

# 응력이력이 사질토의 CPT-DMT 상관관계에 미치는 영향

## Effect of Stress History on CPT-DMT Correlations in Granular Soil

이 문 주<sup>1</sup> Lee, Moon-Joo

최 성 근<sup>2</sup> Choi, Sung-Kun

김 민 태<sup>3</sup> Kim, Min-Tae

이 주 형<sup>3</sup> Lee, Ju-Hyeong

이 우 진<sup>4</sup> Lee, Woo-Jin

### Abstract

Stress history increases the residual horizontal stress of granular soil and, consequently, the penetration resistance. This study analyzes the effect of stress history on the cone resistance ( $q_c$ ), horizontal stress index ( $K_D$ ) and dilatometer modulus ( $E_D$ ) of CPT and DMT from calibration chamber specimen in OC as well as NC state. Test results show that the normalized cone resistance by mean effective stress correlates well with the relative density and the state parameter, whereas the normalized cone resistance by vertical effective stress is a little affected by stress history. The influence of stress history is more reflected on  $K_D$  than  $E_D$  and  $q_c$ . The  $K_D/K_0$ , in which the effect of stress history on  $K_D$  is compensated by the at-rest coefficient of earth pressure,  $K_0$ , is related to relative density, state parameter and the normalized cone resistance by mean effective stress. It is also observed that the normalized dilatometer modulus by mean effective stress ( $E_D/\sigma'_m$ ) shows a unique correlation with the state parameter, regardless of stress history.

### 요 지

응력이력은 사질토 지반의 잔류 수평응력을 증가시켜 현장시험의 관입저항을 증가시킨다. 본 연구에서는 챔버에 조성된 정규 및 과압밀 시료에 대한 콘관입시험과 딜라토미터 시험을 수행하고 응력이력이 시험결과와 측정값의 상관관계에 미치는 영향을 분석하였다. 시험결과, 평균 유효응력으로 정규화된 콘선단저항은 상대밀도 및 상태정수와 높은 상관성을 보였다. 딜라토미터의 수평응력지수( $K_D$ )는 콘선단저항( $q_c$ ) 뿐만 아니라, 딜라토미터 계수( $E_D$ ) 보다도 응력이력 영향을 효과적으로 반영하였다. 수평응력지수에 반영된 응력이력의 영향을 정지토압계수인  $K_0$ 로 보정한  $K_D/K_0$ 는 상대밀도 뿐만 아니라, 상태정수, 평균 유효응력으로 정규화된 콘선단저항과 응력이력에 관계없는 높은 상관성을 보였다. 또한 평균 유효응력으로 정규화된 딜라토미터 계수( $E_D/\sigma'_m$ )와 상태정수의 관계도 응력이력에 관계없이 유일한 식으로 표현되었다.

**Keywords :** Cone resistance, Dilatometer modulus, Horizontal stress index,  $K_D/K_0$ , Stress history

### 1. 서 론

콘관입시험(CPT)과 딜라토미터 시험(DMT)은 각종 지

반공학적 물성값을 간단하고 반복적으로 평가할 수 있는 장점 때문에 널리 사용되는 현장시험법이다. 현재까지 CPT와 DMT로부터 산출되는 각종 측정값들과 토질

1 정회원, (주)한화건설 대리, 전 고려대학교 건축사회환경공학과 박사후연구원 (Member, Associate Manager, Hanwha Construction and Engrg.; Formerly, Researcher, School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

2 정회원, 나우지오 컨설턴트 이사 (Member, Director, Nawoogeo Consultant Co., Ltd.)

3 정회원, 고려대학교 건축사회환경공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

4 정회원, 고려대학교 건축사회환경공학과 교수 (Member, Prof., School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ., woojin@korea.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

물성값 또는 강도정수 간의 많은 상관관계가 제안되었다. Schmertmann(1976), Baldi et al.(1986), Jamiolkowski et al.(1985, 2003)는 유효응력으로 정규화된 콘선단저항과 상대밀도의 관계를 제안하였다. Robertson and Campanella (1983)와 Kulhawy and Mayne(1990)은 사질토의 내부마찰각을 평가하는 방법을 제안하였으며, Been et al.(1986, 1987)과 Jamiolkowski and Robertson(1988)은 상태정수 (state parameter), 콘선단저항, DMT 수평응력지수의 관계를 평가하였다. 또한 관입저항치로부터 흙의 변형특성을 평가하고자 하는 연구가 수행되었으며(Lunne and Christophersen 1983; Jamiolkowski et al. 1988), Baldi et al.(1986), Jamiolkowski and Robertson(1988), Campanella and Robertson(1991), Robertson(2009) 등은 CPT와 DMT 결과의 상관관계를 검토하였다.

사질토 지반의 경우, 상대밀도와 응력수준이 관입저항치에 가장 큰 영향을 미치지만, 현재의 응력수준보다 과거에 더 큰 선행응력 상태에 노출되었을 경우, 즉 지반에 응력이력 효과가 발현되었을 경우 잔류 수평응력이 증가하여 관입저항치가 증가한다(Clayton et al. 1985; Jamiolkowski et al. 1988; Jamiolkowski et al. 2003). Marchetti(1980)와 Jamiolkowski et al.(1988)는 DMT의 수평응력지수가 지반의 과압밀비의 분포와 유사함을 관찰하였다. Baldi et al.(1988), Jamiolkowski et al.(1988)는 사질토의 횡방향구속 변형계수와 관입저항치의 비율은 현재 응력수준( $\sigma_{v0}'$ )과 선행응력( $\sigma_{vp}'$ )의 비인 과압밀비( $=\sigma_{vp}'/\sigma_{v0}'$ )가 증가할수록 점차 증가하는 경향을 확인하였다. Baldi et al.(1986), Jamiolkowski et al.(1988), Mayne(1995)은 콘선단저항과 수평응력지수를 비교하여 사질토에 미치는 응력이력의 영향을 평가하였다. 특히 Yoshimi et al.(1975), Lambrechts and Leonards(1978)의 연구 결과에서 확인되는 바와 같이, 응력이력은 사질토 지반의 변형특성에 큰 영향을 미치기 때문에, 현장시험으로부터 지반의 응력이력을 평가한다면 좀 더 합리적인 설계가 가능하다.

이상과 같은 사질토의 응력이력에 대한 선행 연구 성과에도 불구하고 현장시험으로부터 지반의 응력이력을 평가하는 방법들의 신뢰성이 매우 낮아 실제 설계단계에서 응력이력 효과가 전혀 고려되지 못하고 있다. 따라

서, 응력이력이 현장시험 결과에 미치는 영향에 대한 심도 깊은 연구가 지속적으로 수행되어야 한다. 본 연구에서는 챔버(모형토조)에 정규 및 과압밀 상태의 모래시료를 조성한 후 콘관입시험과 딜라토미터 시험을 수행하였으며, 시험결과를 분석하여 콘관입시험의 콘선단저항, 딜라토미터 시험의 딜라토미터 계수와 수평응력지수에 미치는 응력이력의 영향을 분석하였다.

## 2. 시험계획

### 2.1 부산사 기본특성

본 연구를 위해 그림 1과 같은 입도분포를 가지는 부산사를 사용하였다. 부산사는 sub-angular~angular의 입자형상을 가지며 평균입径이 0.315mm이고 균등계수와 곡률계수는 각각 2.34, 0.71로써, 통일분류법에 의해 SP로 분류된다. 또한 세립분 함유율은 5% 미만인 clean sand에 해당된다. 성분분석(XRF) 결과  $SiO_2$ 의 함유량(76.1%)이 큰 석영질 모래로 파악되었다. SEM 분석결과 부산사는 패각이 일부 포함되어 있는 것으로 분석되었으며, 이로 인해 CaO 성분이 약 3% 검출되었다. 시료의 최대 간극비는 깔대기법(ASTM D-4254)법으로 결정되었으며, 최소 간극비는 입자파쇄 효과를 고려하여 Miura and Toki(1982)가 제안한 낙사법(pluviation method)으

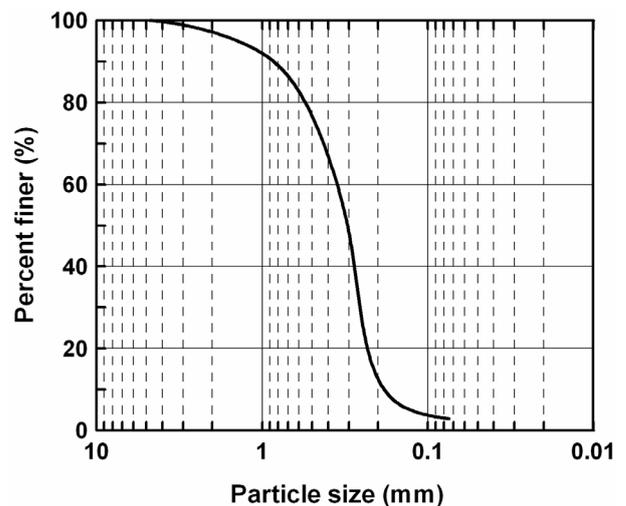


그림 1. 부산사 입도분포

표 1. 부산사 기본물성

$G_s$	$D_{10}$ (mm)	$D_{50}$ (mm)	% fines	$C_u$	$C_c$	$e_{max}$	$e_{min}$	USCS
2.62	0.162	0.315	3.13	2.35	0.71	1.063	0.658	SP

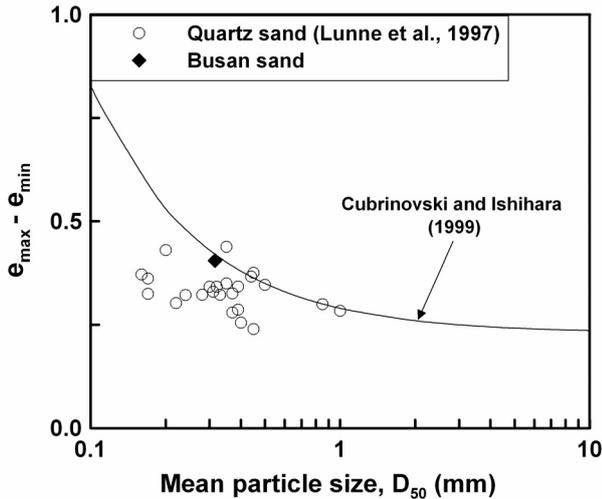


그림 2. 부산사의 최대, 최소 간극비 관계

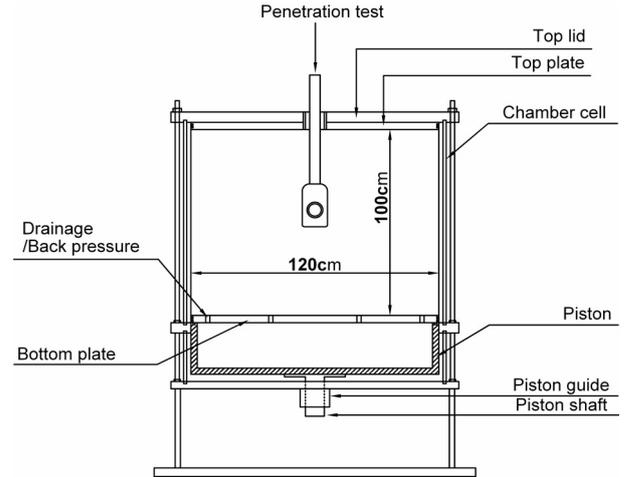


그림 3. 챔버 시스템과 관입시험 모식도

로 결정되었다. 부산사의 최대, 최소 간극비는 1.063, 0.658로 결정되었다. 그림 2에서는 부산사의 최대, 최소 간극비를 다양한 규산염 모래와 비교하였다. 소량의 패각이 함유되어 있는 부산사의 경우에도 Cubrinovski and Ishihara(1999)가 제안한 일반적인 규산염 모래의 최대-최소 간극비 관계를 만족하였다.

## 2.2 챔버(모형토조) 시료조성 및 시험

본 연구에서 사용된 챔버시스템은 그림 3과 같이 높이 1.0m, 직경 1.2m의 챔버셀과 하부 피스톤, 그리고 각종 관입시험을 위한 아답터가 연결된 상판으로 구성되어 있다. 횡방향 경계조건을 조절할 수 있도록 측면의 챔버셀은 이중벽으로 구성되어 있고, 응력은 챔버의 내측셀, 외측셀, 그리고 하부 피스톤과 연결된 제어판에서 조절한다.

본 연구에서는 건조낙사법으로 다양한 상대밀도의 시료를 균등하게 조성하였다. 사용된 낙사장치는 시료 저장을 위한 직경 1.2m, 높이 1.0m의 모래저장고(sand

storage), 낙사되는 모래시료의 낙하량을 조절하는 개폐판(shutter plate), 적정 낙하고를 제공하기 위한 extension tube와 효율적인 시료 분산을 위한 분산시스템으로 구성된다. 특히 분산시스템은 기존의 분산체에 porous plate를 추가하여 목표 상대밀도의 원활한 조성이 가능하도록 하였다(Choi et al. 2010). 목표 상대밀도 40, 60, 80%의 시료를 조성하기 위해 개폐구멍의 크기(1.2~3.5cm)와 낙하고(15~60cm)를 조절하여 시료를 낙하시킨 후, 상부 플레이트와 챔버셀을 12개의 룯드로 고정시켜 시료를 조성하였다. 조성된 시료의 중량과 부피를 측정하여 시료의 최종 상대밀도를 결정하였다. 연직구속압 50~400kPa의 정규압밀상태 시료와 연직구속압을 400kPa까지 가한 후, 200, 100, 50kPa까지 제하하여 과압밀비(OCR) 2, 4, 8을 갖도록 조성한 과압밀상태 시료에 대해 콘관입시험과 딜라토미터 시험을 수행하였다. 표 2는 이와 같이 조성한 시료의 시험조건을 요약한 것이다.

챔버시료에서 측정되는 콘선단저항은 챔버의 직경과 경계조건에 영향을 받으며(Been et al. 1986; Jamiolkowski

표 2. 챔버시험 개요

목표 상대밀도 (%)	관입시험 시 유효 연직응력, $\sigma_{v0}'$ (kPa)	최대 선행 연직 유효응력, $\sigma_{vd}'$ (kPa)	과압밀비, OCR ( $\sigma_{vd}'/\sigma_{v0}'$ )
40, 60, 80	50	50	1
	100	100	1
	200	200	1
	400	400	1
	200	400	2
	100	400	4
	50	400	8
	100	200	2

et al. 2003; Lunne and Christophersen 1983; Parkin and Lunne 1982), 챔버직경과 콘직경의 비가 증가할수록 챔버시험 결과는 현장시험 결과에 근접한다. 느슨한 사질토 시료의 경우, 직경비 20 이상에서 챔버시험과 현장시험 결과가 유사한 것으로 알려져 있으나, 조밀한 시료의 경우 관입 도중 발생하는 팽창경향이 크기 때문에 직경비 50 이상에서 경계조건의 영향을 무시할 수 있다(Been et al. 1986). 본 연구에서는 직경 3.57cm(단면적 10cm<sup>2</sup>)인 표준콘을 사용하였기 때문에, 조밀한 시료의 경우 경계조건의 영향을 반영할 수 있는 기준이 필요하다. Been et al.(1986)은 사질토의 상태정수(state parameter)에 따른 콘선단저항의 보정계수를 그림 4와 같이 제안하였다. 본 연구에서는 챔버시험에서 측정된 콘선단저항을 Been et al.(1986)이 제안한 기준을 사용하여 보정하였다.

딜라토미터는 폭 95mm, 두께 15mm, 길이 230mm인 노 모양의 관입체에 60mm 직경의 강철 멤브레인이 장

착되어 있다. 본 연구에서는 딜라토미터 멤브레인을 초기 약 20cm 깊이에 위치시키고 10cm 마다 단계적으로 관입시키면서 시료깊이 30~70cm에서 강철 멤브레인의 초기 접촉압력과 1.1mm 변위가 발생할 때의 압력인 A, B를 측정하고, 이를 보정한 압력 P<sub>0</sub>와 P<sub>1</sub>을 구하였다. Marchetti(1980)는 3개의 딜라토미터 지수를 제안하였는데, 딜라토미터 계수 E<sub>D</sub>(=34.7[P<sub>1</sub>-P<sub>0</sub>])는 흙의 강성과 관계되며, 수평응력지수 K<sub>D</sub>(=[P<sub>0</sub>-u<sub>0</sub>]/σ<sub>v0</sub>')는 흙의 정지토압계수와 관계되어 과압밀비나 내부마찰각을 구하는데 이용된다. 또한 재료지수 I<sub>D</sub>(=[P<sub>1</sub>-P<sub>0</sub>]/[P<sub>0</sub>-u<sub>0</sub>])는 흙의 공학적 분류를 위해 사용되며 흙의 강성지수와도 관계된다. 여기서, u<sub>0</sub>는 정수압, σ<sub>v0</sub>'은 연직유효응력이다.

### 3. 시험결과 및 분석

#### 3.1 응력이력에 따른 콘선단저항

Jamiolkowski et al.(1985)은 반대수축상에서 연직유효응력으로 정규화된 콘선단저항과 상대밀도(D<sub>R</sub>)의 선형 관계를 제시하였다. 챔버시험으로 결정된 부산사의 콘선단저항과 상대밀도 관계를 나타낸 그림 5(a)와 같이, 연직유효응력으로 정규화된 콘선단저항은 정규압밀 상태와 과압밀 상태에서 각각 상대밀도와 선형관계를 만족하였다. 그러나 동일 상대밀도에서 과압밀 상태의 정규화된 콘선단저항이 정규압밀 상태의 값보다 다소 크게 나타난다. Jefferies et al.(1987), Houlsby and Hitchman(1988)이 주장한 바와 같이, 사질토의 콘선단저항은 연직응력 뿐만 아니라 수평응력의 영향을 크게 받는다. 따라서 그림 5(a)에서 과압밀 상태 부산사의 콘선단저항이 정규압밀

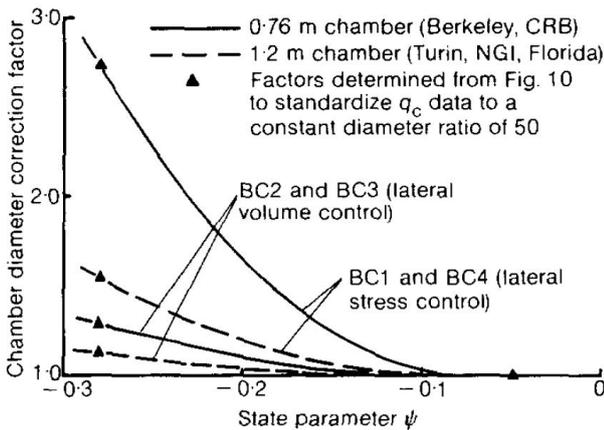


그림 4. 챔버 콘선단저항의 보정(From Been et al. 1986)

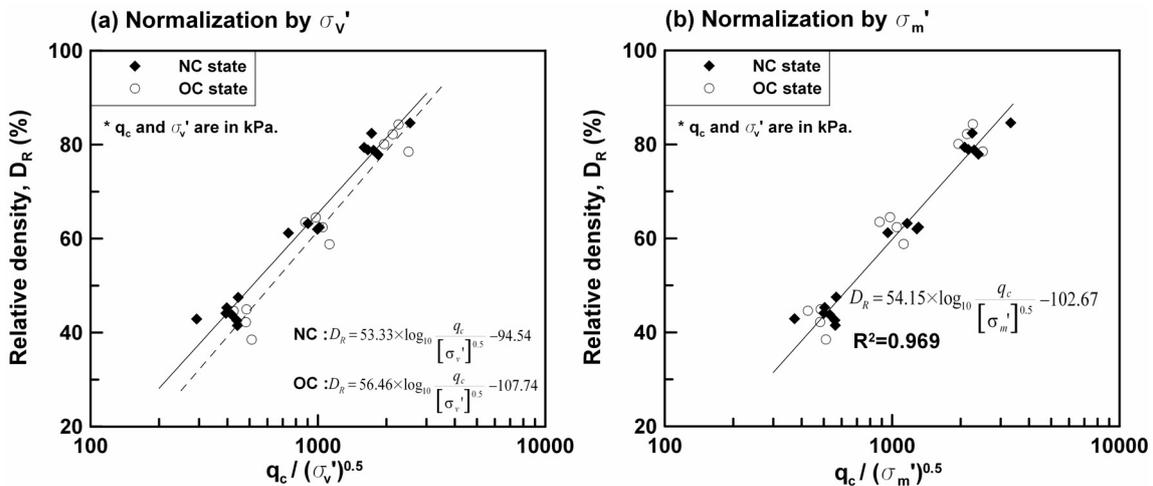


그림 5. 상대밀도 및 응력에 따른 부산사의 콘선단저항 분포

상태의 값보다 더 크게 측정된 것은 과압밀 시료에 가해진 선행하중에 의해 증가된 수평응력이 하중 제하 후에 완전히 소멸되지 않았기 때문이다(Clayton et al. 1985; Jamiolkowski et al. 1988). 그러나 동일한 콘선단저항에서 과압밀 시료와 정규압밀 시료의 상대밀도 차이는 약 5% 미만 발생되며, 이로부터 응력이력이 콘선단저항에 미치는 영향은 크지 않음을 알 수 있다.

Jamiolkowski et al.(2003)는 평균 유효응력으로 정규화된 콘선단저항과 상대밀도의 관계를 식 (1)과 같이 제시하였다. 여기서,  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$ 는 모래의 특성에 따른 상수이다. 식 (1)에 기초하여 표현된 부산사의 콘선단저항-평균 유효응력-상대밀도의 관계는 그림 5(b)와 같다. 부산사의 경우, 최적의 상관성을 만족시키는  $C_1$ 은 0.54로 결정되었으며, 이는 Baldi et al.(1986)가 Ticino sand에 대해 제안한 0.55와 유사한 값이다. 그림 5(b)에서 관찰된 바와 같이 콘선단저항을 연직 유효응력이 아닌 평균 유효응력으로 정규화시킬 경우, 응력이력의 영향을 받지 않는 단일화된 관계를 얻을 수 있으며, 이는 Baldi et al.(1986)의 결과와 일치한다.

$$D_r = \frac{1}{C_2} \ln \left[ \frac{q_c}{C_0 (\sigma'_m)^{C_1}} \right] \quad (1)$$

Been and Jefferies(1985)는 상태정수( $\psi$ )를 동일한 평균 유효응력에서 현재 상태 간극비와 한계상태 간극비의 차이로 정의하였다. 또한 Been et al.(1986, 1987)은 상태정수와 콘선단저항의 관계를 식 (2)와 같이 제안하였다.

$$Q_p = \frac{q_c - \sigma'_m}{\sigma'_m} = \kappa \exp(-m\psi) \quad (2)$$

여기서,  $Q_p$ 는 정규화된 콘선단저항이고,  $\sigma_m$ 과  $\sigma'_m$ 은 각각 평균 전응력과 평균 유효응력이다.  $\kappa$ 와  $m$ 은 토질에 따라 결정되는 상수이다. Been et al.(1987)은 사질토의  $\kappa$ 와  $m$ 은 한계상태선의 기울기( $\lambda$ )와 관계됨을 보였다. 그림 6은 부산사의 콘선단저항과 상태정수의 관계이다. Kim et al.(2007)에 의하면 부산사의 한계상태정수는  $M=1.39$ ,  $\Gamma=1.07$ ,  $\lambda=0.068$ 로 밝혀졌으며 본 연구에서는 이 결과를 이용하였다. Been et al.(1986, 1987)의 결과와 마찬가지로, 부산사의 경우에도 반대수축상에서 콘선단저항과 상태정수는 선형관계를 만족하였다. 또한 시료의 과압밀 여부에 관계없이 부산사의 콘선단저항과 상태정수 관계는 단일식으로 표현되었다. 이는 콘선단저

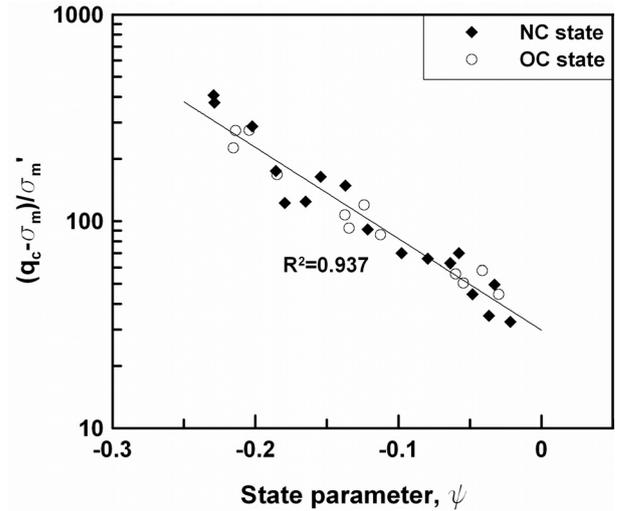


그림 6. 응력이력이 부산사의 콘선단저항-상태정수 관계에 미치는 영향

항이 평균 유효응력으로 정규화되어 응력이력의 영향이 상쇄되었을 뿐만 아니라, 상태정수가 동일한 평균 유효응력에서 응력이력의 영향이 없는 한계상태와 현재 상태의 간극비 차이로 정의되기 때문이다.

### 3.2 응력이력에 따른 $E_D$ 와 $K_D$ 변화

그림 7은 연직구속압과 상대밀도에 따른 부산사의 딜라토미터 계수( $E_D$ )와 수평응력지수( $K_D$ )의 변화를 보인다. 그림 7(a)에서 부산사의 딜라토미터 계수( $E_D$ )는 연직 유효응력이 증가할수록 점차 증가하였으며, 이는 Konrad (1988)와도 일치한다. 또한 동일 상대밀도와 응력상태에서 과압밀 시료의 딜라토미터 계수가 정규압밀 시료보다 8~63% 크게 측정되었으며, 시료의 과압밀비가 증가할수록 그 차이는 증가하였다. 따라서 딜라토미터 계수도 응력이력의 영향을 받는 것으로 나타난다.

그림 7(b)는 부산사의 수평응력지수( $K_D$ ) 변화를 보여 준다. 정규압밀 상태에서 유효응력이 증가할 때 부산사의 수평응력지수는 아주 미소하게 감소하였다. 이와 같은 결과는 정규압밀 상태에서 수평응력지수는 정지토압 계수인  $K_0$ 와 상관성이 높으며, 사질토의 정지토압계수는 정규압밀 상태에서 상대밀도 및 연직구속압의 변화에 크게 민감하지 않기 때문이다(Mayne and Kulhawy 1982). 반면, 과압밀 시료의 수평응력지수는 동일한 상태의 정규압밀 시료의 수평응력지수보다 1.3배~2.5배 크게 측정되었다. 즉 사질토의 응력이력은 딜라토미터 계수보다 수평응력지수에 더 큰 영향을 미치며, 사질토 지반의 응력이력 효과를 평가함에 있어 수평응력지수를 분석하

는 것이 효과적임을 알 수 있다. 이는 Marchetti(1980)와 Jamiolkowski et al.(1988)와도 일치하는 결과이다.

Campanella and Robertson(1991)과 Robertson(2009)은 dilatometer 수평응력지수와 연직응력으로 정규화된 콘선단저항( $q_c/\sigma_v'$ ), 그리고 dilatometer 계수와 콘선단저항의 선형성을 제시하였다. 그림 8은 부산사의  $q_c$ - $E_D$ 와  $q_c/\sigma_v'$ - $K_D$  관계를 보여준다. 그림 8(a)에서 부산사의 dilatometer 계수는 콘선단저항이 증가함에 따라 비교적 선형 증가하였으며, 정규압밀 시료와 과압밀 시료 사이의 차이는 없는 것으로 관찰되었다. 그림 8(b)에서 부산사의 수평응력지수는 과압밀 상태와 정규압밀 상태에서 각각 정규화된 콘선단저항과 선형관계를 만족하였으며, 동일

한  $q_c/\sigma_v'$ 에서 과압밀 시료의 수평응력지수가 정규압밀 시료보다 큰 것으로 관찰되었다. 이는 과압밀 시료에 가해진 선행하중에 의한 수평응력의 증가가 콘선단저항이나 dilatometer 계수보다 수평응력지수에 더 큰 영향을 주는 것을 의미한다. 따라서 사질토의 응력이력 효과를 해석함에 있어 수평응력지수인  $K_D$ 를 평가하는 것이 효과적이다(Marchetti 1980; Jamiolkowski et al. 1988).

### 3.3 $K_D$ 의 응력이력 보정

Jamiolkowski et al.(2003)는 사질토의 수평응력지수와 상대밀도의 관계를 식 (3)과 같이 제시하였다.

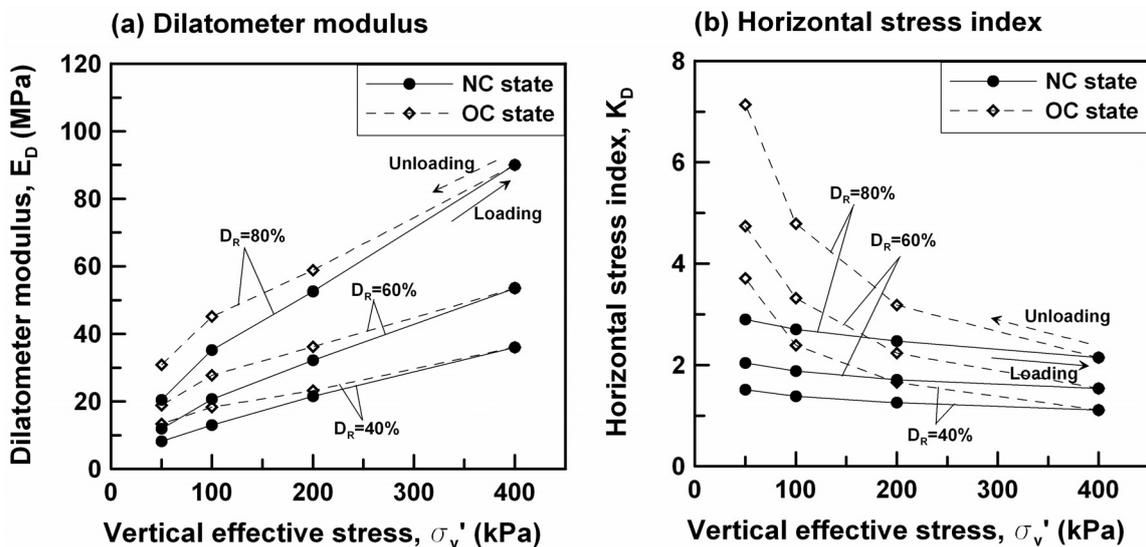


그림 7. 하중 재하 및 제하에 따른  $E_D$ 와  $K_D$ 의 변화

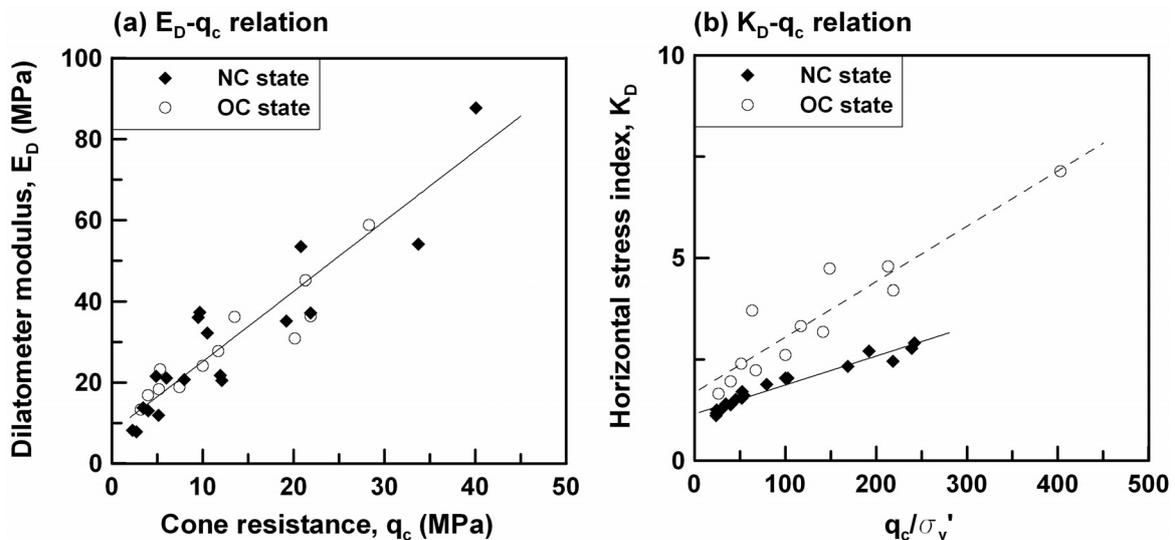


그림 8. 응력이력이  $E_D$ - $q_c$ ,  $K_D$ - $q_c$  관계에 미치는 영향 비교

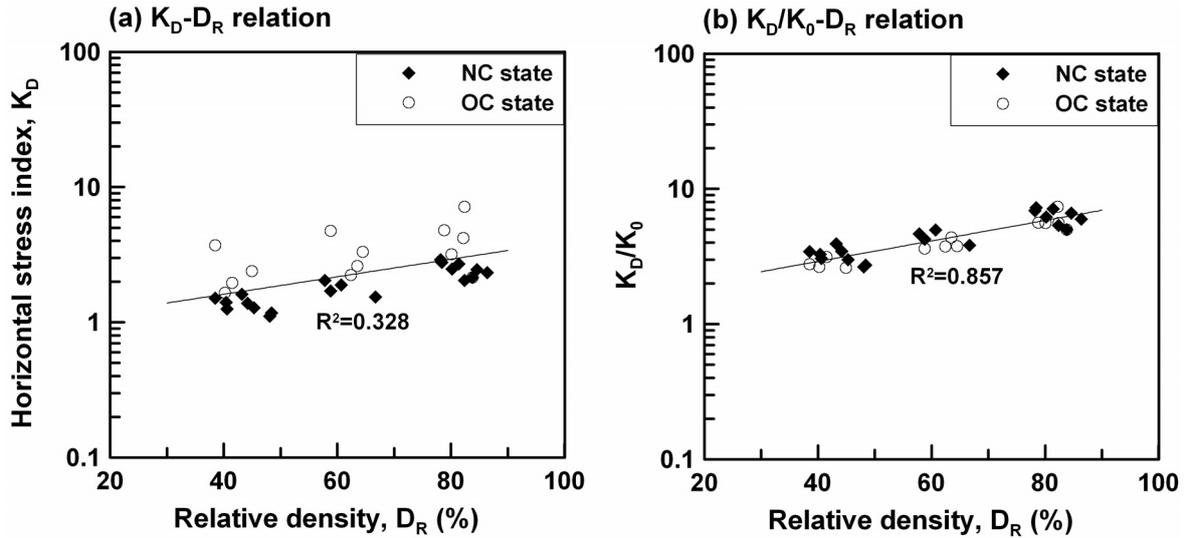


그림 9.  $K_0$ - $D_R$  관계에 미치는 응력이력의 영향 및 보정

$$K_D = A \exp(BD_R) \quad (3)$$

그림 9(a)는 식 (3)에 기초하여 표현된 상대밀도에 따른 부산사의 수평응력지수 분포이다. 동일한 상대밀도에서 과압밀 시료의 수평응력지수가 정규압밀 시료의 값보다 상부에 위치하였으며, 시료의 응력이력에 관계없이 동일한 식으로 표현할 경우, 상관관계가 매우 낮게 평가되었다. 이는 사질토의 수평응력지수가 딜라토미터 계수나 콘선단저항 보다는 응력이력의 영향을 더 크게 받지만, 응력의 변화는 사질토의 상대밀도 변화에 큰 영향을 미치지 못하기 때문이다.

사질토에서 응력이력의 효과는 크게 흙의 소성변형 (plastic strain)과 수평응력의 증가로 나타난다(Jamiolkowski et al. 1988). 그러나 CPT나 DMT의 현장 관입 도중 발생하는 주변지반의 대변형 때문에 응력이력으로 인한 소성변형은 대부분 소멸되며, 관입시험 결과에 반영되는 응력이력 효과는 대부분 수평응력의 증가 때문에 나타난다(Clayton et al. 1985; Jamiolkowski et al. 1988). 따라서 지반의 응력이력 효과는 수평응력과 연직응력의 비로 표현되는 정지토압계수( $K_0$ )에 잘 반영된다. 그림 9(b)는 사질토의 수평응력지수를 정지토압계수로 정규화한  $K_D/K_0$ - $D_R$  관계이다. 여기서,  $K_D/K_0$ 는 amplification factor라고 정의되기도 한다(Jamiolkowski and Robertson 1988). 그림 8(b)에 의하면  $K_D$ 에 반영된 응력이력 효과가  $K_0$ 로 보정되어, 응력이력이  $K_D/K_0$ - $D_R$  관계에 미치는 영향은 거의 없는 것으로 나타났다.

### 3.4 응력이력에 따른 $K_D$ - $q_c$ 관계

Ticino sand와 Hokksund sand에 대한 챔버시험 결과로부터, Baldi et al.(1986)은 사질토의 콘선단저항과 수평응력지수의 관계를 식 (4)와 같이 제시하였다.

$$K_0 = 0.376 + 0.095K_D - 0.0017 \frac{q_c}{\sigma_v'} \quad (4)$$

Bellotti et al.(1994)는 Toyoura sand에 대한 챔버시험 으로부터 식 (4)로 추정되는 정규압밀 상태 시료의  $K_0$ 와 챔버시료에서 결정되는  $K_0$ 가 유사함을 확인하였다. 그림 10에서는 챔버시료에서 결정된 부산사의  $K_0$ 와 현장시험

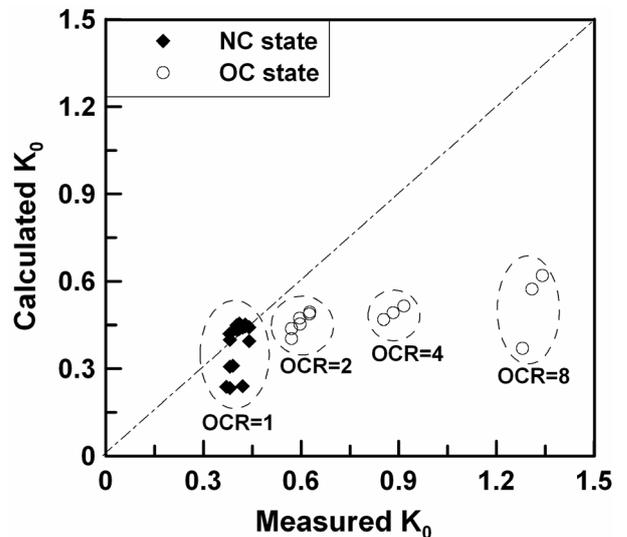


그림 10. 응력이력이  $K_0$ - $q_c$  관계에 미치는 영향

으로 결정된  $K_D$ ,  $q_c$ 를 이용하여 추정된  $K_0$ 를 비교하였다. Bellotti et al.(1994)의 결과와 유사하게 정규압밀 상태에서 부산사  $K_0$ 는 측정값과 추정값이 비교적 일치하였다. 그러나 시료의 과압밀비가 증가할수록 측정값과 추정값의 오차가 점차 증가하며, 과압밀비 8인 시료의 경우에는 약 80% 과소평가 되었다. 이와 같은 결과는 콘선단저항보다 수평응력지수가 지반의 응력이력에 더 민감하게 반응하는 특성이 식 (4)에 반영되지 않았기 때문이다.

Jamiolkowski et al.(2003)는 사질토의 콘선단저항과 상대밀도, 수평응력지수와 상대밀도의 관계를 식 (1)과 (3)으로 표현하였다. 상대밀도를 매개로 하여 두 식을 조합할 경우, 식 (5)와 같은 콘선단저항과 수평응력지수의 관계를 얻을 수 있다. 이 때, 평균 유효응력 항의 지수  $C_1=0.5$ 로 가정하였으며,  $\chi$ 와  $\delta$ 는 회귀분석으로 얻어지는 상수이다.

$$K_D = \chi \left( \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_m}} \right)^\delta \quad (5)$$

식 (5)에 기초하여 부산사의 콘선단저항과 수평응력지수의 관계를 그림 11(a)에 표현하였다. 콘선단저항이 평균 유효응력으로 정규화되어 응력이력의 영향이 상쇄되었으나, 수평응력지수에는 여전히 응력이력의 영향이 크게 작용하기 때문에, 정규압밀 시료보다 과압밀 시료의 수평응력지수가 상향 분포하였다. 반면 그림 11(b)와 같이 수평응력지수를  $K_0$ 로 정규화시킨 후, 평균 유효응력으로 정규화시킨 콘선단저항과 나타낼 경우, 응력이력의 영향이 거의 상쇄되었으며, 시료의 과압밀 여부에 관계없이 동일한 식으로 표현 가능하였다.

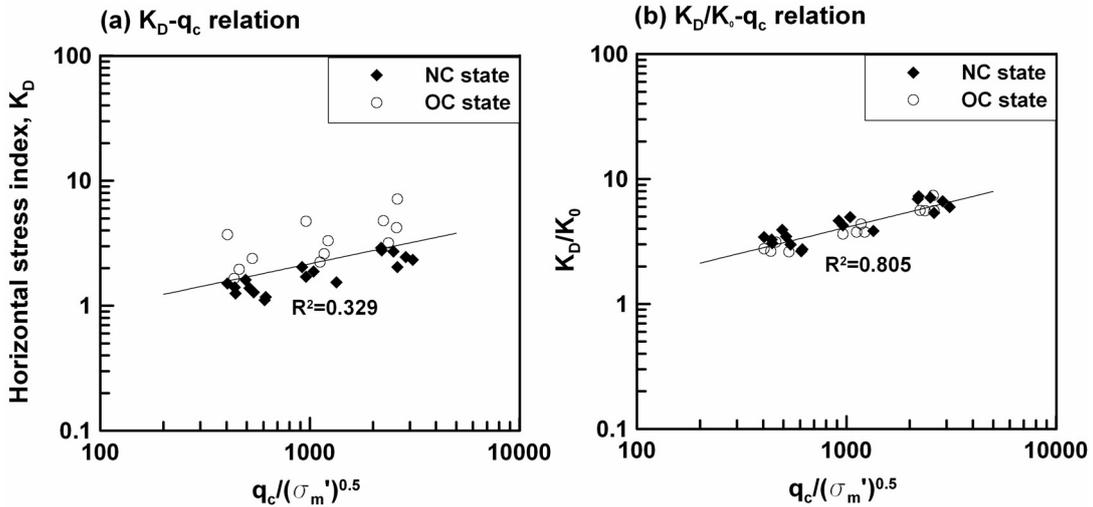


그림 11.  $K_D$ - $q_c$  관계 및 응력이력 영향 보정

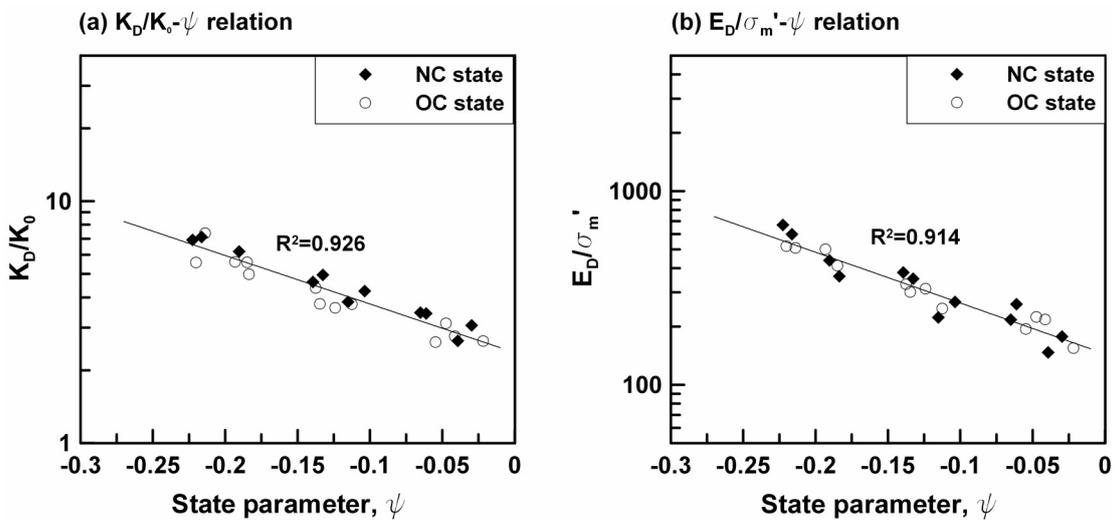


그림 12. 부산사의 상태정수와  $K_D$ ,  $E_D$  관계

### 3.5 사질토의 상태정수와 DMT 관계

Jamiolkowski et al.(1988)는 Ticino sand와 Hokksund sand에 대한 챔버시험 결과로부터 상태정수와  $K_D/K_0$ 의 관계를 식 (6)과 같이 표현하였다.

$$\frac{K_D}{K_0} = \alpha \exp(-\beta\psi) \quad (6)$$

그림 12(a)는 부산사의 상태정수와  $K_D/K_0$ 의 관계를 도시한 것이다. Jamiolkowski et al.(1988)의 결과와 마찬가지로 부산사의  $K_D/K_0$ 와 상태정수는 반대수축에서 선형관계를 만족하였으며 응력이력은  $K_D/K_0-\psi$  관계에 큰 영향을 주지 못하였다. 그림 12(b)는 평균 유효응력으로 정규화된 부산사의 딜라토미터 계수( $E_D/\sigma'_m$ )와 상태정수의 관계이다. 사질토의  $E_D/\sigma'_m-\psi$  관계는 반대수축에서 선형관계를 만족하였으며, 응력이력에 관계없이 동일한 식으로 표현되는 것으로 관찰되었다.

## 4. 결론

사질토의 거동에 큰 영향을 미치는 상대밀도와 현재 상태 응력수준과 더불어, 응력이력(stress history)은 지반의 소성변형을 유발하고 수평응력을 증가시키기 때문에 변형특성 뿐만 아니라 현장시험의 관입저항치를 증가시키는 것으로 알려지고 있다. 본 연구에서는 챔버(모형토조)에 조성된 정규압밀, 과압밀 상태의 사질토에서 콘관입시험과 딜라토미터 시험을 수행하였으며, 이로부터 지반의 응력이력 상태가 원위치 시험에 미치는 영향을 분석하였다. 본 연구의 주요 결론은 다음과 같다.

- (1) 연직응력으로 정규화된 정규압밀과 과압밀 상태의 콘선단저항은 반대수축상에서 각각 상대밀도와 선형관계를 만족하였다. 응력이력으로 증가된 수평응력의 영향으로 인하여 과압밀 시료의 콘선단저항이 정규압밀 시료의 값보다 다소 크게 평가되었으나, 콘선단저항을 평균 유효응력으로 정규화시킬 경우 응력이력에 관계없이 단일화된 식으로 표현되었다. 평균 유효응력으로 정규화시킨 콘선단저항은 평균 유효응력에서 현재의 간극비와 한계상태 간극비의 차이를 나타내는 상태정수와도 응력이력에 관계없이 높은 상관성을 보였다.
- (2) 동일 상대밀도와 연직 유효응력 상태에서 딜라토미

터 시험의 딜라토미터 계수( $E_D$ )와 수평응력지수( $K_D$ )는 응력이력의 영향으로 증가하였다. 또한 콘선단저항과 딜라토미터 계수의 관계는 응력이력의 영향을 받지 않았으나, 동일 콘선단저항에서 과압밀 시료의 수평응력지수는 정규압밀 상태보다 크게 측정되었다. 즉 수평응력지수는 콘선단저항 뿐만 아니라 딜라토미터 계수보다 응력이력에 훨씬 더 민감한 것으로 밝혀졌다.

- (3) 딜라토미터 시험의  $K_D$ 는 응력이력의 영향을 크게 받지만, 응력이력 효과가 잘 반영되는 정지토압계수  $K_0$ 로 보정된  $K_D/K_0$ 는 응력이력의 영향을 받지 않았다. 또한  $E_D/\sigma'_m-\psi$  관계도 응력이력에 관계없이 동일한 식으로 표현되며, 이는 수평응력의 변화에 대한 딜라토미터 계수와 평균 유효응력의 민감도가 유사하기 때문이다.

## 감사의 글

본 연구는 고려대학교 특별연구비와 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁 시행한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(C104A1000009-06A0200-00800)의 지원으로 이루어졌으며, 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S., and Pasqualini, E. (1986), "Flat dilatometer tests in calibration chamber", *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering*, GSP 6, ASCE, pp.431-446.
2. Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M. and Lo Presti, D.F.C. (1988), "Modulus of sands from CPTs and DMTs", *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Vol.1, pp.165-170.
3. Been, K., and Jefferies, M.G. (1985), "A state parameter for sands", *Geotechnique*, Vol.35, No.2, pp.99-112.
4. Been, K., Crooks, J.H.A., Becker, D.E., and Jefferies, M.G. (1986), "The cone penetration test in sands: Part I. State parameter interpretation", *Geotechnique*, Vol.36, No.2, pp.239-249.
5. Been, K., Jefferies, M.G., Crooks, J.H.A., and Rothenburg, L. (1987), "The cone penetration test in sands: Part II. General inference of state", *Geotechnique*, Vol.37, No.3, pp.285-299.
6. Bellotti, R., Fretti, C., Jamiolkowski, M., and Tanizawa, F. (1994), "Flat dilatometer tests in Toyoura sand", *Proceedings of 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, India, Vol.4, pp.1779-1782.
7. Campanella, R.G. and Robertson, P.K. (1991), "Use and interpretation of a research dilatometer", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.28, No.1, pp.113-126.

8. Choi, S.K., Lee, M.J., Choo, H.W., Tumay, M.T. and Lee, W.J. (2010), "Preparation of a large size granular specimen using a rainer system with a porous plate", *Geotechnical Testing Journal*, Vol.33, No.1, pp.1-10.
9. Clayton, C.R.I., Hababa, M.B., and Simons, N.E. (1985), "Dynamic penetration resistance and the prediction of the compressibility of a fine-grained sand - a laboratory study", *Geotechnique*, Vol.35, No.1, pp.19-31.
10. Cubrinovski, M., and Ishihara, K. (1999), "Empirical correlation between SPT N-value and relative density of sandy soils", *Soils and Foundations*, Vol.39, No.5, pp.61-71.
11. Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T. and Lancellotta, R. (1985), "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils", *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, pp.57-153.
12. Jamiolkowski, M., Lo Presti, D.C.F. and Manassero, M. (2003), "Evaluation of relative density and shear strength of sands from CPT and DMT", *Soil Behavior and Soft Ground Construction*, ASCE GSP 119, pp.201-238.
13. Jamiolkowski, M., Ghionna, V. N., Lancellotta, R., and Pasqualini, E. (1988), "New correlation of penetration tests for design practice", *Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing*, Orlando, Florida, Vol.2, pp.263-296.
14. Jamiolkowski, M., and Robertson, P.K. (1988), "Closing address. Future trends for penetration testing", *Geotechnology Conference: Penetration Testing in the UK*, Birmingham, pp.321-342, Thomas Telford, London.
15. Jefferies, M.G., Jonsson, L., and Been, K. (1987), "Experience with measurement of horizontal geostatic stress in sand during cone penetration test profiling", *Geotechnique*, Vol.37, No.4, pp.483-498.
16. Housby, G.T., and Hitchman, R. (1988), "Calibration chamber tests of a cone penetration in sand", *Geotechnique*, Vol.38, No.1, pp.39-44.
17. Kim, S.H., Lee, M.J., Choi, S.K., Hong, S.J., and Lee, W.J. (2007), "Relationship between the State Parameter and Cone Resistance of Busan Sand", *Journal of Korean Geotechnical Society*, Vol.23, No.3, pp.123-131.
18. Konrad, J.M. (1988), "Interpretation of flat plate dilatometer tests in sands in terms of the state parameter", *Geotechnique*, Vol.38, No.2, pp.263-227.
19. Kulhawy, F.H., and Mayne, P.H. (1990), *Manual on estimating soil properties for foundation design*, Electric Power Research Institute, EPRI.
20. Lambrechts, J.R., and Leonard, G.A. (1978), "Effect of stress history on deformation of sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.104, No.GT11, pp.1371-1387.
21. Luune, T., and Christophersen, H.P. (1983), "Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands", *Proceedings of the Offshore Technology Conference*, Richardson, Texas, Paper No.4464.
22. Marchetti, S. (1980), "In situ tests by flat dilatometer", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.106, No.3, pp.299-321.
23. Mayne, P.W. (1995), "CPT determination of OCR and  $K_0$  in clean quartz sands", *Proceedings, CPT '95*, Swedish Geotech Society, Linkoping, Vol.2, pp.215-220.
24. Mayne, P.W., and Kulhawy, F.H. (1982), " $K_0$ -OCR relationships in soil", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.108, No.GT6, pp.851-872.
25. Miura, S., and Toki, S. (1982), "A Sample Preparation Method and Its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand", *Soils and Foundations*, Vol.22, No.1, pp.61-77.
26. Parkin, A. K., and Lunne, T. (1982), "Boundary effects in the laboratory calibration of a cone penetrometer in sand", *Proceeding of 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Orlando, Vol.1, pp.221-243, Balkema, Rotterdam.
27. Robertson, P.K. (2009), "CPT-DMT correlations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.135, No.11, pp.1762-1771.
28. Robertson, P.K., and Campanella, R.G. (1983), "Interpretation of cone penetrometer test: Part I: Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, No.4, pp.718-733.
29. Schmertmann, J.H. (1976), "An updated correlation between relative density DR and Fugro-Type electric cone bearing,  $q_c$ ", *Contract report, DACW 38-76M 6646*, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
30. Yoshimi, Y., Kuwabara, F., and Tokimatsu, K. (1975), "One-dimensional volume change characteristics of sands under very low confining stresses", *Soils and Foundation*, Vol.15, No.3, pp.51-60.

(접수일자 2010. 4. 15, 심사완료일 2010. 6. 22)

# LRFD 설계를 위한 현장타설말뚝의 주면지지력 저항계수 산정

## Determination of Resistance Factors of Load and Resistance Factor Design for Drilled Shaft Based on Load Test

김 석 중<sup>1</sup> Kim, Seok-Jung

권 오 성<sup>2</sup> Kwon, Oh-Sung

정 성 준<sup>3</sup> Jung, Sung-Jun

한 진 태<sup>4</sup> Han, Jin-Tae

김 명 모<sup>5</sup> Kim, Myoung-Mo

### Abstract

Load Resistance Factor Design method is used increasingly in geotechnical design world widely and resistance factors for drilled shafts are suggested by AASHTO. However, these resistance factors are determined for intact rock conditions; by comparison, most of bedrocks in Korea have weathered condition, so that applying the AASHTO resistance factors is not reasonable. Thus, this study suggests the proper resistance factors for design of drilled shaft in Korea. The 22 cases of pile load test data from 8 sites were chosen and reliability-based approach is used to analyze the data. Reliability analysis was performed by First Order Second Moment Method (FOSM) applying 4 bearing capacity equations. As a result, when the Factor of Safety (FOS) was selected as 3.0, the target reliability indexes ( $\beta_c$ ) were evaluated as 2.01 ~ 2.30. Resistance factors and load factors are determined from optimization based on above results. The resistance factors ranged between 0.48 and 0.56 and load factors for dead load and live load are evaluated as approximately 1.25 and 1.75 respectively. However, when the target reliabilities are considered as 3.0, the resistance factors are evaluated as approximately 50% of the results when the target reliability index was 2.0.

### 요 지

기초구조물의 설계에 있어 전세계적으로 하중저항계수설계법(LRFD)이 확산되는 추세이다. 현재 국내의 현장타설 말뚝 설계에 있어 AASHTO(2007)에서 제안한 저항계수를 이용하고 있지만, 이는 미국 내 분포하는 무결암에 대한 저항계수이며 지역적 가변성이 큰 저항계수의 특성상 국내 암반에 적용하기에 부적합하다. 따라서 본 연구에서는 국내에서 수행된 재하시험 자료를 이용하여 국내 지반에 적합한 저항계수를 산정하였다. 측정지지력 확인이 가능한 8개 현장의 재하시험 결과 중 22개의 자료를 이용하여 4가지의 지지력 공식에 대한 저항편향계수를 산정하였으며, 이를 이용하여 신뢰성분석을 수행하였다. 그 결과 현장타설말뚝의 안전율이 3.0일 때 목표 신뢰도지수는 약 2.01 ~ 2.30 으로 산정되었다. 또한 최적화를 이용하여 저항계수 및 하중계수를 산정한 결과 저항계수는 약 0.48~0.56, 사하중계수는 약 1.25, 활하중 계수는 약 1.75로 산정되었다. 하지만 목표 신뢰도지수를 AASHTO에서 제안한 3.0을 이용하여 저항계수를 산정하면 목표 신뢰도지수 2.0을 적용하였을 때 산정한 저항계수의 약 50% 값을 가진다.

**Keywords :** Drilled shaft, Load and resistance factor design (LRFD), Reliability analysis, Resistance factor

1 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil and Environmental Engr., Seoul National Univ.)

2 정희원, 대림산업(주) 기술연구소 과장 (Member, Ph. D., Technology Research Institute, Daelim Industrial Co. Ltd)

3 정희원, 한국해양연구원 연안개발에너지연구부 연수연구원 (Member, Researcher, Coastal Engr. & Ocean Energy Research Department, Korea Ocean Research and Development Institute)

4 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 박사후과정 (Member, Post-doctoral Researcher, Dept. of Civil & Environmental Engr., Seoul National Univ.)

5 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Engr., Seoul National Univ., geotech@snu.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서론

현재 전세계적으로 기초구조물의 설계에 있어서 기존의 허용응력법(Allowable Stress Design) 대신 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design, LRFD)의 적용이 확산되는 추세이다. 하중저항계수설계법은 신뢰성 분석을 기반으로 저항의 불확실성을 고려하기 때문에 구조물의 파괴확률을 정량적으로 판단할 수 있어 일관된 신뢰도로 설계할 수 있는 장점을 가지고 있는데 이를 위하여 신뢰성 있는 저항계수와 하중계수의 산정은 필수적이다. 미국의 경우 2007년부터 교량 구조물 설계시 LRFD적용이 의무화되었으며, AASHTO LRFD 교량설계기준(2007)에서 현장타설말뚝의 저항계수를 주변지지력과 선단지지력에 대하여 분리하여 제시하였다. AASHTO LRFD 교량설계기준에서 제안하고 있는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주변지지력에 대한 저항계수는 지지력 산정 공식에 따라 약 0.50~0.55로 제시되었다.

하지만 AASHTO LRFD에서 제안한 저항계수는 일반

적으로 기반암이 무결암인 복미의 실정에 적합하게 제안한 값이다. 국내의 경우 대표적 암종인 화강암 및 편마암은 암석강도 기준으로는 보통암-경암에 해당하지만 말뚝의 지지층으로 사용되는 기반암 상부는 절리 및 풍화가 발달하여 풍화암 또는 연암으로 분류되는 경우가 대부분이기 때문에 AASHTO LRFD에서 제안한 저항계수를 국내의 설계기준에 직접 적용하기에는 부적절하다.

따라서 본 논문에서는 국내에서 수행된 현장타설말뚝의 재하시험자료를 이용하여 국내지반에 적용 가능한 주변지지력의 저항계수를 산정하였다. 총 8개 현장에서의 재하시험 자료를 분석하고, 일축압축강도로 주변지지력을 산정하는 지지력 공식들을 이용하여 통계적 특성을 산정한 후 신뢰성 분석을 수행하였다. 또한 최적화를 이용하여 저항계수와 하중계수를 산정하였다.

# 2. 현장시험 자료 분석

본 연구에서 수집한 재하시험의 시험 말뚝의 제원과

표 1. 시험말뚝별 제원 및 지반조사 결과

	말뚝길이(m)	암반근입깊이(m)	말뚝직경(m)	지반	재하하중(ton)	일축압축강도(kg/cm <sup>2</sup> )	변형계수(kgf/cm <sup>2</sup> )	RQD(%)	TCR(%)
TP 1	18.96 (20.00~38.96)	38.96	2.35	풍화암 + 연암	10750	31~198	10,580~21,505	0~13	54~100
TP 2	20.61 (15.60~36.21)	36.21	1.85	풍화암 + 연암	5000	102~254	- <sup>1)</sup>	22~78	53~100
TP 3	9.11 (24.30~33.41)	33.41	1.35	풍화암 + 연암	4500	56~250	3,954~49,340	25~72	80~100
TP 4	35.38 (1.00~36.38)	36.38	1.85	풍화암	3750	18~87	1,799~13,577	4~35	30~100
TP 5	40.14 (15.28~55.42)	55.42	3	풍화암 + 연암	21000	24~321	7,481~17,053	0~68	51~100
TP 6	44.10 (12.50~56.60)	56.60	2.4	풍화암	17000	5~14	2,515~4,714	0~36	20~100
TP 7	45.10 (6.1~51.20)	51.20	2.4	풍화암 + 연암	12000	44~47	1,500~41,495	0~42	90~100
TP 8	40.01 (12.25~52.26)	52.26	2.4	풍화암 + 연암	9000	1~192	3,065~21,004	0~55	30~100

<sup>1)</sup>: TP2의 경우 변형계수 산정을 위한 프레스미터 시험이 수행되지 않음.

표 2. 토질 및 암반 분류 기준

구분	지반의 개략적인 특징	TCR(%)	RQD(%)	일축압축강도(kg/cm <sup>2</sup> )	N(타/cm)
풍화암	조암광물이 상당히 풍화되어 암석자체의 색조가 변색되었으며, 충전물이 채워지거나 열린 절리가 많고 암석은 가벼운 망치타격에 쉽게 부서지며 절리빈도가 아주 높고 시추시 암편만 회수되어 코어회수율이 30% 미만이거나 N치가 50타/cm이상인 지반	0~30	≤10	10~200	≥50/15
연암	절리면 주변의 조암광물은 풍화되어 변색되었으나 암석 내부는 부분적으로 풍화가 진행 중이며 망치타격에 둔탁한 소리가 나면서 파괴되고 일부 열린 절리가 있으며 절리간격은 100cm 미만이고 NX 시추 시에 코어회수율이 30~60%(RQD 25%미만)의 범위인 지반	30~60	10~25	100~400	-

\*TCR, RQD, 일축압축강도 조건 중 가장 불리한 층으로 분류

\*풍화암과 연암의 경계결정은 육안적인 풍화상태, 강도, 주변 토층 및 암층의 연속성 등으로 판단

지반조사 결과를 표 1에 나타내었다. 대부분의 말뚝은 연암이나 풍화암에 근입된 말뚝이었으며, 일축압축강도 및 RQD, TCR값 등이 측정되었다. 풍화암과 연암의 경계결정은 육안 관찰로 평가한 풍화상태, 강도, 주변 토층 및 암층의 연속성 등으로 판단하였으며, 풍화암과 연암의 개략적인 특징을 표 2에 정리하였다.

## 2.1 측정 주면지지력

측정 주면지지력을 산정하기 위하여 재하시험 자료를 바탕으로 하중전이분석을 수행하였다. 각 심도별로 측정된 변형률을 이용하여 심도별 축하중을 계산하였으며, 계산된 축하중으로 구간별 축하중을 계산하여 심도별 단위주면지지력-변위곡선(f-w 곡선)을 작성하였다. 표 1에 제시한 8개 현장 중 3번 현장에서 산정된 f-w곡선을 그림 1에 제시하였다.

O'Neil & Reese(1999) 등의 연구에 따르면 말뚝직경의 1%에 해당하는 변위가 발생할 때의 주면지지력을

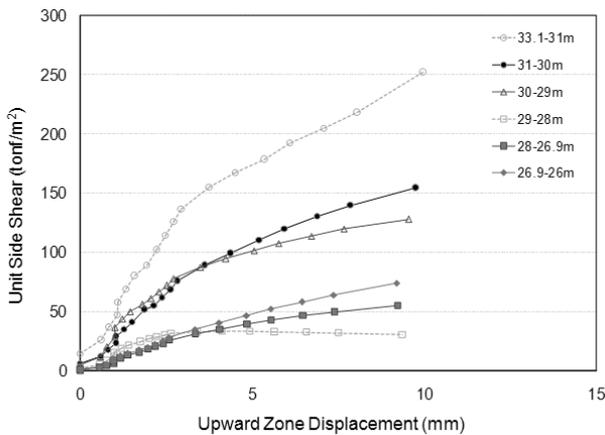


그림 1. 3번 현장에서의 심도별 f-w곡선

표 3. 측정 주면지지력

	심도	지반	측정주면지지력(kPa)		심도	지반	측정주면지지력(kPa)	
TP1	32.0-34.0	연암	2912.45	TP3	31.0-33.1	연암	2687.67	
	35.0-36.0	연암	1218.01		TP4	24.0-30.5	풍화암	238.87
	36.0-37.0	연암	2446.51		TP5	44.0-45.85	풍화암	324.04
	37.0-38.7	연암	1901.55			46.5-48.5	연암	2847.99
TP2	28.8-32.9	풍화암+연암	807.03	48.5-50.5	연암	1996.79		
	32.9-33.9	연암	889.08	50.5-52.5	연암	1442.49		
	33.9-35.3	연암	2058.23	52.5-54.5	연암	1515.30		
TP3	26.9-28.0	연암	680.06	TP7	45.5-50.2	연암	3348.91	
	28.0-29.0	연암	369.93	TP8	46.26-48.26	풍화암	1215.68	
	29.0-30.0	연암	1402.69		48.26-49.76	연암	1166.79	
	30.0-31.0	연암	1791.84		49.76-51.35	연암	1604.19	

극한주면지지력으로 결정한다. 따라서 본 연구에서는 산정한 f-w곡선을 바탕으로 말뚝직경의 1%에 해당하는 변위가 발생하였을 때의 주면지지력을 측정주면지지력으로 산정하였다. 하지만 그림 1에서 보는 것처럼 대부분 현장에서 주면지지력의 극한값이 관찰되지 않았다. 그리하여 극한주면지지력을 산정하기 위하여 f-w곡선을 쌍곡선 함수로 외삽하였다.

외삽은 말뚝 직경의 약 10%에 해당하는 변위까지 수행하였으며, 외삽 결과를 바탕으로 말뚝 직경의 1%의 변위에 해당하는 단위주면지지력을 측정 주면지지력으로 산정하였다. 산정된 심도별 측정 주면지지력을 표 3에 정리하였다.

표 3의 측정 주면지지력은 전체 심도 중 일축압축강도가 주어진 22개의 심도에 대해서만 제시하였는데 그 이유는 일축압축강도를 이용하는 주면지지력 공식에 대한 저항계수를 산정하였기 때문이다. 또한 주면지지력을 산정한 대부분의 심도가 연암층으로 일축압축강도를 측정하였으며, 풍화암층이라고 하더라도 풍화암과 연암의 경계면인 경우가 대부분이었기 때문에 지층의 연속성을 고려하여 풍화암과 연암에서의 주면지지력을 따로 구분하지 않았다.

## 2.2 계산 주면지지력

계산 주면지지력은 일축압축강도를 이용하여 극한 주면지지력을 산정하는 방법 중에서 Carter & Kulhawy (1988), Horvath & Kenny(1979), NAVFAC DM-7.2(1982), FHWA(1999)에서 제시한 4가지 지지력 공식을 이용하여 산정하였으며, 각 지지력 공식은 표 4에 요약하였다.

계산 주면지지력 산정에 필요한 일축압축강도는 심도별로 수행된 일축압축시험결과와 점하중시험 결과를

표 4. 주면지지력 산정 공식

	지지력 공식	Parameter
Carter and Kulhawy(1988)	$f_s = 6.47 \sqrt{q_u} (kPa)$	qu : 암석의 일축압축강도(kPa)
Horvath and Kenney(1979)	$f_s = 6.88 \sqrt{q_u} (kPa)$	qu : 암석의 일축압축강도(kPa)
NAVFAC DM-7.2(1982)	$f_s = (6 \sim 7.9) \times (f_w')^{0.5} (kPa)$	fw' : 암석의 일축압축강도와 콘크리트의 축압축강도 중 작은 값(kPa)
FHWA(1999)	$f_s = 0.65 \times p_a [q_u / p_a]^{0.5} (kPa)$	pa: 대기압=101kPa qu : 암석의 일축압축강도(kPa)

이용하였다. 이때 해당 심도에 일축압축강도가 2개 이상 측정된 경우에는 해당 심도의 중간에 가장 가까운 값을 이용하였으며, 같은 심도에 일축압축시험 결과와 점하중시험 결과를 모두 아는 경우에는 둘의 평균값을 이용하여 계산 주면지지력을 산정하였다.

향계수 및 통계적 특성을 산정하였다. 편향계수는 지반의 불확실성, 설계 및 지지력 공식의 불확실성 등 지지력의 불확실성에 대한 지표로 사용되는데 계산 주면지지력에 대한 측정 주면지지력의 비로 나타낸다. 본 연구에서는 측정 주면지지력과 계산 주면지지력 모두 산정 가능한 22개 심도에서 편향계수를 산정한 다음 이들의 평균과 표준편차, 그리고 변동계수를 산정하였다. 각 현장별 측정 주면지지력과 계산 주면지지력, 그리고 편향계수를 표 5에 수록하였으며 편향계수의 평균과 표준편차, 그리고 변동계수를 표 6에 나타내었다.

### 3. 분석 자료의 통계적 특성

#### 3.1 저항의 편향계수 및 통계적 특성

측정 주면지지력과 계산 주면지지력을 이용하여 편

표 5. 측정 주면지지력, 계산 주면지지력 및 편향계수 산정 결과

	심도(m)	지반	측정 주면지지력 (MPa)	계산 주면지지력(MPa) / 편향계수							
				Carter & Kulhawy		Horvath & Kenney		NAVFAC DM-7.2		FHWA	
				계산 지지력	편향계수	계산 지지력	편향계수	계산 지지력	편향계수	계산 지지력	편향계수
TP1	32.0-34.0	연암	2.91	0.47	6.24	0.50	5.87	0.60	4.87	0.47	6.24
	35.0-36.0	연암	1.22	0.79	1.54	0.84	1.45	1.01	1.20	0.79	1.54
	36.0-37.0	연암	2.45	0.76	3.21	0.81	3.02	0.98	2.51	0.76	3.22
	37.0-38.7	연암	1.90	0.90	2.11	0.96	1.98	1.16	1.64	0.90	2.11
TP2	28.8-32.9	풍화암+연암	0.81	0.89	0.91	0.94	0.86	1.14	0.71	0.89	0.91
	32.9-33.9	연암	0.89	0.76	1.17	0.81	1.10	0.98	0.91	0.76	1.17
	33.9-35.3	연암	2.06	1.02	2.01	1.09	1.89	1.31	1.57	1.02	2.02
TP3	26.9-28.0	연암	0.68	0.57	1.20	0.60	1.13	0.73	0.94	0.57	1.20
	28.0-29.0	연암	0.37	0.64	0.57	0.69	0.54	0.83	0.45	0.64	0.57
	29.0-30.0	연암	1.40	0.82	1.72	0.87	1.62	1.05	1.34	0.82	1.72
	30.0-31.0	연암	1.79	0.80	2.23	0.85	2.10	1.03	1.74	0.80	2.24
	31.0-33.1	연암	2.69	0.66	4.05	0.71	3.81	0.85	3.16	0.66	4.05
TP4	24.0-30.5	풍화암	0.24	0.27	0.88	0.29	0.83	0.35	0.68	0.27	0.88
TP5	44.0-45.85	풍화암	0.32	2.18	0.15	2.32	0.14	2.36	0.14	2.20	0.15
	46.5-48.5	연암	2.85	2.58	1.10	2.75	1.04	2.80	1.02	2.61	1.09
	48.5-50.5	연암	2.00	2.85	0.70	3.03	0.66	3.08	0.65	2.88	0.69
	50.5-52.5	연암	1.44	2.05	0.70	2.18	0.66	2.22	0.65	2.07	0.70
	52.5-54.5	연암	1.52	1.22	1.24	1.30	1.17	1.32	1.15	1.23	1.23
TP7	45.5-50.2	연암	3.35	1.36	2.46	1.45	2.31	1.47	2.27	1.37	2.44
TP8	46.26-48.26	풍화암	1.22	0.28	4.36	0.30	4.10	0.30	4.03	0.28	4.32
	48.26-49.76	연암	1.17	0.38	3.04	0.41	2.85	0.42	2.81	0.39	3.01
	49.76-51.35	연암	1.60	0.55	2.90	0.59	2.73	0.60	2.68	0.56	2.87

표 6. 저항의 편향계수 및 통계적 특성

지지력 공식	평균( $\lambda_R$ )	표준편차(S,D)	변동계수(COV)
Carter & Kulhawy	2.02	1.47	0.73
Horvath & Kenney	1.90	1.39	0.73
NAVFAC DM-7.2	1.69	1.22	0.72
FHWA	2.02	1.47	0.73

3.2 하중의 편향계수 및 통계적 특성

하중의 편향계수 및 통계적 특성은 저항의 통계적 특성과는 달리 변동성이 적다. AASHTO LRFD 교량설계 기준(2007)에서는 하중조합에 따라 강도한계상태 5가지, 극한한계상태 2가지에 대한 하중계수를 제안하고 있다. 이때 하중조건 1은 풍하중을 고려하지 않는 일반적인 교량설계에 적용되는 방법이며 신뢰성 분석을 통한 저항계수 산정시 가장 보수적인 결과를 도출한다. 하중조건 1에서의 설계하중은 오직 사하중과 활하중만을 고려하게 되며, 하중계수는 사하중에 대하여 1.25, 그리고 활하중에 대하여 1.75를 사용한다.

본 논문에서는 최적화기법으로 저항계수와 하중계수를 동시에 산정하여 AASHTO LRFD에서 제안한 저항계수 및 하중계수와 비교하였다. 이 때 하중계수의 변동성을 고려하기 위하여 Nowak(1995)과 FHWA(2001)에서 제안한 하중의 편향계수와 통계적 특성(표 7)을 이용하였다.

4. 신뢰성 분석

현재 국내에서 사용 중인 허용응력설계법에 따라 신뢰도 수준을 파악하고 목표신뢰도 지수를 결정하기 위하여 허용응력설계법에서 사용하는 안전율에 대한 신뢰도 지수를 분석하였다. 신뢰도 지수는 아래 식 (1)과 같이 하중 및 저항의 통계적 특성과 안전율(FOS), 그리고 하중비( $D_n/L_n$ )의 함수로 나타낼 수 있는데 하중 및 저항의 통계적 특성은 표 6와 표 7에 정리한 값들을 이용하였으며, 식 (1)의 입력변수중 하나인 하중비( $D_n/L_n$ )는 국내 교량 경간장 대표 값인 1.72(한국건설기술연구

원, 2008)를 사용하였다.

$$\beta_c = \frac{\ln \left[ \frac{\lambda_R \times FOS \left( 1 + \frac{D_n}{L_n} \right) \sqrt{1 + COV_D^2 + COV_L^2}}{\left( \lambda_L + \lambda_D \frac{D_n}{L_n} \right) \sqrt{1 + COV_R^2}} \right]}{\sqrt{\ln(1 + COV_R^2)(1 + COV_D^2 + COV_L^2)}} \quad (1)$$

$\beta_c$  : 목표신뢰도지수

$\lambda_R, \lambda_L, \lambda_D$  : 저항, 활하중, 사하중의 편향계수

$COV_R, COV_L, COV_D$  : 저항, 활하중, 사하중의 변동계수

$FOS$  : 안전율

$D_n/L_n$  : 하중비(사하중/활하중)

위에 설명한 입력 값들을 식 (1)에 대입한 다음 일계 이차모멘트분석법(FOSM)을 이용하여 각 지지력 공식의 안전율과 목표신뢰도 지수 관계를 도출하여 그림 2와 표 8에 나타내었다.

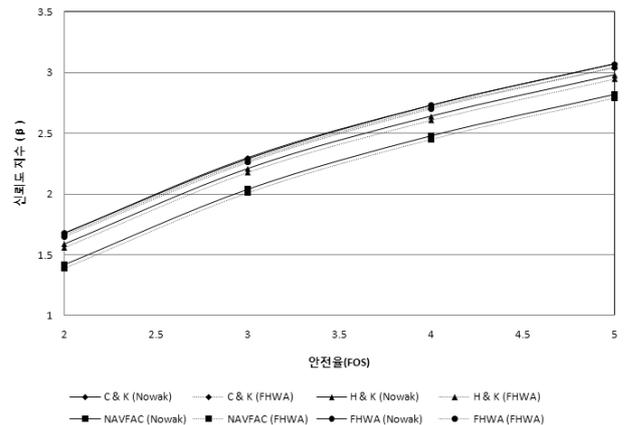


그림 2. 안전율에 따른 현장타설말뚝의 신뢰도 지수

표 7. 하중의 편향계수 및 통계적 특성

	사하중( $D_n$ )		활하중( $L_n$ )	
	편향계수( $\lambda_D$ )	변동계수( $COV_D$ )	편향계수( $\lambda_L$ )	변동계수( $COV_L$ )
Nowak(1999)	1.05	0.10	1.15	0.20
FHWA(2001)	1.08	0.13	1.15	0.18

표 8. 안전율에 따른 현장타설말뚝의 신뢰도 지수

설계방법	하중통계	신뢰도 지수			
		FOS=2.0	FOS=3.0	FOS=4.0	FOS=5.0
Carter & Kulhawy	Nowak	1.68	2.30	2.73	3.07
	FHWA	1.66	2.27	2.71	3.04
Horvath & Kenney	Nowak	1.59	2.21	2.64	2.98
	FHWA	1.56	2.18	2.61	2.95
NAVFAC DM-7.2	Nowak	1.42	2.04	2.48	2.82
	FHWA	1.39	2.01	2.45	2.79
FHWA	Nowak	1.68	2.29	2.73	3.07
	FHWA	1.65	2.26	2.70	3.04

표 8에서 보면 현장타설말뚝의 안전율 3.0에 대한 목표 신뢰도 지수 값은 2.01~2.30의 범위로 나타나 AASHTO에서 제안한 현장타설말뚝의 현행 설계법 목표 신뢰도 지수인 3.0 보다 작은 값으로 산정되었다.

### 5. 저항계수 및 하중계수 산정

본 연구에서는 LRFD 설계법을 적용하여 신뢰도 지수를 결정한 후 Ronold(1999)가 제안한 벌칙함수(Penalty function)를 이용하여 저항계수를 산정하였다. 벌칙함수란 허용응력설계법으로 결정한 목표신뢰도 지수와 LRFD 설계법으로 결정한 신뢰도 지수의 차이를 정의하는 함수로 식 (2)로 나타낸다. Ronold의 연구에 따르면 벌칙계수 k가 1.5 이상이 될 때 저항계수와 하중계수가 일정하므로 본 논문에서는 k=1.5를 적용하였다.

$$p = k(\beta - \beta_c) + \exp(-k(\beta - \beta_c)) - 1 \quad (2)$$

k : 벌칙계수(=1.5)

$\beta_c$  : 목표 신뢰도 지수

$\beta$  : LRFD 설계법으로 결정한 신뢰도 지수

LRFD설계법에 따른 신뢰도 지수는 다음 식 (3)으로 정의할 수 있으며, 식 (1)의 목표신뢰도 지수가 안전율(FOS)의 함수인 것과는 달리 식 (3)은 저항계수 및 하중계수의 함수이다. 식 (2)에 제시한 벌칙함수를 최소로 만드는 저항계수와 하중계수의 조합, 즉 최적부분계수 조합( $\phi, \gamma_D, \gamma_L$ )을 저항계수와 하중계수로 산정한다.

$$\beta = \frac{\ln \left[ \frac{\lambda_R \left( \gamma_L + \gamma_D \frac{D_n}{L_n} \right)}{\left( \lambda_L + \lambda_D \frac{D_n}{L_n} \right)} \sqrt{\frac{1 + COV_D^2 + COV_L^2}{1 + COV_R^2}} \right]}{\sqrt{\ln(1 + COV_R^2)(1 + COV_D^2 + COV_L^2)}} \quad (3)$$

$\beta_c$  : LRFD 설계법으로 결정한 신뢰도 지수

$\lambda_R, \lambda_L, \lambda_D$  : 저항, 활하중, 사하중의 편향계수

$COV_R, COV_L, COV_D$  : 저항, 활하중, 사하중의 변동계수

$D_n/L_n$  : 하중비(사하중/활하중)

$\phi$  : 저항계수

$\gamma_L, \gamma_D$  : 활하중계수, 사하중계수

식 (3)의 변수가 저항계수와 사하중계수, 그리고 활하중 계수로 총 3개이기 때문에 최적화 기법을 이용하여 최적부분계수를 산정하였으며, 최적화를 위한 제한조건은 식 (4)이다.  $R_n$ 을 허용응력설계법에 따라 식 (5)와 같이 고려하면 제한조건은 식 (6)과 같이 된다. 제한조건식에서 안전율(FOS)은 허용응력설계법에 대한 신뢰성 분석을 수행한 결과를 이용하였다. 안전율 3.0에 해당하는 목표 신뢰도 지수가 2.0 내외로 결정되었기 때문에 저항계수 산정을 위하여 목표신뢰도 지수( $\beta_c$ )는 2.0을 이용하였다.

$$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad (4)$$

$$R_n = FOS(D_n + L_n) \quad (5)$$

$$1 - \frac{\phi FOS \left( 1 + \frac{D_n}{L_n} \right)}{\left( \gamma_L + \gamma_D \frac{D_n}{L_n} \right)} \leq 0 \quad (6)$$

$\phi$  : 저항계수

$\gamma_L, \gamma_D$  : 활하중계수, 사하중계수

$R_n, D_n, L_n$  : 저항, 사하중, 활하중

FOS : 안전율

최적화 기법을 이용하여 결정한 저항계수와 하중계수

표 9. 저항계수 및 하중계수 산정 결과(목표신뢰도 지수  $\beta_c = 2.0$ )

구 분		Carter & Kulhawy	Horvath & Kenney	NAVFAC DM-7.2	FHWA
하중계수 고정 (AASHTO)	저항계수( $\phi$ )	0.56	0.52	0.48	0.55
	사하중계수( $\gamma_D$ )	1.25			
	활하중계수( $\gamma_L$ )	1.75			
Nowak 하중통계	저항계수( $\phi$ )	0.55	0.52	0.48	0.55
	사하중계수( $\gamma_D$ )	1.23	1.25	1.25	1.24
	활하중계수( $\gamma_L$ )	1.74	1.75	1.75	1.74
FHWA 하중통계	저항계수( $\phi$ )	0.55	0.51	0.48	0.54
	사하중계수( $\gamma_D$ )	1.24	1.25	1.25	1.24
	활하중계수( $\gamma_L$ )	1.75	1.75	1.75	1.75

표 10. 저항계수 및 하중계수 산정 결과 (목표신뢰도 지수  $\beta_c = 3.0$ )

구 분		Carter & Kulhawy	Horvath & Kenney	NAVFAC DM-7.2	FHWA
하중계수 고정 (AASHTO)	저항계수( $\phi$ )	0.28	0.26	0.26	0.28
	사하중계수( $\gamma_D$ )	1.25			
	활하중계수( $\gamma_L$ )	1.75			
Nowak 하중통계	저항계수( $\phi$ )	0.29	0.27	0.27	0.28
	사하중계수( $\gamma_D$ )	1.30	1.30	1.30	1.30
	활하중계수( $\gamma_L$ )	1.75	1.75	1.75	1.75
FHWA 하중통계	저항계수( $\phi$ )	0.28	0.27	0.27	0.28
	사하중계수( $\gamma_D$ )	1.30	1.30	1.30	1.30
	활하중계수( $\gamma_L$ )	1.75	1.75	1.75	1.75

수를 표 9에 AASHTO 방법에 따라 산정한 저항계수와 나란히 수록하였다.

지지력 공식별로 산정된 저항계수는 약 0.48~0.56 범위의 값으로서 AASHTO에서 제안한 암반에 근입된 현장 타설말뚝의 저항계수 0.50~0.55와 큰 차이가 없다. 또한 최적화를 통하여 저항계수와 하중계수를 함께 산정한 저항계수는 AASHTO 방법으로 산정한 저항계수와 약 1% 내외의 차이를 보였으며, 하중 계수 역시 약 1.25와 1.75로 산정되어 AASHTO에서 제안한 값과 차이가 없었다.

그러나 AASHTO에서 제안한 저항계수는 목표신뢰도 지수가 3.0일 때의 결과이며, 본 연구에서 가정한 목표신뢰도 지수는 2.0이다. 본 연구에서 사용한 자료에 대하여 목표신뢰도 지수 3.0을 적용하면 표 10에서 보는 것처럼 저항계수는 표 9의 저항계수와 비교할 때 약 50%의 값을 가지게 된다. 이 결과는 목표신뢰도 지수의 중요성을 시사함과 동시에 근거있는 목표신뢰도 지수 정립이 하루 빨리 이루어 져야 함을 의미한다.

## 6. 결 론

본 논문에서는 국내에서 수행된 현장타설말뚝의 재

하시험자료를 이용하여 국내지반에 적용 가능한 주면 지지력의 저항계수를 산정하였다. 총 8개 현장에서의 재하시험 자료를 분석하고, 일축압축강도를 이용하여 주면지지력을 산정하는 지지력 공식들을 이용하여 통계적 특성을 산정한 후 신뢰성 분석을 수행하였다. 또한 최적화를 이용하여 저항계수와 하중계수를 산정하였다. 본 논문에서 도출한 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 저항계수는 AASHTO의 하중계수를 이용하여 구한 결과와 최적화를 통하여 저항계수와 하중계수를 동시에 산정한 결과로 구분하여 비교하였는데, AASHTO 하중계수로 구한 저항계수는 약 0.48~0.56사이의 값으로서 AASHTO가 제안한 저항계수인 0.50~0.55과 비슷한 값을 나타내었다. 또한, 최적화기법을 이용하여 저항계수와 하중계수를 동시에 산정한 때의 저항계수는 하중계수를 1.25와 1.75로 고려하여 산정된 결과 값과 비교할 때 1% 내외의 차이를 보였으며, 하중계수 역시 약 1.25와 1.75로 산정되어 AASHTO에서 제안하고 있는 하중계수와 동일하였다. 이로부터 저항계수 산정시 하중계수의 변동성을 따로 고려해줄 필요가 없음을 확인하였다.

(2) AASHTO에서 제안한 저항계수는 목표신뢰도 지수가 3.0일 때의 결과이며, 본 연구에서 가정한 목표신뢰도 지수는 2.0이다. 본 연구에서 사용한 자료에 대하여 목표신뢰도 지수 3.0을 적용하면 저항계수는 목표신뢰도 지수 2.0을 적용하였을 때 산정한 저항계수의 약 50%의 값을 가진다. 이러한 결과는 목표신뢰도 지수의 중요성을 웅변한다. 국내에 적용할 수 있는 근거있는 목표신뢰도 지수의 정립이 하루 빨리 이루어져야 할 것이다.

### 감사의 글

본 연구는 서울대학교 SIR BK21(안전하고 지속가능한 사회기반건설)사업단과 대림산업의 연구비 지원으로 수행되었으며, 이에 감사의 뜻을 표합니다.

### 참고 문헌

1. 윤홍준, 정성준, 김명모 (2007), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수 산정, *한국지반공학회논문집*, 제 21권 8호, pp.107-116.
2. AASHTO (2007), *AASHTO LRFD Bridge Design Specification*, 4rd edition, AASHTO, Washington, D.C.
3. Kunt O. Ronold (1999), "Reliability-Based Optimization of Design Code for Tension Piles", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp.690-695.
4. Ng, C. W. W., Li, J. H. M. and Yau, T. L. Y. (2001), "Behavior of Large Diameter Floating Bored Piles in Saprolitic Soils", *Soil and Foundations*, Vol.41, No.6, pp.37-52.
5. Nowak, A. S. (1995), *NCHRP Report 368: Calibration of LRFD Bridge Design Code*, Transportation Research Board, Washington, D.C.
6. O'Neil, M. W., and Reese, L. C. (1999), *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Publication No. FHWA-IF-99-025, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1999.
7. Sumanta Haldar and G. L. Sivajumar Babu (2008), "Load Resistance Factor Design of Axially Loaded Pile Based on Load Test Results", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp. 1106-1117.

(접수일자 2010. 4. 23, 심사완료일 2010. 6. 28)

# 미고결 퇴적층의 암반분류와 재료원 평가

## Rock Classification and Aggregate Evaluation of Tertiary Unconsolidated Deposits

김 성 옥<sup>1</sup> Kim, Sung-Wook  
이 규 환<sup>2</sup> Lee, Kyu-Hwan

### Abstract

Tertiary unconsolidated mudstones spread throughout the eastern coast area. The demand for high quality filling materials in these areas is increasing due to harbors and large-scale residential land development. Rock produced in-situ or near site has been used as road subbase construction or reclamation materials for economical reason, but it is hard to decide appropriateness of quality specification because of its characteristics. The test results showed that unconsolidated rocks are diversely considered according to a different method of the applied geotechnical investigation. Therefore, the site of tertiary unconsolidated mudstones, the classification of rock and evaluation of rock properties that must be evaluated by objective criteria and apply a different set of criteria are needed. In addition, the environmental impact must be considered due to acid mine drainage.

### 요 지

동해안을 따라 미고결 퇴적층을 포함하는 신생대 제3기 퇴적분지가 소규모로 산재하여 분포한다. 이들 지역에서는 항만이나 대규모 단지 개발이 진행됨에 따라 양질의 매립재에 대한 수요가 증가하고 있다. 도로성토나 매립현장 주변에서 발생하는 유용암을 경제성을 고려하여 도로 성토재나 매립재로 사용되는 경우가 있으나 이러한 골재를 도로성토나 매립재로 사용하는 경우 품질기준의 적합성을 판단하기가 매우 어렵다. 미고결된 암석에 대한 실험 및 분석 결과, 적용된 실험방법에 따라 암석의 판정결과가 다르게 나타날 수 있음을 알 수 있었다. 따라서 제 3기 퇴적분지 지역과 같이 미고결 지층에서 암반분류와 지반정수 산정시에는 일반적으로 사용되는 암반분류 기준과는 다른 기준의 설정 및 적용이 필요한 것으로 판단되었다. 또한, 산성배수에 의한 환경영향에 대한 고려도 필요한 것으로 판단되었다.

**Keywords :** Aggregate evaluation, Environmental impact, Rock classification, Tertiary unconsolidated mudstone

### 1. 서 론

매립에 의한 대규모 항만공사가 증가함에 따라 토목공사에서 골재원으로 활용할 수 있는 양질토에 대한 수요는 증가하는 반면 환경 기준에 적합한 양질토의 공급량이 제한되어 골재원 수급에 불균형이 나타나고 있다.

이들 지역에 폭 넓게 분포되어 있는 미고결 퇴적층은 구조물을 지지하는 지반으로써의 용도와 시공에 필요한 재료원의 공급처로 활용 빈도가 증가하고 있다. 미고결 상태의 이암은 동해안과 제주도에 제한적으로 분포하며, 포함 일원에서 가장 넓은 분포를 보인다. 우리나라의 미고결 이암은 대부분 신생대 제3기 마이오세의 퇴적물로 다짐작용,

1 정희원, (주)지아이 대표이사 (Member, CEO, GI Co. Ltd.)

2 정희원, 건양대학교 건설시스템공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Konyang Univ., khlee@konyang.ac.kr, 교신저자)

고결작용, 재결정화작용중에 지반이 용기하여 지표로 노출되어 공학적 실험 방법에 따라 연암, 풍화암, 풍화토의 특성을 동시에 가지고 있다.

도로건설공사나 매립공사와 같은 토목공사에서 사용되는 암석은 물리·화학적 풍화 정도에 따라 경암, 연암, 풍화암, 풍화토로 구분되며, 암반의 연경도는 암석의 압축강도와 불연속면의 빈도에 의해 결정되므로 풍화도와 암반의 내구성은 반비례한다. 미고결 지층의 암반분류는 시공과 설계에 적용되는 실험 및 조사 방법에 따라 연암에서 풍화토까지 다양하게 구분되는데 골재원으로서의 부정확한 분류는 암반과 토사 재료원의 활용 측면에서 불확실성의 원인이 된다. 미고결 퇴적층의 경우, 습윤, 건조의 반복으로 슬레이킹현상과 팽창이 발생하고 급속한 강도열화 현상 나타나며, 팽창성 점토광물의 함량이 높아 굴착공사나 사면공사에 주의를 기울여야 하는 것으로 알려져 있다. 특히, 이암과 세일 등의 미립의 퇴적암은 실내물성시험이나 현장시험에서는 경암으로 판정되지만 파쇄 하여 골재로 생산된 후 현장 야적 및 시공과정에서 온도, 공기, 수분, 직사광 등의 영향으로 풍화가 급속히 진행되는 것으로 나타났다(김진철, 2005). 고화된 암석과 동일한 풍화기준을 적용할 경우 신선한 상태로 판단하기 쉬워 정밀한 풍화도 실험이 필요하다. 이암에 대한 특성은 슬레이크 내구성 실험, 팽창률 실험, 점토의 종류와 함량과 지층구조에 대한 정확

한 해석들을 종합하여 현장설계에 적용하는 것이 필요하다(박형동, 2002).

본 연구에서는 포항일원에 분포하는 제3기 미고결 퇴적층을 대상으로 지표지질조사, 공내검층, 암석시험, 물리탐사, 불연속체 해석, 내구성 및 풍화도 분석을 실시하고 이를 토대로 암반을 분류하였으며 골재원으로 사용될 경우 발생할 수 있는 문제점에 대해서 제시하고자 한다.

## 2. 지질 특성

그림 1에서 보이는 바와 같이 동해안을 따라 삼척(북평), 영해, 포항, 울산 지역은 신생대 제3기 동안 형성된 미고결 퇴적층이 분포한다. 이 지역의 퇴적암은 제3기 말기의 지반용기로 인해 속성과정이 중단되어 미고결 상태를 보이며 공학적으로 암석과 퇴적물의 특성을 동시에 보이고 있다. 미고결 지층의 연약한 지반 특성은 일반적인 암석과 달리 풍화에 의한 것이 아니며 지반의 거동이 풍화암과 상이하므로 암반분류와 지반정수 산정 시 고결된 암반과는 다른 적용기준이 필요하다. 경상 분지 동편의 포항-장기 지역일대에는 퇴적층과 화산암류로 구성된 제3기 퇴적분지가 발달하며(엄상호외, 1964) 포항지역은 그림 2와 같이 백악기 퇴적암류, 제3기의 화산암류를 기반으로 우향 및 좌향의 주향이동단층과 정단층들에 의해 구분되는 포항분지, 장기분지, 울산분지

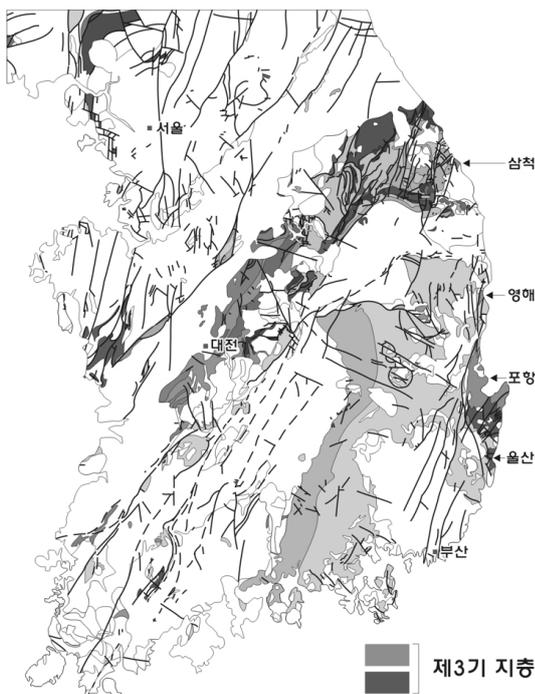


그림 1. 퇴적암 분포 지역

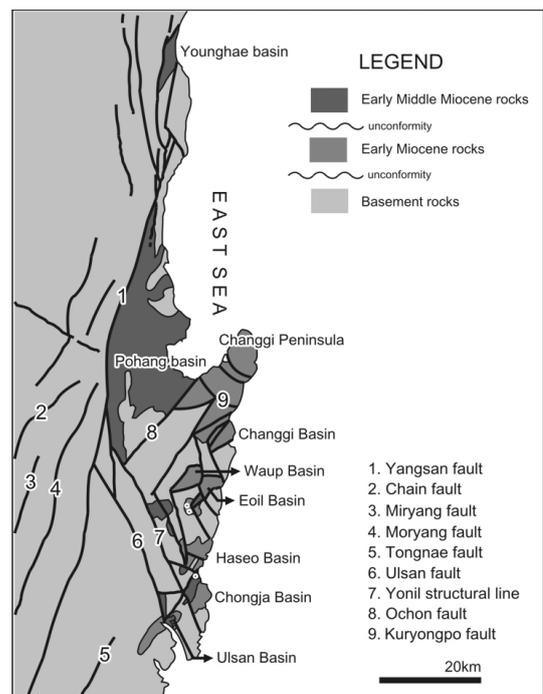


그림 2. 포항일원 제3기 분지의 분포

등의 제3기 퇴적분지로 구성되어 있다(이병주, 2002).

포항분지는 양산단층의 동측에 분포하며, 마이오세 전기의 화산암이 분포하고 마이오세 전기-중기의 해성층으로 구성되어 있다. 포항분지의 제3기층은 하부로부터 단구리역암, 천고사층, 이동층과 두호층으로 구분되며 이 중 상부의 이동층과 두호층은 미고결 이암으로 구성된다.

이동층과 두호층의 두께는 150~200m 정도로 정합적인 관계를 보이며, 고화된 정도가 상이한 사암과 이암이 호층으로 발달하여 층리 발달이 양호하며 암종의 차이에 따라 공학적 성질이 매우 복잡하다. 분포 범위가 넓은 두호층 이암은 점토광물 구성비가 50% 내외이며, 팽윤성의 몬모릴로나이트가 많이 포함되어 있어 슬레이킹 현상에 의한 지반의 붕괴와 부등침하 등의 피해가

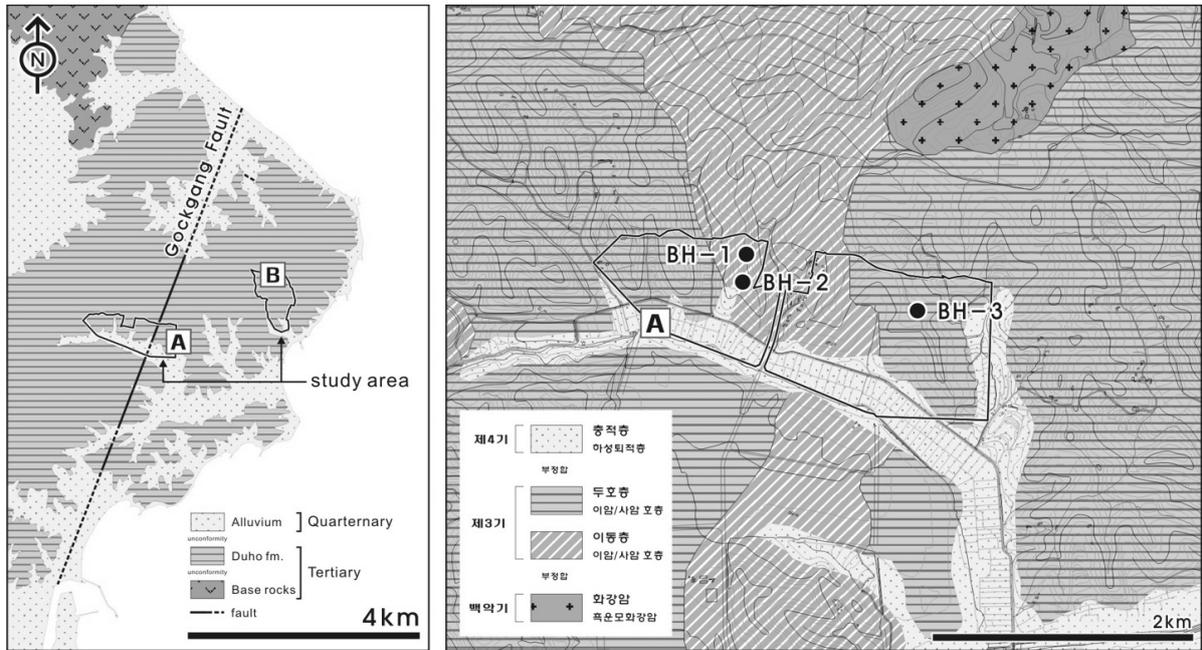
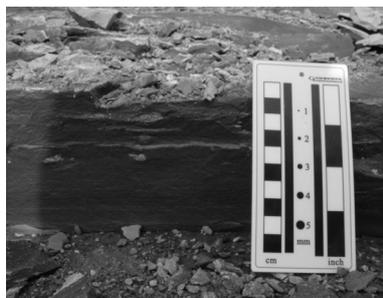


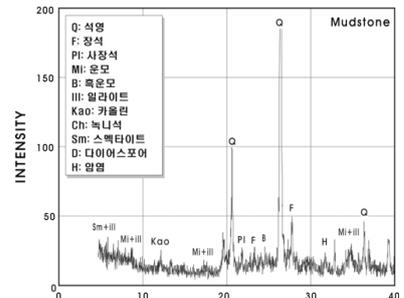
그림 3. 연구대상지역의 지질



(a) 담회색 이암



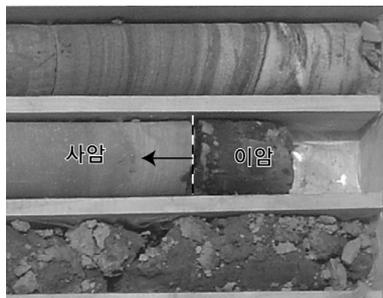
(b) 수평층리가 발달하는 이암



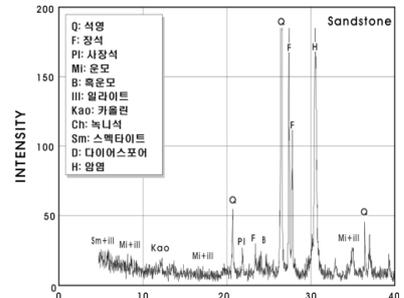
(c) 이암의 광물조성



(d) 이암에 협재된 사암



(e) 사추공에서 산출되는 사암



(f) 사암의 광물조성

그림 4. 두호층의 노두와 시추코어

빈번하게 발생하고 있다.

그림 3은 시료채취지점의 지질도를 나타낸 것이며, 관찰되는 노두는 사암과 이암의 호층으로 층리의 경사는 10°이내의 수평층을 이루고 있다. 두호층은 완전히 고화되지 않은 상태에서 지반의 용기로 인해 지표에 노출되어 암석 경도의 차이가 상이하다. 그림 4는 지표에 인접한 두호층의 사진과 광물조성을 나타낸 것으로 사암에 비해 암회색~담회색의 이암이 우세하며, XRD 분석결과, 구성광물은 석영, 장석 및 카올린, 몬모릴로나이트 등의 점토광물로 되어 있으며 특히 이암에서는 팽윤성의 몬모릴로나이트가 다량 함유되어 있다.

### 3. 시험결과 및 분석

토목구조물에 사용하기 위한 암반 분류기준은 일반적으로 지질학적 분류, 건교부 표준 품셈에 의한 분류, 공학적 분류가 있다. 지질학적인 암석분류는 암석의 성인과 지질연대에 의한 것으로 암석을 생성조건에 따라 화성암, 변성암, 퇴적암으로 구분하며 조암광물의 종류 및 성분, 쇄설물의 입경, 결정구조 등에 따라 세분화 한다. 지질연대에 따른 분류는 지층의 층서와 생성된 지질 시대에 따라 대(代, Era), 기(紀, Period), 세(世, Age)로 구분한다. 건교부 표준 품셈에 의한 암반분류에는 탄성과 속도, 일축압축강도, 토공 작업성에 의한 분류로 구분한다. 공학적 분류방법에는 RQD, RMR, Q-System등에 의해 암반을 분류한다(윤지선, 1991). 이와 같이 국내에서 적용되는 대부분의 암반 분류법은 실험 결과의 정

량적인 수치에 의존하고 있다. 또한, 기관마다 약간씩 다른 분류기준을 적용하고 있다. 그러나 포항지역에 분포하는 이암층이라고 불리는 신생대 제3기 미고결 퇴적층을 골재원으로 사용할 경우, 반드시 고려되어야 할 슬레이킹이나 산성배수에 의한 화학적, 환경적 문제 등에 대한 기준은 아직 표준화되지 않고 있다.

#### 3.1 현장 실험

연구지역 미고결 이암의 암반분류를 위해 지표조사와 시추조사, S-PS 검증, 전기비저항 및 굴절법 탄성과 탐사를 실시하였다. 표 1과 같이 시추코어에 대한 조사결과 신생대 제3기 미고결층으로 분류된 암석의 코어회수율(TCR)은 90%이상이며 RQD는 30~100%의 범위로 건교부 표준품셈과 공학적 분류 기준에 의해 연암으로 분류되었다. S-PS검층에서 측정된 두호층 이암의 동탄성계수, 동전단계수, 동체적계수 및 동포아송비는 건교부 표준품셈에서 연암으로 분류되며(표 2), 굴절법탄성파탐사시험에서 P파의 전파속도는 1,200m/sec 이상으로 연암 및 보통암으로 분류되었다(그림 5).

암반분류를 위한 지반조사 방법으로 이용되는 전기비저항탐사의 결과는 해석에서 기원된 염이 염분도 0.4~0.6PPT의 농도로 잔류하여 저비저항대를 보이며, 비저항 크기에 의한 암반의 구분이 불가능 하다(그림 6a). 두호층 이암과 사암 호층대의 굴절법 탄성파탐사에서 속도층은 2층 구조로 해석되며, 상부층의 P파의 전파속도는 800-1,200m/sec로 산정되어 건설교통부 품셈분류

표 1. 시추코어의 조사결과

지 층	심도 (GL-m)	두께 (m)	암종	N치		지반고 (EL,m)
				TCR	RQD	
연 암	0.0-20.0	20.0	신생대 제3기 미고결층 암회색의 이암류	100%	30-100%	38.84
연 암	0.0-8.5	8.5	신생대 제3기 미고결층 암회색의 이암	92-100%	40-90%	33.50
풍화토	0.0-1.8	1.8	황갈색의 실트질	28회/30회		39.70
풍화암	1.8-16.5	14.7	황갈색의 실트질	54-100%	0-31%	
연 암	16.5-24.5	8.0	신생대 제3기 미고결층 암회색의 이암	100%	55-96%	

표 2. 이암의 탄성파속도와 동적물성치

탄성파속도 (평균)		동적물성치 (평균)			
Vp (m/sec)	Vs (m/sec)	Ed (kgf/cm <sup>2</sup> )	Gd (kgf/cm <sup>2</sup> )	Kd (kgf/cm <sup>2</sup> )	Vd
1,724~1,852 (1,779)	909~962 (934)	4.85E+04~5.46E+04 (5.13E+04)	1.85E+04~2.08E+04 (1.96E+04)	4.01E+04~4.99E+04 (4.50E+04)	0.29~0.32 (0.31)

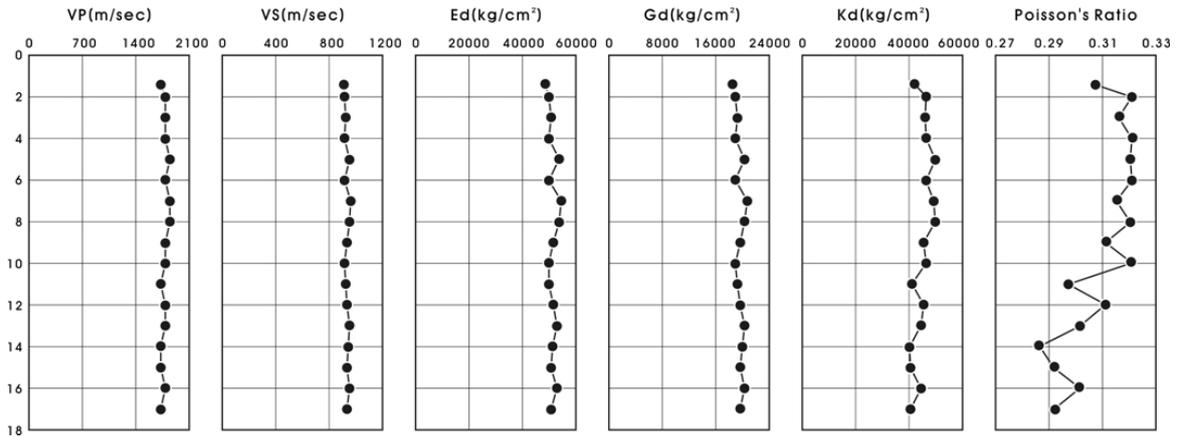
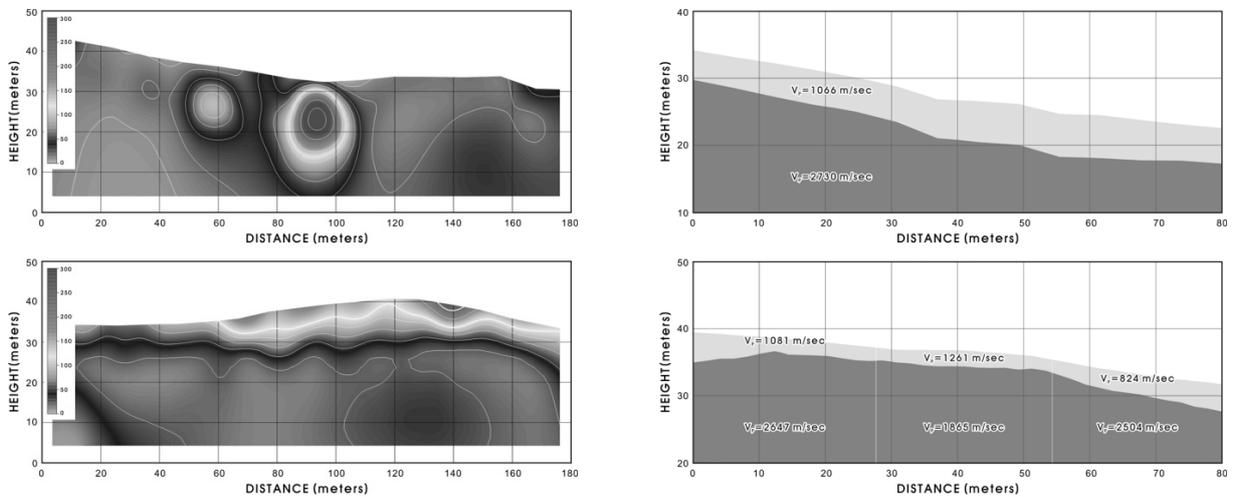


그림 5. S-PS 검층의 탄성파 속도와 동적물성치



(a) 전기비저항 분포

(b) 굴절법 탄성파속도 분포

그림 6. 전기비저항 및 탄성파속도 단면

기준의 풍화암에 해당하며, 하부층은 1,800-2,700m/sec 범위로 건교부 품셈분류에서 연암-보통암에 해당한다 (그림 6b).

거동을 나타냈다. 즉 암반의 강도를 측정하는 방법에 따라 상이한 암반으로 분류되는 결과를 보여주었다.

### 3.2 실내 암석실험

함수율과 흡수율 시험결과 자연 상태의 이암은 함수율은 10~20%, 흡수율은 35~47%의 범위를 보였다. 암석의 변질에 대한 내구성의 상대적 등급을 평가하기 위

두호층 이암과 사암의 일축압축 강도는 각각 평균 13.7 MPa와 24.4Mpa로 측정되어 건설교통부 표준품셈 분류기준에 의해 각각 풍화암과 연암으로 분류되었다(그림 7). 그러나 표 4에서와 같이 한국토지공사 등의 다른 구분기준을 적용하면 대부분 연암의 지층범위에 속한다. 반면 일축압축강도 시험에 사용된 동일한 시료에 대한 점하중 강도는 하중의 작용과 동시에 파쇄 되어 측정이 불가능하였다(그림 8). 두호층 사암의 일축압축강도는 연암의 강도를 나타냈지만, 점하중은 풍화암과 유사한

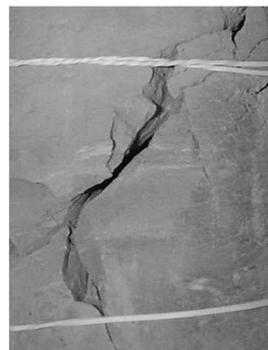


그림 7. 일축압축강도 실험

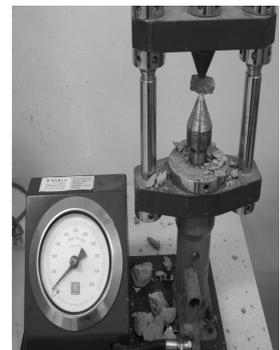


그림 8. 점하중강도 실험

해 제안된 슬레이크 내구성시험(Franklin and Chandra, 1972)에서 두호층 사암은 2회의 슬레이킹 시험 후 잔류량이 98.03%였으며, 이암은 73.60%의 잔류량을 보였다. 지반이 습윤, 건조가 반복되는 환경에 노출된 경우 사암과 이암의 기계적 풍화 정도 차이에 의한 이방성이 나타날 것으로 예상되나 연구지역 기반암인 화산암의 풍화암 내구성에 비해 높은 내구성을 나타냈다. 내구성 지수에 의한 암석의 분류를 적용하면(Gamble, 1971) 두호층 사암은 고 내구성에 해당하며, 이암은 중정도 내구성 암석으로 분류된다. 반면 화산암의 풍화암은 저내구성 암석으로 분류되어 미고결 암석과 고결 후 풍화과정 중에 있는 암석의 내구성에서 차이가 나타났다(표 3).

두호층 암석 중 점토광물의 함량이 많은 세립질 이암은 수침실험으로부터 팽창성을 확인할 수 있다. 고화된 이암(백악기 이암)은 장기 수침상태에서 수분의 침투가

거의 일어나지 않는 것에 비해 두호층 이암은 수침 초기부터 층리면을 따라 쪼개짐과 팽창이 시작되며, 4시간 이후 대부분 수 mm이하의 얇은 층리면에서 박리현상이 관찰되었다(그림 9). 이암의 단순 슬레이크 내구성은 (USBR, 1989)은 느린정도에 해당하며, 풍화암보다는 양호한 내구성을 보인다. 수침과정에서 관찰되는 이암의 붕괴와 팽창은 일반적인 풍화암에서 관찰되는 탁수가 전혀 발생되지 않았으며, 파쇄는 미고결 상태의 층리 주변에 집중되고 있어 풍화암의 팽창현상과는 구분된다.

### 3.3 화학적 풍화 특성

암석의 풍화저항력 풍화지수는 화학적 풍화에 의해 용탈되는 원소의 비율을 측정함으로써 산정할 수 있다. 두호층 이암 시료의 X-선 형광분석(XRF)으로 측정된

표 3. 슬레이크 내구성

(단위 : %)

시료	Slake Durability Test		
	Id <sub>1</sub>	Id <sub>2</sub>	평가
두호층 사암	99.00	98.03	고 내구성
두호층 이암	86.48	73.60	중정도 내구성
기반암(화산암) 풍화암	68.02	56.30	저 내구성

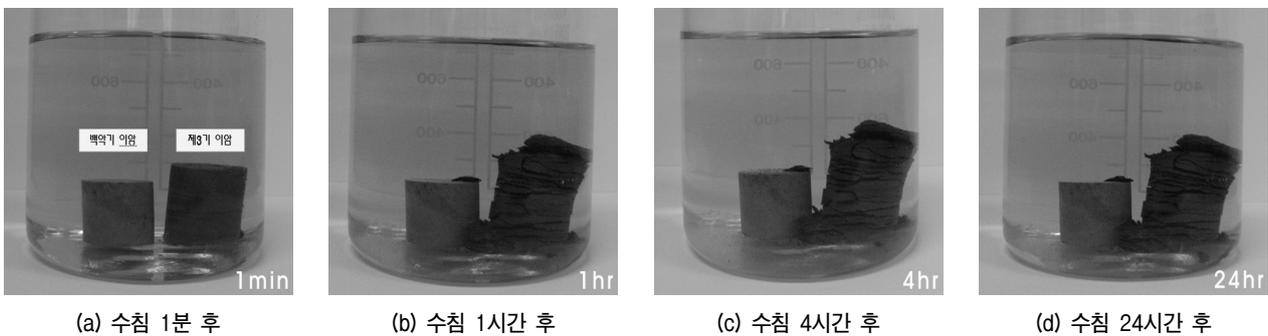


그림 9. 두호층 이암의 수침실험

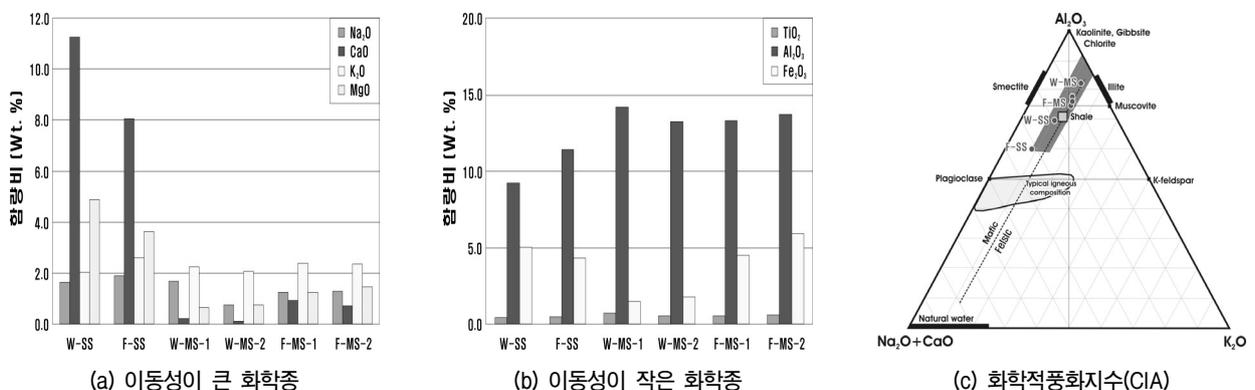


그림 10. 이암의 이동성에 의한 화학종과 화학적 풍화지수(CIA)

원소의 무게비(wt.%)를 이용하여 풍화지수를 산정하였다. 산성 용액을 현탁하여 만든 인위적인 풍화조건하에서 반응시간이 증가함에 따라 광물들로부터 이온의 제거 반응이 시작되었으며 사장석의 용탈반응으로 인해  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$  등의 이온들이 감소하는 경향을 나타냈다. 이암의 풍화지수는 74.49~75.85의 값으로 연암에 해당하며, 풍화가 진행된 이암의 경우도 점토광물의 풍화단계에까지는 이르지 못하는 것으로 나타났다. 풍화의 진행 경로는 대부분 기반암, 일라이트, 카올린의 경로로 진행될 것으로 예상된다(그림 10). 프로파일 모델을 적용하여 산정한 두호층 이암의 풍화속도는 0.177kEq/ha/yr이며, 매우 느린 풍화속도에 해당한다. 암석을 구성하는 화학종의 조성과 이온 용탈과정으로 평가되는 이암은 풍화암과 상이하며 풍화 과정은 고결된 암석과 동일한 과정을 보였다.

### 3.4 용출 실험

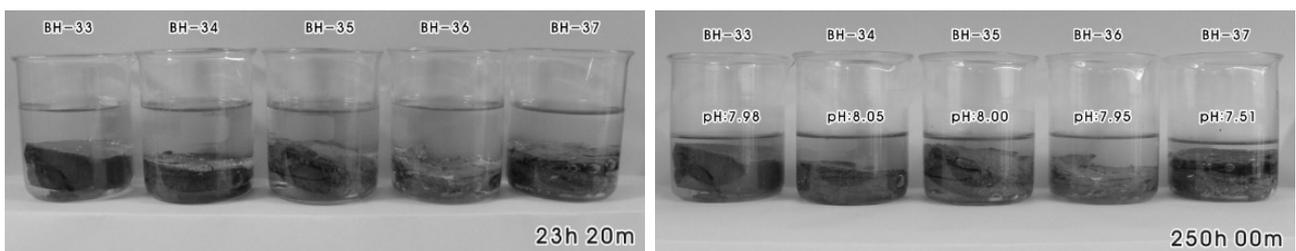
포항 일원에서 두호층을 재료를 이용하여 매립지와 절토사면에서 수산화철의 착색현상이 관찰되며, 본 연구에 사용된 두호층 이암으로부터 용출시킨 수용액의 수소이온농도(pH), 전기전도도(EC), 총고용물질양(TDS), 염도(Salinity)의 변화를 관찰하였다. 이암 시료 중 일부는 pH가 7.75로 약알카리성이 증가한 반면, 다른 일부는 2.66~2.76 범위의 강산성에 해당하는 pH를

보였다. EC와 TDS는 3,083~3,333( $\mu\text{S}/\text{cm}$ )과 2,200~2,300(ppm)으로 범위로 용출량이 매우 높았으며, 염도는 1.8-2.0(‰)로 측정되어 해성기원 두호층 이암에 잔류염이 남아 있는 것으로 분석되었다. 용출수의 양이온은  $\text{Na} > \text{Ca} > \text{Mg} > \text{K}$  크기로 함유되며 Ca는 심도 증가에 비례하여 증가하며, Na와 K는 감소하였다.

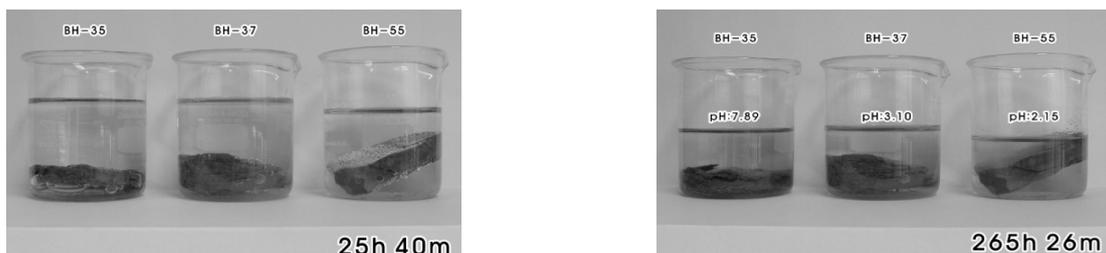
매립재료원으로서의 적합성을 알아보기 위해 강산성의 용출수가 관찰되는 이암 시료를 해수와 반응시킨 결과는 반응 전 pH 8.07의 해수는 2.56으로 변화되었다. 본 연구에서는 산성배수를 유발하는 물질에 대해 분석은 실시하지 않았으나 두호층 이암 중 일부는 산성암석 배수를 유발하며 단기간 내에 수산화철의 침전이 발생하므로 절토사면의 시공과 매립재 선정 시 풍화대에 대한 검토가 필수적으로 선행되어야 할 것으로 판단된다. 특히, 신생대 이암은 지표수와 지하수 오염의 주인자인 산성배수(ARD, Acid Rock Drainage)를 유발시키는 황산기를 생성하는 경우가 많아 매립재로 활용시에는 검증이 요구된다(심연식, 2000). 따라서 완전하게 고결되지 못한 이암에는 염이 잔류하여 육상의 토목재료원으로 사용 시 잔류염에 의한 재해가 예상되므로 설계 및 시공 시 이에 대한 대책이 필요한 것으로 판단되었다.

### 4. 암반 및 토공작업분류

국내의 암반분류 기준(표 4)에 적용되는 탄성파속도,



(a) 증류수 반응 용출수의 색도



(b) 해수 반응 용출수의 색도

그림 11. 반응 시간에 따른 용출수의 색도 변화와 수소이온 농도 변화

내압강도, TCR, RQD를 적용하면 두호층의 미고결 사암은 연암으로 분류되며, 건설표준품셈의 구분에서 이암은 적용항목에 따라 풍화암과 연암으로 분류가 나누어지며, 한국토지공사 등의 다른 구분기준을 적용하면 대부분 연암의 지층범위에 속한다. 포항 분지와 지질환경이 유사한 일본의 지반분류기준을 적용할 경우에도 두호층 이암은 연암의 범위에 해당되는 것으로 평가된다.

한편 토공작업성과 굴착난이도에 의한 암반 분류기준(표 4)에 적용되는 탄성파속도, 압축강도, 불연속면 발달빈도를 적용할 경우에도 두호층 이암은 표 5와 같이 리핑 곤란 내지 리핑 매우곤란 또는 발파의 작업범위에 해당된다. 일반적으로 암반의 등급이 낮을수록 절리

의 빈도가 증가한다. 반면, 포항 지역 이암은 절리의 빈도가 낮고 습윤시 표층의 팽창으로 인해 굴착 장비의 이동이 불가하여 토공작업성과 굴착난이도는 제시된 분류기준보다 열악한 경우가 대부분이다.

본 연구에서 수행된 지반조사방법 중 암반분류기준으로 제시된 조사방법의 결과만을 토대로 할 경우 두호층 이암은 연암에 해당하며, 상부 지층의 일부는 풍화암의 경계값을 나타낸다. 또한 암석에 작용하는 화학적 풍화와 내마모성에 대한 특성도 지질학적인 암반분류기준으로는 풍화 되지 않은 연암의 범위에 속하며 일반적인 풍화암과 상이한 결과를 보여준다. 그러나 미고결 상태의 층리에 기인한 박리현상, 높은 점토광물 함량에 의

표 4. 암반분류 기준에 의한 지층분류

구분		적용항목					분류 결과		
		자연 상태의 탄성파속도 Vp(km/sec)	암편의 탄성파속도 Vp(km/sec)	암편의 내압강도 (MPa)	TCR(%) RQD(%)	균열간격 (cm)			
암 반 분 류 기 준	건설표준 품셈(B그룹)	풍화암	1.0-1.8	2.5-3.0	10-20		1-10	○	
		연암	1.8-2.8	3.0-4.3	20-50		10-30		
	한국기술 용역협회	풍화암	<1.2	-	12.5 이하		매우 밀착		
		연암	1.2-2.5	-	12.5-40.0		5 이하	○	
	한국 토지공사	풍화암			12.3이하	코아회수 불가	매우 밀착		
		연암			12.3-39.2	10-40 측정불가	<5	○	
	대구지하철	풍화암	-	-	<10	<20 <5	<15		
		연암	-	-	10-25	>20 >20	15-100	○	
	서울시 표준 지반분류	풍화토	<1.2	-	-	N<50회 /10cm	-		
		풍화암	1.0-2.0	-	<10	>10 -	-		
		연암	2.5-3.2	-	>10	>30 >10	>20	○	
	한국고속 철도공단	풍화암	<1.2		<5	-	-		
		연암	1.2-2.5		5-25	40이하 10이하	5 이하	○	
	일본 지반분류	토사	• 충적세 ~ 홍적세, 현재의 상재 하중과 공학적 특성이 상이						
		연암	• 홍적세 구기 ~ 신생대 제3기 퇴적암, 굴착 후 급속한 풍화진행 • 물성면에서 일축압축강도가 10 ~ 20MPa						○
		경암	• 고제삼기, 중생대, 고생대의 퇴적암,						
	조 사 결 과	BH-1 BH-2	암편 탄성파속도: 2.25-3.37 자연상태 탄성파속도: 1.72-1.85		13.7(평균)	90-100 30-100	30-100	연암	
		BH-3	0.0-16.5m	암편 탄성파속도: 2.49		-	54-100 0-31	5-10	풍화암
			16.5-24.5m	암편 탄성파속도: 3.45-3.78		15.0(평균)	100 55-96	35-100	연암

표 5. 지반의 토공작업성 분류

구분		적용항목				분류 결과	
		분류기준	굴착작업성	탄성파 속도 Vp (km/sec)	압축강도 (MPa)		불연속면의 발달빈도
TCR/RQD (%)	절리간격 (cm)						
건설표준품셈 (B그룹)	토층	1.0 이하		-		발파암	
	리핑암	1.0-1.8		TCR=20% 이하 RQD=0%			
	발파암	1.8 이상		TCR=20% 이상 RQD=10%			
경도, 강도, 탄성파속도 절리간격에 의한 분류 (Atkinson, 1970) (.Bell, 1980)	리핑 용이	0.45-1.2	1.7-3.0	-	< 5	리핑곤란 - 발파	
	리핑 보통	1.2-1.5	3-10	-	5-30		
	리핑 곤란	1.5-1.85	10-20	-	30-100		
	리핑매우곤란 또는 발파	1.85-2.15	20-70	-	100-300		
	발파	> 2.15	>70	-	> 300		
탄성파속도와 32T블도우저의 작업성	세 일	불도저 굴착가능	< 0.78	-	-	리퍼가능 ~ 발파	
		리퍼작업가능	0.78-2.0	-	-		
		리퍼한계	2.0-2.4	-	-		
RMR 분류에 의한 암반의 Ripperability (Weaver, 1975)	리핑 용이 (<25점)	0.45-1.2	매우연약	C.W, 충전물 절리간격 >5mm	< 5	BH-1, 2	
	리핑 보통 (25-50점)	1.2-1.5	연약	H.W, 충전물 절리간격 <5mm	5-30		
	리핑 곤란 (50-70점)	1.5-1.85	굳음	M.W, 충전물없음 절리간격 <1mm	30-100	BH-3 상부 63점 하부 77점	
	리핑 매우곤란 또는 발파 (70-90점)	1.85-2.15	매우굳음	S.W, 충전물없음 약간절리간격	100-300		
	발파 (90-100점)	> 2.15	극히굳음	F.R, 충전물없음 간극없음	> 300		
조사 결과	BH-1 BH-2	탄성파탐사 : 2.25-3.77 공내검층 : 1.72-1.85	평균 13.7 MPa	TCR=90-100% RQD=30-100%	30-100	연암	
	BH-3	0.0-16.5m	탄성파탐사 : 2.49	-	TCR=54-100% RQD=0-31%	5-10	풍화암
		16.5-24.5m	탄성파탐사 : 3.45-3.78	평균 14.95 MPa	TCR=100% RQD=55-96%	35-100	연암

한 지반의 팽창이나 침하, 사암과 이암의 고결 정도의 차이에서 나타나는 이방성은 일반적으로 풍화암 지반에서 경험하는 사례와 매우 유사하다. 따라서 포항과 같이 미고결 상태의 지반이 분포하는 지역은 현재의 품셈에 의한 분류와 구별되는 현지 특성을 고려한 분류기준이 제시되어야 할 것으로 판단된다.

본 연구에서 수행된 지반조사방법 중 암반분류기준으로 제시된 조사방법의 결과만을 토대로 할 경우 두호층 이암은 연암에 해당하며, 극히 일부는 풍화암의 경계값을 나타낸다. 또한 암석에 작용하는 화학적 풍화와 내마모성에 대한 특성도 지질학적인 암반분류기준으로는 풍화되지 않은 연암의 범위에 속하며 일반적인 풍화암과 상이한 결과를 보여준다. 그러나 미고결 상태의 층리에 기인한 박리

현상, 높은 점토광물 함량에 의한 지반의 팽창이나 침하, 사암과 이암의 고결 정도의 차이에서 나타나는 이방성은 일반적으로 풍화암 지반에서 경험하는 사례와 매우 유사하다. 따라서 포항과 같이 미고결 상태의 지반이 분포하는 지역은 현재의 품셈에 의한 분류와 다른 현지 특성을 고려한 분류기준이 제시되어야 할 것으로 판단된다.

### 5. 다짐특성

국내의 경우, 이암이 가지고 있는 물리적 공학적 특성으로 인하여 이암을 매립 재료나 도로의 노상이나 노체 재료로 사용한 예가 거의 없다. 그러나 항만 매립공사에서 매립재료원 취득의 한계, 공사기간에 제한 등의 문제

로 인하여 과업 대상지역에서 인접한 지역에 풍부한 이암을 매립 재료로 활용하기 위한 방안으로 국내 최초로 이암을 이용한 시험시공 및 매립공사를 하였다. 표 7은 이암 매립 재료에 대한 체분석 및 액소성 시험결과로 표 6의 시방기준에서 제시한 것과 같이 토취장 시료가 재료의 최대 치수 및 0.08mm통과량은 시방기준을 만족하고 있으나 소성지수는 20이상으로 나타나 4이하의 기준은 만족하지는 못하였다. 표 8은 시험성토 A구간에서 채취한 이암에 대한 KS F 2312의 D다짐시험 결과로 최대건조밀도는  $11.1kN/m^3$ , 최적함수비는 42.9%로 나타났다. 그러나 시방기준을 만족하는 양질토의 경우, 최대 건조밀도는  $15kN/m^3$ , 최적함수비는 8~10%로 나타나 토취장 시료는 양질토에 비해 최대건조밀도는 작고 최적 함수비는 매우 크게 나타났다.

도로 노상, 노체재료로의 적합성을 판단하기 위해 현장에서 다짐을 실시한 후 현장 들밀도 시험을 통하여 시험 성과를 분석 하였다. 양질토와 토취장 이암을 이용한 구간별 다짐조건과 현장들밀도 시험결과는 다음 표 9 및 표 10과 같다.

현장시험에 대한 기준으로 노체의 다짐도는 90%이상, 노상의 다짐도는 95%이상을 적용하였으며 10톤의 진동로울러를 이용하여 다짐을 하였다. 구간별 현장 밀도시험 결과, 이암 성토의 경우, 노체는 다짐횟수 15회, 다짐두께 30cm, 노상은 다짐횟수 20회, 다짐두께 20cm로 하여 시공하는 경우 시방기준을 만족하는 것으로 나타났다. 그러나 시방기준에 제시된 재료기준을 만족하는 양질토를 이용하는 경우, 노체는 왕복 5회, 노상의 경우에는 왕복 7회의 다짐으로 시방기준을 만족시키는

표 6. 도로성토를 위한 시방기준

구 분	시방기준		
	매립토	노상	노체
재료최대치수(mm)	300 이하	100 이하	150 이하
5mm(No.4체)통과분(%)		25~100	
0.08mm(No.200체)통과분(%)	15 이내	0~25	
5mm체통과분중의 0.08mm체통과분(%)			50
소성지수	4 미만	10 이하	20 이하
수정 C.B.R		10 이상	5 이상

표 7. 체분석 및 액·소성시험

구 분	매립토(비다짐)				
	시험 1	시험 2	시험 3	시험 4	시험 5
재료최대치수(mm)	104.6	115.5	105.4	147.9	125.1
0.08mm통과분(%)	12.17	9.11	9.20	8.44	14.54
소성지수	26.91	24.66	26.61	19.66	18.47

표 8. 시험성토 A구간의 실내다짐시험

실내다짐			Gs	PI	통과율(%)			
방법	$\gamma_{dmax}(kN/m^3)$	OMC(%)			#4	#16	#50	#200
D다짐	11.1	42.90%	2.582	26.91	28.10	11.90	4.80	0.60

표 9. 양질토의 현장 다짐시험

구 분 \ 구 간	A구간	B구간	C구간	D구간
진동로울러(회)	5	7	9	11
함수비(%)	6.33	6.43	6.57	6.00
조밀도( $kN/m^3$ )	19.29	19.74	19.86	20.18
다짐도(%)	93.6	95.8	96.4	97.9
다짐두께(cm)	30	30	30	30
표면관찰	양호	양호	양호	양호

표 10. 토취장 이암의 현장 다짐시험

구 분 \ 구 간	A구간	B구간	C구간	D구간
진동로울러(회)	10	15	20	25
함수비(%)	52.60	51.46	51.05	53.88
조밀도(kN/m <sup>3</sup> )	9.9	10.0	10.8	10.9
다짐도(%)	89.5	90.4	97.6	98.3
다짐두께(cm)	30	30	30	30
표면관찰	양호	양호	양호	양호

것으로 나타나 이암성토의 경우 양질토에 비해 약 2~2.5배 정도의 다짐에너지가 필요한 것으로 나타났다. 시험시공 구역의 노체구간을 진동로울러로 층다짐을 한 후 들밀도 시험을 하여 만족한 결과를 얻었으나 우천 후 흡수성이 큰 이암의 공학적 특성으로 인하여 노상부분이 표면의 물을 모두 흡수한 상태로 다짐도가 풀어지는 현상을 관찰할 수 있었다. 양질토로 다짐을 한 지반에서 1일 동안 약 15mm 정도의 강우가 발생한 후 다짐지반 표면을 1m 굴착한 후 노체지반의 함수비를 측정하고 결과, 2~3%의 변화가 나타났으나 이암을 사용한 경우에는 8~10% 정도 함수비가 증가되었다. 이암을 이용한 경우는 다짐 직후, 노체나 노상토로서의 기준은 만족하였으나 이암 특유의 공학적인 특성으로 함수비 증가량이 크고 다짐도가 이완되는 현상을 보이므로 노체나 노상토로 사용하는 경우 신속한 포장에 필요한 것으로 판단되었다.

## 6. 결론

본 연구에서는 제3기 미고결 퇴적층을 대상으로 지표지질조사, 공내검층, 암석시험, 물리탐사, 불연속체 해석, 내구성 및 풍화도 분석 등의 실험과 다짐특성을 파악하여 암반분류와 도로 성토나 매립골재원으로 사용시 고려해야 할 점들에 대해 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 포항지역에 분포하는 신생대 제3기 이동층과 두호층은 미고결 상태의 사암과 이암으로 구성되며, 암석으로 고화과정 중에 지반의 응기로 인해 지표로 노출되어 형성되었다. 그러나 포항일원의 제 3기 퇴적지역에 분포하는 연암은 속성과정(다짐작용, 교결작용, 재결정화작용)중에 노출되어 완전히 고화되지 못한 상태로 존재하는 것으로 분석되었다.
- (2) RQD와 일축강도를 이용한 연구대상지역 이암의 암반분류 결과 연암으로 분류되었으며 점하중강도는 풍화암으로 분류되었다. 또한, 탄성과 속도 측정결과로는 연암 내지 보통암으로 분류되는 반면 비저항 시험결과는 완전히 풍화된 암석으로 분류되었다. 따라서 암석분류를 위한 시험방법에 따라서 암석 분류가 다르게 평가 될 수 있음을 알 수 있었다.
- (3) 포항지역 미고결 이암의 분포지는 화산대지에 해당하며, 광화작용으로 원지반 암석은 황(S)의 농도가 높고, 산성배수에 의해 용해되어 토양 및 물 환경을 오염시키는 금속의 농도가 높아 매립지반의 주변으로 오염원 확산이 예상된다. 따라서 이암을 성토재나 매립재로 활용하는 경우, 원지반의 산성배수의 생성 현황과 매립지반에서 오염원의 확산과 정도에 대한 정밀한 조사가 필요하다고 판단되며, 이암 내부에 치환되지 못한 잔류염으로 인한 재해가 발생할 수 있으므로 육상재료원으로 사용 시 이에 대한 검토가 필요하다.
- (4) 구조물의 지지층으로서의 미고결층은 연암과 유사한 강도정수를 보이며, 지표면에 노출된 환경에서 내구성은 풍화암보다 낮은 연경도로 평가되었다. 암반의 분류는 객관적 기준에 의해 평가되어야 하고, 특수성을 보이는 지역의 암반은 현행의 구분 방법과 다른 별도의 합리적인 분류 기준이 마련되어야 할 필요가 있다고 판단된다.
- (5) 매립토의 다짐특성을 고찰한 결과, 이암의 경우 높은 함수율과 작은 비중의 영향으로 다짐곡선이 양질토에 비해 넓게 분포하는 특성을 나타냈으며 최대 건조밀도는 작게 그리고 최적함수비는 매우 크게 나타났다. 또한, 현장 다짐시험 결과 시방서에 제시된 기준을 만족하기 위해서는 양질토에 비해서 2~2.5 배 정도의 다짐에너지가 소요되었다.

## 참 고 문 헌

1. 건설교통부 (2005), *토목공사 표준시방서*, pp.1251-1325.
2. 김진철 (2005), “현장발생 이암계 퇴적암의 보조기층 적용성 평가”, *한국도로학회 논문집*, 제7권, 제3호, pp.93-100.
3. 박형동 (2002), “이암과 셰일의 지질공학적 특성”, *한국암반공학회 암반역학위원회 학술세미나*, pp.20-30.
4. 심연식 (2000), “폐광산 출수에 대한 원인과 문제점 및 대책”, *대한석탄협회 제32호*, pp.32-39.
5. 엄상호, 이동우, 박봉순 (1964), “*한국지질도 포항도폭 및 설명서*”, 국립지질조사소, pp.54-60.
6. 윤지선 (1991), *암석암반의 조사와 시험*, 구미서관, pp.475-476.
7. 이병주 (2002), “한반도의 제 3기 분지와 포항분지내 지질구조 연구”, *한국암반공학회 암반역학위원회 학술세미나*, pp.3-17.
8. 이영휘 (1996), “포항이암층의 슬레이킹, 팽창 및 전단강도특성”, *한국지반공학회논문집*, Vol.12, No.12, pp.33-42.
9. 한중환, 광영훈, 손진담 (1986), *한국동남부지역 제3기 퇴적분지내의 지체구조 발달 및 퇴적환경연구*, 한국동력자원연구소, 연구보고서 KR-86-(B)-8, pp.76-80.
10. Atkinson, T. (1970), “Ground Preparation by Ripping in Open Pit Mining”, *Min. Mag.*, Vol.122, pp.458-469.
11. Gamble, G.C. (1971), “Durability-Plasticity Classification of Shales and Other Argillaceous Rocks”, PhD. Thesis, *University of Illinois*, pp.53-101.
12. Franklin, J. A, and Chandra, R. (1972), “The slake durability test”, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, Vol.9, pp.325-341.
13. United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation (1989), *Engineering Geology Field Manual*, Denver, pp.68.

(접수일자 2010. 4. 23, 심사완료일 2010. 7. 8)

# 진동주입이 그라우트재의 침투 특성에 미치는 영향 연구

## Effect of Vibratory Injection on Grout Permeation Characteristics

이 문 선<sup>1</sup> Lee, Mun-Seon

김 중 선<sup>2</sup> Kim, Jong-Sun

이 성 동<sup>3</sup> Lee, Sung-Dong

최 영 준<sup>4</sup> Choi, Young-Joon

양 재 만<sup>5</sup> Yang, Jae-Man

이 인 모<sup>6</sup> Lee, In-Mo

### Abstract

To improve the grout penetration characteristics, a vibratory grout injection technique was adopted in this study. It is a technique of grout injection in which an oscillating pressure is added to the steady-state pressure as an injection pressure. By applying the vibration during grout injection, cement particles will become less adhesive and the clogging tendency will be decreased. A series of pilot-scale chamber tests were performed to verify the enhancement of the groutability by applying the vibratory grout injection; assessment on the change of the lumped parameter  $\theta$  which represents a barometer of clogging phenomenon was made. Moreover, the effect of vibratory grout injection through the joint was also investigated using artificially made rock joints. Experimental results as well as analytical results show that the grout penetration depth can be substantially improved by vibratory grouting. Moreover, it was found that enhancement of the permeation grouting due to vibratory injection is more dominant at grouting pressure less than 400 kPa.

### 요 지

그라우트재의 침투 특성을 개선하기 위하여 진동 주입을 적용하였다. 진동주입공법은 진동하는 주입압을 부가하여 주입하는 그라우팅 기술로서 이를 적용할 경우, 그라우트재의 점성과 그라우트재 입자의 흡착 현상이 감소하게 된다. 본 연구에서는 진동 주입에 의한 그라우트재의 침투 특성 개선을 검증하기 위하여 모형 주입 실험을 수행하였다. 실험 결과로부터 흡착 현상을 평가하는 계수인  $\theta$ 를 산정하여 침투 특성 개선 정도를 제시하였다. 또한 인공 절리면에 대한 주입 실험을 수행하였다. 모형 실험 및 인공절리면의 실험 결과와 이론적인 해석 결과를 통해 진동 주입 시 그라우트재의 침투능이 증가됨을 검증하였으며, 특히 400kPa 이하의 저압으로 주입하였을 때 진동 주입의 효과가 최대로 나타남을 확인하였다.

**Keywords** : Clogging, Groutability, Grouting, Permeation, Vibratory injection

## 1. 서 론

최근 우리나라에서는 고속철도, 고속도로, 지하철, 댐,

항만 등 대형 건설공사가 진행되면서 약액주입공법의 적용사례가 급증하고 있다. 그러나 내구성 저하, 공해 발생, 주입효과 저하, 인접구조물 손상 등 해결해야 할

1 두산건설 토목사업본부 사원 (Civil Engineer, Doosan Engr. & Construction Co., Ltd.)

2 고려대학교 건축사회환경공학부 박사과정 (Ph. D. Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engr., Korea Univ.)

3 고려대학교 건축사회환경공학부 석사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engr., Korea Univ.)

4 삼수개발 기술연구소 이사 (Director, Samsoo Development Co., Ltd. Research Institute)

5 삼수개발 기술연구소 고문 (Advisor, Samsoo Development Co., Ltd. Research Institute)

6 고려대학교 건축사회환경공학부 교수 (Prof., School of Civil, Environmental and Architectural Engr., Korea Univ., inmolee@korea.ac.kr. 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

주입공법의 문제점이 노출되고 있다. 그 중에서도 주입 범위 제한에 대한 문제점은 근본적으로 해결해야 될 과제로 지적되고 있다.

비약액계 그라우트 중에서 가장 대표적인 시멘트는 강도나 경제적인 측면의 장점으로 가장 일반적으로 사용되고 있지만 조립토 이외의 지반에는 주입되기 힘들며, 경화하기까지 많은 시간이 요구되므로 긴급을 요하는 용수, 누수 등의 차수목적의 시공으로는 부적합한 면이 있다. 입경이 작아진 마이크로 시멘트 또한 실트질 모래와 같이 간극의 크기가 작은 지반에서는 주입범위가 제한적이다.

시멘트계 주입재의 주입가능성에 대한 많은 연구가 진행되었다. 일반적으로 주입재의 입경은 주입가능성과 밀접한 관계를 지니며, 주입재의 농도, 지반의 상대 밀도, 그리고 주입압 등도 주입가능성에 영향을 준다. Burwell(1958)은 다음과 같이 주입재와 흡입자의 입경 비로서 주입가능성( $N$ )을 평가하였다.

$$N = \frac{D_{15}(\text{soil})}{d_{85}(\text{grout})} \quad (1)$$

여기서,  $D_{15}$ 는 통과량 15%에 해당하는 흡입자의 입경이며,  $d_{85}$ 는 통과량 85%에 해당하는 주입재의 입경이다. Burwell은  $N$ 값이 25이상일 경우 성공적인 주입이 가능하다고 평가하였으며,  $N$ 값이 11미만일 경우 충분한 주입이 불가능하다고 평가하였다.

최근에는 마이크로 시멘트의 주입 특성을 평가하기 위한 연구가 진행되었으며, 시멘트 입자의 흡착현상(clogging)이 시멘트계 주입재의 주입범위 제한과 관계가 깊다는 연구 결과가 발표되었다(Dupla 등, 2005). 또한 Kim 등(2009)은 지반의 간극크기와 주입재의 입경뿐만 아니라 지반과 주입재 상호간의 흡착현상을 고려한 침투 기준인 GC(Groutability Criterion)를 제안하였다.

$$GC = \frac{1}{9.11 e^{2(b^2+m)}} [4(a\theta)^2 - 4(a\theta)^3 e^{\frac{(b^2-2m)}{2}} + (a\theta)^4 e^{2(b^2-m)}] \quad (2)$$

여기서,  $a$ 는 유동입자의 크기, 즉 그라우트 입자의 반경을 의미하며,  $m$ 과  $b$ 는 간극반경의 대수정규분포에서의 평균과 표준편차를 나타내며, 그리고  $\theta$ 는 lumped parameter로서 유동입자와 흡입자 사이의 물리 화학적 힘을 의미한다. GC는 지반의 간극 크기, 그라우트재의 입경 그리고

지반과 그라우트재의 물리화학적 특성이 고려된 침투능 판별 기준으로서, 그라우트재의 입경이 클수록, 지반 간극의 크기 또는 절리 간격이 작을수록, 그리고 시멘트 입자와 지반 사이의 물리 화학적인 인력이 클수록 침투능이 작게 평가된다.

시멘트계 주입재의 침투능을 증가시키기 위한 진동주입 모델은 Date 등(2003)에 의해 제시된 바 있다. 이들이 제시한 모델은 진동수, 진폭 및 주입재의 점도 변화에 대한 실험적인 결과에 근거하고 있으며, 흡착 이론에 대한 고려가 이루어지지 않아 보다 발전된 연구가 요구된다.

본 연구는 시멘트계 그라우트재의 침투능을 향상시키기 위한 연구로서, 정압주입형태를 기준으로, 주입압의 크기가 일정한 진폭과 주기를 갖는 진동주입공법을 적용하여 그라우트의 침투능 변화를 실험적으로 평가하였다. 또한 흡착현상을 고려한 그라우트재의 침투 기준(GC)에 근거하여 진동주입 시 개선된 침투능을 이론적으로 평가하였다.

## 2. 그라우트재의 침투현상

### 2.1 흡착에 의한 영향

그라우트재가 침투 주입됨에 따라 지반의 물리적 또는 화학적 원인으로 인하여 그라우트재 입자의 흡착이 발생하므로 지반의 간극비는 감소하게 된다. 이 때 식(3)의 Kozeny-Carman 식에서 알 수 있듯이 투수계수는  $\frac{e^3}{1+e}$ 에 비례하므로, 그라우트재의 흡착에 의한 간극비 변화는 지반의 투수계수를 급격하게 변화시킨다. 따라서, 지반 투수계수 변화 특성을 파악하기 위하여 입자 흡착에 대한 폐색 이론을 소개하고자 한다.

$$K = \frac{\gamma}{\mu} \cdot \frac{1}{C_s S_0^2 T_0^2} \frac{e^3}{1+e} \cdot S^3 \quad (3)$$

### 2.2 폐색이론

그림 1과 같이 초기 조건으로 일정한 농도( $C_i$ )를 가진 현탁액을 지반에 흘려보낼 때, 입자유동에 관한 지배방정식은 다음과 같다(Bear and Bachmat, 1991).

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial x} + \frac{\partial \sigma}{\partial t} = 0 \quad (4)$$

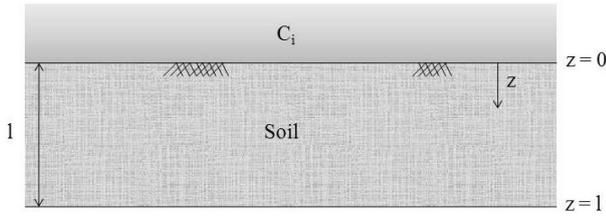


그림 1. 상부 흡모체를 제거했을 때의 개념도

여기서,  $C$ 는 간극수 내의 세립자 농도,  $\sigma$ 는 단위간극부피당 퇴적된 입자의 양,  $V$ 는 간극 내 유속( $v/n$ ),  $z, t$ 는 공간, 시간의 좌표이다. 식 (4)에서 세 번째 항은 유동 입자의 이탈 및 흡착에 관련된 항으로서, 유동 입자의 이탈을 무시할 수 있고 흡착량이 흐름 유체의 농도와 비례할 경우 다음 식과 같이 나타낼 수 있다(Reddi and Bonala, 1997).

$$\frac{\partial C}{\partial t} + V \frac{\partial C}{\partial z} + \lambda C = 0 \quad (5)$$

여기서,  $\lambda$ 는 흡착계수(particle deposition coefficient)를 나타낸다. 식 (5)는 흡모체에서의 유동입자의 퇴적에 관한 지배방정식으로, 식 (6)과 같은 특성함수(characteristic function)를 이용하여 상미분 방정식으로 변환하여 해를 구할 수 있다(Gruesbeck and Collins, 1982).

$$\eta(z, t) = t - \frac{z}{V} \quad (6)$$

식 (6)을 식 (5)에 적용하여 정리하면, 단위간극부피당 흡착량은 다음과 같이 계산될 수 있다.

$$\sigma(z, t) = \lambda C_i e^{-\lambda z/V} (t - \frac{z}{V}) \quad (7)$$

흡착계수는 흐름유체의 농도와 흡착량을 연관시켜주는 계수로서, 흡착량은 흡착계수에 민감하게 영향을 받는다. Stein(1940)은 간극에 흡착되는 양을 구하기 위해 ‘Particle capture probability approach’를 도입하였으며, Rege and Fogler(1988)는 ‘network simulation’을 통해 Stein의 이론을 발전시켰다. 또한, Reddi and Bonala(1997)는 ‘Particle capture probability approach’를 적용하여 흡착계수  $\lambda$ 를 구하는 식을 제안한 바 있다.

### 2.3 흡착을 고려한 그라우트재의 침투

일차원 형태의 그라우트재의 침투가 발생하는 경우,

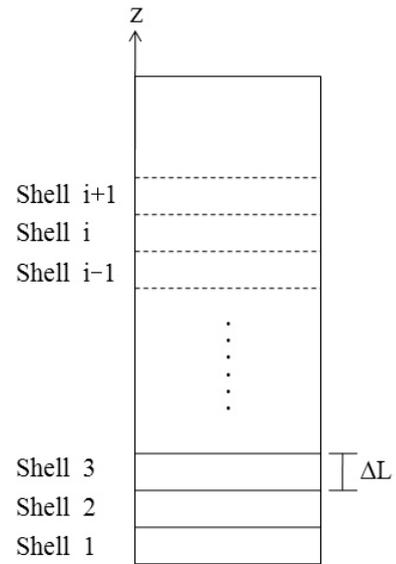


그림 2. 시간 단계 별 형성되는 침투 영역

그림 2와 같이 형성되는 그라우팅 영역은 시간 단계에 따라서 그 범위가 점차 증가되는 형태로 모사 가능하며, 이때 증가되는 그라우팅 영역은 시간 단계 별로 형성된 shell로 생각할 수 있다. 증가되는 두께를 미소한 크기로 생각할 경우 그라우팅 영역이 증가되는 시간 또한 미소한 크기가 되어 각각의 시간 단계에 따라 변화된 특성값을 적용할 수 있다.

시간 단계  $\Delta t$  동안 주입된 그라우트재의 부피가  $Q$ 라고 하면, 다음 식 (8)이 성립한다.

$$Q = \Delta L \cdot A \cdot n \quad (8)$$

여기서,  $\Delta L$ 은  $\Delta t$  동안 증가되는 침투 영역의 높이이다. 또한, 그라우트재의 침투가 Darcy의 가정을 만족한다면, 그라우트재의 주입량은 식 (9)와 같이 표현될 수 있다.

$$Q = K_g \cdot i \cdot A \cdot n \quad (9)$$

여기서,  $A$ 는 흐름단면적,  $i$ 는 동수경사이다.  $K_g$ 는 지반에 대한 그라우트재의 투수계수로서, 다음 식 (10)과 같다.

$$K_g = \frac{\gamma_g}{\mu_g} K \quad (10)$$

여기서,  $K$ 는 지반의 투수계수이며  $\gamma_g$ 는 그라우트재의 단위중량,  $\mu_g$ 는 그라우트재의 점도이다. 식 (8)과 식 (9) 모두  $Q$ 에 관한 식이므로 이를 연립하면 식 (11)과 같이 표현할 수 있다.

$$\Delta t = \frac{n}{K_g} \frac{\Delta L}{i} \quad (11)$$

해석에 적용되는 침투 영역의 높이  $\Delta L$ 과 동수경사  $i$ 는 변화하지 않는 상수 값으로 볼 수 있다. 반면, 간극률  $n$ 과 투수계수  $K_g$ 는 그라우트재의 침투가 진행됨에 따라 변화하는 값이다. 식 (10)을 보면  $K_g$ 는 그라우트재의 단위중량인  $\gamma_g$ 에 비례하며,  $n$ 과  $\gamma_g$ 는 시간에 따른 흡착량  $\sigma$ 의 함수로 나타낼 수 있다.

$$n = f(\sigma) \quad (12)$$

$$\gamma_g = f(\sigma) \quad (13)$$

즉, 그라우트재 주입에 따른 흡착량을 산정하고 매 시간단계 별로 변화된 간극률과 투수계수를 적용하여 이론적인 그라우트 침투량을 산정하게 된다.

### 3. 모형실험

#### 3.1 실험 장비 구성

실험장비는 압력 공급장치, 그라우트재 주입장치, 진동 펌프, 모형 지반이 형성되는 챔버, 유출량 측정 수조의 총 5개 부분으로 구성되었다. 그림 3은 개략적인 실험 장치를 보여준다.

모형지반 챔버는 지름 150mm, 높이 950mm인 아크릴 원형 실린더로서 깊이별 간극수압 변화를 측정하기 위해 7개의 간극 수압계를 설치하였다. 모형지반 바닥면을 기준으로 삼았을 때, 수압계는 기준으로부터 0mm,

25mm, 85mm, 205mm, 445mm, 565mm, 815mm 위치에 각각 설치하였다. 또한 그라우트 주입 시 진동 및 압력에 의해 흙 시료가 느슨해질 염려가 있기 때문에 이를 방지하기 위하여 흙 시료 상부에 상재하중을 모사할 수 있는 구속부를 별도로 제작하였다. 유출량 측정 수조에는 로드셀을 설치하여 시간에 따른 유출량을 측정하였다.

#### 3.2 실험 조건

모형지반 조성에 사용된 시료는 여과 사리용 주문진 사이며, 유효입경이 다른 두 가지 종류의 시료를 사용하였다. 실험에 사용된 시료의 물리적 특성은 표 1과 같다.

일반 포트랜드 시멘트와 분말도 6000의 마이크로 시멘트를 사용하여 주입재를 조성하였으며, 배합비는 질량 기준, 물과 시멘트 비율을 3:1로 일정하게 유지하였다. 실제 현장에서는 주입상태에 따라 배합비를 변화시키지만, 본 연구에서는 주입압 특성에 따른 침투특성을 비교하기 위해 배합비를 변인통제 하였다. 주입압은 정압상태와 진동상태로 나누어 실험을 실시하였으며, 주입압은 200kPa, 400kPa, 600kPa의 세 종류를 적용하였

표 1. 시료의 물리적 특성

	세사1	세사2
$D_{15}$	0.48	0.31
$D_{85}$	1.33	0.72
m (lnr)	-1.984	-2.774
b (lnr)	0.664	0.614
건조 단위중량	1.432	1.409
투수계수 (cm/sec)	0.1395	0.0557

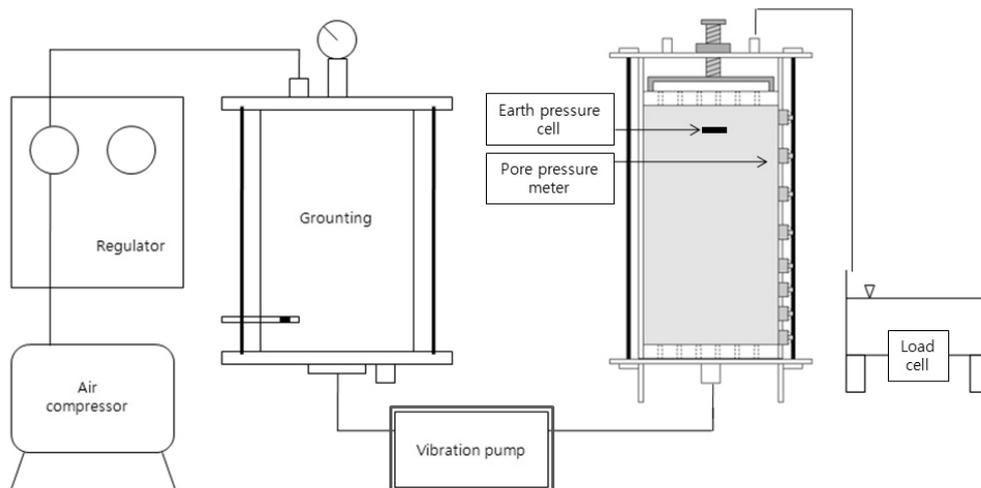


그림 3. 실험장치 개략도

다. 또한, 진동 상태의 특성에 따른 주입특성을 비교하고자 진동 주기를 5, 10 그리고 15Hz로 변화시켜 실험을 수행하였다.

### 3.3 실험 과정

매회 동일한 단위중량의 모형지반을 조성하였으며, 시료체를 하방향으로부터 물로 포화시킨 이후 모형지반의 투수계수를 측정하였으며, 이를 기준으로 조성된 지반의 동일성을 판단하였다. 에어컴프레셔와 레귤레이터를 이용하여 그라우트 챔버에 정압을 가하였으며, 진동 펌프를 이용하여 주입압이 일정하게 변화되도록 하였다. 주입 시, 데이터로거를 이용하여 간극수압 데이터와 유출되는 간극수의 무게를 0.1초 간격으로 기록하였다. 그라우트재가 모형지반을 완전히 통과하여 나오거나 또는 그라우트재가 모형지반에 더 이상 주입되지 않아 유출량이 거의 없을 경우, 주입을 마쳤으며, 주입 후 시료체를 분리하여 주입 정도를 확인하였다.

### 3.4 모형 지반 주입실험 결과

#### 3.4.1 실험 결과의 비교

모형지반이 간극수로 포화된 상태이므로 간극수의 유출량과 그라우트의 유입량은 같은 부피를 갖는다. 따라서 주입량은 유출량의 무게를 시간별로 기록하고, 이를 간극수의 단위 중량을 이용하여 부피로 환산하여 측정하였다. 그라우트가 모형지반을 완전하게 통과된 이후에는 그라우트 입자로 인하여 유출되는 유체의 단위

중량이 간극수의 단위 중량보다 증가되므로 이를 고려하여 주입량을 환산하는 것이 보다 정확한 결과를 보일 것으로 예상되지만, 대부분의 그라우트 입자가 모형지반에 여과되어 그라우트가 지반을 통과한 이후에도 유출수의 단위 중량은 초기 간극수의 단위 중량과 비교하여 큰 차이를 보이지 않았으며, 유출량으로부터 주입량을 산정할 수 있었다. 그림 4는 세사1로 조성한 모형지반에 일반 시멘트를 주입하였을 때 시간에 따른 주입량을 비교한 그래프이며, 이로부터 가진의 영향을 판단할 수 있다. 주입초기에는 원활한 주입이 이루어지므로 진동 여부와 관계없이 초기 기울기가 유사하다. 이후 지반의 폐색이 발생함에 따라 주입량에 차이가 나타나는데, 진동을 가하지 않은 경우에 약 3초 후 주입량이 급감하였으며 진동을 가한 경우 약 14초 후 주입량이 급감하였다. 일반 주입에 비하여 진동 주입 시 주입량이 크게 증가됨을 확인할 수 있다.

주입과정 중에 투수계수는 동수경사와 투수속도를 이용하여 측정하였다. 동수경사는 간극수압계로부터 획득된 시간별 간극수압 데이터와 간극수압의 위치를 고려하여 산출하였으며, 투수속도는 시간별 주입량 데이터와 모형지반의 단면적을 고려하여 산출하였다. 그림 5는 주입과정 중에 나타난 투수계수의 변화를 보여준다. 주입이 시작되면서 투수계수는 급격하게 감소되었으며, 일정 시간이 지난 후에는 더 이상 감소되지 않고 일정한 크기를 보였다. 투수계수의 감소가 수렴되는 시점은 그림 4에 나타난 시간별 주입량이 급격하게 변화되는 시점과 유사하였으며, 이 시점을 그라우트입자의 흡착현상으로 인하여 지반 간극이 폐색된 시점으로 판

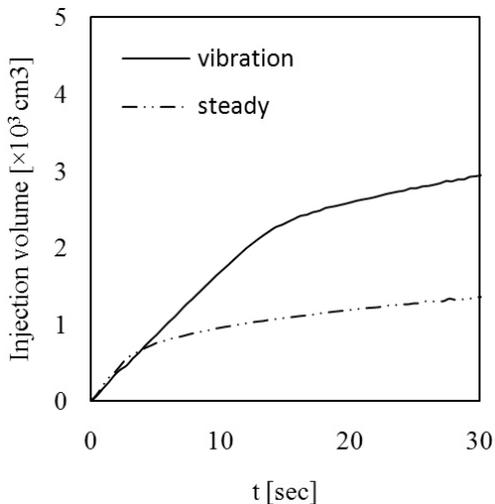


그림 4. 세사1에 일반시멘트 주입 시 유량 변화(P=200kPa)

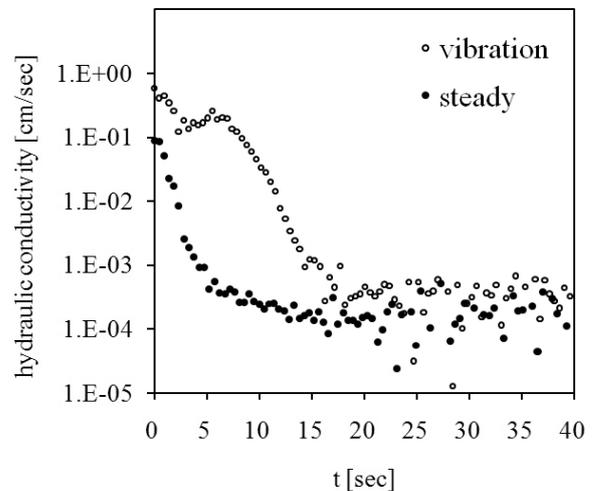


그림 5. 세사1에 일반시멘트 주입 시 투수계수 변화(P=200kPa)

단하였다. 또한, 그림 6에서 알 수 있듯이 일반 시멘트를 200kPa의 주입압으로 주입하였을 때, 무진동 주입의 경우 약 4초 동안 주입된 이후에 폐색이 발생되었으며, 진동주입의 경우 약 14초동안 주입이 이루어진 이후 지반 간극이 폐색된 것으로 판단되었다. 무진동주입과 진동주입 모두 수렴되는 투수계수의 크기가 유사하였으며, 주입압과 주입재를 변화시켜 실시한 실험에서도 수렴되는 투수계수는  $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{cm/sec}$ 의 값으로 수렴되었다.

폐색이후 그라우트 입자는 더 이상 지반으로 침투되지 못하며, 그라우트에 포함된 자유수와 이온만이 모형 지반으로 침투된다. 따라서 폐색이후 나타나는 추가 주입량은 보강 효과를 보이기 어려우므로 최대 주입량은 폐색이 이루어진 시점까지의 주입량으로 판단하여야 할 것이다. 주입량 그래프를 기준으로 할 경우, 폐색 시점은 주입량 그래프가 급격하게 변화되는 시점을 폐색 시점으로 판단하는 것이 타당할 것이며, 투수계수 그래프를 기준으로 할 경우에는 투수계수가 급격하게 변화되는 시점을 폐색시점으로 판단하는 것이 타당할 것이다. 그러나 주입량 변화 그래프와 투수계수 변화 그래프

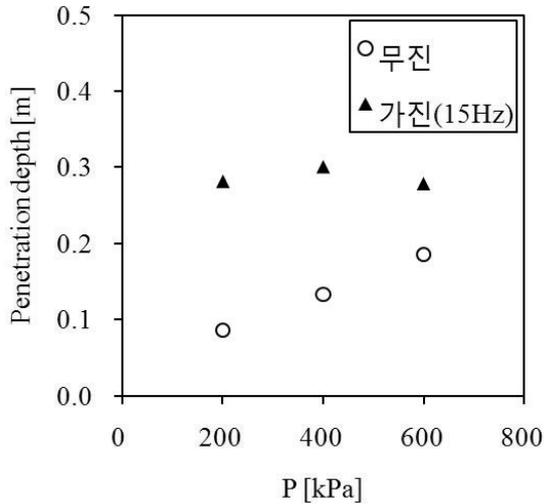


그림 6. 세사1에 일반시멘트 주입 시 침투깊이 비교(P=200kPa)

를 통해 추측된 폐색 시점은 유사하지만 약간의 차이를 보였다. 본 논문에서는 보다 급격한 변화를 보인 투수계수 그래프를 근거하여 폐색 시점을 추정하였다. 또한 주입압과 그라우트의 입경을 변화시킨 경우에도 수렴되는 투수계수는 유사한 값을 보였으며,  $1 \sim 3 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 의 투수계수를 보인 실트 모형지반에서 시멘트 그라우트가 주입되지 않은 경우를 고려하여 투수계수가  $10^{-3} \text{cm/sec}$ 로 감소되는 시점을 폐색시점으로 판단하였다. 폐색 시점을 일정한 투수계수 값으로 정할 경우 약간의 주입량 오차가 발생할 수 있으나 지반의 투수계수가  $10^{-3} \text{cm/sec}$  이하로 감소된 이후에는 주입량의 변화가 매우 작으므로 주입량 판단에 큰 영향은 없을 것으로 판단된다.

그림 6은 세사1에 일반시멘트를 주입한 경우 압력별 침투깊이를 나타낸 그래프이다. 침투 깊이는 지반 간극이 폐색된 시점까지의 주입량과 지반의 간극률을 고려하여 산정하였으며, 진동 주입 시, 침투 깊이가 약 2배 정도 증가함을 확인할 수 있었다.

표 2는 세사1을 대상으로 실시한 주입시험 결과 나타난 주입량, 침투 깊이,  $N$ 값, 그리고 GC의 등급을 보여주고 있다.  $N$  값을 기준으로 침투능을 판단할 경우, 주입압의 진동 영향을 고려할 수 없으므로 동일한 침투능이 예상되었으며, GC를 기준으로 침투능을 판단할 경우에는 진동 주입 시 GC의 등급이 한 단계씩 상향되는 결과를 보였다. 이는 GC의 경우 흡착현상을 고려한 침투능 기준이므로 진동 주입 시 흡착현상으로 인한 지반 간극의 폐색이 지연되었음을 알 수 있으며, 보다 자세한 GC의 산정 과정은 3.5절에서 서술하고자 한다.

진동 주기에 따른 주입 특성변화를 파악하기 위하여, 진동을 발생시키는 모터의 회전수를 변화시켜 세사1로 조성한 모형지반에 일반시멘트를 0, 5, 10, 15Hz의 진동 주기로 주입하였다. 여기서, 진동수 0Hz는 무진동 주입을 의미한다. 그림 7은 세사1로 조성한 모형 지반에 일반 시멘트를 주입한 경우, 진동수별 침투깊이를 보여주고 있다.

표 2. 세사1에 일반시멘트 주입 결과(압력 별)

	시료	압력(kPa)	진동수(Hz)	주입량 ( $\text{cm}^3$ )	침투깊이(m)	$N$ 값 평가	GC의 등급
1	세사1	200	0	693	0.086	침투 가능	IV
2	세사1	400	0	1071	0.133	침투 가능	IV
3	세사1	600	0	1505	0.186	침투 가능	IV
4	세사1	200	15	2270	0.282	침투 가능	III
5	세사1	400	15	2424	0.301	침투 가능	III
6	세사1	600	15	2186	0.279	침투 가능	III

표 3. 세사1에 일반시멘트 주입 결과(진동수 별)

	시료	압력(kPa)	진동수(Hz)	주입량( $cm^3$ )	침투깊이(m)	N값 평가	GC의 등급
1	세사1	200	0	693	0.086	침투 가능	IV
2	세사1	200	5	1696	0.211	침투 가능	III
3	세사1	200	10	2014	0.250	침투 가능	III
4	세사1	200	15	2270	0.282	침투 가능	III

표 4. 세사2에 마이크로시멘트 주입 결과(진동수 별)

	시료	압력(kPa)	진동수(Hz)	주입량( $cm^3$ )	침투깊이(m)	N값 평가	GC의 등급
1	세사2	200	0	782	0.0984	충분한 침투 가능	III
2	세사2	200	5	4090	0.5149	충분한 침투 가능	III
3	세사2	200	10	1890	0.2379	충분한 침투 가능	III
4	세사2	200	15	1560	0.1964	충분한 침투 가능	III

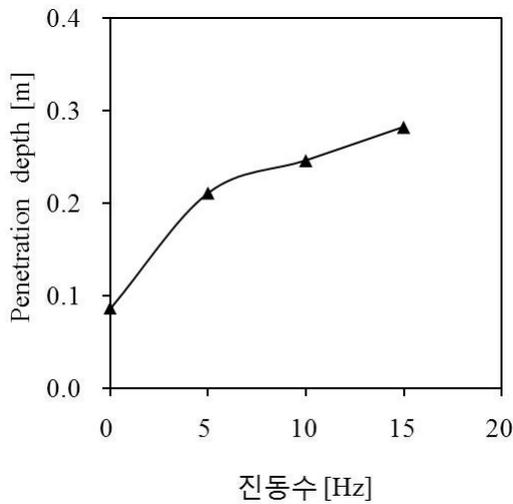


그림 7. 세사1에 일반시멘트 주입 시 진동수별 침투깊이 비교(P=200kPa)

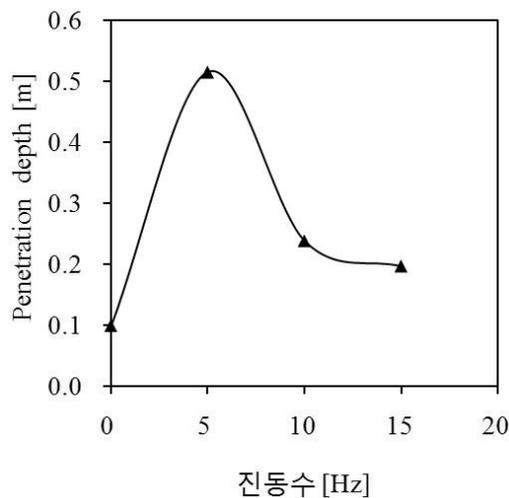


그림 8. 세사2에 마이크로시멘트 주입 시 진동수별 침투깊이 비교 (P=200kPa)

진동 주입 시 일반 주입에 비해 약 2배 큰 주입량과 침투 깊이를 보이며, 진동수가 클수록 보다 원활한 주입

이 이루어지는 것으로 판단된다. 표 3에 주입 결과가 나타나 있으며, 진동 주입 시 GC의 등급이 한 단계씩 상향되었다.

다음으로, 세사2로 조성한 모형지반에 마이크로시멘트를 0, 5, 10, 15Hz로 각각 주입하였다. 진동수 5Hz로 주입 시 일반 주입에 비해 약 5배 큰 침투깊이가 나타났으며, 10Hz 및 15Hz로 주입한 경우에도 일반 주입에 비해 약 2배 정도 큰 값을 보였다. 표 4에 주입 결과가 나타나 있다.

N값 평가 및 GC 등급에서는 모든 경우 동일하게 나타났으나, GC의 값으로 비교하면 진동수 5Hz인 경우(GC=0.0111), 0Hz인 경우(GC=0.0824)에 비해 약 1/8배로 감소되었다.

결과적으로, 동일한 조건에서 주입이 이루어지더라도 진동수에 따라 주입량과 침투 깊이가 작게는 10%에서 크게는 520%까지 증가된다. 다만, 두 모형지반에 있어서 최대 침투깊이를 보이는 진동수가 다르게 나타난 것으로 보아 최적의 진동수는 주입 조건의 조합에 따라 달라지는 것으로 판단된다.

### 3.4.2 최적의 주입 조건

실험 결과를 살펴보면, 주입압 200kPa 및 400kPa과 비교하여 600kPa의 경우 진동 주입에 의한 주입량 및 침투 깊이 증가 효과가 상대적으로 작게 나타난다. 이러한 실험 결과로부터 진동 주입에 최적의 주입 조건과 상한 조건이 존재함을 확인할 수 있다. 주입압 별 주입량 증대효과의 차이는 각 주입압에 대한(진동폭/주입압)의 차이로부터 기인한 것으로 예상된다.

세사1과 세사2 각각에 15Hz로 일반시멘트를 주입하

표 5. 세사1에 일반시멘트 주입시의 유량증가비 비교

압력(kPa)	200	400	600
진동수(Hz)	15	15	15
진동폭(kPa)	a	a	a
진동폭 주입압	$\frac{a}{200}$	$\frac{a}{400}$	$\frac{a}{600}$
유량증가비	3.28	2.26	1.45

\* 유량증가비 =  $\frac{Q_{진동주입}}{Q_{일반주입}}$

표 6. 세사2에 일반시멘트 주입시의 유량증가비 비교

압력(kPa)	200	400	600
진동수(Hz)	15	15	15
진동폭(kPa)	a	a	a
진동폭 주입압	$\frac{a}{200}$	$\frac{a}{400}$	$\frac{a}{600}$
유량증가비	2.77	2.97	1.32

\* 유량증가비 =  $\frac{Q_{진동주입}}{Q_{일반주입}}$

는 경우, 이때의 진동폭을 a라고 한다면 진동폭과 주입 압의 비를 표 5 및 표 6과 같이 나타낼 수 있다. 진동수가 같다면 진동폭이 동일하므로 주입압이 클수록 진동 폭과 주입압의 비는 작은 값을 가지게 된다.

세사1의 경우, 그림 9에 나타난 바와 같이 [진동폭/주입압]의 값이 클수록 무진주입 대비 진동주입 시 유량 증가 또한 크게 나타난다. 즉, 동일한 진동폭의 진동을 가할 때 주입압이 작을수록 진동의 영향을 보다 크게 받는다는 것을 확인할 수 있다. 마찬가지로 세사2의 경우에도 200kPa과 400kPa의 주입압을 적용하였을 때, 600kPa의 주입압에 비해 2~3배 큰 유량증가비를 보인다. 따라서 진동 주입은 400kPa 이하의 저압으로 주입할 때 효율성이 증대되며 최적의 효과가 나타날 것으로 판단된다.

### 3.5 진동에 의한 침투 특성의 변화

#### 3.5.1 이론해 적용을 위한 초기 조건

주입압 진동의 유무에 따른 침투 특성의 변화를 평가하고자 흡착 현상과 관련된 인자를 산출하였다. 표 7은 주입 실험에 적용된 조건 중에 흡착현상을 고려한 침투량 평가를 위한 초기값을 보여주고 있다. 주입농도, 투수계수, m, b, 그리고 입경은 반복 실험을 통해 도출된 실측값이다.  $\alpha^*$ 는 간극튜브의 유효길이로서 Arya와 Dierolf(1989)의 연구결과를 근거하여 가정하였으며, 그리고  $\Delta h$ 는 shell의 두께로서 계산 과정에서 발생하는 오차를 축소하고

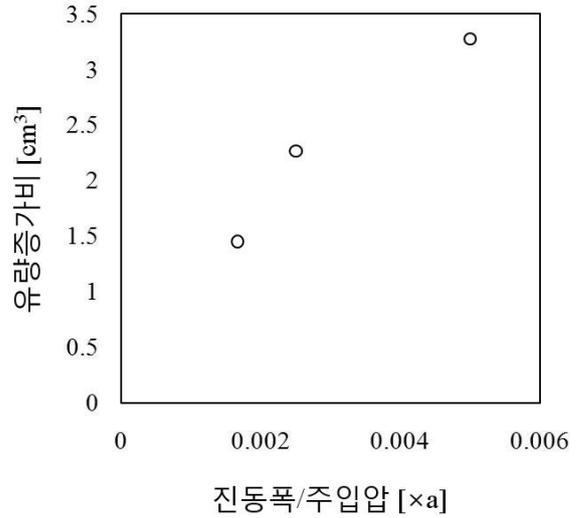


그림 9. 세사1에 일반시멘트 주입 시 유량 증가비

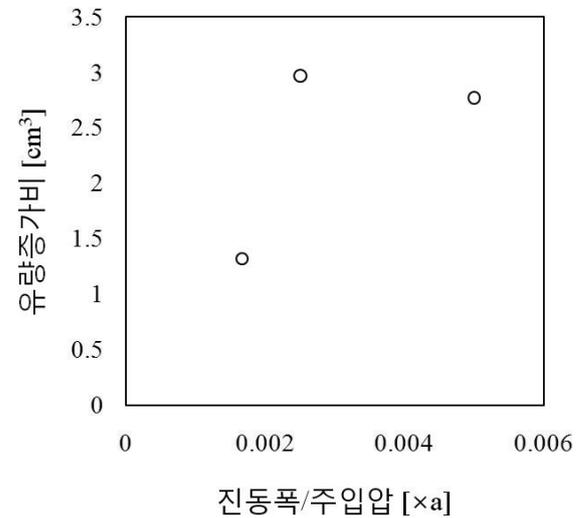


그림 10. 세사2에 일반시멘트 주입 시 유량 증가비

표 7. 초기 값

	세사1	세사2	
주입농도( $g/cm^3$ )	0.3	0.3	
투수계수( $cm/sec$ )	0.1395	0.0557	
$m$ (lnr)	-1.984	-2.774	
$b$ (lnr)	0.664	0.614	
그라우트재 입경(mm)	일반	0.017	0.017
	마이크로	0.006	0.006
$\alpha^*$ (mm)	0.911	0.911	
$\Delta h$ (cm)	0.2	0.2	

자 충분히 작은 값으로 가정하였다. 흡착현상을 고려한 이론적인 주입량을 도출하기 위해서는 표 7에 제시된 값들 이외에  $\theta$  (lumped parameter) 값이 요구되며,  $\theta$  값은 실험결과 나타난 시간에 따른 주입량 그래프와 표 7에 나타난 초기값을 적용하여 도출된 시간에 따른 주

입량의 이론값과 비교하여  $\theta$  값을 산정하였다.

### 3.5.2 결과의 비교

해석을 통해 얻은 결과는 표 8에 나타나있다.

그림 11은 세사1에서 일반 시멘트를 주입하였을 때, 나타난 진동수에 따른  $\theta$ (lumped parameter), GC, 그리고 침투 깊이(P.D.; Penetration Depth)를 보여주고 있으며, 그림 12는 세사2에서 마이크로 시멘트를 주입하였을 때, 나타난 결과를 보여주고 있다.  $\theta$ 는 입자 간에 작용하는 여러 힘들이 입자 퇴적에 미치는 영향을 고려하는

항이며, GC는 지반의 간극 크기, 그라우트재의 입경 그리고 지반과 그라우트재의 물리화학적 특성이 고려된 침투능 판별 기준이다. 이 두 항은 모두 그 값이 작을수록 주입이 원활하게 이루어짐을 나타내며, 침투 깊이는 증가하게 된다. 세사1에 200kPa의 주입압으로 일반시멘트를 주입한 경우, 그림 11과 같이 진동수가 증가함에 따라  $\theta$  및 GC 값이 감소하며 침투 깊이는 증가하는 양상을 보인다. 이 경우 진동수가 증가할수록 침투 특성이 보다 개선되는 것으로 판단된다. 세사2에 200kPa의 주입압으로 마이크로 시멘트를 주입한 경우, 그림 12와 같

표 8.  $\theta$ 값의 비교

	시료	그라우트재	압력(kPa)	진동수(Hz)	$\theta$	$\theta$ 변화율*	GC	GC의 등급
1	세사1	일반	200	0	2.4	100	0.1093	IV
2	세사1	일반	200	5	1.6	66.7	0.0553	III
3	세사1	일반	200	10	1.6	66.7	0.0553	III
4	세사1	일반	200	15	1.4	58.3	0.0437	III
5	세사1	일반	400	0	2.3	100	0.1020	IV
6	세사1	일반	400	15	1.5	65.2	0.0494	III
7	세사1	일반	600	0	2.3	100	0.1020	IV
8	세사1	일반	600	15	1.8	78.3	0.0677	III
15	세사2	일반	200	0	1.5	100	0.2053	IV
16	세사2	일반	200	15	1	66.7	0.1089	IV
17	세사2	일반	400	0	1.4	100	0.1853	IV
18	세사2	일반	400	15	1	71.4	0.1089	IV
19	세사2	일반	600	0	1.4	100	0.1853	IV
20	세사2	일반	600	15	1.2	85.7	0.1461	IV
21	세사2	마이크로	200	0	2.4	100	0.0824	III
22	세사2	마이크로	200	5	0.8	33.3	0.0111	III
23	세사2	마이크로	200	10	1.4	58.3	0.0317	III
24	세사2	마이크로	200	15	2	83.3	0.0601	III

\*  $\theta$  변화율\* : 일반 주입(fr=0Hz)시의  $\theta$ 를 100으로 하였을 때, 각  $\theta$ 의 크기를 나타냄.

\* 폐색이 발생하지 않은 경우에 대해서는  $\theta$ 를 산정하지 않음.

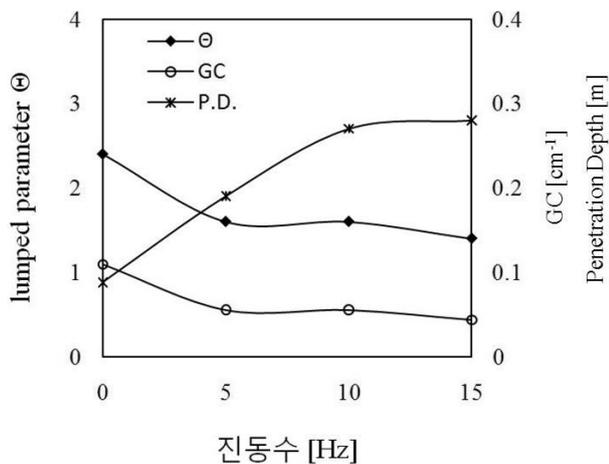


그림 11. 세사1에 일반시멘트를 주입한 경우(P=200kPa)

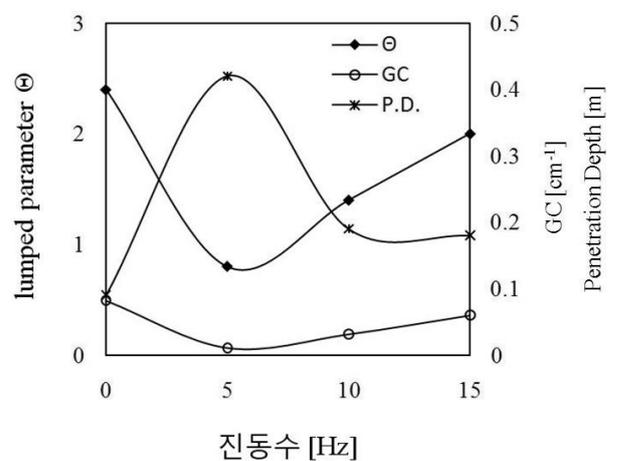


그림 12. 세사2에 마이크로시멘트를 주입한 경우(P=200kPa)

이 진동수 5Hz일 때 가장 효과적인 침투 주입이 이루어진다. 즉 세사2에 마이크로시멘트를 주입하는 경우에는 낮은 진동수를 적용하였을 때 침투 특성이 보다 개선되는 것으로 판단된다.

#### 4. 인공절리면 주입 시험

##### 4.1 시험 장비의 구성 및 시험 조건

인공절리면 주입 시험의 장비는 모형지반 실험과 유사하게 구성된다. 다만 모형지반을 모사하기 위한 챔버 대신 인공 절리면이 자리하고 있다는 것이 차이점이다. 실험장비는 압력 공급장치, 그라우트재 주입장치, 진동 펌프, 인공 절리면, 유출량 측정 수조의 총 5개 부분으로 구성되었다. 인공절리면은 길이 3000mm, 두께 50mm의 강철 블록 2매를 상하로 포개고, 그 사이에 두께 0.1~0.2mm의 동박(銅箔)을 삽입하여 길이 3000mm, 폭 6mm의 절리면을 모사하도록 제작되었다. 또한, 강철 블록의 양면에 사포를 부착하여 절리면의 미세한 요철을 모사하였다.

인공절리면을 배치 및 조립하고 물을 주입하여 절리면을 포화시킨 후, 절리면의 투수계수를 측정한다. 일정 배합비의 그라우트재를 조성하여, 무진동 주입과 진동 주입의 각 케이스에 맞추어 펌프를 가동하며 그라우트재를 주입하였다. 그라우트재가 인공절리면을 완전히 통과하여 나오거나 또는 그라우트재가 인공절리면에 더 이상 주입되지 않아 그 유출량이 일정한 값으로 수렴하는 시점에 주입을 마쳤으며 주입 완료 후 인공절리면을 해체하여 주입 정도를 확인하였다.

그라우트재는 분말도 6000의 마이크로 시멘트를 사용하였으며, 배합비는 질량 기준, 물과 시멘트 비율을 1:1로 적용하였다. 또한 실험 시에 주입압은 300kPa, 500kPa, 700kPa의 세 종류였으며, 진동수는 5, 7.5, 10, 12.5, 15Hz를 각각 적용하여 실험을 수행하였다.

##### 4.2 주입시험 결과

매회 실험 시 발생하는 미세한 두께 차이를 고려하기 위하여  $kA$  ( $k$ 는 투수계수,  $A$ 는 흐름단면적) 값에 대하여 분석을 수행하였다. 동일한 조건의 그라우트재를 사용하였으므로 각 경우의 투수계수는 동일할 것이며, 따라서  $kA$  값은 인공절리면의 두께에 비례한다.

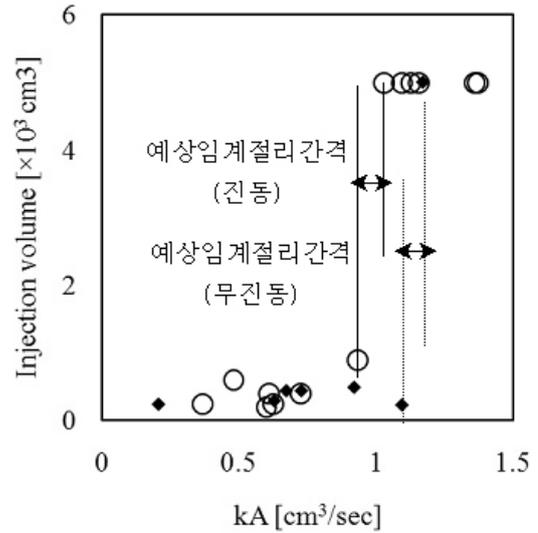


그림 13.  $kA$ 값에 따른 주입량

$$kA = kw d \quad (14)$$

여기서,  $w$ 는 유로폭,  $d$ 는 절리면 두께를 나타낸다. 인공 절리면의 간격이 증가될수록 침투 깊이가 증가되며, 절리면 흐름에 있어서 임계 절리 간격보다 큰 절리면에서는 그라우트 입자에 의한 폐색 현상보다 절리면의 간격이 더 지배적이다. 그림 13에서 볼 수 있듯이 무진동 주입 시의 임계 절리간격을 기준으로 할 때, 진동 주입 시의 임계 절리간격은 약 87% 정도의 값을 보였으며, 이는 진동 주입 시 보다 더 작은 절리면으로의 원활한 침투를 유도할 수 있음을 의미한다.

#### 5. 결론

본 연구에서는 진동주입에 의한 그라우트재의 침투성 증대 효과를 확인하기 위하여 모형지반 및 인공 절리면을 대상으로 주입 실험을 실시하였으며, 이론적으로 침투능(Groutability)을 산정하여 침투 특성 개선 정도를 검증하였다. 여기서 검토된 결과는 다음과 같다.

- (1) 흡착현상을 고려하여 일차원 흐름 시 그라우트의 침투량 산정법을 제시하였으며, 실험 결과와 이론해를 비교하여 흡착과 관련된 인자를 평가하였다. 진동 주입 시 흡착현상과 관련된 인자 중에 그라우트 입자와 흡입자 사이의 물리화학적 힘을 의미하는 lumped parameter  $\theta$ 가 감소되는 것으로 나타났다.
- (2) 세사1로 조성한 모형 지반에 일반시멘트를 주입하는 경우, 진동주입 시 침투깊이가 약 2배 증가되었

으며, 침투능을 나타내는 GC 등급도 1단계씩 상향되었다. 마찬가지로 세사2로 조성한 모형 지반에 마이크로시멘트를 주입하는 경우, 진동 주입 시 침투 깊이가 2~5배 증가하였다.

- (3) 세사1 및 세사2로 조성한 지반에 있어서, 두 경우 모두 400kPa 이하의 저압으로 진동 주입 시 침투 특성 개선 효과가 보다 크게 나타남을 확인하였다.
- (4) 인공절리면 주입시험의 경우 무진동 주입 시의 임계 절리간격을 기준으로 할 때, 진동 주입 시의 임계 절리간격은 약 87%정도의 값을 보였으며, 이로써 진동 주입 시 보다 더 작은 절리면으로의 원활한 침투를 유도할 수 있다.

### 참 고 문 헌

1. Arya, L.M. and Dierolf, T.S. (1989), "Predicting Soil Moisture Characteristics from Particle-Size Distributions: An Improved Method to Calculate Pore Radii from Particle Radii", *Indirect methods for estimating the hydraulic properties of unsaturated soils*, M.T. Van Genuchten and F.J. Leij eds., U.S. Salinity Laboratory, Riverside, Calif., pp.115-124.
2. Bear, J. and Bachmat, Y. (1991), "Introduction to Modeling of Transport Phenomena in Porous Media", *Theory and Applications of Transport in porous Media*, Vol.4, Kluwer Academic Publisher, Boston, USA.
3. Burwell, E.B. (1958), "Cement and Clay Grouting of Foundations", *J. Soil Mech. Foundation Div. ASCE*, Vol.84, pp.1551/1-1551/22.
4. Date, K., Wakita, S., Yamamoto, T., NaKashima, Y., Hoshino, Y., Aoki, K. and Mito, Y. (2003), "Development of Dynamic Grouting Technique for the Ground Improvement", *Proc. of the ITA World Tunnelling Congress 2003: (RE)Claiming the Underground Space*, Amsterdam, The Netherlands, pp.929-936.
5. Dupla, J. C., Canou, J. and Gouvenot, D. (2005), "Injectability Properties of a Sand by Ultra Fine Cement Frou", In: *Proceedings (CD-ROM) of the 16th International Conference on Soilmechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Japan, September, pp.12-16.
6. Gruesbeck, C. and Collins, R.E. (1982), "Entrainment and Deposition of Fine Particles in Porous Media", *Society of Petroleum Engineers Journal*, December 1982, pp.847-856.
7. Kim, J.S., Lee, I.M., Jang, J.H., and Choi, H.S. (2009), "Groutability of Cement-based Grout with Consideration of Viscosity and Filtration Phenomenon", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.33, pp.1771-1797.
8. Reddi, L.N. and Bonala, M.V.S. (1997), "Analytical Solution for Fine Particle Accumulation in Soil Filters", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.123, No.12, pp. 1143-1152.
9. Rege, S.D. and Fogler, H.S. (1988), "A Network Model for Deep Bed Filtration of Solid Particles and Emulsion Drops", *AIChE Journal*, Vol.34(11), pp.1761-1772.
10. Stein, P.C. (1940), "A Study of the Theory of Rapid Filtration of Water through Sand", D.Sc. Dissertation, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.

(접수일자 2010. 4. 23, 심사완료일 2010. 7. 8)



# 모래 지반의 입자크기가 지반-말뚝 시스템의 동적 거동에 미치는 영향 평가

## Evaluation of Particle Size Effect on Dynamic Behavior of Soil-pile System

한 진 태<sup>1</sup> Han, Jin-Tae

유 민 택<sup>2</sup> Yoo, Min-Taek

양 의 규<sup>3</sup> Yang, Eui-Kyu

김 명 모<sup>4</sup> Kim, Myoung-Mo

### Abstract

This paper presents experimental results of a series of 1-g shaking table model tests performed on end-bearing single piles and pile groups to investigate the effect of particle size on the dynamic behavior of soil-pile systems. Two soil-pile models were tested twice: first using Jumoonjin sand, and second using Australian Fine sand. In the case of single-pile models, the lateral displacement was almost within 1% of pile diameter which corresponds to the elastic range of the pile. The back-calculated p-y curves show that the subgrade reaction of the Jumoonjin-sand-model ground was larger than that of the Australian Fine-sand-model ground at the same displacement. This phenomenon means that the stress-strain behavior of Jumoonjin sand was initially stiffer than that of Australian Fine sand. This difference was also confirmed by resonant column tests and compression triaxial tests. And the single pile p-y backbone curves of the Australian fine sand were constructed and compared with those of the Jumoonjin sand. As a result, the stiffness of the p-y backbone curves of Jumunjin sand was larger than those of Australian fine sand. Therefore, using the same p-y curves regardless of particle size can lead to inaccurate results when evaluating dynamic behavior of soil-pile system. In the case of the group-pile models, the lateral displacement was much larger than the elastic range of pile movement at the same test conditions in the single-pile models. The back-calculated p-y curves in the case of group pile models were very similar in both sands because the stiffness difference between the Jumoonjin-sand-model ground and the Australian Fine-sand-model ground was not significantly large at a large strain level, where both sands showed non-linear behavior. According to a series of single pile and group pile test results, the evaluation group pile effect using the p-multiplier can lead to inaccurate results on dynamic behavior of soil-pile system.

### 요 지

흙의 입자 크기에 따른 지반-말뚝 시스템의 동적 거동 차이를 알아보기 위해, 단말뚝 및 군말뚝에 대한 1g 진동대 모형 실험을 수행하였다. 지반 구성에 사용된 시료는 주문진 표준사와 호주산 세사이며, 흙의 입자 크기에 따른 영향을 알아보기 위해 다른 실험 조건은 동일하게 하였다. 단말뚝 실험 결과 말뚝의 횡방향 변위는 말뚝 직경의 1%인 탄성 영역 이내로 발생하였다. 단말뚝의 p-y 거동을 살펴보면 동일 변위에서 주문진 표준사 모형 지반의 지반 반력 값이 호주산 세사 모형 지반에서의 지반 반력보다 더 크게 나타났으며, 이는 주문진 표준사 모형 지반에서의 초기 탄성 강성이 더 크게 평가됨을 의미한다. 이러한 입자 크기에 따른 초기 지반 강성 차이는 공진주 실험 및 삼축압축실험을

1 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 박사후과정 (Member, Post-doctoral Researcher, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Seoul National Univ.)

2 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Seoul National Univ.)

3 정희원, GS건설 토목기술설계팀 대리 (Member, Ph.D. Assistant Manager, Civil Engrg. team, GS Corporation.)

4 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 교수 (Member, Prof., Civil and Environmental Engrg., Seoul National Univ., geotech@snu.ac.kr-교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

통해서 확인하였다. 또한 외삽을 통해 단말뚝의 동적 p-y 중추 곡선을 산정한 결과 동적 p-y 중추곡선의 강성이 주문진 표준사 지반에서 호주산세사 지반보다 더 크게 산정되었다. 그러므로 사질토 지반에서 입자크기에 관계없이 동일한 p-y곡선을 적용하여 말뚝의 동적 거동을 예측하는 방법에 오류가 있을 수 있다. 균말뚝 실험에서는 단말뚝 실험과 같은 실험 조건에서 말뚝 직경의 1% 이상의 횡방향 변위가 발생하였으며, 모형 지반 종류와 상관없이 유사한 p-y 거동이 나타났다. 이는 변형율이 큰 비선형 영역에서는 주문진 표준사와 호주산 세사의 강성 차이가 크지 않기 때문이다. 이러한 일련의 단말뚝 및 균말뚝 실험 결과로 볼 때, 군효과를 평가하기 위해 단말뚝의 p-y 곡선에 단순히 p-승수(p-multiplier)를 곱하여 군효과를 고려하는 방법에 오류가 있을 수 있다고 판단된다.

**Keywords :** 1 g shaking table tests, Dynamic behavior, Particle size effect, p-y curve

## 1. 서 론

말뚝 기초의 내진 설계에는 등가정적 해석 방법이 널리 이용되고 있으며 등가정적 해석을 위한 말뚝 기초의 모델링 방법으로 지반의 비선형성을 고려할 수 있는 p-y 곡선법이 많이 사용되고 있다. 정적인 조건에 대해서는 API에서 추천하고 있는 O'Neill p-y 곡선(1983)과 Reese의 p-y 곡선(1974)이 널리 사용되고 있으며 지진과 같은 동적 하중 조건에서는 정적인 상태의 p-y 곡선을 수정하여 사용하고 있다. NCHRP(National Cooperative Highway Research Program, 2001)에서는 수치해석적 기법을 통해 사질토 및 점성토에 대한 동적 p-y 곡선을 제안한바 있으며, JRA(2002)에서는 수평 반력 지반반력계수를 초기 기울기로 하고, 수평 지반 반력도의 상한치를 최대 지반반력으로 하는 Bi-linear 형태의 p-y 곡선을 제안하고 있다. 또한, Yang(2009)는 1g 진동대 실험을 통해 사질토에 적합한 동적 p-y 곡선을 제안하였으나, 실무 적용을 위해서는 추가적인 검증이 필요하다. 또한, 김성렬 등(2002)은 1g 진동대 실험을 통해 균말뚝의 동적 p-y 거동 연구를 통해 균말뚝의 실험 동적 p-승수(p-multiplier)를 제안하였다.

그러나 국내 연구자들의 연구는 대부분 주문진 표준사에서 수행되었으며 지반 조건, 특히 입자 특성이 지반-구조물 상호작용(soil-structure interaction)에 미치는 영향에 대한 연구는 전무하다. 이에 본 연구에서는 다른 실험 조건은 동일한 상태에서 주문진 표준사와 호주산 세사 지반에 근입된 말뚝에 대한 1g 진동대 모형실험을 수행하여 모래 지반의 입자 크기가 말뚝의 동적 p-y 거동에 미치는 영향을 평가하였다.

## 2. 1g 진동대 실험 계획 및 조건

### 2.1 실험 단면

본 실험에 이용된 토조의 크기는 길이 192cm, 폭 44cm, 높이 60cm 이며, 두께 2cm의 아크릴 판으로 제작하였다. Hajjalilue-Bonab 등(2007)에 의하면 말뚝이 동적거동으로 영향을 미치는 지반의 범위는 직경의 10배의 범위이며 이에 본 연구에서는 토조와 말뚝 사이의 간격을 영향범위 밖인 말뚝 직경의 10배 이상이 되도록 하였다. 또한 강성 토조를 사용하였기 때문에 토조벽면의 강성에 의한 파의 반사효과(boundary effect)를 최소화하기 위해 기존 1g 진동대 실험(Yang, 2009; 김성렬 등, 2002)에서 일반적으로 반사파 흡수를 위해 사용하였던 스폰지를 4.5cm 두께로 설치하였다.

모형 말뚝은 외경 1.8cm, 두께 0.1cm의 알루미늄관을 이용하였다. 말뚝의 총 길이는 70cm 로서 이 중 지반에 근입되어 있는 말뚝의 깊이는 50cm였으며 지표면으로부터 20cm 위에 Pile Cap과 상부질량을 설치하였다. 말뚝에 발생하는 휨 모멘트를 측정하기 위하여 깊이별로 10개의 스트레인게이지를 부착하였으며 게이지 부착 위치는 지표면으로부터 3cm, 7cm, 15cm, 27cm, 40cm 깊이이다. 모형실험은 단말뚝과 균말뚝에 대하여 실시하였는데 균말뚝은 2×4열로 배치하고 말뚝 사이의 간격은 직경의 3배로 하였다. 상부질량은 단말뚝에서 21kg, 균말뚝은 168kg으로서 1개 말뚝의 분담하중이 단말뚝과 같도록 하였다. 단, 호주산 세사 지반의 경우에는 비선형 p-y 곡선을 외삽하기 위하여 상부질량 5kg, 10kg의 실험을 추가로 수행하였다. 균말뚝의 경우 말뚝의 위치별로 p-y거동의 차이를 알아보기 위해 진동방향을 기준

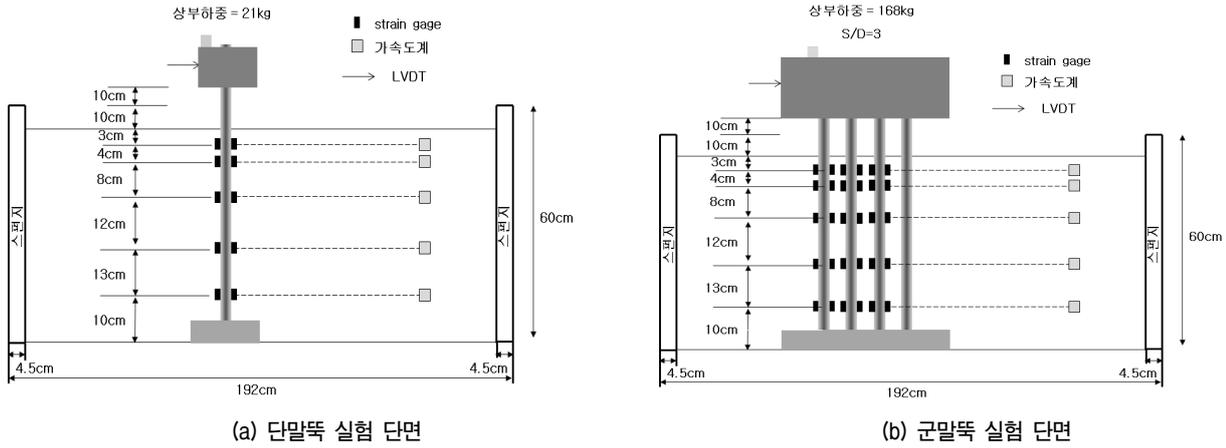


그림 1. 진동대 실험 단면

으로 선두말뚝, 1번 배후말뚝, 2번 배후말뚝에 스트레인 게이지를 설치하였다. 그리고 지반의 변위를 산정하기 위하여 스트레인 게이지 부착위치와 같은 높이에 가속

도계를 설치하였으며 상부구조물의 변위는 LVDT로 측정하였다.

## 2.2 지반 조건

모형 지반 조성에 사용된 호주산 세사와 주문진 표준사의 주요 물성치는 표 1과 같으며 그림 2에는 호주산세사와 주문진 표준사의 입도분포 곡선을 도시하였다.

각 모형 지반 조성에 사용된 두 종류 모래의 강도정수를 개략적으로 평가하기 위해 직접전단시험 및 삼축시험을 수행하였다. 직접전단시험 결과 그림 3(a)와 같이 입자 크기가 작은 호주산 세사의 마찰각이 주문진 표준사의 마찰각보다 상대 밀도 40%와 80%에서 각각 0.5도, 1.2도 크게 측정되었다. 또한, 삼축시험 결과를

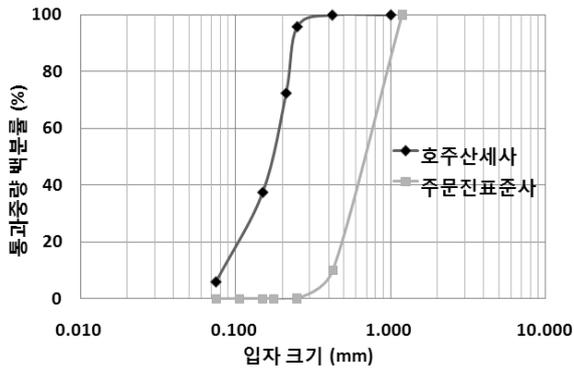
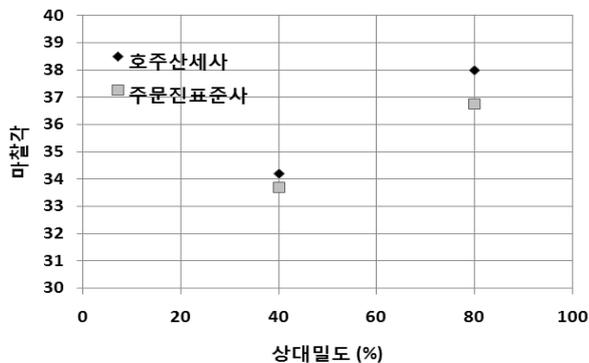


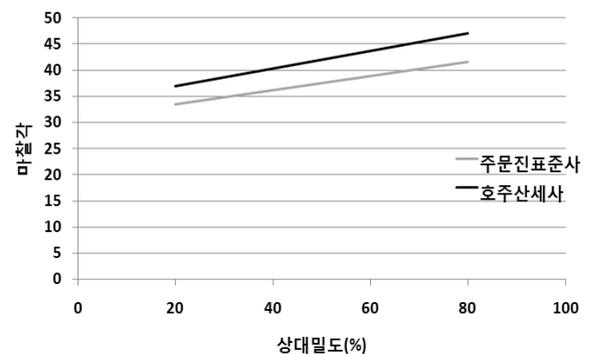
그림 2. 호주산세사와 주문진 표준사의 입도분포곡선

표 1. 호주산세사와 주문진 표준사의 주요 물성치

	$D_{10}$	$D_{30}$	$C_u$	Gs	최대건조단위중량	최소건조단위중량
호주산세사	0.082mm	0.17mm	2.32	2.65	1.64t/m <sup>3</sup>	1.29t/m <sup>3</sup>
주문진표준사	0.38mm	0.57mm	1.58	2.65	1.63t/m <sup>3</sup>	1.33t/m <sup>3</sup>



(a) 직접전단 실험 결과



(b) 삼축시험 결과

그림 3. 주문진 표준사와 호주산 세사의 마찰각 비교

그림 3(b)에 도시하였는데 두 그림에서 보듯이 정량적인 값은 다르지만 호주산세사의 마찰각이 주문진표준사의 마찰각보다 크게 나타나는 경향은 동일함을 알 수 있다. 이러한 마찰각 차이의 원인을 알아보기 위해 두 종류 모래의 입자 모양을 FE-SEM으로 확대하여 관찰해 보았다. 그림 4는 FE-SEM을 이용하여 각 모래의 관찰 결과를 촬영한 것으로 주문진 표준사의 경우 35배 확대하여 촬영하였으며, 호주산 세사는 100배로 확대하여 촬영하였다. 그림 4에서 보면 두 종류의 모래 모두가 진 입자 모양을 하고 있으나 호주산 세사의 입자가 주문진 표준사의 입자보다 더 모가 나 있는 것을 확인할 수 있다. 각진 입자의 영향 이외에 주문진 표준사에 비하여 호주세사가 더 큰 균등계수를 갖고 있는 것도 마찰각의 차이에 얼마간 기여했다고 판단된다.

### 2.3 실험 조건

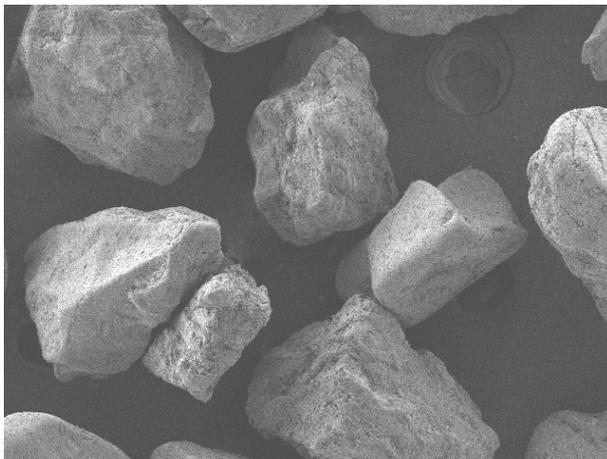
모형 실험은 조밀한 사질토 지반(Dr=80%)과 느슨한 사질토 지반(Dr=40%)에서 수행하였다. 진동하중은 정현파를 약 4초 동안 가하였으며, 진동하중의 가속도 크기는 0.154g, 0.26g, 주파수는 6Hz 이었다. 표 2에 실험 조건들을 요약하였다.

## 3. 모형 실험 결과

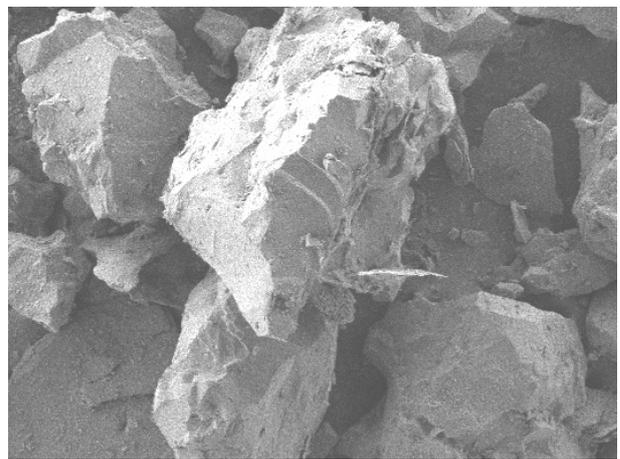
### 3.1 단말뚝

입자크기의 말뚝의 동적 거동에 대한 영향을 알아보기 위해 동일한 진동하중과 진동수 그리고 진동시간으로 1g 진동대 실험을 수행하고 주문진 표준사와 호주산 세사의 단말뚝 동적 p-y 곡선을 비교하였다. 동적 p-y 곡선은 깊이별 모멘트 값을 이용하여 Cubic spline 방법으로 모멘트 분포 곡선을 구한 후, 이 모멘트 분포 곡선을 각각 두 번 미분, 적분 하는 방법으로 지반 반력 p와 말뚝 변위  $y_{soil}$ 를 산정하였다. 그리고 p-y 곡선의 y는 지반-말뚝의 상대 변위이기 때문에, 말뚝 변위  $y_{pile}$ 에서 지반 변위  $y_{soil}$ 을 뺀  $y_{pile}-y_{soil}$ 을 y로 이용하였다(양의규 등, 2006). 본 연구에서는 15cm(8.3D) 깊이 이하로는 말뚝의 변위가 매우 작게 발생하여 동적 p-y 곡선을 산정할 수 없기 때문에, 깊이 3cm(1.7D), 7cm(3.9D)에서의 해석 결과를 그림 5, 6에 도시하였다.

그림 5와 6에서 보면 단말뚝의 경우 말뚝의 변위가 대부분 말뚝의 탄성 거동 한계인 말뚝 직경의 1% 내에서 발생하였고 느슨한 지반 조건에서 진동가속도가 0.26g인 경우에만 말뚝 직경의 2% 정도의 변위가 발생하였는데 대부분의 경우 입자가 큰 주문진 표준사 지반



(a) 주문진 표준사 입자(35배 확대)

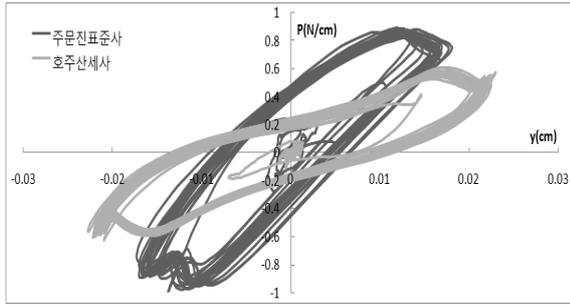


(b) 호주산 세사 입자(100배 확대)

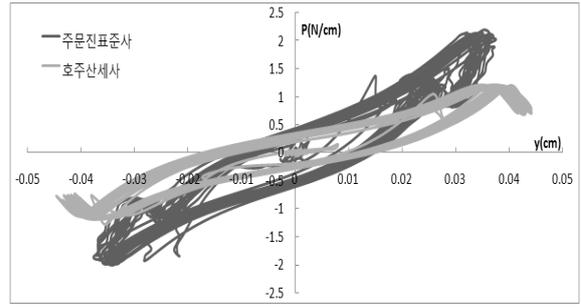
그림 4. 주문진 표준사와 호주산 세사의 확대사진

표 2. 단말뚝과 군말뚝 실험 조건

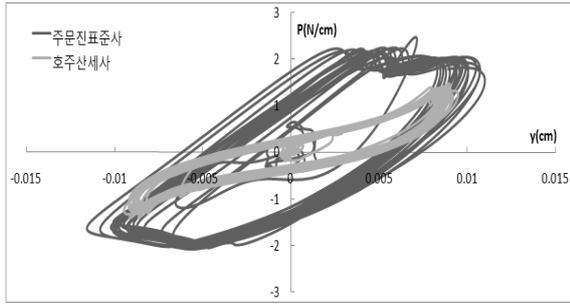
실험변수 \ 말뚝조합	상대밀도(%)	입력하중크기(g)	입력주파수(Hz)	상부질량(kg)
단말뚝 실험	40, 80	0.154, 0.26	6	21
군말뚝 실험	40, 80	0.154, 0.26	6	168



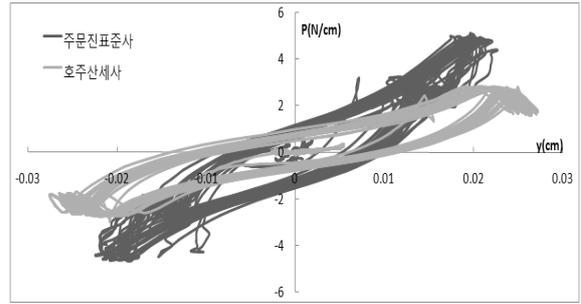
(a) 0.154g, 6Hz, 상대밀도 40%, 깊이 3cm(1.7D)



(b) 0.26g, 6Hz, 상대밀도 40%, 깊이 3cm(1.7D)

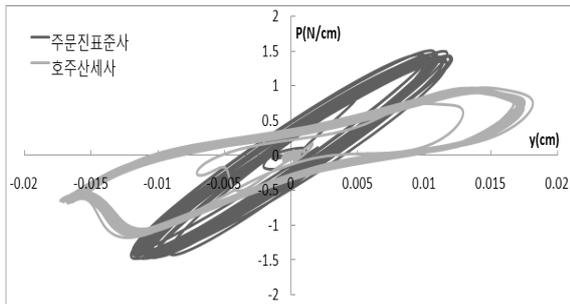


(c) 0.154g, 6Hz, 상대밀도 40%, 깊이 7cm(3.9D)

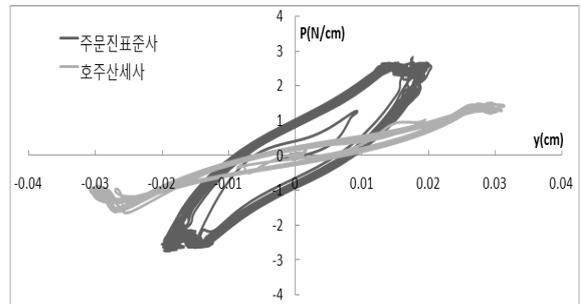


(d) 0.26g, 6Hz, 상대밀도 40%, 깊이 7cm(3.9D)

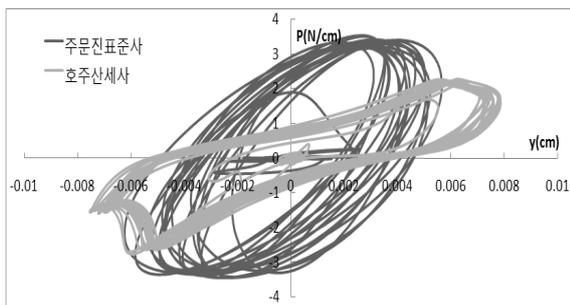
그림 5. 호주산세사와 주문진 표준사의 단말뚝 실험 동적 p-y 곡선(느슨한 지반)



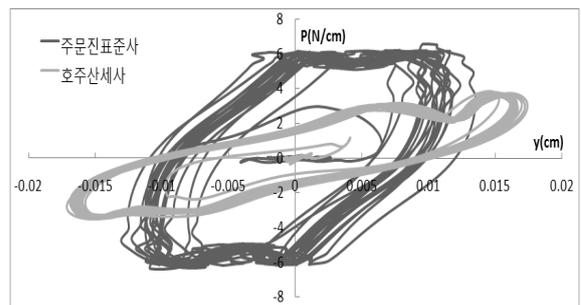
(a) 0.154g, 6Hz, 상대밀도 80%, 깊이 3cm(1.7D)



(b) 0.26g, 6Hz, 상대밀도 80%, 깊이 3cm(1.7D)



(c) 0.154g, 6Hz, 상대밀도 80%, 깊이 7cm(3.9D)



(d) 0.26g, 6Hz, 상대밀도 80%, 깊이 7cm(3.9D)

그림 6. 호주산세사와 주문진 표준사의 단말뚝 실험 동적 p-y 곡선(조밀한 지반)

에서 강성이 더 크게 나타났다. 이 결과는 앞에서 보인 직접전단 시험의 강도 결과와는 상반되는 것이어서 이를 확인하기 위하여 삼축압축 실험을 수행하였다.

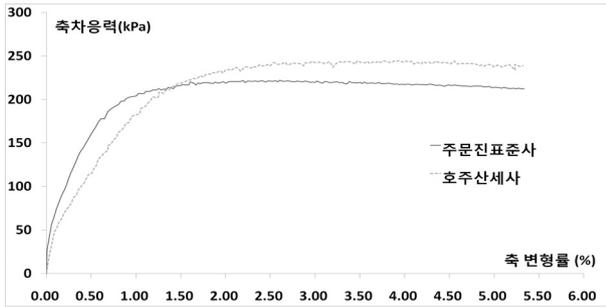
그림 7의 삼축압축실험 결과를 보면 지반의 강성을 나타내는 변형률-축차응력 곡선의 할선 기울기인 지반

의 탄성계수( $E_s$ )가 초기 변형률 영역에서는 주문진 표준사에서 더 크게 나타남을 알 수 있다. 그러나 파괴가 일어나는 축차응력은 호주산세사에서 더 크게 나타나는데 이는 그림 3의 직접전단 결과와도 일치한다. 이는 지반 내 말뚝의 동적 p-y 거동이 지반의 강도정수인 마

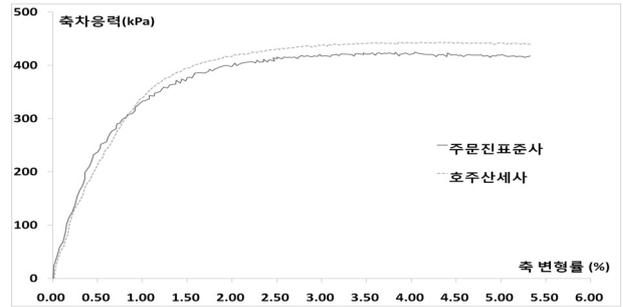
찰각보다는 각 변형률 영역에서의 지반강성에 영향을 받음을 의미한다.

변형률에 따른 지반의 강성차이를 동적 실험으로 재확인하기 위하여 호주산 세사와 주문진 표준사에 대해서 공진주 실험을 수행하고 실험에서 얻은 지반의 전단 탄성계수 결과를 그림 8에 도시하였다. 공진주 실험은 전단 변형률 0.03% 수준까지 수행하였으며 이보다 큰 변형률 영역의 탄성계수는 실험결과를 외삽하여 나타

내었다. 그림 8을 보면 작은 변형률 영역에서는 주문진 표준사의 강성이 호주산 세사보다 크게 나타나며 변형률이 증가할수록 그 차이가 줄어드는 것을 확인할 수 있다. 주문진 표준사 지반의 강성이 더 크게 평가되는 이유는 다른 조건이 동일 할 경우 입자크기가 큰 흙일수록 초기 맞물림 힘(Initial interlocking force)이 크게 발생하며 입자 하나당 받게 되는 접촉력(force per contact) 역시 크게 발생하기 때문이다(Lambe 등, 1979).

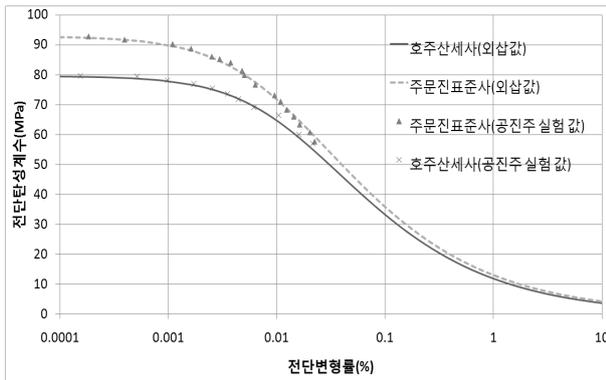


(a) 구속압 50kPa

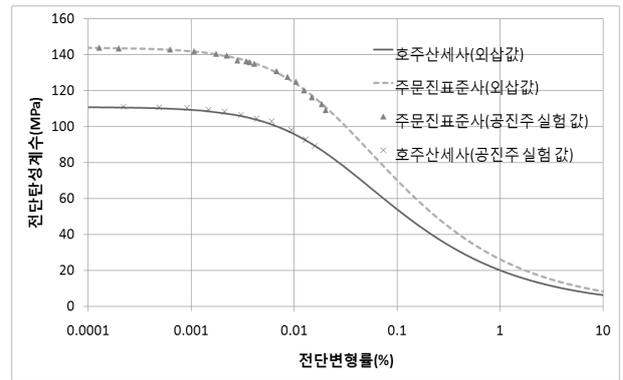


(b) 구속압 100kPa

그림 7. 삼축압축실험 결과

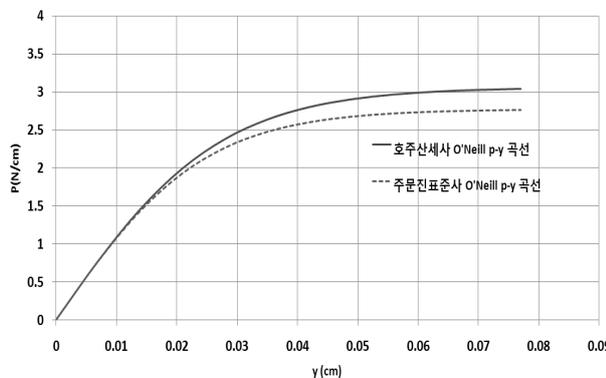


(a) 구속압 100kPa

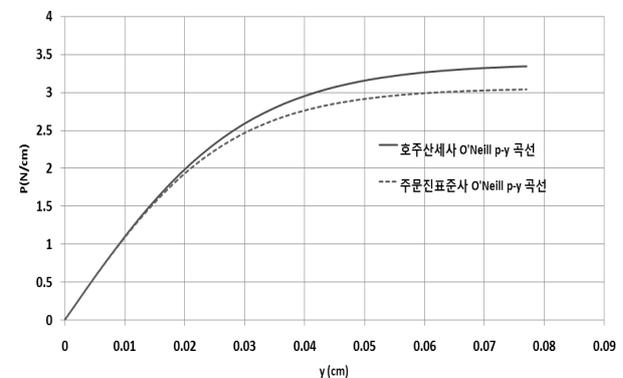


(b) 구속압 200kPa

그림 8. 공진주실험 결과



(a) 상대밀도 40%, 깊이 3.9D



(b) 상대밀도 80%, 깊이 3.9D

그림 9. 호주산 세사 지반과 주문진 표준사 지반의 O'Neill p-y 곡선 비교

그림 9는 호주산 세사 지반과 주문진 표준사 지반에서 산정된 O'Neill p-y 곡선이다. 그림에서 알 수 있듯이 마찰각이 큰 호주산세사 지반의 p-y 곡선이 주문진 표준사 지반의 p-y 곡선보다 p-y곡선의 강성을 크게 평가하고 있는 것을 확인할 수 있다. 이러한 경향은 실제 1g 진동대 동적 실험 결과와 상반되는 것으로 일련의 진동대 실험 및 실내실험 결과로 미루어 볼 때, O'Neill p-y 곡선(1983) 등 마찰각의 함수로 되어있는 정적 p-y 곡선은 말뚝의 동적 거동 해석시 적용성에 한계가 있다고 판단된다.

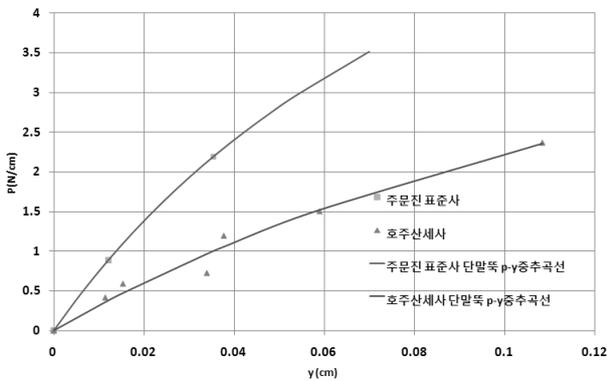
두 지반에서의 동적 p-y 거동을 체계적으로 분석하기 위하여, 과거 연구자들이 사용한 방법에 따라 실험 동적 p-y 곡선의 최대지반반력점을 이용하여 동적 p-y 중추 곡선을 도출하였다(Ting, 1987; Yang, 2009). 호주산 세사 지반의 경우 상부질량 5kg, 10kg에서의 실험을 추가적으로 수행하였기 때문에 6개의 최대 지반반력점을 얻을 수 있었으며, 이를 이용하여 비선형 동적 p-y 곡선을 산정하였다. 그러나 주문진 표준사 지반의 경우에는 2개의 최대 지반반력점만 있으며 변위가 큰 영역에서의 최대 지반반력점을 얻을 수 없어 초기지반반력계수( $k_{ini}$ )

표 3. 호주산세사 지반의 초기지반반력계수와 극한지반반력

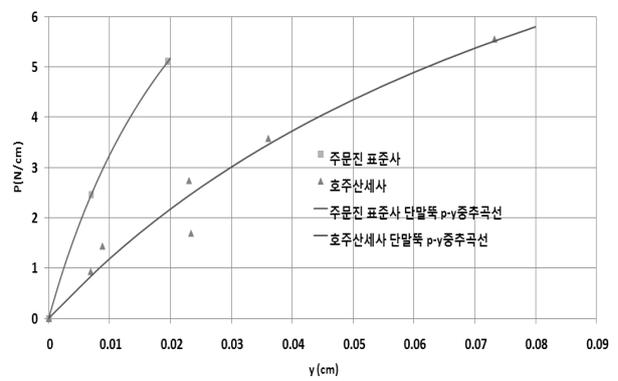
	상대밀도 40%		상대밀도 80%	
	깊이 3cm	깊이 7cm	깊이 3cm	깊이 7cm
$k_{ini} (N/cm^2)$	33.10	130.19	65.04	274.34
$p_u (N/cm)$	6.85	13.10	21.54	77.29

표 4. 주문진 표준사 지반의 초기지반반력계수

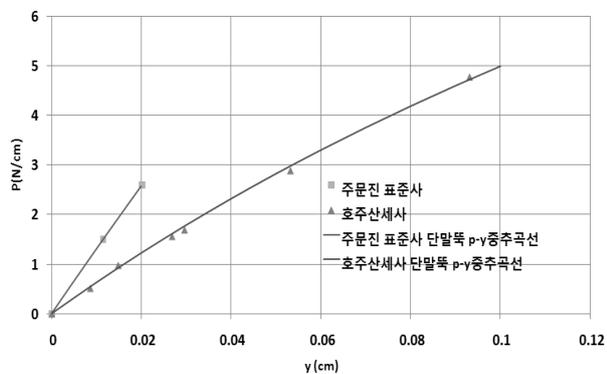
	상대밀도 40%		상대밀도 80%	
	깊이 3cm	깊이 7cm	깊이 3cm	깊이 7cm
$k_{ini} (N/cm^2)$	81.24	435.67	132.61	889.51



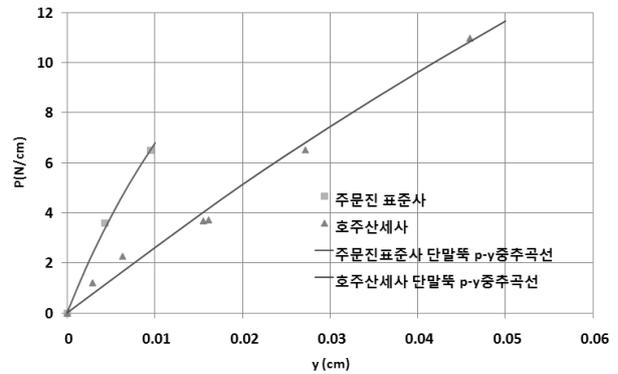
(a) 상대밀도 40%, 깊이 3cm(1.7D)



(b) 상대밀도 40%, 깊이 7cm(3.9D)



(c) 상대밀도 80%, 깊이 3cm(1.7D)



(d) 상대밀도 80%, 깊이 7cm(3.9D)

그림 10. 호주산 세사 지반과 주문진 표준사 지반의 동적 비선형 p-y 곡선 비교

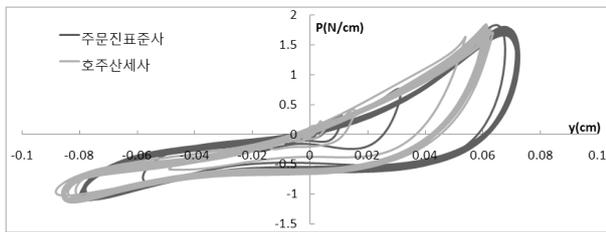
만을 산정하였다. 초기지반반력계수( $k_{ini}$ ) 및 극한지반반력( $p_u$ )은 Kondner(1963)가 제안한 식으로 외삽하여 산정하였다.

외삽으로 얻은 호주산 세사 지반의 초기지반반력계수( $k_{ini}$ ) 및 극한지반반력( $p_u$ )과 주문진 표준사 지반의 초기지반반력계수( $k_{ini}$ )를 각각 표 3과 표 4에 나타냈으며 각 지반의 최대지반반력점 및 비선형 동적 p-y 중추곡선을 그림 10에 함께 도시하였다. 그림 10에서 보는 바와 같이 주문진 표준사 지반의 비선형 동적 p-y 중추곡선은 호주산 세사의 비선형 동적 p-y 중추곡선들보다 위쪽에 위치하며 주문진 표준사 지반의 초기지반반력

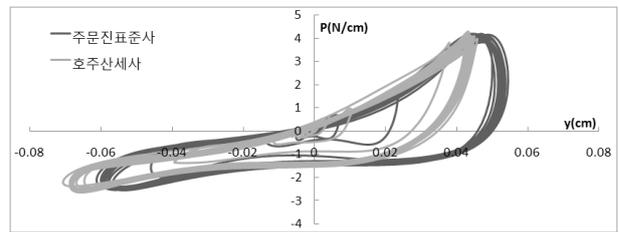
계수( $k_{ini}$ )는 호주산 세사 지반의 초기지반반력계수( $k_{ini}$ )보다 깊이 3cm 영역에서는 약 2~2.5배, 깊이 7cm 영역에서는 약 3배 정도 크게 평가되었다. 이와 같은 결과는 사질토의 상대밀도에 따라 흙의 종류에 상관없이 대표 p-y 곡선을 사용하는 현행 설계 방법에 한계가 있음을 의미한다.

### 3.2 균말뚝

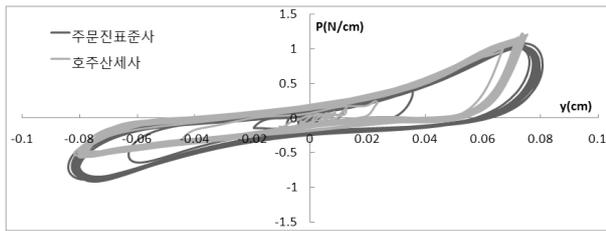
균말뚝의 경우에도 마찬가지로 각 실험 조건에 따라 동일 조건에서의 동적 p-y 곡선을 도시하고 비교하였다.



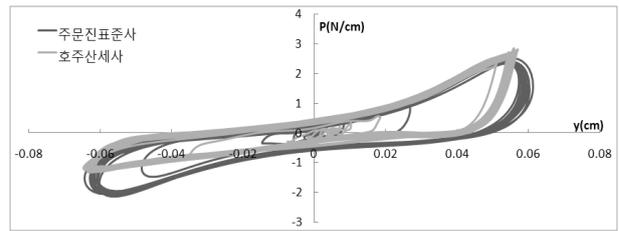
(a) 깊이 3cm(1.7D), 선두말뚝



(b) 깊이 7cm(3.9D), 선두말뚝

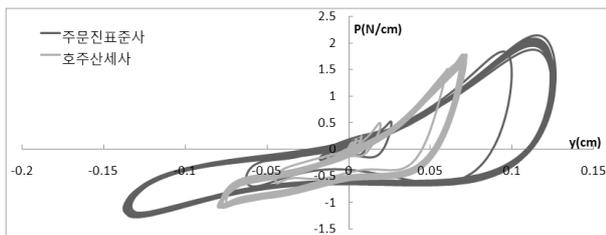


(c) 깊이 3cm(1.7D), 1번 배후말뚝

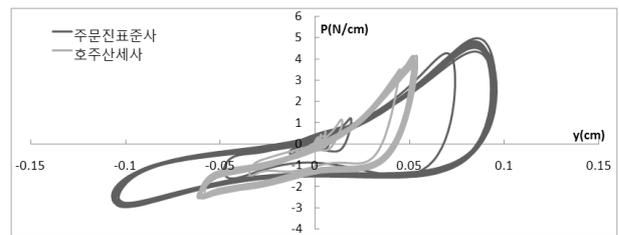


(d) 깊이 7cm(3.9D), 1번 배후말뚝

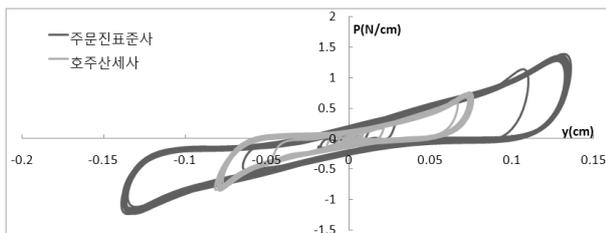
그림 11. 0.154g, 6Hz 경우의 균말뚝 실험 동적 p-y 곡선(느슨한 지반)



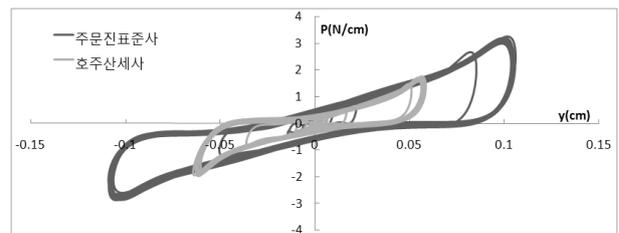
(a) 깊이 3cm(1.7D), 선두말뚝



(b) 깊이 7cm(3.9D), 선두말뚝



(c) 깊이 3cm(1.7D), 1번 배후말뚝

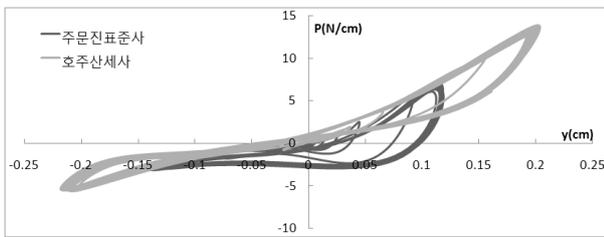


(d) 깊이 7cm(3.9D), 1번 배후말뚝

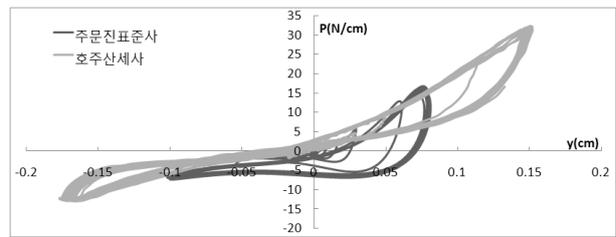
그림 12. 0.26g, 6Hz 경우의 균말뚝 실험 동적 p-y 곡선(느슨한 지반)

그리고 깊이 3cm(1.7D), 7cm(3.9D)에서 측정된 변형률 결과를 바탕으로 해석을 수행하였으며 해석 결과를 선두말뚝, 1번 배후말뚝 대하여 각각 그림 11~13에 도시하였다. 단, 조밀한 지반의 지진하중 0.154g 조건에서 실험한 경우는 계측기의 오작동으로 결과에서 제외하였으며 2번 배후말뚝의 경우 1번 배후말뚝과 유사한 결과를 보여 따로 도시하지 않았다. 군말뚝의 경우 말뚝 직경의 4%에서 13%까지 상대적으로 큰 변형이 발생하였다. 그림 11은 느슨한 지반에서 수행된 지진 하중 0.154g에 대한 실험 결과이다. 이 그림에서 보면 깊이나 말뚝 위치에 관계없이 두 종류 지반에서의 동적 p-y 곡선이 거의 비슷함을 알 수 있다. 지진하중 0.26g의 경우(그림 12)에는 느슨한 지반에서는 주문진 표준사 지반에서 더 큰 변위가 발생하였고, 조밀한 지반(그림 13)에서는 반

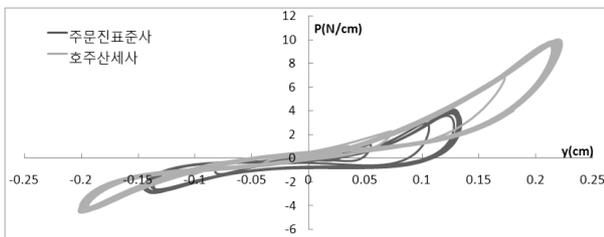
대로 호주산 세사 지반에서 더 큰 변위가 발생하였는데 이는 조성된 지반의 고유진동수에 대한 입력진동수의 비가 흙의 종류에 따라 차이를 보였기 때문으로 생각할 수 있다. 본 실험의 초기 목적상 고유진동수를 구하고자 하지 않았기 때문에, sweep test를 수행하지 못하여 지반-말뚝 시스템의 고유진동수를 정량적으로 파악하지는 못했지만, 흙의 입자크기에 따라 지반 강성이 변화하는 결과를 실내 실험 및 진동대 실험을 통해 보여주었고 지반강성이 전체 시스템의 고유진동수를 변화시키는 영향인자(한진태 등, 2007)이므로 다른 실험 조건이 동일한 상태에서 지반강성의 차이에 따른 고유진동수의 변화가 구조물변위에 영향을 미쳤을 것으로 추정된다. 일반적으로 횡방향 하중을 받는 군말뚝에서는 인접한 말뚝의 상호작용 때문에 단말뚝에 비하여 횡방향 지반 반력이 감소하는 군효과가 발생하는데 이 때 군말뚝의



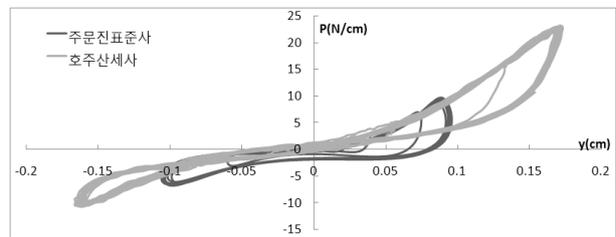
(a) 깊이 3cm(1.7D), 선두말뚝



(b) 깊이 7cm(3.9D), 선두말뚝

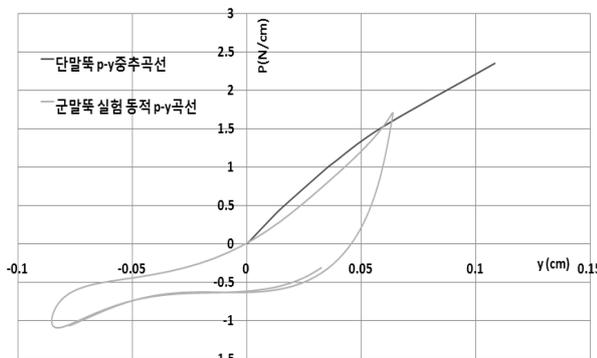


(c) 깊이 3cm(1.7D), 1번 배후말뚝

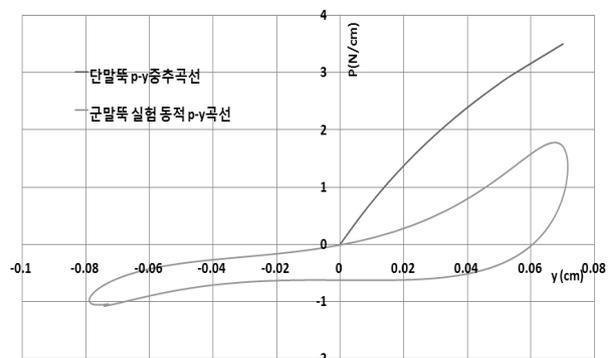


(d) 깊이 7cm(3.9D), 1번 배후말뚝

그림 13. 0.26g, 6Hz 경우의 군말뚝 실험 동적 p-y 곡선(조밀한 지반)



(a) 호주산세사 지반, 깊이 3cm(1.7D), 선두말뚝



(b) 주문진표준사 지반, 깊이 3cm(1.7D), 선두말뚝

그림 14. 단말뚝 p-y 중추곡선과 군말뚝 실험 동적 p-y곡선(0.154g, 6Hz, 느슨한지반)

p-y곡선 산정을 위해 적용하는 것이 p-승수(P-multiplier)이다. 그림 14는 본 연구에서 산정한 단말뚝 p-y 중추곡선과 균말뚝 실험 동적 p-y곡선을 도시하였다. 그림에서 나타나듯이 호주산 세사의 균말뚝 실험 동적 p-y 곡선은 단말뚝 p-y 중추곡선과 거의 일치하는 값을 보이며 주문진 표준사의 균말뚝 p-y곡선은 단말뚝 p-y 중추곡선보다 지반반력을 과소평가하고 있다. 즉, 동일한 입력 가속도와 진동수의 경우에도 호주산 세사의 동적 p-승수는 약 1인데 반해 주문진 표준사의 동적 p-승수는 약 0.5 정도의 값을 보이고 있다. 이러한 일련의 균말뚝 결과와 단말뚝 실험 결과를 비교해서 보면 지반의 종류에 관계없이 단말뚝 p-y 중추 곡선에 단일한 p 승수(p-multiplier)를 곱하여 균말뚝 효과를 고려하는 현행 방법에 오류가 있을 수 있음을 알 수 있다.

#### 4. 결론

사질토 지반에서 입자크기가 말뚝의 동적 거동에 미치는 영향을 알아보기 위해 주문진 표준사 지반과 호주산 세사 지반에서 1g 진동대 모형실험을 수행하여 아래와 같은 결론을 얻었다.

- (1) 말뚝의 동적 p-y 거동 분석 결과, 단말뚝 실험의 경우 말뚝 직경의 1% 이내의 상대적으로 작은 변위가 발생하였으며, 단말뚝 동적 p-y 곡선의 최대 지반반력점을 쌍곡선 함수로 외삽하여 각 지반의 비선형 동적 p-y 곡선을 산정한 결과, 주문진 표준사 지반의 초기지반반력계수( $k_{ini}$ )가 호주산 세사 지반의 초기지반반력계수( $k_{ini}$ )에 비해 2~3배 크게 나타났다. 삼축압축시험 및 공진주시험을 수행하여 이러한 결과는 탄성 변형 내에서의 강성의 차이 때문임을 확인하였다. 그러나 직접전단 및 삼축실험을 통해 호주산세사와 주문진 표준사의 강도정수를 평가한 결과, 입자크기가 작은 호주산 세사의 마찰각이 주문진 표준사의 마찰각보다 크게 평가되었으며 이러한 일련의 실험결과를 통해 지반내 말뚝의 동적 p-y 거동이 지반의 강도보다는 강성의 영향을 받음을 알 수 있었다.
- (2) 균말뚝의 경우, 균효과에 의한 지반 반력감소로 인해 말뚝 직경의 4%~14% 정도의 큰 변위가 발생하였으며 말뚝의 동적 p-y 거동에 있어서 지반 종류에 따른 차이를 확인할 수 없었다. 이는 큰 변위 발생시

에 두 지반 사이의 강성 차이가 미미한데서 비롯된 것으로 판단되었다.

- (3) 이상의 결과로 볼 때, 지반의 종류에 관계없이 단말뚝 p-y 중추곡선에 단순히 p-승수(p-multiplier)를 곱하여 균말뚝 효과를 고려하는 방법에 오류가 있을 수 있다고 판단된다.

#### 감사의 글

이 논문은 서울대학교 SIR BK21(안전하고 지속가능한 사회기반건설)사업단과 2009년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국과학재단의 지원(No. R0A-2007-000-10004-0(2009))을 받아 수행된 연구이며, 이에 감사의 뜻을 표합니다.

#### 참고 문헌

1. 김성렬, 김성환, 정충기, 김명모 (2002), “실험 p-y 곡선을 이용한 동적 균말뚝 효과 분석”, *한국지반공학회 논문집*, 제 18권 1호, pp.127-132.
2. 양의규, 한진태, 김정환, 김명모 (2007), “균말뚝 내 말뚝 위치에 따른 동적 p-y 곡선 분석”, *2007년 대한 토목학회 가을 학술발표회 CD-ROM*, pp.913-916.
3. 한진태, 김성렬, 김명모 (2007), “액상화 가능성이 있는 지반에 놓인 지반-말뚝 시스템의 동적 p-y 곡선 연구”, *한국지반공학회 논문집*, 제 23권 3호, pp.141-147
4. American Petroleum Institute (API) (1987), *Recommended practice for planning, Designing and constructing fixed offshore platforms*, API Recommendation Practice 2A (RP 2A), 17th edition.
5. Kondner, R.L. (1963), “Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils”, *J. Soil Mechanics and Foundations Div.*, ASCE, Vol.89, No.1, pp.115-144.
6. Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1979), *Soil Mechanics, SI Versions*, John Wiley and Sons, pp.146.
7. Masoud Hajjalilue-Bonab, Jean-Louis Chazelas, and Daniel Levacher (2007), “Procedure used for dynamically laterally loaded pile tests in a centrifuge”, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.30, No.1. pp.73-81.
8. National Cooperative Highway Research Program (2001), “Static and Dynamic Lateral Loading of Pile Groups”, *NCHRP Report 461*, Transportation Research Board - National Research Council.
9. O'Neil. M. W., and Murchinson, J.M. (1983), “An evaluation of p-y relationships in sand”, *In Rep.Prepared for American Petroleum Institute*, Washington, D.C.
10. Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D. (1974), “Analysis of laterally loaded piles in sand”, *Proceedings of the VI Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, 2(OTC 2080), pp.473-485.
11. Yang, E.K. (2009), “Evaluation of dynamic p-y curves for a pile in sand from 1g shaking table tests”, Ph.D. Thesis, Seoul National University, Korea, 2009.

(접수일자 2010. 4. 23, 심사완료일 2010. 7. 20)

# 중금속 오염 농경지 토양의 복원을 위한 토량개량법의 효과 비교

## A Comparison on the Effect of Soil Improvement Methods for the Remediation of Heavy Metal Contaminated Farm Land Soil

윤 성 욱<sup>1</sup> Yun, Sung-Wook

진 혜 근<sup>2</sup> Jin, Hae-Geun

강 신 일<sup>3</sup> Kang, Sin-Il

최 승 진<sup>4</sup> Choi, Seung-Jin

임 영 철<sup>5</sup> Lim, Young-Cheol

유 찬<sup>6</sup> Yu, Chan

### Abstract

A long-term field demonstration experiment on selected stabilization methods to reduce the heavy metal mobility in farmland soil contaminated by heavy metals was conducted. The field demonstration experiment was established on the contaminated farmland with wooden plates (thickness = 1 cm), of which the dimension were width = 200 cm, Length = 200 cm, height = 80 cm, filled with treated soil, which was mixed with lime stone and steel refining slag except on control plot. Soil samples in the plots were collected and analyzed during the experiment period (6 months) after the installation of the plots. The field demonstration experiment results showed that the application lime stone at the ratio of 5% was effective for immobilizing heavy metal components in contaminated farmland soil.

### 요 지

대상지역 내 중금속 오염농경지 복원을 위해 설계된 안정화 공법에 대한 현장 적용성을 검토하기 위해 현장실증시험을 수행하였다. 대상오염 농경지에 처리구들을 설치하여 오염토양만을 채운 무처리구를 제외한 각 처리구에 중금속 안정화 재료로 선정된 석회석과 산업부산물인 제강슬래그를 각각의 혼합비로 채운 후, 관측기간동안 처리구 내 토양을 채취하여 이화학적특성, 중금속농도(Cu, Cd, Pb, Zn, As) 그리고 중금속 분획특성 등을 분석하여 그 특성을 비교하였으며, 그 결과를 수록하였다.

**Keywords :** Field demonstration experiment, Heavy metal, Remediation, Stabilization method

### 1. 서 론

최근 농경지 주변에 위치하고 있는 휴·폐광산, 비위생 매립지, 산업단지 등의 환경오염유발시설로부터 농

지에 유입되는 오염물질의 양이 증가하고 오염피해 사례가 빈번하게 발생하고 있다. 이러한 원인들 중에서도 지금까지 보고된 바에 의하면 휴·폐광산 주변에 위치한 농경지의 중금속 오염문제가 가장 심각한 것으로 나타

1 경상대학교 농공학과 박사수료 (Ph. D. Candidate, Dept. of Agri. Engrg., Gyeongsang National Univ.)

2 경상대학교 농공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Agri. Engrg., Gyeongsang National Univ.)

3 경상대학교 농공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Agri. Engrg., Gyeongsang National Univ.)

4 한국광해관리공단 (Mine Reclamation Corp.)

5 한국광해관리공단 (Mine Reclamation Corp.)

6 정회원, 경상대학교 지역환경기반공학과(농업생명과학연구원) 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Agri. Engrg. Gyeongsang Nat'l Univ. (Inst. of Agri. & Life Sci.), chanyu@gnu.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

나고 있다. 실제로 농림부와 농업기반공사의 자료(2004년 12월)에서 오염유형별로 조사결과에서는 1,937개 휴폐 광산의 64%인 1,234개소가 농경지와 인접하여 있고, 대부분이 농경지 상류부에 위치하고 있는 것으로 나타났으며, 실제로 그 영향이 매우 큰 것으로 확인되고 있다.

최근의 예로 2004년 6월 경남 고성군 삼산광산 일대의 주민들에게서 “한국판 이따이-이따이”로 불리는 카드뮴 중독과 유사한 증상이 집단적으로 발생하여 휴폐광산의 환경문제 및 관리방안 등에 대한 국민적 관심이 고조되었던 바가 있었다.

일반적으로 알려져 있는 중금속 오염토양에 대한 기존의 대책공법은 고형화방법(solidification), 유리화법(Vitrification)과 토양정화법(토양세척/산추출법(soil washing/acid extraction), 원위치 토양세정공법(in-situ soil flushing)) 등이 있지만, 현재 폐금속광산 주변에 위치한 오염농경지에 적용하기에는 경제적인 측면이나 현실적인 어려움이 있다(농촌공사, 2008).

최근에는 농경지 복원을 위한 기존 복원공법들의 대안으로, 안정화공법은 현재 우리나라에서 중금속으로 오염된 농경지를 처리하기 위해서 선택할 수 있는 매우 유용한 공법으로 인식되고 있다. 안정화 공법은 오염물질이 토양으로부터 직접적으로 제거되지는 않지만, 오염토양에 중금속 안정화 물질을 적용시켜 토양 내 중금속 존재형태를 용해도나 독성이 낮은 형태로 변환시켜 잠재적 위해성을 감소시키는 방법으로 우리나라 폐금속 광산주변의 오염특성인 광범위하게 분포된 저농도의 중금속 오염토양을 처리하는데 있어서 다른 복원공법에 비하여 비용이나 효율적인 측면에서 매우 효과적이라고 할 수 있다. 실제로 최근에 한국광해관리공단에서는 광산활동으로 인하여 오염된 농경지를 대상으로 석회석과 산업부산물인 제강슬래그를 안정화 재료로 하여 객복토를 병행한 안정화공법을 적용하여 중금속 오염 농경지에 대한 복원사업을 수행하고 있다.

그러나 안정화 공법과 관련된 국내의 연구는 특정 중금속 성분의 저감효과에 관련되어 실내시험을 통한 안정화 처리제재의 선정과 그 적정 처리량 결정에 집중되어 있었으며, 실제 현장의 토양 및 기후특성 등이 반영된 현장 적용성을 평가한 연구는 부족한 실정이다.

본 연구에서는 실제 광해로 인해 오염된 농경지를 복원하기 위하여 설계된 안정화공법에 대한 적용성 그리고 중금속 오염토양의 안정화 재료로 사용될 석회석과

산업부산물인 제강슬래그의 효과 및 그 적용혼합비에 따른 특성을 검토하기 위해 현장실증시험을 실시하였으며, 그 결과를 수록하였다.

## 2. 연구대상지역 및 대상지역 내 오염토양 특성

### 2.1 연구대상지역

연구대상지역은 강원도 ○○지역으로서 광해로 인하여 오염된 것으로 확인된 농경지를 대상으로 하였으며, 그 위치의 위성사진은 그림 1과 같다. 대상오염지역은 안정화재료와 그 적용혼합비에 따라 총 4가지 처리방안이 설계되었으며, 본 연구에서는 각 처리방안에 대한 현장적용성을 알아보기 위해 현장실증시험을 수행하였다. 이를 위해서 처리구가 설치될 총 5개 지점에 대해서 0~30cm, 30~60cm 깊이의 심도별로 토양시료채취기를 이용하여 채취한 다음 토양공정시험방법에 따라 보관한 후, 중금속 오염농도를 분석하여 대상오염지역의 중금속 오염현황을 조사하였다.

### 2.2 대상오염토양의 이화학적 특성 및 중금속 오염현황

#### (1) 대상오염토양의 이화학적 특성

대상지역의 오염토양에 대해서는 기본적인 이화학적 특성을 조사하여 그 결과를 표 1에 나타내었다. 5개 지점의 토양 pH는 5.55~4.5의 범위로 발토양의 적정범위인 6.0~6.5 보다 낮은 약산성 상태를 띠었으며, 유기물 함량은 조사토양 모두 50g/kg 이상으로 발토양 적정범위인 20~30g/kg보다 상대적으로 높은 유기물 함량을 나타내었다(농촌진흥청, 2004). 그리고 조사토양의 입도분포는 대부분 모래 함유비율이 높은 사양토(sandy



그림 1. 현장적용성 평가지점 위성사진

표 1. 대상오염토양의 이화학적 특성

시료	pH	EC (dS/m)	OM (g/kg)	Ex.cation(cmol <sup>+</sup> /kg)			Texture	
				K	Ca	Mg		
밭토양 기준치	6.0~6.5	2.0이하	20~30	0.7~0.8	5.0~6.0	1.5~2.0	-	
지점	심도	-----						
1	0~30cm	5.17	0.069	61.9	0.30	6.52	1.08	Sandy Loam
	30~60cm	5.27	0.081	59.0	0.34	7.28	1.06	Sandy Loam
2	0~30cm	5.11	0.069	54.8	0.40	6.29	1.03	Sandy Loam
	30~60cm	5.55	0.063	56.0	0.31	6.47	1.09	Sandy Loam
3	0~30cm	4.82	0.062	53.5	0.33	5.85	0.91	Sandy Loam
	30~60cm	4.66	0.073	53.3	0.35	4.45	0.89	Sandy Loam
4	0~30cm	4.5	0.065	49.4	0.42	4.34	0.84	Sandy Loam
	30~60cm	4.78	0.070	50.8	0.35	5.46	0.88	Sandy Loam
5	0~30cm	4.95	0.067	64.0	0.37	6.88	1.11	Sandy Loam
	30~60cm	4.8	0.052	55.7	0.35	5.29	1.00	Sandy Loam

loam)를 나타내었다.

(2) 대상오염토양의 중금속 오염현황

토양공정시험방법에 따라 분석한 대상오염토양의 중금속 농도는 표 2에 정리하였다. 대상오염토양은 카드뮴(Cd), 납(Pb), 아연(Zn), 비소(As)의 오염이 확인되었으며, 특히 카드뮴(Cd), 납(Pb) 그리고 아연(Zn)에 대해서는 5개 지점 모두 대책기준을 훨씬 초과하는 것으로 나타났다. 따라서 본 대상오염지역에서 토양시료채취가 이루어진 5개 지점 모두 현장실증시험을 위한 처리구를 설치하는데 있어서 적절한 지점일 것으로 판단되었다.

3. 현장실증시험방법

3.1 안정화처리재료

대상오염토양의 복원을 위한 주요 안정화 처리재료로는 일반적으로 토양 내 중금속 안정화에 널리 사용되고 있는 석회석이 주 안정화 재료로 선정되었고, 산업부산물인 제강슬래그는 보조 안정화 처리재료로 선정되었다. 본 연구에서는 안정화 처리재료로 선정한 석회석과 제강슬래그에 대해서 일반적인 이화학적 특성과 XRF 분석을 실시하여 그 결과를 표 3에 제시하였다.

석회석과 제강슬래그의 pH는 모두 9이상으로 높게

표 2. 대상오염지역 내 토양시료의 중금속분석결과

구분		분석항목(mg·kg <sup>-1</sup> )				
		Cu	Cd	Pb	Zn	As
우려기준		50	1.5	100	300	6
대책기준		125	4	300	700	15
지점	심도	-----				
1	0~30cm	15.08	14.51	374.60	691.00	10.07
	30~60cm	17.89	13.65	467.45	507.00	10.76
2	0~30cm	11.77	11.58	398.45	972.40	10.43
	30~60cm	16.90	11.54	472.10	835.00	20.12
3	0~30cm	59.60	6.47	626.00	596.00	15.42
	30~60cm	9.95	6.78	433.25	937.60	13.86
4	0~30cm	8.00	4.84	212.85	1157.80	8.04
	30~60cm	6.44	4.56	252.60	1095.60	10.75
5	0~30cm	6.72	10.37	306.15	974.80	10.03
	30~60cm	8.11	7.14	254.25	820.60	7.88

※ 토양오염공정시험기준 개정전

표 3. 처리재료의 이화학적 특성과 XRF 분석결과

처리재료	pH	EC (dS m <sup>-1</sup> )	XRF 분석결과(%)						
			SiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	MnO	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>
석회석	9.6	7.98	12.7	2.89	3.24	62.7	14.9	0.52	0.06
제강슬래그	11.07	4.95	15.7	35.6	5.33	32.9	3.9	2.34	1.33

나타났고 특히 제강슬래그는 pH 11.07로 아주 높은 알칼리도를 보였다. 또한 XRF 분석결과 석회석은 칼슘성분을 62% 이상으로 다량 함유하고 있었으며, 제강슬래그의 경우는 철성분과 칼슘성분을 각각 35%, 33%로 비교적 높게 함유하고 있는 것으로 나타났다.

일반적으로 토양 내 대부분의 중금속 성분들은 토양의 pH에 절대적으로 의존적이며 염기성 조건에서 그 용해도와 이동성이 낮아지게 되는데, 주요 안정화 재료로 사용된 석회석은 pH가 높아 중금속 오염토양에 적용함으로써 토양 pH를 상승시킬 수 있으며, 이는 토양의 음하전도를 증가시키게 되어 양이온성 중금속성분의 대부분은 토양 교질에 더욱 강하게 흡착되어 이동성이나 용해도를 감소시킬 수 있다.

또한 보조 안정화재료로 사용된 산업부산물인 제강슬래그는 석회석 보다 pH가 높을 뿐만 아니라 토양 내에서 일반적인 양이온성의 중금속 성분들과 달리 상이한 거동을 하는 음이온인 비소(As)성분을 흡착 및 불용화 시키는 것으로 알려져 있는 철(Fe)성분을 다량 함유

하고 있는 것으로 나타났다(Sparks, 1995; Kumpiene, 2008). 따라서 보조 안정화 재료로 선정된 제강슬래그의 중금속 저감효과도 매우 효과적일 것으로 예상되었다.

### 3.2 현장실증시험 처리구 설치

현장실증시험을 수행하기 위해 대상오염지역에 처리할 처리구는 관측기간 동안 주변토양에 영향을 주지 않고 원활한 관찰을 위해 가로 2m × 세로 2m, 높이 0.8m의 불투수성 재료로 기본틀을 제작하여 본 대상오염지역의 복원을 위해 선정된 안정화처리방안과 동일하게 오염토양에 안정화 처리재료로 혼합한 안정화층이 0.3m 그리고 그 상부에 비오염토를 0.5m 높이로 충분히 복토할 수 있도록 설계되었다(그림 2).

대상오염지역에 총 5개 처리구가 각 처리공법별로 설치되었으며, 각 처리구 내 안정화 처리재료의 적용방법으로는 처리구에 충전될 오염토양을 건설기계와 장비를 이용하여 적절하게 혼합한 후, 1처리구는 안정화 처리재료를 적용시키지 않고 대조구로서 오염토양만으로 충전하였으며, 2처리구는 석회석 3%와 제강슬래그 2%, 3처리구는 석회석 4%와 제강슬래그 1%, 4처리구는 석회석 3%, 5처리구는 석회석 5%로 처리재료를 첨가하여 그림 3과 같은 방법으로 각 처리구 내 오염토양과 혼합한 후, 처리구 하부에서부터 0.3m 높이로 채운 다음 그 상부에 비오염토양을 0.5m높이로 복토하였다. 처리구 시공은 처리구 터파기(0.3m) → 차단막 설치 → 오염토 안정화제혼합 및 되메우기(0.3m) → 복토(0.5m) 순서로 그림 4와 같이 진행되었으며, 그림 5는 처리구 개

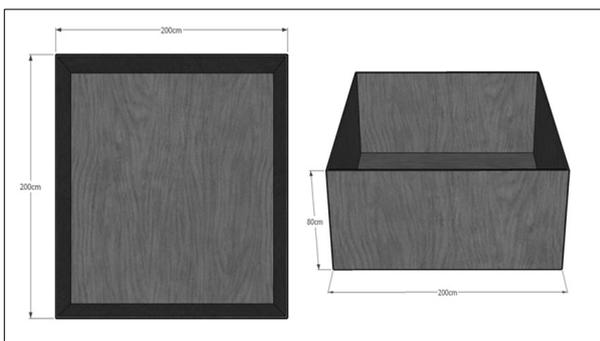


그림 2. 현장실증시험 처리구 설계단면

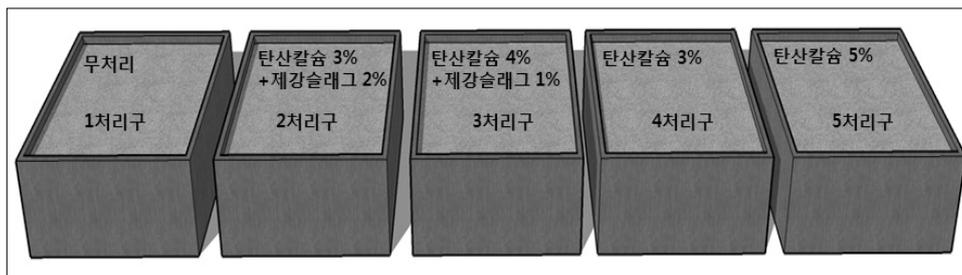


그림 3. 처리구 내 오염토양 처리 개념도

표 4. 관측기간 및 각 처리구별 적용 안정화재료

구 분	1처리구	2처리구	3처리구	4처리구	5처리구
안정화 재료	무처리	석회석3% 제강슬래그 2%	석회석4% 제강슬래그 1%	석회석3%	석회석5%
관측기간	2008년 3월 ~ 2008년 8월				



그림 4. 현장실증시험 처리구 설치 전경

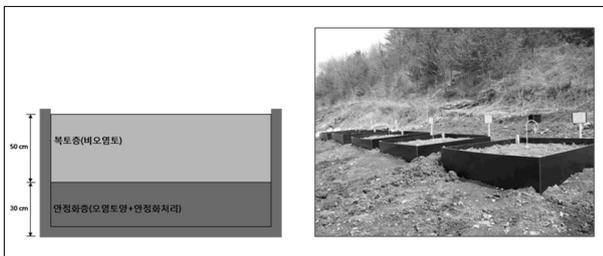


그림 5. 현장실증시험 처리구 개념도 및 처리구 전경

념도와 설치 전경을 나타낸 것이다. 이때 처리구 내 오염토양에 안정화재료를 적용시킨 안정화층 상부에 비 오염토로 복토시킨 이유는 본 대상지역이 농경지 인 것을 고려하여 안정화 재료로 오염토양을 처리하고 이후 농경지 본래의 기능을 다시 지속할 수 있게 하기 위한 것으로 본 연구에서는 처리구 하부 안정화 재료로 처리된 오염토양에 대해서 그 변화와 특성을 관측기간(2008. 03~2008. 08)동안 관찰하였다.

### 3.3 현장실증시험 처리구내 시료 채취

현장실증시험 처리구를 설치한 직후부터 월 2회 간격으로 5개월 동안 각 5개 처리구의 안정화층인 하부 지점의 토양을 채취하여 pH, CEC(양이온교환능력), 토양공정시험법에 의한 중금속함량 그리고 토양 내 중금속 분획특성 등을 분석하였으며, 그림 6은 각 처리구 내 시료 채취전경을 나타낸 것이다.

### 3.4 토양 분석

#### (1) 토양의 이화학적특성 분석

토양 pH와 전기전도도(EC)는 토양과 물의 비율을 1 : 5로 하여 상등액에서 측정하였고 유효인산(Av. P2O5)함량과 CEC는 각각 Lancaster법과 1N Acetic acid법으로 분석하였으며, 치환성 양이온 함량은 1N-NH4OAc 용액으로 침출하여 유도결합플라즈마분광계(ICP spectrometer)



그림 6. 현장실증시험 처리구 내 시료 채취 전경

로 분석하였다(농촌진흥청, 2000). 유기물함량은 건조 시료를 550°C에서 하루 동안 회화기를 이용하여 연소한 후 강열감량 값을 측정하여 조사하였으며, 토성은 ASTM 표준체와 비중계분석(Hydrometer method)을 통하여 미국농무성(USDA)에 의한 입도분류를 실시하였다.

### (2) 토양 내 중금속 함량분석(토양공정시험)

우리나라 토양환경보존법상의 토양오염공정시험법에 준하여 가용성분석대상물질(Cu, Cd, Pb, As)은 토양을 자연건조 후 사분(<2mm)하여 0.1N HCl(As는 1N HCl) 용액으로 용출하여 그 함량을 유도결합플라즈마분광계(ICP spectrometer)를 이용하여 정량분석하였고, 전함량분석대상물질인 아연(Zn)과 니켈(Ni)은 토양시료를 100mesh 이하로 사분하여 왕수분해(HCl 21ml+HNO<sub>3</sub> 7ml)를 이용하여 완전분해 후 유도결합플라즈마분광계(ICP spectrometer)로 총 함량을 분석하였다(환경부, 2007)

### (3) 토양 내 중금속 분획특성

연속추출방법(Sequential Extraction)은 토양 내 중금속의 결합존재 형태를 규명하기 위하여 토양 내 구성광물을 선택적으로 용출시키는 방법으로 중금속 성분의 존재형태와 이동도 및 생체흡수도를 연구하는데 크게 활용되고 있다.

본 연구에서는 토양 내 주요 오염물질인 비소 및 중금속의 결합형태별 함량분포를 알아보기 위하여 2가지 연속추출법을 이용하였다.

토양 내 비소의 연속추출방법은 La Force가 제안한 방법을 따라서 100mesh로 사분한 토양시료에 1M MgCl<sub>2</sub>

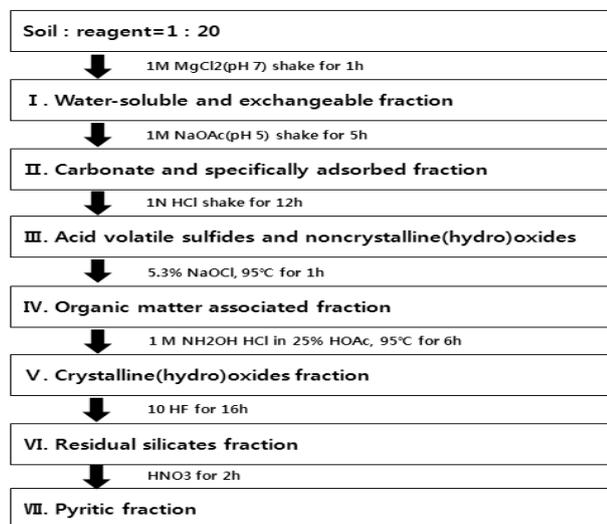


그림 7. 토양 내 비소의 연속분획 분석절차(La Force 등, 2000)

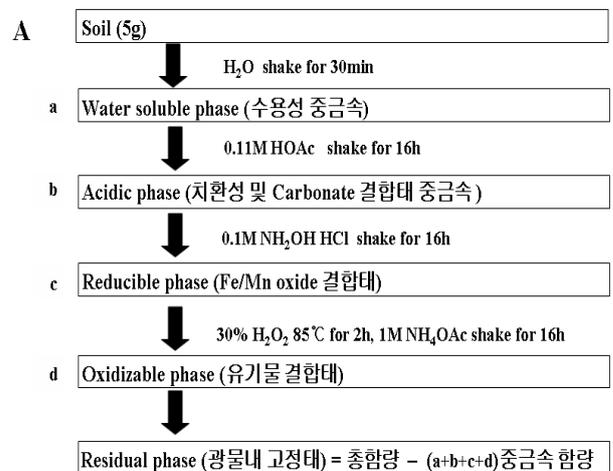
를 가하여 Water-soluble 및 exchangeable As를 침출한 다음 원심분리기를 이용하여 토양시료와 침출액을 분리하고 0.2µm cellulose acetate membrane filter로 여과하여 그 침출액을 측정용기에 넣고 증류수로 남은 토양시료를 세척한 후, 다음 단계의 침출액을 가하는 방식으로 그림 7에서 나타난 모식도와 같은 절차로 결합 형태별 비소를 침출시켜 유도결합플라즈마분광계(ICP spectrometea)를 이용하여 측정하였다.

비소를 제외한 일반중금속에 대해서는 그림 8에서와 같이 토양에 증류수를 이용하여 수용성 중금속성분(water soluble)을 침출한 후, 0.11M acetic acid를 가하여 치환성 및 carbonate 결합태 중금속성분(exchangeable+acidic phase)을 침출하였다. 나머지 토양에 0.1M NH<sub>2</sub>OH·HCl 용액을 가하여 Fe/Mn oxide 결합태 중금속성분(reducible phase)을 침출한 후 30% H<sub>2</sub>O<sub>2</sub>를 가하여 85°C에서 유기물을 분해 후 1M NH<sub>4</sub>OAc 용액을 가하여 유기물 결합태 중금속성분(oxidizable)을 침출하였다. 광물 내 고정태 중금속성분은 총 중금속 함량과 위의 4가지 형태 카드뮴 함량 합의 차로서 환산하였다(Ariza, 1999; Kaasalainen, 2003). 이때 침출액은 0.2µm cellulose acetate membrane filter로 여과 후 유도결합플라즈마분광계(ICP spectrometer)로 정량하여 중금속 함량을 측정하였다.

## 4. 시험결과 분석 및 고찰

### 4.1 처리구 내 토양 pH

현장실증시험 처리구 설치 직후부터, 처리구 내 토양



### B 왕수분해에 의한 중금속 전(total heavy metal)함량 조사

그림 8. 토양 내 중금속 성분의 연속분획 분석절차

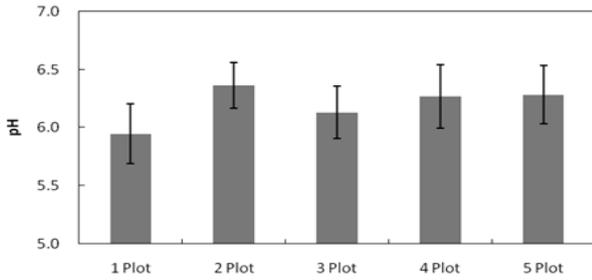


그림 9. 각 처리구별 토양 pH

의 pH는 1처리구(무처리)보다 안정화처리재료를 적용시킨 2~5 처리구에서 비교적 높은 경향을 나타내었는데, 안정화처리를 적용하기 전 약산성상태를 나타낸 처리구 내 토양은 관측기간동안 측정된 pH의 평균값을 기준으로 2처리구(석회석 3%+제강슬래그 2%) > 5처리구(석회석 5%), > 4처리구(석회석 3%) > 3처리구(석회석 4%+제강슬래그 1%) 순으로 높은 것으로 나타났다(그림 9). 대부분의 양이온성 중금속 성분들이 토양의 pH가 상승되면 토양 내 상대 음이온과 침전하여 토양 내 이동성(Mobility) 및 식물의 이용도(bioavailability)가 낮은 형태로 전환된다는 점을 고려하여 볼 때(Kaasalainen, 2003), 약 산성상태인 1처리구(무처리)에 비해 2~5처리구는 안정화 처리재료의 적용으로 상대적으로 높아진 pH에 기인하여 토양 내 중금속 성분들의 저감을 기대할 수 있을 것으로 예상되었다.

#### 4.2 처리구 내 토양의 CEC(양이온교환능력)

현장실증시험 처리구 설치 후 부터, 각 처리구별 토양의 CEC(양이온교환능력)는 안정화 처리를 적용한 2~5 처리구 토양이 1처리구(무처리)보다 상당히 높은 경향을 보였으며(그림 10), 처리구 토양의 CEC(양이온교환능력) 평균값을 기준으로 5처리구(석회석 5%), > 3처리구(석회석 4%+제강슬래그 1%) > 2처리구(석회석 3%+제강슬래그 2%) ≈ 4처리구(석회석 3%) 순으로 석회석의 혼합비에 비례하여 높은 것으로 나타났다(그림 10). 이러한 원인은 CEC(양이온교환능력)가 점토의 함량, 유기물의 함량, pH 그리고 산화물의 함량 등에 따라서 민감하게 변하는 것을 고려하여 볼 때(김정대, 2002), 오염토양에 안정화처리재료(석회석, 제강슬래그)를 처리함에 따른 pH의 상승과 안정화 처리재료(석회석, 제강슬래그)에 다량 함유되어 있는 양이온 성분인 칼슘(Ca)과 철(Fe) 산화물들의 영향과 관계가 있는 것으로 판단되었

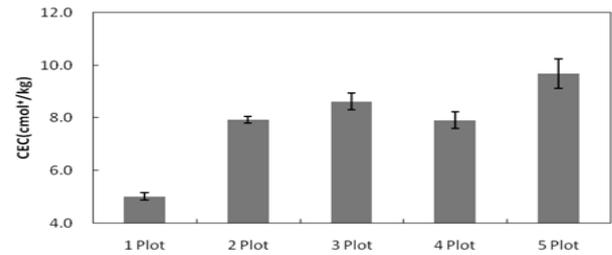


그림 10. 각 처리구별 토양의 CEC(양이온 교환능력)

으며(표 3), 특히 이온교환능력이 매우 큰 칼슘(Ca)의 영향이 가장 큰 것으로 예상되었다. 또한 토양의 CEC(양이온교환능력)가 높을수록 양이온의 중금속 흡착능이 증대되어 중금속 성분들이 크게 저감되었던 기존의 연구들을 검토해 볼 때(김규연, 1993; 문정호, 2006; 최 정, 1991; Kuo, 1980), 안정화 처리재료의 적용으로 토양 내 CEC가 1처리구(무처리)에 비해 상당히 증가한 2~5처리구의 오염토양 내 중금속 저감효과가 기대되었다.

#### 4.3 처리구 내 토양의 토양공정시험결과

관측기간동안 각 처리구에서 채취한 토양에 대한 토양공정시험결과들을 표 5에 정리하였다. 토양공정시험결과, 각 처리구와 시료채취일 마다 분석결과들의 차이가 표준편차 값에서 알 수 있듯이 매우 크게 나타났는데, 이는 오염지역에 처리구를 설치하는 과정에서 오염토양이 각 처리구당 약 1.8ton으로 상당히 많은 양이 적용됨에 따른 토양 내 오염성분들의 비균질적 분포에 기인한 것으로 판단되었다. 그리고 각 처리구내 오염성분들의 농도를 평균값으로 비교해 볼 때, 대부분 처리구와 관계가 없이 오염기준을 초과하였고 카드뮴과 아연의 경우는 그 농도가 매우 높은 것으로 나타났다.

우리나라의 토양공정시험방법은 가용성 분석물질(Cd, Pb, Cu, Cr<sup>6+</sup>, As)에 대해서는 0.1N염산용액(As는 1N염산)을 이용하고, 전함량 분석물질(Zn, Ni)에 대해서는 왕수(염산+질산)를 이용하여 토양을 완전 분해한 후 그 농도를 분석하도록 되어 있다. 가용성 분석물질을 용출하는 0.1N 염산용액과 1N 염산용액은 그 pH의 이론적 농도가 각각 pH=1과 pH=0으로 아주 낮은 편이고, 전함량 분석을 위한 왕수(염산+질산)는 토양을 분해 할 정도로 강한 산(acid)이라고 할 수 있는데, 강산성용액을 사용하는 토양 중금속 분석방법은 실제 자연상태에서 지하수로 용출될 수 있는 토양 내 오염성분들의 이동성(Mobility)과 식물이용도(Bioavailability)를 나타내기

표 5. 처리구 내 토양의 중금속 분석결과(토양공정시험법)

구 분		Heavy metals(mg/kg)			
		Cd	Pb	Zn	As
우려기준		1.5	100	300	6
대책기준		4	300	700	15
MIN	1 처리구	N.D.	60.43	322.5	1.26
	2 처리구	N.D.	22.75	361.15	0.62
	3 처리구	N.D	4.66	358.24	1.51
	4 처리구	N.D.	2.39	296.28	0.89
	5 처리구	N.D.	19.67	335.13	1.25
MAX	1 처리구	8.69	272.53	719.44	11.57
	2 처리구	10.22	156.34	941.13	12.84
	3 처리구	9.37	249.74	836.53	15.87
	4 처리구	6.82	144.74	728.57	14.41
	5 처리구	10.37	261.3	807.63	9.39
MEDIAN	1 처리구	7.75	95.43	413.75	4.16
	2 처리구	9.36	72.43	468.45	4.01
	3 처리구	8.96	114.45	445.66	4.74
	4 처리구	5.7	51.23	341.76	4.31
	5 처리구	8.42	41.69	399.81	6.14
AVERAGE	1 처리구	6.22	124.52	478.56	6.14
	2 처리구	7.32	78.91	581.31	6.26
	3 처리구	6.68	119.24	528.33	7.69
	4 처리구	4.60	63.52	412.00	6.97
	5 처리구	7.00	85.45	512.06	6.06
STDEV	1 처리구	2.75	64.97	146.56	3.98
	2 처리구	3.07	45.41	228.49	4.45
	3 처리구	6.68	119.24	528.33	7.69
	4 처리구	1.98	42.97	154.26	4.95
	5 처리구	3.29	80.68	172.51	2.77

는 어렵다는 Hartley(2004)의 연구내용을 고려하여 볼 때, 우리나라 토양공정시험법으로 토양 내 여러 가지 형태로 존재하는 오염성분 중 용해도가 높은 형태를 상대적으로 낮은 용해도를 갖는 형태로 전환시키는 것이 주요 목적인 안정화 공법에 대한 효과를 검토하기에는 어려울 것으로 판단되었다.

#### 4.4 처리구 내 토양의 중금속 분획특성

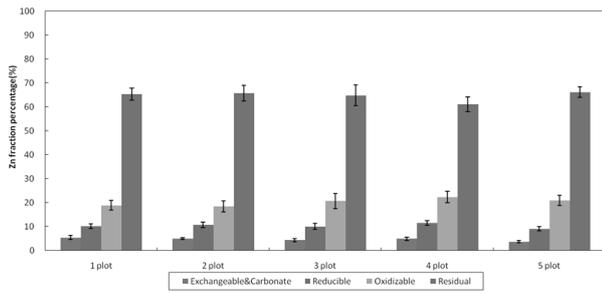
관측기간동안 각 처리구에서 채취한 토양시료에 대해서 연속추출법을 실시하여 중금속들의 존재형태를 조사하였으며, 그림 11에 각 존재형태별로 분석된 중금속 농도의 평균값들을 이용하여 총 함량에 대한 백분율로 나타내었다.

아연(Zn)의 경우 각 처리구 토양 내 존재형태는 잔류성 형태(residual) > 산화성 형태(Oxidizable) > 환원성형

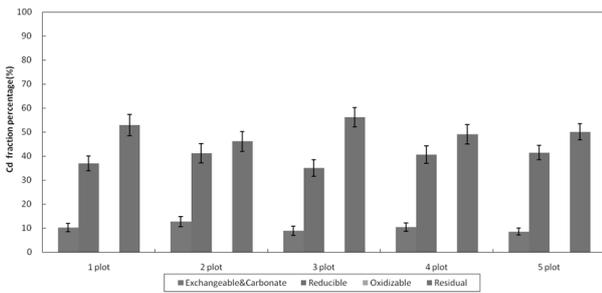
태(reducible) > 교환성형태(exchangeable) 순서로 잔류성 형태(residual)가 가장 높은 비율을 존재하는 것으로 나타났으며(그림 11(a)), 대조구인 1처리구(무처리)를 포함한 각 처리구 모두 유사한 존재형태비율을 보였다.

카드뮴(Cd)의 경우 대조구인 1처리구(무처리)를 포함한 각 처리구 모두 잔류성 형태(residual) > 환원성형태(reducible) > 교환성형태(exchangeable) > 산화성 형태(Oxidizable) 순서로 잔류성 형태(residual)가 가장 높은 비율을 나타내었으며, 산화성 형태(Oxidizable)가 거의 존재하지 않는 특성을 보였다(그림 11(b)). 이러한 특성은 카드뮴이 다른 중금속에 비해 교환성형태(exchangeable)와 환원성형태(Oxidizable)가 가장 높게 존재하고 있는 것과 관계가 있을 것으로 판단되었다.

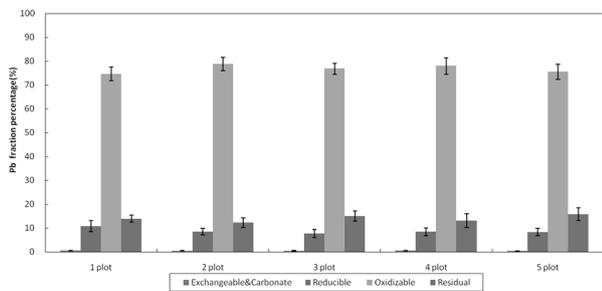
납(Pb)의 경우 대조구인 1처리구(무처리)를 포함한 각 처리구 모두 산화성 형태(Oxidizable) > 잔류성 형태(residual) > 환원성형태(reducible) > 교환성형태(exchange-



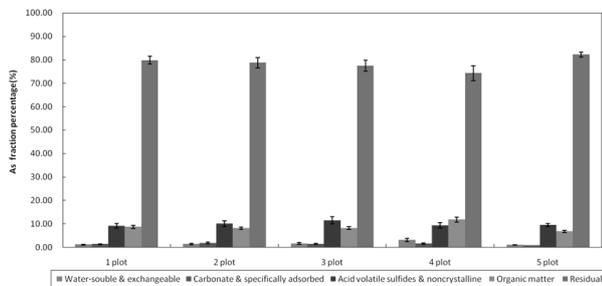
(a) 각 처리구별 토양 내 아연의 분획특성



(b) 각 처리구별 토양 내 카드뮴의 분획특성



(c) 각 처리구별 토양 내 납의 분획특성



(d) 각 처리구별 토양 내 비소의 분획특성

그림 11. 관측기간 동안 각 처리구별 토양내 중금속의 존재형태

able) 순서로 산화성 형태(Oxidizable)가 가장 높게 존재하는 것으로 나타났으며, 교환성형태(exchangeable)가 다른 중금속에 비해 가장 낮은 경향을 보였다(그림 11(c)).

비소(As)의 경우는 대조구인 1처리구(무처리)를 포함한 각 처리구 대부분 잔류성 형태(residual) > 산휘발성 황화물 형태(Acid volatile sulfides & noncrystalline) > 산화성 형태(organic matter) > 탄산염결합 형태(carbonate adsorbed) ≈ 수용성 및 교환성형태(water-soluble & ex-

changeable) 순서로 잔류성 형태(residual)가 가장 높게 존재하는 것으로 나타났다(그림 11(d)).

각 처리구의 토양 내 중금속 존재형태들은 대조구인 1처리구(무처리)와 안정화재료(석회석, 제강슬래그)를 적용한 2~5처리구 모두 거의 큰 차이를 보이지 않았는데, 이러한 경향은 안정화공법의 주요 저감 대상성분이 토양 내 용해도가 높은 중금속 형태인 것을 감안할 때, 각 처리구 토양 내 용해도가 높아 약산성과 식물에 의해 쉽게 용출되거나 흡수될 수 있는 형태로 분류되는 교환성 및 탄산염결합 형태가 상대적으로 매우 낮게 분포하여 다른 존재형태에 대한 변화 정도가 미미한 것으로 판단되었다.

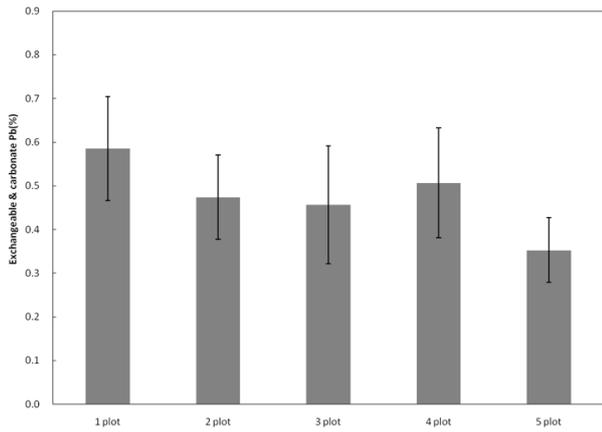
그러나 토양 내 오염성분의 이동성(mobility) 및 식물 이용도(bioavailability)에 가장 영향이 큰 교환성 및 탄산염결합 형태는 각 처리구별로 안정화 처리재료에 의한 효과가 비교적 뚜렷하게 관찰되었으며, 그 결과를 그림 12에 나타내었다.

아연(Zn)의 경우 관측기간동안 처리구 토양 내 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate) 아연은 안정화처리를 적용한 2~5처리구 모두 저감되었으며, 5처리구(석회석 5%) > 3처리구(석회석 4%+제강슬래그 1%) > 2처리구(석회석 3%+제강슬래그 2%) ≈ 4처리구(석회석 3%) 순서로 CEC(양이온교환능력)가 높을수록 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate) 아연의 함량비율이 낮은 것으로 나타났다(그림 12(a)).

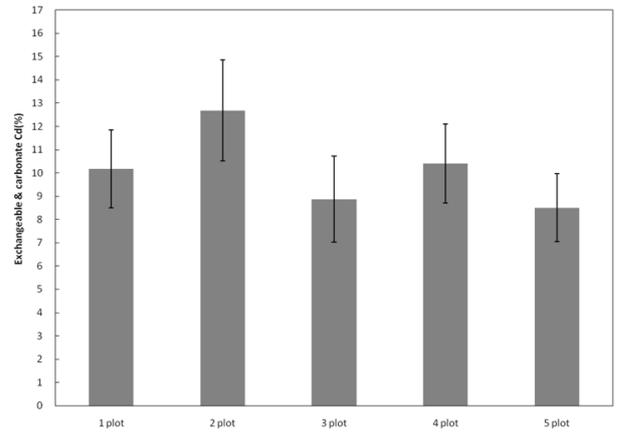
카드뮴(Cd)의 경우 관측기간동안 처리구 토양 내 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합형태(carbonate) 카드뮴은 CEC(양이온교환능력)가 가장 높았던 5처리구(석회석 5%)와 3처리구(석회석 4%+제강슬래그 1%)에서는 카드뮴이 저감된 경향을 나타내었던 반면 상대적으로 낮은 CEC(양이온교환능력)를 나타내었던 2처리구(석회석 3%+제강슬래그 2%)와 4처리구(석회석 3%)는 저감효과가 나타나지 않았다(그림 12(b)).

납(Pb)의 경우 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate)의 납은 안정화처리를 적용한 2~5처리구 모두 저감되었으며, 아연과 카드뮴의 경우와 유의하게 5처리구(석회석 5%) > 3처리구(석회석 4%+제강슬래그 1%) > 2처리구(석회석 3%+제강슬래그 2%) ≈ 4처리구(석회석 3%) 순서로 CEC(양이온교환능력)가 높을수록 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합형태(carbonate) 납의 함량비율이 낮은 것으로 나타났다(그림 12(c)).

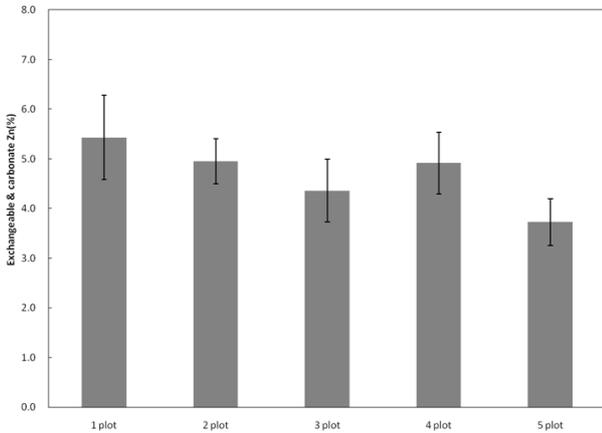
비소(As)의 경우 관측기간동안 처리구 토양 내 교환



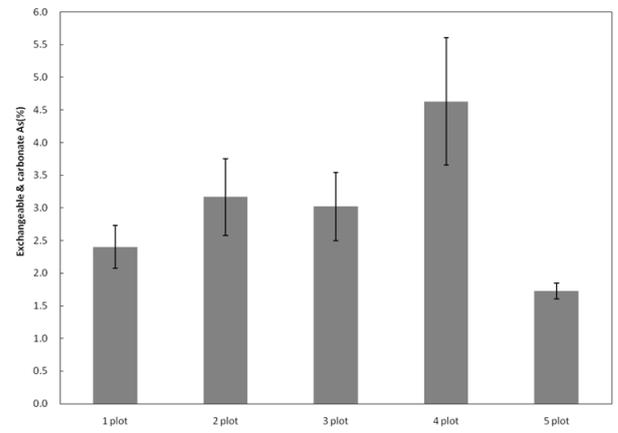
(a) Exchangeable 및 carbonate 아연의 분획특성



(b) Exchangeable 및 carbonate 카드뮴의 분획특성



(c) 각 처리구별 Exchangeable 및 carbonate 납의 분획특성



(d) Exchangeable 및 carbonate 비소의 분획특성

그림 12. 각 처리구별 Exchangeable 및 carbonate 중금속의 분획특성

성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate)의 비소(As)는 대조구인 1처리구(무처리)를 기준으로 2처리구(석회석 3%+제강슬래그2%), 3처리구(석회석 4%+제강슬래그1%) 그리고 4처리구(석회석 3%)는 증가하는 경향을 보였고, 이중 석회석만을 적용시킨 4처리구는 다른 처리구에 비해 급격하게 비소가 증가하였다(그림 12(d)). 그러나 5처리구(석회석 5%)는 다른 처리구와 달리 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate) 비소가 상당히 감소한 경향이 나타났다.

비소(As)가 1처리구(무처리)에 비해 증가한 2, 3, 4처리구의 경우 일반적으로 석회석이 토양 pH를 증가시켜 비소(As)의 용출성을 높이는 특성이 있는 것을 감안 할 때(Hartley, 2004), 석회석에 의해 높아진 토양 pH에 기인하여 비소(As)농도가 증가한 것으로 판단되었다(그림 13(d)). 그러나 2처리구(석회석 3%+제강슬래그 2%)와 3처리구(석회석 4%+제강슬래그 1%)는 급격하게 비소가 증가한 4처리구(탄산칼슘 3%)에 비해 상당히 낮은 비율

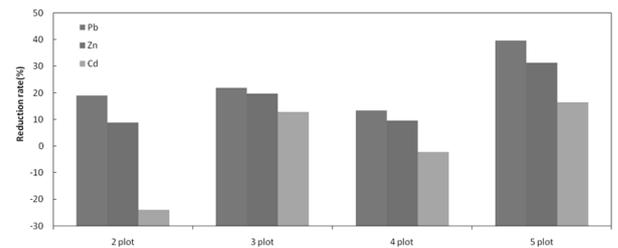


그림 13. 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate) 중 금속 성분의 저감율

로 비소(As)가 증가하였는데, 이는 석회석과 함께 적용시킨 제강슬래그가 비소(As) 저감에 뛰어난 효과가 있는 철(Fe)성분을 다량 포함하고 있는 것과 관계가 있을 것으로 판단되었다(표 3). 또한 석회석 5%로 가장 높은 혼합비를 적용시킨 5처리구에서는 1처리구(무처리)보다 비소가 상당히 감소하는 경향을 나타내었는데, 이는 일반적으로 석회석의 높은 pH 때문에 비소(As)의 용출성을 높이는 제재로 인식되고 있으나, 기존의 연구에서

처리효율은 높지 않지만 석회석 내 칼슘성분과 흡착반응에 의한 저감효과가 보고된 것을 감안할 때(Hartley, 2004), 상대적으로 다른 처리구에 비해 가장 높은 석회석의 혼합비에 비례하여 증가한 칼슘(Ca)성분과 관계가 있는 것으로 예상되었다. 그리고 Hartley(2004)는 비소 오염토양의 종류나 특성에 따라 석회석에 의한 비소용출이 달라질 수 있다고 했는데, 토양의 종류와 특성뿐만 아니라 석회석의 적용 혼합비에 따라서도 상이한 비소용출결과를 관찰할 수 있을 것으로 예상되었다.

이상의 결과들을 비교해 보면, 토양 내 양이온 중금속인 아연(Zn), 카드뮴(Cd) 그리고 납(Pb)의 경우 토양 내 용해도가 높은 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate)가 토양의 CEC(양이온교환능력)와 비교적 밀접한 관계를 나타내었는데, 일반적인 pH 환경에서 표면이 음전화로 대전되어 있는 토양입자는 그 불균형을 물에 용해되어 있는 양이온들을 끌어들이어 균형을 이루려고 하는 특성을 고려해 볼 때(한경옥, 2005), 토양 내 다양한 중금속 존재형태 중 용해도가 높은 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate)의 중금속 성분들이 토양의 CEC(양이온교환능력)영향을 가장 많이 받는 것으로 판단되었다. 그리고 이들 중금속 성분들의 토양 내 저감 정도는 대조구인 1처리구(무처리)를 기준으로 그림 13과 같이 안정화 처리재료를 적용한 2~5처리구 모두 납(Pb) > 아연(Zn) > 카드뮴(Cd)의 순으로 높게 나타났다. 이는 일반적으로 토양 내 양이온의 중금속 성분이 납(Pb) > 구리(Cu) > 아연(Zn) > 카드뮴(Cd)의 순서로 선호하여 흡착된다는 McLean & Bledsoe(1992)의 연구내용과 유사하였으며, 이는 구리(Cu)가 토양 내에서 아연(Zn) 및 카드뮴(Cd)의 흡착을 저해하며 구리(Cu)와 아연(Zn)은 카드뮴(Cd)의 흡착을 저해한다는 Kuo(1980) 등의 토양 중금속 흡착실험 결과와 유사하였다(김규연, 1993). 이러한 기존의 연구들을 고려해 볼 때, 가장 낮은 석회석 혼합비를 적용시킨 2처리구와 4처리구에서 카드뮴(Cd)의 저감효과가 관찰되지 않았던 원인은 낮은 석회석 혼합비 뿐만 아니라 카드뮴(Cd)이 토양과 내 중금속의 흡착선도도와 경쟁관계에서 최하위 성분인 것과 어느 정도 관계가 있을 것으로 판단되었다.

음이온인 비소(As)의 경우는 CEC(양이온교환능력)와 밀접한 관계를 나타내었던 양이온의 중금속 성분과는 다른 경향을 나타내었다. 5처리구(석회석 5%)를 제외한 모든 처리구에서 대조구인 1처리구(무처리)보다 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate) 비소(As)

가 증가하는 경향을 보였다. 그러나 급격하게 비소가 증가한 4처리구(석회석 3%)에 비해 제강슬래그와 함께 적용한 2처리구와 3처리구는 비소(As)의 증가정도가 낮았다. 이는 제강슬래그에 함유하고 있는 비소(As) 저감물질인 철(Fe)성분과 관계가 있을 것으로 예상되었고 이러한 결과로 pH를 증가시켜 비소(As)의 용출성을 증가시킬 수 있는 석회석에 제강슬래그를 함께 적용시켜 줌으로써 비소(As)의 용출성을 특정 혼합비의 석회석만을 적용했을 때보다 상대적으로 비소(As)용출을 감소시킬 수 있을 것으로 판단되었다.

## 5. 결론

대상오염 지역 내 중금속 오염 농경지에 대한 복원을 위해 선정된 안정화 공법의 적용성을 검토하기 위해 복원대상 오염농경지에 처리구를 설치하여 현장실증시험을 실시하였으며, 그 결과를 종합해 보면 다음과 같다.

- (1) 처리구 내 토양의 pH는 알칼리도가 높은 안정화처리재료 적용시킨 2~5 처리구각 대조구인 1처리구(무처리)보다 비교적 높게 나타났다.
- (2) 안정화처리재료를 적용한 2~5처리구 토양의 CEC(양이온교환능력)는 안정화처리재료 적용함에 따른 토양 pH상승과 칼슘(Ca) 및 철(Fe) 산화물의 증가로 1처리구(무처리) 보다 상당히 높게 증가하는 경향을 보였고, 5처리구(석회석 5%), > 3처리구(석회석 4%+제강슬래그 1%) > 2처리구(석회석 3%+제강슬래그 2%) ≈ 4처리구(석회석 3%)의 순서로 높은 것으로 나타났다.
- (3) 토양 내 양이온 중금속 성분인 아연(Zn), 납(Pb) 그리고 카드뮴(Cd)의 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate)는 5처리구(석회석 5%), > 3처리구(석회석 4%+제강슬래그 1%) > 2처리구(석회석 3%+제강슬래그 2%) ≈ 4처리구(석회석 3%)의 순서로 CEC(양이온교환능력)가 클수록 낮은 경향을 보여 토양의 CEC(양이온교환능력)와 밀접한 관계를 나타내었다.
- (4) 음이온 중금속 성분인 비소(As)의 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate)는 CEC(교환성 양이온)의 영향을 크게 받았던 양이온의 중금속 성분들과 다른 경향을 나타내었다. 2처리구(석회석 3%+제강슬래그 2%), 3처리구(석회석 4%+제강슬래그

1%) 그리고 4처리구(석회석 3%)는 안정화 처리재료의 적용에 따라 높아진 pH에 의해 비소(As)가 대조구인 1처리구(무처리)에 보다 증가하였다. 그러나 석회석만을 적용시킨 4처리구에 비해 2처리구(석회석 3%+제강슬래그 2%)와 3처리구(석회석 4%+제강슬래그 1%)에서는 비소의 증가정도가 매우 낮았다. 이는 제강슬래그에 다량 함유된 비소저감물질인 철(Fe)성분과 관계가 있는 것으로 예상되었다. 그리고 석회석의 최대 혼합비인 석회석 5%를 적용시킨 5처리구에서는 비소의 저감효과가 관찰되었으며, 이는 석회석이 다량함유하고 있는 칼슘(Ca)성분과 관계가 있는 것으로 판단되었다. 이러한 결과로 토양 내 비소(As)성분은 토양의 특성 뿐만 아니라 석회석의 혼합비에 따라라도 상이한 비소용출결과를 관찰할 수 있을 것으로 예상되었다.

(5) 각 처리구 토양 내 교환성(exchangeable) 및 탄산염 결합 형태(carbonate)의 중금속 성분들의 저감정도는 납(Pb) > 아연(Zn) > 카드뮴(Cd) 순서로 일반적인 토양 내 중금속 흡착우선순위와 유사한 경향을 나타내었다.

이상을 종합 해 볼 때, 대상 오염 농경지에 석회석과 제강슬래그를 적용시킬 경우 오염 토양의 pH와 CEC(양이온교환능력)를 증가시켜 주변 환경으로 유출가능성이 높은 교환성(exchangeable) 및 탄산염결합 형태(carbonate)의 양이온 중금속 성분들을 저감할 수 있을 것을 예상되었으며, 음이온 중금속 성분인 비소(As)의 경우는 석회석을 적용시 문제로 인식되었던 비소의 용출성을 산업부산물인 제강슬래그나 석회석을 적절한 혼합비로 적용

시켜 줌으로써 효과적으로 저감할 수 있을 것으로 판단되었다.

## 참 고 문 헌

1. 김규연, 이동훈, 김동민 (1993), “복토재로서 연탄재와 토양의 중금속 흡착능에 관한 기초연구”, *대한환경공학회지*, Vol.16, No.2, pp.207-212.
2. 김정대 (2002), *Soil Washing을 이용한 폐광산에서 발생하는 광미 및 주변오염 토양 처리*, 박사학위논문, 건국대학교, pp.35-40.
3. 농촌공사 (2008), *토양오염과 농작물오염의 상관관계 연구 보고서*, 농촌공사, pp.34-40.
4. 농업과학기술원 (2000), *토양 및 식물체분석법*, 농촌진흥청, pp.103-130.
5. 문전호, 김태진, 최충호, 김철규 (2006), “점토광물에 의한 중금속 흡착 특성”, *대한환경공학회지*, Vol.28, No.7, pp.704-712.
6. 최정, 이정재, 허남호 (1991), “Cadmium 汚染土壤에서 Cadmium 除去方法의 開發”, *Korean J., Environ., Agric.*, Vol.10, No.2, pp.128-132.
7. 환경부 (1999), *토양오염공정시험방법*, 환경부, pp.599-634.
8. 한정욱 (2005), “유해 중금속으로 오염된 달천광산 주변 토양에 대한 토양세척적용”, 석사학위논문, 경성대학교, pp.44-47.
9. McLean, J.E. & B.E. Bledsoe (1992), “Behavior of Metals in soils, Ground water issue”, EPA/540/S-92/018, U.S. EPA.
10. Hartley, W., Edwards, R., Lepp, N.W. (2004), “Arsenic and heavy metal mobility in iron oxide-amended contaminated soils as evaluated by short- and long-term leaching tests”, *Environmental Pollution*, 131, pp.495-504.
11. Kumpiene, J., Lagerkvist, A., Maurice, C. (2008), “Stabilization of As, Cr, Cu, Pb and Zn in soil using amendments - A review”, *Waste Management*, 28, pp.215-225.
12. Kuo, S, A. S. Baker (1980), “Sorption of Copper, Zinc and Cadmium by Some Acid Soils”, *Soil Sci.*, 44, pp.969.
13. Marika Kaasalainen, Markku Yli-Halla (2003), “Use of sequential extraction to assess metal partitioning in soils”, *Environmental Pollution*, 126, pp.225-233.
14. Sparks, D. L. (1995), *Environmental soil chemistry*, Academic Press, USA. pp.99-185.

(접수일자 2010. 4. 26, 심사완료일 2010. 6. 23)

# 현장도로 모형실험을 이용한 포장구성층의 동결 특성 분석

## The Freezing Characteristics of Pavement Layer Using the Field Road Model Test

신 은 철<sup>1</sup> Shin, Eun-Chul  
류 병 현<sup>2</sup> Ryu, Byung-Hyun  
박 정 준<sup>3</sup> Park, Jeong-Jun

### Abstract

Korea is considered to be a seasonal frozen soil area that thaws in the spring, and freezes in winter. In the current design codes for anti-freezing layer, the thickness of anti-freezing layer is calculated by the depth frozen due to the temperature condition. Therefore, there is a tendency of over-design and applying uniform thickness without the consideration of thermal stability, bearing capacity and frost susceptibility of materials. So, it is essential to study the structural appropriateness of pavement layer and bearing capacity besides the seasonal and mechanical properties of pavement materials to take an appropriate and reasonable design of the road structure. In this paper, the evaluation of frost susceptibility on subgrade, anti-freezing layer, subbase was conducted by means of the mechanical characteristics and model experiment. The temperature, heaving amount, unfrozen water contents and freezing depth of soil samples, the subgrade, anti-freezing layer, subbase soils of road construction site were measured to determine the frost susceptibility.

### 요 지

지리학적 특성으로 국내는 계절 동토지역으로 겨울철에는 동상현상이 발생하고 봄철에는 지반이 해빙된다. 도로는 다양한 재료와 단면으로 구성된 구조물이기 때문에 환경성과 재료 물성뿐만 아니라 포장체 각 층의 구조적 적정성 또는 지지력을 파악하는 것이 무엇보다 중요하다. 현재 기존 동상방지층 설계법에 따르면, 동상방지층은 포장체의 구조적 적정성과는 무관하게 온도조건에 따른 동결깊이에 따라 일률적으로 결정되고 있다. 이러한 동결깊이를 포장구조설계에 적용함으로써 포장의 과다설계 우려가 있다. 따라서 본 논문에서는 노상층, 동상방지층, 보조기층의 역학적 실험을 실시하여 동상민감성을 판단하고 실규모 현장도로 모형축소 실험을 실시하였다. 동상민감성을 판단하기 위하여 토층별 온도, 동결팽창량, 부동수분 및 동결깊이를 측정하였다.

**Keywords :** Anti-freezing layer, Field road model test, Frost-heaving, Frost susceptibility soil, Unfrozen water contents

### 1. 서 론

국내 기후조건은 지리적으로 북반구의 극동지역에

위치하여 온대성기후의 특성으로 4계절이 뚜렷하고, 겨울에는 시베리아기단의 영향으로 한랭 건조한 대륙성 고기압의 영향을 받아 춥고 건조하다. 이에 1월 평균

1 정희원, 인천대학교 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Construction & Environmental Engrg., Univ. of Incheon)

2 정희원, 인천대학교 건설환경공학과 박사과정 (Member, Ph. D. Candidate, Dept. of Const. & Environ. Engrg., Univ. of Incheon)

3 정희원, 인천대학교 건설환경공학과 연구교수 (Member, Research Prof., Dept. of Const. & Environ. Engrg., Univ. of Incheon, frostjun@incheon.ac.kr, 교신저자)

기온이  $-6\sim-7^{\circ}\text{C}$ 의 영하의 온도로 낮아져 지반 동결시에 수분이동으로 동상현상이 발생하여 도로의 불균형 동결 팽창을 초래하며, 결국 도로 포장체를 파손시킨다. 즉, 겨울철 도로 동상 피해에 대하여 동상방지층을 설계에 반영하는 등의 안전대책을 시공현장에 적용하고 있다. 최근 지구 온난화 현상 등으로 국내 겨울철 온도가 증가하는 현상을 보여 도로 동상방지층 설계 기준에 대한 효용성 문제가 제기되고 있다. 따라서 도로포장의 하부구조는 다양한 재료와 단면으로 구성된 구조물이기 때문에 환경성과 재료 물성뿐만 아니라 포장체 각 층의 구조적 적정성 또는 지지력을 파악하는 것이 무엇보다 중요하다. 현재 기존 동상방지층 설계법에 따르면, 동상방지층은 포장체의 구조적 적정성과는 무관하게 온도 조건에 따른 동결깊이에 따라 일률적으로 결정되고 있다. 이러한 동결깊이를 포장구조설계에 적용함으로써 포장의 과다설계 우려가 있다.

포장공용성에 영향을 미치는 중요한 요소들 중의 하나는 온도변화에 의한 동결과 강우를 포함하는 기후 조건이다. 포장체에서 동결융해작용은 노상의 동결에 의한 동상(frost heaving)과 융해(thawing)에 의한 노상의 역학적 특성치 저하로 구분할 수 있다. 동결 과정의 체적팽창은 포장체 표면의 거칠기를 증가시키고, 융해과정의 노상의 역학적 특성치 감소는 포장체의 구조적 능력을 감소시켜 도로포장 파손의 원인으로 작용한다(신은철 등, 2009). 따라서, 본 연구에서는 겨울철 추위에 의한 도로포장구조의 동결발생을 억제하여 융해에 따른 도로의 지지력이 약화되는 현상을 구명하고자 국내 현장의 도로 포장구조를 모사하여 축소 모형실험을 수행하였다. 즉, 도로 포장체의 동상 피해에 따른 동상 특성을 파악하기 위하여 실규모 현장도로 모형축소 시스템을 구축하여 온도 분포 변화 및 동결특성을 도출하였다. 도로의 동상피해 방지를 위해 매설하는 동상방지층 유무와 동상방지층과 보조기층의 유무에 따른 각 층별 온도 분포 변화와 동상 현상의 주요 요소인 수분의 거동에 따른 부동수분의 측정을 통하여 포장구성층의 동결 특성을 분석하였다.

## 2. 동결 이론

동결토는 토립자, 얼음, 물, 공기의 4상 구조로 구성되어 있으며, 도로의 동상에 영향을 미치는 주된 요소는 토질, 수분, 온도의 3가지 조건으로 구분할 수 있다. 즉,

이러한 3가지 요인이 동시에 충족될 때 도로 포장을 구성하는 노상층 간극수의 응결과 함께 체적 팽창의 결과로 포장체가 용기하는 동상현상이 발생한다. 토립자의 표면에 흡착된 물 즉, 부동수분은  $0^{\circ}\text{C}$ 이하에서도 얼지 않으며, 동결면으로 향하여 흐르는 물은 동결면에서 얼음층이 된다. 지반에 동상현상이 일어날 때 지하로부터 모세관 현상에 의해 올라온 간극수는 흙 속의 부동수막을 통하여 이동하는 것으로 알려져 있다(신은철 등, 2003). 따라서 동결 시 흙은 아직 동결되지 않은 부분으로부터 물을 흡수하게 되는데 동결의 진행과 물의 공급이 원활하게 이루어지면 체적 팽창이 일어난다(Taber, 1929). 즉, 부동수분을 많이 포함하고 있는 흙에서는 동상이 활발하게 발생하고, 적게 포함하고 있는 흙에서는 상대적으로 동상이 작게 일어난다. 또한, 부동수분이 많고 적음에 따라 동결토를 구성하는 흙입자와 얼음의 밀착관계가 달라지므로 동결토의 강도가 달라진다.

그림 1은 도로포장의 노상토에 결빙이 생겨 동결이 발생하는 개념도를 나타내고 있다. 물은 얼면 단지 9%의 체적팽창을 일으키지만 간극수가 동결할 때 하부로부터 모관수가 계속 공급되면 그 체적이 50%이상 팽창하기도 한다. 이로 인해 도로 포장이 파손되기도 하고 철도, 매설관, 주택 등이 용기하기도 하는 피해를 일으킨다(남영국 등, 2002).

흙의 종류에 따른 동상성을 판정하기 위하여 입경에 따른 동상실험 결과,  $0.02\text{mm}$ 보다 작은 입경을 가진 흙의 함량이 중량비로 전체 흙의 3%가 넘으면 포장설계를 목적으로 하는 경우 그 흙은 동결가능한 흙으로 규정한다. 그러나 입경이 균등한 모래질의 흙이  $0.02\text{mm}$ 이하의 입경을 가진 흙에 함량이 10%가 넘어도 동상이 일어나지 않을 수 있다고 제시하였다(Linell and Kaplar, 1966). 흙이 아이스렌즈를 형성하는 과정을 미시적으로 보면 대단히 복잡하다. 동결토에서 수분의 이동은 지반내의 온도, 지반의 열전도율, 융해잠열, 흙입자의 피막수층

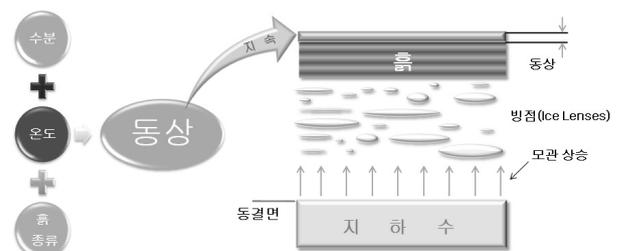


그림 1. 지반의 동결 원리

등 열역학적인 인자들에 의해 결정되기 때문이다. 이러한 모든 인자들을 망라하여 동결이론을 정립하려는 시도는 오래 전부터 진행되었고, 이 이론을 바탕으로 하여 동결깊이를 추정하는 공식들도 여러 학자들에 의해 발표되었다(Takagi, 1965; 1980; Miller et al., 1960).

### 3. 도로 모형실험 내용 및 방법

도로 현장의 동상 메커니즘을 규명하기 위해 현장계측과 실내 동상 모사 시험을 통한 도로 구성 재료들의 동상 특성을 파악하는 것은 필수적이다. 따라서 현장 모형 도로 축소 실험에서는 실제 현장계측중인 도로 현장과 동일한 조건으로 모형 도로를 구성하여 제한된 조건 하에서 겨울철 도로 하부 지지층의 특성 변화를 계측 및 분석 하였다. 이를 위하여 동결 발생을 위한 다양한 현장의 조건 중 지하수위를 일정하게 유지하였다. 또한 일정하게 유지된 지하수위 조건 하에서 상부층의 강우와 강설에 의한 수분 공급의 조건을 허용함으로써 보다 현장 조건에 맞는 실험 조건을 구성하였다.

실규모 현장도로 모형축소 실험은 학교 부지 내에 구축하였고, 시험부지의 기후는 해양성 기후로서 연 평균 기온은 12.3℃, 겨울철 최저기온은 -12℃이다. 또한 동결지수는 355℃일이며 시험현장이 바닷가에 위치하여 해양성 기후의 영향을 받고 있다.

동상방지층 설치 유무와 그 두께에 따른 동상 거동 평가와 지하수위 유지 및 노상토의 함수 상태를 유지한 조건에서의 부동수분 변화량, 대기온도에 따른 각 층별 온도 변화와 침하량을 계측하기 위하여 그림 2와 같이 Section 1, 2, 3으로 구분하여 3m(B)×6m(L)×3m(H) 크기의 모형 도로를 구성하였다.

Section 1은 순수한 노상토 조건을 구현한 것이다. 하부 70cm의 노체를 형성하고 100cm의 노상토를 포설하였다. 노상토의 포화 조건을 유지하기 위하여 노상토 상부로부터 45cm 깊이에 급배수관을 설치하였다. 이 급배수관은 외부로부터 수분의 주입 및 배출을 할 수 있도록 설계되었다. 또한 외부 온도로 인한 동상의 영향을 판별하기 위하여 부동수분을 측정하기 위한 TDR관, 동결심도계, 각 층별 온도측정센서 및 변위계를 설치하였다. 또한 각각의 포장체에 동결심도계를 설치하여 온도분포와 실측된 동결심도를 비교하였다. 동결 과정에서 노상층과 노체층의 환경변화에 따른 침하를 예상하여 각 층별 지중 침하계를 설치하였다.

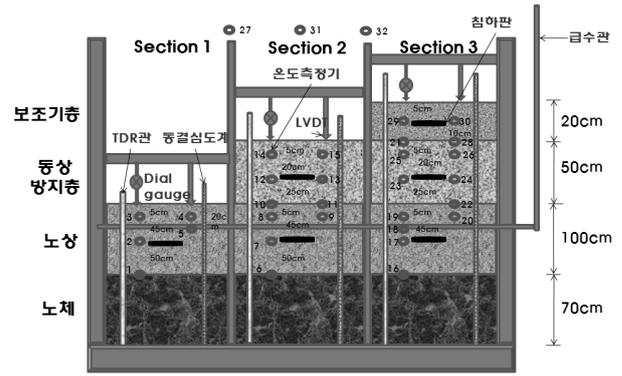


그림 2. 모형 도로 토조 단면 구성 현황

Section 2는 Section 1과 동일한 노체와 노상토층 상부에 동상방지층 50cm를 포설한 조건을 구현한 것이다. 본 단면 구성에서도 Section 1과 동일하게 각 깊이별 온도측정센서를 설치하여 외부 온도에 의한 단면 내 온도 변화를 측정하였다. 이러한 단면 구성을 통하여 Section 1과 Section 2로부터 도출된 결과값들의 비교 분석을 통하여 동결온도 조건하에서의 동상방지층의 영향과 동상 거동을 평가하였다.

Section 3의 구성은 Section 2와 동일한 하부 구성층 상부에 20cm의 추가 보조기층을 설치하였다. 이는 실제 도로 단면의 구성을 모사함으로써 보다 실제 도로의 조건에 유사한 실험 조건을 구현하였다. 그러나 실제 도로에서는 포장층의 영향으로 보조기층과 동상방지층 그리고 노상에 상부로부터 수분의 유입 가능성이 적다. 즉, 기존 지하수위 변화에 따른 모형실험 결과(남영국 등, 2002)를 바탕으로 상부에서의 열흐름과 수분 조건을 구현하여 발생할 수 있는 영향인자를 고려 할 수 있도록 구축하였다.

실규모 현장도로 모형축소 실험에 사용된 시료의 기본적인 역학 특성은 표 1에 나타내었으며, 4개의 시료 모두 도로 현장에 적합한 시료를 사용하였다.

그림 3은 현장모형 도로 축소 실험의 구성을 위한 부지 조성 과정을 나타낸 것이다. 모형토조를 구축하기 위하여 계획한 시공 위치를 중장비를 이용하여 굴착하였다. 도로 축소 실험시 토조의 크기와 토조 매설 후 급수 시스템 및 부속설비 구축을 위한 작업 공간 확보 등을 고려하여 굴착 너비를 확보하였다. 지반 굴착 후 지반 정리 및 다짐을 통하여 시험용 토조에 예정위치에 설치될 수 있도록 조정하였다.

또한, 그림 4는 부지조성 완성 후 동결특성 측정을 위한 계측장치를 나타낸 것이다. 실내 실험을 통하여 결정

표 1. 현장 모형 도로 단면 구성 시료의 역학적 특성

구분	노체	노상	구분	동상방지층	보조기층		
비중	2.73	2.64	비중	2.72	2.73		
균등계수(Cu)	4.29	5.0	0.08mm 통과율	3.5	3.3		
곡률계수(Cg)	0.46	0.8					
#200체 통과율	18.3	4.8					
액성한계(LL, %)	NP	30.6	흡수율(%)	0.71	0.66		
소성지수(PI)	NP	NP					
D- 다짐	1.94	1.90	E- 다짐	2.26	2.26		
$\gamma_{dmax}$ (tf/m <sup>3</sup> )			$\gamma_{dmax}$ (tf/m <sup>3</sup> )			5.8	5.7
$w_{opt}$ (%)			$w_{opt}$ (%)				
통일분류법	SM	SP	모래당량(%)	66	68		



그림 3. 현장도로 모형실험 부지조성



그림 4. 현장도로 모형실험 계측

된 노체, 노상층, 동상방지층 그리고 보조기층 재료의 역학적 특성을 고려하여 시료를 층별 다짐과 동시에 현장 들밀도시험을 실시하여 다짐도를 관리하였다. 여기

서, 적용된 다짐도의 기준은 실제 도로 노상토의 다짐기준인 90% 이상으로 규정하여 각 층의 상대다짐도를 90% 이상으로 하였다. 실제 도로에서 겨울기간 동안 지하수

의 유입으로 인하여 동상의 최적조건을 구현해주는 상황을 모사하고자 배수설비와 외부급수설비를 설치하여 정기적으로 노상층에 수분을 공급하였다.

실제 도로 현장을 모사하여 제한된 조건에서의 실험 결과를 도출하기 위하여 대기 온도 변화 특성 및 지반 거동 특성을 파악하는 과정의 실험계획을 수립하였다. 일반적으로, 시료의 온도가 0℃ 이하로 내려간 시점부터 간극의 수분이 동결되며 점차 아이스렌즈를 형성해 가는 과정으로 동결이 시작된다. 또한 대기온도의 변화에 따라 실제 열전도도가 낮은 흙에서는 약간의 시간차를 두고 온도 변화가 나타난다. 이러한 실험용 토조 내의 동상 거동을 판단하기 위하여 온도계측센서(thermocouple) 총 33개를 노체, 노상층, 동상방지층 그리고 보조기층의 중간위치와 각 층의 경계 지점에 설치하여 토조 내의 온도변화를 측정하였다. 온도계측센서는 -50℃ ~ 1300℃ 범위까지 측정이 가능한 K 형식을 사용하였다. 외부 온도 변화에 의한 각 층별 부동수분 변화와 지표 침하 및 팽창 거동 그리고 전체 토층의 침하량을 측정하였다.

현장도로 모형토조를 구축하여 2009년 12월부터 2010년 3월 까지 계측을 수행하였으며 강우와 강설에 의한 단면 상부의 수분공급이 수행되었다. 즉, 도로의 포장체가 겨울철 기온변화에 따른 동상특성을 분석하기 위하여 동상팽창량, 동결깊이, 각층별 온도 계측을 실시하였다.

## 4. 실험 결과 분석

### 4.1 포장구성층의 온도 분포 분석

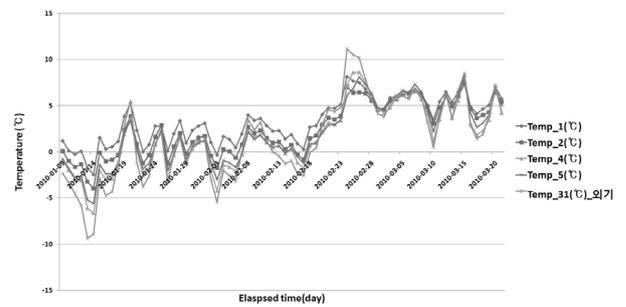
도로의 포장 구성층을 모사한 도로모형 축소 실험에서 도로 동상방지층의 유·무, 보조기층의 유·무에 따른 겨울철 영하 온도에 따른 동결 특성 분석을 위한 시험을 하였다. 변위계와 동결심도계를 이용하여 각 층의 동결 깊이에 따른 온도 분포를 측정하였다.

그림 5는 각 Section의 깊이별 온도의 변화를 나타낸 것이다. 국내 기후 조건에서 가장 추운 1월부터 2월까지 두 달 동안의 대기 온도 변화에 따른 포장구성층의 온도 변화를 확인할 수 있다. 모형 도로 외부에 온도측정기를 이용하여 현장의 대기 온도를 측정하였으며, 신뢰성을 높이기 위해 기상청의 기후 변화 데이터를 확보하여 비교 하였다. 그림 5에서부터 그림 7에 나타낸 범례는 그림 2에서와 같이 토조 내의 온도계측센서(thermocouple)

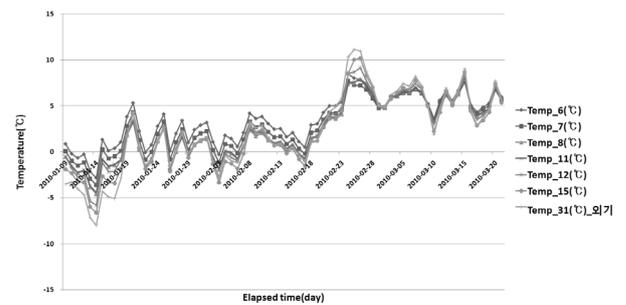
를 노체, 노상층, 동상방지층, 보조기층에 각각 설치하여 표시한 것이다. 모형 도로 주변의 대기온도는 1월 평균 -1.94℃, 기상청의 계측온도는 -2.14℃를 나타내었다. 또한, 1월 최고 기온은 5.48℃, 1월 최저 기온은 -9.36℃의 값을 나타내었다.

그림 6은 도로의 포장 방법에 따른 차이를 나타낸 것이다. 그 중 노상층 상·중·하에 따른 온도의 변화를 살펴 볼 수 있다. 즉, 대기 온도에 가장 영향을 받을 노상층 상부의 온도변화를 관찰할 때 보조기층과 동상방지층을 매설하지 않은 Section 1이 최저온도 -6.63℃로 가장 낮은 온도를 나타냈으며, 동상 피해를 줄이고자 동상방지층만을 매설한 Section 2는 최저온도 -4.60℃, 동상 피해를 줄이고자 Section 2에 보조기층까지 매설한 Section 3은 최저온도 -3.60℃의 온도 분포를 나타내었다.

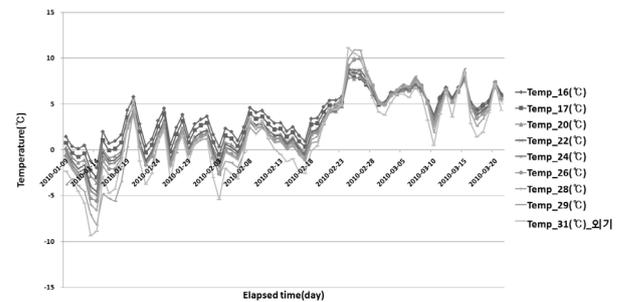
그림 7은 동상방지층 상·중·하부 위치에 따른 온도



(a) Section 1 단면

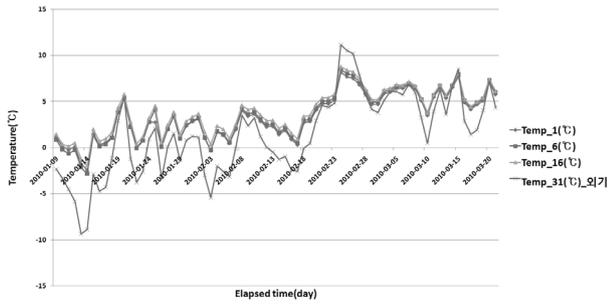


(b) Section 2 단면

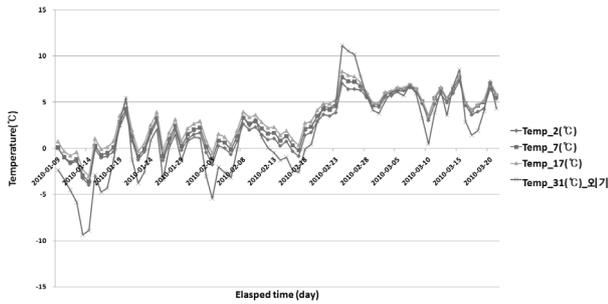


(c) Section 3 단면

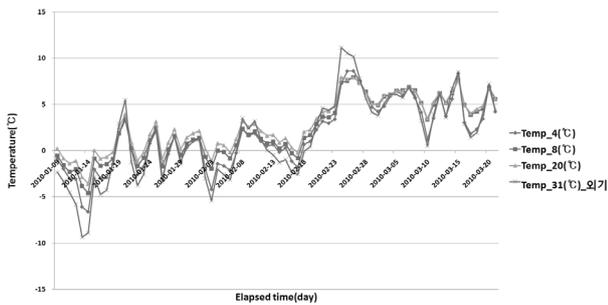
그림 5. 각 단면별 층별 온도 변화



(a) Section 1 단면

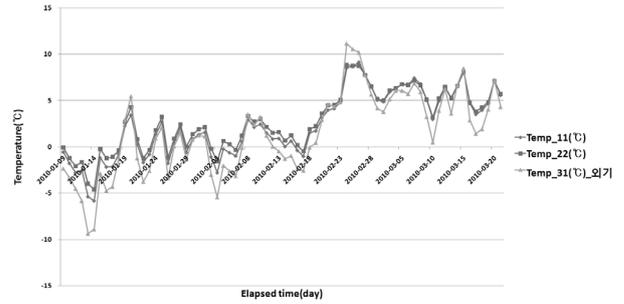


(b) Section 2 단면

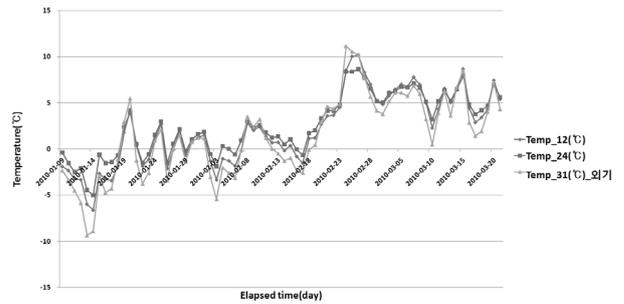


(c) Section 3 단면

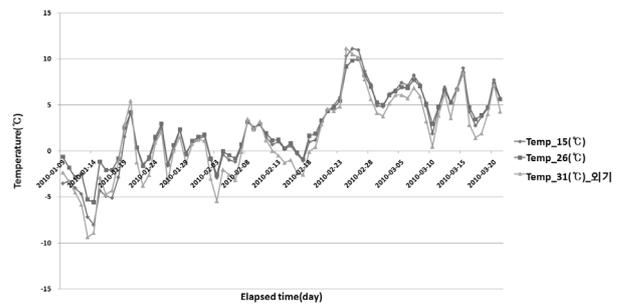
그림 6. 각 단면별 노상층 하부온도 분포



(a) 동상방지층 하부층 온도



(b) 동상방지층 중앙부층 온도



(c) 동상방지층 상부층 온도

그림 7. 동상방지층 내 온도 변화

의 변화를 나타낸 것이다. 대기 온도에 가장 영향을 받은 동상방지층 상부의 온도변화를 관찰할 때 보조기층을 매설하지 않은 Section 2가 최저온도  $-8.01^{\circ}\text{C}$ 로 가장 낮은 온도를 나타냈으며, 동상 피해를 줄이고자 보조기층까지 매설한 Section 3은 최저온도  $-5.56^{\circ}\text{C}$ 의 온도를 나타내었다. 지중의 온도는 대기온도의 영향에 따라 온도가 점진적으로 낮아졌으며 지표에 가까울수록 대기온도의 영향으로 온도가 낮게 관측되었다.

노상층이 동결되기 위해서는 영하온도의 강도와 지속시간 등의 영향이 있지만, 노상층이  $0^{\circ}\text{C}$ 를 나타낸다는 것은 그 지점에서 동결이 일어날 가능성이 있다는 것이고, 그 이상에서는 동결 발생 가능성이 전혀 없다는 것을 의미한다. 따라서 동결 발생이 예측되는  $0^{\circ}\text{C}$ 를 기준으로 동결이 가능한 시점으로 구분하였다(김부일 등, 2009).

온도 계측기가 위치한 층별 온도 분포 자료로 동상방지층의 유·무에 따른 온도 변화를 관찰한 결과 동상방지층 포장 상부층은 대기의 온도 변화에 따라 민감한 온도 변화 반응을 보이는 반면 노상층은 상대적으로 온도변화의 변화의 차이가 크지 않은 것으로 나타났다. Section 2와 Section 3에서와 같이 동상방지층 및 보조기층의 구성 재료는 자갈질 흙으로 구성되어 있어 노상층보다 대기의 온도변화에 비하여 급격한 온도변화를 보이며 이는 부동수가 집중적으로 분포된 노상층 상부에 존재하여 수분의 영향으로 인한 동결현상이 큰 것으로 보인다. 자갈층인 보조기층 및 동상방지층의 경우 투수계수가 큰 포장층으로 구성되어 있어 수분 조건 및 모세관현상으로 인한 동상 현상이 적은 것으로 판단된다.

#### 4.2 포장구성층의 동상 팽창량 분석

Section 1의 경우 노체층과 노상토층으로 구성되어 있으며 일반적인 도로 노상토의 경우 모세관 현상에 의한 자연환경의 지하수 유입으로 지속적인 물의 유입으로 부동수분을 제외한 일정한 수분의 동결로 동상이 더 크게 일어난 것으로 보인다. 그림 8에 나타낸 바와 같이 Section 1의 경우 2010년 2월 8일 6.7mm의 팽창량을 보였으며 2010년 3월 2일에 동결된 노상층이 모두 용해되었다. Section 2의 경우 노체와 노상토, 보조기층 순으로 구성되어 있으며 2010년 2월 8일 3.2mm의 팽창량을 나타내었다. Section 3의 경우 노체층과 노상토층, 보조기층, 동상방지층 순으로 구성되어 있으며 2010년 2월 8일 1.8mm의 팽창량을 나타내었다.

Section 2와 Section 3은 자갈층으로 포설되어 있어 노상토로부터의 충분한 수분이 모세관현상에 의하여 자갈층까지 상승하지 않으며 겨울철 강우와 강설로 인하여 포장층 표면에서의 수분의 동결로 여겨진다. 일반적인 흙의 성질은 일정한 영하의 온도에서 충분한 수분의 공급이 지속되면 동상량은 점점 커진다. 특히 영하의 온도에서도 저면의 흡수에 부동한 상태의 물로 지하수가 존재하면 물은 모세관 현상에 따라 일정하게 흙의 표면을 따라 상승하여 영하의 온도에 영향을 받는 상부로 유입되면 동결을 일으킨다.

흙의 공극 내 수분이 어는 동상이 발생되면 공극의 부피 팽창으로 인하여 흙은 팽창하게 되며 그 양은 영하의 온도 지속 조건하에서 점차 증가하게 된다. 포장체의 노상토가 동상의 피해를 입은 경우, 자체의 부피가 팽창하여 상부 구조물 및 포장체의 표면에 균열을 일으키거나 파괴를 일으킨다. 이러한 도로 포장체의 동상 메커니즘으로 인하여 도로의 수명이 단축되고 있으며 이러한 문제에 대한 명확한 답을 제시해야 할 것으로 판단된다.

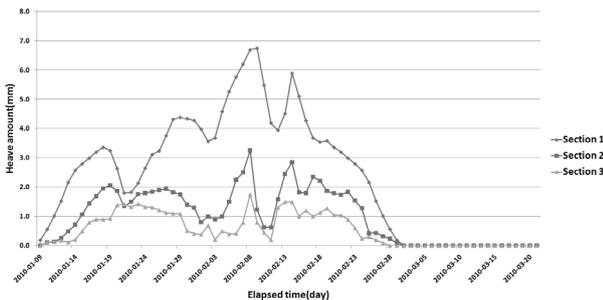
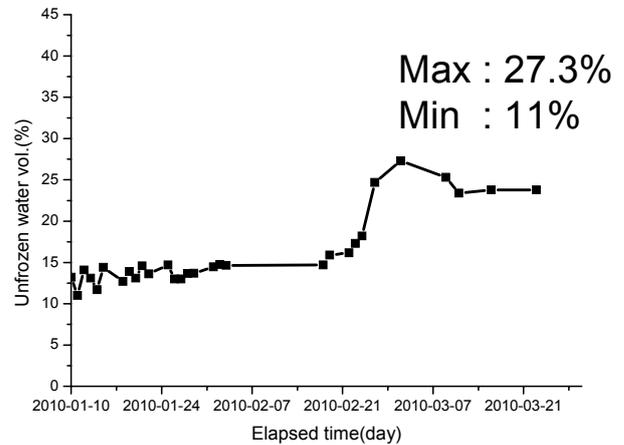


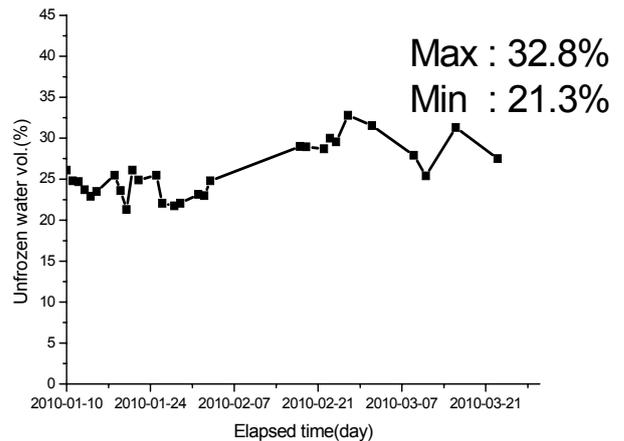
그림 8. Section별 동상 팽창량 변화

#### 4.3 포장구성층의 부동수분 분포

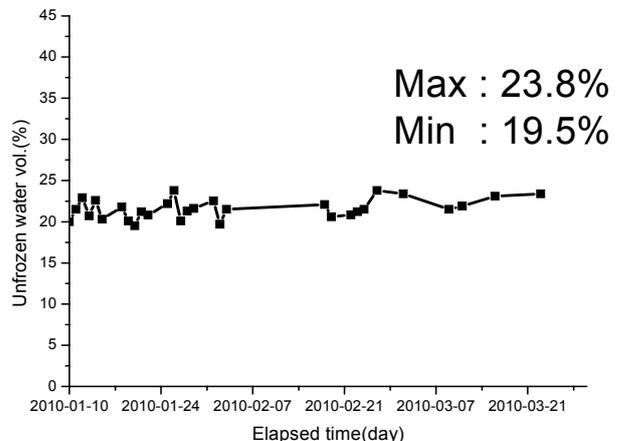
동결된 시료의 부동수분량을 결정하기 위해서는 TDR (time domain reflectometry)장비를 이용하여 실험을 수행하였다. TDR 장비는 독일의 IMKO사 제품(Trime FM-



(a) Section 1 노상토층

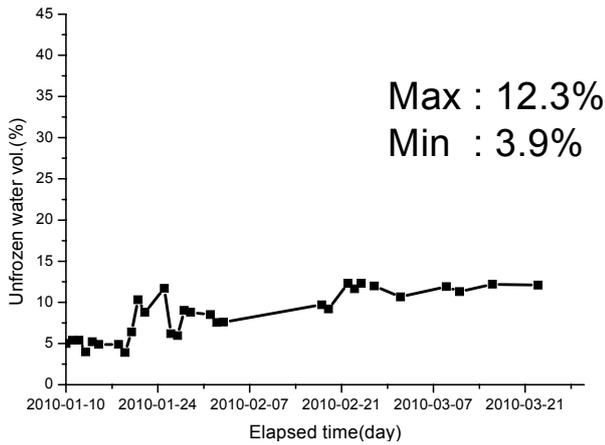


(b) Section 2 노상토층



(c) Section 3 노상토층

그림 9. 노상토층내 부동수분 변화



(a) Section 2 동상방지층

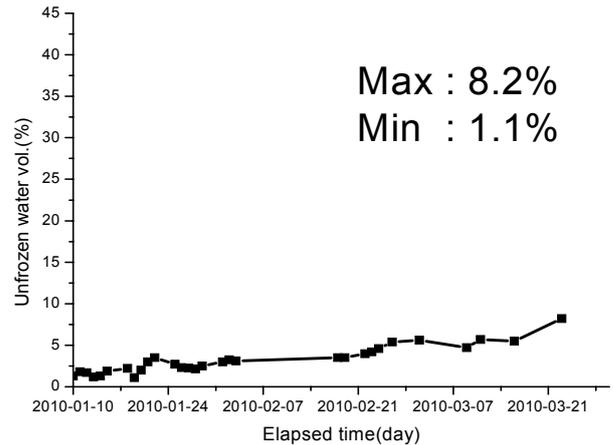
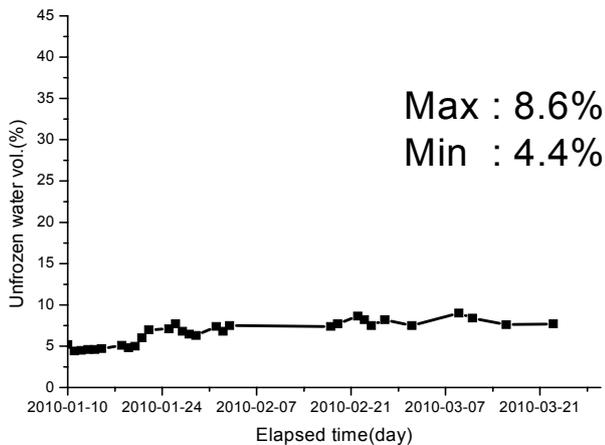


그림 11. Section 3 보조기층 내 부동수분 변화



(b) Section 3 동상방지층

그림 10. 동상방지층 내 부동수분 변화

동상방지층을 포설한 Section 2의 노상층 부동수분은 최대 32.8%, 최소 21.3%, 동상방지층과 보조기층을 매설한 Section 3의 노상층 부동수분은 최대 23.8%, 최소 19.5%의 값이 도출되었다. 또한 Section 2의 동상방지층의 부동수분은 최대 12.3%, 최소 3.9%, 보조기층을 포설한 Section 3의 동상방지층 부동수분은 최대 8.6%, 최소 4.4%의 값이 나타났으며, Section 3의 보조기층 내 부동수분은 최대 8.2%, 최소 1.1%의 값으로 도출되었다.

흙의 동결과정에서 토립자를 둘러싼 부동수막은 수분이 동결점까지 이동하는 통로 역할을 하며 동결함으로써의 체적 팽창을 야기하므로 부동수분이 많은 흙일수록 동상 팽창압도 커지게 되는 것이다(Yong et al., 1975). 따라서, 동토에서의 부동수분은 매우 신중하게 취급되어야 할 것이다. 즉, 겨울철 도로, 철도, 비행장 활주로 등의 기초지반에 외부의 찬 기운이 침투하여 발생하는 동상현상을 정확히 이해하여 국내 기후 조건, 지반 조건에 적합한 동결깊이 산정식을 개발, 도로 동상방지층의 두께를 최적화하여 적절한 공사비의 집행과 도로 시설의 동파에 의한 보호를 통해 내구성을 향상 시킬 필요성이 있다.

version P3)이고, 측정용 probe를 동토 속에 넣고, 시험기 내에서 전자파를 발생시키면 전자파는 probe의 길이를 따라 왕복하면서 전자파의 속도를 계산함으로써 흙의 유전율 상수를 측정하게 된다. 동토를 구성하는 요소인 토립자, 얼음, 간극수, 공기 등의 유전율이 서로 다른 원리를 이용하여 동토의 체적함수비(부동수분량)를 환산해 낸다. 부동수분의 값은 동일온도에서 10회 측정하여 평균값을 취한다.

부동수분은 동상량에 가장 큰 변화매체인 물의 양을 측정하는 것으로 이 부동수분의 양을 통하여 동상량과 동상 팽창압에 대하여 상관관계를 통한 그 값을 예측할 수 있다(신은철 등, 2009).

그림 9에서 그림 11은 각각 노상도, 동상방지층, 보조기층내의 부동수분 변화를 나타낸 것으로서 부동수분을 측정하기 위한 TDR 관입 관에 TDR Probe를 삽입하여 결과를 도출하였다. 동상방지층을 포설하지 않은 Section 1의 노상층의 부동수분은 최대 27.3% 최소 11%,

#### 4.4 동결심도 변화

메틸렌블루(Methylene Blue) 동결심도계는 직경이 25.4 mm의 아크릴 외관, 직경 15mm의 아크릴 내관, 직경 10mm의 고무튜브로 구성된다. 아크릴 외관 속에 설치하는 아크릴 내관은 청색의 메틸렌블루 용액이 채워져 있다. 이 용액은 상온에서 청색을 유지하지만 기온이 0°C 이하가 되면 무색으로 변한다. 따라서 동결기 지표가 얼기 시작하면 아크릴 내관을 외부로 꺼내어 용액이

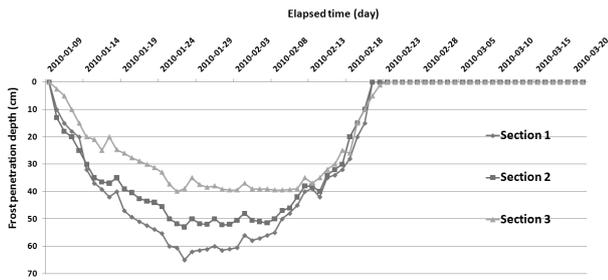


그림 12. 동결심도 변화

표 2. 동결심도 측정결과

구 분	최대 동결 심도(cm)
Section 1 - 노상층	65
Section 2 - 동상방지층	53
Section 3 - 보조기층	40

얼어 무색으로 변한 곳까지의 깊이를 측정하여 동결심도를 결정한다.

대기온도는 그림 12와 같이 다른 층의 온도 보다 낮게 분포하였고, 일별 온도변화가 심하게 나타났다. 측정심도가 깊을수록 온도는 높았으며 대기의 찬 공기가 지속적으로 유입되면서 지중 온도는 점진적으로 감소하였다. 보조기층 하부의 온도 변화는 대기온도의 영향을 민감하게 받고 있다.

표 2에 나타낸 바와 같이 Section 1 노상층 구간의 최대동결심도는 65cm, Section 2 동상방지층구간은 53cm, Section 3 보조기층구간은 40cm로 측정되었다. 보조기층 동상방지층 구간에 비하여 노상층 구간이 동결심도가 큰 것으로 측정되었다. 이는 대기온도에 따른 포장 내부 온도변화는 포장 내부 재료의 열전도에 소요되는 시간 때문에 대기 온도가 최저 일 때와 노상층의 최저온도 시점이 포장체의 층별 두께와 재료별로 차이가 있다(정진훈 등, 2005). 즉, 열의 흐름이 정상상태흐름임을 가정하면 온도 강하가 클수록 그리고 재료의 열전도율이 클수록 동결진행은 빠르게 되고, 재료의 열용량이 클수록 동결진행은 서서히 발생하게 된다.

## 5. 결 론

본 연구에서는 도로 포장체의 동상 피해에 따른 동상 특성을 파악하기 위하여 실규모 현장도로 모형축소 시스템을 구축하여 온도 분포 변화 및 동결특성을 도출하였다. 도로의 동상피해 방지를 위해 매설하는 동상방지층 유무와 동상방지층과 보조기층의 유무에 따른 각 층

별 온도 분포 변화와 동상 현상의 주요요소인 수분의 거동에 따른 부동수분의 측정을 통하여 포장구성층의 동결 특성을 분석 하였다. 2009년 1월 계측 데이터를 이용하여 겨울철 단면별, 깊이별 온도분포의 상관관계를 분석하고 현장 동결깊이와 비교 하였으며, 본 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 현장 도로 모사시험에 따라 겨울철 대기에 노출되어 있는 노상토의 상부 최저 온도는  $-6.63^{\circ}\text{C}$ 였으며, 노상토에 동상방지층을 매설한 노상층 상부의 최저 온도는  $-4.60^{\circ}\text{C}$ , 동상방지층과 보조기층을 매설한 노상층의 상부는 최저온도  $-3.60^{\circ}\text{C}$ 으로 도로 동상방지층과 보조기층은 동상에 대한 피해를 상당부분 최소화 시킬 수 있다.
- (2) 동상방지층의 상부의 최저 온도는  $-8.01^{\circ}\text{C}$ 이며, 보조기층을 매설한 Section 3의 최저 온도는  $-5.56^{\circ}\text{C}$ 를 보였다. 동상방지층과 보조기층은 동결 온도 변화에 대한 영향을 충분히 보이며, Section 1과 2의 동상방지층 유무에 따른 차이와 Section 2와 3의 보조기층 유무에 따른 온도 변화를 비교하면 보조기층의 온도 차감 효과가 크게 나타났다.
- (3) 부동수분은 영하의 온도가 지속됨이 적은 곳에서 큰 값을 나타낸다. Section 1의 노상토 부동수분이 Section 3의 노상층 부동수분의 양보다 2배 가까이 적은 값을 나타낸다. 이에 따라 노상층의 동상작용으로 인해 Section 1에서 큰 동상현상으로 더 피해가 발생할 수 있다. 또한 Section 2의 동상 방지층에서의 부동수분이 Section 3의 부동수분 보다 더 적은 값을 나타내었다.
- (4) 포장구조체의 온도 분포 변화와 부동수분의 변화는 포장층 종류에 따라 다른 양상을 보이며, 동상방지층과 보조기층은 동상 피해를 예방하는데 크게 기여한다고 판단된다. 본 연구에서도 일정한 두께의 단면으로 실험값에 따른 동상 피해 차감 효과 관계를 더욱 신뢰성 있게 공식화하기 위하여 다양한 두께의 모사시험에 대한 다양한 연구를 진행하고 있다.

## 감사의 글

본 연구는 건설교통부 건설기술혁신사업의 연구비지원(08기술혁신C01Q81)에 의해 수행되었습니다.

## 참 고 문 헌

1. 김부일, 전성일, 이문섭, 임광수 (2009), 국내 LTPP 온도 자료를 이용한 동결지수와 동결 깊이 검증 연구, *한국도로학회논문집*, 제11권 제4호, pp.143-151.
2. 남영국, 조규태, 진정훈 (2002), 도로포장의 동상방지층 실효성 검증을 위한 현장계측 및 실내시험 연구, *대한토목학회 논문집*, 제22권, 제5D호, pp.913-921.
3. 신은철, 강정구, 박정준 (2009), 지반동결에 따른 지하구조물의 열적 안정성, *한국지반공학학회논문집*, 제25권, 제3호, pp.65-74.
4. 신은철, 류병현, 박정준 (2009), 변형된 동결-융해 시험장치를 이용한 동상민감성흙의 지반공학적 특성, *한국토목섬유학회논문집*, 제8권, 제1호, pp.53-59.
5. 신은철, 박정준 (2003), 동결토의 동상 팽창압 특성에 관한 실험적 연구, *한국지반공학학회논문집*, 제19권, 제2호, pp.65-74.
6. 정진훈, 배성호, 권순민 (2005), "시험도로 자료를 이용한 포장의 동결특성 연구", *한국도로학회논문집*, 제7권, 4호, pp.87-95.
7. Linell, K. A. and Kaplar, C. W. (1966), Description and classification of frozen soils, *U.S. Army Cold Reg. Res. Eng. Lab. Tech. Rep.* 140.
8. Miller, R. D., Baker, J. H. and Kolaian, J. H. (1960), Particle size, overburden pressure, pore water pressure and freezing temperature of ice lenses in soil, *Transactions International Congress Soil science*, pp.122-128.
9. Taber, Stephen (1929), Freezing, *Journal of Geology*, Vol.37, No.5, pp.428-461.
10. Takagi, S. (1965), Principles of frost heaving, *U.S. Army Cold Reg. Res. Eng. Lab. Tech. Rep.* 140: 24 p.
11. Takagi, S. (1980), The adsorption force theory of frost heaving, *Cold Region Science Technology*, 3, pp.57-81.
12. Yong, R. N. and Warkentin, B. P. (1975), *Soil properties and behaviour*, Elsevier Scientific Publishing Company, pp.383-419.

(접수일자 2010. 4. 26, 심사완료일 2010. 7. 5)

# 현장 실험을 통한 단층형 매립복토시스템의 복토재로서 석탄회의 효과 검토

## Evaluation on the Effect of Coal-ash as Landfill Cover Material of Mono-Layer Cover System through the Field Scale Test

윤 성 욱<sup>1</sup> Yun, Sung-Wook

강 신 일<sup>2</sup> Kang, Sin-Il

진 혜 근<sup>3</sup> Jin, Hae-Geun

김 필 주<sup>4</sup> Kim, Pil-Joo

김 순 오<sup>5</sup> Kim, Soon-Oh

유 찬<sup>6</sup> Yu, Chan

### Abstract

In order to investigate the applicability and suitability of the coal ash (bottom ash) to landfill final cover, field pilot-scale lysimeter experiments were carried out. The mixture of loamy soil, bottom ash, and construction waste was placed as a cover material in lysimeter (2 m×6 m×1.2 m) which were constructed with cement brick, and then volumetric water contents, pF value, and the quantity of runoff and seepage of treatment boxes filled with the mixture of loamy soil and the industrial by-products were monitored from July, 2007 to february, 2008. Among the cases tested, consequently, the case containing the mixture of bottom ash and loamy soil was most effective in plant growth and water retention ability.

### 요 지

기존의 최종복토시스템에 대한 문제를 해결하기 위한 단층형 복토시스템의 복토재로서 석탄회(저회)의 활용성을 검토하기 위해서 현장대형토조시험을 수행하였다. 산업부산물의 관련 활용규정에 준하여 석탄회를 일반토사와 혼합하여 현장에서 설치한 대형토조에 채워 넣어 관측기간동안(2007년 7월~2008년 2월) 단층형 복토시스템의 복토재로서 그 활용성을 일반토사만을 채운 처리구 그리고 일반토사에 건설폐기물을 혼합한 처리구와 함께 비교하였다. 그 결과 일반토사에 석탄회를 적용시킨 처리구가 매립지의 복토재로서 우선시 되는 수분저류능력과 식물의 생육면에서 가장 좋은 결과가 나타났다.

**Keywords :** Coal ash, Landfill, L/F cover, Mono-Layer cover system, Industrial by-product

### 1. 서 론

쓰레기 매립장의 최종 복토층은 그 설치의 주요 목적

이 우수침투를 방지하고, 이와 더불어 폐기물 분해과정에서 가스나 악취누출을 방지 혹은 억제하고 인근 주민이나 야생동물들의 접근을 차단하는 것에 있다. 우수침

1 경상대학교 농공학과 박사수료 (Ph. D. Candidate, Dept. of Agri. Engrg., GNU)

2 경상대학교 농공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Agri. Engrg., GNU)

3 경상대학교 농공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Agri. Engrg., GNU)

4 경상대학교 지구환경과학과(농과원) 조교수 (Assistant Prof., Dept. of Earth & Enviro. Sic. (Ins. of Agri.&Life Sci.), GNU)

5 경상대학교 환경생명화학과(농과원) 부교수 (Associate Prof., Dept. of Enviro. Biotech. (Ins. of Agri.&Life Sci.), GNU)

6 정희원, 경상대학교 지역환경기반공학과(농업생명과학연구원) 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Agri. Engrg., Gyeongsang National Univ. (Ins. of Agri.&Life Sci.), chanyu@gnu.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

투의 방지는 침출수의 발생량을 현저히 줄일 수 있으며, 따라서 주변 환경으로의 오염확산과 침출수처리에 따른 경제적 부담을 현저하게 줄여줄 수 있기 때문이다.

기존의 최종복토시스템은 최소한 3개(가스배제층을 제외하는 경우)의 층으로 구성되는 다층구조이다. 그러나 이 3개 층 중에서 실제로 우수 침입의 방지는 차단층에서 그 기능을 수행하도록 고안되었으며, 차단층의 재료는 투수계수를  $k = 10^{-7} \text{cm/s}$  이하로 유지하기 위해 세립분(점토 혹은 점토광물 혼합토)의 함유량이 높은 흙이나 고밀도폴리에틸렌차수막(HDPE film; high density polyethylen film)을 주로 사용하도록 하고 있다(환경부, 2001). 그러나 세립질 흙은 재료 입수와 시공 중 다짐관리가 어려우며, 흙의 경우에는 주로 토양의 비옥도가 낮은 야산 등을 개발한 토취장에서 채취되어 사용되고 또한 다양한 식생이 자라기에는 토심이 얇은 문제점 때문에 사용종료 매립장의 최종복토시스템 표면의 식생에 의한 조기안정화 속도가 대단히 느린 단점을 가지고 있다. 가장 큰 문제점은 기존 최종복토층의 시공 후, 운영 중에 건조, 동결, 침하 등으로 인하여 각 구조층의 연속성이 파괴됨으로서 우수가 유입되는 등 원래의 기능을 제대로 수행하지 못하는 경우가 자주 나타나고 있다는 사실이다. 또한 고분자 재료인 HDPE도 자외선에 부식되기 쉽고, 현장에서 연속이음매 설치방식이기 때문에 이음매가 절단되거나 하부 쓰레기 매립층에서 큰 침하가 발생하는 경우에는 적응성이 떨어지는 문제점이 있다.

위에서 언급된 기존의 최종복토시스템의 문제점들은 실제 현장에서 매립지의 기능 수행측면에서 많은 문제들을 야기하여 미국 등지에서는 그 대안으로서 일반 흙만을 사용하여 다층이 아닌 한개 층으로 구성된 단층형 최종복토(mono-layer final cover)시스템을 개발하여 다층 복토(multi-layer cover) 방식의 단점을 상당부분 보완하고 있다.

단층(Mono-layer)형 최종복토시스템의 기술적 원리는 복토재를 세립질 흙이 아닌 일반 흙만을 사용하고 지역의 기후, 지형, 토질 특성 등을 반영하여 최적 포설두께를 임의로 결정하는 방식을 취하고 있다. 이렇게 시공된 단층형 최종복토시스템의 표면에는 조기에 식생으로 안정화시켜 줌으로써 흙의 수분저류능력(water retention capacity), 그리고 흙 표면과 식물의 잎을 통한 증발산(Evapotranspiration)현상만을 이용하여 복토층내의 물수지를 조절할 수 있게 되고 최종복토층을 통한 우수의 침투를 최소화해 주는 것이다.

단층형 최종복토시스템은 구조적으로 단일 재료를 사용하여 단층으로 조성되기 때문에 시공이 간편하고 균열발생이나 침하가 발생하여도 쉽게 순응할 수 있는 장점을 가지고 있다. 또한 공사비 측면에서도 기존의 공법들에 비해 훨씬 저렴하면서 효율도 매우 높다. 그리고 무엇보다도 가장 큰 장점은 지역적인 기후, 지형, 토질 특성 등을 충분히 반영할 수 있으며, 흙의 보습능력과 자연의 증발산원리를 이용하기 때문에 자연 순응적이고 복토층 표면에 식생 조성시 복토층의 토심이 충분하여 관목류의 도입도 가능하여 주변 생태계와 조화를 이루고 생태계의 복원이 가능한 환경 친화적인 사용종료 매립장의 정비 및 사후관리가 가능하다는 것이다. 또한 표층 식생에 의한 자연정화 기능도 기대할 수 있다. 따라서 단층형 최종복토시스템은 매립지 최종 복토층 조성뿐만 아니라 지역적 요구에 따라서는 준설매립지 혹은 새로 개발된 산업지역의 환경적 조기 안정화를 위한 복토 및 식생기반 조성을 위하여 활용될 수도 있는 시스템이다.

복토시스템 표면은 식생기반으로서 식생의 생장에 필요한 수분과 양분의 저류나 관목류 등의 뿌리 생장이 저해 받지 않아야 한다. 따라서 이러한 경우에는 일반 토목공사에서 역학적 안정성을 위하여 요구하는 높은 다짐도는 적절하지 않으며, 반대로 밀도가 너무 느슨하면 사면의 활동이나 지반의 전단활동에 의한 파괴의 위험성이 높기 때문에 수분보습능력을 극대화하면서 식물의 생장을 원활히 수행할 수 있는 복토시스템의 조성방안에 대한 연구가 반드시 수행되어야 하겠다. 또한 주변 생태계 파괴를 최소화하면서 다량의 복토재를 확보할 수 있는 방안을 수립되어야 한다.

우리나라 토양들은 주로 화강암질 풍화토로서 수분저류능력은 세계적으로도 가장 낮은 편에 속하며, 그에 따른 영향으로 토양의 이화학성도 척박하여 식물의 성장에 불리한 조건인 경우가 많다. 또한 일반 흙만을 사용하는 경우 복토두께가 증가하게 되어 대량의 토사가 필요하게 되므로 현실적으로 적용상에 심각한 문제점으로 대두될 수 있다.

이에 대한 대안으로서 기존에 지역의 환경문제로 인식되었던 산업부산물의 활용을 검토해 볼 수 있다. 우리 주변에는 복토재로 활용될 수 있는 석탄재, 석분슬러지, 슬래그, 폐석고 등의 산업부산물이 다량으로 적치되어 있다는 사실은 익히 알려져 있다. 이러한 산업부산물들은 관련 규정에 의거하여 단층형 최종복토시스템의 복

토재로서 활용한다면 기존에 자원이 풍부하여 확보가 용이하고 토양과 일정비율 혼합하면 토양의 완충능력으로 인해 토양의 pH와 양분 불균형 등으로 인한 환경 문제를 저감 시킬 수 있을 것이다. 또한 이들 산업부산물들은 일반 흙보다는 역학적 특성이 우수하여 매립지 사면의 안정성 확보에도 매우 유리하며, 식물에 필요한 무기영양분이 다량으로 존재하고 있기 때문에 표층토의 유기물 관리만 적절히 이루어진다면 조기 식생도입에 의한 사용종료 비위생 매립지의 정비와 사후관리에 유용하게 활용될 수 있을 것이다.

본 연구에서는 단층형 최종복토시스템의 복토재로 6종의 산업부산물 중 실내시험(유찬, 2008)에서 물리, 화학적, 수리·역학적, 환경적 그리고 식생적용성 측면에서 가장 우수하게 나타난 석탄재의 적용성을 알아보기 위해 일반토사와 건설폐기물과 함께 현장 pilot 대형 토조 실험을 수행하여 관측기간동안 그 효과를 검토하였다.

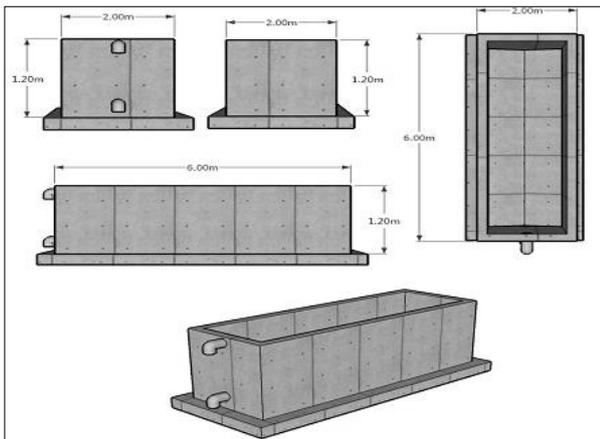


그림 1. 현장 대형토조 설계단면도

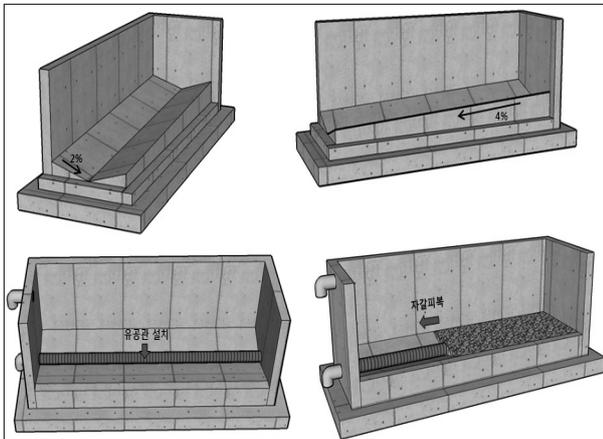


그림 2. 현장 대형토조 개념도

## 2. 현장 pilot 대형 토조시험

### 2.1 현장 모형토조 제작

본 연구에서 복토재료로 사용된 일반토사, 건설폐기물 그리고 석탄재를 충전 시킨 토조모형은 그림 1에 제시된 단면도와 같이 높이 1.2m, 폭 2m, 길이 6m로 건축용 블럭과 시멘트를 이용하여 총 6개의 대형토조를 제작하였다.

토조 전면부 상·하부에는 유출구를 설치하여 지표유출수와 침투수의 유량측정과 채취가 용이하도록 하였으며(그림 1), 토조 바닥은 그림 2와 같이 하단 중심부를 기준으로 2%의 경사면과 하부 유출구 방향으로 4%의 경사를 두도록 제작한 다음 유공관을 설치하여 침투수의 유출을 원활하게 하였고, 이때 유공관에 자갈을 피복하여 이물질의 유입을 최대한 방지하도록 하였다.

### 2.2 복토재

현장시험에서 적용한 복토재료로는 실내시험에서 사용한 것과 동일한 재료를 사용하였으며, 실내시험(유찬, 2008)에서 물리, 화학적, 수리·역학적, 환경적 그리고 식생 적용성 측면에서 그 효과가 가장 우수하게 나타난 석탄재와 그 효과를 비교하기 위해 일반토사 그리고 건설폐기물을 선정하여 각 관련기관과 업체에서 채취하거나 구입하였다.

### 2.3 현장 pilot 실험방법

총 6개의 대형토조에 복토재를 관련규정(폐기물관리법)에 준하여 처리구 2개당 일반토사, 일반토사(65%)+석탄재(35%), 일반토사(50%)+건설폐기물(50%)의 혼합 비율로 그림 3과 같이 건설장비와 인력을 이용하여 40cm 두께로 층별 다짐을 실시 두께 1.0m까지 충전 시켰으며,



그림 3. 토조 내 복토재료 충전 전경

1~6처리구 중 2, 4, 6 처리구에는 실내시험에서 적용하였던 동일한 총 6가지 식물(비수리, 쑥, 안고초, 족제비싸리, 참싸리, 코스모스)을 조성시켰다.

현장 pilot 실험은 2007년 7월부터 2008년 2월까지 수행되었다. 각 토조 내 복토재와 식물을 조성시킨 후, 그림 4와 같이 모형토조 내 3개 지점에 30cm, 60cm 깊이 별로 수분장력계와 TDR 탐침을 설치하여 pF, 체적함수비를 관측기간동안 매일 증발산작용이 활발할 것으로 예상되는 주간의 10시, 14시, 19시에 측정하였고, 자연 강우 발생 시 토조의 유출구에서 지표 유출수와 지중 침출수가 발생하는 경우에는 지표 유출수와 침출수를 채취하여 그 유출량을 측정하고 기록함과 동시에 부유

물질(SS) 및 중금속 성분을 측정하여 환경적 적합성을 평가하였다. 그리고 각 토조에 충전시킨 복토재를 채취하여 토양 이화학성분분석을 통해 식생의 적용성도 함께 검토하였다.

### 3. 시험결과 분석 및 고찰

#### 3.1 식생 생육특성

관측기간동안 각 처리구에 조성한 식생의 수량특성을 표 1에 제시하였다. 복토재료 중 건설폐기물 처리구에서는 피복식물의 생육이 거의 이루어지지 않아 실제

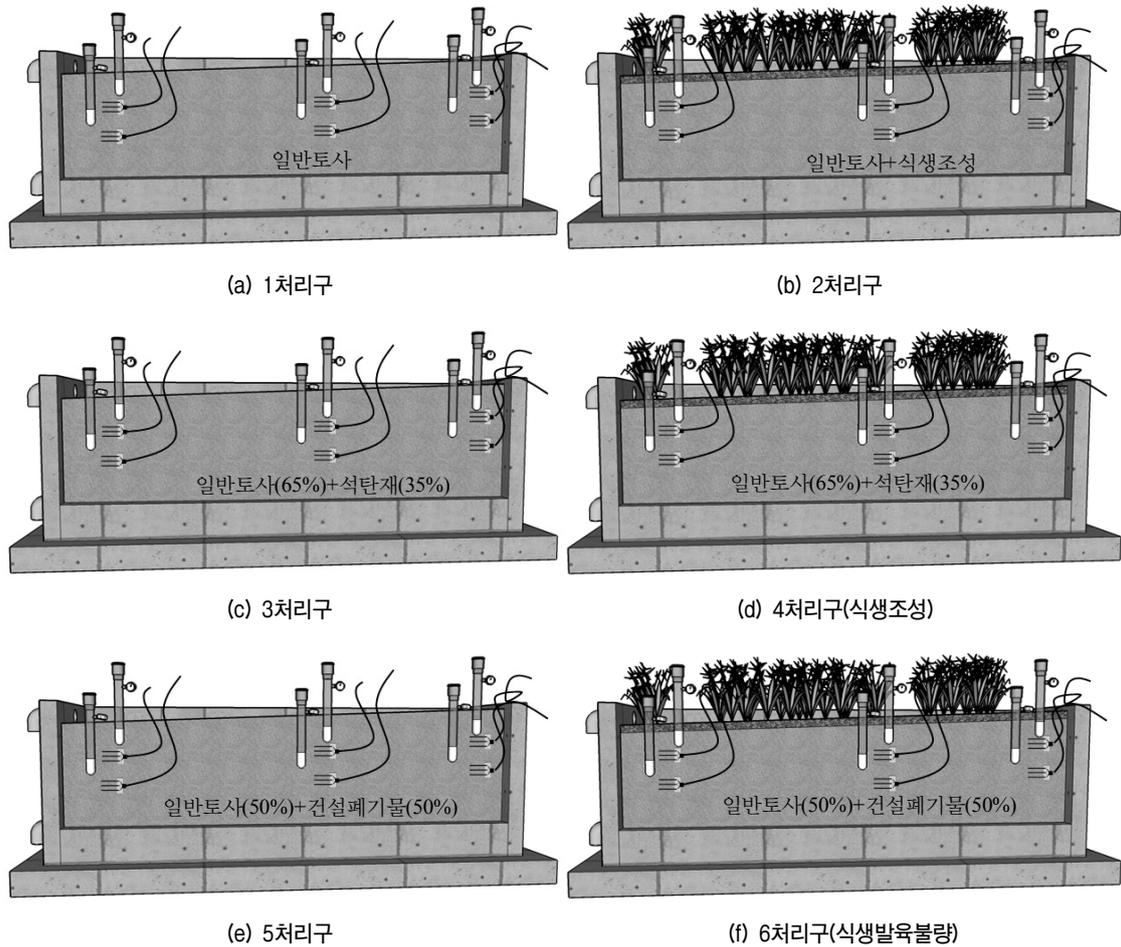


그림 4. 현장 pilot실험 개념도

표 1. 각 처리구내 피복식물의 수량특성

복토재료	식물체 총 생체중(톤/ha)			
	2007년8월2일	8월25일	9월10일	10월17일
토양	7.3	13.6	35.3	83.3
석탄재	7.8	18.7	23.9	91.7
건설폐기물	0.4	0.5	0.5	2.4

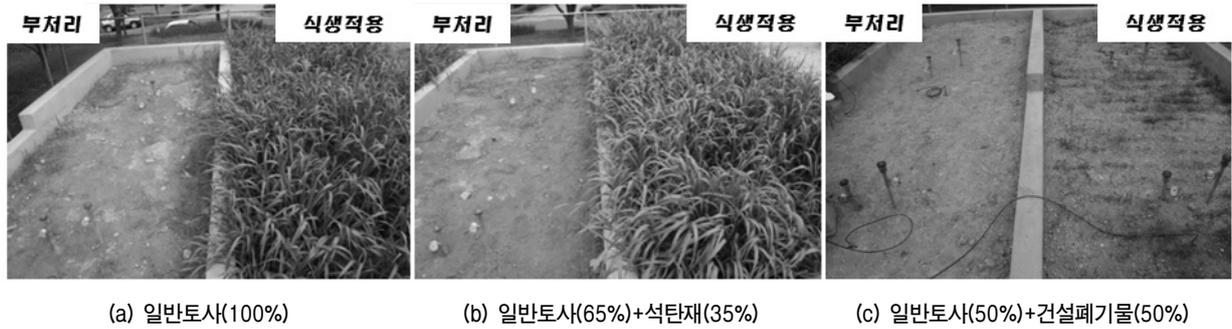


그림 5. 각 처리구별 식생 전경

표 2. 식생을 조성한 처리구 토양의 이화학적 특성

복토재료	pH (H <sub>2</sub> O, 1:5)	EC (dS/m)	OM (g/kg)	T-N (g/kg)	Av.P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (mg/kg)	Ex.Cations(cmol <sup>+</sup> /kg)			
						K	Ca	Mg	Na
토양	5.8	0.27	5.5	0.72	13	0.21	3.8	1.11	0.16
석탄재	<b>8.0</b>	<b>0.62</b>	<b>39.8</b>	<b>0.89</b>	<b>119</b>	<b>0.19</b>	<b>5.8</b>	<b>2.50</b>	<b>0.19</b>
건설폐기물	9.8	2.09	7.9	0.42	6.5	1.05	39.6	0.64	0.09

복토재로서 건설폐기물을 적용시 식물조성을 기대하기 어려울 것으로 예상되었으며, 식물을 조성한 일반토사와 석탄재를 적용한 처리구에서는 피복식물의 생육이 왕성하게 유지되었다(그림 5 참조). 식물생육의 정지기인 10월 중순에 일반토사를 적용한 처리구에서는 피복식물의 수량이 평균 83.3 톤/ha(생체중)이었으며, 석탄재 처리구에서는 이보다 약 10% 수량이 증가한 평균 91.7 톤/ha(생체중)의 피복도를 보였다.

식물의 생육과 직접적 연관성을 가지고 있는 토양의 이화학적 특성은 표 2에 제시하였다. 피복식물의 발아와 생육이 거의 없었던 건설폐기물 처리구의 토양은 강알칼리 상태(pH 9.6-9.8)로 나타나 높은 토양 pH가 피복식물의 발아 및 생육을 억제했던 것으로 판단되었다. 일반토사의 경우는 비교적 약산성(pH 5.5-5.8)으로 질소 인산 칼리를 포함한 무기양분의 함량이 대단히 낮은 척박한 상태였기 때문에 식물조성시 적용한 축분퇴비 처리만으로도 피복식물의 생육이 크게 향상시킬 수 있었던 것으로 평가되었다. 처리구 중 피복식물의 생육이 가장 왕성했던 석탄재를 적용한 처리구는 pH가 중성(7.8-8.0)이고 유효 인산과 치환성 양이온 및 유기물 함량이 가장 높았기 때문에 피복식물의 발아와 생육을 크게 촉진시킨 것으로 판단되었다.

### 3.2 각 처리구별 수분저류량 비교

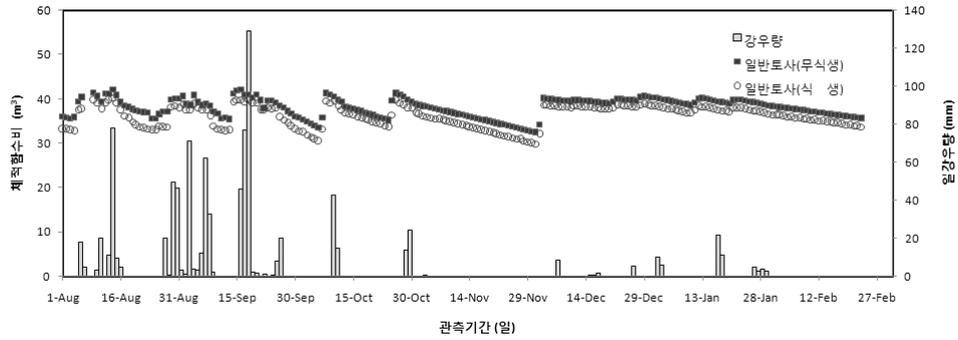
관측기간 중 총 51일의 강우가 발생하였으며, 최대강우는 9월 16일 129mm로 기록되었다. 이 이외에도 50mm

이상이 4회, 20mm이상은 10회가 발생되어서 현장실험을 하기에는 적당한 강우가 발생된 것으로 판단되었다.

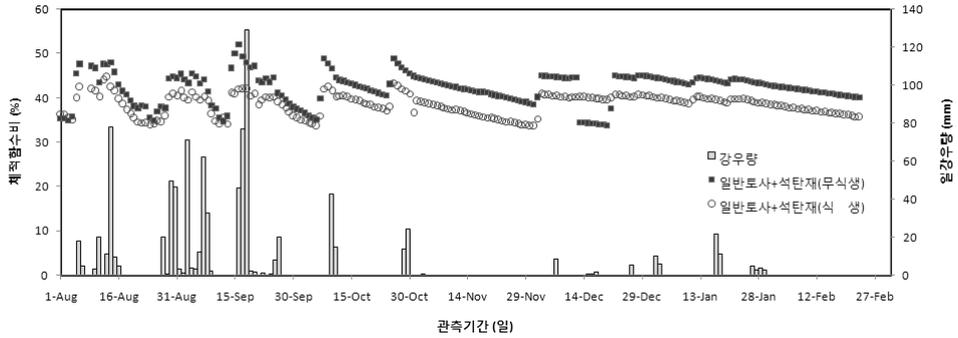
이러한 강우조건에서 복토재 및 식생조성 정도에 따른 각 복토층 내의 체적함수비의 변화양상을 그림 6에 나타내었다.

그림에서 복토층 내의 함수비는 강우발생, 강우량, 식생유무 그리고 복토재에 따라 차이가 크게 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 복토층 내 체적함수비는 식생이 없는 일반토사의 경우 최대 42.0%, 식생이 조성된 일반토사는 식생이 없는 일반토사보다 다소 낮은 최대 39.8%로 나타났고, 석탄재의 경우 일반토사보다 체적함수비가 높게 나타났으며 식생유무에 따라 각각 최대 53.0%, 42.02%로 식생이 조성된 복토층의 체적함수비가 식생이 없는 경우보다 약 10%이상 낮게 나타났다. 그리고 건설폐기물은 식생 유무와 거의 관계없이 최대 34.7%의 체적함수비를 나타내었다. 이러한 결과는 복토재료와 식생의 수분저류능력과 관계가 있을 것으로 예상되었으며, 식생의 유무에 따라 체적함수비의 차이가 거의 나타나지 않은 건설폐기물의 경우는 복토재료 중 식생의 발육상태가 가장 불량했기 때문인 것으로 판단되었다.

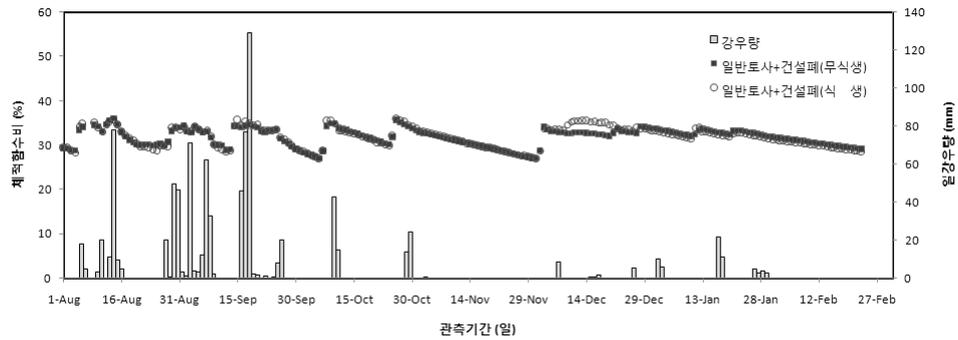
석탄재의 경우 다른 재료들 보다 수분저류능력이 가장 높은 것으로 나타났고, 강우량이 가장 높게 기록된 관측일에서 식생유무에 따른 체적함수비의 차이가 다른 재료들 보다 크게 나타났는데, 이는 석탄재의 수분저류능력이 다른 재료들 보다 높아 식생이 복토층 내 수분을 저류할 수 있는 시간도 가장 길기 때문인 것으로 예상되었다.



(a) 일반토사



(b) 일반토사+석탄재



(c) 일반토사+건설폐기물

그림 6. 강우량과 식생조건에 따른 수분 저류량의 비교

### 3.3 각 처리구별 지중 침출수량 비교

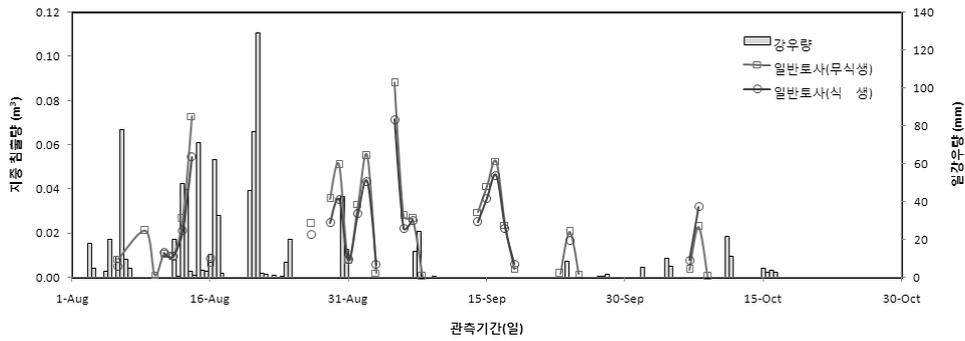
그림 7은 강우량과 식생에 따른 각 처리구의 지중 침출수량 측정결과를 나타낸 것이다. 대부분 강우 발생 시 지중 침출수가 발생되었는데, 10월 이후에는 지중 침출수가 발생하지 않아 본 내용에서는 2007년 8월 1일부터 2007년 10월 31일까지의 자료를 중심으로 분석하였다.

지중 침출수량은 석탄재를 적용한 처리구에서 가장 적게 나타났으며, 그 다음으로 일반토사 그리고 건설폐기물 순서로 지중 침출수가 적은 것으로 나타났다.

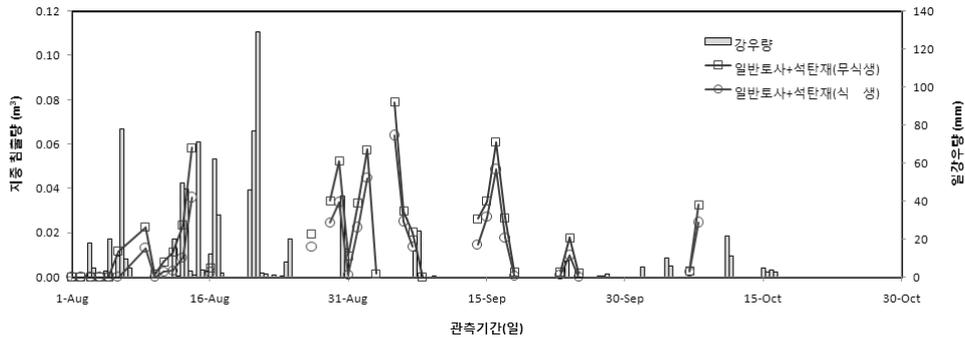
특히 식생이 조성된 경우와 조성되지 않은 경우에 그 차이가 더욱 뚜렷하게 나타났는데, 침출수량이 많이 발

생되었던 9월의 결과를 보면 총 강우량을 기준으로 석탄재를 적용한 처리구에서는 식생이 조성되지 않은 경우 지표유출량은 12%, 지중침출량 6.9%로 나타났고, 식생이 조성된 경우는 지표유출량 3.53%, 지중 침출량이 5.12%로 나타난 것을 감안해 볼 때 식생에 의해 약 10%의 수분이 저류된 것으로 예상할 수 있었다.

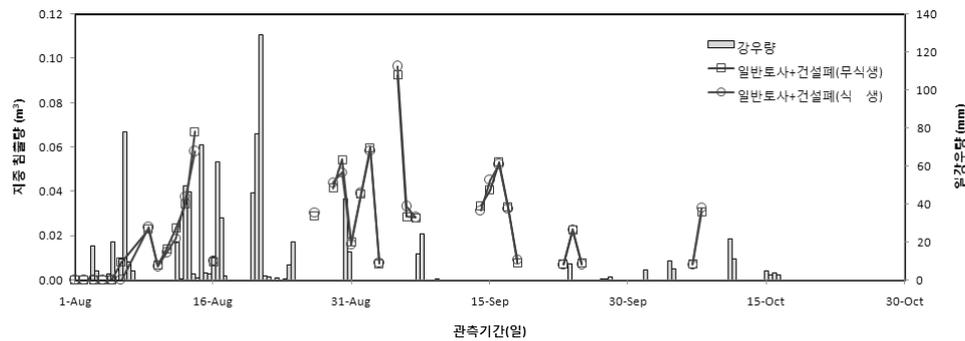
이상을 고려해볼 때 석탄재를 일반토사에 첨가하여 복토재로 사용할 경우 일반토사만을 사용했을 때 보다 수분저류능력이 높은 것으로 나타났고, 또한 복토층 표면에 식생을 조성시킨다면 약10%의 수분저류효과가 더 증가할 것으로 기대되었다.



(a) 일반토사



(b) 일반토사+석탄재



(c) 일반토사+건설폐기물

그림 7. 강우량과 식생조건에 따른 지중 침출수량 비교

### 3.4 각 처리구별 수분장력 비교

그림 8은 강수량과 식생에 따른 복토층 내 pF값 변화를 깊이별로 나타낸 것이다. 강우가 발생하여 복토층 내 수분함량이 많아질수록 pF값이 감소하는 경향이 나타났고, 강우가 종료되고 복토층 내 수분함량이 감소할수록 pF값이 증가하는 경향이 나타났다. 이러한 결과는 일반적인 pF값의 변화 경향과 유사했으며, 표토층일 때와 식생유무에 따라 더 뚜렷하게 나타났다.

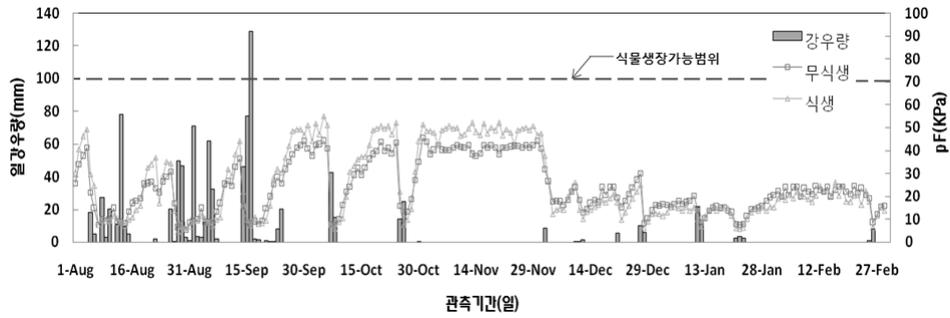
일반토사(50cm)의 pF값이 식생유무에 따라 차이가 크게 나타났는데, 이는 기온과 강수량에 따라 표토층의 수분변화량이 크고 식생이 조성된 경우 식물이 근입깊

이인 표토층 내 토양수분을 잘 흡수하기 때문인 것으로 예상되었다. 그리고 pF값이 식생이 조성된 처리구에서 식물성장가능범위인 70kPa을 초과하는 경우가 발생했는데, 식생이 없는 처리구의 경우 식물성장가능범위인 70kPa 이하의 값을 유지하는 것을 감안해 볼때, 이는 복토층 내 조성된 식물의 성장활동과 관계가 있는 것으로 판단되었으며, 처리구내 식물생장에는 지장이 없는 것으로 예상되었다(그림 8(a)). 이에 반해 복토층 30~50cm 지점의 일반토사 pF값은 식생유무에 관계없이 거의 유사하였다. 이는 복토층 내 체적함수비가 서로 유사한 결과가 나타난 것에서 유추할 수 있었다(그림 8(b)).

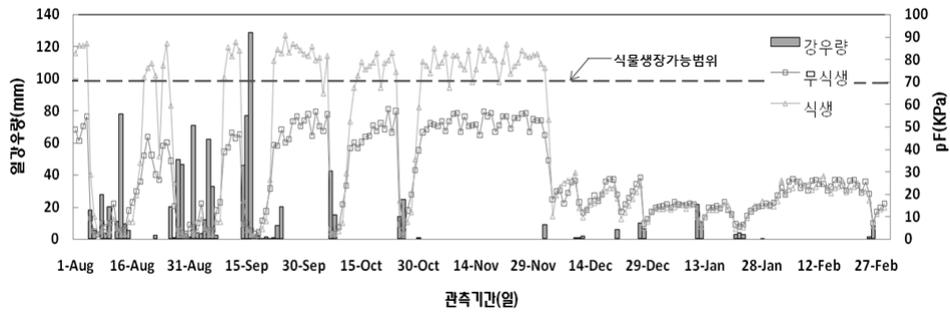
일반토사와 석탄재를 혼합한 경우는 일반토사일 때

보다 표토층에서 식생유무에 따른 pF값의 차이가 크게 나타나지 않았는데, 이는 체적함수비 결과를 고려해볼 때 복토층 내 수분함량 즉, 수분저류량이 많기 때문에 다른 복토재보다 식생유무에 따른 pF값의 차이가 크지 않은 것으로 판단되었으며(그림 8(c)), 복토층내 30~60cm

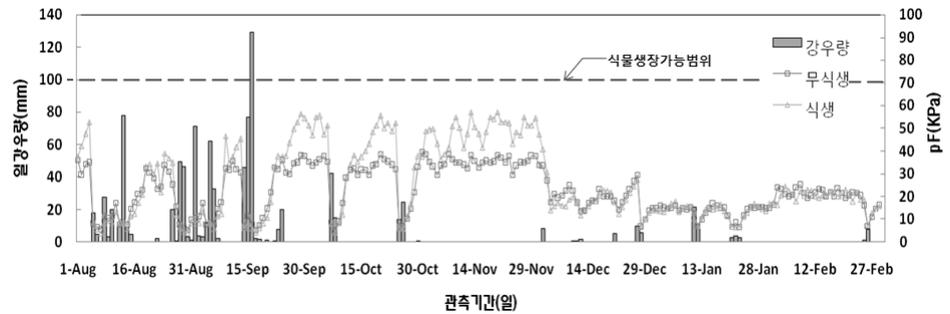
지점의 경우도 일반토사일 때보다 pF값의 증가경향이 적은 것으로 나타났다(그림 8(d)). 식생발육상태가 가장 불량한 건설폐기물의 경우는 식생유무에 관계없이 서로 비슷한 pF값을 보였으며, 표토층에서 식물생장가능범위인 70kPa를 초과하는 경우가 발생하였다(그림 8(e~f)).



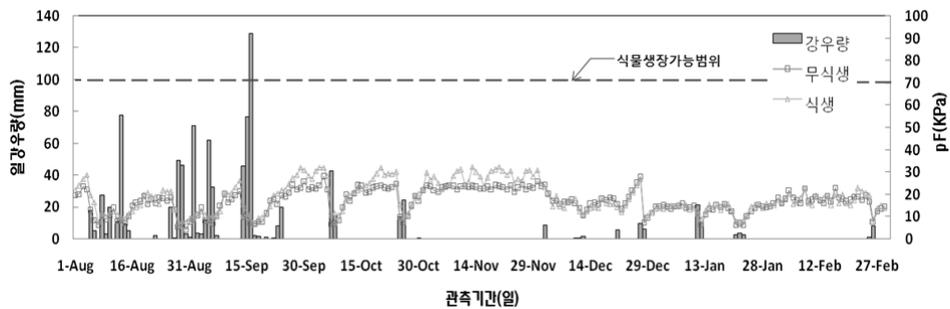
(a) 일반토사(표토)



(b) 일반토사(50cm)

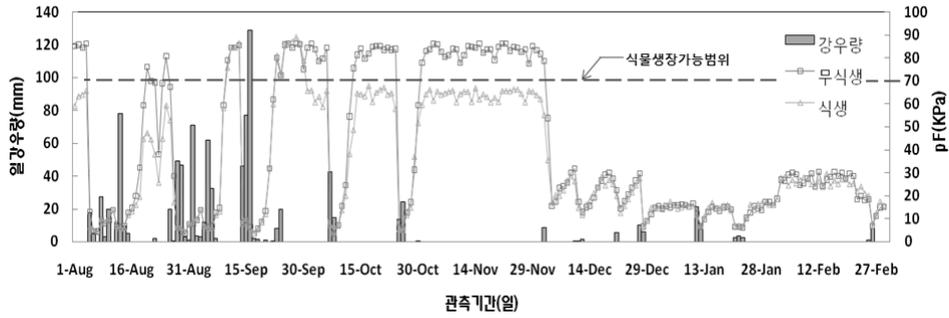


(c) 석탄재(표토)

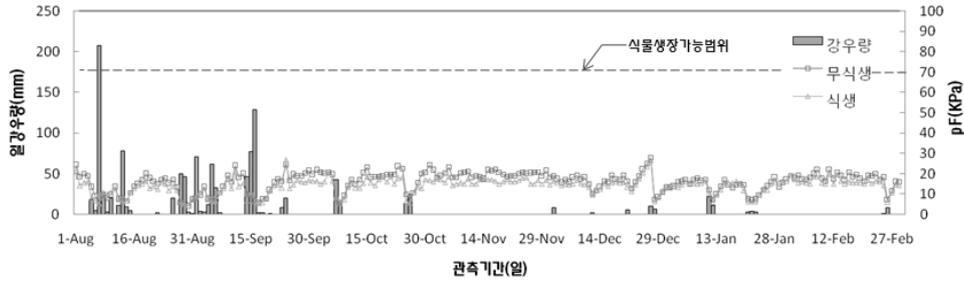


(d) 석탄재(50cm)

그림 8. 강우량과 식생에 따른 pF값 변화



(e) 건설폐기물(표토)



(f) 건설폐기물(50cm)

그림 8. 강우량과 식생에 따른 pF값 변화(계속)

따라서 수분저류량이 가장 좋은 석탄재를 혼합한 처리구의 경우 pF값의 증가정도도 가장 적은 것으로 나타났고, 적절한 식물성장가능범위를 유지하는 것으로 나타났다.

### 3.5 각 처리구별 지표유출수 및 지중침출수의 부유물질 분석

부유물질은 물 속에 존재하는 0.1um 이상인 부유상태의 입자를 말하는데, 강우가 발생하여 토양이 유실되

는 경우 지표유출수와 함께 주변 수계로 유입되어 수온저하와 탁도 상승 현상 그리고 흙 입자에 부착된 오염성분에 의해 환경오염을 야기 시킬 수 있다. 본 연구에서는 강우가 발생하고 종료된 후, 처리구의 지표유출수와 지중 침출수를 채취하여 부유물질을 분석하였으며, 그 결과를 표 3에 제시하였다.

지표 유출수 내 부유물질은 식생유무와 복토재료에 따라 다른 경향이 나타났다. 식생을 조성하지 않은 일반토사 및 석탄재를 혼합한 처리구의 지표 유출수 내 부유

표 3. 지표유출수 및 지중침출수의 부유물질 분석결과

측정일	부유물질(mg·L <sup>-1</sup> )											
	1처리구		2처리구		3처리구		4처리구		5처리구		6처리구	
	유출	침출	유출	침출	유출	침출	유출	침출	유출	침출	유출	침출
8월 29일	1.89	0.03	-	0.05	2.04	0.1	-	0.08	6.94	0.03	6.54	0.07
9월 07일	1.85	0.02	-	0.02	1.94	0.09	-	0.09	5.81	0.03	5.71	0.07
9월 24일	1.93	0.04	1.20	0.04	1.85	0.11	2.66	0.08	6.29	0.04	6.79	0.08
10월 7일	1.9	0.03	-	0.04	1.86	0.07	-	0.06	6.22	0.04	6.14	0.07
12월 13일	-	0.03	-	0.04	-	0.08	-	0.07	-	0.04	-	0.06
합계	7.57	0.15	1.20	0.19	7.69	0.45	2.66	0.38	25.3	0.18	25.2	0.35

- 1처리구 : 일반토사
- 2처리구 : 일반토사 + 식생조성
- 3처리구 : 일반토사 + 석탄재
- 4처리구 : 일반토사 + 석탄재 + 식생조성
- 5처리구 : 일반토사 + 건설폐기물
- 6처리구 : 일반토사 + 건설폐기물 + 식생조성(식생발육불량)

물질은 건설폐기물을 혼합한 처리구의 부유물질보다 약 3.5배 이상 적은 것으로 나타났으며, 이는 건설폐기물을 혼합한 처리구의 수분저류능력이 다른 처리구보다 가장 낮기 때문에 강우발생시 유출수와 함께 토양유실이 가장 많고 이와 비례하여 부유물질의 양도 많은 것으로 판단되었다. 그리고 식생을 조성시킨 처리구가 식생을 조성시키지 않은 처리구보다 지표유출의 횟수가 적어 채취한 지표유출수의 총 부유물질의 양도 적게 나타났다. 식생이 없는 처리구를 기준으로 일반토사는 84.1%, 석탄재를 혼합한 경우는 65.4%로 식생을 조성한 처리구가 식생이 없는 처리구보다 지표유출수 내 부유물질이 저감된 것으로 나타났다. 이에 반해 건설폐기물의 경우는 식물생장이 가장 불량했기 때문에 식생유무와 관계없이 부유물질의 양이 서로 유사한 경향이 나타났으며, 다른 복토재료에 비해 그 양도 높게 나타났다.

따라서 식물이 조성된 경우 복토층 내 토양수분저류능력의 증가뿐만 아니라 지표유출수의 유출량을 감소시켜 강우 시 부유물질에 의한 환경오염문제를 개선시킬 수 있을 것으로 예상되었다.

### 3.6 각 처리구별 유출수 및 침출수의 중금속 분석결과

본 연구에서는 사용된 복토재의 주변 토양 및 지하수 환경에 대한 영향을 검토하기 위하여 관측기간 각 처리구의 유출수 및 침출수를 채취하여 수질오염공정시험방법(환경부고시 제 2001-170호, 2001, 11, 30 개정)을 이용하여 중금속 성분들인 As, Cd, Cu, Cr<sup>6+</sup>, Hg, Ni, Pb, Zn 등을 분석하였으며, 그 결과는 표 4와 같았다. 표에서 보는 바와 같이 석탄재와 건설폐기물 모두에서 모든 항목의 중금속 농도가 검출한계 이하로 나타나 석탄재와 건설폐기물을 일반토사와 혼합하여 복토재로 사용하였을 시 주변 토양이나 하부 지하수에 환경적인 오염을 초래할 가능성은 없는 것으로 판단되었다.

## 4. 결론

단층형 최종복토시스템의 복토재로서 산업부산물인 석탄재의 성능 및 효과를 효율적으로 평가하기 위해 현장 pilot모형실험을 수행한 결과를 정리하면 다음과 같다.

(1) 각 처리구 내 조성시킨 식생의 경우 유효인산, 치환성양이온, 유기물 함량 등이 가장 높은 석탄재를 적

표 4. 관측기간동안 중금속 분석 결과('-' : 불검출)

시료명	날짜	As	Cd	Cu	Cr	Hg	Ni	Pb	Zn
흙(100) 유출수	8월16일	-	-	-	-	-	-	-	0.071
	8월26일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월28일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
흙(100) 침출수	10월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월16일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월26일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월28일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
흙(100) 식생조성 유출수	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월16일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월29일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
흙(100) 식생조성 침출수	10월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	12월16일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월16일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월26일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월28일	-	-	-	-	-	-	-	-
석탄재+흙(35:65) 유출수	9월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
	10월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	10월17일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
석탄재+흙(35:65) 침출수	8월16일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
	10월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	12월17일	-	-	-	-	-	-	-	-
석탄재+흙(35:65) 식생조성 유출수	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월16일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월29일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
석탄재+흙(35:65) 식생조성 침출수	10월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	12월13일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월16일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월26일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월28일	-	-	-	-	-	-	-	-
건설폐기물+흙(50:50) 유출수	9월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
	10월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월16일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월28일	-	-	-	-	-	-	-	-
건설폐기물+흙(50:50) 침출수	8월29일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
	10월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	12월18일	-	-	-	-	-	-	-	-
건설폐기물+흙(50:50) 식생조성 유출수	8월16일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월26일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월28일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
건설폐기물+흙(50:50) 식생조성 침출수	10월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월28일	-	-	-	-	-	-	-	-
	8월29일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	9월24일	-	-	-	-	-	-	-	-
건설폐기물+흙(50:50) 식생조성 침출수	10월7일	-	-	-	-	-	-	-	-
	12월14일	-	-	-	-	-	-	-	-

용시킨 처리구가 다른 처리구보다 피복식물의 생육이 가장 왕성하게 유지되는 것으로 나타났다.

- (2) 각 처리구 복토층 내 체적함수비와 pF를 관측기간 동안 측정한 결과 석탄재를 일반토사와 혼합하여 복토재로 사용할 경우 복토층의 효과적인 수분저류 능력과 절적인 pF값을 기대할 수 있을 것으로 예상되었고, 여기에 적절한 식생을 조성시킨다면 약10%의 수분저류효과가 더 증가할 것으로 기대되었다. 또한 지표유출수내 부유물질에 의한 환경문제를 개선시킬 수 있을 것으로 예상되었다.
- (3) 토양환경보전법에서 규제하는 8종의 중금속 오염물질의 침출수 내 농도를 모니터링한 결과 석탄재와 건설폐기물 모두에서 모든 항목의 중금속 농도가 검출한계 이하로 나타나 석탄재와 건설폐기물을 일반토사와 혼합하여 복토재를 사용하였을 시 주변 토양이나 하부 지하수에 환경적인 오염을 초래할 가능성은 없는 것으로 판단되었다.

### 감사의 글

본 연구는 환경부 ‘차세대핵심환경기술개발연구사업’의 지원(과제번호 20060082)에 의해 이루어졌음을 밝히며, 관계자 여러분들께 감사드립니다.

### 참 고 문 헌

1. 김순오, 김필주, 유찬 (2008), “산업부산물을 이용한 단층형 매립지 복토시스템 개발을 위한 적용 타당성 평가”, *대한환경공학회지*, 30권, 11호, pp.1075-1086.
2. 박재현 (1997), “TDR(Time Domain Reflectometry)을 이용한 토양함수량의 측정”, *한국수자원학회지*, 제30권, 제6호 pp.581-595.
3. 유찬, 양기석, 류시창, 조병진, 안병관 (2003), “산업폐기물을 활용한 식생기반 조성에 관한 연구”, *한국농공학회 학술발표대회*, pp.219-222.
4. 유찬, 윤용철, 안병관, 양기석 (2003), “산업폐자원을 활용한 농촌환경 복원방안에 관한 고찰”, *한국농촌계획학회 학술발표대회*, 11권, pp.38-43.
5. 이남훈 (1996), “21세기 폐기물 매립지의 역할”, *1996년 한국건설기술연구원 폐기물 매립기술개발 방향에 관한 심포지움*, pp.37-56.
6. 조인상 (1989), “토성 및 유효토심의 차이가 토양수분 변화에 미치는 영향”, *농사시험연구논문집*, 31권, 1호, pp.6-13.
7. 환경부 (2001), 폐기물관리법.
8. 현재혁, 김민길 (2007), “폐기물 매립지 차수제 및 복토재의 신기술 동향”, *대한환경공학회지*, 29권, 1호, pp.3-7.
9. Benson, C and Othman, M. (1993), “Hydraulic Conductivity of compacted clay Frozen and Thawed In Situ”, *J. of Geotech. Engr. ASCE*, Vol. 119(2), pp.276-294.
10. Iyer, R.S. and J.A. Scott (2001), “Power station fly ash - a Review of value-added utilization outside of the construction industry”, *Resources, Conservation & Recycling*, Vol.31, pp.217-228.
11. K. Noborio (2001), “Measurement of soil water content and electrical conductivity by time domain reflectometry: a review”, *Computers and electronics in agriculture*, Vol.31, pp.213-237.
12. Manassero (2000), *Solid waste containment systems*, GeoEng 2000, pp.520-642.
13. Shan, H.Y., & J.N. Meegoda (1998), “Construction use of abandoned soils”, *J. of Hazardous Materials*, Vol.58, pp.133-145.

(접수일자 2010. 4. 26, 심사완료일 2010. 7. 5)



## 현장 열응답 시험을 통한 수직 밀폐형 지중열교환기용 그라우트와 열교환 파이프 단면의 성능 평가

### Evaluation of Performance of Grouts and Pipe Sections for Closed-loop Vertical Ground Heat Exchanger by In-situ Thermal Response Test

이 철 호<sup>1</sup> Lee, Chulho

박 문 서<sup>2</sup> Park, Moonseo

민 선 홍<sup>2</sup> Min, Sunhong

최 항 석<sup>3</sup> Choi, Hangseok

손 병 후<sup>4</sup> Sohn, Byonghu

#### Abstract

In performing a series of in-situ thermal response tests, the effective thermal conductivities of six vertical closed-loop ground heat exchangers were experimentally evaluated and compared one another, which were constructed in a test bed in Wonju. To compare thermal efficiency of the ground heat exchangers in field, the six boreholes were constructed with different construction conditions: grouting materials (cement vs. bentonite), different additives (silica sand vs. graphite) and the shape of pipe-sections (general U-loop type vs. 3 pipe-type). From the test results, it can be concluded that cement grouting has a higher effective thermal conductivity than bentonite grouting, and the efficiency of graphite better performs than silica sand as a thermally-enhancing additive. In addition, a new 3 pipe-type heat exchanger provides less thermal interference between the inlet and outlet pipe than the conventional U-loop type heat exchanger, which results in superior thermal performance. Based on the results from the in-situ thermal response tests, a series of economic analyses have been made to show the applicability of the new additives and 3 pipe-type heat exchanger.

#### 요 지

현장 열응답 시험을 통해 지중 유효 열전도도를 산출하여 각 보어홀의 성능을 비교하기 위해 강원도 원주 현장에 6개의 보어홀을 시험 시공하였다. 6개의 보어홀은 그라우트 종류와 첨가제 종류, 지중열교환기 파이프 단면에 따른 영향을 검토하도록 시공되었다. 그라우트 재료는 벤토나이트와 시멘트를 사용하였으며 첨가제는 천연규사와 흑연, 파이프 단면은 기존 U-tube 파이프 단면과 유입과 유출 파이프 사이에 파이프를 추가로 삽입한 새로운 3공형 파이프 단면을 적용하였다. 현장 열응답 시험으로 산정한 지중 유효 열전도도 결과는 시멘트 그라우트로 시공한 보어홀의 경우가 벤토나이트 그라우트로 시공한 경우에 비해 전열 성능이 향상됨을 보였으며 흑연을 추가로 사용한 경우가 천연규사만 사용한 경우보다 높은 효율을 보였다. 또한, 유입과 유출 파이프 사이에 물을 채워 부분적 단열 구간을 형성한 새로운 3공형 파이프 단면의 경우가 기존 U-tube 파이프 단면에 비해 높은 효율을 보였다. 가상 건물에 대한 지중열교환기 설계를 수행하여 지중열교환기 시공비를 비교한 결과, 시멘트 그라우트에 첨가제로 천연규사와 흑연을 함께 사용한 경우가 벤토나이트 그라우트에 첨가제로 천연규사를 사용한 기존의 시공방법 보다 낮은 시공비로 설계가 가능하였다. 마지막으로 본 현장 열응답 시험결과를 바탕으로 일련의 경제성 분석을 통하여 새로이 제시된 첨가제와 3공형 파이프 단면의 적용성을 평가하였다.

**Keywords :** Addictive, Bentonite grout, Cementitious grout, Thermal conductivity, Thermal response test

1 정희원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 박사과정 (Member, Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural. Engr., Korea Univ.)

2 고려대학교 건축·사회환경공학부 석사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural. Engr., Korea Univ.)

3 정희원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 부교수 (Member, Associate Prof., School of Civil, Environmental and Architectural. Engr., Korea Univ., hchoi2@korea.ac.kr, 교신저자)

4 한국건설기술연구원 건축도시연구본부 설비플랜트연구실 (Plant Research Division Building & Urban Research Department, KICT)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서론

최근 코펜하겐에서 개최된 기후변화협약총회에서 논의된 바와 같이, 지구 온난화에 대한 세계의 관심과 우려로 인해 향후 온실가스 감축에 대한 국제적인 협의가 지속될 전망이다. 비록 2009년 기후변화협약의 개발도상국과 선진국간의 이견으로 법적 구속력이 있는 합의문도출이 이루어지지 않고 우리나라가 2013년부터 적용되는 의무감축 국가로 분류되지 않았으나 세계적인 이산화탄소 배출 규제 추세를 대비하기 위한 신재생 에너지 개발 및 활용이 절실히 필요한 시점에 있다. 지열 냉난방 시스템은 이러한 온실가스 감축과 화석연료를 대체할 재생에너지 중 하나로서 지하 50~200m 사이에 연중 일정한 지중 온도를 유지하는 천부 지열을 이용하여 건물의

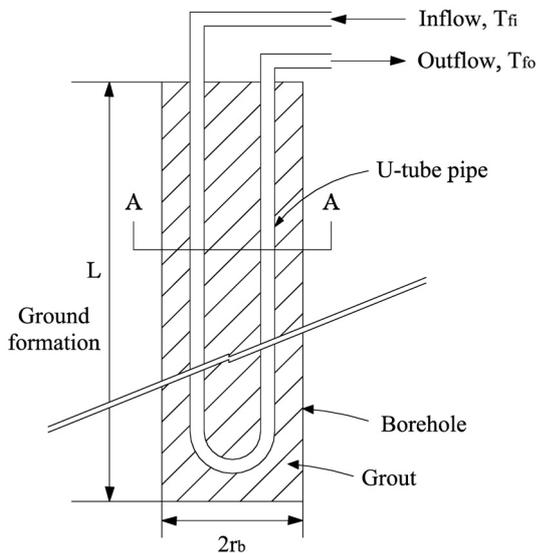
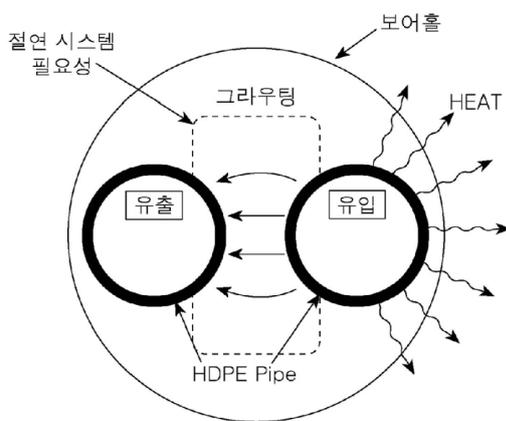


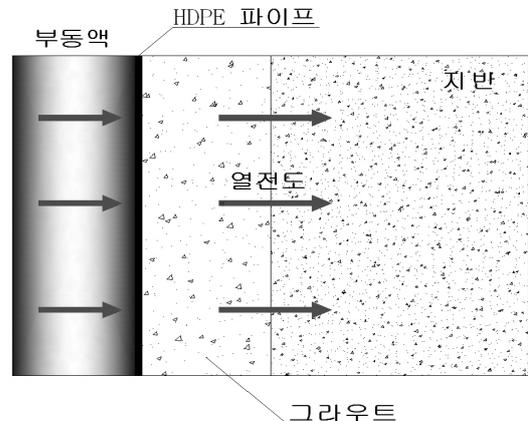
그림 1. 수직 밀폐형 지중열교환기 모식도

냉난방에 적용하는 시스템이다. 지열 냉난방 시스템은 지중에 설치된 열교환기를 통해 필요한 열에너지를 흡수 또는 방출하며 지상에 설치한 열펌프(Heat pump)를 사용하여 건물의 냉난방 시스템을 운영하게 된다. 지열 냉난방 시스템은 지중열교환기 설치 형태 및 부동액 순환방식에 따라 여러 종류로 분류할 수 있으며 이 중 그림 1과 같은 수직 밀폐형 지중열교환기를 이용한 냉난방 시스템은 건물이 밀집해 있어 설치 면적이 제한적인 국내 상황에 적합한 방법으로 알려져 있다. 수직 밀폐형 지중열교환기의 단면은 그림 2(a)와 같이 일반적으로 직경 15cm 보어홀에 지중과 열교환을 위한 부동액을 순환시킬 수 있도록 유입과 유출 파이프가 U-tube 형태로 삽입되고 벤토나이트나 시멘트 그라우트 등으로 뒤채움하게 된다. 지중열교환기에 시공되는 그라우트는 순환 파이프의 부동액과 지반 사이에 열적 단락을 방지하고 지하수 오염을 방지하는 목적으로 시공된다(IGSHPA and OSU, 2000). 국내에서 사용되는 일반적인 배합비의 벤토나이트 그라우트의 열전도도는 대략 0.74~0.81W/m·K으로 보어홀 주변 지반의 열전도도에 비해 상대적으로 매우 낮은 열전도도를 가지고 있어, 뒤채움재가 순환 파이프와 지반 사이에 열저항을 일으킬 수 있다(최항석 등, 2008). 그림 2(b)는 냉방 순환에서 지중열교환기와 주변 지반에서 발생하는 열전달 과정을 나타내는 모식도이다.

일반적인 수직 밀폐형 지중열교환기는 그림 2(a)와 같이 직경 15cm 보어홀 내에 직경 3~4cm 를 갖는 두 가닥의 HDPE(High-density Polyethylene) 순환 파이프가 삽입되는 형태를 갖기 때문에 유출입 파이프가 시공조건에 따라 매우 근접할 수 있다. 따라서, 순환 파이프를 통해 유입된 유체가 지중열교환기를 순환하여 다시 유출되



(a) 지중열교환기 단면 모식도(A-A단면)



(b) 지중열교환기의 열전달 과정(냉방)

그림 2. 지중열교환기 단면과 지중의 열전달 메커니즘(최항석 등, 2008)

는 과정에서 유입파이프에 의한 유출파이프에 열간섭이 발생할 수 있다. 이와 같은 유출입 파이프간 열간섭 영향에 대해 김후정 등(2009)은 수치해석을 통해 유출입 파이프 사이에 부분적인 단열 구간을 갖는 격자형 파이프 단면이 기존 U-tube 파이프 단면에 비해 상호 열간섭을 줄여 전체 시스템의 열전달 효율을 향상 시키는 것으로 보고하였다. 본 연구에서는 파이프간 열간섭을 감소시키기 위해 U-tube 파이프 사이에 파이프 하나를 추가로 삽입한 형태로 새로운 3공형 파이프 단면을 현장에 적용하여 열교환 성능을 검토하였다. 그림 3(a)는 현장시공에 적용한 3공형 파이프 단면의 모식도이고 그림 3(b)는 현장 시공 모습이다. 물의 열전도도는  $0.6\text{W/m}\cdot\text{K}$ 으로 일반적인 그라우트재에 대해 상대적인 단열재료로 생각할 수 있다.

## 2. 현장 열응답 시험

### 2.1 배경 이론

현장 열응답 시험에서 지중열교환기는 직경에 비해 길이가 매우 긴 형태이므로 선형 열원 이론으로 설명할 수 있다. 공간상에서 z축에 평행한 선형 열원에 열량( $\Phi$ )이 공급될 때 Carslaw와 Jaeger(1959)는 이 선형 열원에서 반경방향 거리( $r$ )에서 시간에 따른 매질의 온도차를 다음 식 (1)과 같이 제시하였다.

$$T(r,t) - T_0(r,0) = \frac{1}{4\pi a} \int_0^t \Phi(t') e^{-r^2/4a(t-t')} \frac{dt'}{t-t'} \quad (1)$$

여기서,  $T$ 는 임의의 점( $r$ )에서 온도,  $a(=\lambda/\rho c)$ 는 열확산계수,  $\lambda$ 는 매질의 열전도도,  $\rho c$ 는 단위 체적당 비열,

$r$ 은 열원으로부터 반경방향 거리,  $t'$ 은 적분변수,  $t$ 는 시간이다. 만약 식 (1)에서 초기시간( $t=0$ )에서 초기온도( $T_0$ )가  $0\text{K}$ 이고 시간에 따른 열량이 열원의 단위 길이에 대해  $\Phi(t)=q$ (상수)로 일정하다고 가정하면 식 (1)은 다음 식 (2)로 표현할 수 있다.

$$T(r,t) = \frac{q}{4\pi a} \int_{\frac{r^2}{4at}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \quad (2)$$

식 (2)에서 충분히 긴 시간에 대해서 다음 식 (3)과 같이 어떤 시간과 열원에서의 거리에 대한 무한 선형 열원 해를 지수 적분 형태로 표현할 수 있다.

$$T(r,t) = \frac{q}{4\pi a} \int_{\frac{r^2}{4at}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du = -\frac{q}{4\pi a} E_i\left(-\frac{r^2}{4at}\right) \quad (3)$$

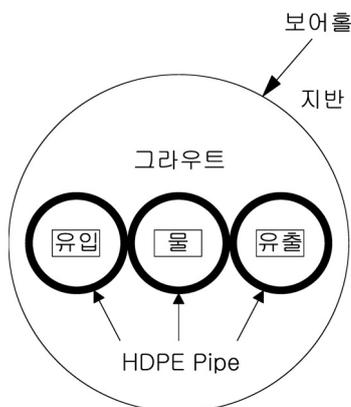
여기서,  $E_i$ 는 지수 적분으로 다음과 같이 정의된다.

$$E_i(-x) = -\int_x^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du = \gamma + \ln x - x + \frac{x^2}{4} + O(x^3) \quad (4)$$

여기서,  $\gamma$ 는 Euler 상수로 0.5772이다. 따라서 그림 1과 같은 보어홀 벽면(보어홀 중심에서  $r_b$ 만큼 떨어진 지점)의 임의 시간에서 초기 온도와의 차이는 다음 식 (5)와 같이 표현할 수 있다.

$$T_b - T_0 = \frac{Q/L}{4\pi\lambda} \left( \ln\left(\frac{4at}{r_b^2}\right) - \gamma + \frac{r_b^2}{4at} - \frac{r_b^4}{16at^2} \right) \quad (5)$$

여기서,  $T_b$ 는 시간  $t$ 에서 보어홀 벽면의 온도,  $T_0$ 는 보어홀 벽면의 초기온도,  $Q$ 는 단위 시간당 주입된 열량,  $L$ 은 보어홀의 길이이며  $Q/L$ 은 단위 시간 단위 길이당 단



(a) 3공형 파이프 단면 모식도



(b) 3공형 파이프 시공 모습

그림 3. 새로운 3공형 파이프 단면과 시공 모습

위 열량( $qpc$ ),  $r_b$ 는 보어홀의 반지름이다. 여기서 보어홀은 선형 열원으로 간주하기 때문에 파이프 평균 온도( $T_{ave}$ )는 다음 식 (6)과 같이 입출구 순환수의 평균 온도로 가정된다. 보어홀 내부의 열저항( $R_b$ )은 평균 온도차와 단위 길이당 열량을 사용하여 다음 식 (7)로 정의한다.

$$T_{ave} = \frac{T_{fi} + T_{fo}}{2} \quad (6)$$

$$R_b = \frac{T_{ave} - T_b}{Q/L} \quad (7)$$

여기서,  $T_{fi}$ 는 지중열교환기로 유입되는 순환수의 온도,  $T_{fo}$ 는 지중열교환기에서 유출되는 순환수의 온도이다. 연속성을 만족하기 위해 보어홀 벽면에서 보어홀 내부의 전열저항으로 구한 온도와 선형열원 모델의 해는 같으며 이를 입출구 파이프 평균 온도( $T_{ave}$ )에 관해 정리하면 다음 식 (8)과 같다.

$$T_{ave} = \frac{Q/L}{4\pi\lambda} \ln t + \frac{Q/L}{4\pi\lambda} (\ln \frac{4a}{r_b^2} - \gamma) + \frac{Q}{L} R_b + T_0 + \frac{Q/L}{4\pi\lambda} (\frac{r_b^4}{4at}) (1 - \frac{r_b^4}{16at}) \quad (8)$$

만약, 시간( $t$ )이 충분히 큰 경우  $\frac{r_b^2}{at}$ 가 매우 작으므로,  $\frac{r_b^2}{at} \approx 0$ 으로 정리하면 다음과 같다.

$$T_{ave} = \frac{Q/L}{4\pi\lambda} \ln t + \frac{Q/L}{4\pi\lambda} (\ln \frac{4a}{r_b^2} - \gamma) + \frac{Q}{L} R_b + T_0 \quad (9)$$

위의 식 (9)는  $\ln t$ 와 온도에 관한 선형 관계로 표현할 수 있으며 다음과 같이 나타낸다.

$$T_{ave} = bx + c \quad (10)$$

여기서,  $b = \frac{Q/L}{4\pi\lambda}$ ,  $x = \ln t$ ,  $c = b(\ln \frac{4a}{r_b^2} - 0.5772) + \frac{Q}{L} R_b + T_0$ 이다. 따라서, 식 (10)의 기울기  $b$ 를 현장 열응답 시험으로 산정할 경우 지중 유효 열전도도  $\lambda$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\lambda = \frac{Q/L}{4\pi b} \quad (11)$$

결과적으로 현장 열응답 시험에서는 입출구 평균온도와 시간( $T_{ave} - t$ )에 대한 현장 자료를 획득하고 이를 시

간에 대해 반대수 관계( $T_{ave} - \ln t$ )로 작도하여 그래프의 기울기를 산정한 후 사용한 열량과 보어홀의 길이를 식 (11)에 대입하여 현장의 지중 유효 열전도도를 산정한다.

현장 열응답 시험 초기에는 열용량이 일정하게 공급되지 않아 약간의 오차를 나타내는 것으로 알려져 있다. Gehlin(2002)는 초기 열용량이 일정하지 않은 것을 고려하여 시험 시작 후  $at/r_b^2=5$  까지의 결과는 해석에서 제외해야 한다고 제안하였다. 이세균 등(2008)도 선형최소자승법을 이용하여 초기 시간을 제외해야 실험오차를 최소화할 수 있음을 보였다. 현장 열응답 시험은 보어홀을 선형 열원으로 가정하는 점과 그라우팅 상태가 양호하지 않을 수 있는 점, 파이프의 대칭성이 실제 다를 수 있는 점과 양단 효과(ends effect)를 무시하고 나타난 점을 감안하여 실제 열거동과 다소 차이가 있을 수 있음을 고려해야 한다.

## 2.2 현장 열응답 시험기의 구성

본 현장시험에서 사용된 현장 열응답 시험기 내부의 측정장치 및 순환 장치의 구성은 그림 4와 같다. 현장 지중열응답 시험기는 열교환기 파이프 입출구에 연결되어 최대 14kW 용량으로 운전되고 자동으로 데이터를 수집하도록 하며 장시간 측정이 가능하다. 또한, 시험도중 유량조절이 가능하여 부하에 맞는 유량을 설정하고 현장 조건에 맞는 시험을 수행할 수 있다. 장비 운전 중 유입될 수 있는 공기를 제거하기 위해 입수 헤더, 출수 헤더, 히터 출구에 각각 에어벤드가 부착되어 있기 때문에 파이프 내 공기에 대한 영향을 줄여 정밀한 측정이 가능하다. 또한 입수 밸브에 시험 중 사용되는 물을 보충할 수 있는 밸브가 부착되어 있어 파이프 내부에 순환수가 완전히 채워진 상태로 시험을 진행할 수 있다. 따라서 일정열량(Q)을 지속적으로 지중열교환기에 주

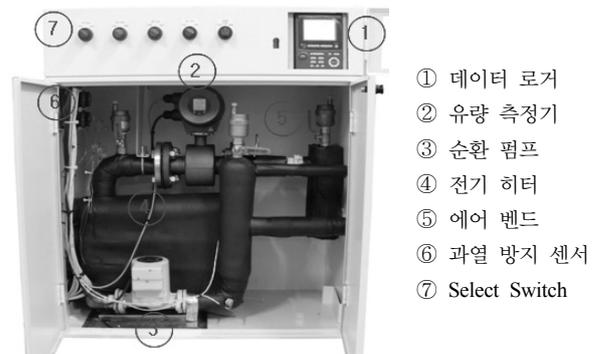


그림 4. 현장 열응답 시험기의 구성

입하고 이때 나타나는 지중열교환기 순환수의 유입온도와 유출온도를 시간에 따라 측정하고 식 (11)을 사용하여 지중 유효 열전도도를 산정한다.

### 2.3 현장 조건

지중열교환기 시공과 현장 열응답 시험이 진행된 시험 시공 현장은 강원도 원주지역으로 지반이 대부분 연암층으로 구성되어 있다. 보어홀은 그림 5와 같이 5m×5m 구간에 시공되었다. 보어홀 간격은 그림 5에서 나타낸 바와 같이 1, 3, 5번 보어홀 열과 2, 4, 6번 보어홀 열은 5m 이고, 1, 3, 5번 보어홀의 행간격은 각각 2.5m이다. 그림 6은 현장 부근 지질 주상도로 약 2~4m 부근부터 연암층(화강암)이 존재하는 것을 알 수 있다(건설교통부, 1998). 천공작업시 측정된 지하수위는 지표에서 약 10m 부근에 존재하는 것으로 나타났다. 1번 보어홀의 경우 현장 사정으로 인해 81m 깊이까지만 천공되었다. 각 보어홀의 천

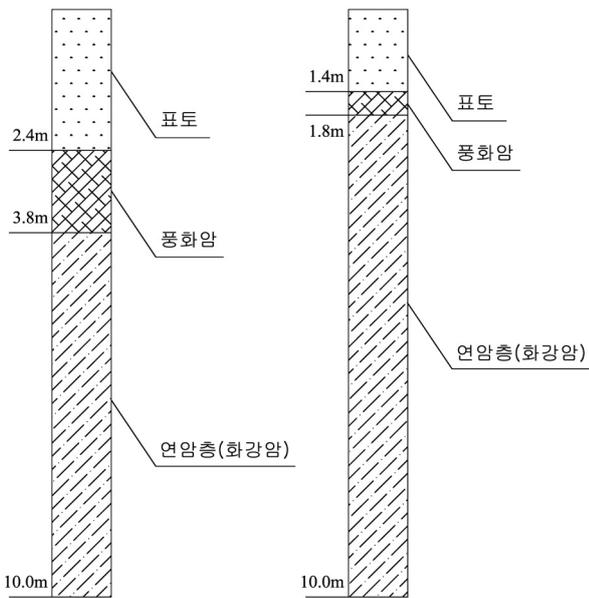
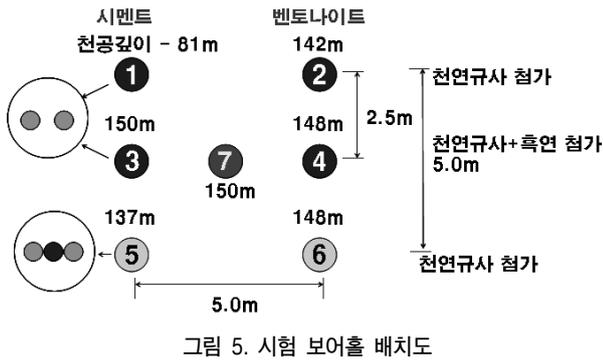


그림 6. 현장 부근 지질 주상도(건설교통부, 1998)

공 깊이는 천공이 완료된 후 측정한 결과, 1번 보어홀을 제외한 다른 보어홀은 150m까지 관입이 이루어 졌으나, 시공 후 보어홀 하부에 슬러리가 쌓여 최종 천공깊이는 그림 5에서 표시한 바와 같이 보어홀 마다 다소 차이가 있다. 7번 보어홀(관측공)은 지표에서 30m 간격으로 30, 60, 90, 120, 150m 지점에 온도 계측기를 설치하여 현장 열응답 시험 중 지반의 깊이별 온도 변화를 관찰하였다.

현장 시험 시공은 표 1과 같이 그라우트재의 종류, 첨가재 종류, 지중열교환기 파이프 단면 모양에 따라 성능을 비교할 수 있도록 지중열교환기를 시공하였다. 1, 3, 5번 보어홀은 시멘트 그라우트로 뒤채움을 하고 2, 4, 6번 보어홀은 벤토나이트 그라우트로 뒤채움을 하여 그라우트 종류에 따른 열전달 효율을 비교하였다. 또한, 1, 2번 보어홀은 첨가재로 천연규사만 사용하고 3, 4번 보어홀은 천연규사와 흑연을 함께 배합하여 흑연에 의한 열전달 향상을 검토하였다. 마지막으로 5, 6번 보어홀은 1, 2번 보어홀과 같은 종류의 그라우트를 사용하되 파이프 단면은 3공형 단면을 사용하여 파이프 단면에 따른 영향을 비교 검토하였다. 현장에 사용한 시멘트와 벤토나이트 그라우트의 배합비는 표 2와 3에 각각 나타냈으며 사용된 첨가제는 최항석 등(2008)이 제안한 재료와 배합비를 적용하였다.

표 1. 시험에 사용한 그라우트 종류와 파이프 단면 조건

파이프 단면 모양	보어홀 번호	그라우트 시공 방법
U-tube	1	시멘트 + 천연규사
	2	벤토나이트 + 천연규사
	3	시멘트 + 천연규사 + 흑연
	4	벤토나이트 + 천연규사 + 흑연
3공형	5	시멘트 + 천연규사
	6	벤토나이트 + 천연규사

표 2. 현장 시험에 사용한 벤토나이트 배합비

구 분	1회 배합량	배합비
물	120~130L	-
벤토나이트	25kg	벤토나이트/(벤토나이트+물) 비 ≈ 0.17
천연규사	60kg	천연규사/(벤토나이트+물) 비 ≈ 0.40
유동화재	500mL	-
흑연	10kg	흑연/(벤토나이트+물) 비 ≈ 0.07

표 3. 현장 시험에 사용한 시멘트 배합비

구 분	1회 배합량	배합비
물	90~100L	물/시멘트 비 ≈ 0.79
시멘트	120kg	-
천연규사	120kg	천연규사/시멘트 비 ≈ 1.0
흑연	5kg	흑연/시멘트 비 ≈ 0.04

표 4. 시멘트 그라우트의 실내 열전도도 측정 결과

그라우트 종류	첨가재 종류	열전도도(W/m·K)	
		2일	9일
시멘트	천연규사	1.21	2.10
	천연규사+흑연	1.78	2.59

표 4는 현장에서 보어홀(1, 3, 5번) 뒤편을 위해 배합한 시멘트 그라우트 시료의 실내 열전도도 측정결과를 보여준다. 시멘트 그라우트 시료의 열전도도가 2일째 측정된 값보다 9일째 측정된 값이 60~70% 가량 크게 측정되었다. 실내 열전도도 측정은 열전도도 측정기에서 프로브로 가해지는 열량의 소산 시간에 따라 열전도도를 산정하는 방식을 사용한다. 따라서, 시멘트 수화열이 시료내부에서 추가로 발생할 경우(heat source) 프로브에 가해진 열의 소산이 시료 내부에서 발생하는 수화열로 인해 상대적으로 열전달이 지연되는 것으로 나타난다. 따라서, 시료의 열전도도는 과소평가되므로 2일째 측정된 열전도도가 9일째 측정된 열전도도에 비해 낮게 측정되었다.

시멘트 수화열은 시멘트를 구성하는 각각의 화학물질 사이의 복잡한 관계식으로 표현되며 물/시멘트 비, 주변 구조물, 양생 온도 등 다양한 조건에 의해 영향을 받는다. 그림 7은 대표적인 포틀랜드 시멘트의 외기온도 5°C에서 시간에 따른 수화열 소산 그래프이다. 수화열은 시멘트 두께에 따라 온도 소산 시간이 차이가 난다. 지중열교환기를 시공할 때 천공하는 보어홀의 직경이 약 15cm 내외이고 지반의 온도가 대략 17°C인 점을 감안하면, 시공 후, 약 14일이 지나면 수화열이 대부분 소산될 것으로 보인다. 시멘트 경화 시 수화열의 발생은 지중열교환기 열전달 성능평가를 위한 현장 열응답 시험 수행 규정에도 고려해야 할 사안이다. 현재 국내의 현장 열응답 시험 기준(지식경제부, 2008)에 따르면 벤토나이트 그라우트의 경우, 그라우팅 완료 후 최소 3일 이후에 현장 열응답 시험을 수행하도록 규정하고 있으나, 벤토나이트 그라우트를 대신하여 시멘트 그라우트를 시공할 경우에는 시멘트 수화열을 고려하여 현장 열응답 시험은 시공 후, 최소 14일 이후에 수행하는 것이 적합할 것으로 사료된다.

표 5는 현장에서 보어홀(2, 4, 6번) 뒤편을 과정에서 채취한 벤토나이트 그라우트 시료의 실내 열전도도 측정결과와 시료의 함수비를 나타낸다. 현장에서 배합한 벤토나이트 시료의 함수비가 천연규사만 첨가한 경우 약 147%이고 천연규사와 흑연을 함께 첨가한 경우 약 132%인데 반해 현장에서 그라우트 시공 도중 채취한 벤토나이트 그

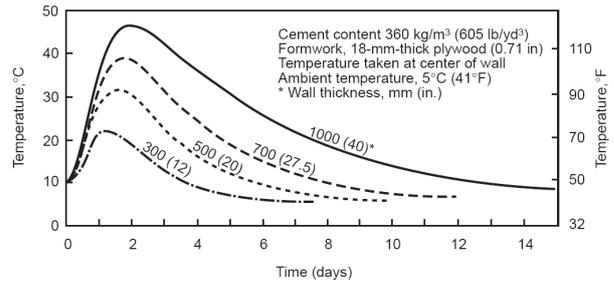


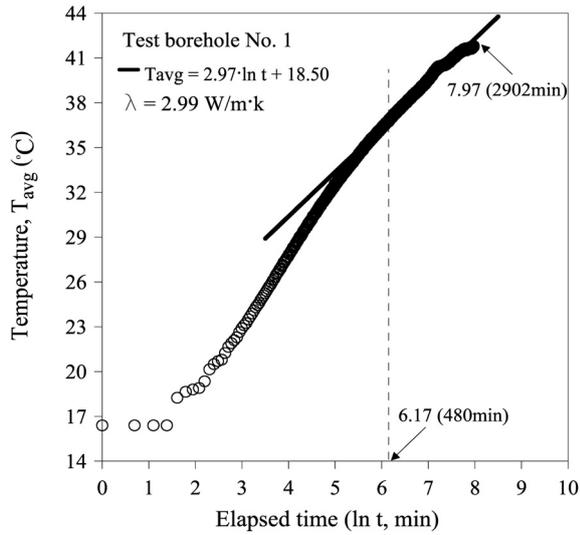
그림 7. 시멘트 시편 두께와 수화열에 따른 온도 변화(PCA, 1997)

표 5. 벤토나이트 그라우트의 실내 열전도도 측정 결과

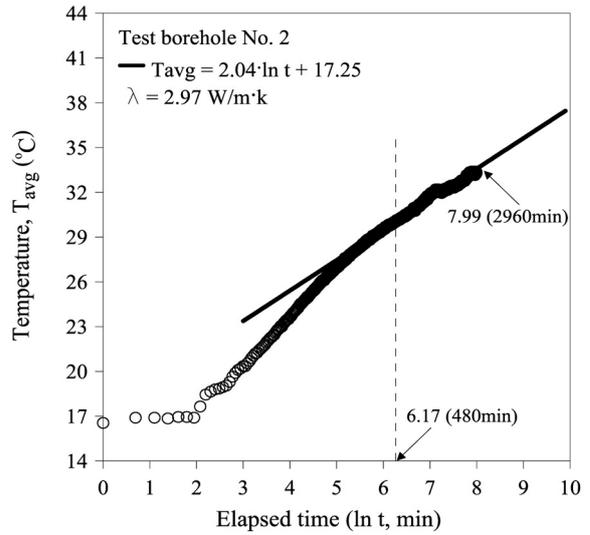
그라우트 종류	첨가재 종류	열전도도(W/m·K)	함수비(%)
벤토나이트	천연규사	0.73	178
	천연규사+흑연	0.74	260

라우트의 함수비는 두 경우에 대해 각각 178%와 260%로 측정되었다. 이는 벤토나이트 그라우트를 보어홀에 주입 시, 지하수와 혼합되어 함수비가 증가한 것으로 보인다. 천연규사와 흑연을 함께 첨가한 벤토나이트 그라우트의 함수비가 천연규사만 첨가한 벤토나이트 그라우트의 함수비보다 높으나 열전도도는 비슷한 값으로 나타났다. 지중열교환기 설계자는 과도한 지하수 유출과 같은 현장의 여건상 벤토나이트 그라우트의 설계 배합비보다 실제로 현장에서 보어홀에 주입되는 벤토나이트 그라우트의 함수비가 높아질 수 있고, 이로 인해 그라우트 재료의 열전도도가 설계값보다 작아질 수 있음을 인식해야 한다.

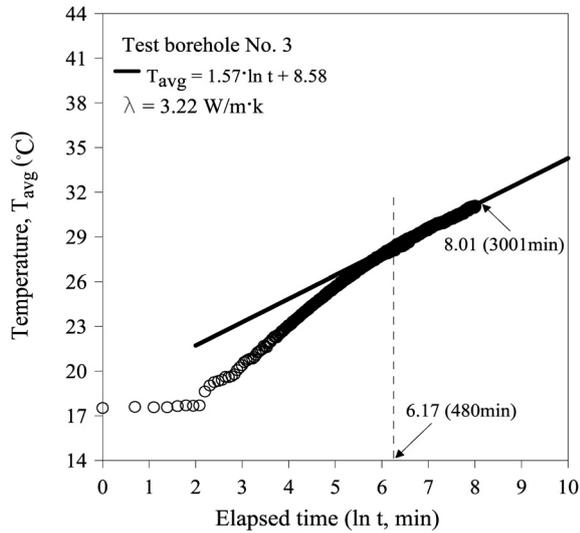
3공형 파이프의 시공은 유입과 유출 파이프 사이에 추가로 파이프를 삽입하고 격자형태를 유지하도록 쇠줄로 결속하였다. 유입과 유출파이프 사이에 추가로 삽입한 파이프는 그림 3(b)와 같이 하단부 입구가 개방된 형태로서 시공 중, 지하수를 파이프 내부에 채워지도록 하여, 순환파이프를 보어홀에 삽입 시, 부력에 대한 영향을 최소화하도록 하였다. 상온에서 물의 열전도도는 대략 0.6W/m·K으로 순수 벤토나이트 그라우트에 비해 약간 낮은 값을 가지고 있으나, 천연규사와 같은 첨가재를 혼합한 벤토나이트 그라우트나 시멘트 그라우트에 비해 상대적으로 열전도도가 낮아 지하수가 채워진 파이프는 유입과 유출파이프 간의 열간섭을 줄일 수 있는 부분적 단열구간을 형성할 수 있다. 또한, 3공 형태로 결합된 파이프 구조는 기존의 두 가닥 순환파이프에 비해 큰 휨강성을 가지고 있어 순환파이프를 보어홀에 삽입 할 때, 유입과 유출 파이프의 꼬임을 방지하고 일정한 간격을 유지시켜 주는 장점이 있다.



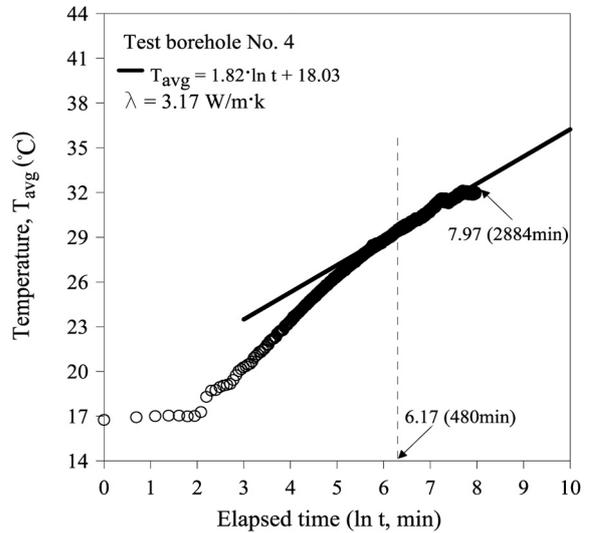
(a) 1번홀(시멘트+천연규사, U-tube)



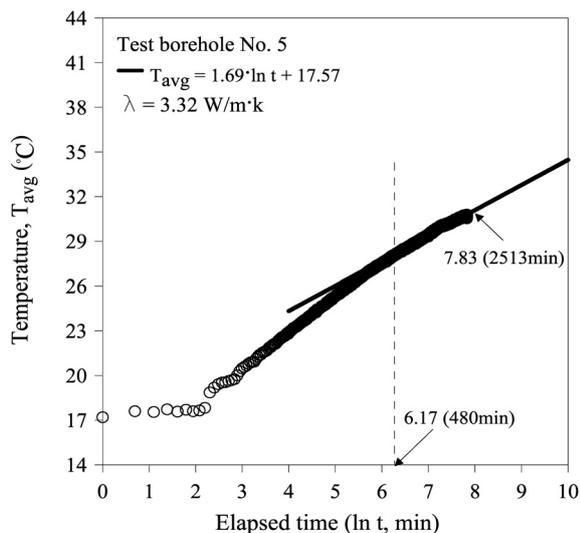
(b) 2번홀(벤토나이트+천연규사, U-tube)



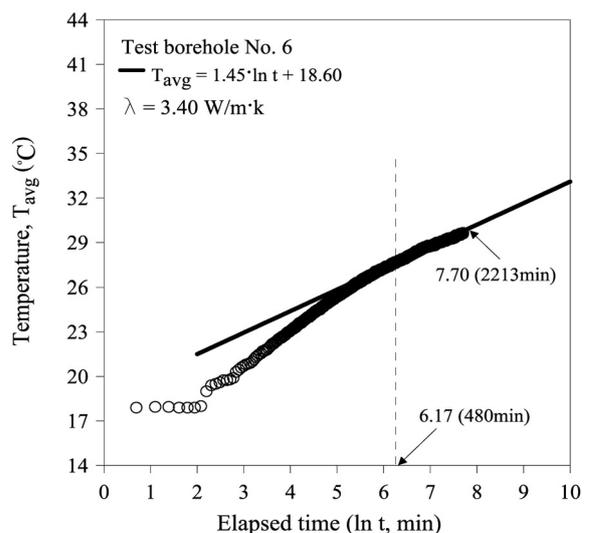
(c) 3번홀(시멘트+천연규사+흑연, U-tube)



(d) 4번홀(벤토나이트+천연규사+흑연, U-tube)



(e) 5번홀(시멘트+천연규사, 3공형)



(f) 6번홀(벤토나이트+천연규사, 3공형)

그림 8. 1차 현장 열응답 시험 결과(그라우트 시공 후 3일 경과)

## 2.4 현장 열응답 시험 결과 및 분석

1차 현장 열응답 시험은 그라우트 시공 후 3일 뒤에 시작하여 2일(48시간)간 연속으로 진행되었다. 1차 현장 열응답 시험은 총 3대의 열응답 시험기로 진행되었으며 보어홀간 열간섭을 최소화하기 위해 2, 3, 6번 보어홀과 1, 4, 5번 보어홀로 나누어 두 차례 수행하였다. 파이프 로 순환하는 유체의 초기 안정화 시간을 고려하여 열응답 시험 시작 후, 8시간은 계산에서 제외하여 지중 유효 열전도도를 산출하였다. 각 보어홀에서 측정한 유출입 평균 온도( $T_{ave}$ )-시간( $t$ ) 그래프는 그림 8에 나타냈고 산정한 유효 열전도도는 표 6에 정리하였다. 그래프에서 온도와 시간의 관계가 직선으로 나타나는 부분의 기울기( $b$ )를 식 (11)에 대입하여 입력 열량( $Q$ )과 각 보어홀의 길이( $L$ )에 대한 지중 유효 열전도도( $\lambda$ )를 산출하였다. 평균적으로 8시간 이후에 온도-시간 관계가 선형화 되는 것으로 나타났으며 이는 손병후 등(2005)의 연구결과와 유사한 값이다. 시멘트 그라우트로 시공된 경우(1, 3, 5번홀), 1차 측정 이후(그라우트 시공 후 3~5일 이후) 시멘트 수화열을 고려하여 그라우팅 완료 후 14일 뒤에 시험을 재수행하고 결과를 그림 9에 비교하였다.

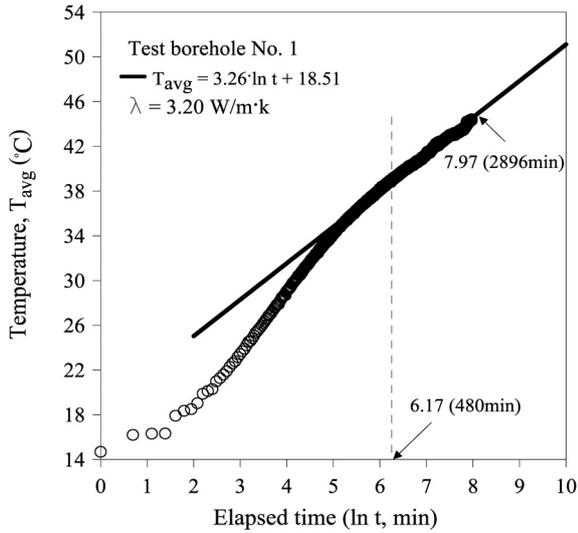
시멘트 그라우트로 시공된 1, 3, 5번 보어홀의 경우, 실내 시험과 수치해석 결과(길후정 등, 2009)로부터 벤토나이트 그라우트로 시공된 보어홀에 비해 상대적으로 높은 유효 열전도도 값이 예상된다. 하지만 시공후 3일 경과 후 측정된 1차 현장 시험결과, 시멘트 그라우트로 시공한 3개의 보어홀에서 비교 대상인 벤토나이트 그라우트로 시공된 보어홀과 비슷한 지중 유효 열전도도를 보였다. 이는 현장 열응답 시험이 그라우트 주입 후 3일이 경과된 후 수행되어 시멘트가 완전히 경화하기 이전이므로 시멘트 경화과정에서 발생하는 수화열에 의해 지중 유효 열전도도가 과소평가 되었다고 판단

된다. 열응답 시험의 경우 투입된 열량과 순환하는 유체의 온도를 이용하여 지중 유효 열전도도 값을 산출하는데 시멘트 그라우트재의 수화열로 인해 마치 주입된 열이 지반으로 잘 전달되지 않은 현상이 보어홀의 열저항이 큰 것으로 평가되어 보어홀의 열전달 성능을 과소평가하게 된다. 이런 점은 현재 국내 지중열교환기 설치 기준(지식경제부, 2008)에서 제시하는 열응답 시험 개시 기준일이 기존 벤토나이트 그라우트재에 대해 그라우트재 시공 후 최소 3일(72시간) 이후에 수행하도록 되어 있으나, 이는 시멘트 그라우트에는 적합하지 않는 것으로 시험결과로부터 알 수 있다.

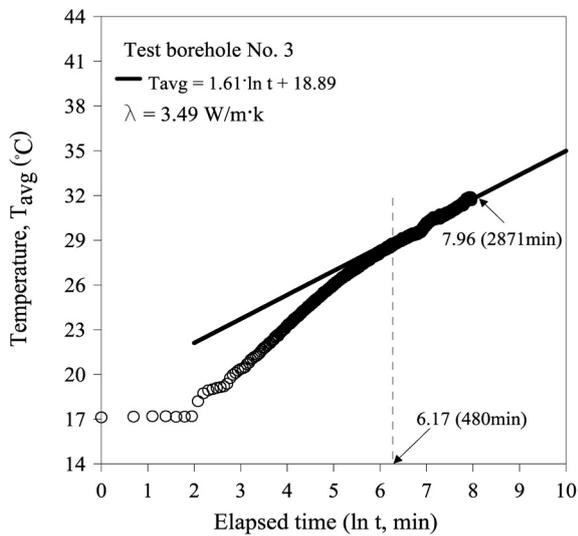
시공 후 14일 후에 측정된 결과로부터, 시멘트 그라우트로 시공된 보어홀이 벤토나이트 그라우트로 시공된 경우에 비해 높은 지중 유효 열전도도를 보였다. 기존 U-tube 파이프 단면에서 시멘트-천연규사(1번홀)의 경우 지중 유효 열전도도는 3.20W/m·K, 벤토나이트-천연규사(2번홀)의 경우 2.97W/m·K로 시멘트 그라우트의 경우가 높은 지중 유효 열전도도를 보인다. 기존 U-tube 파이프 단면에서 흑연을 첨가한 그라우트는 시멘트(3번홀)의 경우 3.49W/m·K, 벤토나이트(4번홀)의 경우 3.17W/m·K로 천연규사만 첨가하였을 때 보다 높게 나타났다. 파이프 단면에 대한 영향을 검토하기 위해 동일한 그라우트 배합비로 3공형 파이프 단면을 적용한 보어홀 5와 6번과 기존 U-tube 파이프 단면을 적용한 보어홀 1과 2번을 비교하였다. 3공형 파이프 단면의 경우 시멘트-천연규사(5번홀)와 벤토나이트-천연규사(6번홀)의 유효 열전도도 측정값이 각각 3.65W/m·K, 3.40W/m·K으로 기존 U-tube 파이프 단면보다 매우 우수한 지중 유효 열전도도를 갖는다. 이는 3공형 파이프 단면이 유입과 유출 파이프의 열간섭을 줄여주고, 보어홀 내에서 파이프의 꼬임을 방지하는 격장형태를 유지함으로써 뒤채움의 시공성을 향상시킨 결과라고 볼 수 있다.

표 6. 현장 열응답 시험 결과

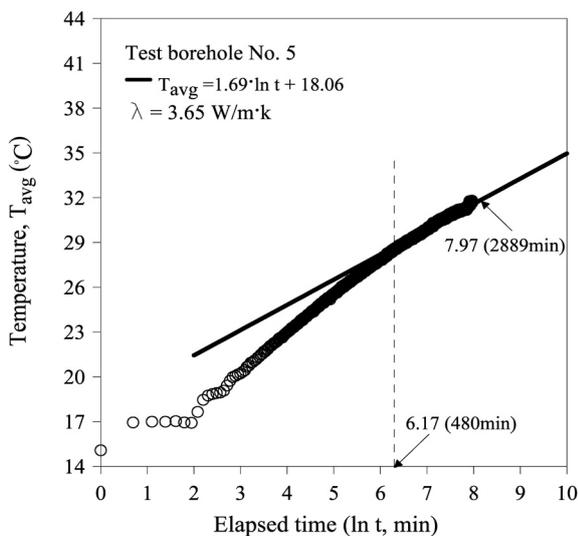
보어홀 번호	배합 방법	파이프 단면	지중 유효 열전도도(W/m·K)	
			1차 측정 (시공 후 3일)	2차 측정 (시공 후 14일)
1	시멘트 + 천연규사	U-tube	2.99	3.20
2	벤토나이트 + 천연규사	U-tube	2.97	-
3	시멘트 + 천연규사 + 흑연	U-tube	3.22	3.49
4	벤토나이트+천연규사+흑연	U-tube	3.17	-
5	시멘트 + 천연규사	3공형	3.32	3.65
6	벤토나이트 + 천연규사	3공형	3.40	-



(a) 1번홀-재측정(시멘트+천연규사, U-tube)



(b) 3번홀-재측정(시멘트+천연규사+흑연, U-tube)



(c) 5번홀-재측정(시멘트+천연규사, 3공형)

그림 9. 2차 현장 열응답 시험 결과(그라우트 시공 후 14일 경과)

## 2.5 지중 온도 분포

시험 시공 현장의 초기 지반 온도를 계측하고 현장 열응답 시험중 지중의 온도 변화를 관찰하기 위해 3번과 4번 보어홀 사이에 150m 천공 깊이의 관측공(7번 보어홀)을 시공하였다. 관측공은 보어홀 3번과 4번 사이 2.5m 지점에 설치되었다. 온도 센서는 Thermo-couple 방식을 사용하였으며 지중 온도는 휴대용 로거를 사용하여 측정하였다(그림 10). 1차 현장 열응답 시험 시 측



그림 10. 지반 온도 측정 모습

표 7. 1차 측정 시 관측공의 깊이별 지반의 온도 분포

깊이(m)	시험전	시험중	시험종료	종료 2일 후
	2009.11.29	2009.12.02	2009.12.05	2009.12.07
0(외부 온도)	6.1°C	2.7°C	-0.7°C	-1.8°C
30	14.0°C	14.6°C	15.0°C	14.2°C
60	14.2°C	14.9°C	15.1°C	14.5°C
90	14.7°C	15.3°C	15.6°C	15.1°C
120	15.5°C	15.8°C	16.0°C	15.9°C
150	16.7°C	16.8°C	16.9°C	17.0°C

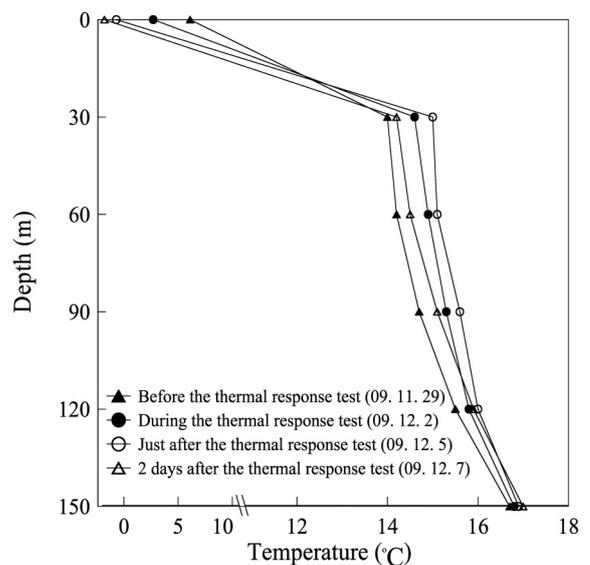


그림 11. 1차 측정 시 관측공의 깊이별 지반의 온도 분포

표 8. 2차 측정 시 관측공의 깊이별 지반의 온도 분포

깊이(m)	시험 전	시험 중	시험 중	시험 중	종료 직후
	2009.12.16	2009.12.17	2009.12.19	2009.12.21	2009.12.22
0(외부 온도)	-6.1℃	-6.2℃	-7.1℃	-5.5℃	1.3℃
30	14.2℃	14.4℃	14.6℃	14.5℃	14.5℃
60	14.6℃	14.7℃	15.0℃	14.8℃	14.8℃
90	15.2℃	15.2℃	16.0℃	15.5℃	15.6℃
120	15.9℃	16.1℃	16.7℃	16.2℃	16.3℃
150	16.6℃	16.9℃	17.4℃	16.9℃	16.9℃

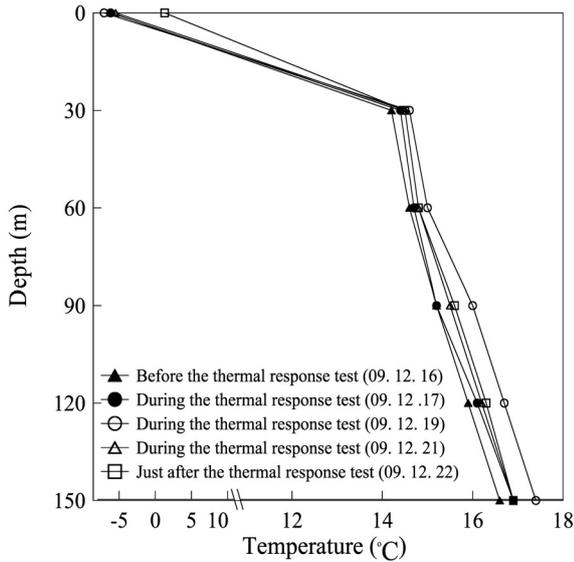


그림 12. 2차 측정 시 관측공의 깊이별 지반의 온도 분포

정된 관측공의 깊이별 지반의 온도는 다음 표 7과 그림 11에 나타냈다. 2차 현장 열응답 시험 시 측정된 관측공의 깊이별 지반의 온도는 표 8과 그림 12에 나타냈다. 지표의 온도(깊이 0m)는 당일 대기의 평균온도를 적용하였다. 1차 현장 열응답 시험 시, 시험이 진행되면서 각 깊이의 지중 온도가 상승함을 알 수 있다. 측정된 깊이별 지반의 온도 측정 결과, 지중열교환기 말단부인 약 150m 깊이에서 열응답 시험 전후 온도 변화는 크지 않았으나 지표에서 30~100m 부근에서 열응답 시험 전후 온도 변화가 가장 큰 것으로 나타났다. 열응답 시험이 끝나고 2일째부터는 지반의 온도 분포가 시험전 초기 온도 분포로 회복하는 경향을 보였다. 그라우트 시공 후 14일 경과한 시점에서 실시한 2차 열응답 시험 시 측정된 지반의 깊이별 온도 분포는 1차 측정 때와 마찬가지로 시험 중 지반의 온도가 상승하는 경향을 보였다. 2차 열응답 시험 시 측정된 결과는 하부(90~150m)에서 가장 큰 온도 변화를 보였다. 2차 열응답 시험 시 측정된 관측공의 깊이별 지반의 온도 분포에서도 1차 측정 때

와 마찬가지로 열응답 시험이 끝난 후 지반의 온도 분포가 시험 전 초기 온도 분포로 회복하는 경향을 보였다.

### 3. 시험 결과를 통한 지중열교환기 설계

#### 3.1 지중열교환기 설계 파이프 길이 산정 방법

지중열교환기 설계 파이프 길이는 Ingersoll 등(1954)이 제시한 식 (12)와 같이 단순한 정상 상태의 열전달 방정식으로부터 산정한다.

$$q = L(t_g - t_w) / R \tag{12}$$

여기서,  $q$ 는 열용량(W),  $L$ 은 수직 보어홀의 길이(m),  $t_g$ 는 지반의 온도(K),  $t_w$ 는 유체의 온도(K),  $R$ 은 보어홀의 열저항(m·K/W)이다. 식 (12)에서 특정한 열량 주입으로 인한 시간에 따른 지반의 열저항과 파이프와 유체 사이의 열저항, 파이프와 지반의 열저항을 고려하여 Kavanaugh와 Rafferty(1997)는 냉방과 난방 순환에서 필요한 보어홀의 수직 길이를 식 (13)과 같이 표현하였다.

$$L = \frac{q_a R_{ga} + (q_l - \bar{W})(R_b + PLF_m R_{gm} + R_{gd} F_{sc})}{t_g - \frac{t_{wi} + t_{wo}}{2} - t_p} \tag{13}$$

여기서,  $q_a$ 는 지반으로 방출되는 연간 평균 열용량(W),  $R_{ga}$ 는 연중 지중 유효 열저항(m·K/W),  $q_l$ 는 건물의 설계 부하(W),  $\bar{W}$ 는 열 입력량(W),  $R_b$ 는 보어홀의 열저항(m·K/W),  $PLF_m$ 은 설계 기간에 대한 부분 부하 계수,  $R_{gm}$ 은 월간 지중 유효 열저항(m·K/W),  $R_{gd}$ 는 일일 지중 유효 열저항(m·K/W),  $F_{sc}$ 는 short-circuit 열 손실 계수,  $t_{wo}$ 와  $t_{wi}$ 는 각각 히트펌프 출구(outlet)와 입구(inlet) 온도(K),  $t_p$ 는 보어홀로 인한 온도 페널티(K)이다. 식 (13)은 장기 온도 불균형과 설계 월수, 설계 일수 동안 평균

열전달율을 반영하기 위해 3가지 지중 유효 열전도도를 적용하였다. 설계는 시스템 운영을 위해 연중 최대 부하 기간(냉방이나 난방)을 기준으로 지중열교환기 길이를 산정한다.

### 3.2 지중열교환기 파이프 소요 길이 설계

현장 열응답 시험을 통해 산정한 각 지중열교환기의 지중 유효 열전도도를 설계 입력 자료로 사용하여 가상의 건물에 대해 지중열교환기 설계 길이를 산정하여 비교하였다. 가상 설계는 지중열교환기 전용 설계 프로그램인 GLD(Ground Loop Design 5.0, Gaia Geothermal, LLC)를 사용하였다. 해석에 적용한 입력 자료와 설계 범위는 표 9에 나타났다. 대상 건물은 철근콘크리트 구조로써 업무용으로 사용되며 사무실, 회의실, 식당 등으로 구성되고 냉방위주로 운영되는 것으로 가정하였다. 따라서 설계에 적용한 가상 건물은 최대 냉방 부하가 522kW로 최대 난방 부하 451kW에 비해 높은 것으로 가정하였다. 하지만, 총 난방부하가 총 냉방부하보다 큰 것으로 가정하여 시스템 운영이 장기화 될수록 지반의 온도가 낮아지는 조건을 갖도록 하였다. 설계에 고려한 냉방 시 히트펌프 최대 주입온도는 30℃, 난방 시 히트펌프 최저 주입 온도는 5℃로 고려하였으며 설계 적용 기간(20년)동안 지반의 온도변화를 산출하여 설계의 적정성 여부를 검토하였다. 건물 부하는 모든 지중열교환기 조건에서 동일하게 고려하고, 다만 지중열교환기 성능에 관련된 물성치 고려 시 본 현장 시험에서 얻어진

결과와 일반적인 설계 조건을 비교하여 지중열교환기 성능 향상으로 인한 경제적 이점을 파악하고자 하였다. 또한, 시멘트 그라우트를 사용한 현장 시험 결과와 실내 열전도도 측정결과를 반영하여 벤토나이트 그라우트와 시멘트 그라우트의 적용성을 비교 검토하였다. 월별 최대 부하와 사용 시간을 이용하여 월별 에너지 부하를 계산하였으며, 이 값들을 이용하여 연간 전 부하 상당 운전 시간(annual equivalent full load hours)을 계산하였다. 초기 지중온도는 평균적으로 15.8℃로 고정하였다. 지중 유효 열전도도는 현장 열응답 시험 결과를 적용하였으며 그라우트의 열전도도는 최항석 등(2008)이 제시한 실내 시험 방법으로 현장에서 채취한 그라우트에 대해 시료의 열전도도를 측정하였다. 즉, 벤토나이트 그라우트로 시공된 보어홀의 경우, 현장 열응답 시험으로부터 산정한 지중 유효 열전도도 3.25W/m·K(2번홀: U-tube, 벤토나이트+천연규사), 3.54W/m·K(4번홀: U-tube, 벤토나이트+천연규사+흑연), 3.76W/m·K(6번홀: 3공형-벤토나이트+천연규사)를 적용하였다. 벤토나이트 그라우트재의 열전도도는 현장에서 채취한 시료로부터 실내에서 측정한 값을 사용하였으며 벤토나이트-천연규사의 경우 0.73W/m·K, 벤토나이트-천연규사-흑연의 경우는 0.74W/m·K를 적용하였다. 시멘트 그라우트의 열전도도는 실내 시험 결과를 통해 측정한 2.10W/m·K(1번홀, 5번홀 : 시멘트 + 천연규사), 2.59W/m·K(3번홀 : 시멘트 + 천연규사 + 흑연)를 적용하였다. 또한 시멘트 그라우트를 적용한 현장 열응답 시험결과로부터 얻어진 1번홀, 3번홀, 5번홀의 지중 유효 열전도도 3.20W/m·K,

표 9. GLD를 이용한 가상 대상 건물 지열 히트펌프 시스템 설계 입력 자료

Length of simulation	20 years
Design heat pump inlet temperatures	30℃ for cooling, 5℃ for heating
Design system flow rate	11.3 lpm/RT
Ethanol concentration	12.9%
Undisturbed ground temperature	15.8℃
Ground thermal conductivity	3.25W/m·K, 3.54W/m·K, 3.76W/m·K 3.20W/m·K, 3.49W/m·K, 3.65W/m·K
Ground loop	Single U-tube HDPE
Ground loop pipe size and type	32mm and SDR11
Borehole diameter	150mm
Grout thermal conductivity	0.73, 0.74, 2.10, 2.59W/m·K
Borehole vertical grid arrangement	8×9(72 holes)
Borehole spacing	5m(3-10m variance)
Heat pump nominal cooling capacity & COP	142.5kW and 4.9
Heat pump nominal heating capacity & COP	139.3kW and 3.8

3.49W/m·K, 3.65W/m·K를 각각 적용하였다. 설계 시 가상의 지중 유효 열전도도를 각각 1.5, 2.0, 2.5W/m·K를 추가로 적용하여 설계 비교 자료로 사용하였다.

### 3.3 설계 결과

그림 13은 벤토나이트 그라우트로 시공된 3개 보어홀(2번홀, 4번홀, 6번홀)에서 측정된 지중 유효 열전도도와 비교 기준으로 사용한 지중 유효 열전도도 1.5, 2.0, 2.5W/m·K에 대한 냉난방 시 필요한 총 지중열교환기 길이를 나타낸다. 또한, 4번홀(U-tube, 벤토나이트+천연규사+흑연)에 대한 보어홀 간격에 따른 냉난방에 필요한 총 지중열교환기 길이는 그림 14에 도식하였다. 그림 15는 지중열교환기 설치 간격에 따른 지중열교환기 설계 길이를 지중 유효 열전도도와 그라우트재 열전도도에 대해 나타냈다.

본 가상 설계를 통해 도출된 설계 자료를 사용하여, 그라우트 재료와 순화파이프 단면에 대한 시공비를 비교하여 경제성을 분석하였다(표 10). 시공비용은 일반적인 수직 밀폐형 지중열교환기 공사비용인 지중열교환기 길이당 80,000원/m를 적용하였다(이중 천공 비용이 17,000~20,000원/m, 그리고 기타비용(파이프, 그라우팅, 인건비 등)이 63,000원~60,000원/m라 가정). 3공형 파이프(6번홀)에서 추가로 소요되는 파이프 비용은 파이프가 차지하는 부분에 해당하는 그라우트 양을 줄

일 수 있으므로 3공형과 기존 U-tube 파이프 단면간의 재료비 차이는 없다고 가정하였다. 가상건물에 대하여 총 72개의 지중열교환기가 시공될 때(보어홀 간격 5m), 지중 열전도도와 그라우트 열전도도에 따른 결과를 비교하여 표 10에 나타냈다. 본 현장시험에서 고려된 벤토나이트 그라우트로 시공된 경우(2번홀, 4번홀, 6번홀), 시공비가 각각 979,184,000원, 912,272,000원, 898,016,000원으로 3공형 파이프와 벤토나이트-천연규사(6번홀) 경우가 가장 적은 시공비용이 소요되나, 그 차이는 크지 않았다. 이는 시험 현장의 지중 유효 열전도도가 3.0W/m·K

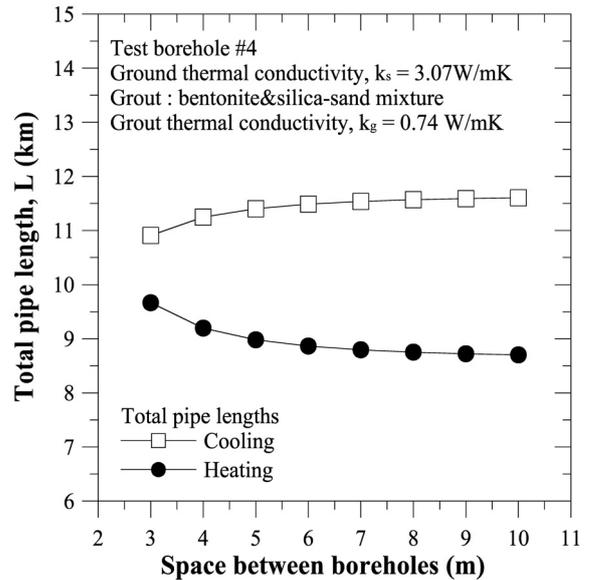


그림 14. 보어홀 간격에 따른 냉난방시 필요한 총 지중열교환기 길이 (4번홀)

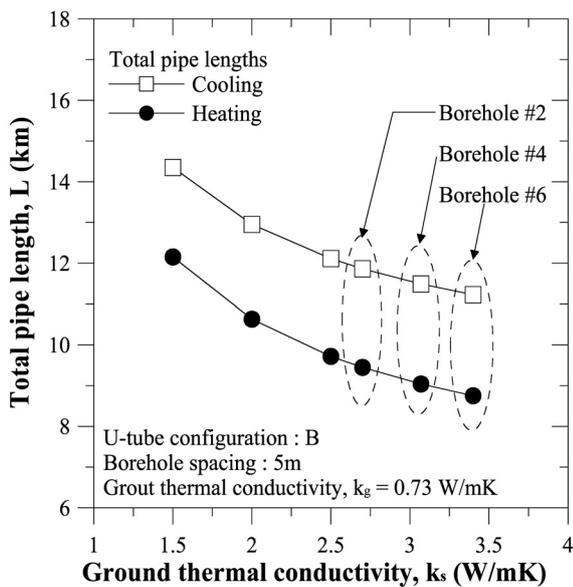


그림 13. 지중 유효 열전도도에 따른 냉난방 시 필요한 총 지중열교환기 길이

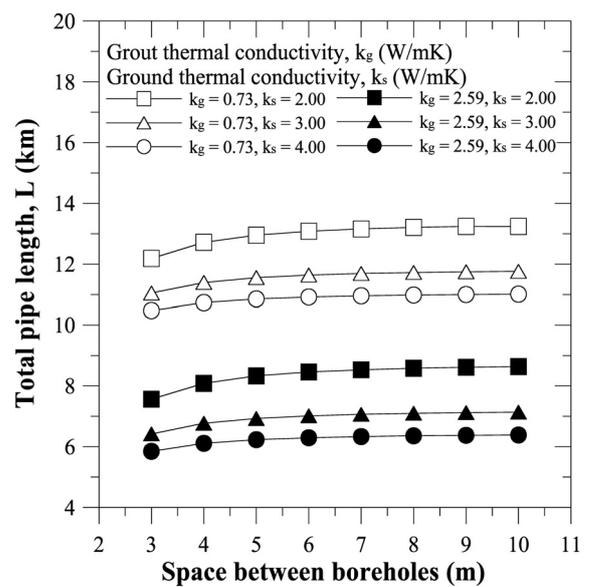


그림 15. 각 지중 유효 열전도도와 그라우트 종류, 보어홀 간격에 따른 총 지중열교환기 길이

표 10. 각 보어홀의 지중열교환기 설계에 따른 시공비 비교

해석 Case	dummy	1번홀	2번홀	3번홀	4번홀	5번홀	6번홀
배합방법	벤토나이트 +천연규사	시멘트 +천연규사	벤토나이트 +천연규사	시멘트 +천연규사 +흑연	벤토나이트 +천연규사 +흑연	시멘트 +천연규사	벤토나이트 +천연규사
파이프 단면	U-tube	U-tube	U-tube	U-tube	U-tube	3공형	3공형
지중 유효 열전도도(W/m·K)	2.0	3.22	2.70	3.49	3.07	3.65	3.40
그라우트 열전도도(W/m·K)	0.73	2.10	0.73	2.59	0.74	2.10	0.73
냉방에 필요한 총 열교환기 길이(m)	12,954.2	7,163.3	11,864.8	6,538.4	11,403.4	6,856.4	11,225.2
난방에 필요한 총 열교환기 길이(m)	10,633.0	5,992.4	9,448.4	5,479.8	8,980.7	5,658.6	8,752.5
총 시공비용-냉방(천원)	1,036,336	573,064	979,184	523,072	912,272	548,512	898,016

\* 시공비용은 80,000원/m

부근으로 비교적 양호하여 그림 13에서 관찰할 수 있듯이 지중 유효 열전도도가 3.0W/m·K보다 큰 경우에는 추가적인 지중 유효 열전도도 향상이 총 소요 지중열교환기 길이나 시공비용에 미치는 영향이 작아지기 때문이다(그림 13에서 지중 유효 열전도도가 커질수록 곡선의 기울기가 감소함).

동일한 해석 방법으로 시멘트 그라우트로 시공하였을 경우, 그라우트 자체의 높은 열전도도와 지중 유효 열전도도 값으로 인해 벤토나이트 그라우트 경우에 비해 상대적으로 짧은 지중열교환기 길이가 필요하므로 가장 경제성이 우수한 것으로 나타났다. 시멘트 그라우트에 흑연을 첨가한 3번홀이 523,072,000원으로 나타났으며 비교 기준(dummy)에 비해 시공비를 약 50% 절약할 수 있는 것으로 나타났다. 또한 국내에서 일반적으로 시공되고 있고 기존 U-tube 파이프 단면으로 벤토나이트-천연규사 그라우트(2번홀)의 경우와 비교하여 시멘트 그라우트와 격자 형태로 유지한 3공형 파이프 단면으로 시공된 5번홀에서 약 40% 시공비를 절약할 수 있는 것으로 나타났다. 본 연구 결과를 통해 3공형 파이프 단면과 흑연을 첨가한 시멘트 그라우트를 사용했을 경우 가장 효율이 좋을 것이라고 예측이 가능하다. 그림 16은 지중열교환기를 5m 간격으로 72개(9×8) 시공하였을 때 실내에서 측정된 그라우트의 열전도도 값( $k_{g1} \sim k_{g6}$ : 1번홀~6번홀에 사용한 그라우트의 열전도도)을 적용하여 가상 건물의 냉난방에 필요한 지중열교환기의 설계 길이를 각 보어홀 측정값에 대해 나타냈다.

본 연구 결과를 토대로 지중열교환기 성능 향상을 위해서는 그라우트재의 전열 성능 향상뿐만 아니라 지중열교환기 파이프 단면의 열간섭 효과를 고려해야 한다는 것을 확인 할 수 있다. 기존의 연구(Paul and Remund,

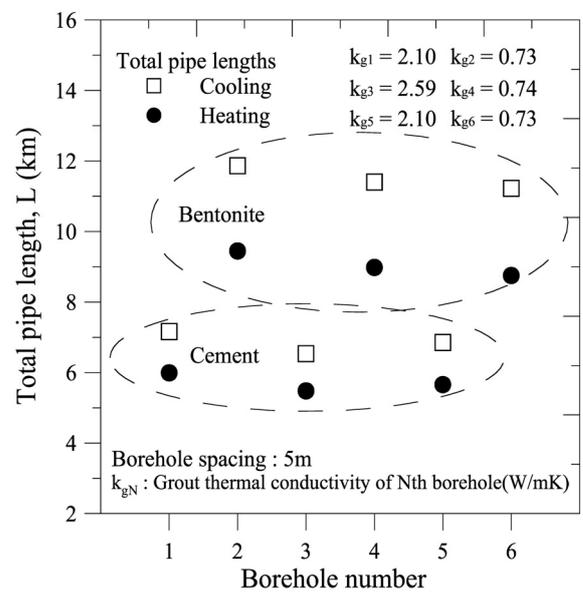


그림 16. 각 보어홀의 지중열교환기 설계 길이(설치간격 5m)

1997; 손병후, 2007; 임효재 등, 2007; 정영만 등, 2008)가 그라우트재의 열전도도에 초점을 맞췄으나 본 연구에서는 그라우트의 종류, 첨가재의 종류, 지중열교환기 파이프 단면을 고려하고 이를 현장 시험을 통해 검토하였다. 따라서 본 연구 결과를 토대로 전열성능이 향상된 그라우트와 열간섭을 고려한 파이프 단면을 이용하여 설계에 반영할 경우 지중열교환기 시스템 효율 상승으로 지열 냉난방시스템 시공비를 상당히 줄여 경제적 설계를 할 수 있다.

#### 4. 결론

본 연구에서는 그라우트의 종류와 첨가재 종류, 지중열교환기 파이프 단면의 성능을 비교하기 위해 6공의

보어홀을 시험 시공하고 현장 열응답 시험을 통해 지중 유효 열전도도를 산정하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 시멘트 그라우트와 벤토나이트 그라우트로 지중열교환기를 시공하고 현장 열응답 시험을 통해 지중 유효 열전도도를 산출하여 비교한 결과 첨가재 종류와 파이프 단면에 상관없이 시멘트 그라우트를 사용한 경우가 높게 나타났다.
- (2) 첨가재로 천연규사만 사용한 경우와 천연규사와 흑연을 함께 사용한 경우를 비교한 결과 천연규사와 흑연을 함께 사용한 경우에 시료의 실내 열전도도 측정값과 현장 열응답 시험 결과에서 모두 높게 나타났다.
- (3) 지중열교환기의 유입과 유출 파이프 사이에 절연구간을 갖도록 하는 3공형 파이프 단면이 기존 U-tube 파이프 단면에 비해 지중 유효 열전도도가 높게 나타났다.
- (4) 본 현장 시험 결과를 토대로 가상 건물에 대해 지중열교환기 파이프 소요 길이를 설계한 결과 기존에 국내에서 시공되는 U-tube 파이프 단면으로 벤토나이트와 천연규사 혼합물을 사용한 경우에 비해 3공형 파이프 단면으로 시멘트와 천연규사, 흑연 혼합물을 사용한 경우 가상 건물 지중열교환기 시공비의 약 40%를 절감할 수 있는 것으로 나타났다.
- (5) 시멘트 그라우트의 경우 경화과정에서 수화열이 발생하므로 실내 열전도도 측정이나 현장 열응답 시험 시 최소 14일 양생을 거친 후 수화열에 대한 영향을 최소화하여 시험을 수행해야 한다. 따라서 시멘트 그라우트로 시공한 지중열교환기는 기존 현장 열응답 시험 기준일인 “최소 3일 이후”는 적합하지 않으며 대부분의 수화열이 소산되도록 최소 14일 이후에 현장 열응답 시험을 수행해야 한다.
- (6) 지중열교환기 성능 향상을 위해서는 그라우트재의 전열성 향상뿐만 아니라 지중열교환기 파이프 단면의 열간섭 효과도 함께 고려해야 한다.

### 감사의 글

본 연구는 한국건설교통기술평가원 건설기술혁신사업(06건설핵심D04) 지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

### 참고 문헌

1. 건설교통부 (1998), “귀래-매지간 도로확장 및 포장공사 토질조사보고서”, 시추 주상도 (BB1~BB5), 국토관리청, 원주.
2. 김후정, 이강자, 이철호, 최항석 (2009), “Numerical Evaluation on Thermal Performance and Sectional Efficiency of Closed-Loop Vertical Ground Heat Exchanger”, *한국지반공학회 논문집*, 제 25권 3호, pp.57-64.
3. 손병후, 신현준, 안형준 (2005), “열응답 시험과 변수 평가 모델을 이용한 그라우트/토양 혼합층의 열전도도 산정”, *대한설비공학회 논문집*, 제 17권 2호, pp.173-182
4. 손병후, (2007), “그라우팅 재료가 지중 유효 열전도도에 미치는 영향”, *대한기계학회 2007 춘계학술대회 강연 및 논문 초록집*, pp.1333-1338.
5. 이세균, 우정선, 김대기 (2008), “지중유효열전도를 해석에 사용되는 선형열원 모델의 초기제외시간 결정에 관한 연구”, *에너지공학회 논문집*, 제 17권 3호, pp.167-174.
6. 임효재, 정계훈, 한지원, 박경우 (2007), “국내의 주요 지역에서 밀폐형 열교환기의 열전도도 측정”, *대한기계학회 2007 춘계학술대회 초록집*, pp.1363-1368.
7. 정영만, 구경민, 황유진, 장세용, 이영호, 이동혁, 이재근 (2008), “지중열전도도 측정과 지중열교환기의 열확산 특성 분석”, *대한설비공학회 논문집*, 제 20권 11호, pp.739-745.
8. 지식경제부 (2008), “신·재생에너지설비의 지원·설치·관리에 관한 기준”, 지식경제부고시 제2008 - 232호.
9. 최항석, 이철호, 최효범, 우상백 (2008), “지중 열교환기용 뒤채움재의 물리적 특성 연구”, *한국지반공학회 논문집*, 제24권 1호, pp.37-49.
10. Carslaw, H. S. and Jaeger, J. C. (1959), *Conduction of Heat in Solids*, 2nd edition, Oxford Science Publications, pp.261-262.
11. Gaia Geothermal, LLC (2005), *Ground Loop Design 5.0*.
12. Gehlin, S. (2002), *Thermal Response Test (Method Development and Evaluation)*, Doctoral Thesis, Lulea Univ. of Tech.
13. Kavanaugh S. P. and Rafferty K. (1997), *Ground-Source Heat Pumps : Design of geothermal systems for commercial and institutional buildings*, ASHRAE.
14. IGSHPA and Oklahoma State University (2000), *Closed-Loop /Ground-Source Heat Pump System : Design and Installation Standards 2000*, Oklahoma State University, Stillwater Oklahoma.
15. Ingersoll, L. R. Zobel O. J. and Ingersoll A. C. (1954), *Heat Conduction : with Engineering and Geological Applications*, 2nd ed. McGraw-Hill, New York.
16. Paul, N. D. and Remund, C. P. (1997), “Physical, thermal and hydraulic properties of bentonite-based grouts”, *Electric Power Research Institute*, Final Report No.TR109160, ERI Project RP38 81-1.
17. PCA (Portland Cement Association) (1997), “Portland Cement, Concrete and Heat of Hydration”, *Concrete Technology Today*, Vol.18, No.2.

(접수일자 2010. 4. 26, 심사완료일 2010. 7. 7)

# 수직 밀폐형 지중열교환기 뒤채움재로서 시멘트 그라우트의 적용성 검토

## Study on Cement-based Grout for Closed-loop Vertical Grout Heat Exchanger

박 문 서<sup>1</sup> Park, Moon-Seo

위 지 헤<sup>1</sup> Wi, Ji-Hae

이 철 호<sup>2</sup> Lee, Chul-Ho

최 향 석<sup>3</sup> Choi, Hang-Seok

강 신 형<sup>4</sup> Kang, Shin-Hyung

### Abstract

In this paper, the applicability of cement grout has been studied as an alternative to bentonite grout to backfill ground heat exchangers. To provide an optimal mixture design, the groutability and thermal conductivity of cement grouts with various mixture ratios were experimentally evaluated and compared. The unconfined compression strength of cement grout specimen was measured, which was exposed to cyclic temperature variation ranging from 50°C to -5°C. In addition, the integrity of the interface between circulating HDPE pipes and cement grout was evaluated by performing equivalent hydraulic conductivity tests, on the specimen, in which a pipe locates at the center of the specimen.

### 요 지

본 연구에서는 수직 밀폐형 지중열교환기 뒤채움 용도로, 기존 벤토나이트 그라우트의 대안으로서 시멘트 그라우트의 적용성을 검토하였다. 실내 시험을 통하여 물/시멘트 비, 천연구사 첨가비, 흑연 첨가비의 변화에 따른 시멘트 그라우트 열전도도 및 유동성에 미치는 영향을 평가하였으며 배합비에 따른 시멘트 그라우트의 일축압축강도를 측정하였다. 실제 지중열교환기용 파이프내 순환유체의 온도변화가 시멘트 그라우트의 재료적 안정성에 미치는 영향을 검토하기 위해 -5°C와 50°C를 한 주기로 하여 일축압축강도를 반복적으로 측정하였다. 또한, 시멘트 그라우트가 지중에서 양생된 후, 냉난방 운전에 따른 순환수의 계절적 변화에 의한 시멘트 그라우트와 순환파이프의 접촉면의 양호한 부착성 유지 여부를 판단하기 위해 시멘트 그라우트에 HDPE 파이프를 삽입한 시료의 등가투수계수를 flexible wall permeameter를 이용하여 장기간 측정하였다.

**Keywords :** Cement grout, Equivalent permeability coefficient, Thermal conductivity, Workability

### 1. 서 론

산업혁명 이후 화석연료 에너지원이 주요 산업발전

의 중요한 열쇠가 되었지만 석탄, 석유, 천연가스등 화석연료의 과다사용으로 인해 환경파괴 및 지구 온난화를 초래 하였으며, 2020년쯤으로 예상되는 화석연료의

1 고려대학교 건축사회환경공학부 석사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

2 정희원, 고려대학교 건축사회환경공학부 박사과정 (Member, Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ.)

3 정희원, 고려대학교 건축사회환경공학부 부교수 (Member, Associate Prof., School of Civil, Environmental and Architectural Engrg., Korea Univ., hchoi2@korea.ac.kr, 교신저자)

4 건양대학교 기계공학과 교수 (Prof., Dept. of Mechanical Engrg., Konyang Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

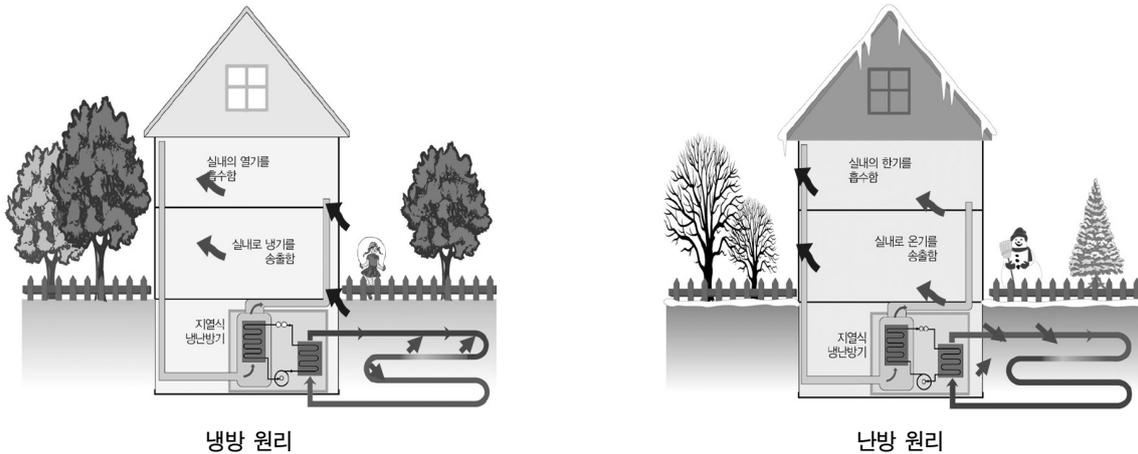


그림 1. 지열 냉난방 시스템 원리

고갈은 인류의 미래를 어둡게 하고 있다. 하지만 화석연료의 대안으로 연구되고 있는 신재생에너지 중 지열을 이용한 냉난방 시스템은 반영구적이며 친환경적인 에너지 활용방법이다. 지하열원을 이용한 지열 냉난방 시스템은 그림 1과 같이 겨울에는 상대적으로 따뜻한 지중열(heat source)을 흡수하여 열펌프를 통해 실내 난방을 하며, 여름에는 실내의 열을 추출하여 지중으로 순환시켜 열을 버리도록(heat sink)하는 원리를 이용한다.

지중열교환기에서 열교환은 그림 2에서 보듯이 크게 HDPE 파이프의 열전도도, 그라우트 재료의 열전도도, 지표 아래 지반의 열전도도가 중요한 요소로 작용한다. 지열 냉난방 시스템의 열교환은 지중의 열교환기에서 발생하며 천공구간에 수리적인 불투수성 구간을 만들고 수직 U-Loop내의 순환유체의 열을 전달 시키기 위해 보어홀은 뒤채움재로 채워진다(한정상 외, 2005). 그러므로 그라우트 재료의 열전도도 향상은 지중열교환기의 열교환 효율 증가를 가져올 수 있다.

지중열교환기용 순환 파이프를 보어홀에 매설한 후, 보어홀과 지반의 열교환을 위한 순환 파이프 사이에 그라우트로 뒤채움 하게 되는데 그라우트는 지중열교환기와 지반 혹은 암반 사이의 공간을 메워 지중과의 열전달을 촉진하고 보어홀 내 지표수의 침투 및 지하수 오염을 방지하는 역할을 하게 된다. 그라우트가 갖추어야 할 조건은 높은 열전도도와 낮은 투수성, 시공성 확보이다. 일반적인 그라우트 재료로 벤토나이트와 시멘트를 주로 사용하는데 현재 국내에서는 대부분 벤토나이트 그라우트재를 사용하고 있다. 하지만, 순수 벤토나이트 그라우트 열전도도는 지반의 열전도도보다 상당히 낮으므로 적절한 열교환 효율을 기대할 수 없다. 또한 지중

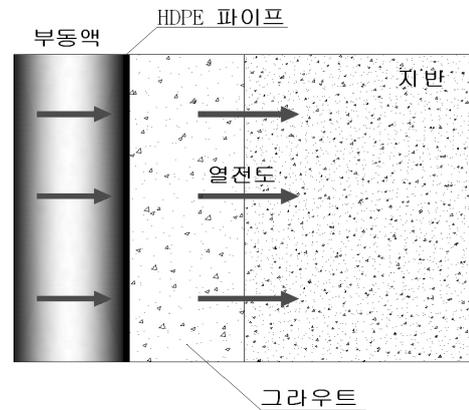


그림 2. 지중열교환의 열교환 메커니즘

열교환기 뒤채움용 벤토나이트는 대부분 수입에 의존하고 있어 재료비에 대한 부담이 높은 편이다. 시멘트 그라우트의 경우, 벤토나이트보다 열전도도가 높고, 높은 부착력과 낮은 투수계수를 갖는다(Allan, 2000). 본 연구에서는 시멘트 그라우트의 적용성을 검토하기 위해 Allan와 Philippacopoulos(1999)가 제시한 시멘트 배합비(Mix-111, Mix-114)를 참고하여 추가적으로 임의의 적합한 배합비에 대한 시멘트 그라우트의 열전도도, 유동성, 일축압축강도를 실내시험을 통하여 평가하였다. 또한, 지열 냉난방시스템 가동으로 인한 지중열교환기 내로 순환하는 유체의 계절에 따른 반복적인 온도 변화를 적용하여 시멘트 그라우트의 재료적 안정성을 일축 압축강도 변화를 통해 연구하였다. 마지막으로 순환유체의 반복적인 온도변화가 시멘트 그라우트와 파이프 사이 경계면의 부착성에 미치는 영향을 등가 투수계수 측정을 통해 간접적으로 판단하였다.

## 2. 시멘트 그라우트 특성 시험

### 2.1 시험 시료

본 연구에서는 시멘트 그라우트의 배합비에 따른 열전도도 및 유동성, 일축압축강도를 평가하기 위하여 물/시멘트 비, 천연규사 함유량에 따른 배합비와 벤토나이트 함유량에 따라 공시체를 배합하고 각 배합 조건에 따른 영향을 평가하였다. 물/시멘트 비는 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8의 5가지, 물/시멘트는 0.6으로 고정하고 천연규사를 첨가한 조건 5가지(시멘트 무게의 2.0, 2.2, 2.4, 2.6, 2.8배), 물/시멘트 비는 0.6, 천연규사의 양은 시멘트 무게의 2.4배로 고정하고 벤토나이트를 첨가한 5가지

표 1. 시멘트 그라우트 특성 시험에 사용된 배합비

시료 번호	물/시멘트 비	천연규사/시멘트	벤토나이트/시멘트 비
GEO-1	0.40	-	-
GEO-2	0.50	-	-
GEO-3	0.60	-	-
GEO-4	0.70	-	-
GEO-5	0.80	-	-
GEO-6	0.60	2.00	-
GEO-7	0.60	2.20	-
GEO-8	0.60	2.40	-
GEO-9	0.60	2.60	-
GEO-10	0.60	2.80	-
GEO-11	0.60	2.40	1%
GEO-12	0.60	2.40	2%
GEO-13	0.60	2.40	3%
GEO-14	0.60	2.40	4%
GEO-15	0.60	2.40	6%

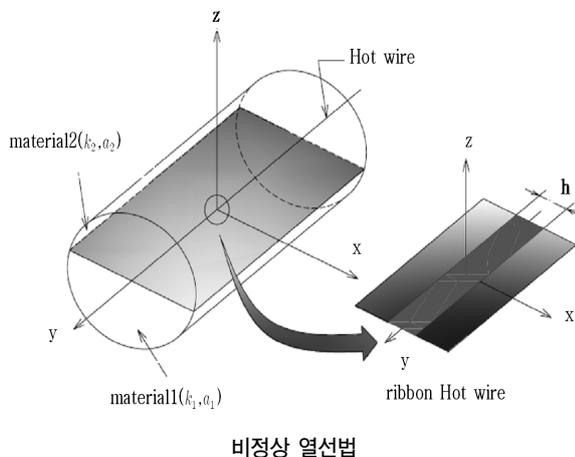
(시멘트 무게의 1%, 2%, 3%, 4%, 6%)로 총 15개의 배합으로 표 1과 같이 시료를 조성하였다.

또한, 지중열교환기 내 순환유체의 반복적인 온도변화에 대한 영향을 모사하기 위하여 표 1에 제시된 배합비 중 GEO-3, GEO-8번의 배합비로 공시체 제작 후, 항온습기를 이용하여 온도 변화 주기에 따른 시멘트 그라우트의 일축압축강도를 측정하였다. 마지막으로 시멘트 그라우트와 순환 파이프 사이 경계면의 계절적 순환수 온도변화에 따른 부착성 유지 여부를 판단하고자 직경 50mm, 높이 100mm인 원주형 시료와 직경 100mm, 높이 100mm로 제작한 공시체 내부에 36mm 파이프를 삽입하여 Flexible wall permeameter을 적용한 변수위투수시험을 통해 투수계수를 비교, 분석 하였다. 투수계수 측정은 표 1의 배합비 중 GEO-1, GEO-6, GEO-7, GEO-9, GEO-11, GEO-12의 배합비에 대해 실시하였으며, 순환유체의 반복적인 온도변화가 시멘트 그라우트와 파이프 경계면의 부착성에 미치는 영향 파악을 위해서 GEO-6 배합비에 파이프를 삽입하여 등가 투수계수 측정을 실시하였다.

### 2.2 시험 장치 및 방법

#### 2.2.1 유동성 및 열전도도 측정 시험

시멘트 그라우트의 유동성을 평가하기 위해 Slump Flow 시험을 수행하였다. Slump Flow 시험은 모르타르 용 100mm 직경의 링을 사용하였다. 수평 아크릴 판 위에 모르타르를 채운 링을 놓고 수직으로 들어 올려 모르타르가 아크릴 바닥에 타원형으로 퍼져나간 최대 직경과 최소 직경을 기록하였다. 유동성이 낮은 모르타르 일



비정상 열선법



QTM-500

그림 3. 열전도도 측정 방법 및 장치

수록 퍼져나간 범위는 작아질 것이므로 시멘트 그라우트의 유동성을 판단할 수 있다. 시멘트 그라우트의 열전도도를 측정하기 위해서는 그림 3의 QTM-500(Kyoto Electronics)을 사용하였다. QTM-500은 0.023~12W/mK의 측정범위 및  $\pm 3\%$ 의 재현성을 갖는다. 열전도도 측정 시스템에서 프로브는 PD-13 모델을 사용하였고 크기는 95mm × 40mm이다. 프로브의 표면에는 폭 1mm의 콘스탄틴 열선이 부착되어 있으며 열선의 중앙에 K-type의 열전대가 부착되어 있다. 시험 적용된 수정 비정상 열선법(modified transient hot-wire method)은 시료 표면의 특별한 가공이 필요없는 장점이 있다. 각각의 시료를 직사각형 몰드에 성형하여 습윤 상태와 14일 후의 시료에 대하여 열전도도를 측정하였다.

### 2.2.2 일축압축강도 측정 시험

일반적으로 수직 밀폐형 지중열교환기 뒤편재의 강도는 중요한 설계 변수는 아니다. 하지만, 최근에 들어와서 지중열교환기 설치 면적 부족으로 인해 건물 하부에 지중열교환기를 시공할 경우 건물의 안정성 확보를 위해 지중열교환기의 강도를 고려해야 한다. 또한 시멘트 그라우트의 강도 특성 평가는 향후 에너지 파일의 적용성 평가에도 중요한 정보를 줄 수 있을 것이다.

시멘트 그라우트의 일축압축 강도를 측정하기 위해 배합한 시료를 표준 공시체에 넣고 수중 양생한 후 28일 강도를 측정하였다. 강도를 측정하기 위하여 유압식 자동 강도 측정기를 이용하였다. 또한, 지중열교환기 내 순환유체의 반복적인 온도 변화에 대한 시멘트 그라우트의 재료적 안정성을 파악하기 위하여 공시체의 온도 반복에 따른 일축압축강도 변화를 평가하였다. 시멘트

그라우트에 반복적인 온도변화를 주기 위해 공시체를 항온항습기 내에서 50°C에서 10일, -5°C에서 10일 주기로 온도를 변화시켜 보관한 후, 각 온도변화주기 별로 공시체의 일축압축강도를 측정하였다.

### 2.2.3 시멘트 그라우트와 파이프간의 부착성 평가 시험

시멘트 그라우트를 직경 50mm, 높이 100mm인 원주형으로 공시체를 성형하고 Flexible Wall Permeameter을 이용한 변수위 투수계수 측정법으로 투수계수를 측정하였다. 시험법을 선택하였다. 전체 시험장비의 개략적인 모습은 그림 4와 같다. 투수시험 장치는 투수 셀과 시료의 상·하부에 수압을 조절하고 시료의 유량을 확인할 수 있는 조절판으로 구성되어 있다. 시료는 시험 초기에 조절판을 이용해 포화시킨 후, 공시체와 멤브레인의 접촉 상태를 양호하게 하기 위해 투수 셀 내부에 적당한 구속압을 가하고 수두변화를 기록하여 투수계수

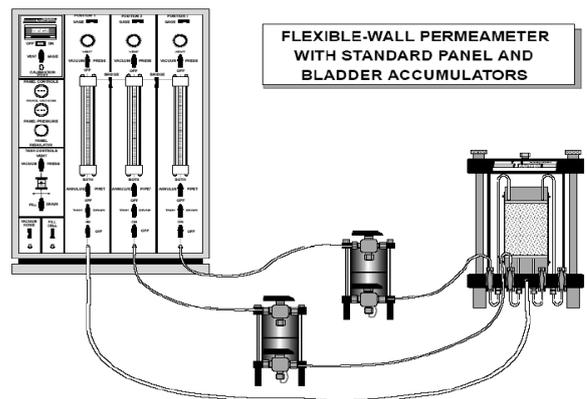


그림 4. Flexible wall 시험 장비 모식도



파이프 접촉면(50배)



파이프 접촉면(50배)

그림 5. 시멘트 그라우트와 파이프 사이 접촉면

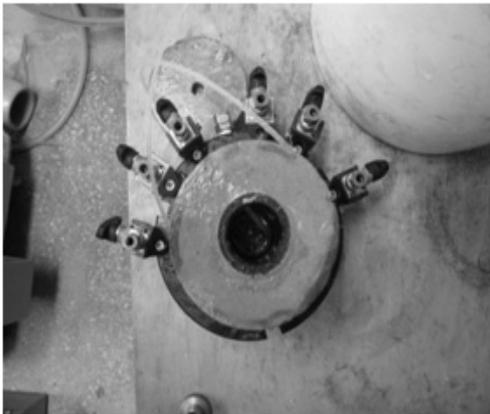
를 측정하게 된다.

시멘트 그라우트는 그림 5와 같이 파이프가 삽입됨으로써 건조시 크랙이 발생할 가능성이 있고 시간이 지남에 따라 순환유체의 반복적인 온도변화에 의해 시멘트 그라우트와 파이프 사이 경계면의 부착력이 약화되어 파이프와 시멘트 그라우트 사이에 갭이 발생할 가능성이 있다 (Paul과 Remund, 1997). 또한 Allan과 Philippacopoulos (1999)는 연구를 통해 개발한 시멘트 그라우트에 파이프를 삽입한 경우와 파이프를 삽입하지 않은 경우를 비교하였으며, 그 결과 파이프를 삽입한 시멘트 그라우트가 파이프를 삽입하지 않은 시멘트 그라우트보다 1000배에서 10000배까지 침투량(Infiltration rate)이 증가하였다고 보고하였다.

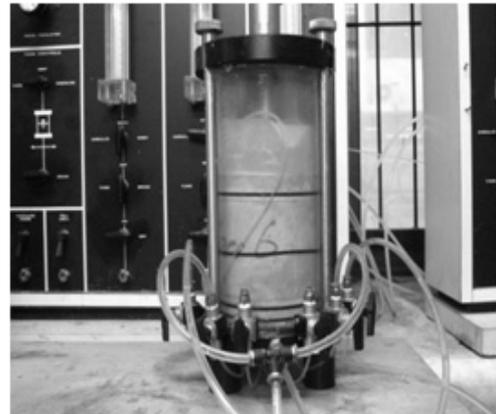
이를 확인하기 위해 본 연구에서는 파이프가 그라우트에 삽입되어 있는 공시체의 등가투수계수 측정이 가능하도록 장비를 고안하였다(그림 6). 이를 통해 파이프

가 삽입된 시멘트 그라우트의 투수계수를 산정하여 시멘트만의 투수계수가 아닌 파이프 접촉면을 고려한 등가투수계수를 얻고자 하였다. 본 연구에서 사용한 파이프는 일반적인 지중열교환기용 HDPE 파이프로 외경은 약 36mm이며, 시멘트 그라우트 시료의 직경은 100mm로 제작하였고 멤브레인을 공시체 외경에 맞게 제작하여 실험 목적에 맞는 투수 셀을 고안하였다.

등가투수계수 측정 뿐 아니라 지중열교환기의 경우, 냉난방 시스템이 가동되면서 냉방과 난방 과정을 통해 파이프를 순환하는 유체의 온도가 계절에 따라 변하게 되므로 시멘트 공시체와 HDPE 파이프의 서로 다른 열팽창 계수로 인해 온도에 따른 팽창 및 수축 정도가 다르고 이로 인해 두 재료 사이의 부착성이 감소될 가능성이 있다. 본 연구에서 고안된 투수시험 장비는 삽입된 파이프 내부에 계절적으로 변화하는 온도에 따른 등가투수계수 변화를 측정하기 위해, 그림 7과 같이 항온수조를 이용하여 삽입

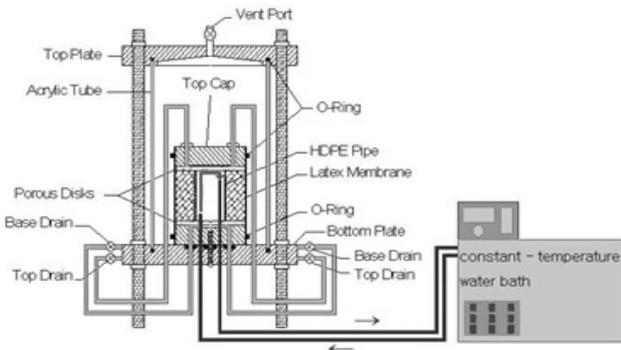


파이프가 삽입된 시멘트 그라우트의 투수계수 측정 장비

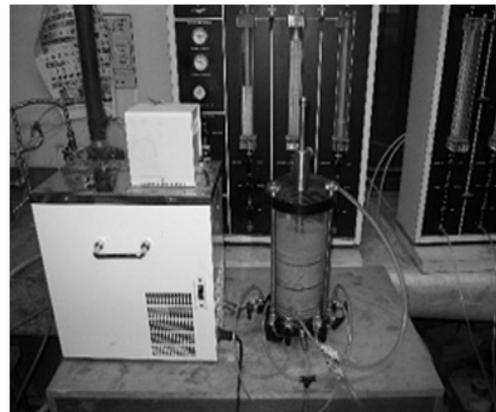


시멘트 그라우트 투수계수 측정

그림 6. 파이프가 삽입된 시멘트 그라우트 시료의 투수계수 측정



항온 수조를 이용한 등가 투수계수 측정 모식도



항온 수조를 이용한 등가 투수계수 측정 전경

그림 7. 항온 수조를 이용한 등가 투수계수 측정

된 파이프 내에 일정 온도의 유체가 순환할 수 있도록 설계하고, 냉방과 난방시 다른 온도를 갖는 순환수의 순환을 고려한 등가투수계수 측정 시험을 수행하였다.

### 3. 시험 결과 및 분석

#### 3.1 열전도도 및 유동성

순수 시멘트의 밀도를 감소시키고 최종적으로 혼합된 시멘트 슬러리의 체적을 증가시키기 위해 일반적으로 시멘트에 사용하는 첨가제는 천연규사와 벤토나이트이다 (한정상 등, 2004). 또한, Allan와 Philippacopoulos(1999)는 시멘트 그라우트의 열전도도를 높이기 위해 물/시멘트 비를 최소화하는 것이 중요하다고 보고하였다. 물/시멘트 비가 감소할수록 그라우트에 사용되는 시멘트의 양이 증가하여 유동성은 감소하게 되는 반면에, 시멘트의 양을 줄여서 물/시멘트 비를 늘릴 경우, 유동성은 증가하게 되지만 열전도도가 낮아지고 첨가재로 사용한 모래의 골재 분리 현상이 나타날 수 있다. 그러므로 시공성을 확보하기 위하여 적절한 유동성을 가지면서 재료 분리를 방지하고 열전도도가 높은 시멘트 그라우트에 대한 연구가 필요하다.

따라서 본 연구에서는 Allan와 Philippacopoulos(1999)가 제시한 시멘트 배합비(Mix-111, Mix-114)를 참고하여 추가적으로 여러 가지 배합비 및 첨가재에 따른 시멘트 그라우트의 유동성 및 열전도도를 측정하였다. 순수 시멘트 시료에 물/시멘트 비를 0.4부터 0.1씩 늘려가며 공시체를 성형하였으며 시험 결과 그림 8과 같이 물/시멘트 비가 0.1씩 증가할수록 열전도도는 0.01~0.07W/mK씩 감소하였으며 유동성을 나타내는 Slump Flow는 증가하는 것으로 나타났다. 열전도도 향상과 투수계수 저

감하기 위해 Allan과 Philippacopoulos(1999)는 최소의 물/시멘트 비 유지를 제안했지만, 물/시멘트 비를 감소시키는 것은 유동성이 감소한다는 것을 의미하므로 배합비에 따른 적절한 물/시멘트 비를 고려해야 할 것이다. 공시체를 건조 시킨 후 열전도도를 측정한 결과 열전도도가 습윤 상태일 때보다 대략 0.23~0.27W/mK 만큼 소폭 감소하였다.

물/시멘트 비를 0.6으로 고정하고 천연규사/시멘트 비를 2.0부터 0.2씩 증가 시켜가며 배합한 경우 유동화제는 시멘트 무게의 0.1%씩 첨가하였다. 시험결과 열전도도는 0.01~0.09W/mK씩 증가하였으며 Slump Flow 시험의 Geo-9와 Geo-10의 경우 측정 최소값인 100mm로 나타났다. Geo-9와 Geo-10의 배합비 같은 경우는 유동화제의 사용량을 증가시켜야 적절한 유동성을 확보할 것으로 보인다. 시료를 건조 시킨 후에는 열전도도가 대략 0.20~0.42W/mK만큼 감소하였다. 또한 물/시멘트 비와 천연규사/시멘트 비를 0.6, 2.4로 각각 고정하고 벤토나이트의 첨가 비율을 1%씩 증가시킬 때 마다 열전도도는 크게 변하지 않았으며 시료를 공기건조 시킨 후에는 열전도도가 0.34~0.44W/mK 만큼 감소하였다. 유동성에 관한 시험결과는 벤토나이트가 시멘트 무게에 단지 1% 정도 첨가하여도 시멘트 모르타르의 유동성이 현저히 감소하였으며 벤토나이트 첨가량 2%에서 Slump Flow시험 최소값인 100mm를 기록하였다. 따라서 시멘트/천연규사 그라우트를 배합 시 벤토나이트를 첨가할 경우 유동성이 떨어지므로 반드시 유동화제에 대한 고려가 있어야 할 것이다.

#### 3.2 일축압축강도

일축압축강도 시험 결과, 물/시멘트 비가 0.4부터 0.1

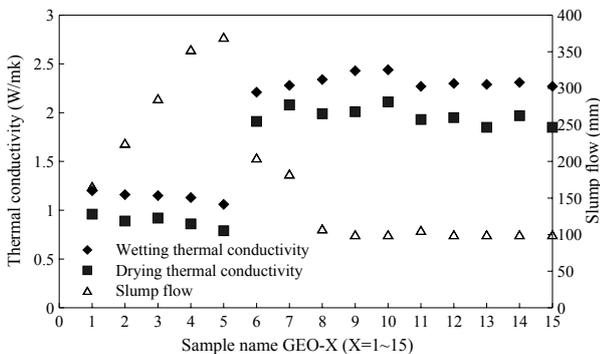


그림 8. 배합비에 따른 열전도도 및 유동성

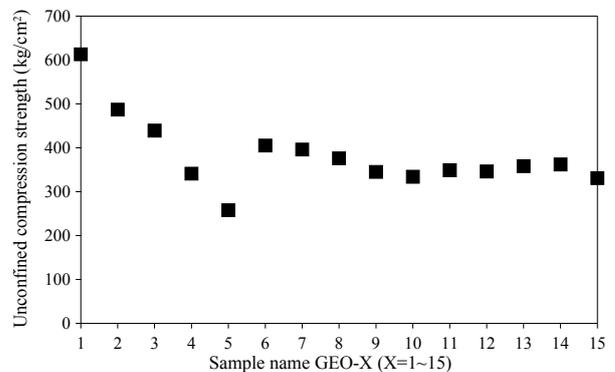


그림 9. 배합비에 따른 일축압축강도

씩 증가 할수록 그림 9와 같이 일축압축강도가 감소하는 경향을 보였다. 시멘트와 물만 배합한 시료이므로 시멘트 비율이 높을수록 강도가 높아지는 일반적인 시멘트 모르타르의 경향과 같다. 천연규사/시멘트 비가 2.0 부터 0.2씩 늘어날수록 일축압축강도는 감소하는 것으로 나타났으며 시멘트 무게의 1%, 2%, 3%, 4%, 6%씩 벤토나이트를 첨가한 경우 벤토나이트 함유량에 따른 강도 변화는 뚜렷한 경향이 나타나지 않았다. 열전도도를 높일 목적으로 천연규사가 과다 첨가 될 때에는 강도 저하나 시멘트 경화 과정에 문제가 발생할 수 있으므로 시공 시 이를 고려해야 한다.

또한 실제 지중열교환기용 파이프내 순환유체의 온도변화가 시멘트 그라우트의 재료적 안정성에 미치는 영향을 검토하기 위해 온도에 따른 일축압축강도변화를 측정하였다. 반복적인 온도변화를 모사하기 위해 공시체를 항온항습기 내에서 50°C에서 10일, -5°C에서 10일 주기로 온도 변화를 주며 보관한 후, 각 온도변화 주기 별로 공시체의 일축압축강도를 측정한 결과는 그림 10과 같다. 적용한 시멘트 그라우트 배합비는 표 1의 Geo-3(물/시멘트비 0.6)과 Geo-8(천연규사/시멘트 비 2.4)이다.

온도변화 주기가 증가할수록 일축압축강도가 전반적으로 감소하는 경향을 보였다. 수직형 지중열교환기가 건물 하부에 시공 될 경우나, 에너지 기초구조체(에너지 파일, 에너지 슬라브등)에서는 시멘트나 콘크리트의 역학적 안정성 유지가 중요한 설계요소이므로 온도변화에 따른 시멘트 혼합물의 강도 감소에 대해 주의가 필요하다.

### 3.3 시멘트 그라우트와 파이프간의 부착성 평가 시험

지중열교환기는 보어홀에 파이프가 삽입되고, 그 주

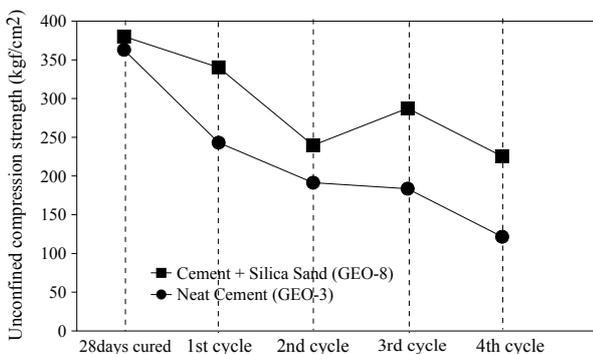


그림 10. 온도 변화에 따른 일축압축강도(Geo-3: 물/시멘트비 0.6, Geo-8:천연규사/시멘트 비 2.4)

변에 그라우트를 채워 시공된다. 시공 시 파이프가 삽입되면서 재료와 파이프 사이의 부착이 완벽하지 않으면 접촉면을 통해 물이 파이프 벽을 따라 흐를 수 있기 때문에 파이프를 고려한 단면의 등가 투수계수는 커질 수 있다. 따라서 재료 자체의 투수계수를 측정하는 것도 중요하지만, 파이프가 삽입된 상태에서 등가 투수계수 변화에도 주목해야 한다. 일반 시멘트 그라우트 시료의 경우, 열전도도 및 일축압축강도 평가를 위해 적용한 배합비로 투수계수 측정용 시료로 제작하여 시험을 수행하였다. 각 시멘트 그라우트 배합비의 경우, 그림 11과 같이 배합비에 따라 투수계수는  $10^{-8} \sim 10^{-9}$  cm/sec 범위로 나타났다.

등가 투수계수 측정 시험에 사용된 파이프가 삽입된 시료의 배합비는 GEO-6로 공시체를 성형하였다. 모든 투수계수 측정 시험은 시료가 포화된 상태에서 실시하게 된다. 따라서 실험을 통해 구해진 투수계수는 포화투수계수가 된다. 그러므로 실험 전 시멘트 그라우트 시료와 파이프가 삽입된 시료를 충분히 포화가 되도록 수침을 시킨 후 시험을 진행하였다. 시험은 투수계수가  $10^{-8}$  cm/s 보다 클 경우 최소 4회 측정된 평균값의 변화가  $\pm 25\%$ 일 때 종료하였으며 투수계수가  $10^{-8}$  cm/s 보다 작을 경우에는 최소 4회 측정된 평균값의 변화가  $\pm 50\%$ 일 때 종료하였다. 그림 12에서 배합비 Geo-6의 시험결과, 시멘트 그라우트 자체의 투수계수는  $3.57 \times 10^{-10}$  cm/sec, 파이프가 삽입된 시료의 등가 투수계수는  $4.87 \times 10^{-9}$  cm/sec로 나타났다. 이 두 값을 비교함으로써 시멘트 그라우트에 파이프를 삽입함으로써 파이프와 시멘트 사이의 접촉면으로 물이 벽면을 따라 흐를 수 있고 접촉면에서 시멘트

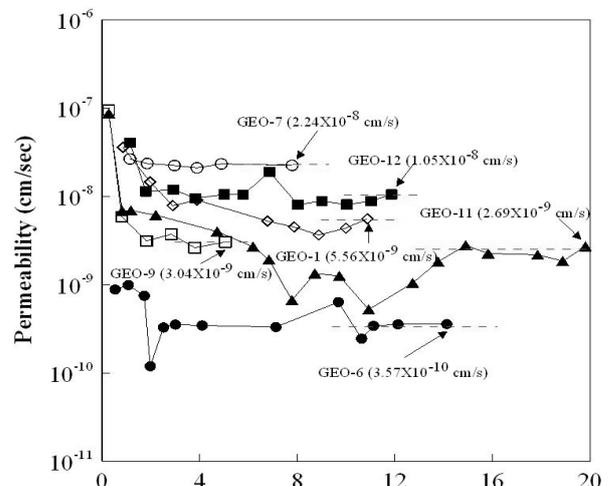


그림 11. 배합비에 따른 시멘트 그라우트의 투수계수

그라우트가 조밀하지 않다는 것을 확인하였다.

순환유체의 반복적인 온도변화가 시멘트 그라우트와 파이프 사이 경계면의 부착성에 미치는 영향을 등가 투수계수 측정을 통해 간접적으로 판단하였다. 파이프가 삽입된 시료의 등가 투수계수를 약 100일간 지속적으로 측정하였다. 다음 그림 13은 파이프가 삽입된 공시체의 순환수 온도에 의한 영향을 고려한 등가 투수계수를 보여준다.

장기간 등가 투수계수 측정결과 공시체 제작 후 상온에서(20℃) 약 30일간 시험을 진행하여 등가투수계수가  $4.87 \times 10^{-9} \text{ cm/sec}$ 로 수렴하였고, 이후 첫 번째 순환수의 온도 35℃의 경우(냉방모드 모사), 약 20일 경과한 후 등가 투수계수는  $2.37 \times 10^{-9} \text{ cm/sec}$ 로 수렴하였으며 이후 순환수의 온도가 5℃의 경우(난방모드 모사),  $9.27 \times 10^{-9} \text{ cm/sec}$

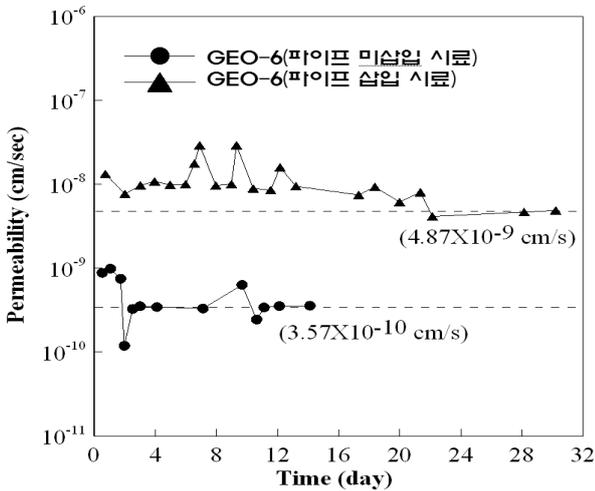


그림 12. 파이프 삽입에 따른 시멘트 그라우트의 등가 투수계수 비교

로 다소 증가 하였다. 순환수의 온도변화에 따라 시멘트와 파이프의 수축과 팽창 정도차이에 의해 등가 투수계수가 변하는 것을 확인할 수 있다. 순환수 35℃의 경우, 시멘트 공시체보다 HDPE 파이프의 열팽창성이 커서 시멘트와 파이프 간의 접촉면을 압착하므로 등가투수계수가 상온에서 보다 더 작게 측정되었다. 하지만, 순환수 5℃의 경우 시멘트보다 HDPE 파이프가 상대적으로 수축을 크게 하므로 접촉부분의 이완이 예상되고, 이에 따라 측정된 등가투수계수가 35℃에 비하여 다소 증가했다. 시험 개시 후 약 65일이 지난 시점에서 5℃에 대한 등가투수계수 측정을 종료하고 다시 35℃로 순환수의 온도를 바꿔 등가투수계수 측정시험을 진행하였다. 시험시작 후 약 90일이 경과한 시점에서 35℃로 재순환 시킨 경우는 등가투수계수가 처음 35℃로 순환시켰을 때 보다 약간 증가하였으며 이후 5℃로 다시 온도를 바꿔 순환시킨 결과 약 100일까지 대략적으로  $1.02 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ 로 수렴하는 것을 볼 수 있다. 지중열교환기 파이프 내 순환수의 온도 변화로 인한 시멘트와 파이프 사이의 이격에 대한 영향을 등가 투수계수 측정 시험을 통해 검토한 결과, 온도 변화에 의한 시멘트의 등가투수계수의 변화량이 비교적 크지 않아 순환수의 온도 변화로 인한 시멘트 그라우트와 파이프 간의 경계면 부착성에 미치는 영향은 미미할 것으로 판단된다. 즉, 첫 번째 냉난방 순환 시 등가투수계수의 값이 제한된 범위 안에서 변동하다가 두 번째 냉난방 순환 이후에는 냉방과 난방에 관계없이 일정한 등가투수계수로 수렴함을 알 수 있다.

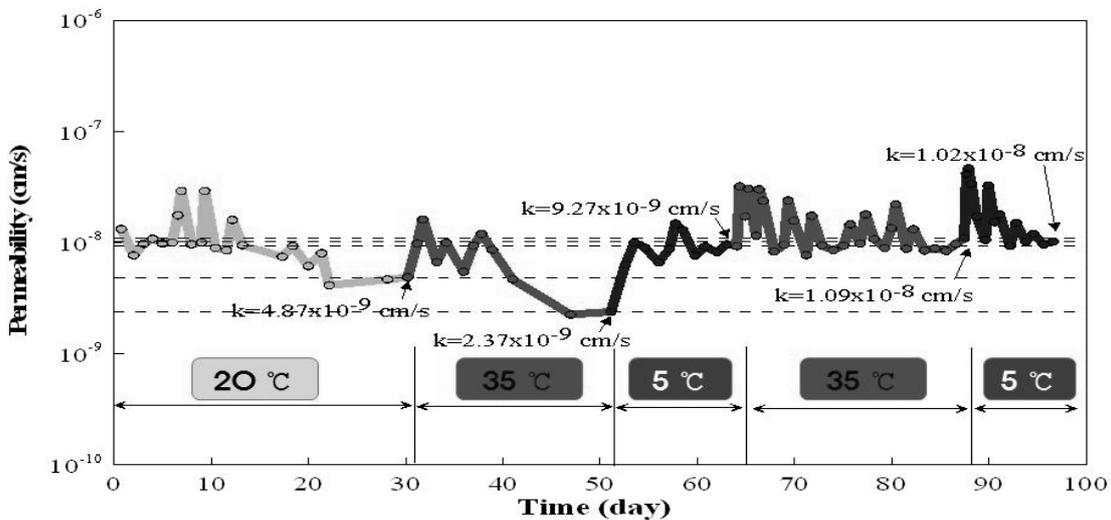


그림 13. 순환수 온도에 의한 등가 투수계수 변화

#### 4. 결 론

본 연구에서는 실내시험을 통하여 시멘트 그라우트의 유동성과 열전도도, 일축압축강도 특성 및 등가 투수계수에 대해 실험적으로 고찰하였으며 결과를 종합하면 다음과 같다.

- (1) 물/시멘트 비가 증가할수록 Slump Flow는 증가하였으며, 물/시멘트 비를 고정하고 천연규사/시멘트 비를 늘린 경우 Slump Flow는 감소하였다. 벤토나이트를 첨가한 경우는 유동성이 현저히 감소하였다.
- (2) 시멘트 그라우트의 물/시멘트 비를 0.4부터 0.1씩 증가시키기에 따라 열전도도는 감소하였으며, 물/시멘트 비를 0.6으로 고정하고 천연규사/시멘트 비를 2부터 0.2씩 증가시키기에 따라 열전도도는 증가하였다. 벤토나이트를 첨가한 경우에는 모두 비슷한 열전도도 값이 나타났다.
- (3) 일축압축강도 측정결과 물/시멘트 비 및 천연규사의 첨가량이 증가 할수록 강도는 감소하였으며 벤토나이트 함유량에 따른 강도 변화는 뚜렷한 경향이 나타나지 않았다.
- (4) 지중열교환기용 파이프내 순환유체의 온도변화가 시멘트 그라우트의 재료적 안정성에 미치는 영향을 일축압축강도로 측정된 결과 재령 28일 강도보다 강도가 감소하였으며 온도변화 주기가 늘어날수록 일축압축강도가 전반적으로 감소하는 경향을 보였다. 따라서, 지중열교환기가 건물 하부에 시공되거나 에너지 기초구조체(에너지 파일, 에너지 슬라브 등)에서는 시멘트나 콘크리트의 역학적 안정성 유지도 중요한 설계요소이므로 온도변화에 따른 시멘트 혼합물의 강도 감소에 대한 고려가 필요하다.
- (5) 투수계수 측정결과, 접촉면 부분의 겹으로 인하여 순수 시멘트 시료의 투수계수는  $3.57 \times 10^{-10} \text{cm/sec}$ , 파이

프가 삽입된 시료의 등가 투수계수는  $4.87 \times 10^{-9} \text{cm/sec}$ 로 파이프가 삽입된 시료의 등가 투수계수가 더 크게 측정되었다.

- (6) 항온 수조를 이용하여 순환유체의 온도변화에 따른 등가 투수계수 측정결과 첫 번째 순환수의 온도  $35^\circ\text{C}$ 의 경우, 등가투수계수는  $2.37 \times 10^{-9} \text{cm/sec}$ 로 수렴하였으며 장기간 측정한 결과  $1.02 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$ 로 수렴하였다. 온도 변화에 의한 시멘트의 등가투수계수의 변화량이 작아 순환수의 온도 변화로 인한 시멘트 그라우트의 투수계수에 미치는 영향은 작을 것으로 예상된다.

#### 감사의 글

본 연구는 지식경제부 신재생에너지센터 신재생에너지 기술개발사업(2008-N-GE08-R-01)과 교육과학기술부의 지원으로 한국연구재단의 기초연구사업(2010-0011159)의 지원으로 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

#### 참 고 문 헌

1. 조정식, 2006, “지중열교환기 전열성능 향상을 위한 뒤패움재 조성에 관한 연구”, 산업자원부, 최종보고서 2004-N-GE08-P-01.
2. 한정상, 한규상, 한혁상, 한찬, 2005, “지열펌프 냉난방 시스템”, 한림원, pp.15-1 ~ 15-38.
3. Allan, M. L. (2000), “Materials characterization of superplasticized cement-sand grout”, *Cement and Concrete Research*, Vol.30, pp. 937-942.
4. Allan, M. L. and Philippacopoulos, A. (1999), “Properties and performance of cement-based grouts for geothermal heat pump application”, *U.S. Department of Energy*, Washington D.C.
5. Paul, N. D. and Remund, C. P. (1997), “Physical, thermal and hydraulic properties of bentonite-based grouts”, *Electric Power Research Institute*, Final Report No.TR109160, ERI Project RP38 81-1.

(접수일자 2010. 4. 26, 심사완료일 2010. 7. 8)



# 쏘일네일링과 앵커가 결합된 하이브리드 공법의 거동 메커니즘

## Behavioral Mechanism of Hybrid Model of Soil-nailing and Compression Anchor

서 형 준<sup>1</sup> Seo, Hyung-Joon

김 현 래<sup>2</sup> Kim, Hyun-Rae

정 남 수<sup>3</sup> Jeong, Nam-Soo

이 인 모<sup>4</sup> Lee, In-Mo

### Abstract

A hybrid system of soil-nailing and compression anchor is proposed in this paper; the system is composed of an anchor bar (installed at the tip) with two PC strands and a steel bar. After drilling a hole, installing proposed hybrid systems, and filling the hole with grouting material, prestress is applied to the anchor bar to restrict the deformation at the head and/or to prevent shallow slope failures. However, since the elongation rate of PC strand is much larger than that of steel bar, yield at the steel bar will occur much earlier than at the PC strand. It means that the yield load of the hybrid system will be overestimated if we simply add yield loads of the two - anchor bar and PC strands. It might be needed to try to match the yielding time of the two materials by applying the prestress to the anchor bar. It means that the main purpose of applying prestress to the anchor bar should be two-fold: to restrict the deformation at the nail head; and more importantly, to maximize the design load of the hybrid system by utilizing load transfer mechanism that transfers the prestress applied at the tip to the head through anchor bar. In order to study the load transfer mechanism in a systematic way, in-situ pullout tests were performed with the following conditions: soil-nailing only; hybrid system with the variation of prestress stresses from 0 kN to 196 kN. It was found that the prestress applied to the anchor system will induce the compressive stress to the steel bar; it will result in decrease in the slope of load-displacement curve of the steel bar. Then, the elongation at which the steel bar will reach yield stress might become similar to that of PC strands. By taking advantage of prestress to match elongations at yield, the pullout design load of the hybrid system can be increased up to twice that of the soil-nailing system.

### 요 지

본 논문에서는 쏘일네일링 공법과 앵커 공법의 장점을 결합한 하이브리드 공법에 대한 연구를 수행하였다. 쏘일네일링과 앵커가 결합된 하이브리드 공법은 철근과 PC강연선을 보강재로 사용함으로써 일반적인 쏘일네일링에 비해 인발저항력이 증가하며, 프리스트레스를 가하기 때문에 지반의 변위를 억제하고 사면의 얕은파괴를 방지할 수 있다. 하지만 철근의 신장량이 PC강연선의 신장량보다 작기 때문에 철근에 하중이 집중되어 철근이 먼저 항복하게 된다. 따라서 PC강연선과 철근의 항복하중을 단순히 더하게 된다면 쏘일네일링과 앵커가 결합된 하이브리드 공법의 항복하중을 과대평가하는 것이다. 이에 본 연구에서는 두 보강재의 항복시점을 일체화하기 위해 앵커바에 프리스트레스를 가하였다. 즉, 하이브리드 공법에서 프리스트레스를 가하는 것은 지반의 변위를 억제하는 것과 동시에 선단에서부터 전이되는 압축력이 철근에 작용하는 인장하중을 감소시켜 전체 설계하중을 최대한 증가시키기 위한 것이다. 하이브리드

1 고려대학교 건축·사회환경공학부 박사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Korea Univ.)

2 하리기술22(주) 대표이사 (CEO, Ghari Geotechnology 22 co., Ltd.)

3 (주)라운이엔지 대표이사 (CEO, Laon Engineering co., Ltd.)

4 정희원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 교수 (Prof., School of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Korea Univ., inmolee@korea.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

드 공법 내에서 하중전이 메커니즘을 체계적으로 분석하기 위하여 두 가지 비교대상을 정하여 현장인발시험을 실시하였다. 하이브리드 공법의 인발저항력 증가를 규명하기 위해 우선 쏘일네일링에 대한 인발시험을 실시하였으며, 또한 하이브리드 공법의 프리스트레스 변화에 따른 메커니즘을 규명하기 위해 프리스트레스를 0kN에서 196kN까지 변화시켜 인발시험을 실시하였다. 프리스트레스를 가하여 발생한 압축력은 철근에 전해지게 되어 철근의 하중-변위 곡선 기울기가 감소하게 된다. 즉, 철근은 신장량이 증가하여 PC강연선과 비슷한 항복하중을 가지게 되며, 본 논문에서는 하중전이 이론을 통해 이를 규명하였다. 프리스트레스를 가하여 삽입된 두 보강재가 일체거동을 보이게 되면 하이브리드 공법의 인발저항력은 쏘일네일링의 인발저항력보다 2배정도 더 증가하게 된다.

**Keywords :** Elongation, Load transfer mechanism, Hybrid model of soil-nailing and compression anchor, Prestress

## 1. 서론

쏘일네일링 공법은 지반에 네일을 삽입한 후 그라우팅을 수행하여 지반과 일체화함으로써 원지반의 전단저항력 및 네일의 인발저항력을 활용하는 보강공법이다. 종래에는 지층의 구별 없이 사면보강을 위하여 쏘일네일링 공법을 시공하였으며, 암반층에는 인장력을 가하여 지반의 활동을 억제시키는 앵커공법을 시공하였다. 그러나 쏘일네일링 공법은 수동적인 지보재로서 초기변위를 억제하기 힘들고 시공수량의 증가에 따른 경제성 확보에 있어서 문제점이 있었다. 또한 앵커공법은 복잡하고 다양한 지층여건에 유연하게 대처하지 못하는 어려움뿐만 아니라 공사비가 고가인 문제점이 있었다. 따라서 이러한 문제점을 해결하기 위해 쏘일네일링과 앵커의 장점을 살린 하이브리드 공법이 개발되었다. 쏘일네일링과 앵커가 결합된 하이브리드 공법은 철근의 인장력 및 전단력과 PC강연선의 인장력이 동시에 작용하여 활동 파괴를 억제하고 선단에 정착장 설치 및 초기에 긴장력을 가하여 지반보강을 극대화할 수 있는 장점이 있다. 따라서 본 논문에서는 PC강연선과 철근의 일체화된 거동을 유도하여 하이브리드 공법의 장점을 현장시험 및 이론을 통하여 규명하고자 한다. 또한 쏘일네일링과 앵커가 결합된 하이브리드 공법은 간단히 ABG(Anchor Bar and Nail Grouting)공법이라 명명한다.

Tan과 Chow(2004)는 지반의 파괴모드를 인발파괴, 전단파괴, 얽은파괴로 구분하여 파괴메커니즘을 분류하였으며, John과 Wayne(2005)은 3가지 파괴모드를 바탕으로 현장시험을 실시하였다. 인발파괴는 그라우팅과 지반 사이의 주면마찰력과 가장 관계가 깊으며, 서형준 등(2009)은 인발마찰계수를 통해서 주면마찰력을 산정

하였으며, 김태섭 등(2009)은 지반의 N치에 따라 주면마찰력의 변화를 판별하였다. Liang과 Feng(1997)은 네일에 프리스트레스를 가하였을 때, 지반의 전단변형과 영향범위를 예측하여 프리스트레스에 따른 지반의 주면마찰력 증진에 대한 연구를 실시하였다. 지반과 그라우팅 사이의 주면마찰력에 대한 연구는 이미 앞선 논문들에서 다수 진행되었기 때문에 본 논문에서는 ABG에 삽입된 두가지 보강재의 메커니즘에 대한 연구를 중점적으로 다루고자 한다.

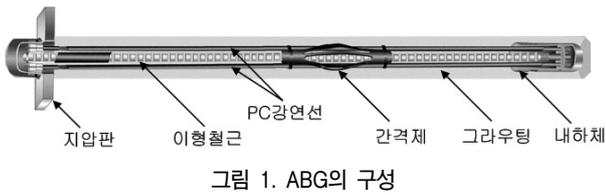
김홍택 등(1999)은 프리텐션 쏘일네일링 시스템의 안정해석 및 신뢰도 분석에 관한 연구를 수행하였으며, 박시삼 등(2004)은 프리텐션 쏘일네일링 시스템의 안정해석 및 설계에 관한 연구를 수행하였다. 프리텐션 쏘일네일링은 선단부에 고정너트를 장착하여 프리텐션 하중을 가할 경우, 네일 선단부에서 주면마찰력이 크게 발휘될 수 있도록 고안한 공법으로 주면마찰력이 선단에서 작용될 수 있도록 프리스트레스를 가하는 것은 ABG 하이브리드 공법과 동일하나, 본 연구에서는 프리스트레스를 지반변위 억제 및 선단에서의 주면마찰력 작용을 위한 것뿐만 아니라 삽입된 보강재의 기능을 최대화할 수 있도록 하는 것을 목적으로 한다. 김낙경(2001)은 인장형 앵커와 압축형 앵커의 하중전이에 관한 연구를 실시하였다. 본 연구에서 제안되는 ABG 하이브리드 공법은 쏘일네일링 기능과 함께 일종의 압축형 앵커의 기능을 가지고 있으나 삽입된 보강재의 거동을 최적화하기 위한 기능으로 프리스트레스를 가하기 때문에 압축형 앵커에 비해 가하는 하중의 크기가 작으며 보강재의 거동을 최대한 연장하기 위한 한계프리스트레스를 제안하였다.

ABG 하이브리드 공법은 쏘일네일링과 앵커의 장점

을 가지고 있지만 실무에 적용하기 위해서는 철근과 PC 강연선의 일체거동을 유도할 수 있는 최적의 프리스트레스를 규명하여야 하며, ABG 하이브리드 공법의 하중전이 메커니즘에 대한 정확한 분석이 필요하다. 따라서 본 연구는 현장시험 및 이론적 검증을 수행하여 ABG 하이브리드 공법의 메커니즘을 규명하였다.

## 2. ABG 하이브리드 공법

ABG 하이브리드 공법은 그림 1에서 보이는 것과 같

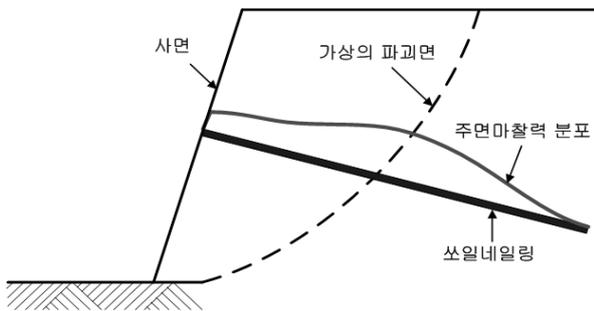


이 철근과 PC강연선이 결합된 신공법으로 쓰일네일링과 앵커의 장점을 모두 고려한 하이브리드 공법이라고 할 수 있다. ABG 하이브리드 공법에서 사용하는 보강재의 물성은 표 1에 나타나 있다. ABG 하이브리드 공법의 선단부를 보게 되면 PC강연선과 내하체가 연결되어 있어 PC강연선에 프리스트레스를 가하여 내하체에서 전면부로 하중이 전이되게 된다. 또한 인발거동이 발생하게 되면 선단부의 내하체로부터 하중이 전이되어 파괴면 밖에서의 주면마찰력은 작용하는 토압에 대하여 능동적으로 저항할 수 있다는 장점이 있다. 전면부에서는 PC강연선에 프리스트레스를 가한 후 콘을 이용해 PC강연선을 고정하여 지속적으로 내하체에 하중을 전달할 수 있도록 구성되어 있다.

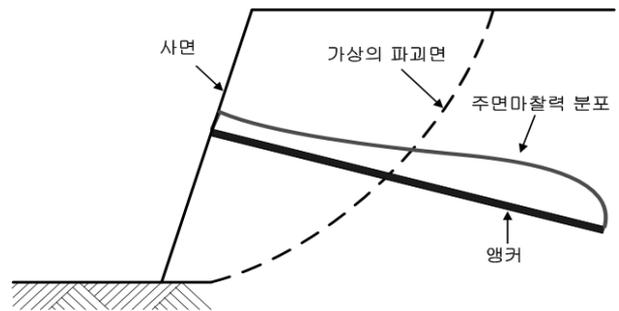
ABG 하이브리드 공법은 초기에 프리스트레스를 가하며, 앵커공법과 같이 선단에서부터 하중전이가 이루어

표 1. 보강재의 물성

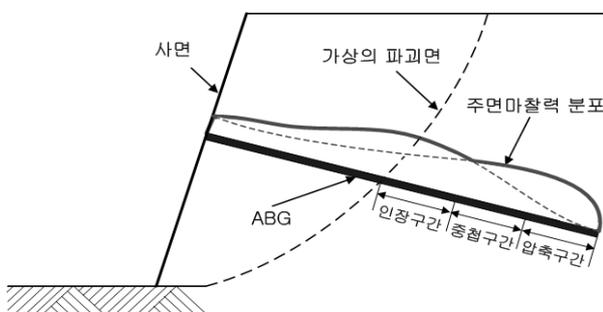
	탄성계수(GPa)	항복하중(kN)	직경(mm)	단면적(mm <sup>2</sup> )
PC 강연선	200	318	12.7	197.4
철근	204	203	25	506.7



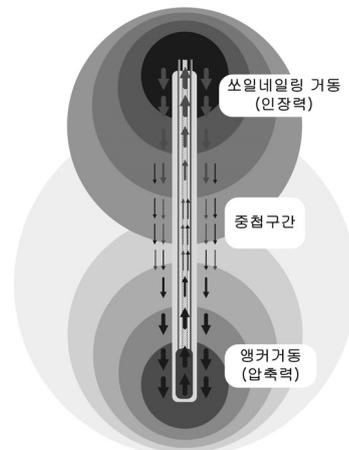
(a) 쓰일네일링의 주면마찰력 분포



(b) 앵커의 주면마찰력 분포



(c) ABG의 주면마찰력 분포



(d) ABG의 거동특성

그림 2. 쓰일네일링 및 앵커의 주면마찰력 분포 및 ABG의 거동특성

어진다(그림 2(b) 참조). 이후 파괴면에서 하중이 발생하게 된다면 선단에서는 PC강연선에서 전해오는 하중으로 인하여 내하체에 압축력으로 작용되며, 전면에서는 그림 2(a)와 같이 철근의 인장력에 의해 선단으로 하중이 전이되게 된다. 따라서 선단과 전면 모두 주면마찰력이 발휘된다(그림 2(c) 참조). 또한 그림 2(d)와 같이 선단에서의 압축력과 전면에서의 인장력이 중첩되는 구간이 발생하여 전면에서부터 전이되어 오는 인장력이 감소하게 된다.

ABG 하이브리드 공법은 철근과 PC강연선의 항복하중을 모두 이용할 수 있다는 장점을 가지고 있다. 하지만 단순히 이 두 보강재의 항복하중을 더하게 된다면 ABG 하이브리드 공법에서 보강재의 항복하중은 521kN 정도로 과대평가하게 된다. 이는 그림 3(a)에서도 보듯이 철근과 PC강연선의 신장량이 다르기 때문에 동시에 잡아당기게 되면 PC강연선이 항복하기 전에 이미 철근에서 항복이 발생하게 된다. 하지만 ABG 하이브리드 공법은 프리스트레스를 내하체에서 가하여 철근이 압축력을 받도록 하기 때문에 철근이 버틸 수 있는 인장력은 증가하게 되고, PC강연선과 철근이 일체거동할 수 있도록 해준다. 즉, 프리스트레스를 가하게 되면 철근은 압축력을 받아 철근의 하중-변형률곡선은 초기에 (-)하중에서 인장을 시작하게 된다. 파괴거동을 모사하는 동시인발 시에도 철근은 지속적으로 압축력을 받기 때문에 하중-변형률곡선의 기울기가 감소하게 된다. 프리스트레스를 가하게 되면 PC강연선의 하중-변형률곡선은 좌측으로 이동하여 프리스트레스 하중만큼 (+)하중에서 하중-변형률곡선이 시작하게 된다. 따라서 철근과 PC강연선은 일체거동을 보이게 된다. 본 연구에서는 그림

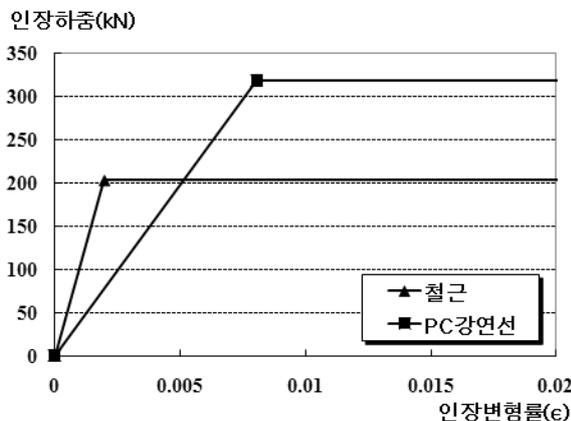
3(b)에서 보는 것과 같이 철근과 PC강연선이 일체거동을 이루기 위한 프리스트레스를 규명하고자 현장인발시험을 실시하였으며, 이에 대한 이론적 규명을 실시하여 최적화된 ABG 하이브리드 공법을 제안하고자 한다.

### 3. 현장인발시험

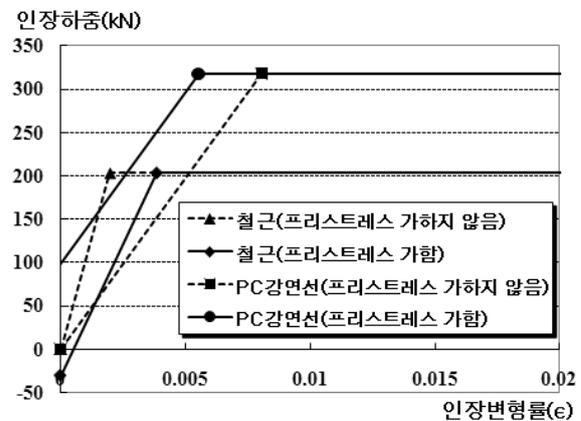
현장인발시험은 철근이 받는 압축력을 산정하고 철근과 PC강연선이 일체화된 거동을 보이는 프리스트레스 하중을 선정하여 ABG 하이브리드 공법이 버틸 수 있는 최대 항복하중을 산정하기 위해서 실시하였다. 또한 철근과 그라우팅에 변형률계를 설치하여 내하체 및 전면부에서부터 발생하는 하중전이 메커니즘을 파악하였다.

#### 3.1 현장시험의 계획 및 대상지반

현장시험은 강원도 원주시 지정면에서 실시하였으며, ABG 6공 및 쓰일네일링 3공을 4.3m로 연직으로 시공하였다. 인발시험 시 ABG의 철근이 받는 하중과 그라우팅 내에서 작용하는 하중전이를 확인하기 위해서 그림 4와 같이 각 CASE 중 대표로 철근 변형률계와 그라우팅 변형률계를 설치하였다. 일반쓰일네일링에 비해 ABG 하이브리드 공법의 인발저항력 증대효과와 작용하는 하중전이 메커니즘의 차이를 비교하기 위해 CASE 1과 CASE 2로 나누어 비교시험을 수행하였다. 프리스트레스의 크기에 따라 철근에 작용하는 압축력을 측정하여 철근과 PC강연선의 일체거동을 유도할 수 있는 프리스트레스를 규명하기 위해 프리스트레스를 5가지로 변화



(a) 철근과 PC강연선의 하중-변형률 곡선



(b) 프리스트레스를 가할 경우 철근과 PC강연선의 하중-변형률 곡선

그림 3. 프리스트레스 유무에 따른 철근과 PC강연선의 하중-변형률곡선

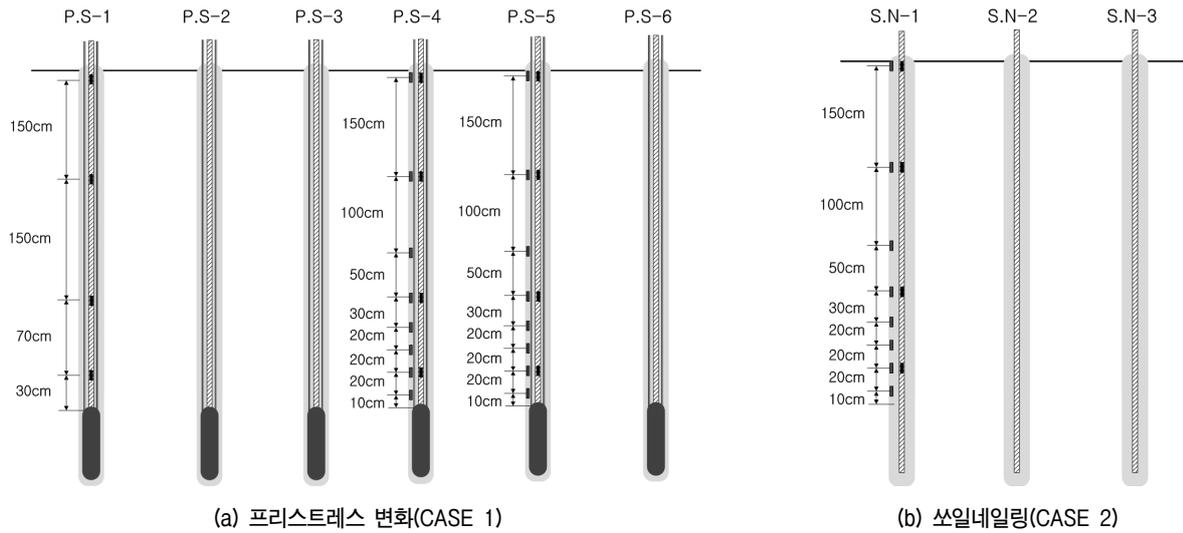


그림 4. 각 CASE별 계측기 설치위치

표 2. 각 시공 CASE별 정리

CASE	분류	주요 비교사항		
		계측기 삽입여부	프리스트레스(kN)	주면마찰력 작용시점
프리스트레스 변화 (CASE 1)	P.S-1	철근	0	선단부+전면부
	P.S-2	-	59	선단부
	P.S-3	-	98	
	P.S-4	철근+그라우팅	137	
	P.S-5	철근+그라우팅	196	
	P.S-6	-	196	
쏘일네일링 (CASE2)	S.N-1	철근+그라우팅	-	전면부
	S.N-2	-		
	S.N-3	-		

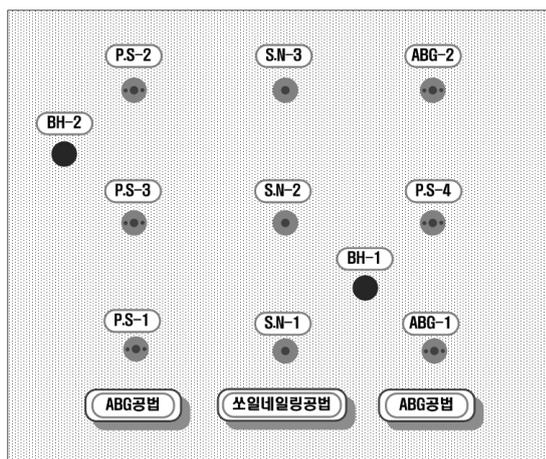


그림 5. 현장시험의 각 CASE별 시공개요

시킴으로써 시험을 실시하였다(표 2 참조). 계획된 시공개요는 그림 5에 나타나있다.

그림 5에서 보는 것과 같이 ABG 하이브리드 공법과 쏘일네일링 공법이 시공된 장소에 2공의 시추조사를 실

	BH-1	N치	BH-2	N치
0 m	매립층	8/30	매립층	14/30
1 m		20/30		5/30
2 m	봉적층	13/30	봉적층	28/30
3 m		22/30		21/30
4 m		50/9		50/8
5 m				

그림 6. 대상지반의 시추주상도

시하여 지층의 구성을 판단하였으며, 표준재하시험, 공내재하시험,  $\gamma$ 선을 이용한 밀도검측, 직접전단시험을 통해서 지반물성치를 산정하였다. 대상지반은 N치가 16정도인 지반으로 탄성계수는 5.5MPa, 단위중량은 17.8kN/m<sup>3</sup>, 내부마찰각 35.9°, 점착력 45.5kPa로 나타났다. 대상지



(a) 천공



(b) 보강재 조립



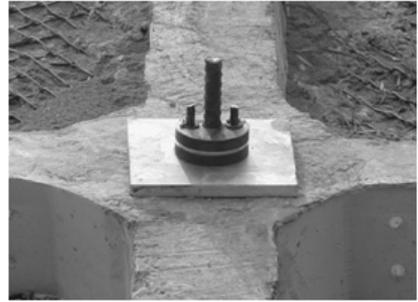
(c) 보강재 삽입



(d) 그라우팅



(e) 프리스트레스



(f) 지압판 설치 및 표면처리

그림 7. ABG 하이브리드 공법의 시공과정



그림 8. 시공전경

반의 시추주상도는 그림 6에 나타나 있다.

ABG 하이브리드 공법은 일반 쏘일네일링과 비교하여 보강재로 철근에 PC강연선을 조립해야 하는 과정과 시공이 완료된 후 지압판을 두어 프리스트레스를 가하는 추가적인 시공 과정이 있으며, 전체적인 시공과정은 그림 7에 나타나 있다.

그림 7과 같은 시공과정을 통해서 ABG 하이브리드 공법 및 쏘일네일링 공법이 시공되었으며, 전체 시공 전경은 그림 8과 같다.

### 3.2 현장인발시험

현장인발시험은 변형률제어 방식이 아닌 하중제어 방식을 통해 실시하였으며, 재하(Load)과정만을 통해 하중단계별 인발시험을 실시하여 하중-변위 관계를 규명하였다. ABG 하이브리드 공법은 공법의 특성 상 프리스트레스를 준다는 점과 철근과 PC강연선이 동시에 인발된다는 점을 고려하여 인발시험을 실시하였다. 일반적인 쏘일네일링의 인발시험은 철근을 인장하여 시험을 실시하지만 ABG 하이브리드 공법 같은 경우 프리스트레스를 가할 때는 PC강연선만을 인장하고, 그 후 실제 파괴거동을 모사할 경우에는 PC강연선과 철근을 동시에 인장하여야 한다. 따라서 본 현장인발시험에서는 그림 9에서 보는 것과 같이 인장기 2개가 사용되었으며, 인장기 A로 PC강연선만 체결하여 프리스트레스를 가한 후 인장기 B에 철근을 체결하여 인장기 A로 PC강연선과 철근을 모두 인장하였고 철근이 받는 하중은 인장기 B로 측정하였다.

현장인발시험은 ABG 하이브리드 공법에서 프리스트레스를 변화시키는 경우와 쏘일네일링공법으로 나누어 시험을 실시하였다. ABG 하이브리드 공법은 총 6공에 대해서 프리스트레스를 각각 0kN, 59kN, 98kN, 137kN, 196kN까지 가한 후 철근과 동시인발하였으며(CASE 1),

표 3. 각 CASE별 인발시험 하중량

구 분	종류	하중 증가(kN)						
		0	59	98	137	167	196	196이상
CASE1 (ABG 하이브리드 공법의 프리스트레스 변화)	P.S-1	동시인발						
	P.S-2	프리스트레스		동시인발				
	P.S-3	프리스트레스			동시인발			
	P.S-4	프리스트레스				동시인발		
	P.S-5	프리스트레스						동시인발
	P.S-6	프리스트레스						동시인발
CASE2 (쏘일네일링)	S.N-1	인 발						
	S.N-2	인 발						
	S.N-3	인 발						

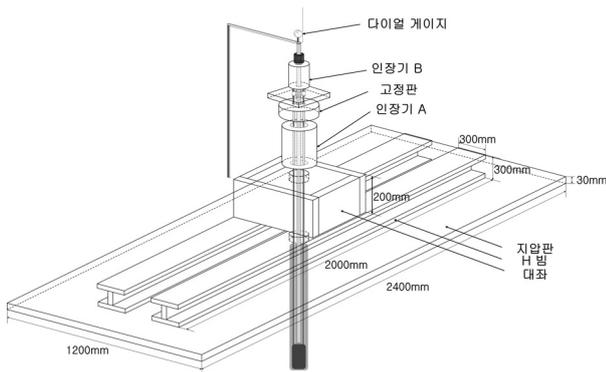


그림 9. 인발시험 장비

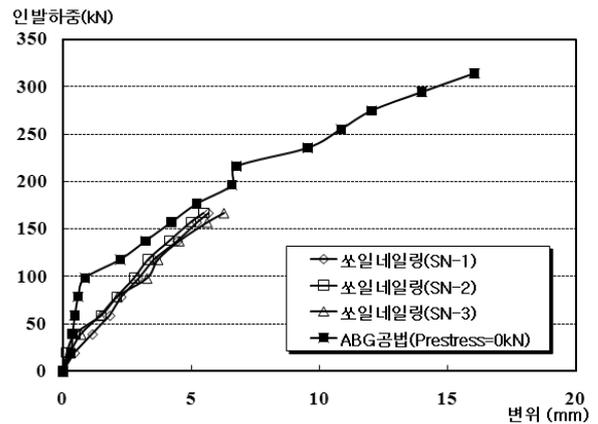


그림 10. 쏘일네일링 공법(CASE 2)의 하중-변위곡선

최적화된 프리스트레스 하중을 판단하였다. ABG 하이브리드 공법의 인발저항력 증가를 비교하기 위하여 쏘일네일링 3공에 대해서도 인발시험을 실시하였으며, 3공 모두 167kN까지 인발하였다. 이를 종합적으로 정리해 보면 표 3과 같다.

### 3.3 현장인발시험 결과분석

현장인발시험은 크게 2가지 CASE로 나누어 실시하였다. 먼저, ABG 하이브리드 공법의 인발저항력 증가를 규명하기 위해 ABG 하이브리드 공법과 쏘일네일링 공법을 시공한 후 인발시험을 실시하였다. 두 번째로, 프리스트레스를 변화시켜 철근과 PC강연선의 일체거동

을 이루는 프리스트레스를 찾기 위한 인발시험을 실시하였다. 쏘일네일링 공법은 167kN까지 하중단계를 총 9단계로 나누어 인발시험을 실시하였다. 쏘일네일링의 인발시험 결과 및 ABG 하이브리드 공법 중 프리스트레스를 가하지 않은 결과는 그림 10에 나타나 있다.

프리스트레스를 가하지 않고 시험한 ABG 하이브리드 공법의 전체 인발하중은 315kN 정도로 나타났으며, 이때 삽입된 철근이 받는 인장력은 150kN 정도였다. 철근의 받는 하중은 쏘일네일링과 ABG 모두 비슷하지만 전체 인발하중은 ABG 하이브리드 공법이 쏘일네일링에 비해 2배 정도 더 큰 것으로 나타났다. 인발시험과 동시에 쏘일네일링의 하중전이 메커니즘을 파악하기 위해 철근 및 그라

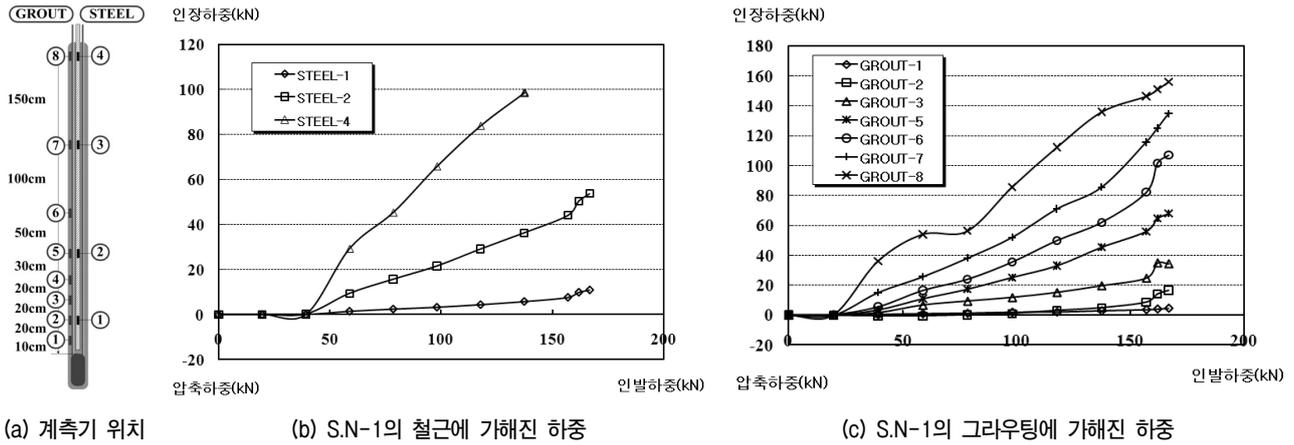


그림 11. S.N-1의 계측결과

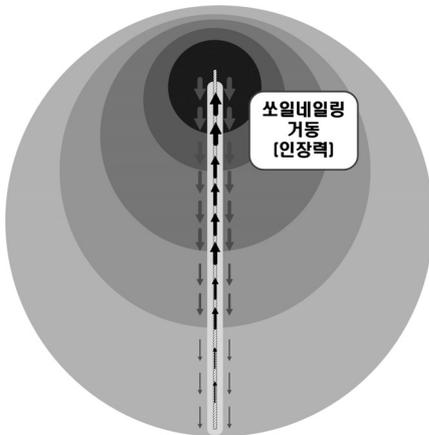


그림 12. 쏘일네일링의 하중전이 모식도

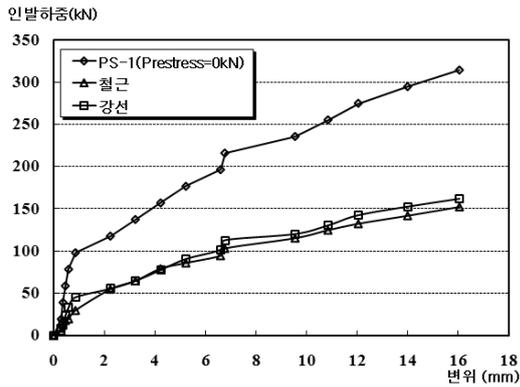
우팅 변형률계를 쏘일네일링 1본(S.N-1)에 삽입하였으며, 인발하중 단계별 계측된 하중은 그림 11에 나타나 있다.

그림 11에서도 보이듯이 철근의 모든 계측지점에서 인장력이 작용하고, 전면부와 근접할수록 인장력이 크게 작용하는 것을 알 수 있다. 따라서 쏘일네일링공법은 전면부에서 선단으로 하중이 전이되는 양상을 보인다. 또한 내하체와 가장 가까운 변형률계에서도 인장력이 작용하는 것으로 보아 철근 하부까지 하중이 전이되는 것으로 판단되며, 이에 대한 모식도를 나타내면 그림 12와 같다.

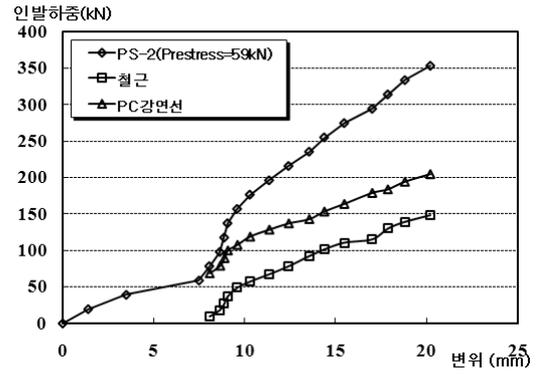
프리스트레스 변화시험(CASE 1)은 각각의 ABG에 대해 프리스트레스를 0kN, 59kN, 98kN, 137kN, 196kN을 가한 후 철근과 PC강연선을 동시인발하였으며, 철근이 받는 하중이 150kN을 넘게 되면 시험을 중단하였다. 인발시험을 통한 ABG의 하중-변위곡선은 그림 13에 나타나 있으며, 인장기 B에서 측정된 철근이 받는 하중을 통해서 PC강연선이 받는 하중을 산정할 수 있었다.

그림 3(a)에서 하중-변형률곡선의 개념도를 보여준 대

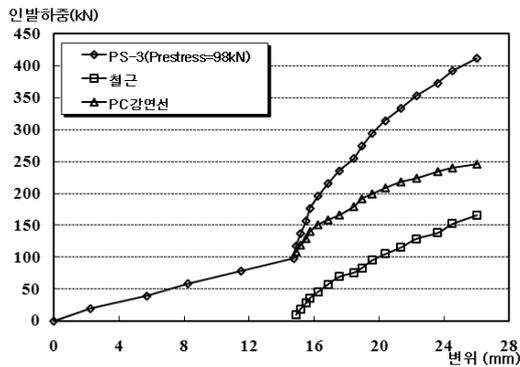
로, PC강연선과 철근을 각각 인장하는 경우 철근의 신장량이 PC강연선의 신장량보다 작아 철근이 인장강도에 다다른 변형률 이내에서 철근이 인장강도에 2.6배 정도 하중을 더 받게 된다. 그러나 프리스트레스 또는 동시인발을 하게 되면 내하체에서 발생하는 압축력이 철근의 인장력과 중첩을 이루면서 철근과 PC강연선이 받는 하중이 크게 차이나지 않는 것을 알 수 있다. 즉, 철근의 하중-변형률곡선의 기울기가 감소하게 된다. 하지만 프리스트레스 크기에 따라 철근과 PC강연선의 거동이 일체화되는 시기에는 차이가 있다. 그림 13(a)에서 보는 것과 같이 프리스트레스를 주지 않은 경우, 내하체에서 발생하는 압축력이 전면부까지 전이되지 않기 때문에 동시인발 초기에 철근은 일반적인 쏘일네일링의 인발거동과 같은 양상을 보이며 PC강연선과 일체화된 거동을 나타내지 못한다. 그림 13(b)와 같이 프리스트레스를 59kN으로 준 후 동시인발하였을 경우 역시 초기에 하중-변위곡선의 기울기가 가파른 구간이 나타나며, 이 경우에도 내하체의 하중이 전면으로 전이되지 않은 것을 의미한다. 프리스트레스를 98kN으로 주었을 경우 내하체에서 발생하는 압축력이 전면까지 전이되어 동시인발 시 압축력과 인장력의 중첩효과가 즉시 발휘되며, 그림 13(c)에서 보는 것과 같이 PC강연선과 철근이 일체거동을 보이는 것을 알 수 있다. 따라서 ABG 하이브리드 공법에서 프리스트레스를 최대 98kN 정도로 가하게 된다면 ABG 하이브리드 공법의 기능을 최적화할 수 있을 것으로 판단된다. 그림 13(d)와 그림 13(e)와 같이 프리스트레스가 상대적으로 큰 경우, PC강연선이 저항할 수 있는 여유하중이 줄어들게 된다. 따라서 철근이 항복하중에 도달하기 전에 PC강연선이 먼저 항



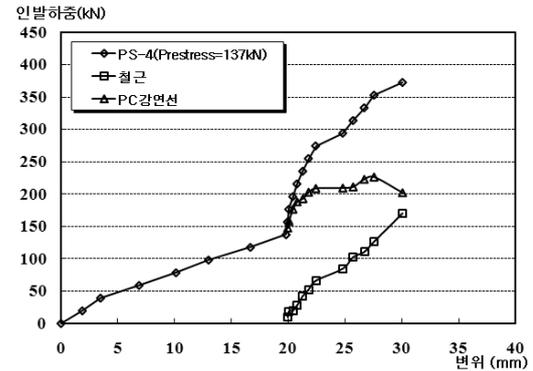
(a) P.S-1의 하중-변위곡선(Prestress=0kN)



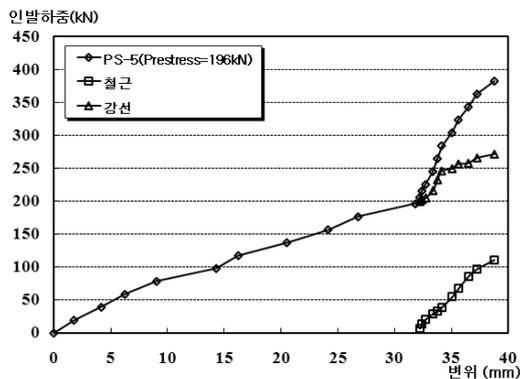
(b) P.S-2의 하중-변위곡선(Prestress=59kN)



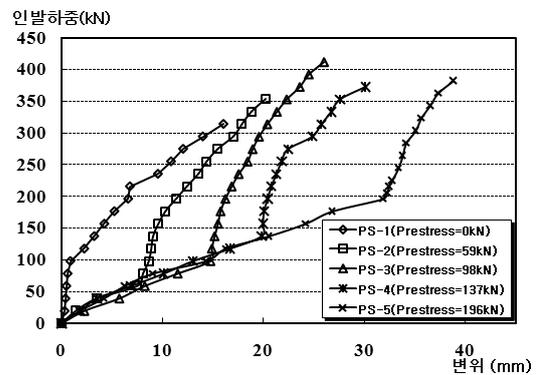
(c) P.S-3의 하중-변위곡선(Prestress=98kN)



(d) P.S-4의 하중-변위곡선(Prestress=137kN)



(e) P.S-5의 하중-변위곡선(Prestress=196kN)



(f) 프리스트레스 변화에 따른 하중-변위곡선

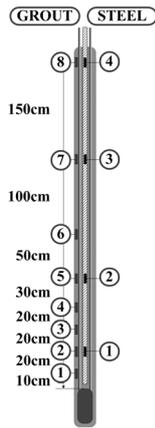
그림 13. CASE 1(프리스트레스 변화)의 하중-변위곡선

복하중에 도달하게 된다. PC강연선이 파단이 나게 되면 PC강연선의 항복하중이 318kN이고 철근의 항복하중이 200kN인 것을 감안하였을 때, PC강연선이 받는 하중을 철근이 대신 받을 수 없으므로 ABG의 보강재는 기능을 더 이상 할 수 없게 된다. 따라서 본 현장시험과 같은 경우 철근과 PC강연선의 일체거동을 유도할 수 있고, 철근의 항복하중이 PC강연선의 항복하중 안으로 들어올 수 있게 하기 위해서 프리스트레스를 100kN 이하로 주어야 할 것으로 판단된다. 하지만 본 현장시험은 길이

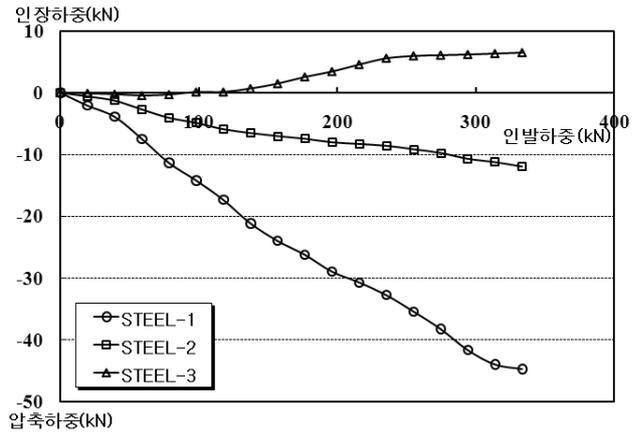
4.3m의 ABG에 대한 시험이므로 길이가 길어진다면 이 값은 더 증가할 것으로 판단된다.

프리스트레스 변화에 따른 하중전이 메커니즘을 파악하기 위해 철근 변형률계를 P.S-1에 삽입하고 P.S-4와 P.S-5에는 철근 및 그라우팅 변형률계를 삽입하여 인발시 계측을 실시하였다. 인발하중 단계별 측정된 계측 결과는 그림 14에 나타나 있다.

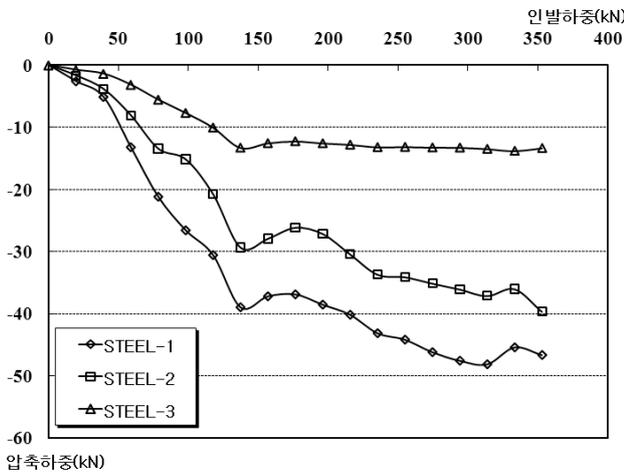
그림 14(b)에서 보는 것과 같이 프리스트레스를 주지 않고 동시인발한 경우(P.S-1), 내하체로부터 1m 떨어진



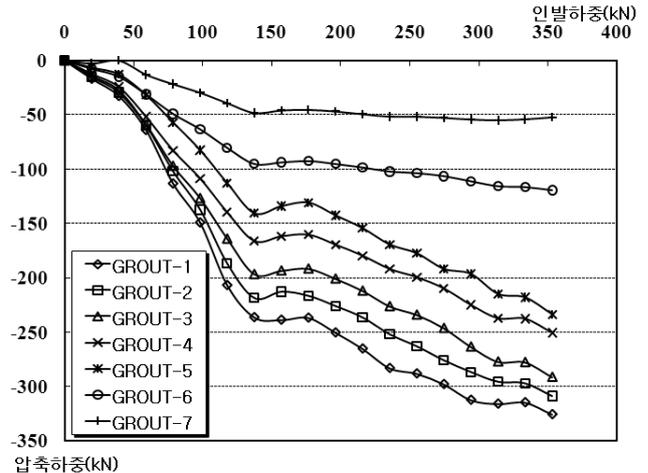
(a) 계측기 위치



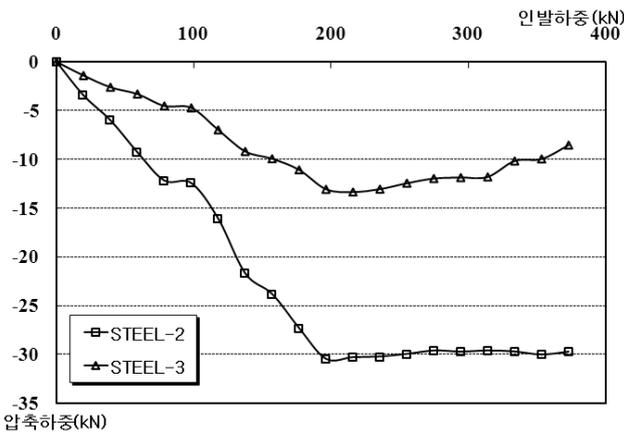
(b) P.S-1의 철근에 가해진 하중



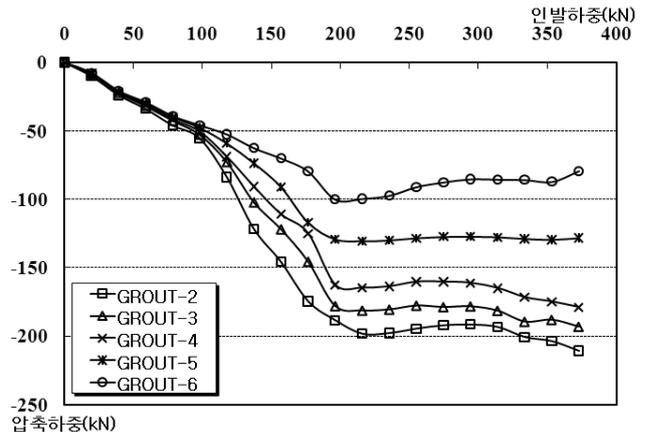
(c) P.S-4의 철근에 가해진 하중



(d) P.S-4의 그라우팅에 가해진 하중



(e) P.S-5의 철근에 가해진 하중



(f) P.S-5의 그라우팅에 가해진 하중

그림 14. 프리스트레스 변화에 따른 철근 및 콘크리트의 하중 계측결과

지점(철근변형률계①, ②)까지는 내하체에서 작용하는 하중에 의해 지속적으로 압축력을 받게 된다. 내하체로부터 2.5m 떨어진 지점(철근변형률계 ③)에서는 철근의 인장거동에 의해 인장력을 받는 것으로 나타났다. 초기의 인발거동을 보게되면 압축력이 전면부까지 전이되

지 않기 때문에 내하체로부터 2.5m 떨어진 지점 이후부터는 압축력에 대한 영향을 크게 받지 않는 것을 알 수 있다. 즉, 선단부에서는 앵커거동을 나타내고 전면부에서는 쏘일네일링 거동을 보여 선단부와 전면부가 일체 거동하지 못하고 있다. 프리스트레스를 137kN(P.S-4)만

큼 준 경우, 초기에 프리스트레스를 가하게 되면 지속적으로 철근이 받는 압축력이 증가한다. 동시인발 이후에는 내하체에서 전해오는 압축력과 철근의 인장력이 중첩되면서 그래프의 기울기가 완만해지는 것을 알 수 있다(그림 14(c)와 그림 14(d) 참조). 내하체로부터 약 2.5m 인 지점(철근변형률계 ③, 그라우트변형률계 ⑦)에서 압축력과 인장력의 중첩이 발생하는 것으로 보이며, 2.5m 이하 지점은 압축력의 영향이 큰 것으로 나타났다. 프리스트레스를 137kN으로 가한 경우 철근은 충분한 압축력을 받고 있으며 PC강연선과 일체거동을 보이게 된다. 그림 14(e)와 그림 14(f)에서 보는 것과 같이 프리스트레스를 0kN에서부터 196kN으로 주는 동안 계속 압축력을 받다가 동시인발하게 되는 순간부터 그래프의 기울기가 감소하는 것을 알 수 있다. 동시인발 시 내하체로부터 1m 아래 지점(그라우트변형률계 ②, ③, ④)에서는 기울기가 감소한 양상이나 내하체로부터 1m 보다 위 지점(그라우트변형률계 ⑥)에서는 기울기가 (+)를 나타낸다. 압축력이 선단에서부터 발생하나, 동시인발 시 전면부에서 선단으로 인장력이 전이되기 때문에 전면에서 가까운 계측기에서 인장력이 발생하는 것을 알 수 있다. 이는 ABG 하이브리드 공법이 앵커와 쏘일네일링 거동을 모두 보이기 때문이다.

철근 변형률계와 그라우팅 변형률계의 계측결과를 종합적으로 보았을 때, ABG 하이브리드 공법의 하중전이 메커니즘을 파악할 수 있다. ABG 하이브리드 공법은 초기 프리스트레스를 가할 시에 내하체가 설치된 선단 부근에서 압축력을 크게 받으며, 프리스트레스 증가에 따라 압축력이 선형적으로 증가한다. 하지만 PC강연선과 철근을 동시인발하게 되면 전면에서는 쏘일네일링과 같은 양상이 나타나 인장력이 작용하게 되며, 선단에서는 압축력이 발생하게 되고, 압축력과 인장력이 만나는 중심부에서는 하중의 변화가 일정하게 나타나는 양상을 보였다. 따라서 현장인발시험에서 철근이 받는 하중은 생각보다 크지 않았다. 이는 그림 2에서 예측하였던 것과 같이 철근의 인장력이 내하체에서 가하는 압축력을 만나게 되면서 상쇄되기 때문이다.

#### 4. 배경이론

##### 4.1 최대프리스트레스( $P_{max}$ )

ABG 하이브리드 공법은 쏘일네일링공법 중 하나이

지만 프리스트레스를 가한다는 점에서 일반적인 쏘일네일링과 차이가 있다. ABG 하이브리드 공법의 프리스트레스는 앵커공법과 달리 철근과 PC강연선이 일체거동할 수 있을 정도의 프리스트레스만 가하면 된다. 따라서 본 연구에서는 최대프리스트레스라는 개념을 도입하여 최대프리스트레스까지만 프리스트레스를 가하도록 제안하였다. 최대프리스트레스는 내하체에서 프리스트레스에 의한 압축력이 ABG의 전면부로 전이되기 시작한 시점을 의미한다. 즉, 내하체에서 발생한 압축력이 전면부로 도달하게 되면 충분히 철근에 압축력이 전달된 것이므로 더 이상 프리스트레스를 가할 필요가 없다. 본 연구에서는 최대 프리스트레스를 이론적으로 규명하기 위하여 그림 15와 같이 ABG의 저항개념도를 나타내었다. ABG 하이브리드 공법은 내하체로부터 프리스트레스를 가하기 때문에 저항요소는 주면마찰력( $T_s$ ), 전면부 전이하중( $Q_{trans}$ )으로 나누어진다. ABG 하이브리드 공법에 하중전이 이론을 통하여 이론해를 구하기 위해서는 기본적으로 3가지의 가정이 필요하며 다음과 같다.

- 철근과 그라우팅은 탄성거동을 보인다.
- 철근과 그라우팅은 일체거동한다.
- ABG 하이브리드 공법에서의 발생하는 주면마찰력은 평균주면마찰력으로 가정한다.

그림 15에서 보는 것과 같이 ABG의 내하체에서 프리스트레스 하중( $Q_i$ )을 가하였을 때 이 하중은 초기에 주면마찰력( $T_s$ )에 의해서 저항하게 된다. 하지만 프리스트레스 하중( $Q_i$ )이 점점 커지게 됨에 따라 선단으로 하중이 전이되어 전면부에 전이하중( $Q_{trans}$ )이 발생하게 된다.

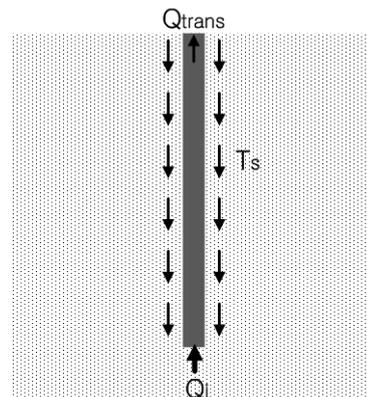


그림 15. ABG 하이브리드 공법에서 저항개념도

$$Q_i - T_s + Q_{trans} = 0 \quad (1)$$

최대프리스트레스는 ABG의 전면에서 프리스트레스 하중이 전이되는 시점( $Q_{trans} > 0$ )으로, 이때의 프리스트레스 하중( $Q_i$ )은 모두 주면마찰력( $T_s$ )에 의해 저항하게 된다.

$$Q_i = T_s \quad (2)$$

철근과 그라우팅에 의해서 전이되는 하중은 모두 그라우팅과 지반사이의 주면마찰력에 의해서 저항한다고 볼 수 있으며, 이를 나타내면 식 (3)과 같다.

$$T_s = E_{eq} \epsilon A_{eq} \quad (3)$$

여기서,  $E_{eq}$ 는 철근과 그라우팅의 등가탄성계수,  $\epsilon$ 은 변형률,  $A_{eq}$ 는 그라우팅과 철근의 단면적을 뜻한다. 최대프리스트레스가 발생하는 시점, 즉 내하체의 압축력이 전면에서 도달할 때의 주면마찰력을 하중전이주면마찰력( $\tau_{trans}$ )으로 정의하며, 식 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau_{trans} PL = E_{eq} \epsilon_{trans} A_{eq} \quad (4)$$

여기서,  $P$ 는 그라우팅의 원주,  $L$ 은 정착장의 길이,  $\epsilon_{trans}$ 은 프리스트레스가 전면에서 도달했을 때의 변형률을 뜻한다. 하중전이 주면마찰력을 산정하기 위해서는 프리스트레스가 전면에서 도달했을 때의 변형률( $\epsilon_{trans}$ )을 판단하여야 한다. 따라서 본 현장시험에서 실시한 프리스트레스가 0kN인 시험(P.S-1)에서 철근이 받는 하중-변위곡선과 쓰일네일링의 하중-변위곡선을 그림 16과 같이 서로 비교해 보았다.

그림 16에서 보는 것과 같이 인발초기에는 ABG 하이브리드 공법에 삽입된 철근의 거동과 쓰일네일링에 삽입된 철근의 거동이 거의 일치한다. 그러나 변위가 0.86mm 발생하는 지점(철근이 받는 하중=45.18kN, ABG전체가 받는 하중=98kN)부터 인장력이 감소하는 것을 알 수 있다. 이는 내하체의 압축력이 전면으로 도달하여 실제 철근이 받는 인장력보다 작은 힘을 받기 때문이다. 따라서 이 시점을 하중이 전면으로 전이된 시점으로 정의할 수 있으며, 이때의 변형률을 산정하고 이 값을 이용하여 하중전이 주면마찰력( $\tau_{trans}$ )을 산정하면 식 (5)와 같다(단, 길이( $L$ )=4.3m의 경우).

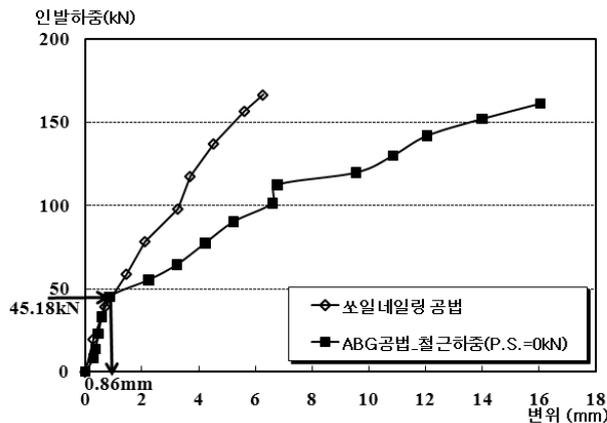
$$\tau_{trans} = \frac{E_{eq} \epsilon A_{eq}}{PL} = \frac{33,000,000 \times \frac{0.00086}{4.3} \times \frac{0.1455^2 \times \pi}{4}}{0.1455 \times \pi \times 4.3} = 55.83 \text{ kPa} \quad (5)$$

하중전이 주면마찰력을 바탕으로 최대프리스트레스를 산정할 수 있다. 다만, 최대프리스트레스는 ABG의 정착장 길이에 비례하게 되므로 다음 식으로 구할 수 있다.

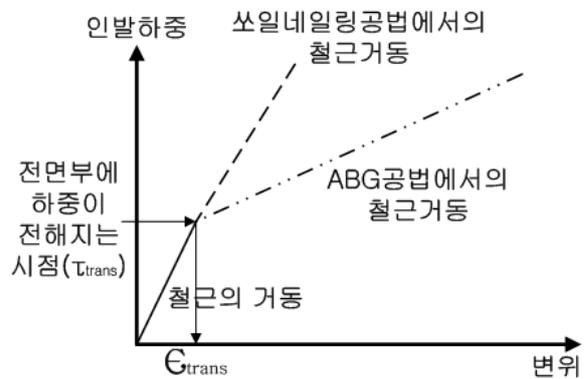
$$Q_i = \tau_{trans} PL \quad (6)$$

따라서 최대프리스트레스를 길이에 따라 나타내게 되면 그림 17과 같다.

그림 17에서 보는 것과 같이 길이에 따라서 최대프리스트레스가 점점 커지는 것을 알 수 있다. 하지만 PC강연선의 항복하중을 고려하였을 때 프리스트레스는 한계를 가지며 이를 한정시켜야한다. 본 연구의 현장시험에서 실시한 ABG의 내하체 길이를 제외하고 정착장 길



(a) ABG 하이브리드 공법에서 철근이 받는 하중



(b) 전면부 하중도달 시점

그림 16. 전면부에 프리스트레스 하중이 도달하는 시점 판단

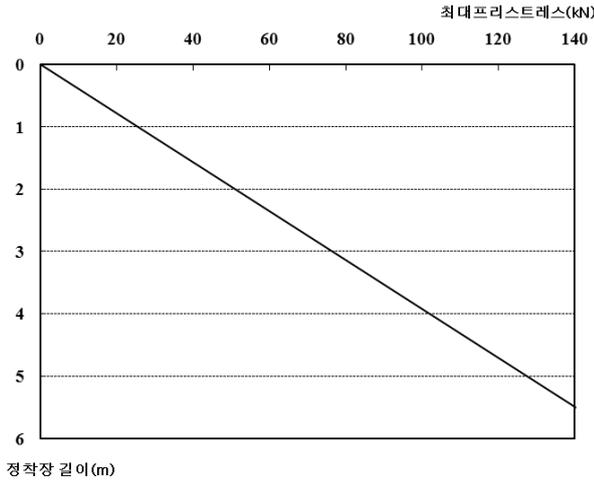


그림 17. 길이에 따른 프리스트레스(직경 0.145m의 경우)

이를 4m로 보았을 때 최대프리스트레스 하중은 약 100kN 정도로 볼 수 있다. 따라서 본 연구와 같이 4.3m 정도의 ABG를 시공할 경우, 프리스트레스를 100kN 이하로 주어 야 한다. 이는 현장시험 결과와도 유사한 것을 알 수 있다.

#### 4.2 철근의 압축력 산정

프리스트레스를 가하게 되면 PC강연선을 통해 전해진 하중이 내하체에서 그라우팅과 철근으로 전이된다. 본 논문에서는 프리스트레스에 따라 철근이 받는 압축력이 얼마나 될 것인지를 판단하고자 하며, 프리스트레스에 따른 그라우팅과 철근의 하중분배 양상은 그림 18과 같다.

프리스트레스를 가하게 되면 철근과 그라우팅으로 하중이 분배되게 된다. 따라서 철근과 그라우팅이 받는 응력은 각각 식 (7), 식 (8)과 같다.

$$\sigma_s = E_s \epsilon \quad (7)$$

$$\sigma_g = E_g \epsilon \quad (8)$$

여기서,  $\sigma_s$ 는 철근이 받는 응력,  $\sigma_g$ 는 그라우팅이 받는 응력,  $E_s$ 는 철근의 탄성계수,  $E_g$ 는 그라우팅의 탄성계수,  $\epsilon$ 은 변형률을 뜻한다. 철근과 그라우팅이 일체거 동한다고 가정한다면 식 (7)과 식 (8)에서 변형률이 동일하므로, 식 (9)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_g = \frac{E_g}{E_s} \sigma_s \quad (9)$$



그림 18. 프리스트레스( $Q_i$ )의 하중분배

프리스트레스 하중은 철근이 받는 하중( $F_s$ )과 그라우팅이 받는 하중( $F_g$ )으로 나타낼 수 있으므로 식 (10)과 같다.

$$Q_i = F_s + F_g = \sigma_s A_s + \sigma_g A_g \quad (10)$$

여기서,  $A_s$ 는 철근의 단면적,  $A_g$ 는 그라우팅의 단면적을 뜻한다. 식 (9)를 식 (10)에 대입하게 되면 다음과 같다.

$$Q_i = \sigma_s A_s + \frac{E_g}{E_s} \sigma_s A_g \quad (11)$$

식 (11)을 정리하여 철근이 받는 하중( $F_s$ )으로 나타내면 식 (12)와 같이 나타낼 수 있다.

$$F_s = \frac{Q_i}{\left( A_s + \frac{E_g}{E_s} A_g \right)} A_s \quad (12)$$

본 현장시험의 결과로 ABG의 길이가 4.3m이고 구근 직경이 0.145m에 대한 최대프리스트레스 하중이 102kN 정도로 나타났으며, 프리스트레스가 102kN 일 경우 철근이 받는 하중을 산정하게 되면 다음과 같다.

$$F_s = \frac{102.03}{\left[ \frac{0.025^2 \pi}{4} + \frac{28}{200} \left( \frac{0.145^2 \pi}{4} - \frac{0.025^2 \pi}{4} \right) \right]} \times \frac{0.025^2 \pi}{4} = 18.21kN \quad (13)$$

그라우팅의 직경이 0.145m, 길이가 4.3m인 ABG에 프리스트레스를 약 100kN로 가하였을 때 철근이 받는 하중은 약 18kN정도인 것을 알 수 있다. 이는 현장인발 시험에서 철근변형률계의 측정값과 비교해 보았을 때 도 비슷한 수치를 나타낸다.

본 연구에서 철근에 작용하는 압축력을 약 18kN으로

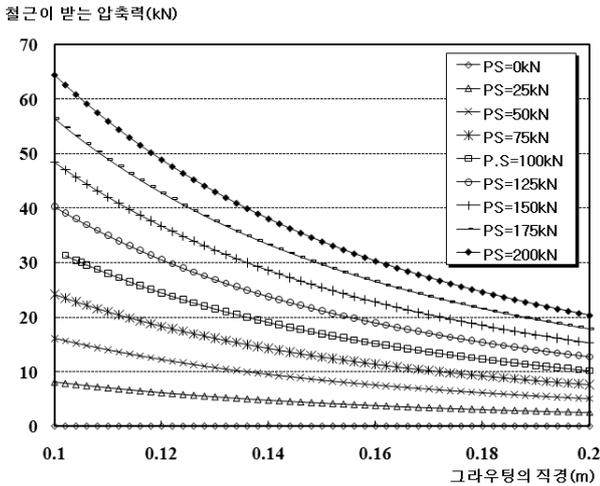


그림 19. 프리스트레스와 그라우팅 직경에 따른 철근의 압축력 산정

산정하였지만 이는 프리스트레스가 100kN에 그라우팅의 직경이 0.145m인 경우에 국한된 것으로, 철근에 작용하는 압축력은 그라우팅의 직경과 프리스트레스의 크기에 따라 변화하는 것을 알 수 있다. 프리스트레스가 증가함에 따라 비례하여 철근에 작용하는 압축력은 증가하게 되며, 그라우팅의 직경이 증가함에 따라 철근에 작용하는 압축력은 직경의 제곱에 반비례하게 된다. 따라서 그라우팅의 직경과 프리스트레스의 크기에 따라 철근이 받는 하중을 나타내면 그림 19와 같다.

#### 4.3 프리스트레스에 따른 보강재의 항복하중

하중전이 이론을 통해서 최대 프리스트레스를 규명하였으며, ABG 하이브리드 공법을 적용할 경우 항복하중이 얼마나 될 것인지에 대한 규명을 하여야 한다. 현장 시험에서 실측된 그라우팅 직경은 0.145m로 다소 크게 나타났다. 그러나 설계에 적용되는 그라우팅의 직경은 0.105m이므로 이 경우로 가정하여 보강재의 항복하중을 산정하고자 한다. 보강재의 항복하중을 산정하기 위해서는 철근의 거동이 가장 중요한 요소로 작용한다. 철근의 거동은 프리스트레스와 동시인발에 의해서 결정되며, 두 가지 요소 중 프리스트레스에 의한 철근의 압축력은 식 (12)에 의해서 산정할 수 있다. 따라서 동시인발 시 철근의 거동을 파악하여야 하며, 작용하중의 모식도는 그림 20과 같다.

동시인발을 하게 되면 선단부의 내하체에서는 하중  $Q_i$ 가, 전면부의 철근에서는 인장하중  $Q_{i+1}$ 이 작용하게 되며, 이 둘을 합한 하중은 철근과 그라우팅이 받는 하

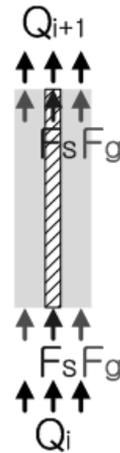


그림 20. 동시인발 시 하중분배

중으로 분리되게 된다. 즉, 다음 식이 성립한다.

$$Q_i + Q_{i+1} = F_s + F_g = \sigma_s A_s + \sigma_g A_g \quad (14)$$

식 (9)를 식 (14)에 대입하게 되면 식 (15)와 같이 나타낼 수 있다.

$$Q_i + Q_{i+1} = \sigma_s A_s + \frac{E_g}{E_s} \sigma_s A_g \quad (15)$$

식 (15)를 정리하여 철근이 받는 하중( $F_s$ )으로 나타내면 식 (16)과 같이 나타낼 수 있다.

$$F_s = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{\left( A_s + \frac{E_g}{E_s} A_g \right)} A_s \quad (16)$$

철근의 인장력( $Q_{i+1}$ )은 탄성계수( $E_s$ )와 변형률( $\epsilon_s$ )의 관계로 나타낼 수 있다.

$$Q_{i+1} = E_s \epsilon_s A_s \quad (17)$$

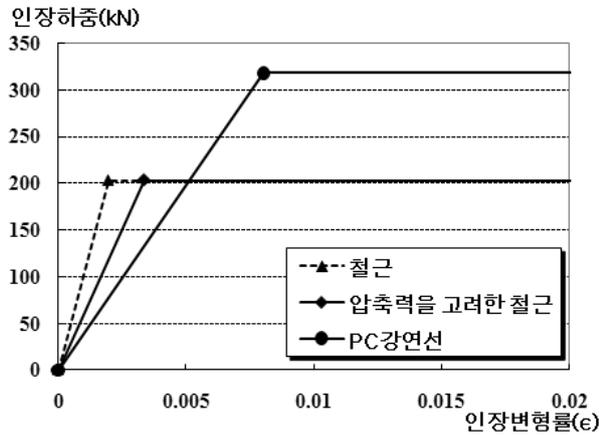
철근과 PC강연선을 동시에 인발하면 PC강연선의 변형률( $\epsilon_{pc}$ )과 철근의 변형률( $\epsilon_s$ )이 동일하기 때문에 철근과 PC강연선의 물성을 이용하여(표 1 참조) 식 (17)을 정리하게 되면 식 (18)과 같다.

$$Q_{i+1} = \frac{E_s}{E_{pc}} E_{pc} \epsilon_{pc} \frac{A_s}{A_{pc}} A_{pc} = \frac{204}{200} E_{pc} \epsilon_{pc} \frac{506.7}{197.4} A_{pc} = 2.6 Q_i \quad (18)$$

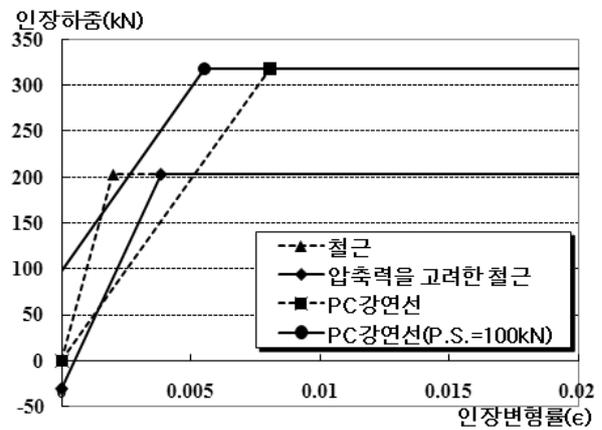
즉, 철근과 PC강연선을 동시인발 시 프리스트레스에 의한 압축력을 고려하지 않는다면 그림 3(a)에서 보는

것과 같이 철근의 인장력( $Q_{i+1}$ )이 PC강연선에서 잡아 당기는 하중( $Q_i$ )보다 약 2.6배 정도 더 큰 것을 알 수 있다. 하지만 현장시험에서는 철근과 PC강연선과 비슷한 하중을 받았다. 이는 PC강연선의 압축력과 철근의 인장력이 중첩하여 철근이 받는 인장력이 감소하였기

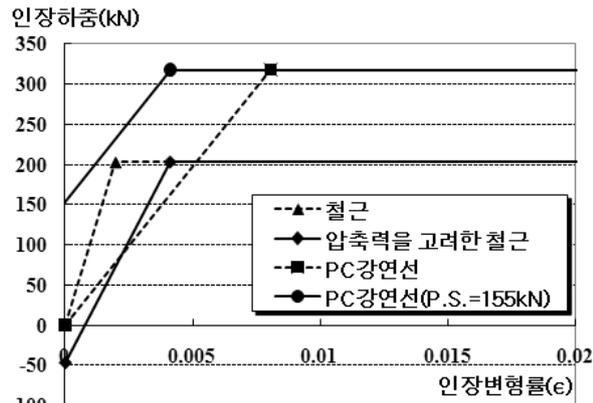
때문이다. 따라서 식 (18)에서 구한 철근의 인장력에서 식 (16)에서 산정한 철근이 받는 하중( $F_s$ )를 빼주게 되면 동시인발 시 압축력을 고려한 철근의 인장력 증가량 ( $\Delta Q_{i+1,comp}$ )을 산정할 수 있다.



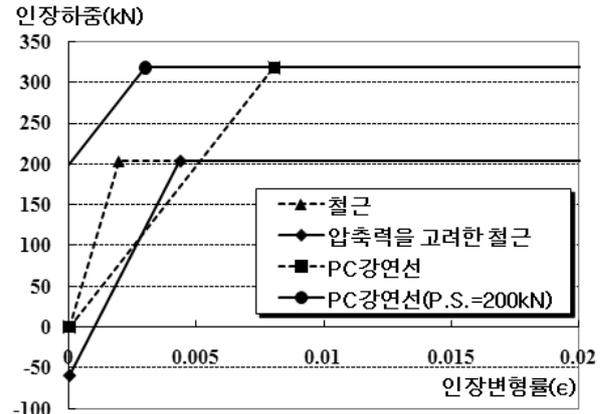
(a) 프리스트레스가 0kN인 경우(항복하중:336kN)



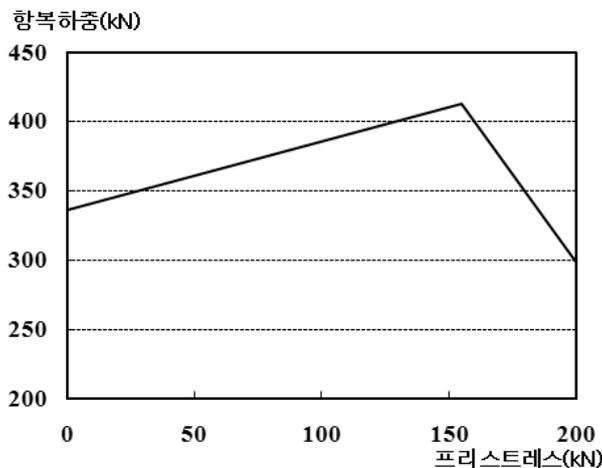
(b) 프리스트레스가 100kN인 경우(항복하중:385kN)



(c) 프리스트레스가 155kN인 경우(항복하중:413kN)



(d) 프리스트레스가 200kN인 경우(항복하중:298kN)



(e) 프리스트레스 증가에 따른 항복하중의 변화양상

그림 21. 프리스트레스 변화에 따른 항복하중 산정

$$\Delta Q_{i+1,comp} = 2.6Q_i - \frac{3.6Q_i}{\left(A_s + \frac{E_g}{E_s}A_g\right)}A_s \quad (19)$$

식 (12)는 프리스트레스를 가하였을 때 철근이 받는 압축력이고, 식 (19)는 동시인발 시 철근이 받는 압축력을 고려한 철근의 인장력 증가분을 나타낸 것이다. 두 식을 바탕으로 프리스트레스 변화에 따른 항복하중을 산정할 수 있으며, 그래프의 y절편 값은 식 (12)에 의해 결정되고 그래프의 기울기는 식 (19)에 의해 결정된다. 프리스트레스 하중이 0kN, 100kN, 155kN, 200kN일 때의 하중-변형률곡선 및 프리스트레스 변화에 따른 항복하중 변화는 그림 21에 나타나 있다.

그림 21(a)에서 보는 것과 같이 프리스트레스가 0kN인 경우, 식 (19)를 통해서 철근의 하중-변위곡선을 산정하였으며 압축력이 고려되었기 때문에 곡선의 기울기가 감소하는 것을 알 수 있다. 하지만 철근의 항복시점이 PC강연선의 항복시점에 비해 빠르다는 것을 알 수 있으며, 철근이 203kN 만큼 항복하중을 받을 때 PC강연선은 133kN의 하중을 받아 총 보강재의 항복하중이 336kN 정도로 나타났다. 프리스트레스가 100kN인 경우, 식 (12)를 통해서 초기에 철근이 받는 압축력이 30kN 정도로 나타났다. 그림 21(b)에서 볼 수 있듯이 철근이 30kN의 하중을 더 저항할 수 있을 뿐만 아니라 동시인발 시 철근에 발생하는 압축력 때문에 철근의 하중-변위곡선의 기울기가 감소하는 것을 알 수 있다. 또한 철근의 인장저항범위가 PC강연선의 저항범위 안에 위치하기 때문에 두 보강재의 일체거동 뿐만 아니라 항복하중이 385kN으로 철근의 항복하중보다 약 2배 정도 더 큰 항복하중을 가지게 된다. 프리스트레스가 155kN인 경우, 프리스트레스에 의한 압축력이 46kN이며, 전체 항복하중은 413kN으로 가장 높은 항복하중을 가진다. 그림 21(c)에서도 보이듯이 철근의 항복시점과 PC강연선의 항복시점이 동일한 구간이라는 것을 알 수 있다. 따라서 이론적으로 항복하중을 최대로 증가시킬 수 있는 프리스트레스 하중은 155kN이다. 그러나 만약 PC강연선이 먼저 항복하여 파단이 발생하게 되면 철근은 PC강연선의 하중을 견딜 수 없으므로 더 이상 보강재의 효과를 볼 수 없다. 따라서 철근의 저항범위가 PC강연선의 저항범위에 충분히 들어와서 항복하중이 작은 철근에서 먼저 파단이 발생하는 방향으로 보강재의 저항시스템을 유도해야 한다. 그림 21(d)에서도 보이듯이 프리스트레스를 200kN으로 가하게 되면 PC강연선이 저항할

수 있는 여유하중이 작아서 철근보다 먼저 항복이 발생하는 것을 알 수 있다. 철근에 비해 항복하중이 큰 PC강연선이 먼저 항복하기 때문에 보강재의 항복하중 역시 급격히 감소하는 것을 알 수 있다. 프리스트레스에 따른 항복하중의 분포를 보았을 때 프리스트레스가 0kN에서부터 155kN까지 지속적으로 증가하는 것을 알 수 있다. 하지만 155kN 이후 PC강연선의 항복이 철근보다 먼저 발생하여 보강재의 항복하중이 급격히 감소하게 된다. 따라서 철근과 PC강연선이 일체거동을 보이기 위해서 155kN 이하로 프리스트레스를 주어야 하며, 철근의 항복이 먼저 발생하도록 하는 안정적인 보강재 시스템을 위해서 100kN 정도의 프리스트레스를 가하는 것이 타당하다고 판단된다.

그림 17에서 제안한 것과 같이 정착장의 길이가 무한히 길어진다고 해서 프리스트레스를 무한히 증가시킬 수 없다. 이는 프리스트레스를 가한 후 남아있는 PC강연선의 여유하중이 작을 경우 PC강연선이 먼저 항복하기 때문이다. 따라서 철근의 항복시점과 PC강연선의 항복시점이 동일한 프리스트레스를 정착장의 길이와 상관없이 한계프리스트레스( $P_{lim}$ )로 정의하였으며, 그림 21(e)에서도 보이듯이 일반적인 경우 한계프리스트레스( $P_{lim}$ )는 155kN으로 한다.

## 5. 결론

본 논문에서는 ABG 하이브리드 공법의 인발저항력의 증가양상과 철근과 PC강연선이 일체거동 할 수 있는 최적의 ABG 하이브리드 공법을 제안하기 위하여 현장인발시험 및 배경이론을 제시하였으며, 이에 대한 결론은 다음과 같다.

- (1) 최적의 ABG 하이브리드 공법을 제안하기 위하여 프리스트레스를 변화하여 현장인발시험을 한 결과 (구근직경=0.145m), 프리스트레스가 작은 경우(0kN, 59kN), 초기에 내하체에서 발생하는 압축력이 전면부까지 전이되지 않아 철근과 PC강연선의 일체거동을 보이지 않았으며, 프리스트레스가 큰 경우 (137kN, 196kN), PC강연선의 여유하중이 작아 철근보다 먼저 항복하였다. 프리스트레스를 98kN으로 주었을 경우 내하체의 압축력이 전면까지 전이되어 동시인발 시 압축력과 인장력의 중첩효과가 즉시 발휘되었고 PC강연선과 철근이 일체거동을 보이는

것을 알 수 있었으며, 이때 ABG 하이브리드 공법의 기능을 최적화할 수 있을 것으로 판단된다.

- (2) 현장인발시험 시 각 CASE별로 철근 및 그라우팅 변형률계의 측정결과, ABG 하이브리드 공법은 프리스트레스를 가할 때 ABG는 지속적으로 압축력을 받다가 동시인발 시 내하체로부터 2.5m 지점에서 압축력과 인장력이 중첩되는 구간이 발생하였다. 이에 반하여 쏘일네일링에 대한 인발시험 결과 네일의 전체 구간에서 인장력이 작용하였으며 전면에서부터 선단으로 하중이 전이되는 양상을 보였다.
- (3) 하중전이 이론을 바탕으로 프리스트레스 하중이 전면부로 전이되는 것을 규명하였다. 하중전이 주면 마찰력과 최대프리스트레스를 제안하였으며, 최대 프리스트레스는 100kN 정도로 실제 현장인발시험 값과 유사한 값을 나타냈다.
- (4) 프리스트레스와 동시인발 시에 철근이 받는 압축력을 이론적으로 규명하였으며, 이를 바탕으로 프리스트레스 변화에 따른 ABG 하이브리드 공법의 항복하중을 산정하였다. 프리스트레스가 155kN일 때 항복하중이 413kN으로 가장 크며, 155kN을 넘어가게 되면 철근이 항복하기 전에 PC강연선이 항복하게 되어 보강재의 기능을 더 이상 할 수 없게 된다. 따라서 한계프리스트레스를 155kN으로 제안하고자 하며, 실제 설계에서는 최대 프리스트레스를 100kN 정도로 가하여 철근과 PC강연선이 일체된 거동을 하도록 함이 바람직하다.

- (5) 프리스트레스를 100kN 정도로 하여 시공하였을 경우 ABG 하이브리드 공법에 삽입된 보강재의 항복하중은 385kN으로 산정되었으며, 이는 쏘일네일링 공법과 비교해 약 2배정도 더 큰 값을 나타낸다.

## 참 고 문 헌

1. 김낙경 (2001), 인장형 앵커와 압축형 앵커의 하중전이에 관한 연구, *한국지반공학회논문집*, 제17권 3호, pp.59-68.
2. 김태섭 (2009), 가압식 압축형 지반 앵커의 인발저항 증대효과 연구, 박사학위논문 고려대학교.
3. 김홍택, 강인규, 박사원, 고용일, 권영호 (1999), 프리텐션 쏘일네일링 시스템의 안정해석 및 신뢰도 분석, *한국지반공학회지*, 제 15권 2호, pp.105-127.
4. 박시삼, 김홍택, 최영근 (2004), 프리텐션 쏘일네일링 시스템의 안정해석 및 설계, *한국지반공학회 논문집*, 제20권 7호, pp.197-206.
5. 서형준, 박성원, 정경환, 최항석, 이인모 (2009), 공평장이론에 의한 압력식 쏘일네일링의 인발저항력 산정, *한국지반공학회논문집*, 제25권 7호, pp.35-46.
6. John, P. T. and Wayne, G. J. (2005), "Landslide Stabilization Using Soil Nail and Mechanically Stabilized Earth Walls: Case Study", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No.2, pp.141-150.
7. Liang, Y. R. and Feng, Y.X. (1997), "Development and Application of Anchor-Soil Interface Models", *A Short Course on Soil Nailing, Ground Anchoring, and Anchored Excavation*, The Graduate School of Industrial Technology and Environment, Dongguk University.
8. Tan, Y., Chow, C. (2004), "Slope Stabilization Using Soil Nails: Design Assumption and Construction Realities", *Malaysia-Japan Symposium on Geohazards and Geoenvironmental Engineering*, Bangi, Malaysia.

(접수일자 2010. 4. 26, 심사완료일 2010. 7. 22)



## 비점착성 지반상 팽이기초 적용에 따른 지지특성

### The Bearing Capacity Characteristics of Top Base Foundations in Cohesionless Soils

김 찬 국<sup>1</sup> Kim, Chan-Kuk

김 학 문<sup>2</sup> Kim, Hak-Moon

#### Abstract

Top Base Foundation (TBF) is widely used for the increment of bearing capacity and restraining settlement of foundations when the bearing capacity of ground is not enough. The design of bearing capacity obtained from existing Japanese standard underestimates considerably what is compared with the observation values from the field measurement. Therefore, intensive model tests and site observation programs are carried out to establish more reasonable prediction technique and understanding of TBF in soft ground. In this study, 1/5 scale model tests are performed in order to investigate the behavior of TBF with various shapes in a laboratory. Also, about 100 sites measurement data are evaluated to investigate the field behavior of TBF in various ground conditions. Based on the results of the model tests and field measurement data, it was possible to introduce more reasonable bearing capacity equations of TBF considering N-value of soils, the effect of underground water and failure mechanisms.

#### 요 지

최근까지 국내에서는 팽이기초에 관한 연구가 미흡하였고, 지반조건에 맞는 설계기준이 마련되어 있지 못하여 일본의 설계기준을 그대로 사용하고 있는 실정이다. 이로 인해 기존 팽이기초의 지지력식은 과소하게 예측되는 문제점이 있다. 따라서 본 연구에서는 실제크기의 1/5 스케일로 축소된 모형실험을 수행하였으며, 국내에서 이루어진 100여개 현장의 재하실험 결과를 근거로 강도특성(N값), 지하수영향, 팽이기초의 파괴형상을 고려하여 보다 합리적으로 팽이기초의 지지력을 예측할 수 있는 식을 제안하였다.

**Keywords :** Bearing capacity equation, Failure shape, The effect of underground water, Top base foundations

#### 1. 서 론

지지력증대와 침하억제를 목적으로 일본에서 개발된 공장제작 콘크리트 팽이기초는 무게가 700~800N의 중량구조체로서 시공시 연약지반내의 장비 진입이 어렵고, 설치 시에 정확도가 떨어지며, 현장설치 작업시

간이 길게 소요되는 등의 문제점들이 있어 국내에서는 크게 활용되지 못하였다. 이러한 종래의 공장제작 콘크리트 팽이기초가 갖는 여러 가지 문제점들을 해결·보완하기 위해 현장타설 팽이기초공법이 개발되었으며, 이로 인하여 최근 들어 국내 지반공학 기술자들이 팽이기초에 관한 많은 관심을 갖기 시작하였다(김학문, 김

1 정희원, 청석엔지니어링 터널사업부 과장 (Member, Manager, Tunnel Engrg. Div. Chungbuk Engrg.)

2 정희원, 단국대학교 토목환경공학과 교수 (Member, Prof., Civil & Environmental Engrg., Dankook Univ., khm1028@dankook.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

찬국 등, 2004).

그러나 국내에서는 팽이기초에 관한 연구가 미흡하고, 지반조건에 맞는 설계기준이 마련되어 있지 못하여 일본의 설계기준을 그대로 사용하고 있는 실정이다. 따라서 본 연구는 보다 합리적으로 팽이기초의 지지력을 예측하기 위하여 기초종류별 모형토조실험을 수행하였고, 100여개 현장 재하실험 결과를 비교·분석하였다.

## 2. 공법의 개요

현장타설 팽이기초는 그림 1과 같이 재활용 합성수지인 팽이형 용기를 지반에 설치하고 수지용기에 콘크리트를 타설한 다음, 잔여 간극부분에 진동봉을 이용하여 쇄석을 밀실하게 충전하는 공정으로 이루어지며, 안정성과 시공성 및 경제성에 있어서 기존 공장제작 콘크리트 팽이기초공법을 한 단계 발전시킨 공법이다. 현장타설 팽이기초공법은 기존 공장제작 팽이기초 공법에 비하여 소음이나, 진동영향이 없고 산업폐기물로 재활용되는 팽이형 수지용기는 환경 친화적이며, 공장제작 팽이기초의 콘크리트 표면에 염분이나 화학적인 물질의 접촉으로 인한 내구성의 열화문제를 근본적으로 해결할 수 있다. 또한 현장타설 팽이기초는 팽이형 수지용기 내 콘크리트를 타설하는 합성 압축 재료이므로 기존의 공장제작 콘크리트 팽이기초보다 재료의 강도가 향상되었으며, 간편한 시공에 따른 시공기간의 단축과 공사비용의 절감효과가 있다(김학문, 김찬국 등, 2004).

팽이기초는 얇은기초(무처리기초) 설치시 지내력이 일부 부족한 경우 얇은기초 하부에 팽이기초를 설치함으로써 지지력을 향상시키는 공법이다. 따라서 팽이기초의 지지력식은 일본도로교 시방기준(1984)에서 제시

된 얇은기초 지지력 공식을 기본으로 하여, 팽이기초의 지지력 향상효과를 고려한 계수  $K_1$ 과  $K_2$ 를 고려하여 식 (1)과 같이 제안되어있다(주 반석팽이기초, 2002). 그러나 현재 사용되고 있는 지지력식은 팽이기초 설치시 지지력을 매우 과소하게 평가하는 문제점 있다.

$$q_u = K_1 K_2 \left[ \left( 1 + 0.3 \frac{B'_k}{L_k} \right) c N_c + p_o N_q \right] + \left( 1 - 0.4 \frac{B'_k}{L_k} \right) \frac{1}{2} \gamma B'_k N_r \quad (1)$$

여기서,  $q_u$  : 팽이기초의 극한지지력

$K_1$  : 응력분산효과를 나타내는 계수,

$$K_1 = (B_k + 2H \tan \omega)(L_k + 2H \tan \omega) / (BL)$$

$K_2$  : 접지압 분포를 고려할 필요가 없는 부분을 고려하여 지지력을 증가시키는 계수

$B, L$  : 구조물의 단변 및 장변

$B_k, L_k$  : 팽이기초의 단변 및 장변

$H$  : 팽이기초의 높이

$\omega$  : 응력 분산각(30°로 한다.)

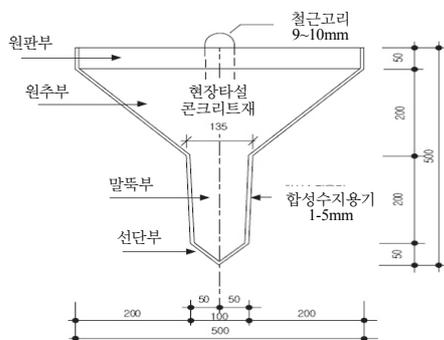
$N_c, N_q, N_r$  : 지지력계수(일본도로교 시방서, 1984)

$p_o$  : 기초의 근입깊이( $D_f$ )에 대한 상재하중

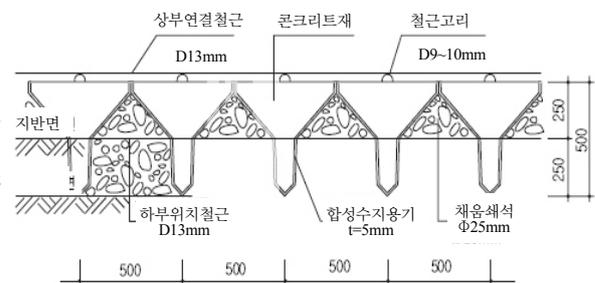
## 3. 실내 모형실험

### 3.1 모형실험의 개요

본 연구는 지지력이 다소 부족한 연약지반에서 지지력 증가와 침하감소효과가 있는 팽이기초의 원리 및 효과를 구명하고자 실제크기의 1/5 스케일로 축소된 모형기초를 이용하여 토조 모형토조실험을 수행하였다. 지



(a) 팽이기초형상



(b) 팽이기초 시공단면도

그림 1. 현장타설 팽이기초의 형상 및 시공단면도

반조건은 상대밀도 변화에 따른 거동특성을 비교하기 위하여 강사장치를 느슨한 모래지반과 중간조밀한 모래지반을 조성하여 실험을 수행하였고, 팽이기초의 형상이 지지력 향상과 침하억제에 미치는 효과를 확인하고자 표 1과 같이 기초형상을 무처리기초, 원추형기초, T형기초, 팽이기초로 구분하여 실험을 수행하였다. 또한 팽이기초의 전단변형특성을 확인하기 위하여 탄소봉을 이용한 2차원 평면거동실험도 병행하여 수행하였다. 2차원 평면거동실험에서는 기초조건을 무처리기초와 팽이기초로 구분하여 하중을 재하 하였으며, 기초의 침하량을 동일하게 발생시킨 후에, 지지력에 영향을 미치는 전단활동면의 양상을 비교·검토하였다.

### 3.2 모형실험의 방법

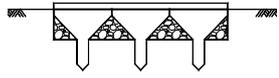
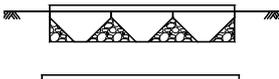
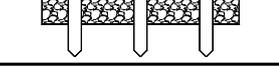
#### 3.2.1 토조 모형실험

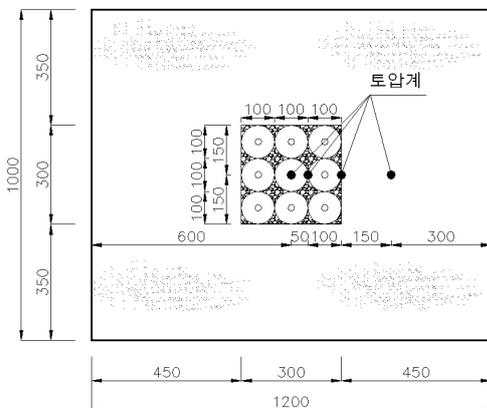
모형토조는 120cm(가로)×100cm(세로)×100cm(높이)의 크기로 벽면은 토조내 관찰이 용이하고 마찰이 적은

30mm 두께의 투명 아크릴판으로 제작하였으며, 강사장치는 기초지반 조성시 상대밀도를 균일하게 유지하기 위하여 낙하고와 강사구 폭을 조절할 수 있도록 강사장치를 제작하였다. 모형팽이기초는 한정된 크기의 토조에서 하중재하에 의해 발생된 지반의 전단거동이 토조 벽면에 영향을 미치지 않는 크기로 적용하기 위하여 예비실험을 통해 실제 팽이기초의 1/5크기로 축소 제작하였으며, 모형실험용 쇠석의 경우에도 최대직경이 5mm 이하가 되도록 가공하여 실험을 수행하였다. 하중재하에 따른 기초 및 지반의 거동변화를 측정하고자 그림 2와 같이 토압계는 재하판 폭(30cm)의 2배 깊이까지 설치하였으며, 하중재하에 따른 기초의 침하를 측정하기 위하여 기초침하계 2개소, 지표침하계 4개소를 설치하였다.

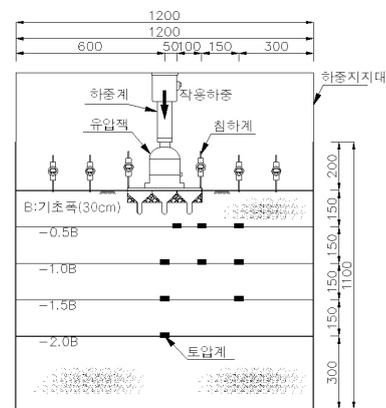
본 실험에서 기초지반은 공기 건조된 주문진 표준사를 사용하였으며, 강사장치를 통한 지반의 조성은 느슨한 지반의 경우 건조단위중량이  $13.6kN/m^3$ , 중간조밀한 지반의 경우  $14.4kN/m^3$ 으로 조성하였다. 또한 각각의 상대밀도에서 기초지반의 강도정수를 파악하기 위해

표 1. 토조 모형실험 조건

지반조건	상대밀도 (단위중량)	기초조건	
		기초종류	기초형상
느슨한 모래지반(Loose Sand)	31% ( $13.6kN/m^3$ )	무처리기초	
		팽이기초	
중간 조밀한 모래지반(Medium Sand)	57% ( $14.4kN/m^3$ )	원추형기초	
		T형기초	



(a) 계측기 설치위치 평면도



(b) 계측기 설치위치 단면도

그림 2. 모형토조제원 및 계측기 설치위치도(단위: mm)

조성된 지반조건과 동일한 단위중량으로 직접전단시험을 수행한 결과는 표 2와 같다.

### 3.2.2 2차원 모형실험

팽이기초의 지지력에 영향을 미치는 전단파괴 형상을 검토하기 위하여 그림 3과 같이 기초지반의 거동 확인이 용이한 탄소봉을 이용하여 2차원 평면거동실험을 수행하였다. 기초지반의 전단변형 특성을 검토하기 위하여 재하판 중심으로부터 수평방향으로 2B(B:재하판 폭), 깊이방향으로는 지표면부터 1.5B 만큼 탄소봉을 이용하여 지반을 조성하였으며, 하중재하에 따른 지반의 전단파괴형상 확인이 용이하도록 하기 위하여 0.25B 간격으로 색이 다른 탄소봉을 설치하였다. 기초조건은 팽이기초와 무처리기초로 구분하여 실험을 수행하였으며, 모형팽이기초는 실제 팽이기초(Φ500형)의 1/5 스케일로 제작된 기초를 2열(B=200mm) 설치한 후, 팽이기초

사이에는 실제와 동일하게 1/5스케일(최대직경 5mm)로 가공된 채움쇄석을 붓다짐하여 최대한 밀실하게 충전되도록 하였다. 또한 팽이기초의 연결철근 효과를 나타내기 위하여 말뚝과 말뚝을 연결하여 일체거동을 하도록 하였다. 무처리기초의 경우에는 팽이기초와 동일한 조건에서의 거동을 검토하기 위하여 지반조건 및 재하판 폭을 동일하게 하였으며, 재하시 동일한 양의 침하를 발생 시켰을 경우의 거동을 비교·검토하였다. 기초별 지반의 거동 변화는 사진촬영을 통하여 재하전과 재하후의 탄소봉 위치변화를 비교함으로써, 전단파괴면의 형상, 지반의 변형상태 등을 검토하였다.

### 3.3 모형실험 결과

#### 3.3.1 형상에 따른 거동 특성

팽이기초 형상에 따른 하중-침하특성을 검토하면, 그

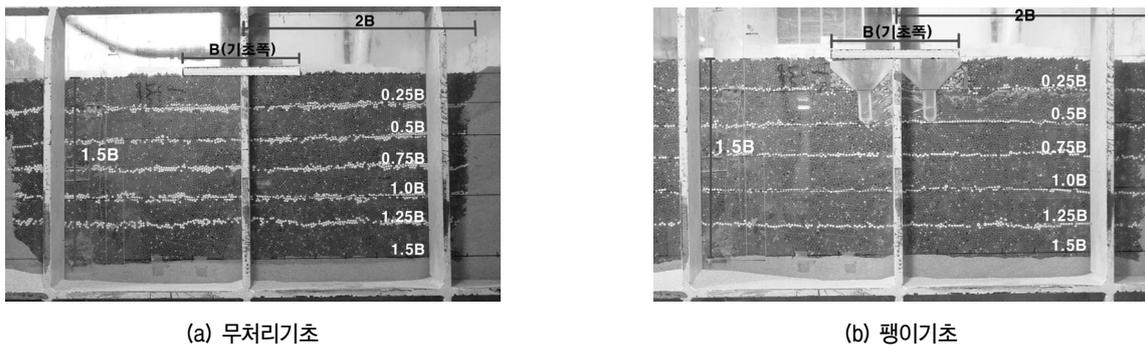


그림 3. 탄소봉을 이용한 지반조성

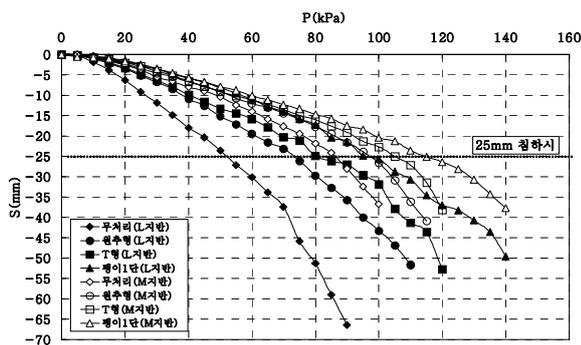


그림 4. 팽이기초 형상 변화에 따른 하중-침하곡선

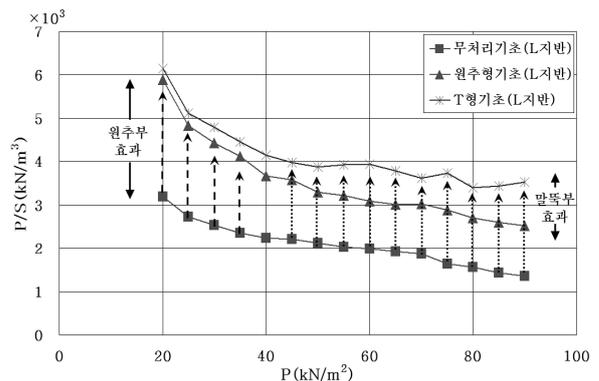


그림 5. 하중단계에 따른 팽이기초 형상의 지지특성

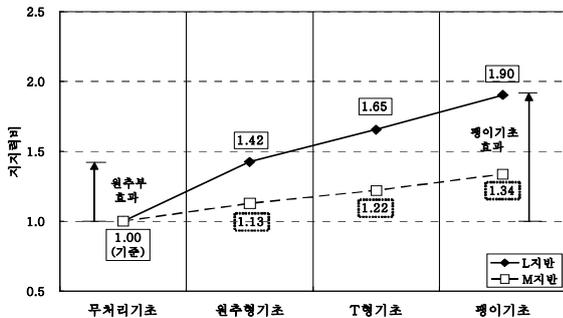
표 2. 조성된 모형지반의 강도정수

지반조건	상대밀도(%)	단위중량(kN/m <sup>3</sup> )	내부마찰각(°)
느슨한지반(L지반)	31	13.6	30
중간조밀지반(M지반)	57	14.4	35

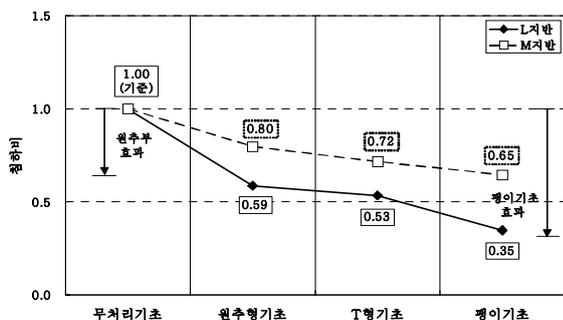
림 4와 같이 상대밀도의 변화에 상관없이 동일 침하량에서 무처리 기초, 원추형기초, T형기초, 팽이기초순서로 큰 하중을 지지하는 것으로 나타났다. 상대밀도에 따른 하중-침하거동을 비교하면 원추형기초의 경우 느슨한 지반에서 효과가 더 크게 향상되는 것으로 나타났는데, 이는 팽이기초의 원추부 형상이 응력분산효과에 큰 영향을 미치며, 느슨한 지반에서 더욱 큰 효과를 나타내기 때문인 것으로 사료된다. 탄성영역 범위 내에서 기초의 지지특성을 나타내는 지반반력계수( $K=P/S$ )를 하중 단계별로 나타낸 그림 5를 살펴보면, 낮은 하중 단계에서는 응력분산효과를 나타내는 원추형기초 효과가 크게 나타나나 하중의 크기가 증가할수록 말뚝부의 효과가 지지특성에 더 크게 영향을 미치는 것으로 나타났다. 이는 하중증가에 따른 말뚝부내의 구속력 증가에 의한 것으로 사료된다.

재하실험 결과로부터 지지력을 추정하는 방법은 Terzaghi-Peck(1967)이 제시한 P-S 곡선에서 전 침하량 기준인 25mm일 때의 하중에 안전율 1.5를 고려하여 허용지지력을 예측하였다.

상대밀도에 따른 팽이기초 형상별 허용지지력 및 침하량을 비교한 결과는 그림 6과 같다. 팽이기초 형상별 허용지지력은 그림 6(a)와 같이 무처리기초에 비해 원추형



(a) 지지력비



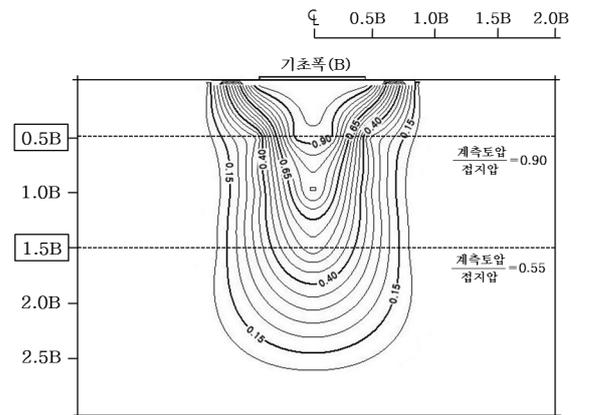
(b) 침하비

그림 6. 팽이기초형상에 따른 지반종류별 지지력비 및 침하비

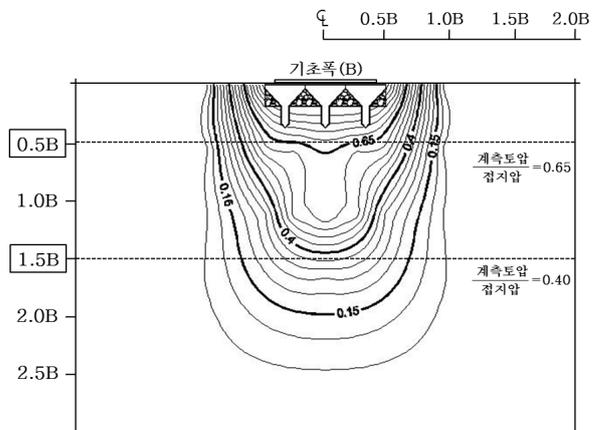
기초의 경우 1.13~1.42배 증가하고, T형기초의 경우 약 1.22~1.65배 증가하는 것으로 나타났으며, 팽이기초는 원추형기초와 T형기초의 효과를 조합한 1.90(1.42×1.65=약 2.3)~1.34(1.13×1.22=약 1.3배)의 지지력 향상효과가 나타남을 확인할 수 있다. 또한 그림 6(b)와 같이 동일하중(무처리기초의 허용지지력, 35kPa(L지반), 57kPa(M지반))작용시 팽이기초 형상별 발생침하량을 비교하면, 무처리기초에 비해 원추형기초는 0.59~0.80배, T형기초의 경우 0.53~0.72배 수준으로 나타났으며, 팽이기초는 원추형기초와 T형기초의 효과를 조합한 0.35배(0.59×0.53=약 0.31배)~0.65배(0.8×0.72=약 0.58)의 침하감소효과가 나타났다.

### 3.3.2 지중응력분포 특성

팽이기초의 지중응력분포 특성을 검토하기 위하여 동일하중조건에서 무처리기초와 비교한 결과는 그림 7과 같다. 무처리기초와 팽이기초의 지중응력 분포를 비교하면, 무처리기초는 심도 0.5B(B=기초폭)에서 발생응력



(a) 무처리기초



(b) 팽이기초

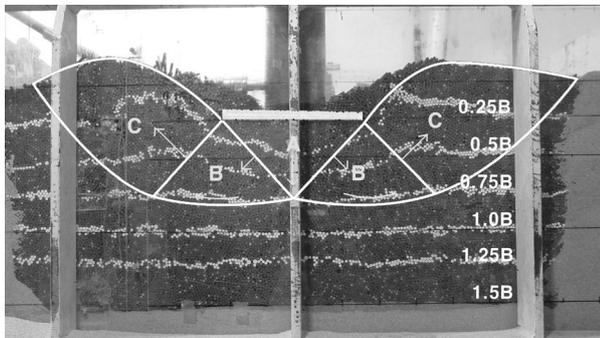
그림 7. 지중응력 분포(L지반, 무처리기초 항복하중 적용시)

이 기초 중앙부에 집중되며 계측토압/접지압이 약 90%까지 전달되는 반면, 팽이기초의 경우 동일깊이에서 응력분포가 기초하부 전체에 비교적 균등하게 분포하며 계측토압/접지압이 약 65%로 무처리기초에 비하여 적은하중이 기초하부로 전달되는 것으로 나타났다. 또한, 심도 1.5B에서도 무처리기초에 비하여 팽이기초 설치시 비교적 지중응력이 균등하게 분포하고 있으며, 무처리기초의 계측토압/접지압은 55%로 나타나고 있으나, 팽이기초의 경우, 약 40% 정도로 작게 발생하는 것으로 나타났다.

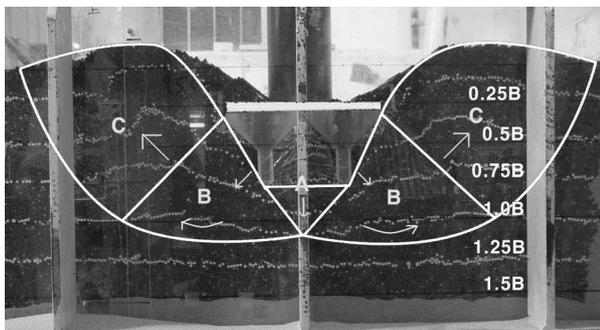
이와 같은 지중응력분포 형상을 고려할 때 팽이기초는 무처리기초와 달리 원추부와 말뚝부, 채움쇄석에 의하여 기초지반에 응력이 집중되는 것을 방지함으로써 지반의 파괴를 억제하여, 무처리기초에 비해 더 큰 하중까지 지지할 수 있는 것으로 판단되며, 침하에 큰 영향을 미치는 지중응력이 무처리기초에 비하여 적게 지반으로 전달되므로 침하량이 감소하는 현상이 나타나는 것으로 사료된다.

### 3.3.3 기초지반의 전단거동

지지력 향상 및 침하억제를 목적으로 사용되는 팽이기초의 전단파괴 형상을 검토하기 위하여 하중증가에



(a) 무처리기초



(b) 팽이기초

그림 8. 2차원 평면거동 실험에서 전단활동면 형상

따른 기초지반의 거동확인이 용이한 탄소봉을 이용하여 동일 조건에서 기초지반의 파괴형상을 비교·분석하였다. 무처리기초의 전단파괴 거동을 나타낸 그림 8(a)를 살펴보면, 전체적인 기초 지반의 거동은 하중증가에 따라 기초 아래 지반을 몇 개의 블록으로 나누는 활동면을 따라 전단거동이 발생하게 되는데 블록 A 영역에서는 무처리기초 중심부에 응력이 집중되어 지반의 거동이 기초 중심부에서는 크게 발생하고 기초 외곽부에서는 적은 거동을 보이는 삼각형 블록 형상의 거동을 보이며, 블록 B에서는 수평, 회전이동을 하고, 최종적으로 블록 C에서는 위로 이동하는 전형적인 얇은기초의 파괴거동을 나타내고 있다. 반면, 팽이기초의 전단파괴 거동(그림 8(b))을 살펴보면, 팽이기초 말뚝부까지의 지반은 팽이기초와 동일하게 기초로써의 거동을 보이며 블록 A 영역이 팽이기초 말뚝하부에서 형성되는 것으로 나타나 무처리기초에 비해 비교적 깊은 전단활동 거동을 보이고 있다. 하중재하에 따른 전단활동면은 무처리기초의 경우, 용기범위는 1.97B, 용기고는 0.125B, 활동깊이는 0.8B 깊이정도까지 얇게 형성되는데 비해 팽이기초의 경우 용기범위는 2.00B, 용기고는 0.139B, 활동깊이는 1.1B 깊이까지 약 1.3배 깊게 형성됨으로써 지반의 전단저항면이 증가되어 팽이기초의 지지력이 향상되는 형상을 나타내고 있다. 또한 무처리기초의 경우에는 기초 직하부(A 블록)에서 토사의 수직 및 수평변위가 발생함으로써 지반의 저항력이 감소하고 침하가 많이 발생하는 현상이 나타나는데 비해 팽이기초의 경우에는 하중이 증가하면 팽이기초와 쇄석부가 결속되며 일체거동을 하게 되어 기초의 근입깊이 효과가 나타나며, 말뚝부가 토사의 측방변위를 억제함으로써, 기초의 지지력 증대와 침하억제 효과가 발생하는 것으로 판단된다. 따라서 이와같은 팽이기초의 전단변형특성이 지지력 향상에 큰 영향을 미치는 것으로 판단되며, 팽이기초의 지지력 산정시 전단활동면의 형상을 고려한 팽이기초의 지지력 향상효과를 고려하여야 할 것으로 판단된다.

### 3.3.4 모형실험과 이론식에 의한 지지력 비교

팽이기초 지지력을 예측하기 위해 사용되고 있는 기존 지지력식의 합리성을 판단하기 위하여 상대밀도를 달리하여 수행된 모형실험 결과를 기존이론식과 비교·검토하였다. 지지력이론식을 이용하여 모형기초의 지지력을 예측하기 위해 모형지반과 동일한 밀도로 직접전단실험을 수행하였으며, 산정된 강도정수(표 2 참조)를

표 3. 모형실험과 이론식에 대한 허용지지력

지반조건	팽이기초의 허용지지력(kPa)		
	실험값	기존이론식	$q_a$ -기존이론식/ $q_a$ -모형실험
L지반	66	34.38	0.52
M지반	77	66.20	0.86

기존 이론식에 적용하여 허용지지력을 계산하였다. 모형실험 및 이론식을 통하여 산정된 허용지지력을 비교한 결과는 표 3과 같다. 표 3을 검토하면, 느슨한지반에서 팽이기초이론식은 모형실험결과에 비해 52% 정도의 값을 나타내었으며, 중간조밀한 지반의 경우 86%의 값을 나타내었다.

#### 4. 현장재하실험

##### 4.1 국내 현장에서 수행된 재하실험 결과

국내지반에 적용된 팽이기초의 지지특성을 검토하기 위하여 10여 년간 수행된 100여개 현장의 재하시험 결

과를 토질특성(모래계열, 실트계열, 모래 및 실트섞인 점토계열)과 지반의 강도특성(N값), 기초크기, 지하수 영향유무, 기초지반 보강(쇄석치환, PP매트+쇄석치환 후 팽이기초 시공) 등에 따른 지지특성을 분석한 결과는 그림 9와 같다. 지지특성 분석시 지하수 영향유무는 재하실험이 수행된 현장의 시추조사 자료를 근거로 재하실험위치에서의 지하수 유무를 조사하여 판단하였다. 또한, 재하실험 자료를 검토하면 대부분의 자료가 재하장치의 용량 및 성능, 반력하중 등의 제약 조건으로 인하여 항복하중이나 극한하중까지 재하하지 못하였기 때문에, 본 연구에서는 Chin(1970)에 의해 제시된 쌍곡선법을 이용하여 극한지지력을 예측하였다. 그림 9를 살펴보면, 동일한 지반강도(N값)에서 모래계열의 지지력이 가장 크게 나타났으며, 모래 및 실트섞인 점토계열의 지반의 지지력이 가장 작게 평가되었다. 또한, 연약한 지반내에서 팽이기초의 기능향상효과를 위하여 쇄석치환 및 PP매트+쇄석치환 한 경우, 보강 없이 적용된 팽이기초에 비하여 약 2배 지지력이 향상되는 것으로 나타났다.

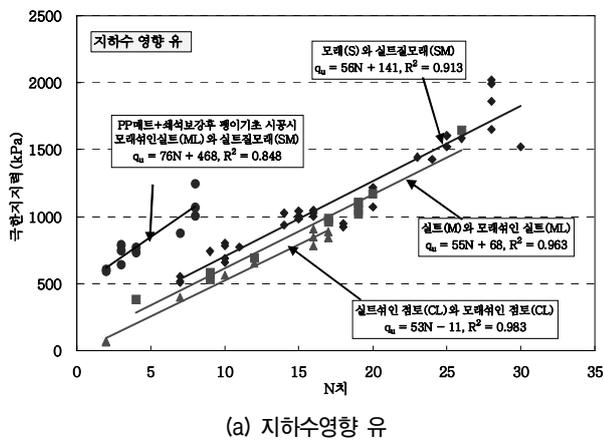
##### 4.2 현장재하실험과 기존이론식에 의한 지지력 비교

팽이기초의 지지력을 예측하기 위해 사용되고 있는 기존 지지력식의 적정성을 판단하기 위하여 지하수영향이 있는 지반과 지하수영향이 없는 지반의 경우로 나누어 기존지지력식과 현장재하실험 결과를 비교·검토하였다.

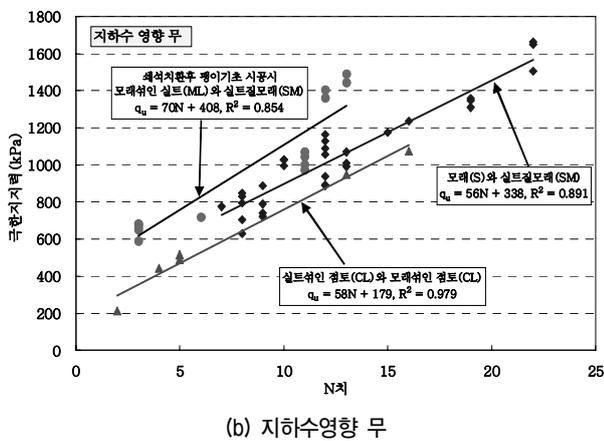
기존이론식을 통한 지지력 산정시 지하수영향이 있는 지반의 단위중량은 수중단위중량( $\gamma_{sub}$ )을 적용하였으며, 지하수영향이 없는 지반의 경우에는 습윤단위중량( $\gamma$ )을 적용하였다. 또한, N값에 따른 내부마찰각은 Dunham(1954)이 제시한  $\phi = \sqrt{12N} + 15$ 를 사용하여 지지력 계수를 결정하였다.

지하수영향이 있는 지반에 대해 기존이론식과 현장재하실험결과에 의한 극한지지력을 비교하면, 그림 10(a)와 같이 기존이론식은 현장계측 값에 비하여 약 21~60% 수준으로 매우 보수적으로 평가되었으며, 지하수영향이 없는 지반에 경우에도 기존이론식과 재하실험결과를 비교하면, 그림 10(b)와 같이 약 38~72% 수준으로 보수적으로 평가되었으며, 이는 모형실험과 기존이론식을 비교한 경우와 동일한 결과를 나타내었다.

또한 지반의 강도특성인 N값에 따라 기존이론식과

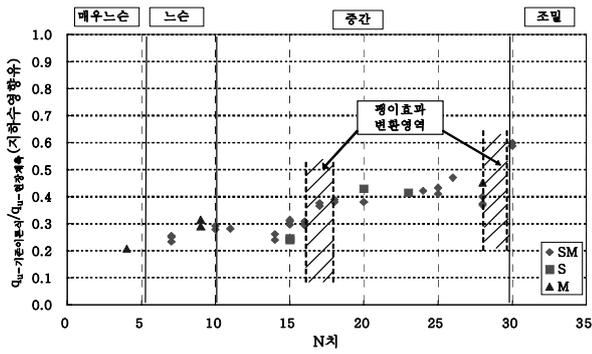


(a) 지하수영향 유

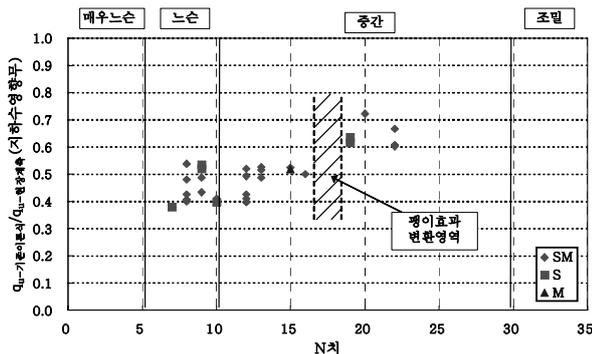


(b) 지하수영향 무

그림 9. N값 및 토질종류에 따른 팽이기초의 지지력



(a) 지하수영향 유



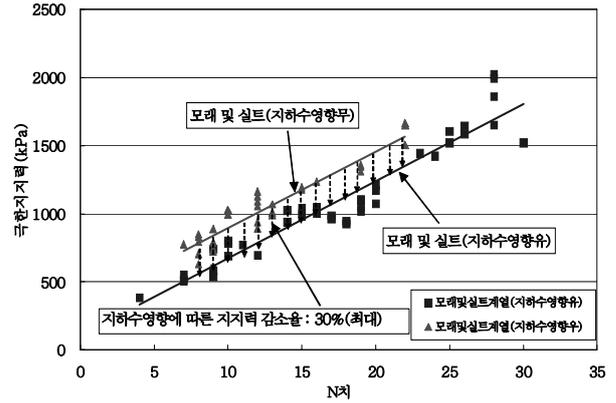
(b) 지하수영향 무

그림 10. 기존설계식과 현장계측에 대한 극한지지력 비

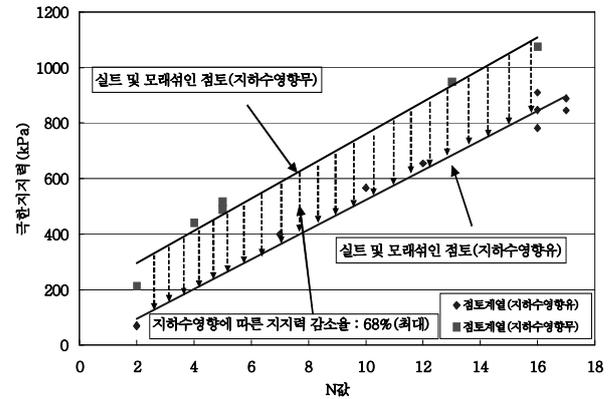
현장재하실험 결과를 비교하면 다소 상이한 결과를 나타내었는데, 지하수 영향이 있는 지반의 경우 N값이 4~16 범위에서 약 21~31% 수준으로 가장 작게 평가되었으며, N값이 17~28 범위에서는 38~47% 수준으로 나타났고, N값이 28~30범위(조밀)에서는 59~60% 수준으로 나타났다. 지하수영향이 없는 지반에서도 동일하게 N값이 4~16 범위에서는 약 38~54% 수준으로 나타났으며, N값이 17~28 범위에서는 61~72% 수준으로 기존 설계식과 현장계측치의 차이가 작아지는 것으로 나타났다. 이는 모형실험 및 현장실험에 나타난바와 같이 팽이기초의 지지력 향상효과는 상대밀도가 증가할수록 다소 감소하는 현상이 있었으나, 기존 지지력식은 모든 지반에 동일한 지지력 향상효과를 고려하고 있기 때문인 것으로 판단된다. 따라서 N값에 따라 팽이기초의 지지력 향상효과를 달리 적용해야 할 것으로 판단된다.

#### 4.3 지하수 영향에 따른 지지력 특성

지하수영향 유무에 따른 결과를 비교하면, 지하수영향이 있는 지반에서 기존이론식/현장계측 값이 지하수영향이 없는 지반에 비해 작게 평가되었는데, 이는 지하



(a) 모래 및 실트 지반



(b) 실트 및 모래섞인 점토

그림 11. 지하수영향에 따른 지지력 감소율

수영향이 있는 지반에서 팽이기초의 지지력 산정시, 기초지반을 100% 포화되어 있는 지반으로 가정하여 수중단위중량( $\gamma_{sub}$ )를 적용하고 있으나, 현장재하실험 결과인 그림 11을 고려하면, 비교적 투수계수가 큰 모래 및 실트계열의 지반에서는 지하수 영향에 따라 약 30% 지지력이 감소되며, 모래 및 실트섞인 점성지반에서는 약 68% 감소되는 것으로 나타나 투수계수가 큰 지반에서 지하수 영향에 의한 지지력 평가가 매우 보수적으로 예측하고 있는 것으로 판단된다. 따라서 투수계수가 비교적 큰 모래 및 실트지반의 경우 적절한 지하수 영향을 고려한 지지력 예측이 필요할 것으로 판단된다.

### 5. 팽이기초 지지력 제안공식

#### 5.1 팽이기초 지지력 공식 제안

팽이기초의 지지력 공식은 현장재하실험, 모형실험의 연구 결과를 근거로 하였으며, 사실상 지반에서 보다

합리적으로 팽이기초의 지지력을 예측할 수 있는 식 (2) 및 식 (3)과 같이 제안하였다.

- 지하수영향이 없는 경우

$$q_{u-TBF} = S_D \cdot S_F \{ 0.5 \gamma_t B_{TBF} N_r S_r d_r + \gamma_t D_f N_q S_q d_q \} \quad (2)$$

- 지하수영향이 있는 경우

$$q_{u-TBF} = S_D \cdot S_F \{ 0.35 \gamma_{sat} B_{TBF} N_r S_r d_r + 0.7 \gamma_{sat} D_f N_q S_q d_q \} \quad (3)$$

여기서,  $q_{u-TBF}$  : 팽이기초의 극한지지력

$S_D$  : 팽이기초의 응력분산효과를 나타내는 계수(그림 13(d) 참조)

$S_F$  : 팽이기초의 파괴형상을 고려한 경험적인 계수(1.3 적용)

$B, L$  : 구조물의 폭 및 길이(그림 12 참조)

$B_{TBF}, L_{TBF}$  : 팽이기초의 폭 및 길이(그림 12 참조)

$H$  : 팽이기초의 높이(그림 12 참조)

$D_f$  : 지표면으로부터 팽이기초 말뚝 선단부까지 깊이

$\omega$  : 응력분산각(N값에 따라 상이하게 적용, 그림 13 참조)

$\gamma_t, \gamma_{sat}$  : 각각 흙의 습윤단위중량 및 포화단위중량

$N_r, N_q$  : Meyerhof의 지지력계수(식 (4), 식 (5) 참조)

$S_r, S_q$  : Meyerhof의 형상계수(표 4 참조)

$d_r, d_q$  : Meyerhof의 깊이계수(표 4 참조)

제안된 팽이기초 지지력식의 기본 공식은 Meyerhof의 지지력공식을 적용하였는데, 이 공식은 비교적 깊은 파괴거동을 고려하여 제시된 식이며, 실제지반의 파괴양상을 비교적 잘 반영하고 있고, 모형실험 결과를 고려할 때 가장 합리적인 식으로 판단된다. 수정된 지지력계수는 식 (4) 및 식 (5)와 같다.

표 4. 제안식에 사용되는 기초형상, 깊이 수정계수

계수	계수 식	적용범위
형상계수	$S_q = S_r = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$S_q = S_r = 1$	$\phi = 0$
깊이계수	$d_q = d_r = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_r = 1$	$\phi = 0$

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45 + \phi/2) \quad (4)$$

$$N_r = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (5)$$

기존 팽이기초 지지력식은 기초의 형상을 고려한 계수만을 사용하여 적용하였으나, 제안된 식은 표 4와 같이 Meyerhof식 중 기초형상, 기초의 근입깊이 효과를 고려할 수 있는 깊이계수를 고려할 수 있는 식이다.

팽이기초의 전단파괴 형상은 그림 8에 나타낸바와 같이 무처리기초의 파괴양상과 비교해서 팽이기초 말뚝부에 의한 측방변위 억제 및 근입깊이 효과에 의하여 지반의 파괴형상이 팽이기초 하부에서부터 지반의 파괴거동이 시작되며, 무처리기초에 비해 더 깊고 넓게 파괴면이 형성되었다. 이와 같은 전단활동거동은 팽이기초의 지지력을 향상시키는 하나의 원인으로 사료되며, 이로 인한 지지력 향상효과를 고려해야 될 것이다. 따라서 팽이기초의 지지력 산정시, 팽이기초의 파괴형상을 고려한  $S_F$ (shape of failure surface)계수를 적용하였다. 팽이기초의 파괴형상에 따른 지지력 향상효과는 현장지반조건인 수많은 변수들에 의해 이론적인 접근이 어려운 관계로 모형실험에 의한 파괴형상인 그림 8를 근거로 제안식이 안전측으로 예측되는 값을 적용하였으며, 분석결과 1.3을 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

투수계수가 큰 지반에서 지하수영향에 따른 지지력 감소효과는 점성토지반과 달리 약 30% 감소되는 것으로 나타났는데, 이는 모래 및 실트계열 지반의 경우 투수계수가 비교적 크고, 팽이기초의 채움쇄석에 의해 간극수압 증가가 감소되기 때문인 것으로 판단된다. 따라서 현장재하실험 결과와 이론식을 비교한 결과, 지하수영향이 있는 투수계수가 큰 지반에서는 포화단위중량( $\gamma_{sat}$ )에 70%를 이론식에 적용하는 것이 적절할 것으로 판단된다. 따라서 투수계수가 큰 지반에서 지하수영향이 있는 경우 지하수영향에 의한 계수 0.7을 기본식에 적용하여 제안하였다.

팽이기초의 응력분산효과를 고려한 계수  $S_D$ (stress distribution factor)는 기존지지력식과 동일하게 팽이기초 말뚝부 선단 깊이까지의 팽이기초와 기초지반이 일체가 된 변형이 일어나게 되며, 팽이기초의 응력분산효과에 의하여 그림 12에서와 같이 팽이기초 상부의 하중  $q_f$ 가 말뚝부 선단에서는  $q_f'$ 로 감소한다. 따라서 팽이기초의 파괴가 발생할 때의 극한지지력을  $q_f'$ 에 대하여 계산하고 실제의 설계지지력  $q_f$ 로 변환하면 된다. 이렇게

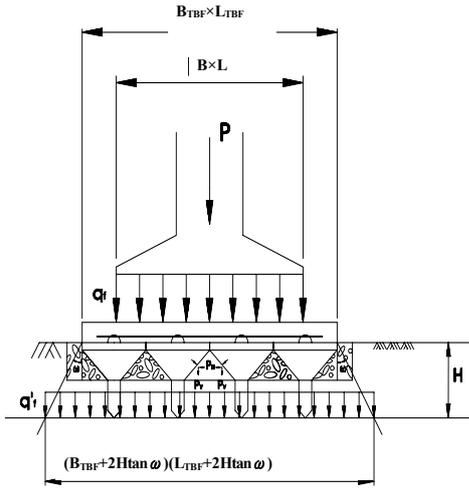
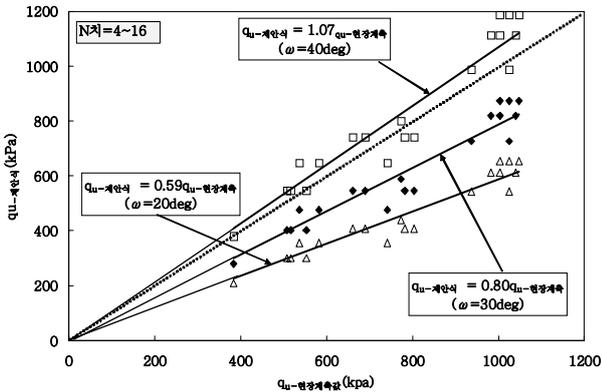


그림 12. 응력분산에 의한 지지력 향상계수  $S_D$

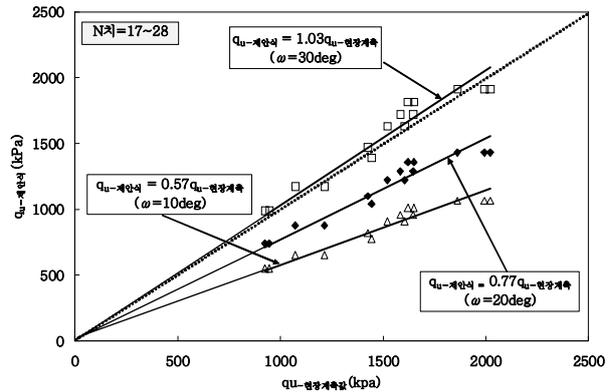
제안된 계수  $S_D$ 는 식 (6)과 같이 계산 된다.

$$S_D = \frac{(B_{TBF} + 2H \tan \omega)(L_{TBF} + 2H \tan \omega)}{B \times L} \quad (6)$$

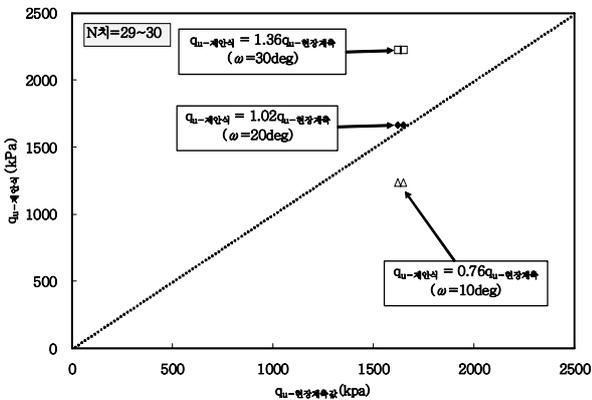
또한, 모형실험 및 현장재하실험 결과를 고려할 때, 팽이기초는 지반의 강도(N값)가 증가함에 따라 팽이기초의 응력분산효과가 감소하게 되어 지반강도(N값)가 클수록 팽이기초의 지지력 향상효과가 감소되는 현상이 나타났으나, 기존식의 응력분산효과를 고려하는  $K_1$  계수는 지반의 강도(상대밀도)에 상관없이 동일한 값을 적용하고 있다. 따라서 현장재하실험 결과를 근거로 N값에 따라 응력분산효과를 달리 적용해야 할 것으로 판단되어 N값에 따른 현장계측값과 제안식에 의한 예측값을 비교한 결과, N값이 4~16 범위의 경우 그림 13(a)와 같이 분산각을 30°로 적용하는 것이 적절할 것으로 판단되며, N값이 17~28 범위의 경우에는 그림 13(b)과 같이 분산각을 20° 적용하며, N값이 29~30 범위는 그림 13(c)과 같이 10°로 적용하는 것이 가장 적절한 것으로 나타났다. 따라서 본 지지력 제안식에서는 N값 및 기초 폭에 따른 지지력 향상 계수  $S_D$ 를 그림 13(d)와 같이 제시하였다.



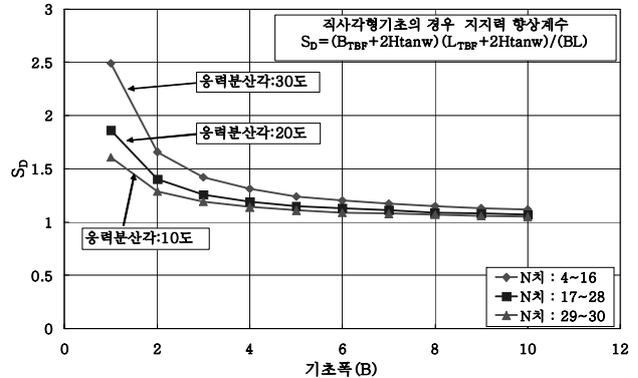
(a)  $N_{값}=4 \sim 16$



(b)  $N_{값}=17 \sim 28$

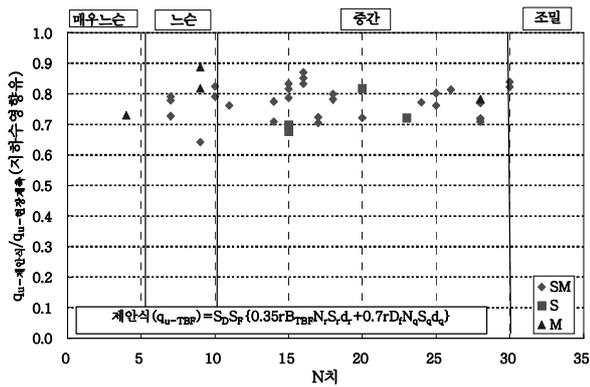


(c)  $N_{값}=29 \sim 30$

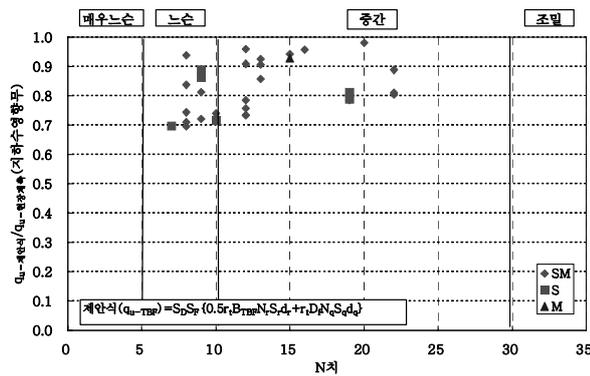


(d) 지지력 향상계수  $S_D$

그림 13. N값에 따른 응력분산각 및 지지력향상계수  $S_D$



(a) 지하수영향 유



(b) 지하수영향 무

그림 14. 지반조건별 제안식과 현장계측 비교

## 5.2 지지력 제안식과 현장계측값의 비교

제안된 팽이기초 지지력식의 적정성을 검토하기 위하여 현장계측값과 비교한 결과는 그림 14와 같다. 지하수영향이 있는 지반에 대해 제안식과 현장계측값을 비교하면, 그림 14(a)에서 보는바와 같이 제안식은 현장계측값에 대해 비하여 N값이 4~16 범위(매우느슨~중간조밀)의 경우, 약 64~89%로 평가되었으며, N값이 17~28 범위(중간조밀)에서는 71~82%로 나타났고, N값이 29~30범위(조밀)에서는 82~84%이다. 또한 지하수영향이 없는 지반에 대해 제안식과 재하실험 값을 비교하면, 그림 15(b)에서와 같이 N값이 4~16 범위(매우느슨~중간조밀)의 경우, 약 70~96%이고, N값이 17~28 범위(중간조밀)에서는 78~98%로 나타나 새롭게 제안된 지지력식은 기존식에 비해 보다 합리적인 지지력을 예측할 수 있을 것으로 판단된다.

## 6. 결론

팽이기초의 거동메커니즘을 구명하고, 합리적인 팽

이기초의 지지력식을 제시하기 위하여, 모형실험, 현장 재하실험을 수행하였으며, 그 결과를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 팽이기초 설치에 따른 향상효과는 팽이기초의 형상과 채움쇄석의 상호거동에 의해 나타나는데, 채움쇄석과 원추부는 접지압 분포를 균등하게 분포함으로써 지반의 파괴를 억제하고, 지중응력 감소시킴으로써 침하량을 감소시키는 역할을 하며, 말뚝부는 측방변형을 억제하고 하중증가에 따라 하부지반의 구속력을 증가시키며, 기초지반의 전단변형을 깊고 넓게 발생시킴으로써 지지력을 향상시키는 역할을 한다.
- (2) 동일한 토질종류에 대해 지하수 유무에 따라 팽이기초의 지지력을 비교한 결과 투수계수가 비교적 큰 모래 및 실트계열의 지반에서는 지하수에 의해 지지력의 감소가 적게 나타나나, 투수계수가 작은 실트 및 모래섞인 점토의 경우 지지력 감소가 크게 나타났다. 따라서 팽이기초의 지지력 예측시 지하수 영향에 대한 적절한 고려가 필요할 것으로 판단된다.
- (3) 기존 팽이기초 지지력 추정식을 재하실험결과와 비교한 결과, 약 20~70% 수준으로 기존이론식이 현장계측값에 비해 보수적으로 예측되었으나, 제안식을 재하실험결과와 비교하면, 약 64~98% 수준으로 기존식에 비해 보다 합리적인 지지력을 예측하였다. 따라서 지반의 강도특성(N값), 지하수영향, 팽이기초의 파괴형상을 고려하여 추정하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

## 참고 문헌

1. 김찬국 (2009), “연약지반상 팽이기초 적용에 따른 거동특성”, 단국대학교 박사학위 논문.
2. 김학문, 김찬국 등 (2004), “현장타설형 팽이말뚝기초공법 적용에 따른 기초 및 지반거동에 관한 연구” 연구보고서.
3. 조진호 (2007), “모래지반에서 팽이기초의 형상변화에 따른 모형실험연구”, 단국대학교 석사학위 논문.
4. (주)반석팽이기초 (2002), “Top-Base 공법설계자료”, pp.38-52.
5. Arai, K., H. Machihara, H. Shimzu, and Ohnishi, Y. (1987) “Improvement in Bearing Capacity by Employing the Foundation with Top-Shaped Concrete Blocks” *The Proceedings of Annual Conference of JSSMFE*. pp.1131-1132.
6. Chin, F. K. (1970), “Estimation of the Ultimate Load of Piles from Tests not Carried to Failure”, *Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conf. on Soil Engineering*, Singapore, pp.81-93.
7. Dunham, J. W. (1954), “Pile Foundation for Building”, *Proc JSMFFD*, ASCE, Vol.80, No.385, p.7.
8. The Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (1984), *Manual of Plate Loading Tests*, JSSMFE.

(접수일자 2010. 4. 27, 심사완료일 2010. 7. 6)



# 쌍곡선법을 이용한 계측 기반 연약지반 침하 거동 예측의 최적화 방안

## The Optimization of Hyperbolic Settlement Prediction Method with the Field Data for Preloading on the Soft Ground

추 윤 식<sup>1</sup> Choo, Yoon-Sik

김 준 현<sup>2</sup> Kim, June-Hyoun

황 세 환<sup>3</sup> Hwang, Se-Hwan

정 충 기<sup>4</sup> Chung, Choong-Ki

### Abstract

The settlement prediction is very important in preloading method for a construction site on the soft ground. At the design stage, however, it is hard to predict the settlement exactly due to limitations of the site survey. Most of the settlement prediction is performed by a regression settlement curve based on the field data during construction. In Korea, hyperbolic method has been most commonly used to align the settlement curve with the field data, because of its simplicity and many application cases. The results from hyperbolic method, however, may differ by data selections or data fitting methods. In this study, the analyses using hyperbolic method were performed about the field data of OO site in Pusan. Two data fitting methods, using an axis transformation or an alternative method which is a direct regression method, were applied with various data groups. If data was used only after the ground water level being stabilized, fitting results using both methods were in good agreement with the measured data. Regardless of the information about the ground water level, the alternative method gives better results with the field data than the method using an axis transformation.

### 요 지

연약지반 개량을 위한 선행재하 공법에서 현장 시공 조건에 따른 연약지반의 침하 거동을 예측하는 것은 매우 중요하다. 하지만 실제 지층의 구성이나 물성치를 정확히 평가하는 것은 매우 어렵기 때문에, 대부분은 침하 계측 데이터에 기반을 둔 침하량 추세 분석 방법을 통하여 최종 침하량 및 지반 물성치를 추정한다. 현재 다양한 침하량 추세 분석 방법이 제안되었으며, 국내 시공 현장에서는 쌍곡선법이 가장 널리 사용되고 있다. 하지만 동일한 현장에 대하여 쌍곡선법을 사용하더라도 계측 침하 자료의 회귀 방법, 그리고 분석 대상 구간을 선정함에 따라 침하량 결과는 상이하게 나타난다. 본 연구에서는 쌍곡선법을 이용하여 부산 OO 현장의 현장 계측 데이터로부터 침하 곡선을 추정하였다. 이때 쌍곡선법의 적용 조건을 다양하게 적용하였으며, 그에 따른 결과들을 비교, 분석하여 최적의 적용 방법을 제안하였다. 회귀 방법과 계측 데이터의 분석 구간에 따른 추정 치 변화를 평가하였으며, 이후 검증 시험을 통하여 적용 방법의 타당성을 검증하였다. 해석 결과 성토에 따른 지하수위 상승이 안정화된 시점 이후 해석하는 것이 안정적이며, 해석 방법에 대해서는 현장 데이터를 직접 회귀하는 것이 더 정확하게 침하 곡선을 추정할 수 있었다.

**Keywords :** Hyperbolic method, Levenberg -Marquardt Method, Regression method, Settlement prediction, Soft ground

1 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engr., Seoul National Univ., cysworld00@hotmail.com, 교신저자)

2 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engr., Seoul National Univ.)

3 정희원, (주)현대산업개발 부장 (Member, General Manager, Hyundai Development Company)

4 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Engr., Seoul National Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서론

연약지반에서는 일반적으로 선행 재하 공법을 이용하여 지반을 과압밀 상태로 만듦으로써 지반의 침하량을 제어한다. 선행 하중 공법을 적용할 때, 시공 계획을 수립하고 현장 상황에 따라 이를 수정, 관리하기 위하여 성토 하중에 따른 연약 지반의 침하 거동을 예측하는 것은 매우 중요하다. 하지만 연약지반의 압밀 침하 거동은 층의 두께, 지반의 물성치 및 시공 상황 등에 따라 많은 영향을 받기 때문에, 설계 시 해석적 방법만으로는 압밀 침하 거동을 정확히 예측하기 어렵다. 따라서 대부분의 현장에서는 침하 계측 자료 기반의 침하량 추세 분석 방법으로 지반의 압밀 침하 거동을 예측, 평가한다. 이러한 침하 예측 방법으로는 쌍곡선법(Tan et al., 1991), Hoshino 방법(Hoshino, 1962), Root S 방법(정성교 등, 1998), Asaoka 방법(Asaoka, 1978), Monden 방법(Monden, 1963) 등과 같이 다양한 기법이 제안되어 있으나, 국내 시공 현장에서는 많은 적용 사례와 방법의 간편성으로 인하여 쌍곡선법이 가장 널리 사용된다.

쌍곡선법은 연약지반에서 시간에 따른 압밀 침하 거동이 쌍곡선의 형태로 발생한다는 가정하에 계측된 침하 자료를 이용하여 쌍곡선 형태의 침하 곡선을 추정하여 향후 압밀 침하 거동을 예측하는 방법이다. 일반적으로 현장에서는 계측 자료로부터 근사도가 높은 쌍곡선식을 찾기 위하여 시간에 따른 침하 계측 자료를 축변환 뒤 선형 회귀 하며, 이때 선형성을 높이기 위하여 축변환 이후 선형성이 떨어지는 초반부의 일부 데이터를 제거하기도 한다. 따라서 데이터가 제거된 정도에 따라 동일한 계측 데이터라도 회귀 결과가 달라지게 되어, 지반의 압밀 침하 곡선이 다르게 추정될 수 있다. 하지만 초반 선형성이 떨어지는 데이터를 제거하는 것에 대한 기준 등이 따로 제시되어 있지 않은 상태이기 때문에, 해석 시 현장에서 자체적인 판단에 의하여 데이터가 임의로 제거되므로, 동일한 현장에 대하여 쌍곡선법을 적용하더라도 다른 해석 결과가 나타날 수 있다. 하지만 현재 데이터의 제거에 따른 해석 결과의 변화에 대한 연구는 이루어지지 않은 상태이다. 반면 축변환을 하지 않고 계측 자료를 직접적으로 회귀하여 압밀 침하 곡선을 추정하는 방법도 제시되었으나, 현재 현장 적용이 많이 이루어지지 않은 상태이며, 축변환 이후 회귀하는 기존 방법과의 비교, 분석 등에 대한 연구 및 데이터의 선택 방법에 따른 해석 결과의 변화 등에 대한 연구도 많이 부족

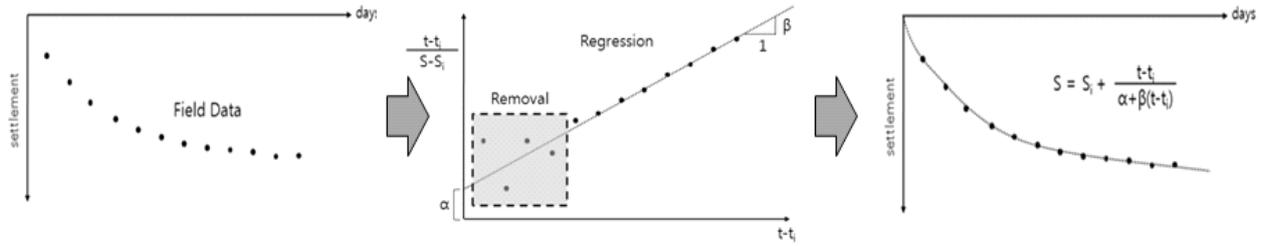
한 상황이다.

본 연구에서는 축변환 이후 회귀와 직접 회귀의 두 가지 회귀 방법을 부산 OO 현장에서의 계측 자료에 적용시켰으며, 이때 회귀 구간을 다양하게 하여, 그에 따른 추정치 및 추정치 변화 양상을 비교, 평가하였다. 또한 각 회귀방법 및 회귀 구간에 따른 추정치의 예측 정확성을 평가하기 위하여 검증 시험을 실시하였다. 이때 초반부의 계측 결과만을 이용하여 회귀 방법 및 회귀 구간을 변화시키며 추정 침하 곡선들을 산정하였으며, 이 곡선들을 후반부의 계측 데이터와 비교하였고, 이들을로부터 회귀 방법 및 회귀 구간의 예측 정확성을 정량적으로 비교, 검토하였다.

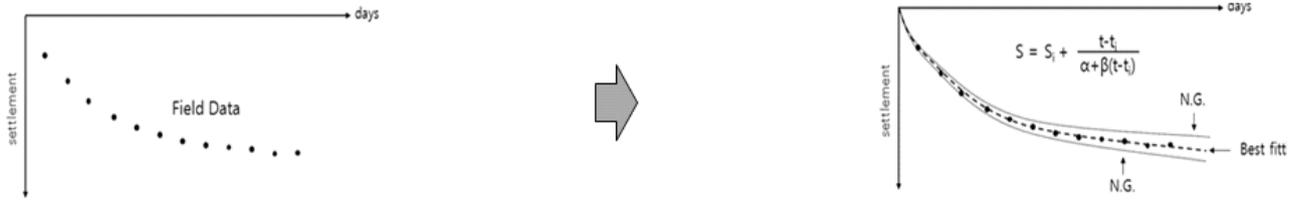
## 2. 회귀 방법 및 회귀 구간

### 2.1 회귀 방법

본 연구에서는 성토 완료 시점 이후의 데이터를 쌍곡선법에 적용하기 위하여 “축변환 후 회귀”와 “직접회귀” 두 가지 방법을 사용하였다. 첫 번째로, 축변환 후 회귀하는 방법은 가장 일반적으로 사용하는 방법으로 그림 1(a)와 같이 데이터를 축변환 시킨 후 선형 회귀를 수행한다. 이때 얻어진 선형 회귀식의 y절편과 기울기인  $\alpha$ 와  $\beta$ 를 쌍곡선 식에 대입하여 침하 곡선을 구하게 된다. 두 번째로 직접 회귀하는 방법은 그림 1(b)와 같이 계측 데이터의 축변환 없이 계측된 하중 침하 곡선으로부터 바로 회귀하여 최적의  $\alpha$ 와  $\beta$ 값을 갖는 쌍곡선을 결정하는 것이다. 본 연구에서 직접 회귀를 통하여 쌍곡선 계수를 결정할 때는 Levenberg -Marquardt Method를 사용하였다(Kenneth Levenberg, 1944; Donald Marquardt, 1963). 이 방법은 계산 방법이 간단하지만 수렴이 빠르고 정확한 결과를 나타내어 비선형 회귀 기법 중에서 표준적으로 사용되고 있다(Hagan, 1996). Levenberg -Marquardt Method는 비선형 형태의 함수가 존재할 때 이 함수와 x축이 만나는 점을 반복적으로 찾는다는 개념에서는 비선형 회귀방법 중 하나인 Newton 방법과 유사하지만, Newton 방법과는 다르게 계수  $\lambda$ 를 추가적으로 도입하였다. 계수  $\lambda$ 는 비선형 함수의 값이 x축에 가까워지면 정확도를 높이기 위하여 작아지지만, 멀어지게 되면  $\lambda$  값이 증가하여 결과가 발산하는 것을 방지하며, 이로 인하여 결과의 수렴성 및 정확성을 높일 수 있다. 본 연구에서는 이 방법에서 계측값과 쌍곡선 식에 대한 오차를



(a) 축변환 후 회귀에 의한 쌍곡선법



(b) 직접 회귀에 의한 쌍곡선법

그림 1. 회귀 방법에 따른 쌍곡선법

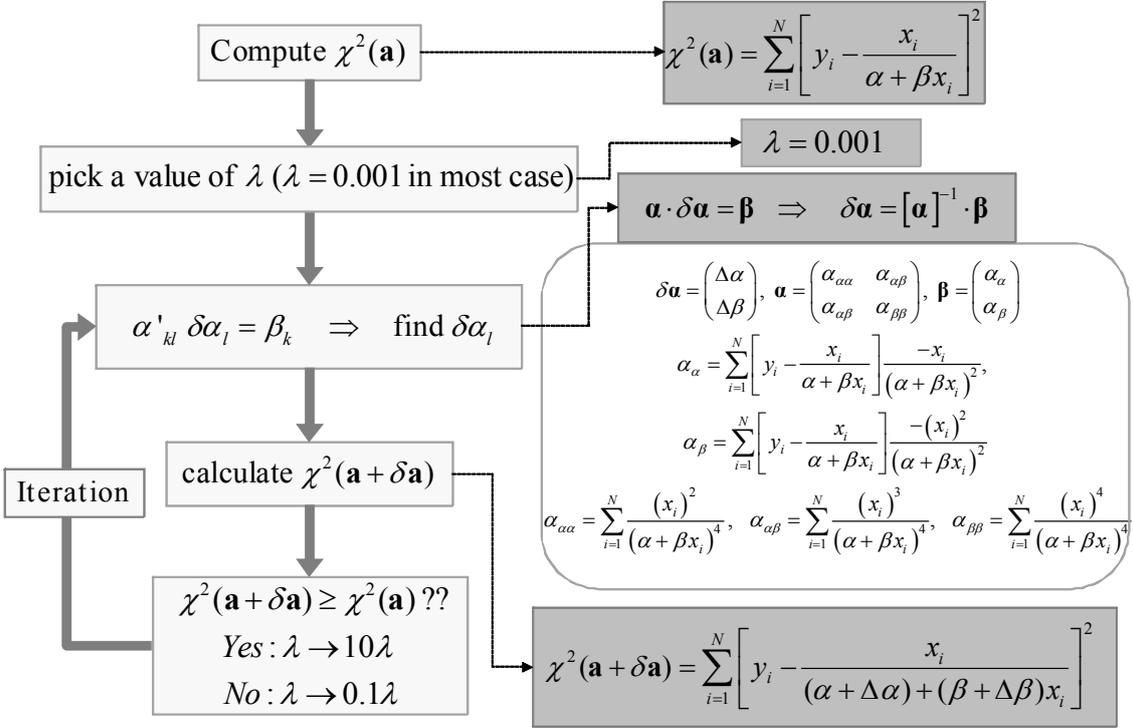


그림 2. Levenberg-Marquardt method를 이용한 직접 회귀 알고리즘

비선형 함수로 결정하여, 쌍곡선 식의 계수  $\alpha$ 와  $\beta$ 를 변화시키며 오차가 최소가 되도록 하였으며, 그 알고리즘은 다음 그림 2와 같다.

## 2.2 회귀 구간

회귀 구간에 따른 추정치의 변화를 비교, 분석하기 위하여 회귀 방법에 따라 회귀 구간을 다양하게 적용하였

다. 일반적으로 현장에서 축변환된 데이터의 초반부분을 선형 회귀 전에 제거하는 것과 동일한 조건을 만들기 위하여, 본 연구에서도 계측 데이터를 성토 완료 이후 시점부터 하나씩 제거하면서 회귀 구간을 설정하였다. 그림 3과 같이 계측 데이터가 point 1부터 point N까지 총 N개가 있다고 가정하면, 처음 해석에서는 point 1부터 point N까지를 회귀 구간으로 정하였고, 그 다음 해석에서는 point 2부터 point N까지, 그 다음은 point 3부

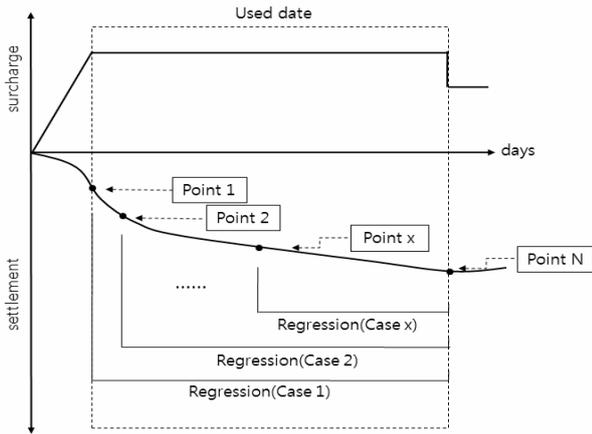


그림 3. 계속 데이터의 사용범위

터 point N까지로 설정하였다. 이런 방법으로 데이터를 하나씩 제거하며 회귀 구간을 정하였으며, 마지막 회귀 구간은 point N-1부터 point N까지 데이터로 하였다.

또한 쌍곡선법에서는 동일한 회귀 구간을 사용하더라도 초기점을 설정함에 따라 해석 결과가 달라질 수 있기 때문에, 해석 시 초기점을 지정하는 것이 매우 중요하다. 이 이유는 다음의 일반적인 쌍곡선 식으로부터 확인할 수 있다.

$$S = S_i + \frac{t - t_i}{\alpha + \beta(t - t_i)} \quad (1)$$

여기서  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 회귀를 통하여 결정되는 쌍곡선 계수이고,  $S$ ,  $t$ 는 임의의 시간에서의 침하량 및 시간이며  $S_i$ ,  $t_i$ 는 성토 완료 시점, 즉 초기점에서의 침하량과 시간이다. 여기에서 동일한  $\alpha$ 와  $\beta$ 를 갖는 쌍곡선이라도 초기의 값,  $S_i$ ,  $t_i$ 가 변하게 되면 임의의 시간 ( $t$ )에서의 침하량( $S$ )는 변하게 되는 것이다. 일반적으로 축변환 후 회귀를 실시하는 경우에는 모든 데이터들을 축변환 시킨 후 직선으로 회귀하고 그 직선을 다시 원래의 형태로 축변환하여 쌍곡선의 형태로 만든다. 따라서 축변환 이

후 직선 회귀 시 선형성이 떨어지는 데이터 구간을 삭제한다 하더라도 회귀 이전과 이후의 데이터 구간이 일정해야 하기 때문에 회귀에 사용된 데이터들 중 가장 앞의 데이터가 아닌, 축변환 전의 데이터 구간에서의 가장 앞의 데이터를 초기점으로 정한다. 하지만 직접 회귀의 경우에는 축변환 없이 회귀에 사용된 구간에서의 데이터만으로 해석을 실시하므로 회귀 구간의 가장 앞의 데이터를 초기점으로 정한다. 추가적으로 해석 조건을 동일하게 하기 위해 각 회귀 방법에 적용한 초기점을 다른 회귀 방법에 적용하려 하였으나 결과가 합리적이지 못하여 본 논문에 포함하지 않았다. 축변환 후 회귀에 있어서 회귀 구간 내의 최초의 데이터를 사용하였을 때에는 앞에서 언급하였듯이 축변환 이후 초기 데이터들의 선형성이 떨어지기 때문에 해석 결과가 매우 좋지 않았으며, 직접 회귀에서는 회귀 이후 성토 완료 지점을 초기점으로 곡선을 그리면 회귀에 사용된 구간과 초기점이 달라지기 때문에 전혀 다른 곡선이 생성된다. 따라서 본 연구에서는 그림 3과 표 1에 나타난 바와 같이 축변환 후 회귀에 대해서는 초기점을 성토 완료 지점으로 일정하게 하였으며, 직접 회귀한 경우에는 초기점을 회귀 구간에서의 최초 데이터를 초기점으로 하여 회귀를 실시하였다.

### 3. 회귀 구간에 따른 해석 및 결과

#### 3.1 전체 데이터에 대한 해석 및 결과

##### 3.1.1 해석 조건

본 연구에서는 부산 OO 현장에서 대표적인 6개 지점을 선별하여, 이 지점들에서 계속된 하중-침하 자료를 이용하여 해석을 수행하였다. 쌍곡선법은 그림 3과 같이 성토 완료 시점에서부터의 데이터를 이용하여 해석을 수행하므로, 각 지점에서 성토 완료 후 성토고가 일

표 1. 회귀방법에 따른 초기점 및 사용된 회귀 기간

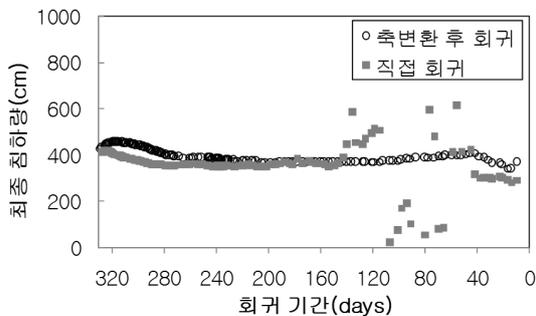
		직접 회귀	축변환 후 회귀
Case 1	초기값	Point 1	Point 1
	회귀시 사용된 구간	Point 1 ~ Point N	Point 1 ~ Point N
Case 2	초기값	Point 2	Point 1
	회귀시 사용된 구간	Point 2 ~ Point N	Point 2 ~ Point N
...	...	...	...
Case x	초기값	Point x	Point 1
	회귀시 사용된 구간	Point x ~ Point N	Point x ~ Point N

표 2. 각 지점별 해석 기간

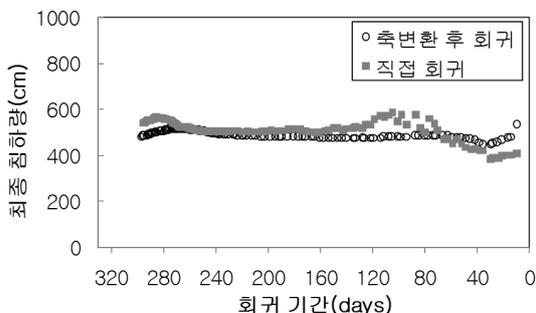
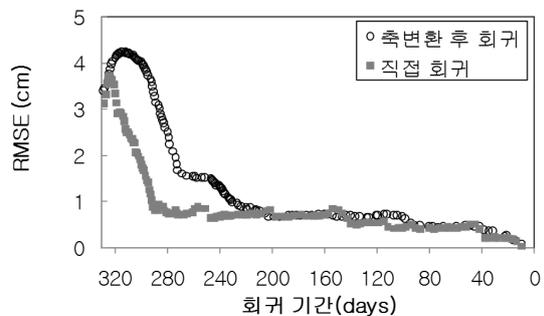
지점 번호	해석 기간(day)
ss-02	329
ss-06	297
ss-11	281
ss-17	302
ss-24	288
ss-31	307

정하게 유지되는 동안의 침하 데이터를 해석에 사용하였으며, 해석에 사용된 데이터 구간의 길이를 표 2에 정리하였다. 해석 결과는 예측 최종 침하량으로 표시하였으며, 회귀 데이터와 추정 침하 곡선의 형상이 잘 일치하는지 확인하기 위하여 계측 데이터와 추정치의 오차를 따로 표시하였다. 본 연구에서는 오차를 정량적으로 평가하기 위하여 RMSE를 사용하였다. RMSE(Root Mean Square Error)는 계측치와 추정치 사이의 오차를 나타내는 일반적인 방법으로서 본 연구에서는 식 (2)와 같이 사용하였다.

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (S_{measured} - S_{calculated})^2}{N}} \quad (2)$$



(a) ss-02



(b) ss-06

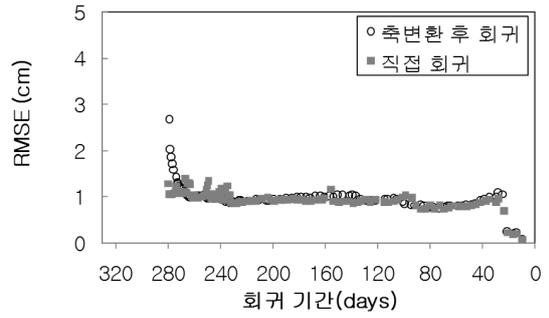
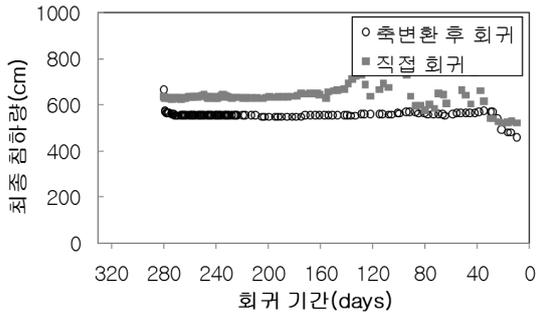
그림 4. 회귀 방법에 따른 최종 침하량 및 RMSE

여기서  $S_{measured}$ 와  $S_{calculated}$ 는 각 시점의 계측치와 쌍곡선법에 의한 추정치이며  $N$ 은 총 데이터 개수이다. 식 (2)에서 알 수 있듯이 계측치와 추정치에 대한 오차 제공의 평균에 대한 제곱근이며, 따라서 RMSE가 작아질수록 계측치와 추정치의 오차가 작고 추정 곡선과 계측 데이터가 잘 맞는 것을 의미한다.

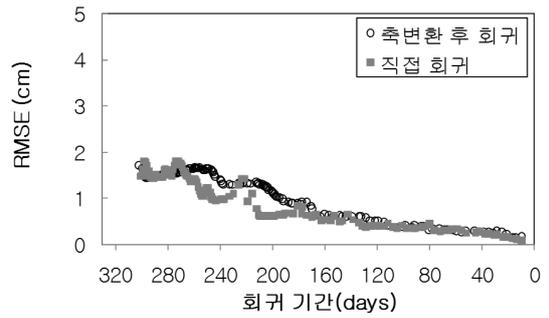
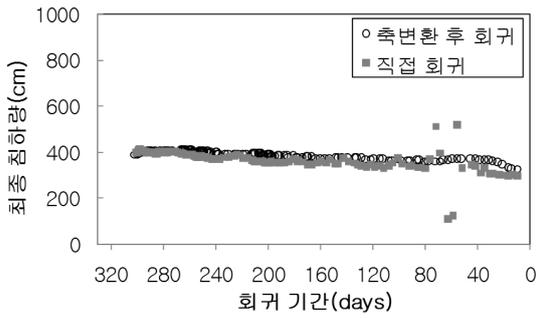
### 3.1.2 해석 결과

그림 4는 각 지점에서 계측된 데이터를 쌍곡선법으로 회귀한 결과이다. 앞에서 제시한 두 가지 방법(측변환 후 회귀, 직접 회귀)을 이용한 추정치를 표시하였으며, 각 방법들에 대하여 최종 침하량과 추정 침하 곡선과 계측데이터의 RMSE를 표시하였다. 각 그래프에서 x축은 회귀에 사용한 데이터 기간을 의미한다. 즉, 그래프의 왼쪽 부분이 가장 긴 기간의 데이터로 회귀를 실시한 것이며, 그래프가 오른쪽으로 갈수록 데이터가 하나씩 제거되어 회귀에 사용한 기간이 짧아지는 것이다. 예를 들어 그림 4(a) ss-02의 경우에는 초기에 320일 정도 기간의 데이터를 사용하여 회귀하였으며(왼쪽부분), 점점 오른쪽으로 갈수록 사용된 회귀 기간이 짧아지고 최종적으로 x축 값이 0인 것은 회귀 구간이 0에 도달한다는 것을 의미한다.

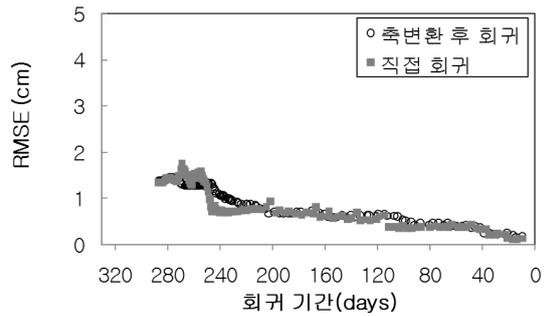
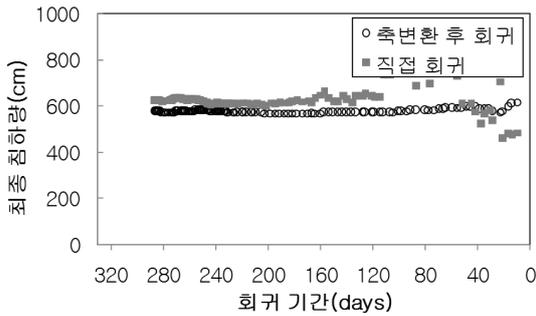
최종 침하량에 대한 그래프에서 긴 기간의 데이터를



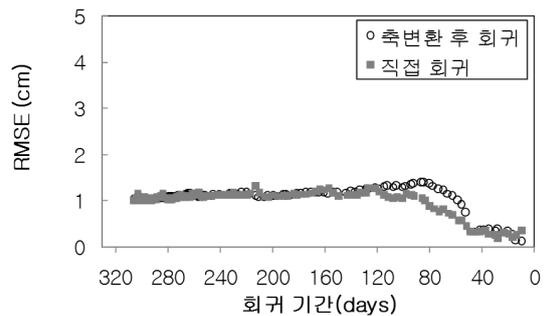
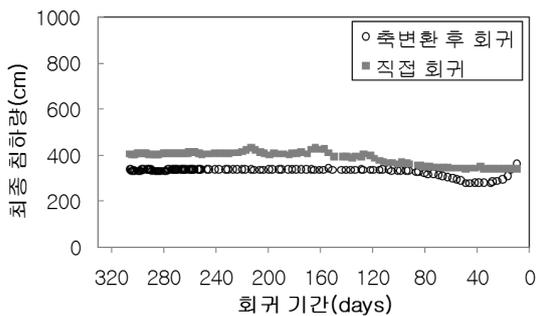
(c) ss-11



(d) ss-17



(e) ss-24



(f) ss-31

그림 4. 회귀 방법에 따른 최종 침하량 및 RMSE (계속)

사용한 해석(그래프의 왼쪽 부분)은 추정치 변동이 나타나기도 하지만, 일정 기간이 제거된 후에는 대부분 일정한 결과를 보인다. 그러나 짧은 회귀 구간으로 해석한 결과들(그래프의 오른쪽 부분)은 다시 추정치의 변동이 발생한다. 이는 사용되는 데이터의 수가 적어서 데이터

가 하나씩만 제거되어도 추정치에 큰 영향을 미치기 때문이며, 따라서 쌍곡선법을 적용할 때는 어느 정도의 데이터가 있는 것이 좀더 안정적인 결과를 얻을 수 있다고 판단된다. 본 연구에서는 추변환 후 회귀를 사용하는 경우 약 40일 이상의 데이터를 이용하면 대체적으로 일정

한 결과를 보였으나, 직접 회귀를 사용한 경우에는 140 일 이상을 사용해야 일정한 결과가 나왔다. 이 이유는 회귀 방법에 있어 축변환 후 회귀는 비교적 간단한 선형 회귀를 실시하지만 직접 회귀의 경우에는 상대적으로 복잡한 비선형 회귀를 실시하기 때문으로 추정된다. 따라서 실제 현장에서 쌍곡선법을 적용할 때는 많은 양의 데이터가 있는 경우에 모든 회귀 방법에서 더 좋은 결과를 얻을 수 있으며, 적은 양의 데이터를 사용할 때에는 축변환 후 회귀를 사용하는 것이 좀더 안정적인 결과를 나타낼 수 있다고 판단된다.

추정치와 계측치의 오차를 나타내는 RMSE에서는 두 방법 모두 초반에 큰 값을 보이는 것을 확인할 수 있다. 즉 초반에는 회귀를 실시한 결과 계측 데이터가 쌍곡선 형태에 잘 맞지 않는다는 것을 의미한다. 축변환 후 회귀를 사용한 경우에는 축변환 이후 생기는 초반 선형성이 떨어지는 데이터 때문에 RMSE가 클 수 있지만, 직접 회귀는 축변환을 사용하지 않기 때문에 이러한 오차가 생길 수 없고, 따라서 계측 데이터의 선별에서 문제가 있을 것이라 판단된다. 이 문제에 대해서는 다음 장에서 좀더 자세히 다루도록 하겠다. 초반의 높은 RMSE는 데이터가 제거됨에 따라 RMSE가 빠르게 감소하여 일정 구간부터는 RMSE가 1cm이하로 유지되며, 이에 따라 회귀 구간이 짧아질수록 데이터에 더 잘 맞는 쌍곡선 형태를 찾을 수 있다. 전체적으로는 직접 회귀를 사용한 경우의 RMSE가 축변환 후 회귀한 것과 비슷하거나 더 낮은 값을 보였으며, 직접 회귀한 경우가 축변환 후 회귀한 경우보다 데이터의 제거에 따라 RMSE가 빠르게 감소하였다. 따라서 같은 회귀 구간을 정하였더라도 직접 회귀를 사용한 경우에 계측 데이터에 좀더 잘 맞는 침하 곡선을 산정한다고 판단된다.

### 3.2 지하수위 안정화 시점 이후 및 해석

#### 3.2.1 해석 조건

앞에서 언급하였듯이 두 가지 회귀 방법(축변환 후 회귀, 직접 회귀)에서 초반부터 계측데이터를 사용한 경우, 불안정한 최종 침하량 및 높은 RMSE가 나왔으며, 일정 기간을 제거한 이후 안정화되었다. 축변환 후 회귀한 경우에는 축변환에 의한 영향이 있다고 하더라도 직접 회귀의 경우에는 축변환에 의한 오차가 발생하지 않으므로 계측 데이터의 선별에서 문제가 있을 수 있다. 따라서 초반에 오차를 보이는 데이터 발생 원인을 확인

하기 위하여 각 지점에 대하여 추정치가 안정화된 시점을 현장의 여러 조건과 비교하였으며, 성토에 따른 상승된 지하수위가 원상태로 돌아와 다시 안정된 시점과 유사한 것을 확인할 수 있었다. 그림 5는 실제 현장에서 성토에 따른 지하수위의 변화를 측정한 그래프이다. 본 연구가 적용된 현장에서는 바다 모래를 슬러리 형태로 살포하여 성토하므로 성토 직후에는 성토 지역을 중심으로 국부적인 지하수위 상승이 발생하며, 일정 시간이 지난 뒤 슬러리에 포함된 물이 주변으로 흩어지게 되면 지하수위가 다시 원상태로 돌아오게 된다. 따라서 성토 직후 지하수위가 상승하게 되면 성토체의 유효응력이 감소하고 그에 따라 성토 완료 시점에서 아직 완전하게 성토하중이 재하되지 않을 수 있으며, 상승된 지하수위가 다시 안정화된 이후 성토하중이 완전히 재하될 수 있다. 따라서 지하수위 상승이 안정화되었을 때를 성토 완료 시점으로 보고 해석을 수행하는 것이 합리적일 수 있다.

계측 지점 인근에서 계측된 지하수위가 원상태로 돌아와 안정화된 시점 이후의 데이터만을 이용하여 쌍곡선법을 적용하였다. 표 3은 각 지점에 따라 지하수위가 안정화되는데 걸린 시간을 나타내고 있으며, 성토완료 시점부터 이 기간이 지난 후를 새로운 성토완료 시점으로 지정하여 두 가지 회귀 방법에 대한 해석을 앞 장과 마찬가지로 수행하였다.

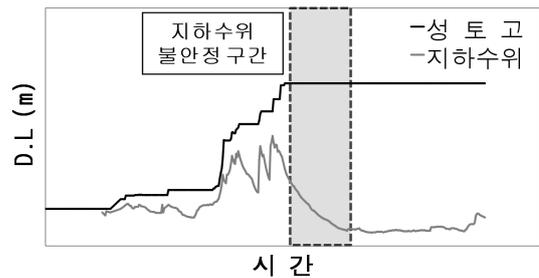


그림 5. 성토에 따른 지하수위 상승 및 안정화 과정

표 3. 각 지점별 지하수위 안정화 시점

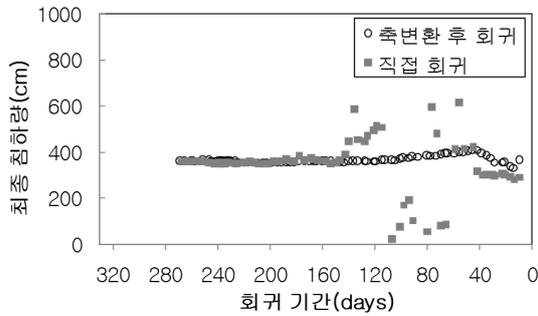
지점 번호	전체 데이터 기간(day)	지하수위 안정화에 걸리는 시간(day)
ss-02	329	60
ss-06	297	50
ss-11	281	40
ss-17	302	60
ss-24	288	50
ss-31	307	40

### 3.2.2 해석 결과

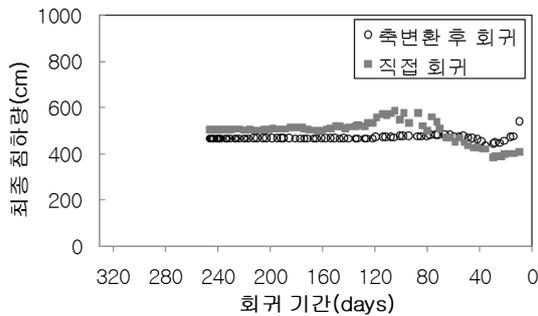
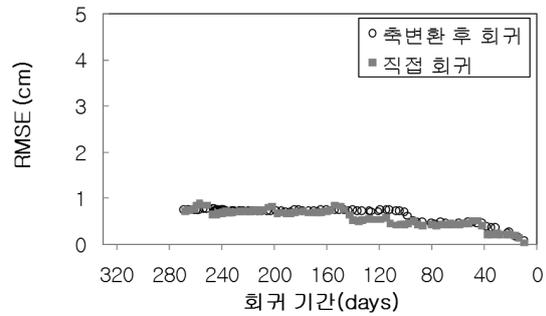
그림 6은 지하수위가 안정화된 이후의 데이터만을 이용한 결과를 표시하고 있다. 앞 장과 마찬가지로 회귀 구간(x축)에 따른 최종 침하량에 대해서 나타냈으며, 계측치와 추정 침하곡선 사이의 RMSE를 통하여 오차를

평가하였다.

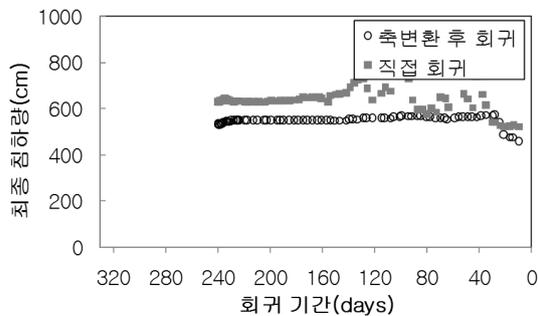
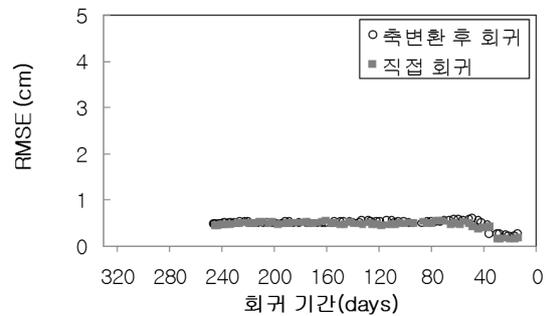
두 방법 모두 추정된 최종 침하량이 초반 회귀 구간부터 일정하게 나타나고 있으며, 앞 장보다 변동폭이 매우 낮은 것을 알 수 있다. 하지만 앞 장에서와 마찬가지로 회귀에 사용된 데이터의 사용량이 적은 경우에는 추



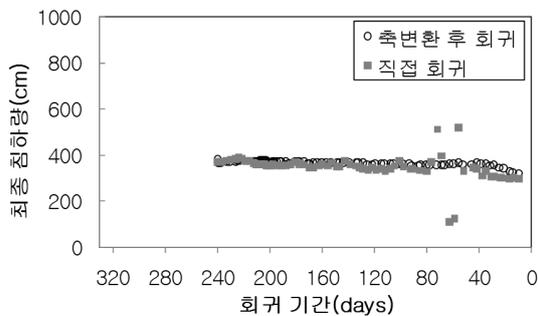
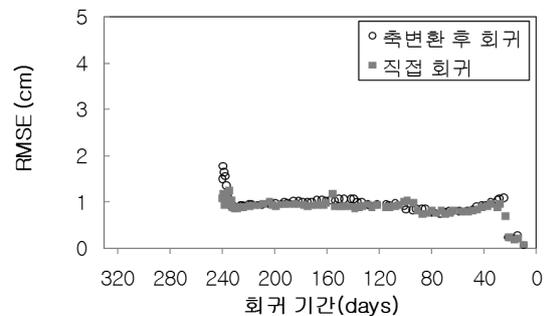
(a) ss-02



(b) ss-06



(c) ss-11



(d) ss-17

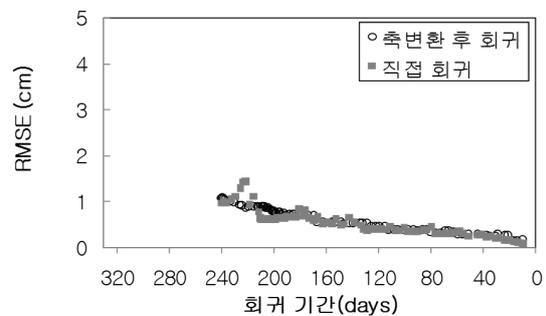
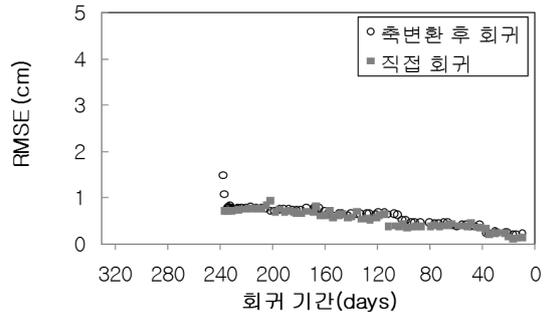
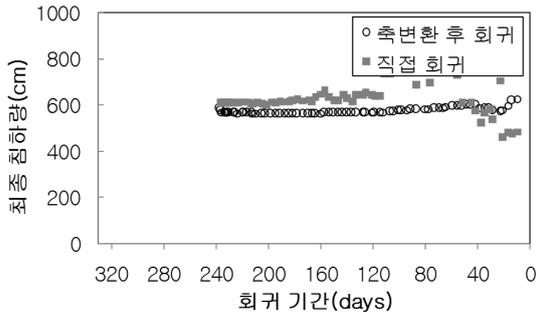
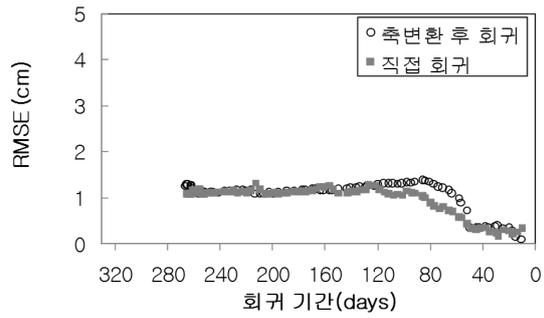
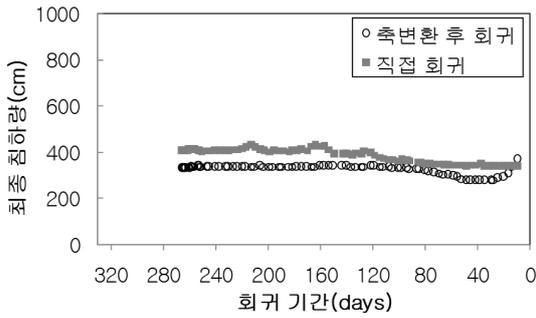


그림 6. 회귀 방법에 따른 최종 침하량 및 RMSE(지하수위 안정화 시점 이후)



(e) ss-24



(f) ss-31

그림 6. 회귀 방법에 따른 최종 침하량 및 RMSE(지하수위 안정화 시점 이후) (계속)

정된 최종 침하량의 변동이 크며 나타났다. 그리고 측변환 후 회귀에 비하여 직접 회귀에 의한 결과가 더 큰 변동폭을 보였으며, 추정치가 일정하게 나오기 위한 데이터의 수도 더 많았다.

RMSE의 경우, 직접 회귀에서는 거의 모든 지점에서 초반부터 1cm 이하의 RMSE가 나왔으며 측변환 후 회귀에 있어서는 초반에 측변환에 의한 오차로 인하여 높은 RMSE를 보이기도 하지만 데이터가 제거됨에 따라 빠르게 줄어든다. 각 회귀 방법에 따라서는, 직접 회귀의 RMSE가 측변환 후 회귀한 것보다 비슷하거나 더 낮은 값이 나타나며, 따라서 직접 회귀를 사용하는 것이 계측 데이터에 더 잘 맞는 쌍곡선을 찾는다고 할 수 있다.

## 4. 검증 시험

### 4.1 검증 시험 방법

지금까지 회귀 방법 및 조건에 따른 추정치의 추세를 살펴보았으며, 지하수위 안정화 시점부터 회귀한 결과가 더 안정적인 것을 확인하였다. 하지만 안정적으로 나오는 추정치가 정확한 예측을 한다고 확신할 수 없기 때문에, 추정치의 정확성을 검증할 필요가 있다. 따라서 앞의 쌍곡선법 회귀 기간 및 회귀 방법을 바탕으로 추정

치의 타당성을 확인하기 위한 검증 시험으로써 블라인드 테스트를 수행하였다. 블라인드 테스트는 알고 있는 정보의 일부분만으로 해석을 수행한 후, 나머지 데이터들로 그 결과를 검증, 확인하는 시험 방법이다. 본 연구에서는 계측 데이터의 초기 구간을 이용하여 추정 침하 곡선을 산정하고, 회귀 시 사용되지 않은 데이터 구간의 뒷부분과 추정 침하 곡선을 비교하여 그 오차로서 예측 타당성을 검증하였다. 여기에서도 오차를 정량적으로 평가하기 위하여 앞 장에서와 마찬가지로 RMSE를 이용하였다.

해석은 앞 장에서와 수행한 것과 동일하게 수행하였다. 즉 회귀 방법에 대해서는 측변환 후 회귀와 직접 회귀를 사용하였으며, 성토 완료 시점과 성토에 의한 지하수위 상승이 안정화된 시점부터 각각 해석을 실시하였다. 블라인드 테스트에 앞서 추정치 산정에 사용될 데이터와 추정치 비교에 사용될 데이터를 나누었으며, 표 4에 각 지점별로 표시되어 있다. 현장 상황을 고려하면 블라인드 테스트는 최소의 데이터를 이용하여 추정치를 산정하여, 이후 많은 양의 데이터와 비교하는 것이 합당하다. 따라서 앞서 확인한 바와 같이 직접 회귀의 경우 150일 이후에는 안정적인 결과를 나타내므로, 최소한의 데이터로 안정적인 결과를 낼 수 있는 초반 150일간의 데이터로 회귀를 실시하였고, 그 이후의 데이터

표 4. 블라인드 테스트에 사용될 계측 데이터 구간

지점 번호	전체 데이터 기간 (day)	지하수위 안정화에 걸리는 시간(day)	성토완료 시점 이후 회귀		지하수위 안정화 이후 회귀	
			추정치 산정 (day)	추정치 비교 (day)	추정치 산정 (day)	추정치 비교 (day)
ss-02	329	60	150	179	90	179
ss-06	297	50	150	147	100	147
ss-11	281	40	150	131	110	131
ss-17	302	60	150	152	90	152
ss-24	288	50	150	138	100	138
ss-31	307	40	150	157	110	157

는 추정 침하 곡선과의 비교하는데 사용되었다. 또한 해석에 사용되는 기간을 더 늘리면 추정치를 검증할 수 있는 기간이 짧아져 예측 타당성을 정확히 평가하기 힘들기 때문에, 지하수위 안정화 시점 이후 회귀한 경우 지하수위 안정화 시점까지의 기간이 제거되어 150일보다 짧은 기간이 회귀에 사용되더라도 회귀 기간을 추가적으로 늘리지 않았다.

각 해석 조건으로부터 얻어진 추정 침하 곡선을 검증하기 위하여 추정된 침하 곡선과 회귀에 사용되지 않은 뒷부분의 계측 데이터를 비교하였으며, 정량적인 비교를 위하여 이 값들의 오차를 RMSE로 따로 표시하였다. 이 과정에서 모든 회귀 구간에 대한 추정치들을 계측 데이터와 비교하는 것은 무리가 있기 때문에, 일정한 조

건을 만족시키는 회귀 구간에서의 추정치를 선별하여 계측 데이터와 비교하였다. 앞 장에서 확인할 수 있듯이 추정 침하 곡선과 회귀에 사용된 데이터와의 RMSE가 1cm 이하로 나오는 회귀 구간에서는 대부분 추정치가 안정적으로 나오기 때문에, 다양한 회귀 구간 중 최초로 RMSE가 1cm 이하가 되는 회귀 구간에서 산정된 추정 침하 곡선을 대표적인 값으로 선별하였으며 이를 계측 데이터와 비교하였다.

#### 4.2 검증 시험 결과

그림 7은 성토 완료 이후 150일까지의 데이터를 사용한 블라인드 테스트 결과를 이용한 결과를 나타내고 있

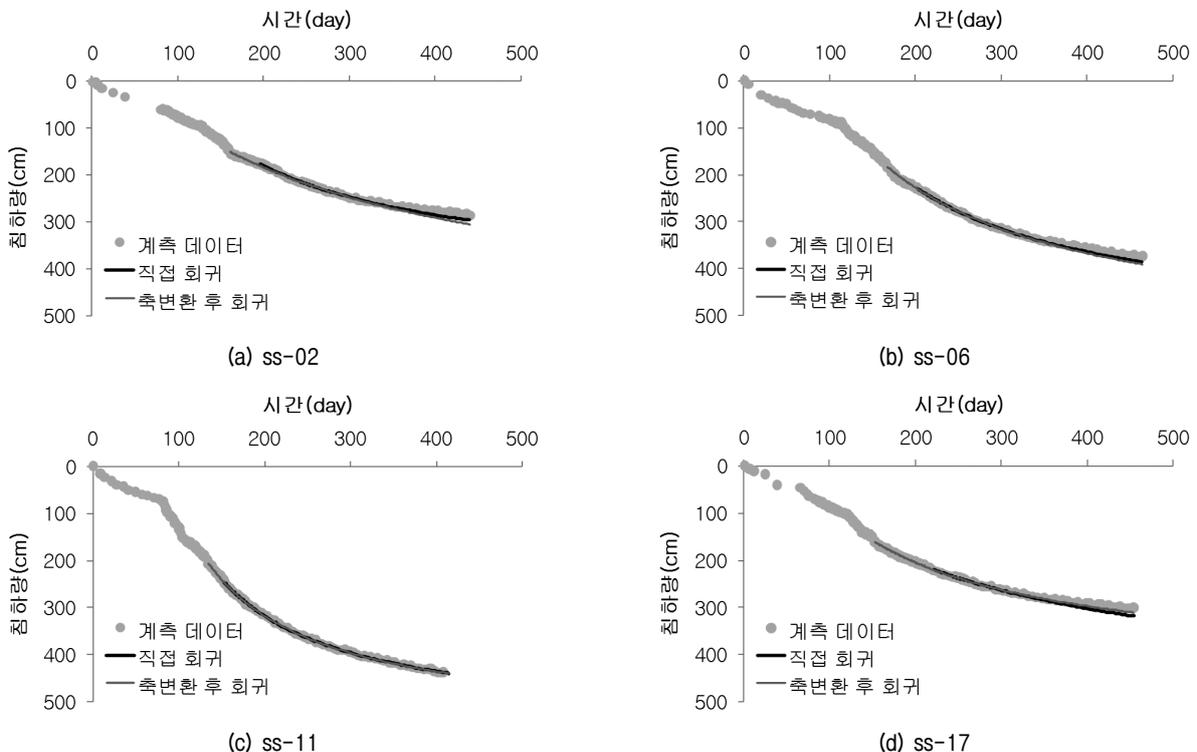
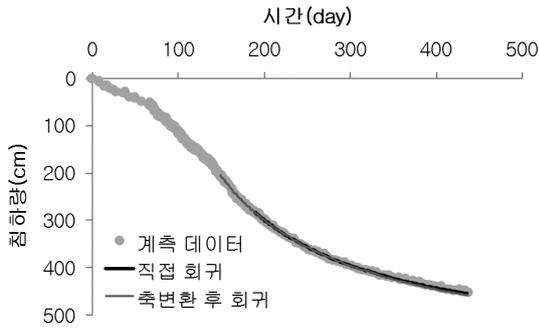
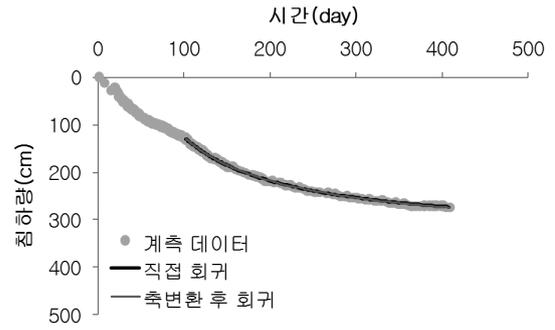


그림 7. 각 회귀 방법에 따른 침하 곡선(성토완료 이후 150일 데이터 사용)

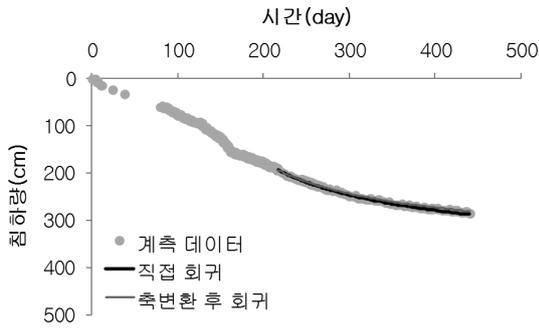


(e) ss-24

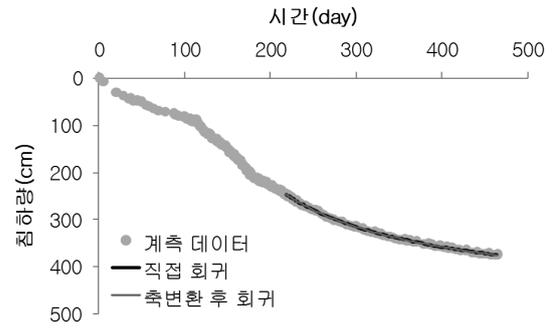


(f) ss-31

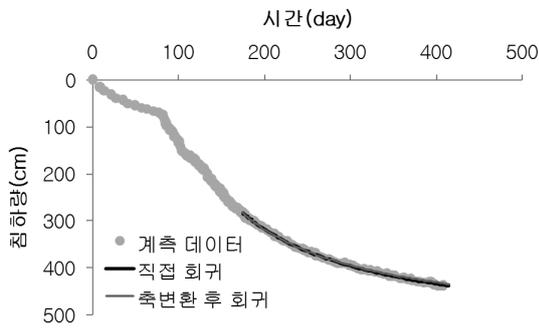
그림 7. 각 회귀 방법에 따른 침하 곡선(성토완료 이후 150일 데이터 사용) (계속)



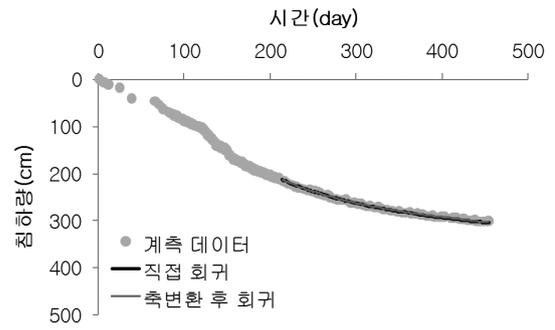
(a) ss-02



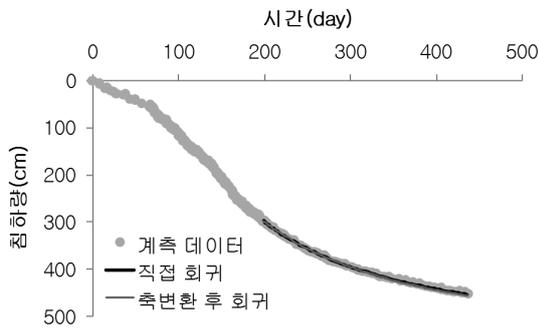
(b) ss-06



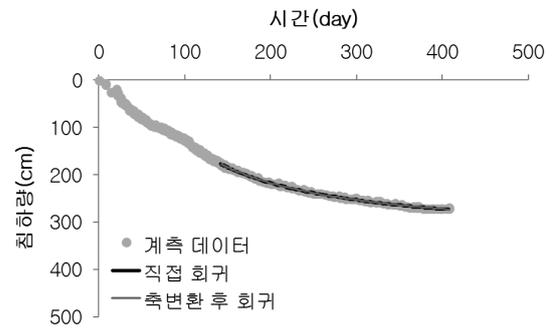
(c) ss-11



(d) ss-17



(e) ss-24



(f) ss-31

그림 8. 각 회귀 방법에 따른 침하 곡선(지하수위 안정화 시점 이후 데이터 사용)

으며 그림 8에서는 지하수위 안정화 이후부터 성토 완료 이후 150일까지의 데이터를 사용한 결과를 표시하고 있다. 또한 표 5는 추정된 침하 곡선과 회귀 시 사용되

지 않은 계측 데이터 뒷부분과의 RMSE가 회귀 구간 및 회귀 방법에 따라 정리되어 있다.

그림 7과 8을 비교하여 보면 두 방법 모두에서 지하

표 5. 각 조건에 따른 침하곡선과 계측 데이터의 RMSE 비교

회귀 방법	성토 완료 시점부터 해석		지하수위 안정화 시점부터 해석	
	직접 회귀	축변환 후 회귀	직접 회귀	축변환 후 회귀
ss-02	7.362	12.516	1.792	0.858
ss-06	7.319	10.667	0.816	0.925
ss-11	1.421	1.644	1.165	2.700
ss-17	9.702	5.242	1.670	1.116
ss-24	3.512	5.848	2.734	4.598
ss-31	1.438	1.255	1.227	1.234
평균	5.126	6.195	1.567	1.905

수위를 제거하고 해석을 수행한 결과가 계측 데이터와 더 유사한 것을 확인할 수 있다. 이는 표 5에서도 확인할 수 있는데, 성토 완료 시점 이후 해석을 수행한 경우에는 RMSE가 최대 12cm까지 나왔고 평균적으로 5~6cm 정도였으나, 지하수위 안정화 시점부터 해석한 경우에는 최대 4.6cm 정도이고, 평균적으로 1cm 정도의 RMSE를 보였다. 이는 초반의 지하수위 상승이 안정화된 이후의 데이터를 사용하여 회귀하는 것이 두 방법에서 더 정확한 결과를 나타낸다는 것을 의미한다. 또한 각 회귀 방법에 따른 예측성을 비교하여보면, 대부분의 지점에서 회귀 구간에 상관없이 직접 회귀를 사용하는 결과가 낮은 RMSE를 보여주었다. 특히 성토 완료 시점부터 해석을 수행한 경우에 있어서는 그 차이가 크게 나타난 것을 확인할 수 있다. 지하수위 안정화 시점부터 해석한 경우에도 그 차이는 작았지만 직접 회귀의 경우가 계측데이터와 더 잘 맞았다. 비록 몇 개의 지점에서는 축변환 후 회귀를 하는 것이 더 낮은 RMSE를 보이기도 하였으나, 이는 회귀에 사용된 데이터 기간이 100일 이하로 짧기 때문으로 판단되며, RMSE의 차이도 직접 회귀가 우수한 경우의 RMSE의 차이에 비하여 작았다.

블라인드 테스트를 통하여 검증 시험을 수행한 결과 해석 시 잘 맞는 경우, 즉 회귀에 사용된 계측 데이터와 추정 침하 곡선의 RMSE가 작은 경우 대부분 좋은 예측성을 보인 것을 확인하였다. 특히 성토에 따른 지하수위 상승이 안정된 이후 해석을 수행하면 보다 확실히 안정적이며 정확한 결과를 얻을 수 있을 것이라 판단된다.

## 5. 요약 및 결론

본 연구에서는 국내 연약지반 침하 예측 방법으로 널리 사용되는 쌍곡선법을 적용하되, 회귀 방법 및 회귀 기간을 다양하게 바꾸어 그 추정치의 변화를 비교하였

다. 회귀 방법으로는 축변환 이후 회귀하는 기법과 침하 곡선에서 직접 회귀하는 기법을 사용하였으며, 해석 구간의 데이터를 성토 완료 이후부터 제거하면서 다양한 회귀 기간을 적용하였다. 각 조건에 대한 결과는 최종 침하량 및 계측 데이터와의 RMSE를 기준으로 비교하여, 회귀 방법과 회귀 구간에 따른 추세 변화를 확인하였다. 또한 성토 완료 이후 150일까지의 데이터로부터의 추정치와 그 이후의 계측 데이터를 비교하는 블라인드 테스트를 통하여 각 조건에 따른 추정치의 타당성을 검증하였다. 해석 결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

- (a) 성토 완료 이후의 모든 데이터를 이용한 경우에는, 회귀 기법(축변환 후 회귀, 직접 회귀)에 상관없이 최종 침하량이 불안정하게 평가 되었으며 RMSE도 높게 났다. 성토에 의한 지하수위가 상승되었다가 원상태로 돌아와, 수위가 안정화 된 구간부터 해석을 다시 실시하였으며, 이전의 결과보다 안정적인 결과를 얻을 수 있었다. 또한 직접 회귀를 사용한 경우 데이터 제거에 따른 안정화가 빨리 되었으나, 회귀에 사용된 데이터의 기간이 150일 이하인 경우에는 축변환 후 회귀보다 추정치의 변동이 컸다.
- (b) 블라인드 테스트를 실시하여 추정치 타당성을 검증한 결과, 회귀 방법에 상관없이 지하수위 안정화 시점부터 해석을 실시하는 것이 그렇지 않는 경우에 비하여 더 정확한 결과를 나타냈다. 또한 블라인드 테스트에서 지하수위 안정화 여부에 상관없이, 직접 회귀를 적용한 결과가 축변환 후 회귀를 이용한 결과보다 좋은 결과를 나타냈다.

본 연구의 결과에 따르면 쌍곡선법을 이용하여 합리적이고 안정적인 결과를 얻기 위해서는, 성토에 따른 지하수위 변동을 측정하고, 그 값이 안정화 된 이후의 계

측 데이터로 해석을 수행하는 것이 좋으며, 데이터 기간이 충분한 경우에는 직접 회귀를 사용하는 것이 축변환 후 회귀하는 것보다 더 좋은 결과를 얻을 수 있다고 판단되며, 데이터 기간이 100일 이하로 짧은 경우에는 축변환 후 회귀하는 것이 더 좋을 것이라 판단된다. 특히 지하수위의 안정화 시점 고려 여부는 예측 정확성 및 추정치의 안정성에 많은 차이를 나타내기 때문에 쌍곡선법을 이용할 때 지하수위 계측은 꼭 필요하다고 판단된다.

본 연구는 단일 시공 현장에서 얻은 결과를 이용한 것이므로, 추가적으로 타 현장 데이터를 이용하여 동일한 분석을 실시한다면, 해석 기법의 신뢰도와 객관성이 제고될 것이라 사료된다.

### 감사의 글

본 연구는 서울대학교 SIR BK21(안전하고 지속가능한 사회기반건설)사업단의 연구비 지원으로 수행되었으며, 이에 감사의 뜻을 표합니다.

### 참고 문헌

1. 김영수, 김대만 (2009), Levenberg-Marquardt 알고리즘의 지반공학 적용성 평가, *한국지반환경 공학회 논문집*, 제 10권, 제 5호, pp.49-57.
2. 정성교, 최관희, 최호광, 조기영 (1998), 압밀해석을 위한  $\sqrt{S}$  예측 기법, *한국지반공학회지*, Vol.14, No.2, pp.41-53.
3. Asaoka, A. (1978), Observational procedure of settlement prediction, *Soils and Foundations*, *JSSMFE*, Vol.18, No.4, pp.87-101.
4. Donald Marquardt (1963), An Algorithm for Least-Squares Estimation of Nonlinear Parameters, *SIAM Journal on Applied Mathematics*, Vol.11, pp.431-441.
5. Hoshno (1962), Problems of foundation s in recent years, *Society of civil engineering*, Vol.47, No.7, pp.63-67 (Japanese).
6. Kenneth Levenberg (1944), A Method for the Solution of Certain Non-Linear Problems in Least Squares, *The Quarterly of Applied Mathematics*, Vol.2, pp.164-168.
7. Monden, H. (1963), A new time fitting method for the settlement analysis of foundation on soft clays, *Memoir Fac. Eng., Hiroshima University*, Vol.20, No.1, pp.21.
8. Tan T. S., Inoue. T., Lee. S. L. (1991), Hyperbolic method for consolidation analysis, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.117, No.11, pp.1723-1737.
9. Hagan (1996), *Neural Network Design*, University of Colorado, chap 12-19.
10. Press, William H., Flannery, Brian P., Teukolsky, Saul A., Vetterling, William T. (1999), *Numerical Recipes in C*, Cambridge University, pp.681-684.

(접수일자 2010. 4. 27, 심사완료일 2010. 7. 21)



## 베이지안 이론을 이용한 타입강관말뚝의 신뢰성 평가

### Reliability Updates of Driven Piles Based on Bayesian Theory Using Proof Pile Load Test Results

박 재 현<sup>1</sup> Park, Jae-Hyun

김 동 욱<sup>2</sup> Kim, Dong-Wook

곽 기 석<sup>3</sup> Kwak, Ki-Seok

정 문 경<sup>4</sup> Chung, Moon-Kyung

김 준 영<sup>5</sup> Kim, Jun-Young

정 충 기<sup>6</sup> Chung, Choong-Ki

#### Abstract

For the development of load and resistance factor design, reliability analysis is required to calibrate resistance factors in the framework of reliability theory. The distribution of measured-to-predicted pile resistance ratio was obtained based on only the results of load tests conducted to failure for the assessment of uncertainty regarding pile resistance and used in the conventional reliability analysis. In other words, successful pile load test (piles resisted twice their design loads without failure) results were discarded, and therefore, were not reflected in the reliability analysis. In this paper, a new systematic method based on Bayesian theory is used to update reliability indices of driven steel pipe piles by adding more proof pile load test results, even not conducted to failure, to the prior distribution of pile resistance ratio. Fifty seven static pile load tests performed to failure in Korea were compiled for the construction of prior distribution of pile resistance ratio. The empirical method proposed by Meyerhof is used to calculate the predicted pile resistance. Reliability analyses were performed using the updated distribution of pile resistance ratio. The challenge of this study is that the distribution updates of pile resistance ratio are possible using the load test results even not conducted to failure, and that Bayesian updates are most effective when limited data are available for reliability analysis.

#### 요 지

기초구조물의 저항계수 산정 및 하중저항계수설계법의 개발을 위해서는 충분한 양의 데이터베이스 구축을 바탕으로 정확한 신뢰성 분석이 수행되어야 한다. 기존 국내의 말뚝기초의 신뢰성 분석 연구에서는 말뚝의 측정지지력 확인이 가능한 재하시험 자료만을 이용하여 저항편향계수의 분포특성을 산정하였다. 따라서, 파괴에 이르지 않은 말뚝재하시험 자료는 신뢰성 분석에서 제외되었다. 본 연구에서는 베이지안 이론을 이용하여 타입강관말뚝 저항편향계수의 사전 분포특성에 측정지지력을 확인할 수 없는 재하시험 결과를 추가하여 현장 특성을 반영한 저항편향계수의 사후분포특성을 산정하였다. 그리고 저항편향계수의 사후분포특성을 이용하여 말뚝의 신뢰성 평가를 수행하고 신뢰도수준을 갱신하였다. 국내 전역에서 수행된 양질의 정재하시험 자료를 수집, 분석하여 57개의 자료에 대한 측정지지력을 확인하였고, 이들 자료에 대해서 구조물기초설계기준에서 제안하고 있는 Meyerhof 공식을 이용하여 설계지지력을 산정하였다.

1 정희원, 한국건설기술연구원 지반연구실 수석연구원 (Member, Senior Researcher, Dept. of Geotech. Research Eng'g Div., KICT, jaehyeon@kict.re.kr, 교신저자)  
2 정희원, 한국건설기술연구원 지반연구실 박사후연수 (Member, Post-Doc., Researcher, Dept. of Geotech. Research Eng'g Div., KICT)  
3 정희원, 한국건설기술연구원 지반연구실 연구위원 (Member, Research Fellow, Dept. of Geotech. Research Eng'g Div., KICT)  
4 정희원, 한국건설기술연구원 지반연구실 연구위원 (Member, Research Fellow, Dept. of Geotech. Research Eng'g Div., KICT)  
5 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 박사과정 (Member, Ph.D. Student, Dept. of Civil and Environmental Eng'g, Seoul National Univ.)  
6 정희원, 서울대학교 건설환경공학부 정교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Environmental Eng'g, Seoul National Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

이를 통해 저항편향계수의 사전분포 특성을 정량화 하였으며, 베이시안 기법을 적용하여 다양한 현장재하시험 결과에 따라 저항편향계수의 사후분포를 산정하였다. 갱신된 저항편향계수 통계특성을 적용하여 일차신뢰도법을 이용하여 강도 높은 신뢰성 해석을 수행하고 시험결과에 따른 신뢰도 수준을 평가하였다. 본 연구에서 제시된 방법을 통해 양질의 측정지지력 데이터가 부족한 경우 베이시안 기법을 이용하여 신뢰성 분석이 가능함을 확인하였다.

**Keywords :** Bayesian theory, Driven steel pipe pile, FORM, Reliability analysis, Reliability index, Static pile load test

## 1. 서 론

구조물기초 및 지반공학 분야에서 신뢰성 분석을 기반으로 한 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design, LRFD)이 세계적인 추세가 되어가고 있다. 하중저항계수설계법의 개발을 위해서는 합리적인 하중계수와 저항계수의 결정이 필수적이며, 하중계수에 비해 저항계수는 지역적인 가변성이 크고 구조물별 불확실성이 큰 차이를 보이므로 저항계수의 산정이 무엇보다 중요하다. 또한, 신뢰성 있는 저항계수 도출을 위해서는 국내 특성을 충분히 대변할 수 있는 양질의 데이터베이스 구축이 선행되어야 한다. 데이터베이스 구축을 바탕으로 저항의 불확실성에 대한 정량적인 통계분석이 수행되고, 면밀한 신뢰성 분석을 거쳐 정확한 저항계수가 도출된다. 말뚝기초의 경우 지반조사 자료가 포함된 현장재하시험 결과를 이용하여 데이터베이스를 구축하고 저항의 불확실성을 평가한다. 말뚝기초를 포함한 지반구조물의 하중저항계수설계법 개발에 있어 가장 중요한 부분은 지지력을 확인할 수 있는 충분한 양의 데이터베이스 구축이다. 정재하시험은 여러 가지 다양한 재하시험법 중 기초의 지지력을 확인할 수 있는 가장 신뢰성이 높은 시험법으로 인식되고 있으며, 최근 수행된 대다수 국내외의 하중저항계수설계법 관련 연구들은 말뚝의 신뢰성 분석 및 저항계수 산정 시 저항의 통계특성치 분석을 위해 지지력을 확인할 수 있는 정재하시험 자료를 적용하였다(McVay 등, 2000, 2002, Phoon 등, 2003, Paikowsky 등, 2004; Allen, 2005; 박재현 등, 2008; Kwak 등, 2010). 그러나, 신뢰성 분석에 필요한 측정지지력을 확인할 수 있는 정재하시험은 많은 비용과 시간이 소요되므로 일부 대형공사 및 연구용 시험으로서 수행되고 있으며, 대부분의 정재하시험은 기초 설계에 대한 검증용으로서 설계하중의 2배까지만 재하하고 중단하므로 정확한 측정지지력을 확인할 수 있는 자료는 극히 제한

적이다. 이러한 이유로 인해 신뢰성 분석에 적용하기 위한 정재하시험 자료를 확보하는 것은 국내외를 막론하고 하중저항계수설계법 개발 과정에서 가장 힘든 업무 중의 하나이다. 국내 타입강관말뚝에 대한 저항계수 산정 연구시 약 2,000여개 이상의 정재하시험 자료를 수집하였으나, 지지력을 확인할 수 있는 자료는 60여개 뿐이었으며(한국건설기술연구원, 2008), 미국 AASHTO LRFD 교량설계시방서(2007)의 타입말뚝 저항계수 산정에 적용된 데이터베이스의 수도 비슷한 수준이었다.

하중저항계수설계법의 세계적인 추세와 함께 실측 데이터가 부족한 기초구조물 및 지반구조물에 대한 신뢰성 분석 연구의 필요성이 지속적으로 제기되어 왔다. 신뢰성 분석을 수행하기 위해 재하시험 데이터를 확보하기 위한 노력과 함께 실측 데이터가 부족할 경우 저항의 불확실성 통계특성치인 평균과 표준편차(또는 변동계수)를 추정할 수 있는 추계론적 방법으로서 베이시안 기법(Bayesian updating)이 최근 국외 일부 연구자를 중심으로 적용되고 있다. 이용할 수 있는 자료가 한정된 경우 그 모수 추정에 있어 전통적인 통계분석 방법은 많은 불확실성과 결과의 편향성(bias)을 나타내는데 반해 베이시안 기법은 실험에 의해 얻어지는 데이터와 기존 문헌에서 제시된 사전분포를 결합하여 보다 합리적인 추론 결과를 도출한다. 베이시안 기법을 적용한 지반공학 분야의 주요 연구들을 살펴보면, Honjo 등(1994)이 베이시안 기법을 적용하여 연약 점성토 물성치에 대한 역해석을 통해 제방 안정성 분석을 수행하였고, Zhang 등(2004)은 동일 지역 내에서의 실험치와 광역지역에서의 실험치에 대한 불확실성을 분석하고 베이시안 기법을 적용하여 지반강도정수의 경험적인 상관관계에 대한 불확실성을 저감시킬 수 있는 개선된 방법을 제안하였다. Goh 등(2005)은 현장타설말뚝의 주변마찰력 산정을 위해 베이시안 기법을 적용한 인공신경망 학습효과를 통해 지반의 비배수 전단강도와 유효상재압, 비배수

부착계수와와의 상관성을 향상시킬 수 있는 연구를 수행하였다. Juang 등(2006)은 콘관입저항시험(CPT) 결과로써 액상화 가능성을 산정할 수 있는 기법을 제안하였으며 인공신경망 기법과 베이지안 기법을 적용하여 신뢰도지수와 액상화 가능성의 상관성을 분석하였다. Moss 등(2006)은 전세계의 CPT 결과에 기초한 액상화 사례를 분석하고 베이지안 기법을 적용하여 각 매개변수들의 액상화 영향성에 관한 개선된 결과를 도출하였다. 이를 바탕으로 Cetin과 Ozan(2009)은 지반 특성과 토질 분류에 따른 확률론적 액상화 평가기법을 제안하였다. Bolduc 등(2008)은 기존 세굴심 측정자료 데이터베이스를 이용하여 베이지안 기법을 적용한 세굴발생 가능성 평가에 관한 연구를 수행하였고, Hsiao 등(2008)은 인접지역 굴착으로 인한 지반 침하량의 추정 시 베이지안 기법을 적용하여 건물 사용성에 관한 신뢰성 분석을 수행하였다. Li 등(2008)은 현장타설말뚝의 건전도시험 결과를 이용하여 결함의 발생가능성 및 결함 크기에 대한 통계분석을 수행하고 베이지안 기법을 적용하여 합리적인 건전도 시험 수행 방안을 제안하였다. Yan 등(2009)은 국내에서 수행된 795개의 지반조사 자료를 이용하여 베이지안 기법을 적용한 다중변수 회귀분석을 수행하여 압축지수에 영향을 미치는 지반 물성치의 상관성 연구를 수행하였고 초기 간극률과 액성한계가 지배적인 영향을 미치는 것을 확인하였다. Zhang 등(2008, 2009)은 지반 물성치의 변동성이 원심모형시험결과에 미치는 영향을 분석하고 다중변수 베이지안 기법을 적용하여 모델의 불확실성을 정량화 평가할 수 있는 방법을 제안하였다.

본 연구에서는 베이지안 기법을 적용한 새로운 방법을 통해 하중-침하 곡선을 통한 측정지지력을 확인할 수 없는 검증용 정재하시험의 결과를 활용하여 타입강관말뚝의 저항 통계특성을 갱신하고 갱신된 저항 통계특성에 근거하여 다양한 신뢰성 분석을 실시하였다. 기존 연구를 통해 수집된 측정지지력 확인이 가능한 재하시험 데이터베이스의 말뚝 저항 통계특성을 사전정보(prior information)로 활용하고, 베이지안 기법을 적용하여 검증용 정재하시험 자료의 결과를 우도정보(likelihood information)로 적용하여 저항 통계특성을 갱신하였다. 갱신된 저항 통계특성을 적용하여 정확한 신뢰성 분석 방법인 일차신뢰도법(First-Order Reliability Method, FORM)에 기반하여 타입강관말뚝의 신뢰성 분석을 수행하였다.

## 2. 베이지안 기법(Bayesian Updating)

구조물 설계 및 시공과 관련된 공학 문제에서 통계적 특성치 도출 시 그 자료의 양이 적고, 실험에 의해 평가되는 확률변수 역시 많은 불확실성을 내포하고 있을 경우 정확한 모수추정을 위해서 베이지안 기법이 적용되고 있다. 베이지안 기법은 사전정보에 의한 모델과 실험, 계측에 의한 모델 등 크게 두 가지 요소로 구성되며, 식 (1)과 같이 전확률법칙(law of total probability)에 기초한 베이즈의 정리(Bayes' theorem)를 일반화하여 확률모수의 사후정보를 추정할 수 있다(Ang과 Tang, 1975).

$$f''(\theta) = \frac{P(\epsilon|x=\theta)f'(x=\theta)}{\int P(\epsilon|\theta)f'(\theta)d\theta} \quad (1)$$

여기서,  $P(\epsilon|x=\theta)$ ,  $f'(x=\theta)$ 은 각각 확률변수  $x=\theta$ 일 경우에 대한 우도함수와 사전분포함수이고,  $f''(\theta)$ 은  $x=\theta$ 일 경우 우도함수에 대한 사후분포함수이다.  $\int P(\epsilon|\theta)f'(\theta)d\theta$ 는 주변분포(marginal distribution)로서 정규화상수이다.

기초구조물의 신뢰성 평가는 정재하시험을 통해 확인된 측정지지력과 설계공식을 통해 산정된 예측지지력의 비인 저항편향계수( $R_{M/P}$ )의 통계특성치 분석 과정을 거쳐 수행된다. 일반적으로 정재하시험은 비용과 시간적인 문제로 인해 기초 설계에 대한 검증용으로서 설계하중의 2배까지 재하하고 시험이 종료되므로 신뢰성 분석에 필요한 측정지지력을 확인할 수 있는 자료는 제한적이다. 그러나 극한지지력을 확인할 수 없는 시험 결과임에도 불구하고 정재하시험 결과는 말뚝의 설계와 시공요소에 대한 불확실성을 감소시키는 것은 물론, 여타 방법에 비해 낮은 안전율로써 설계하중을 결정할 수 있도록 함으로써 경제적인 설계가 가능하도록 한다. 허용응력설계법에서는 이러한 검증용 정재하시험 결과를 단순히 설계하중을 분석하고 안전율을 확인하는 것에서 그치지만, 베이지안 기법을 적용한 신뢰성 분석에서는 극한하중을 확인할 수 없는 검증용 정재하시험 결과를 이용하여 말뚝기초의 저항 통계특성을 갱신하고 이를 통해 신뢰성 수준을 보정할 수 있다. 측정지지력과 예측지지력의 비로써 정의되는 저항편향계수( $R_{M/P}$ )는 기존 국내 말뚝기초에 대한 연구 결과 대수정규분포 특성을 나타내었으며(한국건설기술연구원, 2008), 최대 재하하중을 설계하중의 2배까지 가했을 때 정재하시험이 파괴에 이르지 않을 확률은 다음과 같이 구할 수 있다. 이때

$\kappa$ 는 특정 안전율을 적용했을 경우에 대한 저항편향계수 값이다. 즉, 최대 재하하중이 설계하중의 2배이고, 안전율 2.0을 적용한 경우  $\kappa = 1$ 이다.

$$P(R_{M/P} \geq \kappa) = \int_{\kappa}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \xi R_{M/P}} \exp\left[-\frac{(\ln R_{M/P} - \eta)^2}{2\xi^2}\right] dR_{M/P} \quad (2)$$

여기서,  $\eta$ 와  $\xi$ 는 각각 저항편향계수의 대수정규분포 평균 및 표준편차이다. 식 (2)는 표준정규분포의 누적확률분포  $\Phi$ 를 적용하여 다음과 같이 간단히 표현할 수 있다.

$$P(R_{M/P} \geq \kappa) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln \kappa - \eta}{\xi}\right) = \Phi\left(\frac{\eta - \ln \kappa}{\xi}\right) \quad (3)$$

저항편향계수( $R_{M/P}$ )의 기댓값을  $\mu$ 라 하고, 설계하중의 2배까지 최대 재하하중을 가하는 n번의 정재하시험이 수행될 경우 n번의 시험 중 r번이 파괴에 이를 확률은 다음과 같다.

$$L(\mu) = nCr [1 - P(R_{M/P} \geq \kappa)|\mu]^r [P(R_{M/P} \geq \kappa)|\mu]^{n-r} \quad (4)$$

여기서,  $L(\mu)$ 는 실험 결과 즉,  $\mu$ 의 우도함수이다. 따라서, 식 (4)의 우도함수 정보와  $\mu$ 의 사전분포함수  $f'(\mu)$ 와 결합하여 식 (1)에 적용하면 다음 식을 이용하여 저항편향계수의 기댓값에 대한 사후분포함수를 산정할 수 있다.

$$f''(\mu) = \frac{nCr [1 - P(R_{M/P} \geq \kappa)|\mu]^r [P(R_{M/P} \geq \kappa)|\mu]^{n-r} f'(\mu)}{\int_{-\infty}^{\infty} nCr [1 - P(R_{M/P} \geq \kappa)|\mu]^r [P(R_{M/P} \geq \kappa)|\mu]^{n-r} f'(\mu) d\mu} \quad (5)$$

최종적으로 저항편향계수( $R_{M/P}$ )의 갱신된 사후분포함수는 다음 식과 같이 도출할 수 있다.

$$f(R_{M/P}) = \int_{-\infty}^{\infty} f(R_{M/P}|\mu) f''(\mu) d\mu \quad (6)$$

여기서,  $f(R_{M/P})$ 는 기댓값  $\mu$ 가 주어졌을 경우의 저항편향계수( $R_{M/P}$ )의 사후분포함수이며 이를 정의하기 위해서는 저항편향계수( $R_{M/P}$ )의 동일지역 내에서의 불확실성을 대변할 수 있는 변동계수와 분포형태에 대한 정의가 필요하다. Zhang과 Tang(2002)은 동일지역 내에서 수행된 여러 연구자들의 말뚝기초 지지력에 대한 불확실성 분석을 통해서 그 분포특성은 대수정규분포에 가

장 적합하며 변동계수 약 0.2 정도의 분산성을 갖는 것으로 보고하였다. 따라서, 본 연구에서 저항편향계수( $R_{M/P}$ )의 동일지역 내 분포특성은 변동계수가 0.2인 대수정규분포함수를 적용하였다.

### 3. 저항 통계특성 분석

#### 3.1 기존 데이터베이스 분석

기존 연구를 통해 타입강관말뚝의 신뢰성 수준 평가에 적용된 측정 지지력을 확인할 수 있는 정재하시험 자료는 총 57개 이었으며, 본 연구에서는 이들 자료를 이용하여 저항편향계수의 사전 분포특성을 분석하였다. 선정된 재하시험 자료에 대한 분류 결과 다양한 말뚝 제원과 전반적인 국내 지반 특성을 대변할 수 있는 자료로 확인 되었으며, 또한 선단 및 주변 지층 분석 결과 단일 지층 보다는 모래질, 자갈질, 실트질, 점토질 등 여러 가지 상이한 지층이 섞여 있는 혼합토 지층으로서 국내의 지반 특성이 그대로 반영된 것으로 나타났다(한국건설기술연구원, 2008). 선정된 57개 재하시험 자료에 대해 지반 특성 및 말뚝 지지거동을 고려한 신뢰성분석을 실시하기 위해서 선단부의 평균 표준관입시험(SPT) N치 50을 기준으로 자료를 두 그룹으로 분류하였다 ( $N_{tip} < 50$ ,  $N_{tip} \geq 50$ ). 전체 재하시험 자료 중 선단부 평균 N치가 50보다 작은 경우는 27개, 50보다 큰 경우 30개 로써 선단부 N치 50을 기준으로 자료가 양분되었고 각각 통계적 유의성을 가질 수 있는 것으로 확인되었다(한국건설기술연구원, 2008).

57개의 정재하시험 자료에 대해서 하중-침하 곡선으로부터 측정 지지력을 산정하기 위해서 구조물기초설계기준(국토해양부, 2009)과 깊은 기초의 저항계수 결정에 관한 연구결과인 미국의 NCHRP 507 연구보고서(Paikowsky 등, 2004) 등 국내외 설계기준에서 제안하는 여섯 가지 방법을 적용한 결과 Davisson 기준(1972)은 반복 가능한 과정을 통해 객관적 수치를 얻을 수 있는 방법으로서 분산성이 낮았으며 모든 자료에 적용 가능하여 우수한 적용성을 보였다(Kwak 등, 2008). 따라서 본 연구에서는 말뚝의 측정 지지력 산정 시 Davisson 기준(1972)을 적용하였다.

분석대상 자료에 대한 예측 지지력을 산정하기 위해서 구조물기초설계기준(국토해양부, 2009)에서 제시하고 있는 두 가지 지지력 공식 중 국내 설계 실무에서

가장 일반적으로 적용되고 있는 N치를 이용한 Meyerhof 경험식(1976)을 적용하였다. 말뚝 제원과 지반조건 등은 정재하시험과 동일하게 적용하였다. 지지력 산정시 보정하지 않은 N치 결과를 적용하였는데, 이는 대부분의 국내 실무에서 N치로부터 말뚝의 지지력을 추정하는 경우 일반적으로 N치의 보정이 행해지지 않고 있으며, 실험 장비, 에너지효율 측정 및 해석법에 따라 그 편차가 상당히 큰 것으로 알려져 있기 때문이다(한국지반공학회, 1997). 설계 지지력 산정에 적용된 Meyerhof 경험식(1976)은 다음 식과 같다.

$$Q_u = mN'_{60}A_p + n\bar{N}_{60}A_s \quad (7)$$

여기서,  $m = 3\left(\frac{L_b}{B}\right) \leq 30$ ,  $mN'_{60} \leq 1500 \text{ tf/m}^2$ ,  $L_b$ 는 말뚝의 지지층 관입깊이(m),  $A_p$ 는 말뚝 선단 지지면적( $\text{m}^2$ ),  $A_s$ 는 사질토 지반에 묻힌 말뚝의 겉면적( $\text{m}^2$ ),  $N'_{60}$ 은 말뚝 선단부근의 N치,  $\bar{N}_{60}$ 은 말뚝 주면부 사질토 지반의 평균 N치,  $n = \frac{1}{5}$ ,  $n\bar{N} \geq 10 \text{ tf/m}^2$ 이다.

Davisson 기준(1972)으로 산정한 측정 지지력과 Meyerhof 경험식(1976)으로 산정한 예측 지지력을 비교 도시한 결과는 그림 1과 같다. 예측 지지력의 분산정도를 확인하기 위해 재하시험 결과보다 50% 큰 값을 나타내는 경계선과 50% 작은 값을 나타내는 경계선을 표시하였다. 그림 1에서 보는 바와 같이 측정 지지력과 예측 지지력은 뚜렷한 상관성을 나타내지 않았으며 분산정도가 큼을 알 수 있다. 신뢰성 분석을 수행하기 위해 측정 지지력과 예측 지지력을 이용한 저항편향계수 통계특성 분

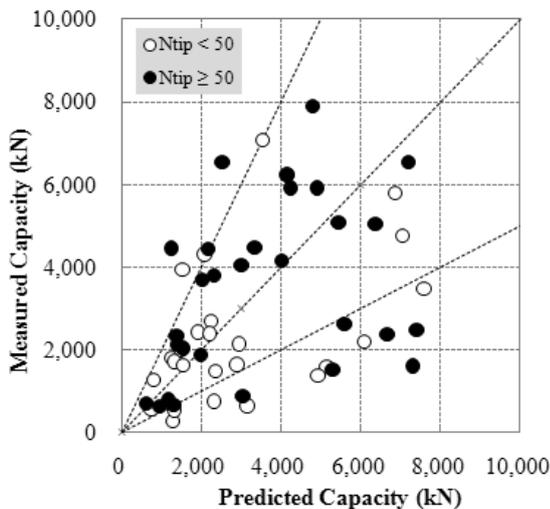


그림 1. 측정 지지력과 예측 지지력 비교

석 결과는 표 1과 같다. 통계분석의 신뢰성 있는 결과도 출을 위하여 일반적인 저항편향계수 범위[평균±(2×표준편차)]를 벗어난 값은 통계해석에서 제외하는 것이 합리적이므로(Paikowsky 등, 2004), 이를 고려하여 저항편향계수의 통계특성치를 산정하였다.

선단부 N치가 50미만인 경우와 50이상인 경우 모두 저항편향계수의 평균값이 1.0보다 크므로 측정 지지력에 비해서 예측 지지력이 보수적으로 산정되는 경향을 보였고, 두 가지 경우 모두 변동계수가 0.75 내외로서 큰 값을 나타내었다. AASHTO LRFD 교량설계시방서(2007)에서는 지반의 분산정도를 변동계수 값의 범위로써 세 가지로 제시하고 있으며, 변동계수의 값이 0.25보다 작으면 분산성이 낮음, 변동계수 값이 0.25~0.40이면 분산성이 보통, 변동계수 값이 0.40 보다 크면 분산성이 큰 것으로 분류하고 있다. 따라서 위에서 제시된 Meyerhof 경험식(1976)의 저항편향계수의 분산성은 큰 것을 알 수 있다. 저항편향계수의 평균값이 1.0보다 크므로 내재적 보수성을 바탕으로 신뢰도지수가 크게 산정될 수 있지만, 높은 변동계수에 따른 불확실성의 증가로 인해 신뢰도지수가 낮아질 수 있는 요인이 공존함을 확인할 수 있다.

### 3.2 베이지안 기법을 이용한 저항 통계특성 갱신

앞서 기술한 베이지안 기법을 적용하여 기존 데이터베이스 저항편향계수 사전분포에 검증용 정재하시험을 실시한 추가 정보를 반영하면 측정 지지력을 확인할 수 없는 재하시험 결과 일지라도 그 결과로 인해 갱신된 사후분포를 얻을 수 있다. 선단부 N치 50미만( $N_{tip} < 50$ )과 50이상( $N_{tip} \geq 50$ )의 데이터베이스에 대하여 저항편향계수의 사전분포에 우도함수 정보로서 n번의 정재하시험을 수행하여 모두 연속하여 파괴가 발생하지 않을 경우의 갱신된 저항편향계수의 사후분포(probability density function, PDF) 결과를 도시하면 각각 그림 2, 그림 3과 같다. 그림 2, 그림 3에서 나타낸 바와 같이 파괴가 발생

표 1. 저항편향계수( $R_{M/P}$ )의 통계특성

구 분	$N_{tip} < 50$	$N_{tip} \geq 50$
평 균	1.75	1.32
변동계수	0.75	0.74
분포형태	대수정규분포	대수정규분포
분석에 사용된 자료 수	25 개	29 개

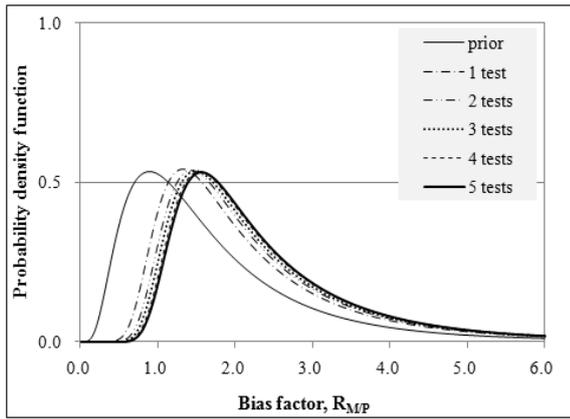


그림 2. 검증용 정재하시험에서 파괴가 발생하지 않을 경우 저항편향계수의 갱신된 사후분포 그래프 변화( $N_{tip} < 50$ )

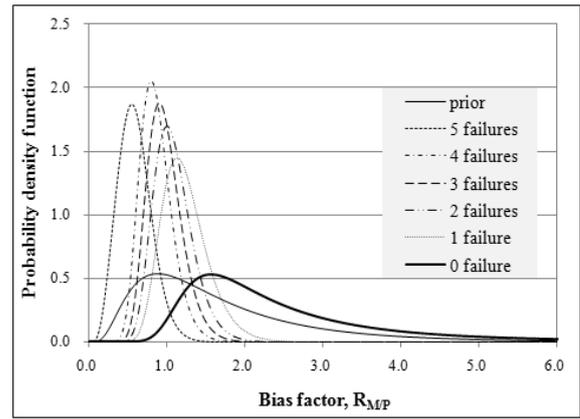


그림 4. 검증용 정재하시험에서 파괴가 발생했을 경우 저항편향계수의 갱신된 사후분포 그래프 변화( $N_{tip} < 50$ )

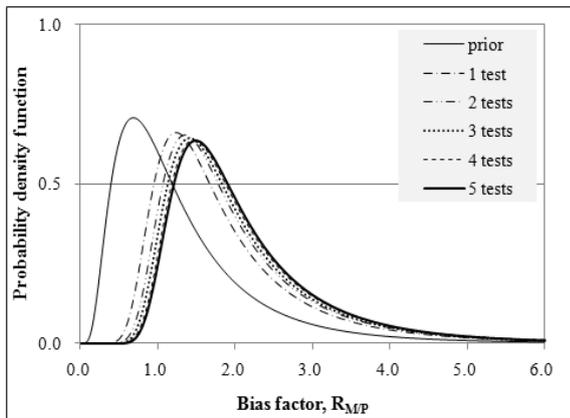


그림 3. 검증용 정재하시험에서 파괴가 발생하지 않을 경우 저항편향계수의 갱신된 사후분포 그래프 변화( $N_{tip} \geq 50$ )

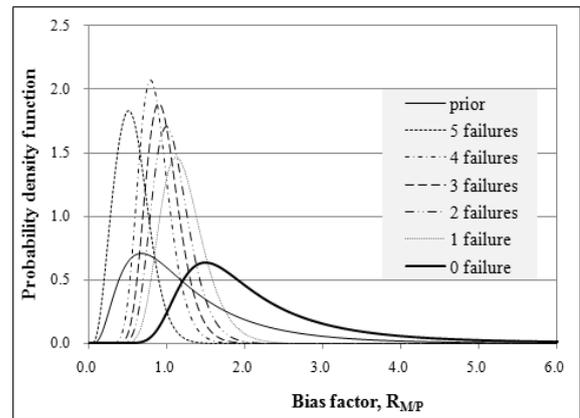


그림 5. 검증용 정재하시험에서 파괴가 발생했을 경우 저항편향계수의 갱신된 사후분포 그래프 변화( $N_{tip} \geq 50$ )

하지 않은 검증용 정재하시험의 횟수가 증가함에 따라 갱신된 사후분포 그래프가 오른쪽으로 이동하며 그 폭이 조금씩 줄어들음을 알 수 있다. 즉, 저항편향계수의 평균값이 증가하고 변동계수가 감소하게 되며, 이로 인해 갱신된 사후분포의 신뢰도지수가 증가하게 될 것을 예측할 수 있다.

재하시험 결과의 보다 일반적인 경우로서 검증용 정재하시험에서 시험 말뚝이 최대재하하중을 견디지 못하고 파괴가 발생할 수 있다. 이 경우에도 앞서 설명한 식 (6)을 이용하여, 재하시험 수행 결과를 반영한 저항편향계수의 사후분포를 산정할 수 있다. 선단부 N치 50 미만( $N_{tip} < 50$ )과 50이상( $N_{tip} \geq 50$ )의 경우에 대해서 각각 검증용 정재하시험을 5회 실시했다고 가정하였을 때 파괴가 발생한 검증용 정재하시험의 수에 따른 갱신된 저항편향계수 사후분포 그래프는 그림 4, 그림 5와 같다.

동일한 방법으로 여러 차례 검증용 정재하시험이 수행될 경우 발생가능한 모든 경우에 대한 저항편향계수

표 2. 저항편향계수( $R_{M/P}$ )의 갱신된 사후분포 통계특성치

총 시험수	비파괴 시험수	$N_{tip} < 50$		$N_{tip} \geq 50$	
		평균	변동계수	평균	변동계수
4	4	2.17	0.44	2.01	0.43
	3	1.20	0.25	1.19	0.25
	2	1.04	0.24	1.03	0.24
	1	0.90	0.24	0.89	0.24
	0	0.61	0.37	0.56	0.39
3	3	2.13	0.45	1.96	0.44
	2	1.15	0.25	1.13	0.25
	1	0.96	0.25	0.94	0.25
	0	0.63	0.37	0.59	0.40
2	2	2.08	0.46	1.90	0.45
	1	1.06	0.27	1.04	0.27
	0	0.67	0.38	0.62	0.41
1	1	1.99	0.49	1.79	0.48
	0	0.74	0.41	0.68	0.44

의 갱신된 사후분포를 구할 수 있다. 각 경우에 대해서 산정된 저항편향계수의 사후분포에 대한 평균과 변동

계수를 정리하면 표 2와 같다. 일정 횟수의 검증용 정재하시험이 수행된 경우, 파괴가 발생하지 않은 검증용 정재하시험의 횟수가 증가할수록 저항편향계수의 평균값은 증가하고 변동계수는 대체적으로 감소하다가 증가하는 추세를 보인다. 검증용 정재하시험 횟수가 증가하고 모든 시험에서 파괴가 발생하지 않을 경우 저항편향계수의 평균값은 증가하고 변동계수는 약간 감소한다. 이는 그림 2와 그림 3에서 확인한 바와 같다.

#### 4. 신뢰성 분석

##### 4.1 하중조합 및 하중통계

말뚝기초설계의 신뢰성은 파괴확률 또는 신뢰도지수로써 표현된다. 신뢰성 분석을 위해서는 하중관련 정보인 하중편향계수의 통계특성치와 저항관련 정보인 저항편향계수의 통계특성치가 결정되어야 한다. 저항편향계수의 통계특성치는 앞서 설명한 연구결과를 적용하였고, 하중조합 및 통계특성치는 미국 AASHTO LRFD 교량설계시방서(2007)에서 제안하고 있는 하중조합 중 국내 특성을 고려하여 연직방향 보수적 평가조건인 Strength case I 경우를 적용하였다. 하중편향계수의 통계특성치는 표 3과 같다.

하중저항계수설계법에서 두 확률변수인 하중과 저항이 통계적으로 독립이고 모두 대수정규분포이며, 하중을 사하중과 활하중의 조합으로 고려하면, 기초구조물의 한계상태함수는 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$g = \ln \frac{\lambda_{R_{M/P}} FS(QD/QL+1)}{\lambda_{QD}(QD/QL) + \lambda_{QL}} \quad (8)$$

여기서,  $g$ 는 한계상태함수,  $\lambda_{R_{M/P}}$ 은 저항편향계수의 평균값이며,  $\lambda_{QD}$ ,  $\lambda_{QL}$ 은 각각 사하중 편향계수와 활하중 편향계수의 평균값,  $QD$ ,  $QL$ 은 각각 공칭 사하중, 공칭 활하중,  $FS$ 는 안전율이다. 식 (8)에서 사하중과 활하중의 비( $QD/QL$ )는 Hansell과 Viest(1971)가 제안한 다음의 실험식으로 산정할 수 있다.

$$Q_D/Q_L = (1 + IM)(0.0132L) \quad (9)$$

여기서,  $IM$ 은 동하중 허용계수로서 LRFD 하중에 대해서 0.33을 적용하며,  $L$ (ft)은 교량지간장이다. 한국의 교량지간장 조사에 의하면 30m(또는 98ft) 안팎의 범위가 가장 일반적 경우인 것으로 보고되어, 식 (9)에 의해  $QD/QL=1.72$ 의 값을 신뢰성해석에 적용하였다. 본 연구에서는 신뢰성 해석기법 중 정확하고 개선된 방법으로 인정받고 있는 일차신뢰도법(FORM)(Rackwitz와 Fiessler, 1978)을 적용하였다. 일차신뢰도법은 설계변수의 표준 정규분포 공간 원점으로부터 한계상태함수 파괴면까지의 최단거리를 신뢰도지수로 정의하며, 비정규분포의 설계변수 또는 비선형 한계상태함수에 대하여 정식화 형태에 관계없이 일관된 신뢰도지수를 도출할 수 있는 장점이 있다.

##### 4.2 신뢰도지수 산정(Reliability Updating)

검증용 정재하시험 결과가 반영된 저항편향계수의 갱신된 사후분포 통계특성을 이용하여 일차신뢰도법에 의한 신뢰성 분석을 수행하였다. 구조물기초설계기준(2009)에서 제안한 바와 같이 정재하시험 결과로 얻어진 지지력에 대해서는 안전율 2.0을 적용할 수 있으며 본 연구에서는 검증용 정재하시험 결과를 반영한 말뚝기초의 신뢰도지수 변화를 파악하기 위해서 식 (8)에서 안전율 2.0을 적용하였다. 기존 연구결과 선단부  $N$ 치 50미만 ( $N_{tip} < 50$ )과 50이상( $N_{tip} \geq 50$ )의 사전 저항편향계수 통계특성을 바탕으로 산정된 신뢰도지수 값은 각각 1.41, 1.01이다. 두 가지 사전 데이터베이스 그룹( $N_{tip} < 50$ 과  $N_{tip} \geq 50$ )에 대해서 일정 횟수의 검증용 정재하시험 결과를 반영한 저항편향계수의 갱신된 신뢰도지수 결과는 각각 그림 6, 그림 7과 같다.

그림 6, 그림 7에서 실선은 모든 시험에서 파괴가 발생하지 않을 경우에 대한 신뢰도지수 변화를 나타낸다. 시험횟수 0일 때의 시작점은 사전분포에 대한 신뢰도지수를 의미한다. 시험횟수가 증가할수록 신뢰도지수는 증가하였고, 그 증가율은 감소함을 확인할 수 있다. 일

표 3. 하중편향계수의 통계특성치

구 분	사하중 편향계수( $\lambda_{QD}$ )			활하중 편향계수( $\lambda_{QL}$ )		
	평 균	변동계수	분포특성	평 균	변동계수	분포특성
값	1.05	0.10	대수정규분포	1.15	0.20	대수정규분포

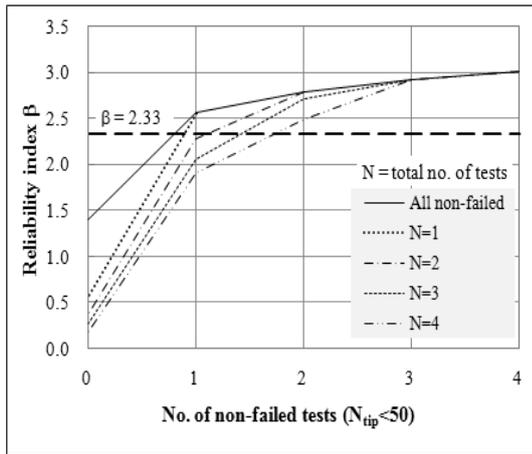


그림 6. 검증용 정재하시험 결과에 따른 신뢰도지수 변화( $N_{tip} < 50$ ,  $FS=2.0$ )

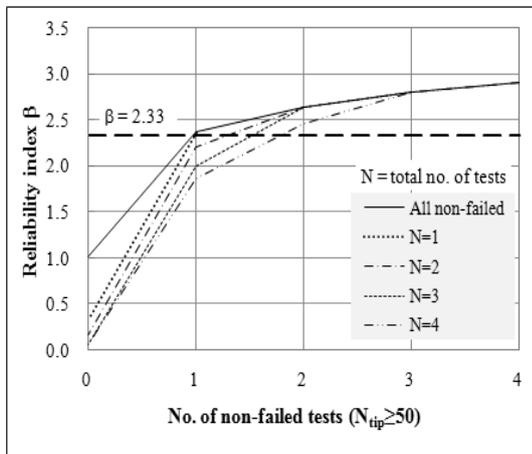


그림 7. 검증용 정재하시험 결과에 따른 신뢰도지수 변화( $N_{tip} \geq 50$ ,  $FS=2.0$ )

정 횟수의 시험에서 파괴가 발생한 경우 그 수가 증가할수록 신뢰도지수는 감소하였다. 그림 6, 그림 7에서 나타난 다양한 경우의 정재하시험 결과를 반영한 신뢰도지수 결과를 정리하면 표 4와 같다.

기존 연구결과 타입강관말뚝의 목표 신뢰도지수( $\beta$ )는 2.33( $\approx P_f=0.01$ )으로 제안되었으며(Kwak 등, 2008), 표 4의 신뢰도지수 결과를 살펴보면 선단부 N치로 구분된 두 가지 경우( $N_{tip} < 50$ 과  $N_{tip} \geq 50$ ) 모두 1회의 검증용 정재하시험을 수행하여 파괴가 발생하지 않으면 신뢰도지수 2.33을 만족하는 것으로 나타났다. 그러나, 2회의 시험이 수행된 경우는 모두 파괴가 발생하지 않으면 신뢰도지수 2.33을 만족함을 알 수 있다. 3회 이상 여러 차례의 검증용 재하시험이 수행되는 경우는 일부 시험에서 파괴가 발생하더라도 신뢰도지수 2.33을 만족할 수 있는 것으로 나타났다.

표 4. 검증용 정재하시험 결과를 반영한 신뢰도지수 결과

총 시험수	비파괴 시험수	신뢰도지수( $\beta$ )	
		$N_{tip} < 50$	$N_{tip} \geq 50$
4	4	3.01	2.90
	3	2.91	2.80
	2	2.45	2.45
	1	1.90	1.86
3	3	2.92	2.80
	2	2.71	2.64
	1	2.05	2.00
	0	0.26	0.06
2	2	2.79	2.64
	1	2.28	2.21
	0	0.38	0.16
1	1	2.56	2.36
	0	0.58	0.33

## 5. 결론

기초구조물의 신뢰성 분석 및 저항계수 산정 과정 중 극한지지력을 확인할 수 있는 정재하시험 자료를 확보하는 것은 가장 힘든 업무 중 하나로 인식되고 있다. 최근 이러한 실측 데이터가 부족한 경우에 대한 신뢰성 분석기법 방안으로써 베이지안 이론 등의 추계론적 해석적 접근법이 일부 연구들에서 수행되고 있다. 본 연구에서는 베이지안 기법을 적용한 새로운 해석 방법을 통해 측정지지력을 확인할 수 없는 검증용 정재하시험의 결과를 활용하여 타입강관말뚝의 저항 통계특성을 갱신하고 신뢰성 분석을 실시하였다. 국내 전역에서 수집, 분석된 측정지지력을 확인할 수 있는 데이터베이스를 사전정보로 활용하였고, 검증용 정재하시험 자료의 여러 가지 결과에 근거한 우도정보를 이용하여 갱신된 저항 통계특성을 산정하였다. 갱신된 저항 통계특성을 적용하여 일차신뢰도법에 의해 신뢰도지수를 산정하였고 신뢰도 수준을 분석하였다. 본 연구에서 도출된 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 측정 지지력을 확인할 수 있는 타입강관말뚝의 정재하시험 자료 57개에 대해서 말뚝의 선단부 N치를 기준으로 두 그룹으로 나누어( $N_{tip} < 50$ ,  $N_{tip} \geq 50$ ), Davisson 기준에 의해 측정 지지력을 산정하고 Meyerhof 공식을 적용하여 예측 지지력을 산정하였다. 저항편향 계수의 사전분포 통계특성을 분석한 결과 Meyerhof

공식은 내재적 보수성이 크고 자료의 분산정도가 심한 것으로 평가되었다.

- (2) 저항편향계수의 사전분포특성에 검증용 정재하시험 수행 결과를 우도정보로 반영하여 갱신된 사후분포의 통계특성을 산정한 결과, 검증용 정재하시험에서 파괴가 발생하지 않는 시험 수가 증가할수록 갱신된 사후분포 그래프는 오른쪽으로 이동하여 저항편향계수의 평균값이 증가하고 변동계수는 감소하였다.
- (3) 검증용 정재하시험 결과가 반영된 저항편향계수의 갱신된 사후분포 통계특성을 이용하여 일차신뢰도법에 의한 신뢰성 분석을 수행하였다. 파괴가 발생하지 않은 재하시험의 수가 증가할수록 신뢰도지수 증가하였으나 그 증가율은 감소하였다. 또한, 전체 수행된 재하시험 중 파괴가 발생할 경우 파괴가 발생하는 시험수가 증가할수록 신뢰도지수는 감소하였다.
- (4) 목표 신뢰도지수( $\beta$ ) 2.33과 비교하여 1회 또는 2회의 검증용 정재하시험이 수행될 경우 모든 시험에서 파괴가 발생하지 않을 경우 Meyerhof 공식의 신뢰도지수가 2.33을 만족할 수 있는 것으로 확인되었다. 재하시험이 3회 이상 여러 차례 수행될 경우 일부 시험에서 파괴가 발생하더라도 목표 신뢰도지수 2.33을 만족할 수 있는 것으로 나타났다.

본 연구에서 제안된 방법을 통해 기존 신뢰성 분석 및 저항계수 산정 과정에서는 제외되었던 극한하중을 확인할 수 없는 검증용 정재하시험 자료를 활용하여 말뚝기초의 신뢰성 평가가 가능함을 확인하였다. 이를 바탕으로 향후 추가 연구를 통해 합리적인 저항계수의 수정, 보완이 가능할 것이다. 또한, 본 연구에서는 국내 재하시험 데이터베이스를 바탕으로 Meyerhof 경험식(1976)을 적용한 경우, 검증용 정재하시험 수행 결과에 따라 신뢰도지수 즉, 안전성의 변화 양상을 제시하였다. 따라서, 향후 구조물별 또는 설계공식별로 본 연구와 유사한 연구성과가 축적된다면 기초구조물의 설계기준에서 제안된 기존의 재하시험 수행 방안에 대해서 논리적 근거를 바탕으로 재하시험 수행기준에 대한 검증 및 재검토도 가능할 것이다.

### 감사의 글

본 연구는 국토해양부 R&D 연구과제 “초장대교량사

업단”의 연구비 지원 및 교육과학기술부 BK 21 SNU SIR 그룹 연구비 지원에 의해 수행되었으며 이에 감사드립니다.

### 참고 문헌

1. 국토해양부 (2009), *구조물기초설계기준 해설*, (사)한국지반공학회.
2. 박재현, 허정원, 김명모, 광기석 (2008), “LRFD 설계를 위한 국내 항타강관말뚝의 저항계수 산정”, *대한토목학회 논문집*, Vol.28, No.6C, pp.367-377.
3. 한국건설기술연구원 (2008), *LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구*, 건설교통 R&D 정책·인프라사업 3차년도 최종 연구보고서, 국토해양부.
4. (사)한국지반공학회 (1997), *지반조사 결과의 해석 및 이용*, 지반공학시리즈 1, 도서출판 구미서관.
5. Allen, TM (2005), “Development of Geotechnical Resistance Factors and Downdrag Load Factors for LRFD Foundation Strength Limit State Design”, Publication No. FHWA-NHI-05-052, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
6. American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) (2007), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Fourth Edition*. AASHTO, Washington DC.
7. Ang, A.H.-S. and Tang, W.H. (1975), *Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Vol. I, Basic Principles*, John Wiley & Sons, New York.
8. Bolduc, L.C., Gardoni, P., and Briaud, J.-L. (2008), “Probabilistic of exceedance estimates for scour depth around bridge piers”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.134, No.2, pp.175-184.
9. Cetin, K.O. and Ozan, C. (2009), “CPT-Based probabilistic soil characterization and classification”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.135, No.1, pp.84-107.
10. Davisson, M. (1972), “High Capacity Piles”, *Proceedings of Soil Mechanics Lecture Series on Innovations in Foundation Construction*, ASCE, Illinois Section, Chicago, IL, pp.82-112.
11. Goh, A.T.C., Kulhawy, F.H., and Chua, C.G. (2005), “Bayesian neural network analysis of undrained side resistance of drilled shafts”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.131, No.1, pp.84-93.
12. Hansell, WC and Viest, IM (1971), “Load factor design for steel highway bridges”, *Engineering Journal of AISC*, Vol.18, No.4, pp.113-123.
13. Honjo, Y., Liu, W.-T., and Guha, S. (1994), “Inverse analysis of an embankment on soft clay by extended bayesian method”, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.18, pp.709-734
14. Juang, C.H., Fang, S.Y., and Khor, E.H. (2006), “First-order reliability method for probabilistic liquefaction triggering analysis using CPT”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.132, No.3, pp.337-350.
15. Kwak, K., Kim, K.J., Huh, J., Park, J.H., Chung, M., and Lee, J.H. (2008), “Target reliability indices of static bearing capacity evaluation of driven steel pipe piles”, *Proceedings of the 87th Annual Meeting of Transportation Research Board*, Transportation Research Board, Washington, D.C. (CD-ROM).

16. Kwak, K., Kim, K.J., Huh, J., Lee, J.H., and Park, J.H. (2010), "Reliability Based Calibration of Resistance Factors for Static Bearing Capacity of Driven Steel Pipe Piles", *Canadian Geotechnical Journal*, to be published (accepted in September 2009).
17. Li, D.Q., Tang, W.H., and Zhang, L.M. (2008), "Updating occurrence probability and size of defect for bored piles", *Structural Safety*, Vol.30, pp.130-143.
18. McVay, M.C., Birgisson, B., Nguyen, T., and Kuo, C.L. (2002), "Uncertainty in load and resistance factor design phi factors for driven prestressed concrete piles", *Transportation Research Record*, No. 1808, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 99-107.
19. McVay, M.C., Birgisson, B., Zhang, L., Perez, A., Putcha, S., and Lee, S.M. (2000), "Load and resistance factor design (LRFD) for driven piles using dynamic methods-A Florida perspective", *Geotechnical Testing Journal*, Vol.23, No.1, pp.55-66.
20. Meyerhof, G.G. (1976), "Bearing capacity and settlement of pile foundations", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.102, No.GT3, pp.196-228.
21. Moss, R.E.S., Seed, R.B., Kayen, R.E., Stewart, J.P., Kiureghian, A.D., and Cetin, K.O. (2006), "CPT-based probabilistic and deterministic assessment of in situ seismic soil liquefaction potential", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.132, No.8, pp.1032-1051.
22. Paikowsky, S.G., Birgisson, B., McVay, M.C., Nguyen, T., Kuo, C.L., Baecher, G., Ayyab, B., Stenersen, K., O'Malley, K., Chernauskas, L., and O'Neill, M. (2004), *Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations*, NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington, D.C.
23. Phoon, K.K., Kulhawy, F.H., and Grigoriu, M.D. (2003), "Development of a reliability-based design framework for transmission line structure foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.129, No.9, pp.798-806.
24. Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978), "Structural reliability under combined random load sequences", *Computers and Structures*, Vol.9, pp.489-494.
25. Yan, W.M., Yuen, K.-V., and Yoon, G.L. (2009), "Bayesian probabilistic approach for the correlations of compression index for marine clays", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.135, No.12, pp.1932-1940.
26. Zhang, L.L., Tang, W.H., and Zhang, L.M. (2009), "Bayesian model calibration using geotechnical centrifuge tests", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.135, No.2, pp.291-299.
27. Zhang, L.L., Zhang, L.M., and Tang, W.H. (2008), "Similarity of soil variability in centrifuge models", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.45, No.8, pp.1118-1129.
28. Zhang, L.M. and Tang, W.H. (2002), "Use of load tests for reducing pile length", *Proceedings of Deep Foundation 2002*, ASCE, Orlando, Florida, pp.993-1005.
29. Zhang, L.M., Tang, W.H., Zhang, L.L., and Zhang, J. (2004), "Reducing uncertainty of prediction from empirical correlations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.130, No.5, pp.526-534.

(접수일자 2010. 4. 27, 심사완료일 2010. 7. 26)

# 장시간 깊은 굴착에서 지반변형 및 버팀보 축력변화 특성 사례 연구

## Case Study of the Characteristic of Ground Deformation and the Strut Axial Force Change in Long Span Deep Excavation

김 성 옥<sup>1</sup> Kim, Sung-Wook

한 병 원<sup>2</sup> Han, Byung-Won

### Abstract

It is generally known that the mechanism of behavior in the flexible earth retaining system is relatively more complicated than in the rigid earth retaining system. Moreover in the case of long span strut supporting system the analysis of strut axial force change becomes more difficult when the differences of ground condition and excavation work progress on both sides of excavation section are added. When deeper excavation than the specification or installation delay of supporting system or change of ground condition happen during construction process, lots of axial force can be induced in some struts, which threaten the safety of construction. This paper introduces two examples of long span deep excavation where struts and rock bolts were used as a supporting system with flexible wall structure. The characteristics of ground deformation and strut axial force change, which were measured in the sections of two examples that are 50 meters apart in one construction site and have almost similar design and construction conditions were analysed, the similarity and difference between measurement results of two examples were compared and investigated. This article aims to improve and develop the technique of design and construction in future projects having similar ground condition and supporting method.

### 요 지

일반적으로 강성벽체에 비하여 연성벽체의 경우가 거동 mechanism이 상대적으로 복잡한 것으로 알려져 있으며 여기에다 버팀보 지지의 장시간인 경우 굴착단면 양쪽의 지반조건과 굴착공정의 차이가 부가되면 버팀보 축력변화 분석은 더욱 어렵게 된다. 시공과정에서 현장여건에 의한 과굴착이나 지보재의 설치지연, 지반조건의 변화 등이 발생할 경우 특정 버팀보에 큰 축력이 발생하여 안전 시공을 위협하게 될 수 있다. 본 논문은 거의 유사한 지반조건, 굴착 및 지보조건을 갖는 동일현장의 약50m 이격된 2개소의 버팀보 및 rock bolt 지지 장시간 연성벽체 깊은 굴착단면들의 시공과정에서 얻어진 계측결과인 지반변형 및 버팀보 축력변화 특성을 분석하고 2단면 계측결과의 유사성 및 차이점을 비교 고찰함으로써 향후 유사지반 및 동일공법 적용 project들의 설계, 시공과정에서 개선, 보완해야 할 사항들을 제안하고자 한다.

**Keywords :** Deep excavation, Flexible earth retaining systems, Long span strut, Similarity and difference

1 정회원, (주)바이텍코리아 계측엔지니어링 사업본부 사장 (Member, President, Baytech Korea Inc., swkim@enbgroup.co.kr, 교신저자)

2 정회원, (주)바이텍코리아 계측엔지니어링 사업본부 이사 (Member, Director, Baytech Korea Inc.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서론

본 현장은 서울지역 ○○○○시공현장으로 굴착폭 44m~50m, 굴착 깊이가 44.0m인 층적층과 화강암기반의 풍화토층, 풍화암층, 연암층, 경암(보통암)층이 주 굴착 대상인 개착 구간이다. 본 사례연구 구간은 2개의 다른 사업이 당 구간에서 병행 시행됨으로써 좌측과 우측의 굴착 및 구조물 시공이 2개의 회사에 의해 각각 분리 시행되었는데 굴착공사에 따른 가시설은 각각 설치후 연결되어 통합으로 계층에 의해 안정성이 관리되었다. 2개 사업구간의 통합 굴착에 따라 형성되는 장지간의 굴착단면은 버팀보에 의해 지지되었으며 좌, 우측의 지반조건 및 굴착공정의 차이로 인하여 시공과정에서 발생한 버팀보 축력의 급증현상들에 대하여 보강시행 과정에서는 축력급증에 대한 원인 규명과 보강시행의 책임에 대하여 협의 및 조정에 어려움이 있었다.

본 사례연구에서는 지반조건 및 가시설 설계내용이 거의 유사한 약50m 이격된 2개 지점 가시설 계층 단면을 대상으로 하여 가시설 계층단면 좌우측에 각각 설치된

지중경사계 및 지하수위계, 버팀보 좌측 짝수단 및 버팀보 우측 홀수단에 설치된 버팀보 하중계의 정밀분석에 의하여 굴착이 거의 완료된 상태에서 최대 142.2ton까지의 지속적인 버팀보 축력 급증으로 1차적으로 4, 5단 버팀보 보강 작업이 시행되고 이어서 굴착작업이 완료된 상태에서 6, 9, 10단 버팀보 축력의 119.2ton~125.5ton까지의 추가적인 축력급증 현상으로 2차적으로 9, 10단 버팀보 보강 작업이 추가로 시행된 후 후속공정이 완료된 사례 1 단면과 굴착이 완료된 상태에서 최대 146.4ton까지의 지속적인 버팀보 축력급증으로 6, 7, 8, 9단 버팀보 보강작업 시행 후 후속공정이 완료된 사례 2 단면을 비교함으로써 연성벽체에 있어서의 버팀보 축력 및 지반 변형 변화 mechanism을 고찰하였다. 이 과정에서 버팀보 축력변화에 대한 최대 영향 요소인 해당 지점 좌우측 지중경사계 지점변형(Incremental deflection)의 기여도, 단기간에 나타난 지하수위의 급격한 저하현상이 지반 변형 및 이완에 미친 영향, 120ton을 상회하여 발생한 큰 버팀보 축력에도 보강을 시행하지 않은 6단 버팀보의 경우에서 경시변화에 따른 축력변화 특성 및 6단 버

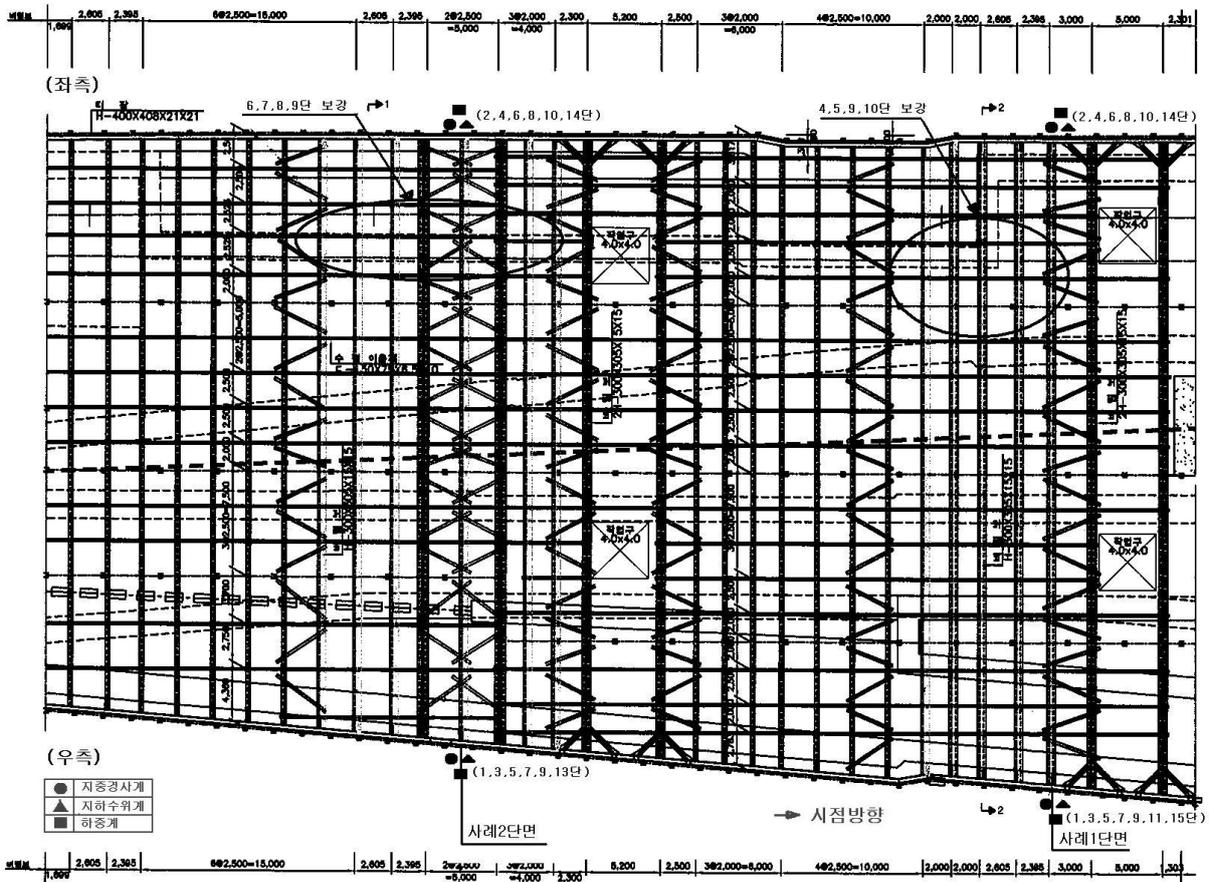


그림 1. 평면도

탐보 해체시의 타단 버팀보에 대한 영향 등을 분석함으로써 연성벽체 굴착공사에서 주의하여야 할 많은 교훈을 얻을 수 있었다. 이는 향후 유사 project의 설계 및 시공과정에서의 경제성, 안전성 향상을 위한 지침 및 개선사항이 될 수 있을 것으로 판단된다.

본 사례연구 현장의 공사개요 및 지반특성은 표 1~ 표 4와 같으며 표에 기록된 지반특성은 2개사업에서 각각 별도로 시행된 지반조사 결과에서 본 사례연구 단면들에 가장 근접한 위치에서의 시추 주상도를 근거로 정리하였다.

## 2. 공사개요 및 지반특성

본 사례연구 현장의 평면도는 그림 1과 같으며 사례별 계측기 설치위치 및 버팀보 보강현황이 표시되어있다. 가시설 좌, 우측 측벽 Pile 인접 지상부는 특별히 중요한 구조물 없이 Ascon 포장 주차장 및 도로가 위치하고 있다.

## 3. 분석사례 1

지중경사계는 계측단면의 좌, 우 S.G.R. 및 M.S.G.공법 시행위치 배면에 설치하여 좌측은 굴착심도가 G.L.-1.5m인 2004년 6월 30일 초기치를 측정하였고 우측은 굴착심도가 G.L.-4.0m인 2004년 7월 22일 초기치를 측정하고 굴착진행과 더불어 지속적인 계측이 수행되었다. 본

표 1. 가시설 적용공법

구분	상세내용
토류공법	H-Pile(H-300x305x15x15, C.T.C. 2.0m) + 토류판(t=15cm), H-Pile + shotcrete(t=5cm)
지지공법	버팀보 공법(H-300x305x15x15, C.T.C. 2.5m), rock bolt 공법(D=29mm, L=5.0m)
지반보조공법	S.G.R. 공법(Φ1000, C.T.C. 800, 좌측), M.S.G.공법(Φ1000, C.T.C.800, 우측)

표 2. 지반특성(좌측)

구분	상세내용
매립층	습윤, 느슨, 실트 및 모래섞인 자갈, GM
충적층	습윤, 보통조밀 내지 조밀, 세립내지 중립의 모래, SM
풍화암층	습윤, 대단히 조밀, 실트질 모래
연암층	화강암의 연암으로 중립내지 조립질, T.C.R.=50~100%, R.Q.D.=0%
경암층	화강암의 경암으로 중립내지 조립질, T.C.R.=100%, R.Q.D.=12~97.5%

표 3. 지반특성(우측 : 사례1)

구분	상세내용
매립층	습윤, 매우조밀, 모래섞인 실트질 자갈, 지표~G.L.-0.4m
풍화토층	습윤, 보통조밀 내지 매우조밀, 실트질 세립내지 조립 모래, G.L.-0.4m~7.0m
풍화암층	습윤, 매우조밀, 암편섞인 실트질 세립 내지 조립 모래, 13.0~19.6m : 풍화암 core 35cm회수(완전풍화 내지 심한 풍화), 19.6~22.0m : 풍화암 core 70cm회수(심한 풍화), G.L.-7.0m~22.0m
경암층	보통균열 내지 약간균열, 약간풍화 내지 신선, T.C.R.=100%, R.Q.D.=76%, G.L.-22.0m ~ 23.7m
보통암층	심한균열 내지 보통균열, 보통풍화 내지 약간풍화, T.C.R.=81~100%, R.Q.D.=12~39%, G.L.-23.7m~27.5m
연암층	심한균열 내지 보통균열, 심한풍화 내지 보통풍화, T.C.R.=100%, R.Q.D.=21~43%, G.L.-27.5m~30.6m
보통암층	심한균열 내지 약간균열, 보통풍화 내지 약간 풍화, 38.2~39.0m : 파쇄대, T.C.R.=93~100%, R.Q.D.=28~66%, G.L.-30.6m~40.0m
경암층	보통균열 내지 약간균열, 약간풍화 내지 신선, 45.2~45.5m : 파쇄대, T.C.R.=100%, R.Q.D.=62~100%, G.L.-40m~46m

표 4. 투수계수 및 지하수위

구분	상세내용
투수계수	충적층(평균 $4.529 \times 10^{-4}$ cm/sec), 풍화암층(평균 $1.166 \times 10^{-4}$ cm/sec)
지하수위	G.L.-4.1m~5.2m

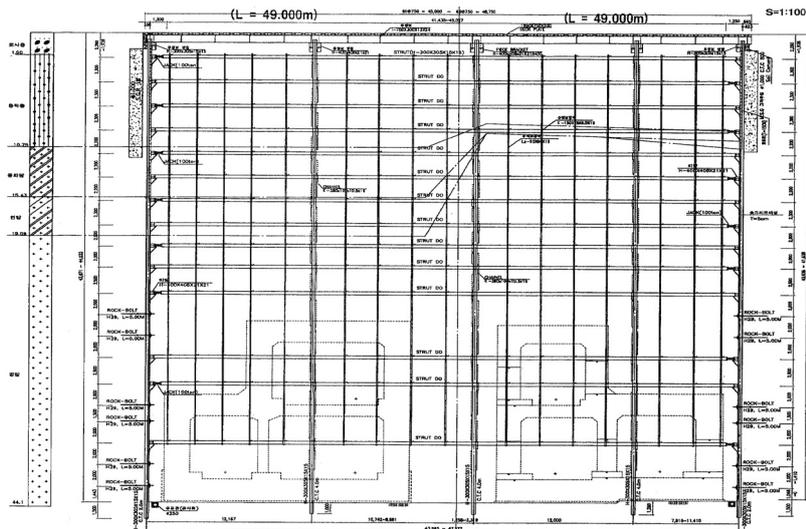


그림 2. 단면도(사례 1)

구분	설치위치 (G.L. -m)	설계축력 (ton)
1	2.3	31.22
2	4.6	36.44
3	6.9	34.31
4	9.2	36.83
5	11.4	38.07
6	13.6	33.07
7	15.8	24.26
8	18.1	23.49
9	20.1	22.43
10	22.1	24.63
11	24.6	36.49
14	30.6	41.64
15	33.1	48.43
18	38.6	63.71

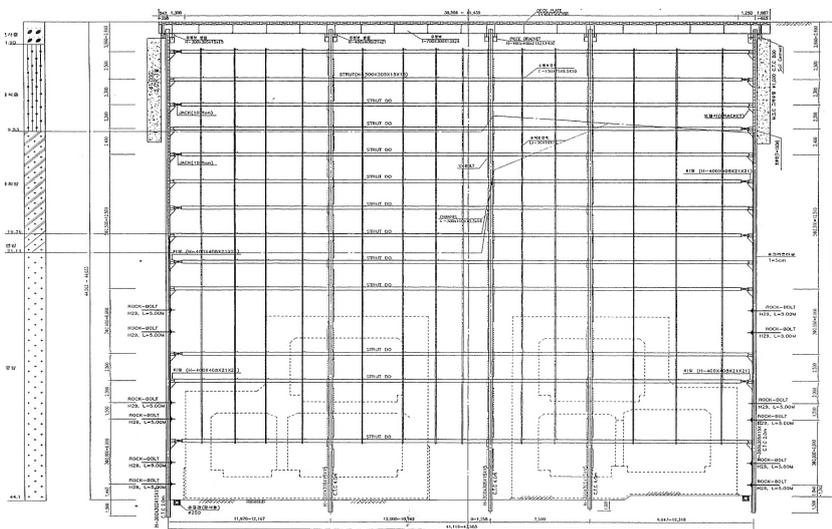


그림 3. 단면도(사례 2)

구분	설치위치 (G.L. -m)	설계축력 (ton)
1	2.7	49.02
2	5.2	51.74
3	7.5	46.67
4	9.7	41.15
5	12.1	39.49
6	14.6	45.66
7	17.1	47.75
8	19.6	37.85
9	22.1	20.75
10	24.6	21.99
13	30.6	35.40
14	33.1	36.97
17	38.6	54.13

논문에서는 기간별 지중경사계 지점변형 특성에 따라 기본적으로 좌측 지중경사계의 지점변형 pattern은 크게 6가지, 우측 지중경사계의 지점변형 pattern은 크게 2가지로 분류하되 버팀보 축력변화에 대한 정밀 분석을 위하여 계측결과 분석에서는 좌측 지중경사계의 기간별 6가지 지점변형 pattern에 대응하여 우측 지중경사계의 지점변형 pattern을 세분화하였다. 좌측 지중경사계는 초기 측정일로부터 풍화암 및 연암층 구간에서 주된 지점변형이 발생한 2004년 11월 22일 까지를 기간1, 2004년 11월 22일부터 경암층 구간에서 주된 지점변형이 발생한 2005년 5월 19일까지를 기간2, 2005년 5월 19일부터 전체심도 구간에서 굴착배면쪽 방향으로의 일률적인 지점변형을 나타낸 2005년 6월 24일 까지를 기간 3,

2005년 6월 24일부터 전체심도 구간에서 굴착면쪽 방향으로의 일률적인 지점변형을 나타낸 2005년 11월 24일 까지를 기간4, 2005년 11월 24일부터 전체 심도 구간에서 굴착배면쪽 방향으로의 일률적인 지점변형을 다시 나타낸 2006년 7월 31일 까지를 기간5, 2006년 7월 31일부터 6단 버팀보 해체 이전인 2006년 9월 20일까지를 기간6으로 구분하고 각 기간별 버팀보 축력 및 지반변형 변화를 분석하였다. 우측 지중경사계는 초기 측정일로부터 전체 심도 구간에서 주로 지하수위 저하에 따른 토립자 유출 변형 pattern을 보인 2005년 1월 13일까지의 기간과 2005년 1월 13일부터 주로 풍화암구간과 일부 경암 구간에서 굴착면 방향으로의 일시적 급속한 지점변형을 시작으로 하부 연암, 보통암층 구간에서의

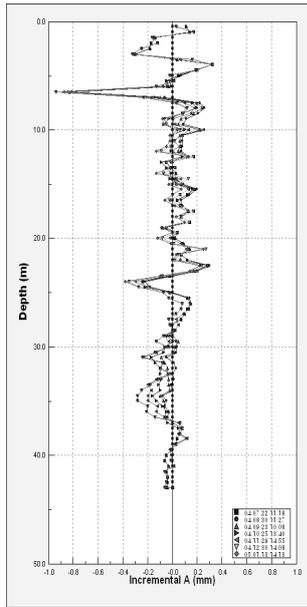


그림 4. 지점변형 그래프(우측)

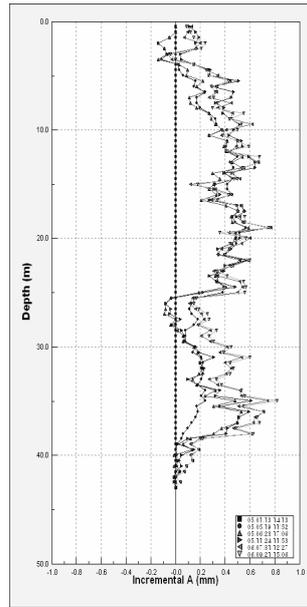


그림 5. 지점변형 그래프(우측)

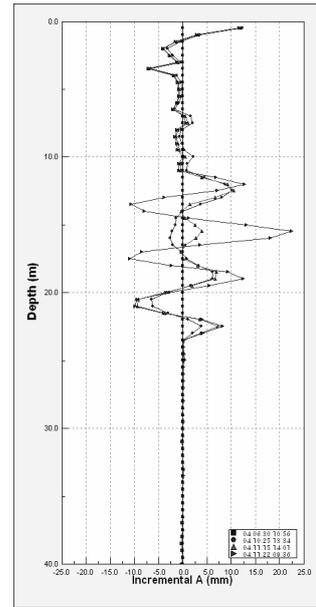


그림 6. 지점변형 그래프(좌측)

변형이 진전된 6단 버팀보 해체 이전인 2006년 9월 21일까지의 기간으로 지점변형 pattern을 구분하였다(그림 4, 5 참조).

### 3.1 기간별 계측결과 분석

#### 3.1.1 기간 1

- 2004년 6월 30일부터 2004년 11월 22일 사이에 좌측 경사계는 G.L.-11.0m~23.5m 구간에서 지점변형이 주로 발생하였는데 대상 지층은 풍화암, 연암, 경암임. 이 기간 동안 지하수위는 G.L.-10.48m에서 G.L.-15.7m까지 5.22m의 수위저하가 일어났는데 이 기간 동안의 지점변형은 최초 지하수위와 최종 굴착면인 G.L.-20m 지점 사이의 지층경계부 근처 구간들에서 대부분 발

생하였으며 이는 무지보 구간에서의 지반 이완에 기인한 결과로 판단되었음(그림 6 참조).

- 한편 우측 경사계의 경우는 기간 1 동안에 수위저하에 따른 토립자 유출현상을 시사하는 전형적인 지점변형 Graph양상을 나타내었는데 우측 수위계의 경우 2004년 11월 8일 G.L.-17.122m의 수위에서 2004년 11월 24일 G.L.-33.7m의 수위로 16.578m의 급격한 수위저하 현상이 나타났으며 본 사례 연구 지점에서 시점 쪽으로 40m 이격되어 설치된 다른 수위계에서는 2004년 11월 11일 G.L.-15.019m의 수위에서 11월 12일 G.L.-29.472m의 수위로 14.453m의 급격한 수위저하 현상이 1일 동안에 발생함(그림 4, 7, 8 참조).
- 좌측 버팀보에는 짝수단, 우측 버팀보에는 홀수단에 각각 하중계가 설치되어 버팀보 축력이 측정되었는데

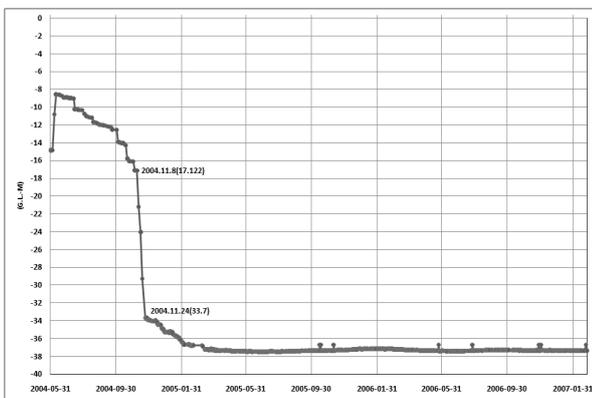


그림 7. 수위계 그래프(우측)

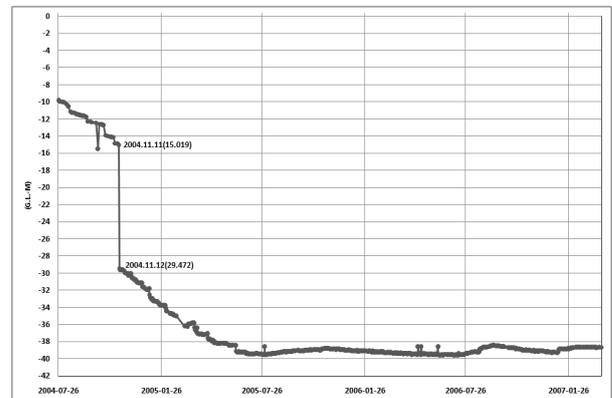


그림 8. 수위계 그래프(우측, 인접지역)

2004년 11월 8일에서 11월 14일 사이에 1단 버팀보 축력이 37.713ton에서 10.102ton으로 27.611ton이 급감하였으며 5단 버팀보 축력은 2004년 11월 12일 설치 후 급격한 축력증가 현상을 나타냄. 또한 4단 버팀보 축력은 2004년 10월 20일 설치 후 5단 버팀보 축력보다 더욱 급하게 축력이 증가하는 현상을 나타냄(그림 9, 10참조).

- 위에서 언급한 1단 버팀보 축력의 일시적 급감현상은 동일지점에서의 급격한 지하수위 저하와 연계한 버팀보 배면 지반의 이완에 따른 결과로 판단되었으며 4단 및 5단 버팀보 축력의 급증현상은 좌측 지반의 경우 과굴착에 의한 버팀보 4단 하부 지점에서의 지반변형에 따른 4단 버팀보 위치에서의 arching 현상과

이완진전, 과굴착에 의한 버팀보 5단부 지반변형과 이완진전, 버팀보 5단 하부지점에서의 지반변형에 따른 5단 버팀보 위치에서의 arching 현상과 이완진전, 우측 지반의 경우 수위 급강하에 따른 토립자 유출을 포함한 지반이완 및 토압증가 효과가 상호작용하여 나타난 결과로 판단되었음. 특히 4단 버팀보 위치는 층적층 지반으로 상대적으로 지반조건이 열악하고 이완의 진전이 컸을 것으로 판단되었음.

### 3.1.2 기간 2

- 2004년 11월 22일부터 2005년 5월 19일 사이에 좌측 경사계는 G.L.-19m 지점 상부구간은 굴착배면쪽 방향의 지점변형을 보였으며 G.L.-19m지점 하부구간은

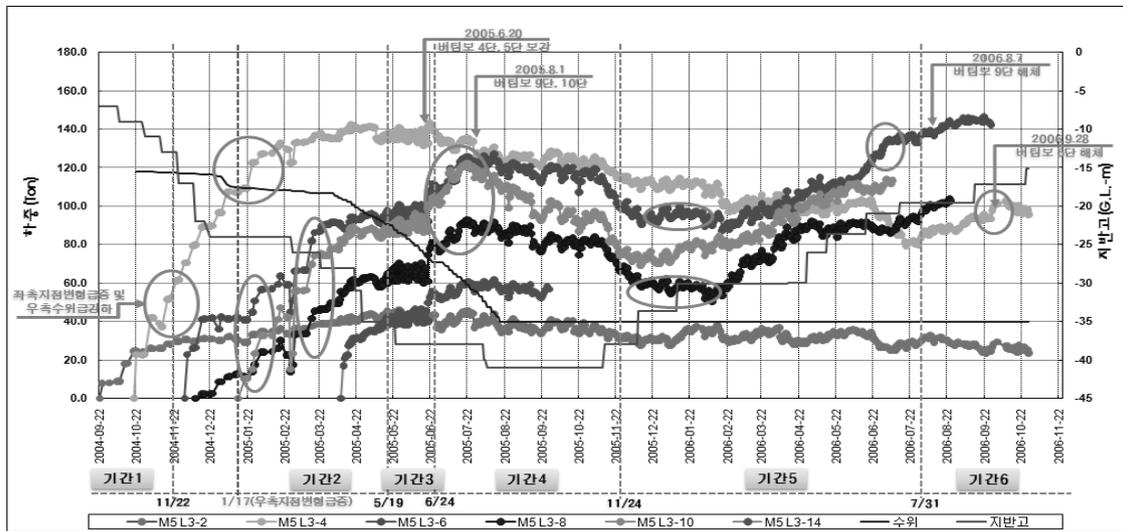


그림 9. 버팀보 축력변화도(하중계, 좌측)

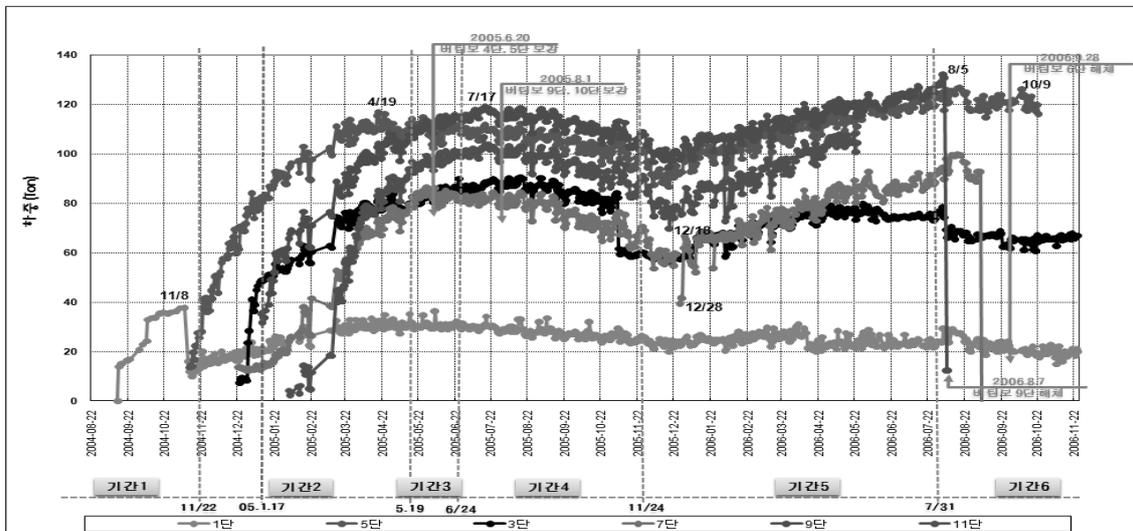


그림 10. 버팀보 축력변화도(하중계, 우측)

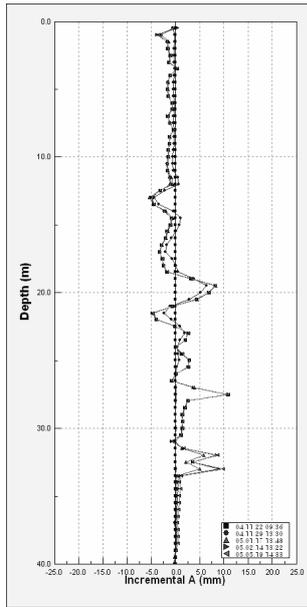


그림 11. 지점변형 그래프(좌측)

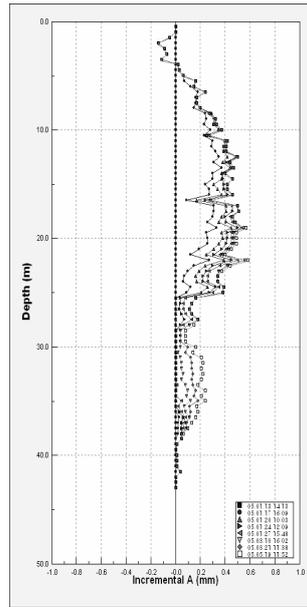


그림 12. 지점변형 그래프(우측)

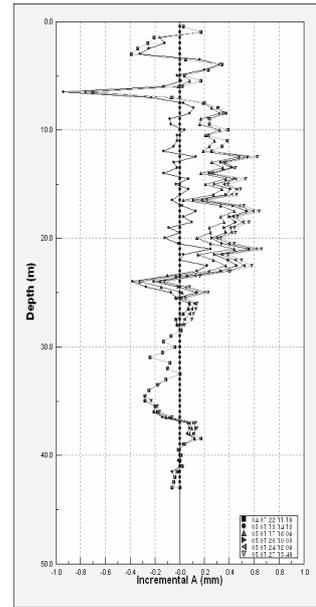


그림 13. 지점변형 그래프(우측)

굴착면 방향으로의 지점변형을 연암, 경암구간에서 나타냄(그림 11 참조).

- 한편 우측 경사계의 경우는 2005년 1월 13일에서 27일 사이에 G.L.-4.0m~25.5m 구간에서 굴착면 방향으로의 지점변형의 급진전을 나타내었는데 경사계 초기치 기준으로 지속적인 굴착면 방향으로의 지점변형 증가구간은 버팀보 4단에서 10단까지의 구간임(그림 12, 13 참조).
- 버팀보 축력은 4단의 경우 기간 1 이후에도 지속적인 축력의 증가를 보였는데 2004년 12월 31일 96.7ton에서 2005년 1월 5일 107.4ton으로 10.7ton의 축력증가를 보이며 100ton을 상회하였으며 이어 2005년 1월 21일에서 2월 2일 사이에는 109.3ton에서 127.3ton으로 18ton의 축력 급증현상을 나타내었음. 2005년 1월 21일에서 2월 2일 사이에는 버팀보 6, 8, 10단도 각각 15.7ton, 13.0ton, 22.3ton의 축력 급증현상을 나타내었는데 이것은 우측 경사계의 2005년 1월 13일에서 27일 사이의 지점변형 급진전에 따른 결과로 판단되었음. 즉 그동안의 지하수위 저하 및 지하수위 급강하 영향으로 이완이 진전된 우측의 이완 토압이 2005년 1월 13일에서 27일 사이의 급격한 우측 경사계 지점변형을 유발시키고 이어서 좌측 지반쪽으로 전이되면서 2005년 1월 21일에서 2월 2일 사이의 버팀보 축력 급증현상을 유발시킨 것으로 판단되었음(그림 9 참조).
- 2005년 3월 11일에서 18일 사이에 버팀보 6, 8, 10단은 각각 19.4ton, 11.7ton, 17.7ton의 축력증가를 2005

년 3월 11에서 15일 사이에 버팀보 3, 5, 7, 9, 11단은 각각 12.5ton, 11.6ton, 14.7ton, 14.0ton, 26.5ton의 축력증가를 나타내었는데 해당 기간 동안 좌, 우측 경사계의 해당 지점들에서는 특별한 지점변형의 증가가 없었던 점에서 이완 진전에 따른 토압 증가효과에 기인한 결과로 판단되었음. 특히 11단 버팀보 축력의 증가가 상대적으로 컸던 것은 과굴착 및 버팀보 14단, 15단 설치지연에 따른 arching 현상에 기인한 결과로 판단되었음(그림 9, 10 참조).

- 그 동안 상대적으로 가장 큰 축력을 나타냈던 4단 버팀보 축력은 2005년 4월 17일 142.2ton의 최대 축력을 기록한 후 큰 변화를 나타내지 않았으며 5단 버팀보 축력도 2005년 4월 19일 116.9ton의 최대축력을 기록한 후 큰 변화를 보이지 않았음. 버팀보 우측에 설치된 7단, 9단, 11단, 15단 하중계 축력은 이완진전 및 기온증가에 따라 지속적인 증가 추세를 나타내었는데 9단의 경우 2005년 5월 17일 110.8ton의 축력을 기록함. 버팀보 좌측에 설치된 6단, 8단, 10단, 14단 하중계 축력도 지속적 증가 추세를 나타냄.
- 버팀보 축력의 증가에 따라 2005년 5월 6일에는 구체적인 보강 대책을 협의하였으며 5월 16일에는 다가올 장마철의 강우에 의한 토압증가 요인, 하절기 기온상승에 의한 축력 증가요인, 버팀보용 jack 용량(100ton) 과 구조물 완료시까지의 잔여 공정을 고려하여 추가 축력 증가 요인이 많은 것으로 판단하고 가시설의 안전을 위하여 1차적으로 버팀보 4단, 5단을 보강하기

로 결정함. 보강은 사례연구 단면에서 L=9.0m구간을 추가 버팀보 5열 설치에 의해 시행하여 2005년 6월 20일 완료함. 기간 2 동안의 우측 하중계 계측결과 분석에서는 기온 상승에도 버팀보 축력이 감소하여 가시설의 미소변형으로 축력이 흡수되는 현상이 나타나는 것으로 판단되었음.

### 3.1.3 기간 3

- 2005년 5월 19일부터 6월 24일 사이에 좌측 경사계는 지표에서 G.L.-34m 구간에서 일률적으로 굴착 배면 쪽으로 0.2mm~0.5mm 정도의 지점변형 진전을 나타냄(그림 14 참조).
- 한편 우측 경사계의 경우는 2005년 5월 19일부터 6월 23일 사이에 G.L.-34m~40m 구간에서 굴착면 방향으로 최대 0.4mm정도의 지점변형을 나타냄(그림 15 참조).
- 버팀보 좌측에 설치된 짝수단 하중계 축력은 2005년 5월 19일에서 6월 20일 사이에는 축력변화가 미미하게 나타났는데 이것은 좌측경사계의 굴착배면쪽 지점 변형 진전과 연계된 결과로 판단되었음. 즉 우측 지반에서의 단기간 내에 발생한 수위급강하와 후속으로 나타난 지점변형의 급속한 진전, 이에 수반된 지속적인 이완진전에 의한 이완토압이 좌측지반으로 전달된 결과로 판단되었음.
- 2005년 6월 20일 버팀보 4단 및 5단의 보강이 완료되었으며 4단 버팀보 축력은 2005년 6월 21일 143.2ton

의 최대 축력 기록후 보강효과로 감소하는 경향을 보였으나 6, 8, 10, 14 단 버팀보 축력은 2005년 6월 20일 이후 다시 증가하기 시작함. 한편 기간 3 동안 9, 11, 15단 버팀보 축력은 약간 증가하는 경향을 나타내었는데 9단 버팀보 축력은 2005년 6월 22일 115.8ton의 축력을 나타냄.

### 3.1.4 기간 4

- 2005년 6월 24일부터 11월 24일 사이에 좌측 경사계는 전체심도에서 0.2mm~0.4mm 정도의 굴착면쪽 지점변형 진전을 나타내었으며 풍화암 및 연암층 구간인 G.L.-10~20m 구간이 상대적으로 큰 변형을 나타냄(그림 16 참조).
- 한편 우측 경사계의 경우는 2005년 6월 23일부터 11월 24일 사이에 지표에서 G.L.-20m 구간에서 0.1mm~0.35mm 정도의 굴착면쪽 지점변형을 나타냄(그림 17 참조).
- 버팀보 좌측에 설치된 6, 8, 10단 하중계 축력은 다시 증가하기 시작하여 2005년 7월 23일에는 6단은 125.5ton, 10단은 122.1ton을 기록하였는데 이것은 양쪽지반에서의 지점변형 진전 및 이완진전, 기온상승에 기인한 결과로 판단되었음. 한편 버팀보 우측에 설치된 9, 11, 15단 하중계 축력도 지속적 증가 추세를 나타내어 9단은 2005년 7월 17일 119.2ton, 11단은 2005년 7월 16일 106.8ton의 축력을 나타내었는데 버팀보 6단 및

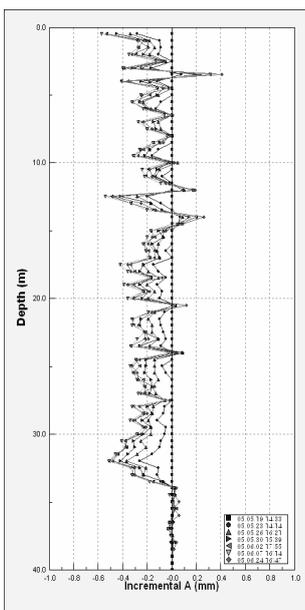


그림 14. 지점변형 그래프(좌측)

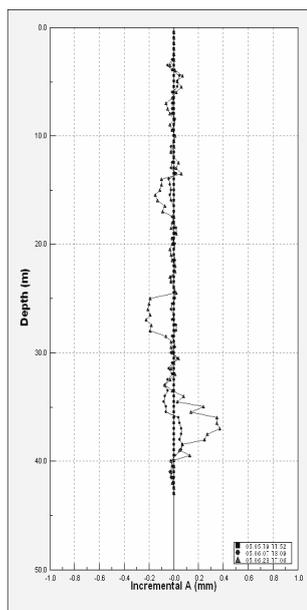


그림 15. 지점변형 그래프(우측)

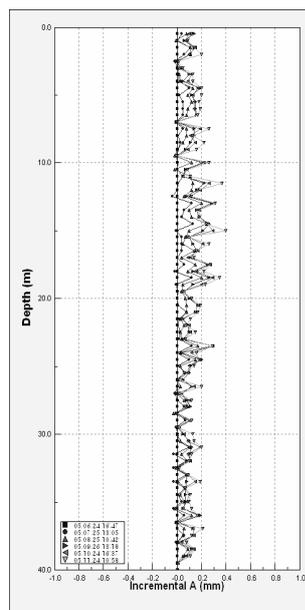


그림 16. 지점변형 그래프(좌측)

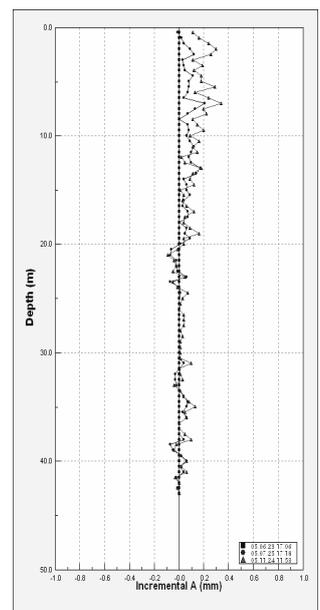


그림 17. 지점변형 그래프(우측)

10단과 마찬가지로 동일한 원인에 기인한 결과로 판단되었음.

- 상기와 같은 버팀보 축력의 지속적 증가로 인하여 2차로 버팀보 9단 및 10단 보강시행을 결정하고 사례 연구 단면에서 L=7.0m구간을 추가 버팀보 4열 설치에 의해 2005년 8월 1일까지 보강시행을 완료함. 버팀보 9단 및 10단 보강이후 10단 버팀보 축력은 바로 감소 추세로 바뀌었으며 6, 8, 9, 11단 버팀보 축력은 작은 변화 양상을 보인후 감소 추세로 바뀌었는데 이것은 버팀보 9단 및 10단 보강 이후의 지반이완 진전, 기온변화, 가시설 미소변형에 의한 축력흡수 등의 요인이 복합하여 축력변화에 기여한 것으로 판단됨.
- 9단 및 10단 버팀보 보강 시행이후 2005년 8월 7일 현장조사를 시행하였는데 현장조사 결과 굴착면 좌측 6, 8, 11단 띠장의 보강 stiffener의 심한 휨현상, 토류판과 shotcrete면의 경계지점인 7단과 8단 중간지점 직상부 토류판의 배부름 현상, 9단 버팀보 부근 H-Pile과 shotcrete면 접촉부에서의 균열발생 현상, 9단과 10단 버팀보 사이 shotcrete면에서의 균열발생이 관찰됨.

### 3.1.5 기간 5

- 2005년 11월 24일부터 2006년 7월 31일 사이에 좌측 경사계는 전체심도에서 1mm~2mm 정도의 굴착배면 쪽 지점변형을 나타내었는데 2005년 12월 29일에서 2006년 7월 31일 사이에는 시공과정에서 현장 여건상 경사계 위치에 container box가 위치하여 지속적인 계

측수행은 이루어지지 못하였음(그림 18 참조).

- 한편 우측 경사계의 경우는 2005년 11월 24일부터 2006년 7월 31일 사이에 G.L.-23.5m~43m 구간에서 전반적으로 굴착면 방향으로 0.2mm 정도의 지점변형을 나타내었는데 2006년 2월 16일에서 7월 6일 사이에 대부분의 지점변형이 발생함(그림 19 참조).
- 버팀보 축력은 기간 5 동안에 대체로 기온변화에 따른 축력감소와 증가현상을 나타내었는데 굴착면 우측 흙수단에 설치된 하중계 축력이 2005년 12월 18일까지 기온저하에 따라 감소한 후 다시 증가하는 경향이 뚜렷한 반면 굴착면 좌측 짝수단에 설치된 하중계 축력은 우측보다 2개월 정도 늦은 2006년 2월 9일(8단 버팀보의 경우) 또는 2월 17일(6단 버팀보의 경우)에 최저치를 기록한 후 다시 증가하는 양상을 보임. 즉 우측과 비슷한 시기(2005년 12월 12일에서 13일)에 최저치 부근에 도달하고 약 2개월 정도 미소 변화를 나타낸 후 다시 증가하는데 이것은 우측 지반에서 좌측 지반쪽으로 지반 이완진전에 따른 이완 토압이 전달되어 좌측경사계 지점변형을 굴착배면쪽으로 발생시켰을 것으로 추정되는 현상과 연계된 결과로 판단됨.
- 버팀보 6단의 축력이 2006년 6월 10일에서 7월 5일 사이에 115ton에서 134.8ton으로 19.8ton이 급증하였는데 이것은 이미 2005년 7월 23일에 125.5ton의 최대치를 기록한 6단 버팀보에 대한 보강이 2차 보강 단계에서 시행되지 않아 일시적으로 이 시기에 이완이 급진전된 결과로 추정, 판단됨.

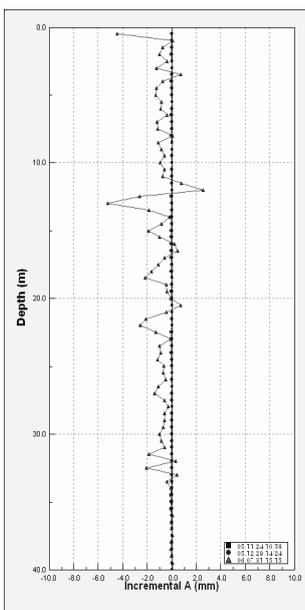


그림 18. 지점변형 그래프(좌측)

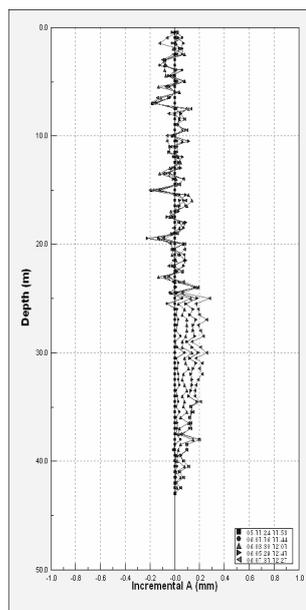


그림 19. 지점변형 그래프(우측)

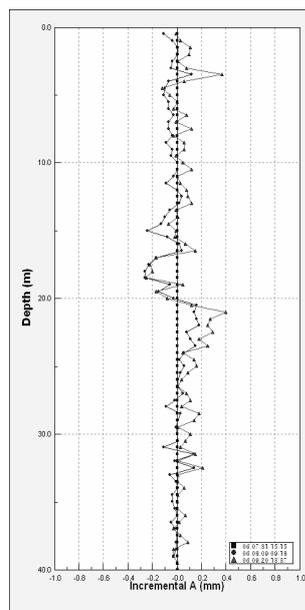


그림 20. 지점변형 그래프(좌측)

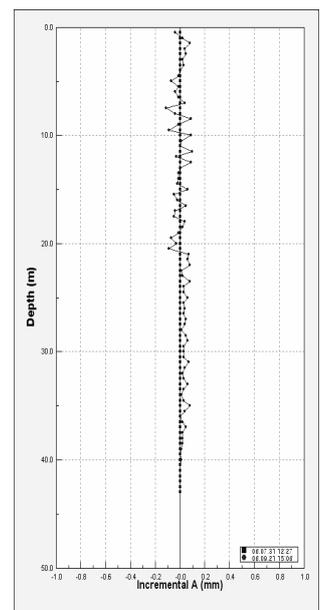


그림 21. 지점변형 그래프(우측)

- 기간 5 후반부에는 10단을 제외한 5단~11단의 모든 버팀보 축력이 이전에 기록한 축력의 최대치를 경신하게 되는데 이것은 5단~11단이 속한 좌, 우측 지반의 지층이 기간 1, 2 동안 상대적으로 큰 지점변형이 발생한 후 이완 진전이 지속되거나 또는 rock bolt 지지부 직상으로 해당부위에서 지점변형 발생 후 하부 지반의 지점변형 진전에 따른 arching 효과가 나타난 구간으로 후반부의 기온상승효과와 더불어 지반 이완 진전 효과가 복합된 결과로 판단됨[(5단, 2006.7.31, 123.89ton), (6단, 2006.7.24, 137.4ton), (7단, 2006.7.31, 92.967ton), (8단, 2006.7.31, 95.4ton), (9단, 2006.7.31, 128.23ton), (11단, 2006.5.22, 107.97ton)]. 특히 5단 및 9단 버팀보의 경우는 1차 및 2차로 보강이 시행되었으나 보강이 시행되지 않은 버팀보 6단, 8단의 영향으로 이들 버팀보들의 축력을 분담하게 되어 보강을 시행하였음에도 불구하고 기존 발생 축력의 최고치를 경신한 것으로 판단됨.

### 3.1.6 기간 6

- 2006년 8월 7일 9단 버팀보가 해체되었는데 2006년 8월 3일 대비 8월 9일 좌측 경사계 계측결과 지표에서 G.L.-20m 구간에서는 굴착배면 방향으로 0.1mm~0.3mm 정도의 지점변형이 나타났으며 G.L.-20m~25m 구간에서는 0.1mm 정도의 굴착면 방향 지점변형이 나타남. 버팀보 9단 상, 하 구간에서 상대적으로 큰 지점 변형이 나타난 후 2006년 8월 9일에서 9월 20일까지는 전체심도에서 굴착면 방향으로 0.1mm 정도의 일률적인 지점변형이 나타남(그림 20 참조). 한편 우측경사계의 경우는 9단 버팀보 해체의 영향이 특별히 나타나지 않았음(그림 21 참조).
- 9단 버팀보 축력은 9단 버팀보 해체직전인 2006년 8월 5일 130.9ton의 최대치를 기록하였는데 9단 버팀보 해체의 영향으로 8단은 3.0ton 증가(8/4~8/8), 7단은 5.1ton증가(8/3~8/7)의 변화가 나타남.
- 2006년 9월 28일 6단 버팀보가 해체되었는데 좌측 및 우측 경사계 계측결과 6단 버팀보 해체의 영향이 특별히 나타나지 않음. 버팀보 축력은 6단 버팀보 해체의 영향으로 5단은 8.5ton 증가(9/28 10/9, 6°C 기온저하), 4단은 9.5ton증가(9/27~10/9)함. 2006년 6월 10일 이후 축력증가 현상이 크게 나타났던 버팀보 6단은 6단 버팀보 해체 직전인 2006년 9월 25일 143.9ton의 최대치를 기록하였는데 6단 버팀보 해체로 버팀보

5단 및 4단이 축력을 분담하게 되어 축력증가 현상이 나타난 것으로 판단됨.

### 3.2 사례1 계측결과 종합고찰

본 사례의 계측결과 분석을 통하여 다음과 같은 사항들을 파악할 수 있었다.

- 장지간 깊은 굴착에서 좌우측 지반의 지반조건 및 시공 상황의 차이는 버팀보 지지의 경우 버팀보를 매개로 좌우측 지반의 지반변형 및 축력변화에 상호 영향을 미치는 것을 파악 할 수 있었음.
- S.G.R. 이나 M.S.G.등의 지반 보강이 시행된 굴착면의 경우 지반보강 선단부 하부 굴착과정에서 과굴착이 이루어질 때 지반변형 및 상부지반에의 arching 현상 유발로 굴착면 직상의 버팀보들에서 축력 급증 현상이 발생할 수 있음을 확인함.
- 지반조건 및 시공 상황에 따른 큰 값의 급격한 수위저하 현상은 풍화가 심한 풍화암의 경우 수위저하에 따른 지반내 토립자 유출, 단위중량 증가, 이완축진 등을 통하여 지반의 전단강도를 저하시키며 나아가 지반변형 및 이완토압의 급격한 증가 현상을 발생시킬 수 있음을 확인함.
- 장지간 깊은 굴착에서 상기의 2가지 고찰내용과 같은 좌우측 지반의 취약요소가 상호 동시에 결합할 경우 가시설의 안전을 위협할 수 있는 지속적인 축력 급증 현상이 단기간 내에 일어날 수 있음을 확인함(기간 1, 2 참조).
- 장지간 깊은 굴착에서 이완 토압의 진전이 큰 곳에서 작은 곳으로 하중이 전이되어 하중이 전이되는 지반의 변형을 유발시킬 수 있음과 이로 인하여 버팀보 축력의 변화에도 영향을 미침을 확인함(기간 3, 5 참조).
- 본 사례에서 버팀보 축력이 120ton을 상회한 6단을 적절한 시기에 보강하지 않은 경우 후속 시공과정에서 지반특성에 따라 일시적으로 추가적인 축력 급증현상이 나타날 수 있음을 확인함(기간 5 참조).
- 본 사례의 버팀보 4~11단에서와 같이 상대적으로 큰 지점변형이 1차적으로 발생하고 후속적으로 이완이 많이 진전된 지층구간에 속하는 버팀보들은 설계에서와는 전혀 다른 100ton 이상의 큰 축력들을 나타내었으며 또한 이들 버팀보들 중 9단 및 6단의 경우에서와 같이 해체 직전에 130ton을 상회하는 축력을 보인 경우들에서는 버팀보 해체시 상부 버팀보들에 일시적으

로 큰 영향을 줄 수 있음을 확인함.

#### 4. 분석사례 2

지중경사계는 계측단면의 좌, 우 S.G.R. 및 M.S.G.공법 시행위치 배면에 설치하여 좌측은 굴착심도가 G.L.-14m인 2004년 7월 19일 초기치를 측정하였고 우측은 굴착심도가 G.L.-6.0m인 2004년 5월 27일 초기치를 측정하고 굴착진행과 더불어 지속적인 계측이 수행되었다. 본 논문에서는 지중경사계의 지점변형 pattern을 크게 3가지로 구분하여 분석을 시행하였는데 초기치 측정일로부터 전체 심도에서 일정한 경향의 shear strain(Incremental deflection)진행을 보이기 시작한 2004년 10월 28일까지를 기간1, 2004년 10월 28일부터 버팀보10단 해체 직전 일인 2006년 4월 10일까지를 기간2, 2006년 4월 10일에서 좌측단면 경사계 계측종료일(3단 버팀보 해체일)까지를 기간3으로 구분하고 각 기간별 버팀보 축력 및 지반변형 변화를 분석하였다.

##### 4.1 기간별 계측결과 분석

###### 4.1.1 기간 1

- 2004년 7월 19일부터 2004년 10월 28일 사이에 좌측 경사계는 G.L.-12.5m~26.5m 구간에서 지점변형이 주로 발생하였는데 대상 지층은 풍화암, 연암, 경암임. 이 기간 동안 지하수위는 G.L.-15.21m에서 G.L.-26.12m까지

지 10.91m의 수위저하가 일어났는데 굴착면쪽 지점변형 발생구간과 일치하고 있어 이 기간 중의 굴착면쪽 지점변형은 과굴착 및 지하수위 저하와 연계된 지반 변형과 지반 이완 진전으로 판단되었음(그림 22 참조).

- 좌측 버팀보에는 짝수단, 우측 버팀보에는 홀수단에 각각 하중계가 설치되어 버팀보 축력이 측정되었는데 좌, 우측의 굴착 및 지보가 별개로 진행된 관계로 상대적으로 늦게 설치된 우측 버팀보와 먼저 설치된 좌측 버팀보가 연결된 후에는 2, 4, 6단 축력이 각각 10.7ton, 12.6ton, 6.5ton 증가를 보였음. 또한 2004년 8월 9일과 8월 23일 발생한 경사계 지점변형과 연계된 축력변화도 버팀보 2, 4, 6단에서 나타났는데 8월 6일에서 11일 사이에 4단 버팀보 및 6단 버팀보 축력은 각각 9.1ton, 30.6ton증가를 나타내었고 8월 20일에서 25일 사이에 2단 버팀보 및 6단 버팀보 축력은 각각 18.9ton감소, 26.2ton증가를 나타냈음(그림 26 참조).
- 2004년 8월 27일과 9월 1일 사이에 버팀보 2, 4, 6단 축력은 각각 25.9ton 증가, 4.6ton증가, 8.4ton증가를 나타내었는데 이것은 8월 26일에서 8월 30일 사이의 우측 경사계 지점변형이 굴착 배면쪽으로 발생한 사실에서 상대적으로 지반의 이완진전이 클 것으로 예상되는 좌측의 이완도압이 버팀보를 타고 우측 지반에 전달된 결과로 추정되었음(그림 23, 26 참조).
- 한편 우측 경사계의 경우는 2004년 5월 27일부터 2004년 10월 28일 사이에 지표에서 G.L.-8m구간은 굴착배면쪽으로 G.L.-8m~G.L.-22m구간은 굴착면쪽에서의

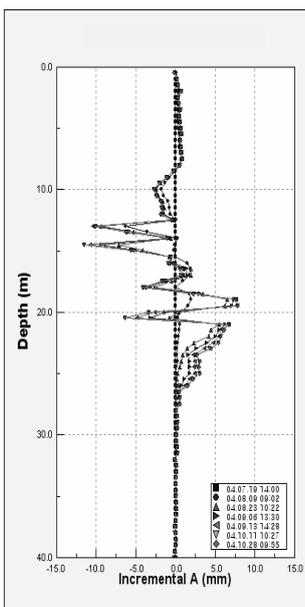


그림 22. 지점변형 그래프(좌측)

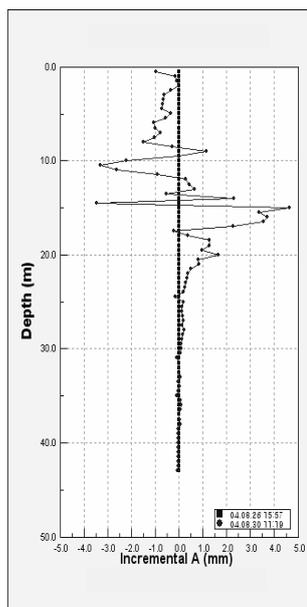


그림 23. 지점변형 그래프(우측)

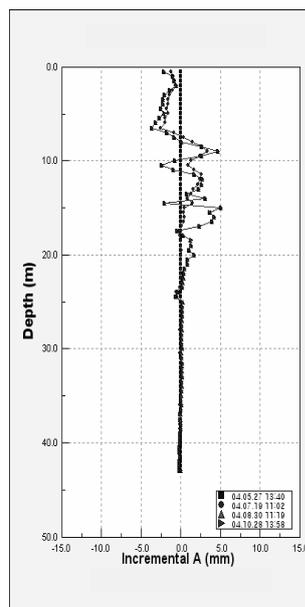


그림 24. 지점변형 그래프(우측)

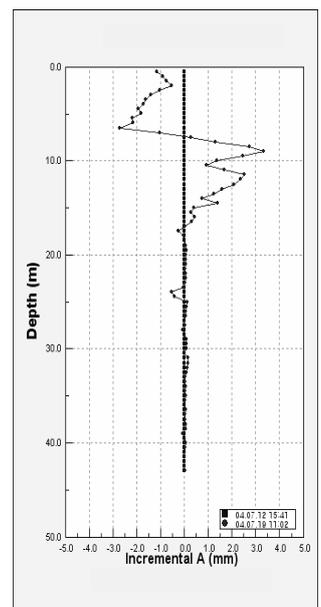


그림 25. 지점변형 그래프(우측)

지점변형을 보였는데 대상지층은 토사층, 충적층, 풍화암층, 연암층임. 이 기간 동안 지하수위는 G.L.-11.12m에서 G.L.-23.83m까지 12.71m의 수위저하가 일어남(그림 24 참조).

- 2004년 7월 19일과 8월 30일 우측 경사계 계측결과는 각각 지표에서 G.L.-7.5m구간과 지표에서 G.L.-14.5m 구간에서 굴착배면쪽에서의 지점변형이 발생하였는데 이것은 상대적으로 지반의 이완진전이 클 것으로 예상되는 좌측지반의 이완토압이 버팀보를 타고 우측 지반에 전달된 결과로 판단되었음(그림 23, 25 참조).

#### 4.1.2 기간 2

- 2004년 10월 28일부터 2006년 4월 10일 사이에 좌측 경사계는 지표에서 G.L.-20m 구간은 전체적으로 0.5mm 정도의 굴착면쪽 지점변형 진전을 나타내었으며 G.L.-20m 하부 구간은 전체적으로 0.9mm이하의 굴착면쪽 지점변형 진전을 나타내었다. 토사층, 충적층, 풍화암층 구간과 연암, 경암층 구간으로 구분되어 크기는 다르지만 굴착면 방향으로의 지속적인 미소 지점변형의 진전을 보였는데 전체구간의 지반이완 진전 과정을 잘 나타내고 있는 것으로 판단되었음(그림 27 참조).
- 좌측 버팀보 짝수단에 설치된 하중계중 6단 및 8단 하중계의 축력이 지속적인 증가 현상을 보여 8단의 경우 2005년 4월 15일 146.4ton의 최대축력을 보였으며, 6단의 경우 2005년 4월 17일 141.7ton의 최대 축력을 나타냄(그림 26 참조). 이 시기의 굴착공정은 굴착이 거의 완료된 상태였음.

- 6단 및 8단 버팀보 축력은 전반적으로는 증가 추세를 보였지만 일정한 기간을 놓고 분석해보면 온도 감소에도 축력이 증가하고 또한 같은 온도에도 축력이 증가하는 현상을 나타내었음. 또한 축력 증가 추세 속에서도 축력감소후 다시 증가하는 현상을 반복적으로 나타내고 있어 국부적인 가시설의 변형으로 축력이 흡수되어 버팀보 하중이 감소된 후 다시 지반 이완진전에 의한 토압증가 효과로 축력이 증가하는 것으로 판단되었음. 같은 온도나 온도 감소에도 버팀보 축력이 증가하는 것은 가시설 배면 지반에서의 이완진전 효과가 커서 축력이 증가하거나 온도감소에 따른 축력감소를 상쇄하고도 축력이 증가한 결과로 판단됨.
- 2005년 5월 6일에는 버팀보 축력 증가에 대한 구체적인 대책을 협의하였으며 2005년 5월 16일에는 다가올 장마철의 강우에 의한 토압증가 요인, 하절기 기온상승에 의한 축력증가 요인, 버팀보용 jack용량(100ton)과 구조물 완료시까지의 공정을 고려하여 추가 축력증가요인이 많은 것으로 판단하고 가시설의 안전을 위하여 버팀보 6단~9단 까지를 보강하기로 최종 결정하고 사례 1단면을 포함한 좌, 우 L=16.5m구간에 대해 추가 버팀보 설치에 의한 보강을 시행하였으며 보강 버팀보 6단~9단에 하중계를 추가로 설치하여 2005년 6월 18일부터 보강 버팀보의 계측도 수행함. 2005년 5월 16일 현장 답사 시에는 사례 1단면에서 10여m 이격된 단면의 9단 버팀보 jack이 파손되어 교체된 상태였으며 측벽 side pile과 shotcrete 연결부에서의 crack도 발견되어 특히 버팀보 6단~9단 구간의

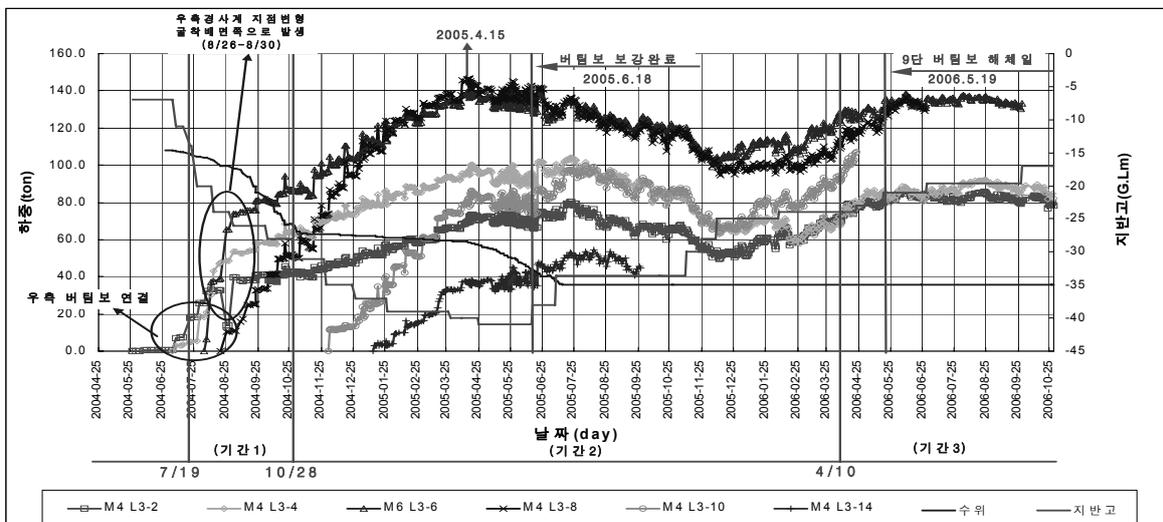


그림 26. 버팀보 축력변화도(하중계, 사례1)

배면지반이 상대적으로 많이 이완이 진전된 것으로 판단되었음. 버팀보 보강 이전인 2005년 3월 23일에서 4월 18일 사이에는 변형을 나타낸 띠장에 대하여 전반적인 stiffener 보강 작업도 시행되었음.

- 10단 버팀보 축력은 초기치 측정 이후 2005년 4월 18일 86.1ton까지 버팀보 6단 및 8단과 마찬가지로 지속적인 급증 현상을 나타냈는데 이것은 2004년 10월 28일 이후 전체심도에서 지반이완 진전이 지속되는 가운데 11단, 12단 rock bolt가 충분한 지지 역할을 발휘하지 못함으로 인해 arching effect가 부가된 결과로 판단되었음. 이후 좌측 버팀보 6단, 8단 하중계 축력은 보강효과로 축력이 배분되면서 감소하였으나 좌측 버팀보 10단을 포함한 타단은 2005년 6월 말 이후 7월 말까지 다시 축력 증가후 감소하는 경향을 나타내었는데 축력증가 현상은 지속되는 전체심도에서의 지반이완 진전 및 하절기 기온 상승에 기인한 결과로 판단되었음.
- 2005년 7월말 이후 버팀보 10단 해체 직전인 2006년 4월 10일 까지는 좌측 버팀보에 설치된 하중계들 모두가 동일한 pattern의 축력 변화 경향을 나타내었는데 이 기간 동안은 2004년 10월 28일 이후 지속되어온 전체 심도에서의 지반이완 진전에 의한 축력증가 요인, 기온 증감에 의한 축력증감 요인, 가시설에서의 국부적인 변형에 따른 결과로 추정되는 축력감소 요인이 복합되어 버팀보 축력변화에 기여한 것으로 판단되었음.

- 한편 우측 경사계의 경우 좌측 경사계와 마찬가지로 2004년 10월 28일부터 2006년 4월 10일 사이에 전체 심도에서 평균 0.5mm정도의 굴착면쪽 지점변형을 나타내어 좌측 경사계보다는 상대적으로 지반의 이완이 적으나 전체 심도에 걸쳐 지반의 이완이 진전되고 있음을 알 수 있었음(그림 28 참조). 또한 우측 버팀보 홀수단에 설치된 하중계중 7단 및 9단 하중계의 축력이 지속적인 증가 현상을 보였는데 7단의 경우 2005년 3월 28일 124.6ton의 최대축력, 9단의 경우 2005년 4월 28일 111.6ton의 최대축력을 나타내어 사례2 단면의 보강계획 수립시 반영하였음.

### 4.1.3 기간 3

- 2006년 4월 10일부터 2006년 12월 14일 사이에 좌측 경사계는 기간 2 변형 즉 2004년 10월 28일부터 진행되어온 전체심도에서의 이완진전 효과에 버팀보 10단 및 9단 해체에 의한 영향이 추가된 지점변형이 나타났음. 이 기간 동안의 지점변형은 주로 G.L.-12m에서 G.L.-24.5m 지점 사이에서 나타났는데 이 구간은 기간 1에서 상대적으로 지점변형이 크게 발생했던 풍하암, 연암, 경암층 구간과 일치함(그림 29 참조).
- 2006년 4월 12일 사례2 단면 인접부 10단 버팀보 3개를 좌측벽에 가까운 중간 pile에서 용접기로 절단중 절단면 좌측쪽 버팀보가 절단면 우측쪽 버팀보 위로 약간 용기 변형되는 현상이 발생되어 4월 14일 현장조사

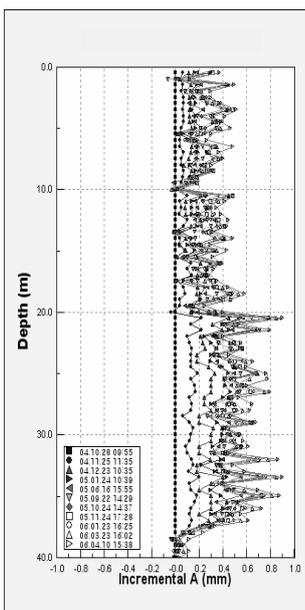


그림 27. 지점변형 그래프(좌측)

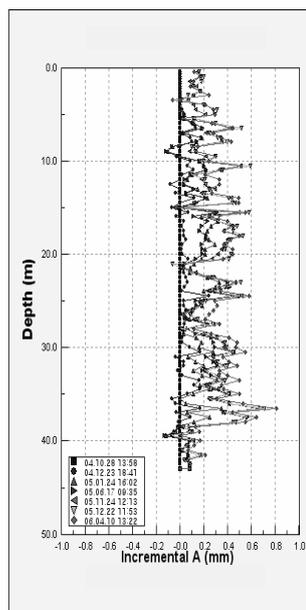


그림 28. 지점변형 그래프(우측)

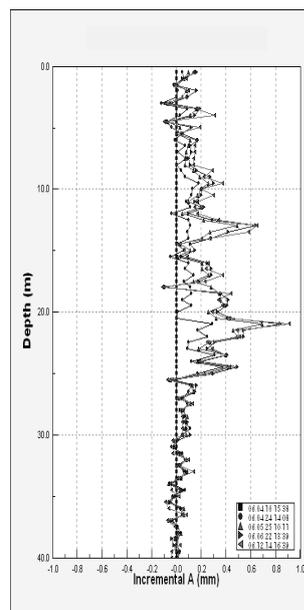


그림 29. 지점변형 그래프(좌측)

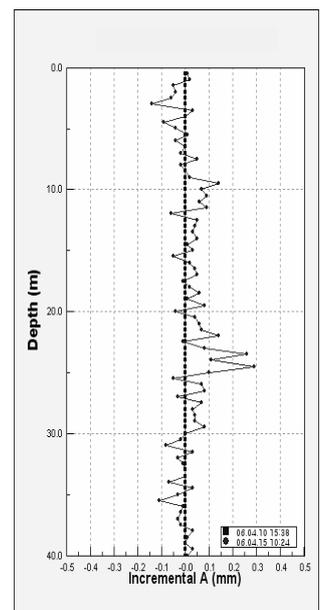


그림 30. 지점변형 그래프(좌측)

를 시행한 결과 10단 버팀보 직하부 좌측벽 shotcrete 면과 되메움 토사 사이가 절단면에서 변형이 발생한 버팀보 좌우로 15m정도 구간에서 벌어져 있었으나 shotcrete 벽면에서는 별다른 이상을 발견하지 못함. 이때 우측은 11단 rock bolt 하부까지만 되메우기가 시행되었으며 11단 rock bolt는 해체된 상태였음. 우측 shotcrete벽면은 절단중 변형이 발생한 10단 버팀보 좌우로 각각 15m 구간에서 crack이 발견되었음. 2006년 4월 15일 좌측 경사계 계측결과는 10단 버팀보 위치에서 최대 0.3mm정도의 지점변형이 나타남(그림 30 참조). 2006년 4월 12일 우측 경사계 계측결과는 10단 버팀보 변형 발생후 6단 버팀보에서 11단 rock bolt위치 구간에서 굴착면쪽으로 0.1mm~0.15mm정도의 지점변형이 나타남(그림 31 참조).

- 사례 1단면과 인접부 잔여 구간의 10단 버팀보는 2006년 4월 22일 해체가 완료되었으며 10단 버팀보 해체 영향 분석을 통하여 기존에 지점변형이 컸던 6, 7, 8, 9단이 11단 및 12단 rock bolt직상부인 10단 버팀보 해체 시에도 상대적으로 지점변형과 축력증가가 크게 나타남을 알 수 있었음.
- 버팀보 6, 7, 8, 9, 10단의 축력은 2006년 2월 23일 이후 해방기 기온 상승 및 지반이완 진전효과로 축력이 급하게 상승하는 것으로 나타남.
- 2006년 5월 19일에는 사례 2단면 9단 버팀보가 해체되었는데 해체후 2006년 5월 22일 좌측 경사계 계측 결과 버팀보 5단과 6단의 중간지점인 G.L.-13.0m 지

점부근과 버팀보 8단과 9단의 중간지점인 G.L.-21.0m 지점 부근에서 최대 0.2mm정도의 굴착면쪽 지점변형이 나타남(그림 32 참조). 6단 및 8단 버팀보 축력은 5월 19일 계측시 5월 18일 대비 각각 4.3ton증가, 3.4ton 증가를 나타냄.

- 한편 우측 경사계의 경우는 9단 버팀보 해체의 영향이 특별히 나타나지 않았으며 2006년 4월 17일 이후 이전의 지점변형 형태와 다르게 지표에서 G.L.-20.5m 구간은 굴착배면쪽, G.L.-20.5m하부구간은 굴착면쪽으로의 지점변형 진전을 나타내었는데 이것은 기간1 계측결과에서 지표에서 G.L.-14.5m구간이 굴착배면쪽 지점변형을 일으킨 이력이 있는 상태에서 버팀보 10단 해체이후 rock bolt 11단 및 12단 부위를 포함한 버팀보 8단 하부 지반의 이완진전에 따른 상부지반의 후속변형으로 추정되었음(그림 33 참조). 우측경사계 9단 버팀보 위치인 G.L.-22.1m지점은 9단 버팀보 해체시까지 상부 6, 7, 8단 버팀보 위치와 달리 2004년 10월 28일 이후 지속적으로 굴착면쪽으로의 지점변형 진전을 나타냈으며 반대편 좌측 경사계 9단 버팀보 위치도 2004년 10월 28일 이후 지속적으로 굴착면쪽으로의 지점변형 진전을 나타내어 2006년 5월 19일 9단 버팀보 해체 직전에는 축력이 급증하여 146.1ton의 큰 축력을 나타내었음.
- 2006년 5월 25일 현장 조사시 우측 굴착면에서는 버팀보 7단에서 9단 구간의 토류판 배면공극과 9단 버팀보 접속부 띠장에서의 휨 현상이 발견됨. 띠장의 휨

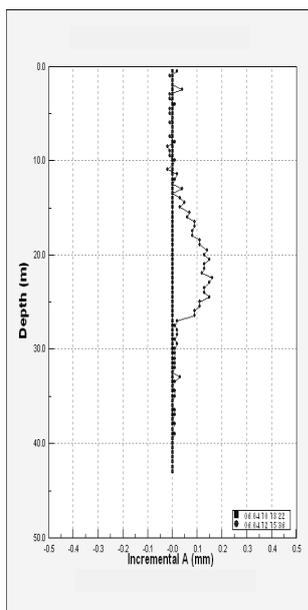


그림 31. 지점변형 그래프(우측)

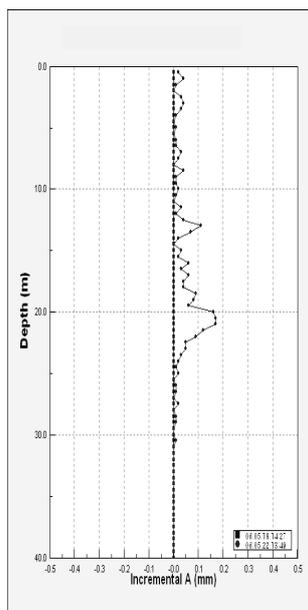


그림 32. 지점변형 그래프(좌측)

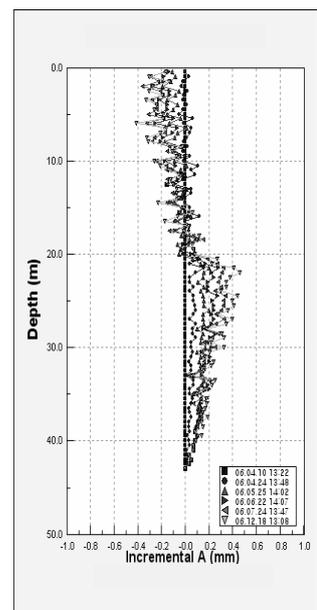


그림 33. 지점변형 그래프(우측)

현상은 좌측 굴착면 배면지반의 지점변형 및 이완진전에 따른 토압이 우측 굴착면쪽으로 전달되어 띠장의 휨이 발생한 것으로 추정되었음. 한편 좌측 굴착면에서는 버팀보 8단과 9단 사이 구간에서 shotcrete면에서의 균열 및 박리현상, H-Pile접속 shotcrete면에서의 수직균열, 동일 elevation상의 인접 토류판 구간에서의 토류판 파손 현상 등이 관찰됨. 9단 버팀보 해체로 좌측 굴착면쪽 지반변형이 커져 shotcrete면에 균열 및 박리 현상이 생기고 우측 굴착면쪽으로 축력이 전이되어 우측 9단 버팀보 띠장이 배면 공극쪽으로 변형이 나타난 것으로 추정되었음.

- 9단 버팀보 해체이후 2006년 6월 9일경까지 좌측 경사계에서는 9단 버팀보 해체영향에 의한 최대 0.15mm 정도의 지점변형 진전이 지속되었으며 이후에는 수렴상태를 나타냄. 버팀보 6단 및 8단 축력도 2006년 6월 9일 까지는 증가후 대체로 수렴상태를 보였음. 우측경사계는 2006년 4월 17일 이후 지속적으로 7월 25일까지 지표에서 G.L.-18m지점까지는 굴착배면쪽, G.L.-18m 지점 하부는 굴착면쪽에서의 지점변형 진전을 나타내다가 이후에는 수렴됨.
- 버팀보 10단 및 9단 해체시 이외에는 계측 종료시까지 버팀보 추가 해체에 의해 지중경사계 지점변형과 연계한 별다른 축력변화는 나타나지 않았음.

#### 4.2 사례2 계측결과 종합고찰

본 사례2의 계측결과 분석을 통하여 다음과 같은 사항들을 파악할 수 있었다.

- 기간 1동안에 축력증가가 가장 크게 나타난 버팀보 6단 설치위치는 기간 1동안에 풍화암 구간내 지중경사계의 굴착배면 방향 최대 지점변형 발생지점과 일치함.
- 기간 1 및 기간 2를 통하여 지속적인 축력 급증 현상을 나타낸 버팀보 8단 설치위치는 기간1 및 기간2 동안 지중경사계의 굴착면 방향 최대 지점변형 발생지점과 일치하며 풍화암과 연암의 경계부임.
- 기간1의 2004년 9월 1일 버팀보 2, 4, 6단 좌측에서 측정된 4.6ton~25.9ton의 축력 급증 현상과 이와 연계된 2004년 8월 30일 우측 지중 경사계만에서의 굴착배면방향 지점변형 발생현상은 상대적으로 이완진전이 큰 좌측 지반 이완 토압이 버팀보를 통하여 우측 지반으로 전이된 결과로 추정되었음. 또한 버팀보 9단 해체시기에 발견된 우측 굴착면쪽 9단 버팀보 접속

띠장에서의 휨 현상도 좌측지반의 이완토압이 우측지반으로 전이된 결과로 추정되었음.

- 버팀보 10단 축력의 기간2 전반부 급증현상은 rock bolt 11단 및 12단 지보재의 지지역할 미비에 따른 지반변형 및 이완진전에 따른 arching 효과와 기온상승에 기인한 결과로 판단되었음. 김성욱과 한병원(2008)은 유사 지반조건인 깊은 굴착에서 rock bolt 지지역할 미비에 따른 arching 작용에 의한 축력 급증현상 사례연구를 시행한 바 있음. 따라서 절리 및 파쇄가 심한 경암 구간에서의 shotcrete와 rock bolt에 의한 설계 및 시공시에는 주의 및 적절한 대응조치가 필요한 것으로 판단됨.
- 기간2 동안의 버팀보 축력 정밀 계측분석을 통하여 연성벽체 버팀보 축력변화 mechanism 규명을 위해서는 시간 경과에 따른 지반의 이완 진전 상황을 알 수 있는 지중경사계 미소 지점변형 진전 pattern의 발견이 필요함을 알 수 있었음. 유사 지반 및 지보조건인 깊은 굴착사례에서 지점변형 거동 형태의 파악 및 분석의 유용성을 제시한 바 있음(김성욱과 한병원, 2009). 따라서 최대 누적 변형량에 의한 단순한 관리기법과는 달리 경사계 지점변형 정밀 분석 및 활용에 대한 의지 및 노력이 필요한 것으로 판단됨.
- 장기간 연성벽체의 버팀보 축력변화는 좌우측 지반의 변형 및 이완진전 상태, 기온변화, 가시설의 국부적 변형에 의한 축력 흡수 등의 복합적 요인에 의한 결과이므로 분석시에는 이들 간의 상호 연계성에 대한 검토와 더불어 지속적인 현장 정밀 관찰이 필요한 것으로 판단됨. 연성벽체 축력변화의 영향요인들이 지반 변형 및 이완진전, 기온변화, 가시설의 미소변형의 복합임을 제시한 바 있음(김성욱과 한병원, 2009).
- 버팀보 10단 및 9단 해체에 의한 좌측 지중경사계에서의 지점변형 추가 발생구간은 기간1의 지점변형 발생구간과 일치하여 초기 굴착단계에서 지반조건 및 시공상의 이유로 지반변형 및 이완이 크게 진전된 곳은 버팀보 해체시에도 변형이 상대적으로 크게 나타남을 알 수 있었음. 한편 우측 지중경사계의 경우 버팀보 10단 해체시에는 좌측 지중 경사계에서와 유사한 지점변형 추가 발생이 나타났으나 버팀보 9단 해체시에는 다른 형태의 지점변형을 나타내어 지반조건 및 이완진전상태에 따라 버팀보 해체의 영향이 다를 수 있었음.

## 5. 결론

- (1) 사례 1에서 과굴착에 의한 지반보강공법 시행 선단 부 및 암층구간에서의 큰 양의 지점변형 발생은 지반 이완진전 및 상부지층에 대한 arching효과 유발로 버팀보 축력의 급증을 야기하므로 정밀 시공이 필요한 것으로 판단된다.
- (2) 사례 1에서 우측지반의 경우에서와 같이 풍화암층 구간에서 일시에 급격한 수위저하 발생과 후속적인 경사계 지점변형의 급진전이 있는 경우에는 이완토압의 급증에 따른 버팀보 축력의 급증이 나타날 수 있으므로 특별한 주의가 필요한 것으로 판단된다.
- (3) 사례 2 분석에서 굴착과정에서 지점변형이 상대적으로 크게 발생하는 구간은 굴착완료후에 해당구간의 버팀보에서 최대 축력을 나타냄을 알 수 있었으며 기간1동안에 대부분의 지점변형이 발생하고 이후 기간2에서는 상당기간 미소 지점변형의 진전을 나타냄을 알 수 있었다. 따라서 화강암 기반의 지층별 지점변형 거동 형태의 파악 및 분석은 연성벽체 축력변화 mechanism을 규명하는데 유용하게 사용될 수 있음을 확인하였다.
- (4) 사례 2에서 보강을 시행하게 된 원인은 지점변형이 암구간중 주로 풍화암 및 연암구간에서 발생하여 상대적으로 지반의 강도가 작은 구간에서의 이완진전이 커서 더 큰 이완 토압을 유발시킨 결과로 판단되었다. 따라서 시공과정에서의 공기 및 경제성을 감안할 때 풍화암 및 연암구간 굴착에서도 지반 변형 억제를 위한 정밀시공이 중요함을 알 수 있었다 (과굴착 금지, 지보균형 유지, 토공 및 가시설팀의 일원화, 소단 유지 등).
- (5) 사례2에서 파쇄 및 절리가 많은 경암구간에서 shotcrete와 rock bolt에 의한 지지시 해당 지지구간의 안정성 관리는 물론이거니와 rock bolt 지지부 직상의 버팀보에 대하여는 rock bolt지지부 지보효과 미비시 유

발되는 arching 현상에 의한 버팀보 축력 급증 현상에도 유의하여야 할 것으로 판단되었다.

- (6) 본 원고의 사례들에서와 같이 장지간 버팀보 지지의 깊은 굴착에서 좌우측 지반의 지반조건 및 시공상황의 차이에 기인한 각 계층항목 계층치의 변화와 계층항목간 상호 연계성의 정밀분석을 위해서는 계층계획시 지중경사계, 지하수위계, 하중계는 각각 좌우측에 대칭으로 설치하여야 할 것으로 판단된다.
- (7) 본 사례들 분석을 통하여 장지간 버팀보 지지의 연성벽체 깊은 굴착에서 지하수위계, 지중경사계 및 버팀보 하중계 연계 분석의 중요성을 알 수 있었으며 특히 지중경사계의 경우 지점변형(incremental deflection) 형태 파악으로 지반변형 및 버팀보 축력변화 원인 규명에 이용하여야 할 것이다.
- (8) 연성벽체에 있어 버팀보 축력변화는 지반변형 및 이완진전, 기온변화, 가시설 미소변형에 의한 축력 흡수 등의 복합적 결과이므로 계층결과 분석에 전문성 및 주의가 필요한 것으로 판단된다.
- (9) 본 논문의 사례들에서와 같이 체계적인 계층분석 경험에 근거하지 않는 상식이나 제한적인 자료 및 단순화에 근거한 설계에서의 예상과 전혀 다른 지반변형, 축력변화에 적절히 대처하여 사전 사고 예방을 통한 정보화 시공의 목적 달성을 위해서는 정밀 계층 분석을 통한 연성벽체 거동 mechanism 규명 사례들의 data base 축적과 이를 이용한 실질적인 설계 및 시공관리 수준 향상을 위한 노력이 요망된다.

## 참고 문헌

1. 김성욱, 한병원 (2008), “깊은 굴착에서 파쇄대를 갖는 연암 및 경암 지층의 지반 거동분석 사례연구”, 2008 한국지반공학회 분학술 발표회 논문집, pp.21-532.
2. 김성욱, 한병원 (2009), “장지간 깊은 굴착에서 지반변형 및 버팀보 축력변화 특성 사례연구(I)”, 2009 한국지반공학회 분학술 발표회 논문집, pp. 308-319.

(접수일자 2010. 4. 27, 심사완료일 2010. 7. 27)