

교대말뚝기초의 측방이동 판정기준 분석 Design Guidelines of Piled Bridge Abutment subjected to Lateral Soil Movements

정상섭¹⁾, Sang-Seom Jeong, 이진형²⁾, Jin-Hyung, Lee, 서동희²⁾, Dong-Hee, Seo,
김유석³⁾, You-Seok, Kim, 장범수⁴⁾, Buhm-Soo, Jang

- ¹⁾ 연세대학교 공과대학 토목공학과 부교수, Associate Professor, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.
²⁾ 연세대학교 공과대학 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.
³⁾ 대우건설 기술연구소 토목팀 과장, Manager, Daewoo Construction & Technology Lab.
⁴⁾ 시설안전기술공단 기술개발지원실 차장, Manager, Korea Infrastructure Safety & Technology Corp.

SYNOPSIS : A series of centrifuge model tests were performed to investigate the behavior of piled bridge abutment subjected to lateral soil movements induced by the construction of approach embankment. In these tests, both the depth of soft clay and the rate of embankment construction are chosen as key parameters to examine the effects on lateral soil movements. The depth of soft clay layer varies from 5.2 m to 11.6 m, and the rate of embankment construction has two types of staged construction(1m/30days, 1m/15days) and instant construction. It is shown that, the distribution of lateral flow induced by stage embankment construction has a trapezoidal distribution. And practical guidelines to check the possibility of some lateral movement of piled abutment were investigated. The validity of the proposed guidelines by centrifuge test was compared with the observed performance by lateral movement index, F(Japan Highway Public Corporation) and modified I index(Korea Highway Corporation). Based on the results obtained, the critical values of F and modified I, as a practical guidelines, are proposed to 0.03 and 2.0, respectively.

Key words : piled bridge abutment, modified I index, centrifuge model test, lateral soil movement, lateral movement index

1. 서론

연약지반에 각종 토류구조물을 시공할 경우에는 지반침하, 지지력, 사면 활동파괴에 대한 안정성 평가가 주된 검토 대상이었으나 최근에는 배면지반의 뒷채움, 지반굴착시 발생하는 편재하중, 과도한 압밀침하, 급속한 절·성토 등에 의해서 발생하는 측방유동으로 인한 지반-구조물의 안정성 문제가 빈번히 발생하고 있다. 특히, 교대말뚝기초의 배면에 성토를 하는 경우에는 편차성토하중으로 인하여 주변지반에 큰 변형이 나타나며 이러한 측방유동으로 인하여 기존 교대말뚝기초에 부가적으로 발생하는 응력은 말뚝부재를 손상시키거나 구조물 자체에 피해를 입힐 수 있다. 현재 국내에서도 연약지반의 활용이 증가함에 따라 교대말뚝기초를 중심으로 측방유동 피해 사례가 증가하고 있으며 국내·외 설계시방서나 설계기준 등에서 제안하고 있는 교대말뚝기초의 측방이동 판정기준이나 평가방법에 대한 타당성 검토가 필요하게 되었다.

이에 본 논문에서는 연약지반에 시공된 총 6종류의 2(열) × 3(행) 교대말뚝기초를 원심모형실험으로 모사하여 지반조건과 인접 성토지반의 시공속도에 따른 거동특성을 분석하였으며 실험결과와 함께 국

내·외 현장자료를 조사 및 수집하여 교대말뚝기초의 측방이동 판정기준으로 일본 도로공단에서 제시한 측방이동지수(F)와 국내 한국도로공사에서 제시한 수정 I 지수(M_I)에 대하여 그 타당성을 검토하였다.

2. 원심모형실험

2.1 실험종류 및 조건

본 논문에서는 연약지반에 시공된 2(열) × 3(행) 교대말뚝기초를 원심모형실험으로 재현하여 측방유동을 받는 연약지반내 교대말뚝기초의 거동특성을 분석하였다. 본 실험에서는 교대말뚝기초의 측방유동에 가장 중요한 영향을 미치는 변수로서 지반조건과 성토지반 시공속도로 선정하여 대우건설 기술연구소 내 지반공학실험동에 설치된 원심재하장치를 사용하여 표 1, 그림 1과 같이 총 6 종류의 원심모형실험을 실시하였다.

표 1. 원심모형실험 종류

실험종류	지반조건	말뚝조건	성토하중 재하방식	성토하중 재하속도
case 1	deep clay ($h_c=11.0 \sim 11.6$ m) (h_c : 점성토 지반 두께)	2(열) × 3(행) $s_1/d_p=s_2/d_p=3.3$ 말뚝상단 : 회전구속 말뚝하단 : 고정단	press (그림 1 참조)	1m/30일
case 2				1m/15일
case 3				급속재하
case 4				1m/15일
case 5	shallow clay($h_c=5.2$ m)			1m/15일
case 6	3-layer($h_c=5.6$ m)			1m/30일

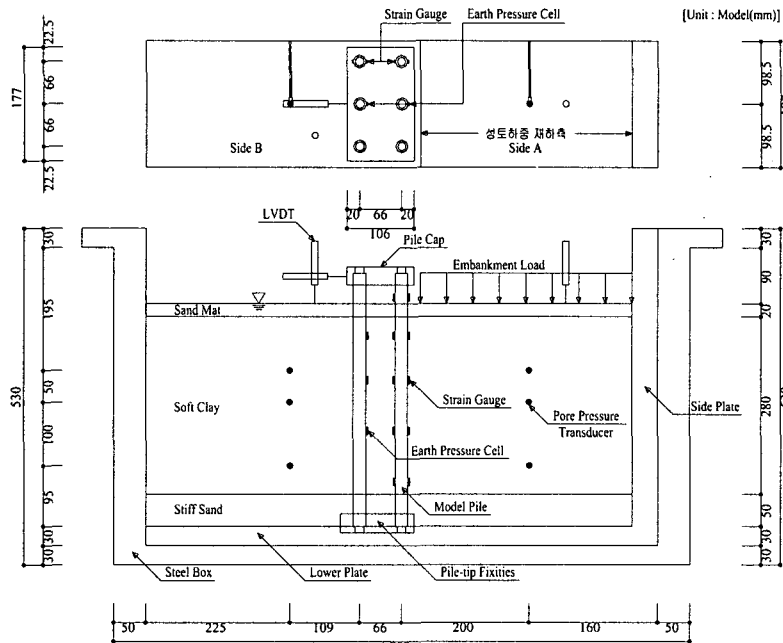


그림 1. 원심모형실험 횡단면도 및 계측장비 설치위치도

말뚝은 대규모 교대말뚝기초에서 주로 사용되고 있는 직경이 800 mm인 강관말뚝을 모사하기 위해 원심모형실험에서의 상사율 법칙에 따라 모형 말뚝의 제원을 표 2와 같이 결정하였으며 지반의 경우는 국내의 대표적인 연약지반인 김해지역의 점성토와 공학적 특성이 비교적 널리 알려진 주문진 표준사를 각각 점성토 지반과 사질토 지반의 실험시료로 사용하였으며 점성토 시료는 소성지수가 22.6%, 비배수 전단강도가 1.6 t/m^2 이고 통일분류법상 CH인 연약한 점성토로 분류되었다.

표 2. 모형 말뚝의 주요 제원

구 분	단 위	prototype	model
바깥 지름	mm	800	20
길이	m	16	0.4
탄성계수 (E)	t/m ²	2.10 × 10 ⁴	0.72 × 10 ⁴
단면2차모멘트 (I)	m ⁴	0.006915	5.968 × 10 ⁻⁹
휨강성 (EI)	t · m ²	145215	0.042970
재질	-	steel	aluminum

2.2 하중재하단계

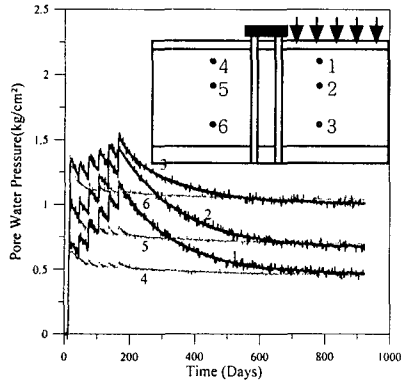
단계별 성토하중 재하단계에서는 성토지반 시공속도를 최종 성토고인 6 m까지 1 m씩 단계별로 성토하는 방식(1m/30일, 1m/15일)과 최종 성토고 6 m에 해당하는 하중을 급속재하하는 방식으로 나누어 수행하였다. 그리고 성토 후 압밀단계는 점성토 지반이 80 % 이상 압밀이 진행된 실제(prototype) 시간으로 2년에 해당하는 시간인 10시간 57분 동안 진행하였다.

3. 실험 결과 및 분석

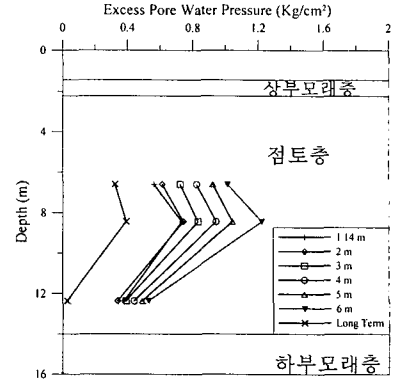
그림 2는 성토하중 재하단계와 성토 후 압밀단계에서의 과잉간극수압의 변화양상과 분포형태에 대하여 지반조건이 deep clay인 case 1의 측정결과를 대표적으로 나타낸 것이다. 그림 2 (b)에 나타낸 바와 같이 과잉간극수압은 점성토 지반 중앙에서 상대적으로 크게 발생하고 상·하 사질토 지반으로 갈수록 작게 나타났으며 지반조건이 shallow clay인 실험과 3-layer인 실험에서도 과잉간극수압의 분포형태가 deep clay인 실험과 동일한 형태로 나타났다. 따라서 본 연구에서 수행한 실험이 양면배수조건으로 재현되었음을 확인할 수 있었다.

그림 3은 실험 진행단계에 따라 성토하중 재하측(A측)과 반대측(B측)에서 발생한 지반 침하량을 나타낸 것이다. 여기서 성토하중 재하 반대측의 지반 침하량은 시간에 따른 점성토 지반의 압밀침하량이다. 그림 3에 나타낸 바와 같이 점성토 지반의 두께가 감소하거나 지층단면이 달라질 경우에는 성토하중 재하로 인해 발생하는 지반 침하량은 감소추세를 나타내었다. 이로부터 본 연구에서는 성토 시공속도보다 연약한 점성토 지반의 두께와 지층단면이 성토하중 재하로 인해 발생하는 지반 침하량에 주된 영향을 미치는 것을 알 수 있었다.

그림 4는 지반조건이 deep clay인 실험에서 말뚝에 부착한 토압계를 통하여 성토하중 재하로 인해 발생하는 측방유동압을 측정하고 그 결과를 나타낸 것이다. 그림 4에서 보는 바와 같이 성토하중을 단계별로 재하하는 경우(1m/30일, 1m/15일), 성토고가 3 ~ 4 m인 단계까지는 점성토 지반 상부에서만 측방유동압이 발생하다가 그 이후부터는 점성토 지반 하부를 제외한 부분에서 거의 일정한 크기의 측방유동압이 지반의 소성변형으로 인해 발생함을 알 수 있었다. 그리고 점성토 지반 하부는 성토하중이 미치는 영향이 거의 작다고 판단할 때, 단계별 성토하중 재하시 측방유동압의 분포형태는 사다리꼴 형태에 가깝다고 사료된다. 이와 함께 성토 후 압밀이 80 % 이상 진행된 장기거동의 경우에도, 점성토 지반 하부를 제외한 부분에서 측방유동압이 거의 일정하게 나타났으며 점성토 지반 하부는 성토하중이 미치는 영향이 거의 작다고 판단할 때, 장기거동시 측방유동압의 분포형태도 사다리꼴 형태에 가깝다고 분석된다. 또한 그림 4(a)에서 성토높이 3m 이전의 토압 분포와 성토높이 4m 이후의 토압분포는 다른 양상을 보이고 있었다. 이는 성토하중이 증가하여 점성토층의 한계하중을 넘어서게 되면서 발생하는 현상으로 보여지며, 이를 바탕으로 성토높이 3m ~ 4m 사이에서 측방유동이 발생 가능하다고 보았으며 측방유동 발생징후는 성토높이 3m에서 나타난다고 판단하였다.

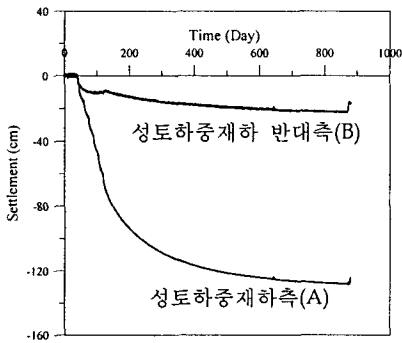


(a) 시간에 따른 위치별 간극수압의 변화양상

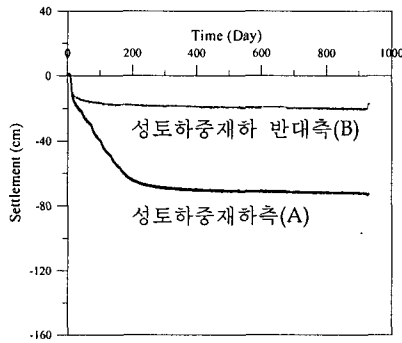


(b) 과잉간극수압의 깊이별 분포형태

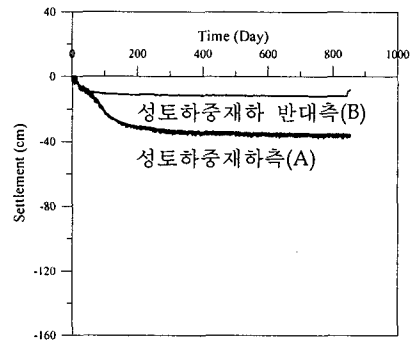
그림 2. 점성토 지반내 간극수압 측정결과



(a) deep clay, 1m/15일

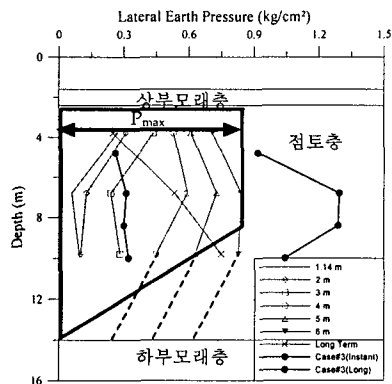


(b) shallow clay, 1m/15일

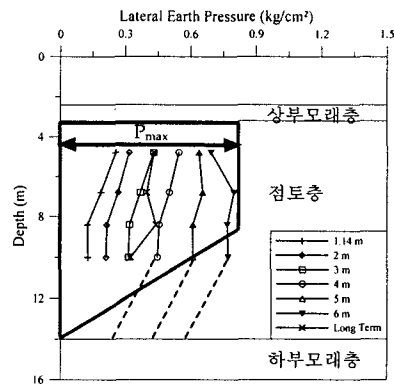


(c) 3-layer, 1m/30일

그림 3. 성토하중 재하측(A측)과 반대측(B측)에서의 지반 침하량 측정결과



(a) deep clay, 1m/30일, 6 m 급속재하



(b) deep clay, 1m/15일

그림 4. 점성토 지반내 측방유동압 분포형태

본 원심모형 실험 결과를 토대로 기존에 제안된 측방유동 판정식들과 비교하여, 측방유동의 발생 가능성에 대한 판정기준을 검토하였다.

4. 측방유동압의 분포형태와 크기

본 연구에서는 성토하중을 단계별로 재하하는 경우, 성토하중 재하단계인 단기거동과 성토 후 압밀단계인 장기거동시 발생하는 측방유동압의 분포형태와 크기를 그림 5와 같이 추정할 수 있었다. 그림 5에서 측방유동압의 최대크기(P_{max})는 성토하중(γH)에 대한 비(α)로 계산하였으며, 성토하중 재하단계에서 발생한 최대 측방유동압은 표 3에 나타난 바와 같이 지반의 소성변형으로 측방유동압이 발생하는 시점을 기준으로 약 0.75로 산정되었다. 또한 성토 후 압밀단계에서 발생한 최대 측방유동압은 표 4에 나타난 바와 같이 약 0.35로 산정되었다. 이로부터 본 연구에서는 단계별 성토하중 재하시 발생하는 측방유동압의 분포형태와 크기를 그림 5와 같이 설계 및 해석시 지침자료로 추천·제안하고자 한다.

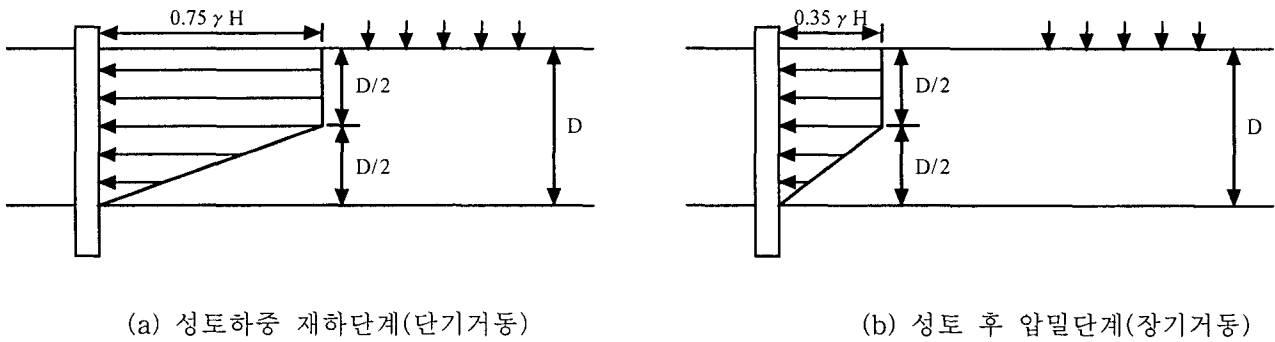


그림 5. 단계별 성토하중 재하시 측방유동압의 분포형태와 크기

표 3. 성토하중 재하단계에서 발생한 α 값 산정결과

성토하중 재하조건	성토높이	$\gamma H(\text{kg/cm}^2)$	$P_{max}(\text{kg/cm}^2)$	$\alpha (P_{max}/\gamma H)$	평균 α
1m/30일	4 m	0.7487	0.393	0.792	0.75
	5 m	0.9358	0.727	0.777	
	6 m	1.1230	0.840	0.748	
1m/15일	4 m	0.7487	0.545	0.728	
	5 m	0.9358	0.655	0.700	
	6 m	1.1230	0.798	0.711	

표 4. 성토 후 압밀단계에서 발생한 α 값 산정결과

성토하중 재하조건	성토높이	$\gamma H(\text{kg/cm}^2)$	$P_{max}(\text{kg/cm}^2)$	$\alpha (P_{max}/\gamma H)$	평균 α
1m/30일	6 m	1.1230	0.311	0.277	0.35
1m/15일	6 m	1.1230	0.441	0.393	

5. 측방이동 판정기준 검토

현재 국내에서는 주로 사용하고 있는 측방이동지수(F)에 의한 판정법(일본 도로공단법)과 수정 I 지수에 의한 판정법(한국도로공사) 및 교대의 수평변위, 지반 침하량 기준에 대하여 실험결과와 비교분석을 실시하였다.

5.1 측방이동지수(F)

일본 도로공단에서 연약지반상의 70여개 교대에 대한 조사 결과를 바탕으로, 지반의 강도(점성토의 비배수 전단강도), 연약지반의 두께, 그리고 성토높이에 대한 관계를 수식화하여 식 (1)과 같이 측방이동지

수(F)를 제안하였다($F > 0.04$; 움직임 없음, $F \leq 0.04$; 움직임 있음). 여기서, c_u 는 점토층의 비배수 강도(t/m^2), D 는 점토층의 두께(m), γ 는 성토지반의 단위중량(t/m^3), H 는 성토높이(m)를 나타낸다.

$$F = \frac{c_u}{\gamma \cdot H \cdot D} \quad (1)$$

표 5에서 보듯이 실험결과를 식 (1)에 적용하면, 측방유동 발생징후가 있는 성토높이 3m에서 측방이동지수(F) 값은 0.025 정도로 나타났고, 이를 바탕으로 측방유동 발생 가능한 측방이동지수(F)의 한계값은 0.03 으로 판단되었다.

표 5. 측방이동지수(F)를 이용한 측방유동의 판정기준 제안

	D	1.14 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m
Case 1	11.76 m	0.06	0.04	0.02	0.02	0.01	0.01
Case 2	11.40 m	0.07	0.04	0.03	0.02	0.01	0.01
Case 3	11.00 m	0.07	0.04	0.03	0.02	0.02	0.01
Case 4	10.76 m	0.07	0.04	0.03	0.02	0.02	0.01

5.2 수정 I 지수(M_I)

한국도로공사(1995)에서는 국내 140여 개의 교대말뚝기초의 자료를 수집·분석하여 기존의 측방유동 판정식을 수정한 식 (2)와 같은 수정 I 지수(M_I)를 제안하였다($M_I \geq 1.5$; 이동 있음, $M_I < 1.5$; 이동 없음). 여기서, c_u 는 연약한 점성토 지반의 평균 비배수 전단강도(t/m^2), γH 는 성토지반 하중(t/m^3), α 는 측방유동압을 받는 기초하부 면적에 대한 교대 면적비(= $(b \cdot D)/(B \cdot A)$), b 는 교축 수직방향으로의 말뚝폭의 합계(m), D 는 연약한 점성토 지반의 두께(m), B 는 교축 수직방향으로의 기초폭(m), A 는 교축 방향으로의 기초폭(m)을 나타낸다.

$$M_I = \alpha \cdot \frac{\gamma \cdot H}{c_u} \quad (2)$$

표 6에서 보듯이 실험결과를 식 (2)에 적용하면, 측방유동 발생징후가 있는 성토높이 3m에서 수정 I 지수(M_I) 값은 2.50 정도로 나타났고, 이를 바탕으로 측방유동 발생 가능한 수정 I 지수(M_I)의 한계값은 2.00 으로 판단되었다.

표 6. 수정 I 지수(M_I)를 이용한 측방유동의 판정기준 제안

	α	1.14 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m
Case 1	0.9	1.0	1.7	2.6	3.5	4.3	5.2
Case 2	0.9	1.0	1.7	2.6	3.4	4.3	5.1
Case 3	0.9	1.0	1.6	2.5	3.3	4.1	4.9
Case 4	0.9	0.9	1.6	2.4	3.2	4.0	4.8

5.3 국내·외 현장자료와 비교

본 연구에서는 한국도로공사(1996) 자료와 일본 건설성 토목연구소(1981)의 자료를 이용하여 그림 6과 그림 7 같이 원심모형 실험을 통한 판정기준과 같이 비교·분석하였다. 그림 6에서 알 수 있듯이 측방이동지수(F)는 본 연구에서 제안한 판정기준($F \leq 0.03$) 적용시 국내와 일본의 교대 자료에 대하여 비교

적 적절히 판정함을 알 수 있었고 수정 I 지수를 적용한 그림 7의 경우에도 본 연구에서 제안한 판정기준($M_I \geq 2.0$)을 기준으로 교대의 수평이동이 계측된 경우에 대하여 비교적 적절히 판정을 하였다.

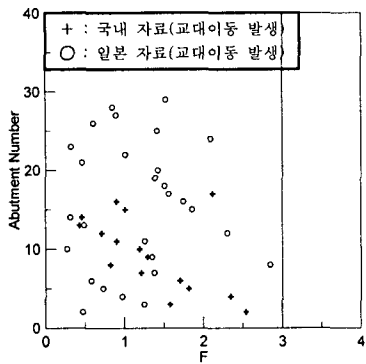


그림 6. 측방이동지수 판정결과비교($F \times 10^{-2}$)

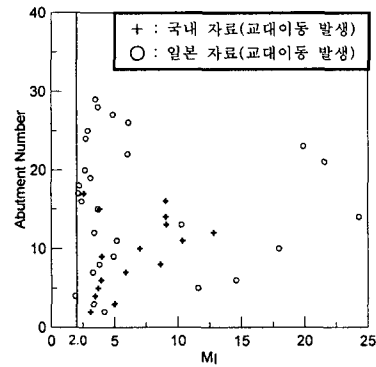


그림 7 수정 I 지수 판정결과

5.4 성토하중과 교대말뚝 캡의 최대 수평변위(S_H)

교대말뚝 캡에 설치한 LVDT를 이용하여 그림 8과 같이 성토하중 증가에 따른 교대말뚝 캡에서의 수평변위(S_H) 변화를 나타내었다. 실험 결과를 측방유동 발생정후가 있는 성토 높이(3m)와 비교하면 그림 8과 같이 성토 높이 3m에서는 교대말뚝 캡의 수평변위(S_H)가 25mm를 넘었다. 이로부터, 대상 지반 조건에서 측방유동 발생 정후가 있는 교대구조물의 수평변위(S_H)는 25mm라고 판정할 수 있었다.

5.5 성토하중과 성토재하측 지표면 침하량(δ_v)

하중판 위에 설치한 LVDT를 이용하여 그림 9와 같이 성토하중 증가에 따른 성토재하측 지표면 침하량(δ_v)을 나타내었다. 실험 결과를 측방유동 발생정후가 있는 성토 높이(3m)와 비교하면 그림 9와 같이 성토 높이 3m에서는 지표면 침하량(δ_v)이 30cm를 넘었다. 이로부터, 대상 지반 조건에서 측방유동 발생정후가 있는 성토하중 재하측 지표면 침하량(δ_v)은 30cm라고 판정할 수 있었다.

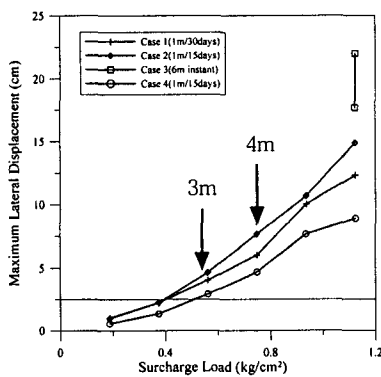


그림 8. 성토하중과 성토재하측 지표면 침하량

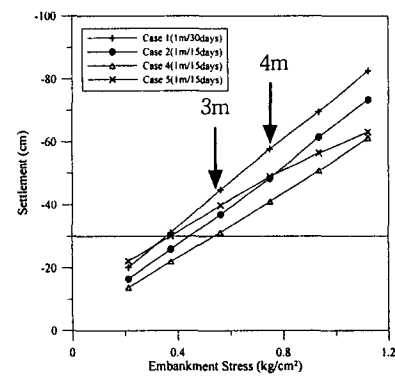


그림 9. 성토하중과 교대말뚝 캡의 최대수평변위 관계

5.6 비배수 전단강도와 성토하중과의 관계

표 7에서와 같이 지반의 비배수 전단강도(c_u)와 성토하중(γH)과의 관계를 비교하였다. 본 실험의 점

토층의 비배수 전단강도(c_u), 0.16kg/cm^2 를 적용하면 표 7에서 보듯이 측방유동 발생징후가 있는 성토 높이가 3m에서 비배수 전단강도(c_u)와 성토하중(γH)과의 관계는 3.51정도로, 성토하중(γH)이 비배수 전단강도(c_u)보다 3배이상 크게 되면 측방유동 발생 가능성이 있다고 판단할 수 있었다.

표 7. 성토 높이에 해당하는 성토하중

성토높이	1.14m	2m	3m	4m	5m	6m
성토하중(kg/cm^2)	0.2134	0.3744	0.5616	0.7487	0.9358	1.1230
$\gamma H/c_u$	1.334	2.34	3.51	4.679	5.849	7.019

6. 결론

본 연구에서는 원심모형 실험을 수행하여 인접 성토하중으로 인해 발생하는 교대말뚝기초의 측방유동 현상에 대해 분석하였으며 기존의 측방유동 판정식의 적용성을 검토하였다. 이를 통해 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 단계별 성토하중 재하시 연약지반에 위치한 교대말뚝기초에 발생하는 최대 측방유동압(P_{max})과 편차 성토하중(γH)의 비(α)는 성토하중 재하단계에서는 약 0.75로, 성토후 압밀이 약 80 % 이상 진행된 단계에서는 약 0.35로 나타남을 알 수 있었다. 그리고 단계별 성토하중 재하시 편차 성토하중으로 인해 교대말뚝기초에 발생하는 측방유동압의 분포형태는 사다리꼴 형태로 나타남을 확인하였다.
- (2) 원심모형 실험 결과를 토대로 기존의 판정기준을 검토한 결과, 측방이동지수 $F \leq 0.03$ 인 경우와 수정 I 지수 $M_I \geq 2.00$ 인 경우에 측방유동 발생 가능성이 있음을 판단할 수 있었다.
- (3) 교대말뚝 캡의 수평변위(S_H)가 25mm 이상, 성토하중 재하층의 지표면 침하량(δ_v)이 30cm 이상, 성토하중(γH)이 비배수 전단강도(c_u)의 3배 이상이 되는 경우에 측방유동 발생 가능성이 있다고 판단할 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 시설안전기술공단에서 발주한 “측방유동을 받는 토류구조물의 안전진단기술개발” 연구과제의 일환으로 수행하였으며 귀 공단과 본 실험에 많은 도움과 협조를 해 주신 대우건설 기술연구소 관계자분들께 심심한 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 한국도로공사 도로연구소(1996), 교대변위 억제대책에 관한 연구(II), 도로연 96-46-12, 한국도로공사, 서울.
2. 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室(1981), “橋台側方移動關研究”, 土木研究所資料 第1804号, 昭和56年 12月, 日本.
3. Bransby, M. F., and Springman, S. M.(1997), “Centrifuge modelling of pile groups adjacent to surcharge loads”, *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol. 37, No. 2, pp. 39-49.
4. Ellis, E. A., and Springman, S. M.(2001), “Full-height piled bridge abutments constructed on soft clay”, *Geotechnique*, Vol. 51, No. 1, pp. 3-14.
5. Stewart, D. P., Jewell, R. J., and Randolph, M. F.(1994), “Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements”, *Geotechnique*, Vol. 44, No. 2, pp. 277-296.