalid Mahmood

김진만<sup>2</sup> Kim, Jin Man

### Abstract

The authors discuss the effect of hydraulic conductivity on the suction profile and stability of a typical cut-slope subjected to low intensity rainfall. The initial suction value above the ground table in the unsaturated zone is assumed to be 15 kPa. The uncoupled approach of finite element and limit equilibrium method is used to evaluate the stability of the cut-slope at different elapsed times of rainfall. The finite element seepage analysis shows that the soil in the unsaturated zone always remains unsaturated during the course of low intensity rainfall. Furthermore, the slope stability remains practically unchanged so long as the wetting front remains in the unsaturated zone but it decreases noticeably when the wetting front reaches and elevates the ground water table level.

### 요 지

저강도 강우상태에서 투수계수가 일반적인 절토사면의 흡인력 분포와 안정성에 어떤 영향을 주는지를 평가하였다. 지하수면 위의 불포화 지층의 초기 흡인력을 15 kPa로 가정하였다. 강우 지속시간 증가에 따른 절토사면의 안정성을 평가하기 위해 유한요소법과 한계평형법을 사용하였다. 유한요소 침투해석 결과, 저강도 강우상태에서는 불포화 지층이 계속해서 불포화 상태로 유지되는 현상을 보였다. 또한, 침윤선(wetting front)이 불포화 지층에 남아있는 경우에는 사면의 안정성에 사실상 변화가 없었으나, 침윤선(wetting front)이 지하수면에 도달하는 경우에는 지하수면이 높아짐에 따라 사면안정성이 크게 저하되었다.

**Keywords :** Hydraulic conductivity, Low intensity rainfall, Saturated-unsaturated cut-slope, Slope stability

### 1. Introduction

The infiltration of rainfall increases the water content in the unsaturated slope, and reduces the resulting shear strength, and thus causes instability to slope. Several studies including (Brand 1992; Rahardjo H. 2002; Pradel

and Radd 1993; Wang and Sassa 2003) show that the infiltration capacity and the subsequent change in matric suction are affected by several external and intrinsic factors. The external factor includes climatic conditions such as the rainfall duration and rainfall intensity while the intrinsic factors include the coefficient of permeability,

1 비회원, Post Doctoral Candidate, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, Korea

2 정회원, Member, Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Pusan National University, Busan, Korea, Tel: +82-51-510-2349, Fax: +82-51-513-9596, jmkim@pusan.ac.kr, 교신저자

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

water retention characteristics, and strength properties. Among the intrinsic factors the hydraulic conductivity is the most important factor that can directly affect the rainfall infiltration. The previous study by Lee (Lee et al., 2005) showed that the redistribution of matrix suction is a key factor in the design of a specific slope. However, it does not consider the effect of the hydraulic conductivity. Mahmood (Mahmood et al., 2012) showed that the stability of a simple single-sloped embankment slope during a rainfall can be evaluated better on the basis of unsaturated soil mechanics.

The purpose of the present study is to evaluate the effect of the hydraulic conductivity and especially vertical conductivity on the pore-water pressure profile and ultimately on the stability of the three-sloped cut slope during a low intensity rainfall. The low intensity rainfall is applied in order to insure complete infiltration in the unsaturated cut-slope. The applied low rainfall intensity is further discussed in the text of the paper.

## 2. Example Problem

### 2.1 Geometry and finite element discretization of cut-slope

The geometry and finite element discretization of three-sloped cut slope is shown in Fig. 1. A constant suction value of 15 kPa and hydrostatic pore-water pressure is assumed above and below the horizontal water table, respectively. For simplicity the rainfall is only applied at

the top of slope. Section  $A'A'$  is used to evaluate the volumetric water content and pore-water pressure at differently selected times of rainfall.

### 2.2 Saturated-unsaturated seepage analysis and hydraulic conductivity

The saturated-unsaturated seepage analysis in this study is conducted using the finite element program (Seep/W). In the finite element seepage model the flow of water in the two-dimension for transient case can be defined as:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + q = m \rho g \frac{\partial H}{\partial t} \quad (1)$$

where  $k_x$ ,  $k_y$  are the coefficient of permeability in the x and y directions, respectively;  $H$  is the hydraulic head;  $q$ , the applied boundary flux;  $\rho$ , the density of water; and  $m$ , the specific water capacity. The specific water capacity is defined as:

$$m = - \frac{\partial \theta_w}{\partial (u_a - u_w)} \quad (2)$$

where  $\theta_w$  is the volumetric water content;  $u_a$ , the pore air pressure;  $u_w$ , the pore-water pressure; and  $(u_a - u_w)$ , the matric suction.

For the saturated zone, as the volumetric water content is constant, Eq. 2 becomes zero. In case of the unsaturated zone, the hydraulic conductivity coefficient and the volumetric water content are the functions of the matric

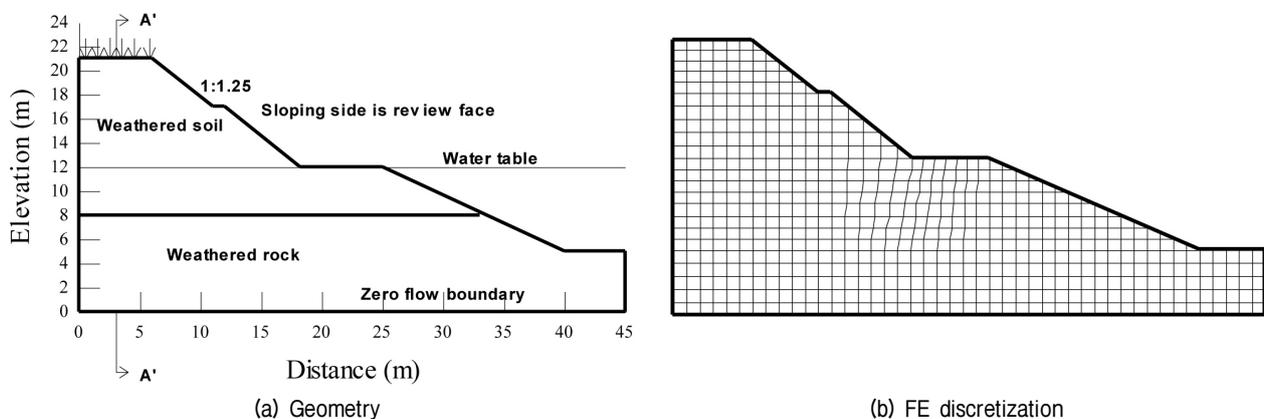


Fig. 1. Cut-slope

suction. The curve that defines the relationship between volumetric water content and matric suction is called soil water characteristic curve (SWCC). In the present case this SWCC is established using the method proposed by Fredlund and Xing (1994). The parameters used for this method are given in Table 1. The SWCC for the weathered soil is shown in Fig. 2. There is no need to establish SWCC for weathered rock as it remains saturated in this study.

According to Boumans (1976), the value of  $K_r$  for average (or radial) flow can be computed from the geometric, or logarithmic, mean of  $K_h$  (horizontal direction) and  $K_v$  (vertical direction) as follows:

$$K_r = \sqrt{K_h K_v} \quad (3)$$

$$\log K_r = 0.5(\log K_h + \log K_v) \quad (4)$$

In this paper the average hydraulic conductivity is evaluated based on Eq. 3. For a known SWCC it is possible to estimate the hydraulic conductivity curve based on the Fredlund and Xing (1994) method, if the saturated hydraulic conductivity value is known. The weathered soil saturated hydraulic conductivity in the present case is assumed to be  $1 \times 10^{-4}$  m/s. It is assumed that for the case of  $K_v = K_x$  the hydraulic conductivity is 100% and the hydraulic conductivity reduces to 70.7%, 31.6% and 22.4% respectively for  $K_v = 0.5K_x$ ,  $K_v = 0.1K_x$  and  $K_v = 0.05K_x$ . The 100% (70.7%) is taken as high and that of 31.3% (22.4%) is taken as low. The hydraulic conductivity curves are shown in Fig. 3.

In this study a rainfall with intensity  $3.5 \times 10^{-6}$  m/s that lasts for a period of 84 h is assumed. According to Mein and Larson (1973) if the rainfall intensity is less than the saturated hydraulic conductivity then there will be complete infiltration. The rainfall intensity in this case is lower

Table 1. SWCC properties for weathered soil

Material	Weathered soil
Saturated volumetric water-content	0.441
Air entry value, $a$ (kPa)	10
*Fredlund and Xing, (1994) parameter, $m$	1
*Fredlund and Xing, (1994) parameter, $n$	1

\* $m$  and  $n$  have been assumed

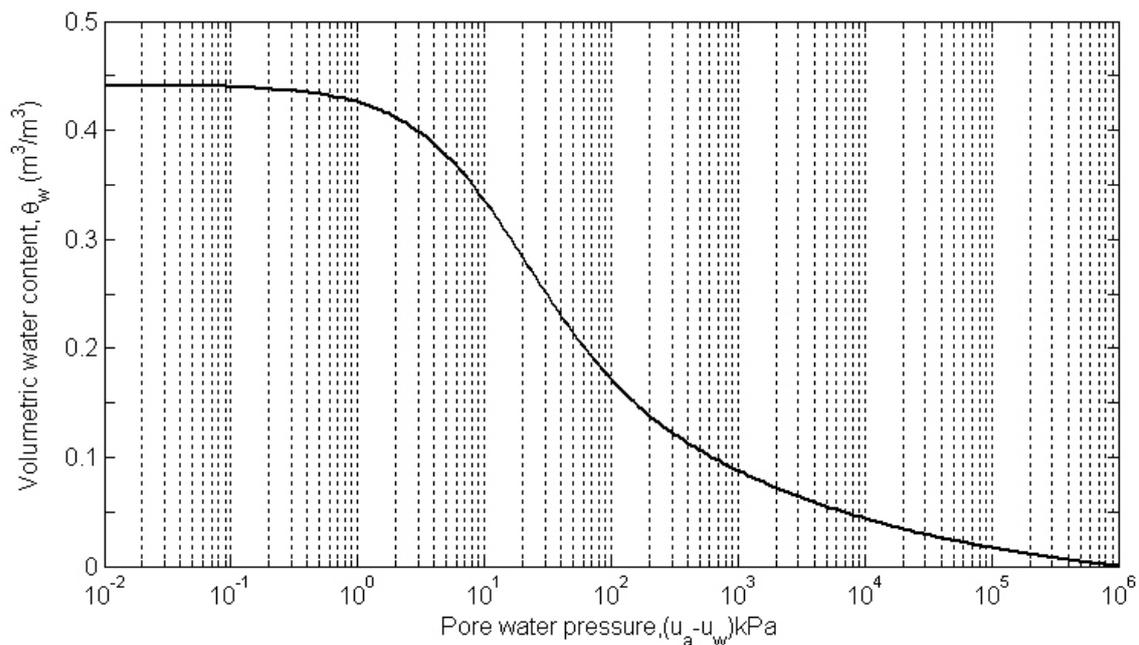


Fig. 2. SWCC for weathered soil

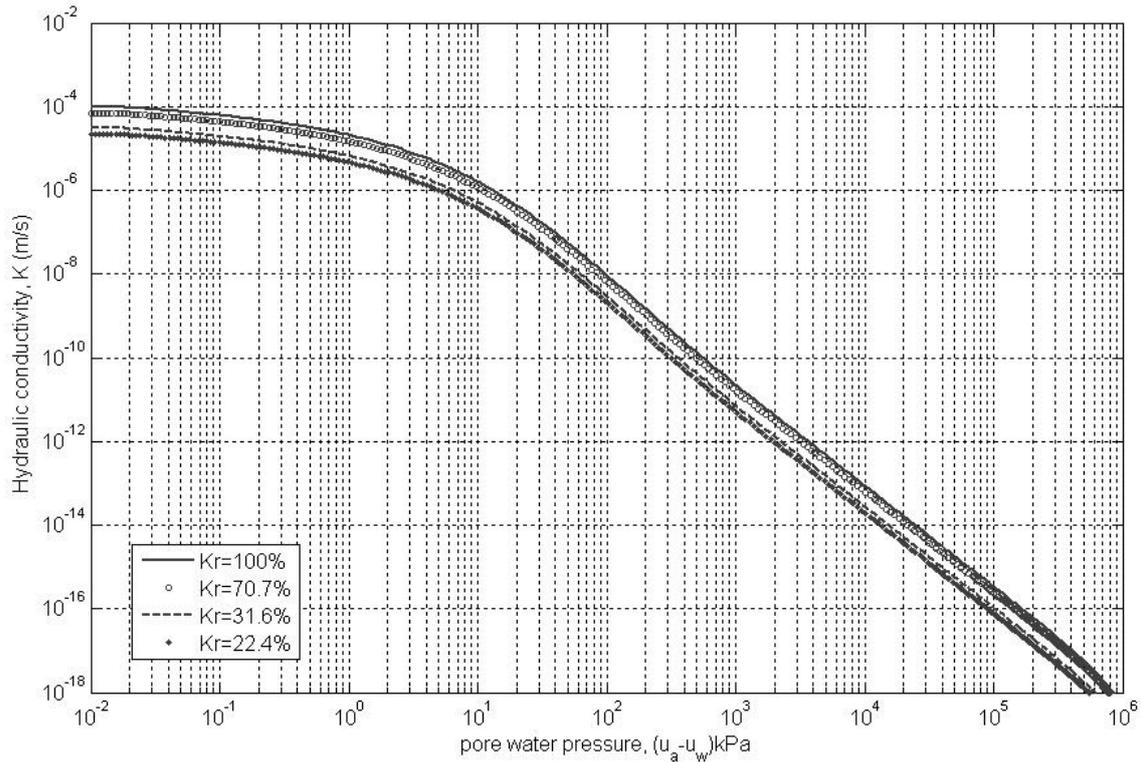


Fig. 3. Hydraulic conductivity curves

Table 2. Strength properties for weathered soil and weathered rock

Material	Weathered soil	Weathered rock
Unit weight, (kN/m <sup>3</sup> )	18.8	19.8
Cohesion, (kN/m <sup>2</sup> )	34.9	41.8
Friction angle, (°)	27.8	27.8
$\phi^b$ , (°)	31.5	31.5

than the lowest saturated hydraulic conductivity and thus complete infiltration is assumed.

### 2.3 Failure criterion and material properties

The stability analysis in this study is conducted based on the modified Mohr-Coulomb failure criteria that is defined as

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan \varphi' + (\sigma_a - u_w) \tan \varphi^b \quad (5)$$

where  $(\sigma_n - u_a)$  is the net normal stress;  $(\sigma_a - u_w)$  is the matric suction and;  $\varphi^b$ , the angle expressing the rate of increase in shear strength relative to matric suction.

The weathered soil and weathered rock properties are those used in the paper of Lee et al. (2005) and are given in Table 2.

The slope stability results in this study have been evaluated probabilistically i.e., in term of reliability indexes. In geotechnical engineering it has been well established that, the soil medium is usually heterogeneous and its engineering properties such as the strength parameters  $c$  and  $\varphi$  vary. In this study the weathered soil deposit is considered as statistically homogeneous which means that, the strength parameters has one mean and one coefficient of variation within the soil deposit. The detailed description of statistical homogeneity can be found in the work of Kim (2001). In this study the two strength parameters  $c$  and  $\varphi$  are considered as random variables having the coefficient of variation (COV) of 0.2 and 0.1 respectively. These COV values have been selected from the paper of Mahmood et al., (2012). The unit weight in this study is considered as a deterministic value.

### 3. Results and Discussion

#### 3.1 Initial condition

In this study the initial state is set up by providing a constant suction value of 15 kPa above the ground water table in the unsaturated zone. Furthermore, below the ground water table the pore-water pressure linearly increases with depth based on the hydrostatic stress law.

#### 3.2 Transient seepage analysis

The rainfall infiltration increases the volumetric water

content in the unsaturated zone. This change in the volumetric water content thus affects the suction profile in the unsaturated zone. Fig. 4a shows the volumetric water content while Fig. 4b shows the pore-water pressure profile for different hydraulic conductivities. These profiles have been evaluated at section  $A'A'$  of Fig. 1a at different time of rainfall.

According to Fig. 4a, at the same depth the volumetric water content is higher for the low conductivity than the high hydraulic conductivity. Thus at the same depth the matric suction is lower for the low hydraulic conductivity than for the high conductivity. Furthermore, during the same time of rainfall the wetting front for the low hydraulic

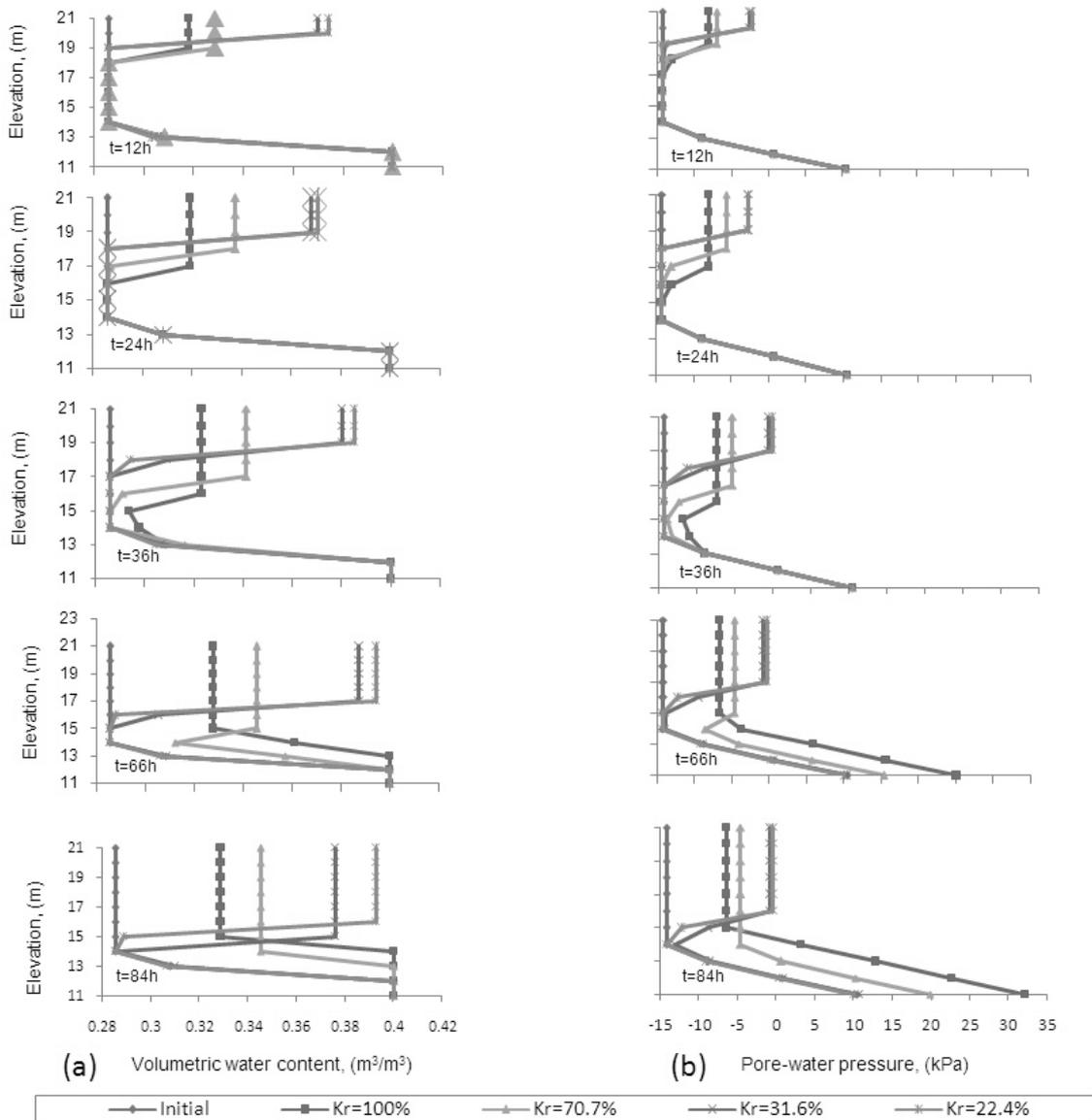


Fig. 4. (a) Volumetric water content profile; (b) Pore-water pressure profile

conductivity (31.6%, 22.4%) is shallower than that of the high hydraulic conductivity. From Fig. 4 it can be noticed that at the end of rainfall, the depths of wetting fronts for the low hydraulic conductivity 31.6% and 22.4% are 6 m and 5 m respectively from the top of the slope.

In case of the high hydraulic conductivities (100%, 70.7%), it can be seen from Fig. 4 that the wetting front reaches the water table at the end of 66 hours of rainfall. At the end of rainfall, it seems that the water table has elevated up to a certain depth and has produced full saturation above the water table. This saturation thus creates a positive pore-water pressure that changes the pressure considerably after 84 hours of rainfall.

According to Green and Ampt (1911), the soil above the wetting front is fully saturated, while it remains at the initial water content below the wetting front. In their model, the flow of water in the saturated zone is controlled by gravity and the matric suction effect. However, It can be seen from Fig. 4 that the soil above the wetting front is still partially saturated. In other words, the water phase in the unsaturated zone is not continuous, thus the gravity term does not contribute to the infiltration capacity. The only term is then matric suction that contributes to the infiltration capacity. In the unsaturated zone, the infiltration capacity in the vertical direction can be defined according to the relationship proposed by Gavin and Xue (2008).

$$i_y = K_r \frac{S_y}{y} \quad (6)$$

where  $i_y$  is the infiltration capacity in vertical  $y$  direction and;  $S_y$  is the matric head suction values at  $y$  depth.

The second term in Equation 6 on the right hand side is defined as the hydraulic gradient due to suction. Equation 6 shows that the infiltration capacity is controlled by the unsaturated hydraulic conductivity and the suction gradient. Figure 4 shows that the wetting front depth increases initially for all hydraulic conductivities but for 22.4% and 31.6% it reaches a depth of 5 m and 6 m respectively at the end of rainfall. In case of hydraulic conductivities 100% and 70.7%, it progressively moves below to the water table. Figure 4b shows that in case of high hyd-

raulic conductivities the unsaturated soil shows little saturation as the rainfall continues. Also, the unsaturated hydraulic conductivity  $K_v$  that controls the flow of water to the ground water table is higher for higher hydraulic conductivities.

### 3.3 Slope stability analysis

The stability modeling procedure in Slope/W can be defined in terms of three different components: (1) definition of the geometry; (2) definition of the soil strength properties; and (3) definition of pore-water pressure in soil slope. Seep/W and Slope/W are integrated codes denoting that the geometry and pore-water pressure at any selected time of rainfall defined in Seep/W can be used in Slope/W.

In this study the slope stability is evaluated using an uncoupled approach of the finite-element seepage-analysis (Seep/W) and the limit-equilibrium analysis (Slope/W). The safety factor of the cut-slope at different times of rainfall is evaluated using the Morgenstern-Price method with the same grid and radius for the critical slip surface. The slope reliability index is calculated as:

$$\beta = \frac{(\mu_F - 1)}{\sigma_F} \quad (7)$$

where  $\beta$  is the reliability index;  $\mu_F$  the mean safety factor; and  $\sigma_F$  the standard deviation of the safety factor.

The reliability index along with the mean factor of safety ( $\mu_F$ ) at different times of rainfall for the different hydraulic conductivities is shown in Fig. 5.

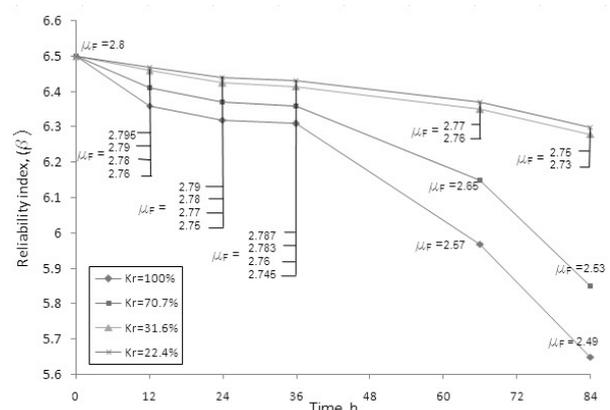


Fig. 5. Reliability index of cut-slope in term of rainfall duration

The reliability index of the unsaturated embankment is 6.5 before the start of the rainfall. It can be inferred from this figure that the reduction in the reliability index is small for low hydraulic conductivities (31.6% and 22.4%) up to 84 hours of rainfall. For high hydraulic conductivities (100% and 70.7%) the reduction is small up to 36 hours of rainfall but becomes noticeable after that.

As discussed in Section 4.2, for this low-intensity rainfall, there is always suction in the unsaturated zone when the wetting front moves through the unsaturated slope. For high hydraulic conductivities, the wetting front depth increases somewhat, but at the same time, the suction profile above the wetting front for low conductivities is somewhat more saturated. The decreased suction strength thus compensates for greater wetting front depth and gives almost the same reliability index for all hydraulic conductivities up to 36 h. At 84 h of rainfall, the wetting front passes through a depth of 6 m and 5 m for low hydraulic conductivities (31.6% and 22.4%) and thus, the reduction in reliability index is smaller. At 84 h the wetting front that has already reached the ground water table for high hydraulic conductivities (100% and 70.7%) causes significant change in the pore-water pressure profile. This causes a relatively larger reduction in the reliability index for high hydraulic conductivities.

#### 4. Conclusion

The conclusions drawn from this study are summarized as follows.

A uniform rainfall whose intensity is lower than the saturated hydraulic conductivity affects the volumetric water content and the suction profile. During this low intensity rainfall, as the wetting front moves, the soil in the unsaturated zone does not saturate fully and remains partially saturated.

The infiltration capacity in the case when the soil is unsaturated is exclusively controlled by the suction gradient and unsaturated hydraulic conductivity. This study shows that these two factors are higher for high hydraulic conductivities than for low conductivities and the wetting front is deeper for high conductivities. Therefore in case

of high conductivities, the rainwater reaches the ground water table in a relatively short time and causes significant effects on the pore-water pressure profile.

The reduction in the reliability index after the rainfall is insignificant when the hydraulic conductivity is low. This is because the wetting front does not reach the water table, and the soil in the unsaturated zone remains unsaturated, thus making the slope stable. For high hydraulic conductivities, the reduction in the reliability index is insignificant up to 36 hours rainfall but becomes notable around 66 hours and 84 hours. This is because during the first 36 hours, the wetting front remains in the unsaturated zone, and therefore, the soil in this zone remains unsaturated and provides stability to the slope. After 36 hours the wetting front reaches the water table, and around 66 and 84 hours the water table is elevated, because of which the stability of the slope is reduced.

#### Acknowledgement

This research was supported by Basic Science Research Program through the National Research Foundation of Korea (NRF) funded by the Ministry of Education, Science and Technology (No. 2011-0014592).

#### References

1. Boumans, J. H. (1976). "Drainage calculations in stratified soils using the anisotropic soil model to simulate hydraulic conductivity conditions." In: J. Wesseling (ed.), Proceedings of the international drainage workshop. ILRI Publication 25, Wageningen, pp. 108-123.
2. Brand, E. W. (1992). "Slope stability in tropical areas." Proceedings of the 6th International Symposium on Landslides, Christchurch, New Zealand, V. 1, pp. 2031-2051.
3. Fredlund, D. G., Rahardjo, H. (1993). "Soil mechanics for unsaturated soils." Wiley, New York
4. Fredlund, D. G., Xing, A. (1994). "Equations for the soil-water characteristic curve." Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31(3), pp. 521-532.
5. Freez, R. A., Cherry, J. A. (1979). "Groundwater." Prentice-Hall, Inc, New Jersey, pp 604
6. Gavin, K., Xue, J. (2008). "A simple method to analyze infiltration into unsaturated soil slopes." Computers and Geotechnics, Vol. 35(2), pp. 223-230.
7. Green, W. H., Ampt, C. A. (1911). "Studies on soil physics: flow of air and water through soils." J. Agric. Sci., Vol. 4, pp. 1-24.
8. Kim, J. M. (2001). "Probabilistic approach to evaluation of earth-

- quake induced permanent deformation of slopes.” PhD thesis, University of California Berkeley USA.
9. Lee, S. R., Kim, Y. K., Choi. J. Y. (2005). “Application of unsaturated soil parameters to slope design against rainfall infiltration-induced instability.” Proceedings of International Conference on Problematic Soils, Eastern Mediterranean University, Famagusta, N. Cyprus, pp. 175-182.
  10. Mahmood, K., Ryu Jeong Ho, Jin, Man Kim, “Effect of anisotropic conductivity on suction and reliability index of unsaturated slope exposed to uniform antecedent rainfall.” Journal of Landslide, Accepted on March 8th 2012.
  11. Mein, R. G., Larson, C. L. (1973). “Modeling infiltration during a steady rain.” Water Resour. Res, Vol. 9(2), pp. 384-394.
  12. Pradel, D., and Radd, G. (1993). “Effect on permeability on surficial stability of homogeneous slopes.” J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 119(2), pp. 315-332.
  13. Rahardjo, H., (2000). “Rainfall-induced slope failures.” Research Report. No. NSTB 17/6/16, Nanyang Technological University., Singapore
  14. Wang, D., and Sassa, K. (2003). “Pore-pressure generation and movement of rainfall induced landslide: Effect of grain size and fine-particle content.” Engineering Geology, Vol. 69. pp. 109-125.

(접수일자 2012. 3. 17, 심사완료일 2012. 6. 12)

## 해수가 고결모래의 양생 및 강도에 미치는 영향

### Effect of Sea Water on Curing and Strength of Cemented Sand

박 성 식<sup>1</sup> Park, Sung-Sik

이 준 우<sup>2</sup> Lee, Jun-Woo

#### Abstract

Sand compaction pile and stone column replacement methods have been commonly used for improving soft ground in the nearshore. Recently, DCM (Deep cement mixing) method, which can harden soft clays by mixing with cement, is more popularly used in such soft ground improvement. Sandy soils also exist in the seashore. Therefore, in this study, the effect of salinity in sea water and curing methods on the strength of cemented sand was evaluated in terms of unconfined compressive strength (UCS). The sand was mixed with five different cement ratios and distilled water or sea water, and then compacted into a cylindrical specimen. They were cured for 3 days under sea water for DCM construction condition and air cured for onshore curing condition. When a specimen was cured under sea water without confinement, it was easily collapsed due to initiation of cracks. When the cement ratio and curing method were the same, the UCS of the specimen without sea water was at maximum 3.5 times higher than those with sea water. The sea water used for mixing sand had more influence on strength reduction than the sea water used for curing. When the cement ratio was the same, the UCS of air-cured specimen was at average 2 times higher than those of water-cured specimen, regardless of water used.

#### 요 지

해안지역의 연약지반을 개량하기 위한 지반개량공법으로 가장 많이 사용되었던 모래다짐말뚝공법이나 사석치환공법은 최근 거의 사용되지 않으며, 대신 시멘트로 연약점토를 강제 교반시켜 고형화시키는 DCM(Deep Cement Mixing) 공법이 많이 사용되고 있다. DCM공법이 주로 적용되는 해안지역에는 점토 이외에 모래와 같은 사질토도 존재하므로 본 연구에서는 해수에 포함된 염분과 양생방법이 시멘트로 고결된 모래의 일축압축강도에 어떤 영향을 미치는지 연구하였다. 다섯 종류의 시멘트비를 사용하여 다짐방법으로 공시체를 제작한 다음 3일 동안 양생시켜 일축압축시험을 실시하였다. 혼합수로 해수 또는 증류수를 사용한 다음 해수에서 이루어지는 DCM공법을 고려하여 공시체를 해수에 수침시켜 양생하였다. 또한 육상조건과 비교하기 위하여 증류수로 수중양생하거나 대기중 양생도 실시하였다. 혼합수로 해수를 사용한 다음 구속압이 없는 상태로 해수에서 수중양생할 경우 공시체에 여러 균열이 발생하여 고결력이 발현되지 않았다. 시멘트비와 양생방법이 동일한 경우, 혼합수와 양생수로 해수를 사용한 공시체의 일축압축강도는 해수를 사용하지 않은 공시체보다 최대 3.5배 정도 낮게 나타났다. 또한 공시체의 수중양생 시 사용한 양생수보다는 공시체 제작 시 사용한 혼합수에 염분이 포함될 경우 강도 저하에 더 큰 영향을 미쳤다. 시멘트비가 동일한 경우, 사용한 물에 관계없이 대기중 양생한 공시체의 강도가 수중양생한 공시체보다 평균 2배 정도 높게 나타났다.

**Keywords :** Cemented sand, Curing, Sea water, Unconfined compressive strength

1 정회원, 경북대학교 건축토목공학부 토목공학전공 조교수(Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Engrg., Kyungpook National Univ., Tel: +82-53-950-7544, Fax: +82-53-950-6564, sungpark@knu.ac.kr, 교신저자)

2 비회원, 경북대학교 건축토목공학부 토목공학전공 석사과정(Graduate student, Dept. of Civil Engrg., Kyungpook National Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서론

해안 항만시설공사나 연안지역 개발 시 연약지반처리공법으로 주로 모래다짐말뚝공법(Sand Compaction Pile, SCP)이 많이 사용되었으나, 최근에는 모래 가격 상승과 모래채취에 따른 환경문제로 인해 시멘트를 사용하는 심층혼합처리공법(DCM공법: Deep Cement Mixing Method)이 주로 사용되고 있다(Jung et al., 2006; Jeong, 2010). DCM공법은 시공과정 중 시멘트가 해상으로 유출될 수 있으므로 시멘트로 인한 환경 영향 평가를 비롯하여 현장 흙의 균등한 혼합이 어려우므로 높은 설계강도를 얻기 위한 높은 시멘트비 설정이 반드시 필요하다. Lee 등(2007)은 소형 DCM 타설장비를 이용한 모형실험을 실시하여 분사방식, 교반속도, 날개각도 등에 대한 최적의 교반조건을 제시하고자 하였다. 해상에서 시공되는 DCM공법에는 혼합수로 담수가 아닌 해수를 주로 사용하며 담수를 사용하더라도 슬러리 상태의 시멘트가 염분이 포함된 해안 흙과 같이 교반되거나 해수가 시멘트로 개량된 지반 내로 유입되면서 해수에 포함된 염분이 시멘트 수화작용과 고결토의 강도 발현에 어떠한 영향을 미칠 수 있다.

Mateos와 Davidson(1961)은 Ottawa모래에 석회와 플라이애쉬 그리고 염분 1%를 섞은 혼합토의 일축압축강도가 염분을 섞지 않은 경우보다 증가한다는 결과를 얻었다. Marks와 Haliburton(1972), Drake와 Haliburton(1972)은 석회로 처리한 점토질 흙의 강도는 염분의 양이 증가함에 따라 강도가 증가하지만 적정치를 넘으면 강도는 오히려 감소한다고 하였다. Ozier와 Moore(1977)도 석회로 처리한 점토에서 염분이 1% 포함된 경우보다 3% 포함된 경우의 강도가 낮아 적정치 이상의 염분은 강도를 저하시킨다는 기존 연구 결과와 유사한 결론을 얻었다. 이들 연구자는 그 이유로 과도한 양의 염분은 시멘트 질의 겔에서 재결정되면서 포졸란반응으로 생성된 결정구조를 교란시키기 때문으로 판단하였다. Kim(2011)은 염분이 포함된 고화준설토에 대한 일축압축시험을 실시하여 염분이 포졸란 반응에 영향을 미쳐 일축압축강도를 저하시킨다는 연구결과를 발표하였다. 그리고 염분이 점토나 혼합토의 강도에 미치는 영향은 단기간 양생에서는 큰 변화가 없지만 장기간 양생하였을 경우 큰 영향을 미친다는 연구 결과도 발표되었다(Jung and Lee, 1991). 한편 일본 DCM 기술 매뉴얼(연안기술연구센터 2008)에는 연안 점토를 시멘트로 고화시킬 경우 혼합수

로 담수나 해수를 사용하여도 강도에는 별차이가 없기 때문에 해수를 사용하는 것이 경제적이라고 언급하고 있다. Ahn(1997)은 염수로 포화된 모래와 벤토나이트에 대한 삼축압축시험을 실시하였으며, 실험결과 점착력은 증가하지만 내부마찰각은 변하지 않는 것으로 나타났다. 이와 같이 흙에 염분이 포함될 경우 흙의 종류, 염분 함량, 고결제 종류 등에 따라 흙의 강도가 증가하거나 또는 감소한다는 서로 다른 연구결과가 발표되었다.

해수가 시멘트 고결토의 강도에 미치는 영향은 대부분 점토에 관한 실험 연구이다. 하지만 해안지역에는 점토질 흙뿐 아니라 사질토로 된 지반도 많이 존재하므로 이에 대한 연구도 필요하다. 또한 일본 DCM 기술 매뉴얼에서는 양생방법으로 습윤양생을 표준으로 제시하고 있지만, 실제 해상공사에서 시멘트 고결토의 양생조건은 수중양생과 유사하다. 따라서 본 연구에서는 소량의 시멘트를 혼합한 모래에 혼합수로 해수를 사용하여 다짐방법으로 공시체를 제작한 다음 해수에 3일 동안 수침시켜 수중양생하였다. 육상조건과 비교하기 위하여 혼합수와 양생수로 증류수를 사용한 다음 대기중 양생도 실시하였다. 양생이 완료되면 일축압축시험을 실시하여 해수에 포함된 염분과 양생방법이 시멘트 고결토의 일축압축강도에 미치는 영향에 대하여 비교, 분석하였다. 한편 양생시간에 따른 시멘트 고결토의 강도 변화는 본 연구에서 고려하지 않았다.

## 2. 공시체 제작 및 양생방법

### 2.1 실험 재료

콘크리트와 같이 서로 다른 재료를 혼합하여 고결시킨 복합재료의 품질을 평가하는 가장 일반적인 방법은 복합재료의 일축압축강도를 평가하는 것이다. 일축압축시험은 간단하고 빠를 뿐 아니라 저렴하고 신뢰할만한 실험방법으로 시멘트 혼합토에 대한 많은 연구결과가 축적되어 있기도 하다(Consoli et al., 2007). 본 연구에서는 낙동강모래에 고결제로 초속경시멘트를 사용하여 일축압축시험용 공시체를 제작하였다. Figure 1과 같이 약간 모난 형태를 하고 있는 낙동강모래는 대구시 달성군 인근 낙동강 유역에서 채취하였으며, 0.85-0.25mm 사이의 비교적 균등한 입도를 가지도록 체가름하여 입도분포곡선은 Figure 2와 같다. 낙동강모래의 최대건조 밀도와 최적함수비는 1.61g/cm<sup>3</sup>과 14%이다. 해수가 고

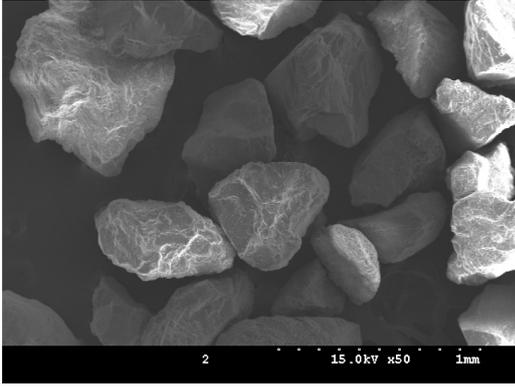


Fig. 1. SEM photo of Nakdong River sand

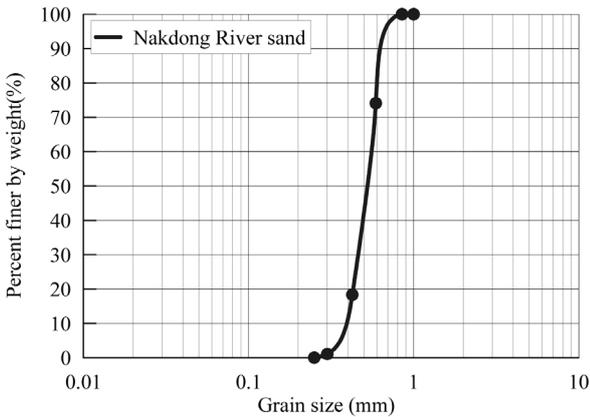


Fig. 2. Grain size distribution curve of Nakdong River sand

결모래의 강도에 미치는 영향을 비교적 빠른 시간 내에 분석하기 위하여 도로, 교량 긴급보수에 사용되는 비중이 3.14이고 3시간에 7일 강도 발현이 가능한 국내 S사의 초속경시멘트를 사용하였다.

## 2.2 공시체 제작방법

시멘트비(cement ratio, CR)는 일반적으로 건조된 모래의 무게에 대한 시멘트의 무게로 다음과 같이 정의하였다.

$$CR = \frac{W_c}{W_s} \times 100(\%) \quad (1)$$

여기서  $W_c$ 는 시멘트의 무게,  $W_s$ 는 건조된 모래의 무게이다. 본 실험에 사용한 시멘트비는 4, 8, 12, 16, 20%이다. 모래에 소량의 시멘트를 혼합할 경우 최대건조밀도는 증가하더라도 최적함수비는 크게 변하지 않는다는 Jeong(2006)의 연구결과를 참고하여 낙동강모래로 제작한 시멘트 혼합토의 최적함수비는 모두 14%로 가정하였다. 시멘트비가 16%인 경우의 물/시멘트비는 약

100% 정도이다. 공시체 제작에서 혼합수로 증류수 또는 해수를 사용하여 모래와 시멘트를 비빈 다음 성형 몰드와 램머(rammer)를 사용하여 5층으로 나누어 직경 5cm, 높이 10cm의 공시체를 제작하였다. 다짐에 사용한 램머의 직경은 4.7cm이고 무게는 1kg이며, 저다짐방법 (under compaction)(Ladd, 1978)으로 최종적으로 다짐이 완료되었을 시에 층당 높이가 2cm되도록 공시체를 제작하였다.

## 2.3 양생방법

양생방법으로 초기에는 몰드를 분리한 다음 공시체만 수조에 넣고 양생시킨 결과 증류수에서 양생된 공시체와는 달리 해수에서 양생시킨 공시체는 Figure 3과 같이 균열이 여러 곳에서 발생하면서 공시체가 파괴되었다. 특히 시멘트비가 4%인 경우 고결이 제대로 이루어지지 않아 수중양생 중 붕괴되었다. 하지만 시멘트비가 8%인 공시체는 Figure 3(a)와 같이 3일 수중양생 후 자립이 가능하였으나, 일부 균열이 발생하였다. 상대적으로 시멘트가 많이 포함된 시멘트비 12%와 16%인 공시체는 수화작용에 필요한 물을 더 많이 해수로부터 유입하면서 Figure 3(b) 및 3(c)와 같이 상부에 더 많은 균열이 발생하였으며, 수분이 증발하면서 균열 사이에 백태가 생성되었다. 이와 같은 결과로부터 해안지역에서 구속압이 낮은 상태의 모래를 비교적 높은 시멘트비로 고결시킬 경우에는 균열 발생으로 인한 강도 저하와 변형이 발생할 수 있으므로 이를 충분히 설계에 반영할 필요가 있다.

최종적으로 본 연구에서는 몰드를 분리하지 않고 공시체를 구속한 상태에서 3일 동안 수중양생하는 방법을 선택하였다. 실제 DCM 시공현장에서는 상부 일부 토사를 제외하고는 대부분의 깊이에서 일정한 구속압이 작

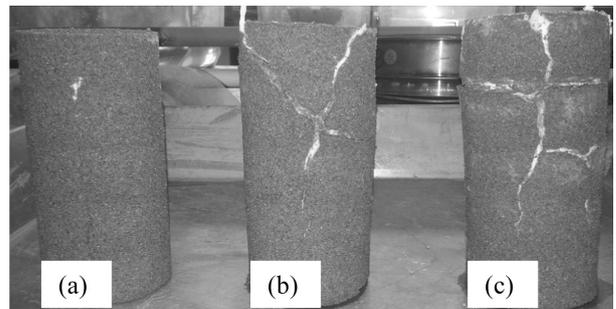


Fig. 3. Cracks generation of underwater cured specimens without mold (cement ratios 8, 12, 16%)

용하고 있으며, 수평방향 변위 또한 발생하지 않는  $K_0$  상태로 볼 수 있으므로 성형물드를 체결한 상태로 양생하는 것이 보다 적절할 것으로 판단되었다. 또한 바다와 인접한 연안지역 흙에는 염분이 일부 포함되어 있으며 수중이 아닌 대기중 양생 조건과 유사하므로 증류수와 해수로 고결토를 제작한 다음 대기 중에서 3일 동안 양생시켜 일축압축시험을 실시하였다.

### 3. 일축압축시험 결과 및 분석

#### 3.1 함수비 및 건조밀도

Table 1과 2는 본 연구에서 제작한 공시체의 종류로

시멘트비, 건조밀도 등 각종 실험조건을 비교하고 있다. Table 1에 있는 실험은 수침상태로 3일 동안 양생시킨 공시체이며, Table 2에 있는 실험은 3일 동안 대기중 양생시킨 공시체이다. 시멘트비 증가에 따라 비중이 높은 시멘트 양이 증가하므로 건조밀도는 각각의 시멘트비에 따라 1.55, 1.60, 1.65, 1.70, 1.75g/cm<sup>3</sup>로 설정하였지만, 양생 후 건조밀도는 양생방법에 따라 약간 차이가 발생하였다. 수중양생한 공시체의 함수비는 일반적으로 시멘트비가 증가할수록 감소하는 경향을 보였다. 이것은 시멘트비가 증가할수록 모래입자 사이에 더 많은 수화물이 생성되면서 투수성이 낮아져 공시체 내로 유입되는 물의 양이 감소하였기 때문으로 판단되며, 기존 연구 결과와도 유사하다(Park et al., 2009). 하지만 대기 중에서

Table 1. Test conditions and results of underwater cured specimens

Test ID	Cement ratio (%)	Mixing water	Curing water	Dry density (g/cm <sup>3</sup> )	Water content (%)	Unconfined compressive strength (kPa)	Axial strain at Peak strength (%)
CR4-W-1	4	Distilled water	Distilled water	1.54	15.7	341	0.62
CR4-W-2		Distilled water	Sea water	1.52	17.3	405	0.73
CR4-W-3		Sea water	Sea water	1.53	17.6	407	0.77
CR8-W-1	8	Distilled water	Distilled water	1.6	15.7	1515	0.96
CR8-W-2		Distilled water	Sea water	1.59	16.3	1251	1.46
CR8-W-3		Sea water	Sea water	1.59	15.0	428	1.10
CR12-W-1	12	Distilled water	Distilled water	1.66	13.8	3130	1.24
CR12-W-2		Distilled water	Sea water	1.72	12.6	2421	1.62
CR12-W-3		Sea water	Sea water	1.65	14.7	1095	2.13
CR16-W-1	16	Distilled water	Distilled water	1.70	13.9	5722	1.14
CR16-W-2		Distilled water	Sea water	1.69	12.0	5223	1.70
CR16-W-3		Sea water	Sea water	1.71	14.2	2336	2.50
CR20-W-1	20	Distilled water	Distilled water	1.71	14.1	10123	1.56
CR20-W-2		Distilled water	Sea water	1.68	13.8	8881	1.37
CR20-W-3		Sea water	Sea water	1.75	12.0	6700	1.97

Table 2. Test conditions and results of air cured specimens

Test ID	Cement ratio (%)	Mixing water	Dry density (g/cm <sup>3</sup> )	Water content (%)	Unconfined compressive strength (kPa)	Axial strain at Peak strength (%)
CR4-A-1	4	Distilled water	1.54	1.9	927	0.82
CR4-A-2		Sea water	1.57	2.1	629	0.70
CR8-A-1	8	Distilled water	1.63	2.6	2832	1.08
CR8-A-2		Sea water	1.63	2.5	1693	1.50
CR12-A-1	12	Distilled water	1.66	3.36	4556	1.30
CR12-A-2		Sea water	1.67	2.99	2580	1.75
CR16-A-1	16	Distilled water	1.71	4.26	7989	1.58
CR16-A-2		Sea water	1.72	4.3	4986	1.50
CR20-A-1	20	Distilled water	1.76	4.9	11434	1.75
CR20-A-2		Sea water	1.76	4.7	6438	1.86

양생한 경우에는 이와 반대로 시멘트비가 증가할수록 함수비가 증가하는 경향을 보였다(Park et al., 2009).

### 3.2 일축압축강도

Figure 4는 Table 1에 있는 수중양생한 공시체의 일축 압축시험 결과이며, 표에서 Mixing water는 혼합수이고 Curing water는 수중양생에 사용한 물인 양생수이다. 동일한 시멘트비를 가진 공시체의 종류는 (i) 혼합수와 양생수 모두 증류수를 사용한 경우, (ii) 혼합수는 증류수이고 양생수는 해수인 경우, (iii) 혼합수와 양생수 모두 해수를 사용한 경우로 세 종류이다. Figure 4(a)와 4(b)는 증류수를 혼합수로 사용한 공시체의 결과로 Figure 4(b)의 해수에서 양생한 공시체의 일축압축강도가 Figure 4(a)의 증류수에서 양생한 공시체의 일축압축강도보다 시멘트비 4%를 제외하고 모두 낮게 나타났다. 하지만 일축압축강도의 감소 정도는 크지 않았으며 시멘트비가 8%에서 20%로 증가함에 따라 각각 17, 23, 9, 12% 정도 감소하였다. Figure 4(c)는 혼합수와 양생수 모두 해수를 사용한 공시체의 실험결과로 시멘트비가 4%일 때는 다른 공시체와 강도 차이가 거의 나타나지 않았다. 하지만 Figure 4(c)에서 시멘트비 8, 12, 16, 20%인 공시체의 일축압축강도는 수중양생한 세 종류의 공시체 중에서 가장 낮게 나타났으며, 특히 양생수는 해수로 동일하지만 혼합수가 증류수인 공시체의 강도(Figure 4(b))보다 66, 55, 55, 25% 정도로 비교적 크게 감소하였다. 이것은 혼합수에 포함된 염분이 시멘트 수화작용을 지연 또는 방해시키기 때문으로 판단되며(Mindess et al., 2003), 4%를 제외하면 시멘트비가 증가할수록 강도 감소율은 낮아지는 경향을 보였다.

Figure 5는 Table 2에 있는 대기중에서 양생한 공시체의 일축압축시험 결과이다. 수중양생한 공시체와 유사하게 시멘트비에 관계없이 혼합수로 해수를 사용한 공시체의 일축압축강도가 증류수를 사용한 경우보다 상당히 낮게 나타났으며, 각각의 시멘트비에 대하여 증류수를 사용한 공시체 보다 각각 32, 40, 43, 38, 44% 정도 감소하였다. 한편, Figure 4와 5를 비교하면 혼합수가 동일한 경우 대기중 양생한 공시체의 일축압축강도가 수중양생한 공시체보다 전반적으로 높게 나타났으나, 시멘트비가 증가함에 따라 그 증가율은 점점 감소하는 경향을 보였다(예: 혼합수로 증류수를 사용한 경우 증가율은 172, 87, 46, 40, 13%이고, 혼합수로 해수를 사용한

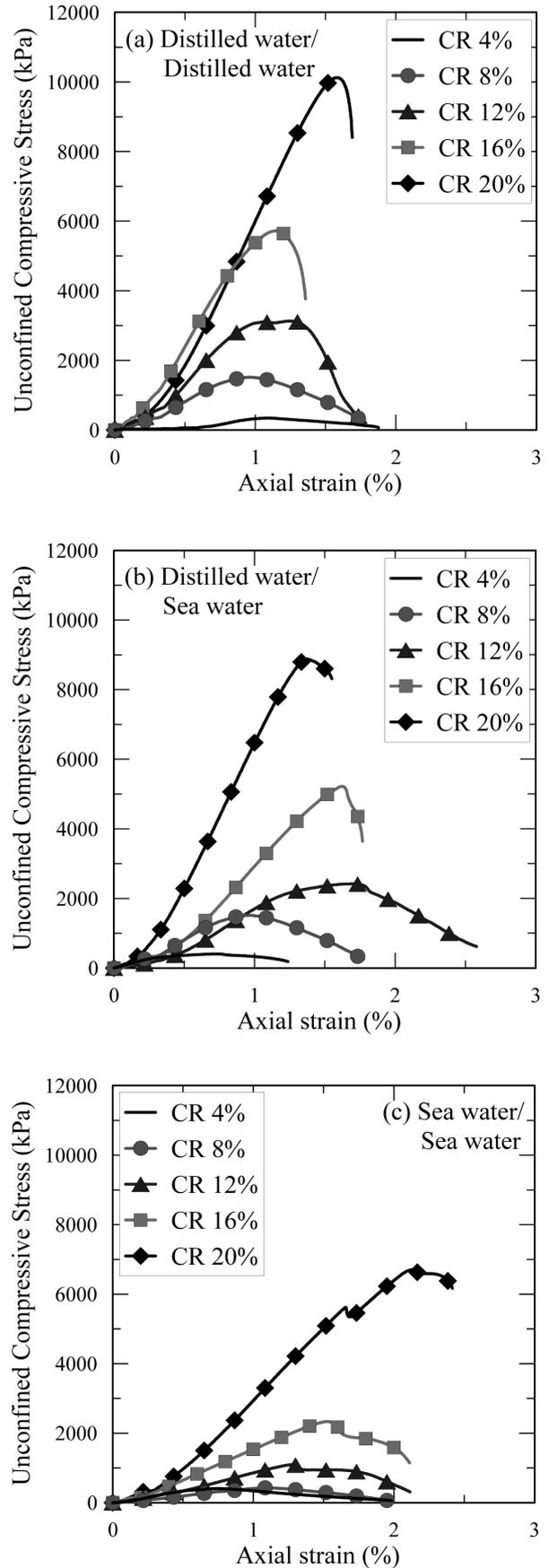


Fig. 4. Result of unconfined compression tests on underwater cured specimens

경우 증가율은 55, 296, 136, 113, -4%이다). 그리고 시멘트비가 증가함에 따라 공시체 제작 및 양생에 사용된 물과 양생방법에 관계없이 일축압축강도는 증가하는 경향을 보였다.

해수에 포함된 염분이 일축압축강도에 미치는 영향을 분석하기 위하여 대기중에서 양생한 공시체의 XRF (X-ray Fluorescence) 성분 분석을 실시하였으며, 결과는 Table 3과 같다. 시멘트의 주성분은 CaO를 비롯하여 Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, SiO<sub>2</sub>, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>이므로 각각의 공시체에 포함된 이들 화합물의 양을 비교할 경우, 증류수를 사용한 공시체에는 85.65%이고 해수를 사용한 경우는 82.62%로 증류수를 사용한 공시체에 3% 정도 더 많이 포함되어 있었다. 해수에 포함된 황산염(SO<sub>4</sub>)은 수화반응물질인 에트링자이트(ettringite)의 결정화를 연장시켜 콘크리트 28일 강도를 저하시키는 물질로 알려져 있으며(Mindess et al., 2003), 해수를 사용한 공시체에서 황(S) 성분이 2% 이상 더 많이 포함되어 있으므로 산화물의 일종인 황산염도 많이 존재하여 강도가 낮게 나타난 것으로 판단된다.

### 3.3 탄성계수 및 파괴 형상

Figure 6(a) 와 6(b)는 수중양생한 경우와 대기중 양생

한 공시체에 대한 탄성계수(Elastic modulus)를 비교하고 있다. 탄성계수의 대략적인 범위는 100-700MPa 정도이며, 혼합수나 양생수 그리고 양생조건에 관계없이 시멘트비에 따라 증가하는 경향을 보였다. 일축압축강도와 마찬가지로 수중양생한 공시체의 경우 혼합수와 양생수 모두 해수를 사용한 경우가 가장 낮은 값을 보였으며, 모두 증류수를 사용한 경우가 가장 높은 값을 보였다. 유사한 조건의 수중양생한 공시체와 대기중양생한 공시체의 탄성계수를 비교하면 다음과 같다. 혼합수로 증류수를 사용하여 대기중 양생한 공시체의 경우 모두 증류수를 사용하여 수중양생한 공시체보다 20-76% 정도 높게 나타났으며, 시멘트비가 증가함에 따라 증가율은 감소하였다. 한편 혼합수로 해수를 사용하여 대기중 양생한 공시체의 경우에도 모두 해수를 사용하여 수중양생한 공시체보다 15-168% 정도 증가하였으나, 시멘트비 증가에 따른 뚜렷한 경향은 나타나지 않았다.

양생과정 중 해수에 포함되어 있는 황산나트륨과 시멘트의 수산화칼슘이 반응하는 과정에서 생성되는 에트링자이트는 공시체의 팽창을 일으켰으며, 특히 해수를 혼합하여 해수에서 양생한 공시체는 상부가 약간 볼록하게 되었다. Figure 7은 혼합수와 양생수로 모두 해수를 사용한 다음 수중양생시킨 공시체의 일축압축시

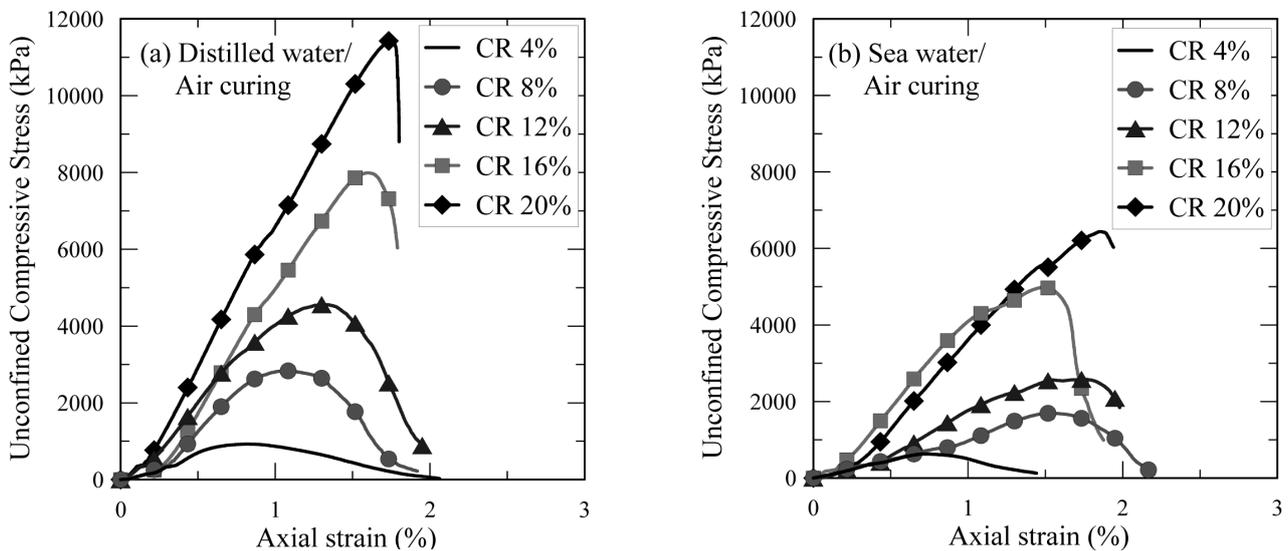


Fig. 5. Result of unconfined compression tests on air cured specimens

Table 3. Results of XRF on air cured specimen with cement ratio 20%

Mixing water	Components (%)									
	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	TiO <sub>2</sub>	Cl	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>
Distilled water	29.6	11.1	41.84	3.11	0	9.10	3.8	0.65	0.53	0.15
Sea water	40.89	9.20	28.50	4.03	0.64	11.48	2.82	0.69	1.42	0.18

험 전과 후의 모습으로 시멘트비가 가장 낮은 4%와 가장 높은 20%를 비교하고 있다. 시멘트비가 낮은 경우에는 모래 색깔로 인하여 공시체가 전체적으로 약간 붉은색을 띠지만 시멘트비가 높은 경우에는 다량의 시멘트로 인하여 진한 푸른색을 띠었다. 공시체의 파괴는 대부분 상부에서 미세균열이 발생하면서 아래쪽으로 전파되는 경향을 보였다. Figure 7(b)의 파괴모습에서 시멘트비가 낮은 경우 응력-변형률이 연성거동을 보이면서 국부적으로 다수의 균열이 발생하였으나, 시멘트비가 높은 경우 공시체가 급작스럽게 파괴되는 취성거동으로 소수의 균열이 공시체의 아래 위로 길게 발달하면서 파괴되는 경향을 보였다.

#### 4. DCM 설계기준강도 고찰

일본 DCM기술 매뉴얼(연안기술연구센터, 2008)에 의하면 DCM공법에서 공시체의 설계기준강도는 다음 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$q_{uck} = \gamma \cdot \lambda \cdot q_u \quad (2)$$

여기서  $q_{uck}$ 는 설계기준강도(kgf/cm<sup>2</sup>),  $q_{ul}$ 는 실내배합 일축압축강도(kgf/cm<sup>2</sup>),  $\gamma$ 는 현장강도계수(=2/3),  $\lambda$ 는  $q_{ul}/q_{uf}$ (=1.0, 4축 이상의 해상인 경우),  $q_{uf}$ 는 현장일축압축강도(kgf/cm<sup>2</sup>). 여기서 DCM 장비가 4축 이상인 경우  $\lambda$ 가 1이므로 현장 일축압축강도와 실내배합 일축압축강

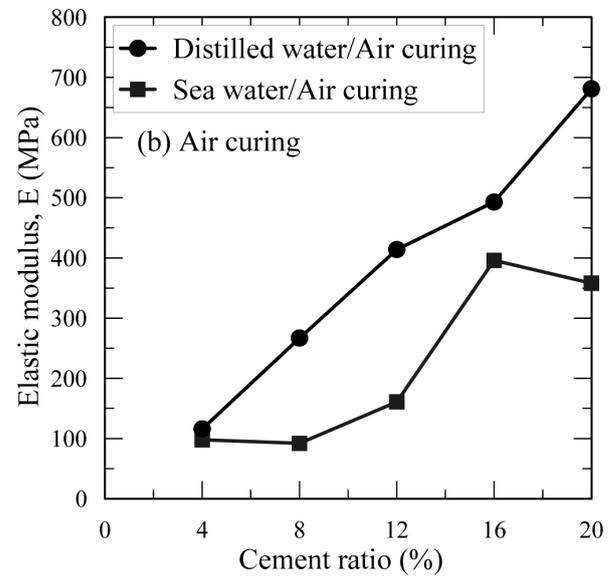
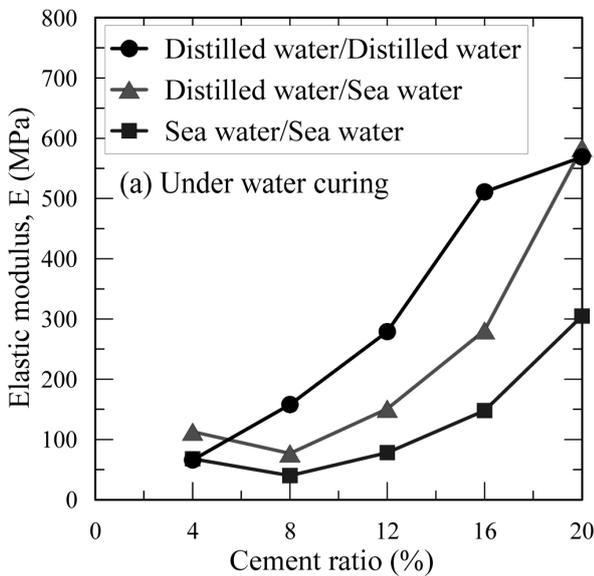
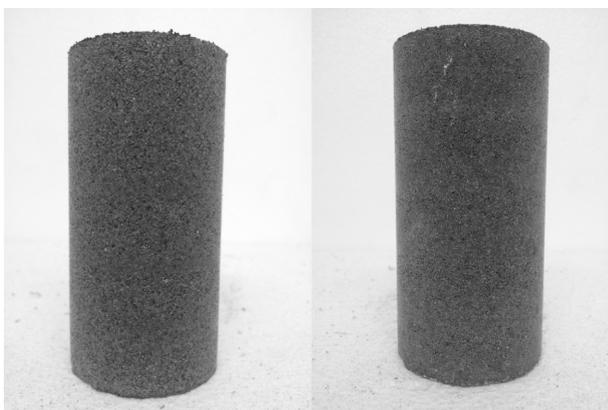
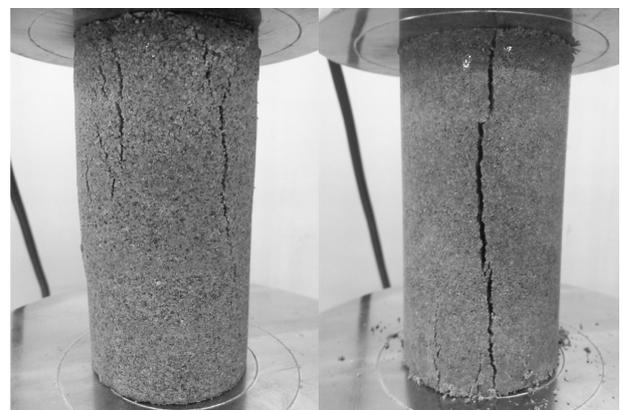


Fig. 6. Comparison of elastic modulus of (a) underwater cured specimen and (b) air cured specimen



(a) Before testing (cement ratio 4% at left specimen, cement ratio 20% at right specimen)



(b) After testing (cement ratio 4% at left specimen, cement ratio 20% at right specimen)

Fig. 7. Specimens before and after testing

도가 같다고 하였다. 하지만 본 연구결과에 의하면 실내 배합시험을 어떤 방식으로 실시하느냐에 따라 결정된 일축압축강도가 특히 현장 사질토 지반의 강도와 상당히 차이 날 수 있으므로 아래와 같은 사항을 매뉴얼에 고려할 필요가 있다고 판단된다.

첫째, 해상에는 점토뿐만 아니라 실트나 사질토도 존재하므로 이에 관한 강도실험도 실시하여 현장 지반 종류에 따른 강도 차이를 설계기준에 포함시킬 필요가 있다.

둘째, DCM기술 매뉴얼에서 실내배합시험 시 습윤양생을 제안하고 있지만 실내배합시험 시의 양생조건은 현장 상황과 일치시키는 것이 필요하다. 예를 들면, 해상 DCM에 적용할 경우 습윤양생 조건이 아니라 해수를 이용한 수중양생으로 공시체를 양생할 필요가 있다. 본 연구 결과와 Park 등(2009)에 의하면 시멘트비가 낮을 경우 수중양생한 공시체의 강도가 대기중이나 습윤양생한 공시체보다 낮을 수 있기 때문에 습윤양생으로 구한 실내배합 강도는 현장 강도와 상당한 차이를 보일 수 있다. 예를 들면, 시멘트비가 12%인 경우 해수를 사용하여 수중양생한 공시체와 대기중 양생한 공시체의 강도는 각각 1095kPa와 2580kPa로 2배 이상 차이가 날 수 있으므로 주의가 필요하다.

셋째, 양생 시에 개량지반에 작용하는 구속압에 따른 강도 차이를 충분히 고려할 필요가 있다. 즉, 식 (2)에서 점토와 달리 구속압에 따른 영향을 많이 받는 사질토의 경우 구속압에 따른 영향계수  $F_{con}$ 을 추가할 필요가 있다. 예를 들면, 구속압이 낮은 경우  $F_{con}$ 은 1보다 작은 값이 되고, 구속압이 높은 경우  $F_{con}$ 은 1에 가까운 값이 되는 계수를 제안할 필요가 있다.

특히, 모래로 만들어진 공시체가 해수 중에서 구속압이 없는 상태로 양생될 경우 주변 해수가 침투하면서 공시체 팽창이 발생하고 이로 인한 균열로 강도가 상당히 저하될 수 있다. 하지만 구속압이 작용하거나 수평방향 변위가 발생하지 않을 경우에는 일정 강도를 발휘하였다. 따라서 해저 느슨한 사질토 지반을 개량할 경우 현장조건을 충분히 반영한 상태로 공시체를 양생하여 실내배합 강도를 구한 다음 이를 이용하여 원위치 강도를 추정해야 한다.

## 5. 결론

본 연구에서는 해안지역 연약지반 개량에 많이 사용되고 있는 DCM공법에서 해수에 포함된 염분과 양생방

법이 고결토의 강도에 어떤 영향을 미치는지 연구하였다. 해안지역 토사에는 점토 이외에 모래와 같은 사질토도 존재하므로 본 연구에서는 시멘트로 고결된 모래에 대하여 3일 동안 수중양생 및 대기중 양생을 실시한 다음 일축압축시험을 수행하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

- (1) 완성된 공시체의 몰드를 제거한 다음 해수에서 양생을 실시한 공시체의 경우 공시체에 작용하는 구속압이 낮거나 주변에서 유입되는 염분으로 시멘트 혼합토의 수화현상이 느려지면서 공시체 전반에 많은 균열이 발생하여 붕괴되었다. 공시체의 시멘트비가 높을수록 수화작용에 더 많은 혼합수를 필요로 하면서 수중에서 더 많은 염분이 유입되고, 특히 구속압이 낮은 공시체 상부 쪽에서 많은 균열이 발생하고 팽창하면서 공시체가 붕괴되려는 경향을 보였다.
- (2) 혼합수로 증류수를 사용한 시멘트 혼합토를 증류수와 해수에 3일 간의 수중양생시킨 공시체의 일축압축강도는 해수에서 수중양생시킨 공시체의 강도가 10-20% 정도 낮게 나타났다. 혼합수와 양생수 모두 해수를 사용한 경우에 모두 증류수를 사용한 경우의 일축압축강도보다 최대 3.5배 정도 감소하였다. 이것은 해수에 포함된 염분이 시멘트의 수화작용을 지연 또는 방해하기 때문으로 판단된다.
- (3) 대기중 양생한 공시체의 강도가 수중양생한 공시체의 강도보다 평균 2배 정도 높게 나타났다. 점토의 경우와 달리 사질토에 혼합수로 해수와 증류수를 사용한 경우 강도차이가 상당히 발생하였다.
- (4) 현재 국내에서 사용 중인 DCM매뉴얼에 다음과 같은 사항을 보완할 필요가 있다. 첫째, 지반개량 대상으로 점토뿐만 아니라 사질토에 대한 설계기준강도도 제시되어야 한다. 둘째, 해상조건과 동일한 방법으로 실내배합시험이 실시되어야 한다. 셋째, 구속압에 따른 고결모래의 강도 차이가 충분히 반영되어야 한다.

## 감사의 글

이 논문은 2011년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 기초연구사업지원을 받아 수행된 것임(No. 2010-0023540). 공시체 제작에 많은 도움을 준 황세훈 군에게 감사 드립니다.

## 참 고 문 헌

1. 연안기술연구센터 (2008), “해상공사에서 시층혼합처리공법 기술 매뉴얼(개정판)” (일본어), 사단법인 연안개발기술센터.
2. Ahn, T. B. (1997), “Effect of Sodium Chloride on Stress - Deformation of Sand Bentonite Mixture”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.13, No.2, pp.17-27.
3. Consoli, N. C., Foppa, D., Festugato, L., and Heineck, K. S. (2007), “Key parameters for strength control of artificially cemented soils.” *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 133(2), pp.197-205.
4. Drake, J. A. and Haliburton, T. A. (1972), “Accelerated curing of salt-treated and lime-treated cohesive soils”, HRB, *Highway Research Record* 381, pp.10-19.
5. Jeong, S. Y. (2010), “A Study on Improved Soil by Deep Cement Mixing Method”, *Master Thesis*, Korea Maritime University.
6. Jeong, W. S (2006), “The effect of cement content on the strength of cemented Nak-Dong River sand”, *Ph.D Thesis*, Kyungpook National University.
7. Jung, D. Y. and Lee, B. S. (1991), “A Study for Influence of Salt on Stabilized Marin Clay with Lime and Cement”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.7, No.4, pp.17-27.
8. Jung, K. H., Mun, J. B., Sin, M. S., and Hwan, J. S. (2006), “Design and environment of DCM method (Deep Cement Mixing Method)”, *Geoenvironmental Engineering*, Vol.7, No.4, pp.37-48.
9. Kim, Y. T. (2011), “Effect of Salinity on Mechanical Characteristics of Stabilized Dredged Soil”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.27, No.9, pp.47-53.
10. Ladd, R. S. (1978), “Preparing test specimens using undercompaction”, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.1, No.1, pp.16-23.
11. Lee, K. Y., Yun, S. T., Kim, S. T., and Han, W. S. (2007), “Special Publication : Strength of Improved Soil on the Work-conditions of Deep Mixing Method”, *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.23, No.7, pp.99-104.
12. Marks, B. D. and Haliburton, T. A. (1972), “Acceleration of lime-clay reactions with salt”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol.98, No.SM4, pp.327-339.
13. Mateos, M. and Davidson. D. T. (1961), “Further evaluation of promising chemical additives for accelerating hardening of soil-lime-fly ash mixtures”, HRB, *Bulletin* 304, pp.32-50.
14. Mindess, S., Young, J. F., and Darwin, D. (2003), “Concrete”, Prentice Hall.
15. Ozier, J. M. and Moore, R. K. (1977), “Factors affecting unconfined compressive strength of salt-lime-treated clay”, *Transportation Research Record*, No.641, pp.17-24.
16. Park, S. S., Kim, K. Y., Choi, H. S., and Kim, C. W. (2009), “Effect of Different Curing Methods on the Unconfined Compressive Strength of Cemented Sand”, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol.29 No.5C, pp.207-215.

(접수일자 2012. 4. 18, 심사완료일 2012. 6. 18)

