

교대의 측방변위와 대책공법에 대한 사례연구

이병석^{1*}, 이재열²

¹전북대학교 사회기반공학과, ²건설품질시험원

A case study on the lateral movement of bridge abutment foundation and repair methods

Byung Suk Lee^{1*} and Jae Yeol Lee²

¹Infrastructure civil Engineering Department, Chonbuk University

²Construction Quality Testing Center, Co.

요약 연약지반 상에 설치하는 교대의 말뚝기초는 편재하중으로 인하여 교대의 측방변위가 발생하는 경우 사례가 자주 있다. 본 연구에서는 측방변위가 발생한 국내 OO교량의 측방유동에 대하여 측방유동지수(F)에 의한 판정법, 측방유동판정수(I), 수정 I지수(M_i)법에 의한 판정법과 유한요소법으로 판정하였다. 또한 계측관리를 통하여 측방유동의 진행성과 일련의 지반조사, 토질시험을 통하여 측방유동의 원인을 분석한 결과 설계시 예측하였던 압밀에 의한 전단강도의 증가가 적어 전단강도의 부족으로 인하여 측방유동이 발생한 것으로 판단되었다. 보강방안으로는 압성토와 앵커보강을 병용하는 방안을 선정하였고 그 효용성을 유한요소법을 이용한 수치해석으로 확인하였다.

Abstract In the case of using pile foundation to support bridge abutments on soft ground, the soft ground often causes serious troubles such as lateral movement of bridge abutments by lateral surcharges. In this paper, we investigated and measured the amount of strain of a bridge abutment in the south-western part of Korea. To check the stability and possibility of lateral movement of the bridge abutment, we used the four analysis methods and compared those results; lateral movement index, index for decision of lateral movement and infinite element analysis method. We performed soil and ground tests to fine the causes of the strain and lateral movement. After reviewing several types of repair methods, we suggested the anchor reinforcement method along with surcharge process method as a proper repair and rehabilitation of the bridge abutment. Our investigation by through the infinite element analysis method confirmed the effectiveness of the anchor reinforcement method along with the surcharge process method.

Key Words : Allowable lateral movement, Bridge abutment, lateral movement index, Safety factor of slope, Soft ground,, index for decision of lateral movement, infinite element analysis method, repair and rehabilitation method of the bridge abutment

1. 서론

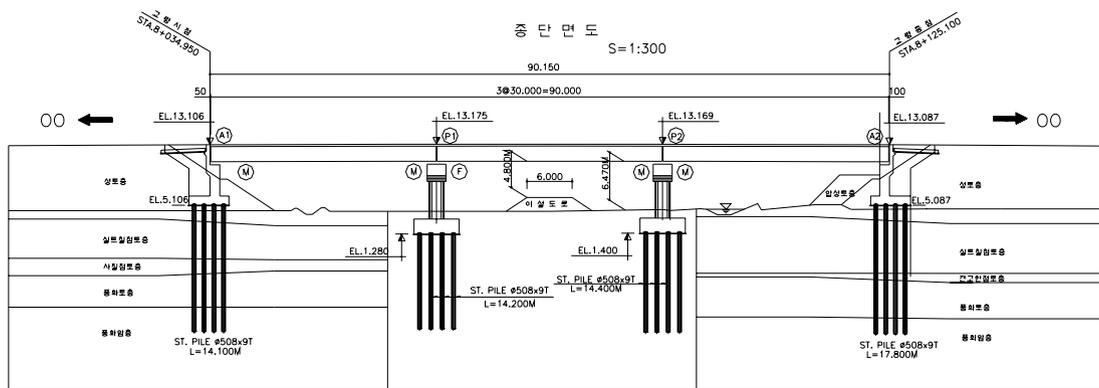
연약지반에 설치하는 교대기초는 대부분 말뚝기초로 계획하는데 이 말뚝기초는 상부 구조물의 하중 및 토압 뿐만 아니라 편재하중으로 인한 측방유동에 대해서도 안정하게 설계되어야 한다. 하지만 국내에서 연약지반 상에 건설되는 고속도로 및 국도에서 교대의 측방변위 발생

사례가 자주 있어 왔다. 본 연구에서는 국내 OO교량에서 교대의 변위를 측정하고 이제까지 알려진 여러 가지 검토방법을 이용하여 측방유동 가능성에 대하여 비교 검토하였으며 여러 가지 계측장비를 이용한 현장계측 결과를 비교 검토하여 측방유동을 억제하기 위한 보강대책을 제시하였다.

*교신저자 : Byung Suk Lee

Tel: +82-10-3236-6656 e-mail: leebs@jbnu.ac.kr

접수일 11년 12월 15일 수정일 (1차 12년 02월 08일, 2차 12년 02월 14일, 3차 12년 02월 28일) 게재확정일 12년 03월 08일



[그림 1] 교량 종단면도
[Fig. 1] Drawing of longitudinal section of bridge.

2. 연약지반 상 교대기초의 안정성 검토

연약지반 상에 교대가 설치되는 경우에는 연약지반의 편차토압으로 교대기초 말뚝에는 측방유동압이 작용하게 된다. 이때 그 크기가 연약지반의 전단저항 및 말뚝의 수평저항력을 초과할 정도로 과도한 경우 교대기초말뚝을 포함한 교대가 이동하고 결국 상부 구조물의 손상 및 파괴를 유발할 수도 있다. 이러한 측방유동은 1960년대 초기에 Peck[1]이 중요성을 인식하면서부터 연구가 진행되었으며 De Beer와 Wallays[2] 등이 ‘말뚝주변지반에 편재 하중이 작용할 경우의 말뚝에 작용하는 힘’, Tschebotarioff[3] ‘점성토에 대한 측방유동압의 작용을 받는 말뚝의 측방 변위’와 같은 연구결과가 발표되었다. 그 후 Poulos[4]는 ‘측방이동을 받는 지반중의 말뚝의 해석’과 같은 연구결과를 발표하였다.

한편 국내에서는 홍원표[5] 등과 한국도로공사[6]에서 연약지반 상에서의 교대 측방유동에 대한 조사와 연구가 이루어 졌으며 최근에는 설계단계에서 교대말뚝기초에 대한 검토를 실시할 수 있게 되었다. 이들 연구에서는 주로 사면안전율(木村,1982)[7], 측방유동지수(高速道路調査會, 1981)[8], 측방이동판정지수(建設省土木研究所, 1981)[9] 및 안정계수(Tschebotarioff, 1973) 등으로 교대의 측방이동여부를 판정하고 있다.

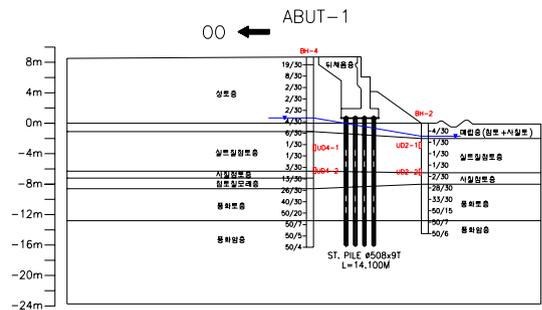
3. 교량현황 및 지반조건

3.1 교량현황

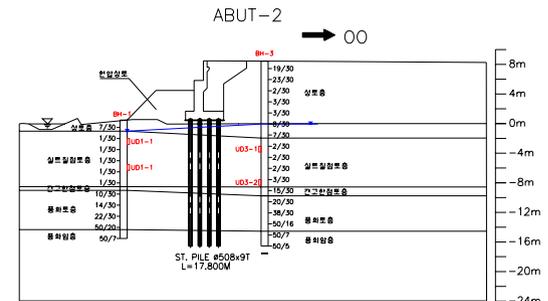
본 연구대상의 교량은 우리나라 서남부지역에 위치한

○○교량으로 총연장 90.0m의 P.S.C I Beam로 구성된 설계하중 DB-24의 교량으로 하부 구조형식은 역 T형 교대(높이 8m)와 라멘식 교각으로 되어 있다.

한편 교대기초는 $\phi 508\text{mm}$ 강관말뚝을 길이 14.1~17.8m로 선굴착공법(S.I.P 공법)으로 시공되었다.



[그림 2] 교대1 단면도
[Fig. 2] Cross-sectional diagram of abutment 1



[그림 3] 교대2 단면도
[Fig. 3] Cross-sectional diagram of abutment 2

3.2 지반조건

조사지역 기반암(화강암) 풍화대 상부에 분포하고 있는 퇴적층은 전체적으로 서해바다의 운반퇴적작용으로 형성된 해성퇴적층으로 실트질점토층, 압밀점토층, 사질점토층, 점토질모래층이 분포하고 있다. 그 분포심도, 연경도(N치) 및 토질특성은 그림 2, 3 및 표 1과 같다.

[표 1] 지반특성

[Table 1] Properties of soil and strata

지층	특성	N치
성토층	도로 성토층	2~23/30
퇴적층	실트질 점토층(CL)	1~3/30
	고결 점토	15/30
	사질 점토층	2/30
	점토질 모래	13/30
풍화토	기반암의 완전 풍화	10/30~50/15
풍화암	화강암, 암구조 잔존	50/10이하

4. 실내토질시험

4.1 실내토질시험 결과 분석

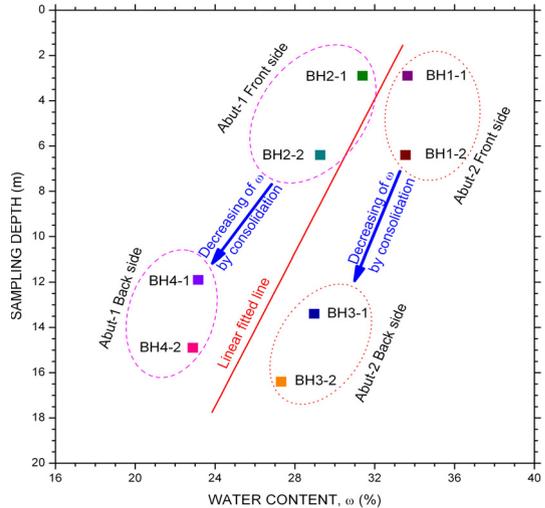
(1) 심도~함수비 관계

그림 4는 각 심도에서 샘플링된 불교란 시료로부터 측정된 함수비를 분석한 것으로 교대 전면층의 경우에도 일정부분 압밀이 발생하였으나 교대 배면층의 경우 성토하중에 의한 압밀의 영향으로 함수비가 크게 감소하였다. 유사한 심도에서의 함수비는 Abut-1에 비하여 Abut-2측의 함수비가 높으며 특히 교대배면 성토지반 하부의 연약점토지반에서의 함수비는 약 5.5% 가량 높은 것으로 조사 되었으며 이는 연약층의 층후가 Abut-1에 비하여 Abut-2측이 보다 크기 때문인 것으로 판단된다. 이러한 연약층의 두께의 차이로 인한 압밀로 인해 함수비의 감소량도 Abut-1측이 Abut-2측에 비하여 큰 경향을 보이고 있으며 이는 압밀도 및 시간이 연약층의 두께와 밀접한 관계가 있기 때문이다.

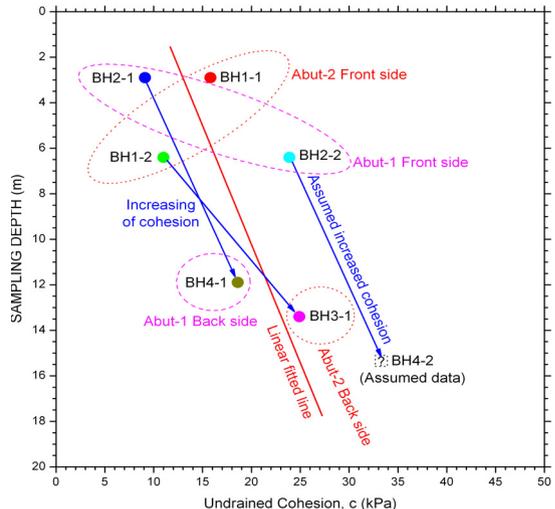
(2) 심도~점착력 관계

그림 5과 그림 6은 각각 심도별 비배수 점착력(전응력) 및 배수 점착력(유효응력)의 관계를 도시한 것으로 전응력 및 유효응력 점착력 모두 매우 유사한 경향을 보이고 있다. Abut-1 및 Abut-2 모두 교대 배면의 성토하중으로 인한 압밀의 영향으로 점착력이 크게 증가한 것

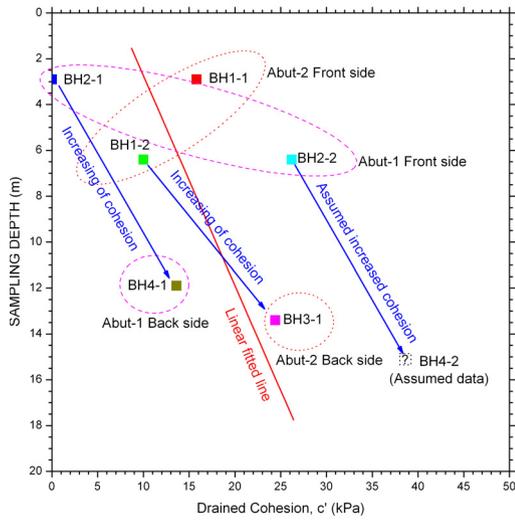
로 분석되었으며 전체적인 경향은 선형회귀선(Linear fitted line)을 참조함으로써 보다 명확하게 알 수 있다. Abut-1에 비하여 Abut-2의 경우가 상대적으로 압밀로 인한 점착력의 증가경향이 보다 크다. 유효응력으로 표현한 점착력의 증가량이 전응력으로 표현한 점착력의 증가량에 비하여 다소 큰 경향을 보이고 있으나 그 값의 차이는 크지 않다.



[그림 4] 심도~함수비 관계
[Fig. 4] Depth~moisture content relationship.



[그림 5] 심도~비배수 점착력 관계
[Fig. 5] Depth~undrained cohesion relationship

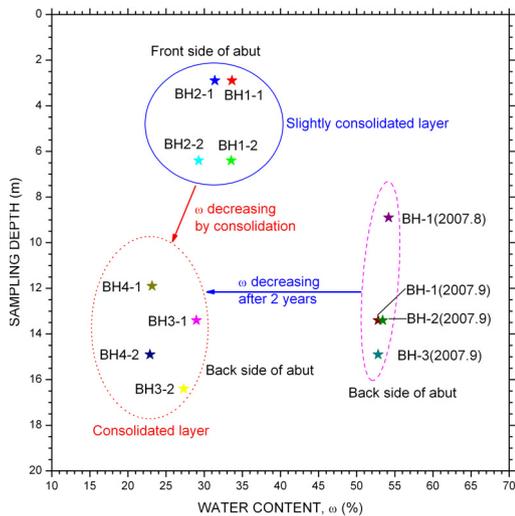


[그림 6] 심도~배수 점착력 관계
[Fig. 6] Depth~drained cohesion relationship

4.2 기존자료와 비교 분석

(1) 함수비 변화 관계

그림 7은 2년 전 정밀안전진단시의 함수비와 금회 조사된 함수비를 비교한 것으로 약 2년의 경과시간동안 약 30% 정도의 함수비의 감소가 발생한 것으로 조사되었다. 이러한 결과는 약 2년의 경과시간 동안 압밀의 진행에 따른 함수비의 감소가 발생한 것으로 분석 된다.

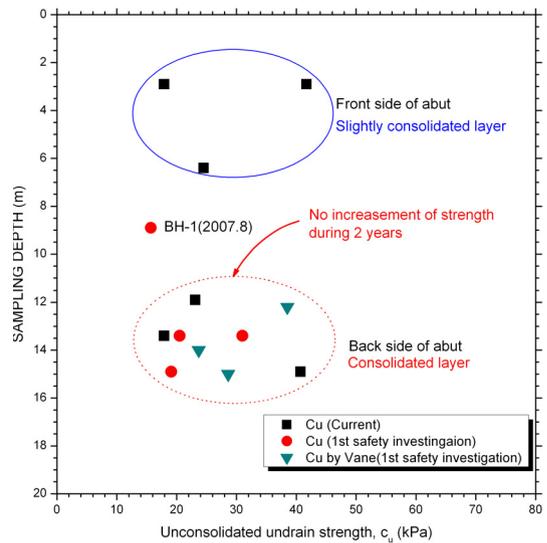


[그림 7] 기존 함수비와 비교
[Fig. 7] Comparison between present moisture content and 2 years ago's.

(2) 비배수 전단강도 변화관계

그림 8은 2년 전 정밀안전진단시 조사된 연약층의 비배수 전단강도와 금회 조사된 전단강도를 비교한 것으로 그분포도가 거의 일치하고 있어 약 2년간의 시간경과에 따른 전단강도의 증가효과는 거의 없는 것으로 앞서 분석한 함수비의 측정결과와 상반되는 것이다. 이러한 결과로 부터 다음과 같이 분석할 수 있다.

함수비의 감소로 볼 때 교대 배면지반은 2년간 압밀이 진행되었다. 그러나 비배수 전단강도를 비교한 결과에서는 압밀에 따른 전단강도의 증가가 전혀 발생하지 않았다. 이들 결과를 종합하면 지반의 압밀에 따른 전단강도의 증가량이 연약층에서의 배면성토 및 교통하중에 따른 측방유동의 영향으로 상쇄된 것으로 추측된다.



[그림 8] 기존 비배수 전단강도와 비교
[Fig. 8] Comparison between present unconsolidated undrained shear strength and 2 years ago's.

5. 측방유동 및 원인 검토

5.1 측방유동 검토

(1) 지반물성

① 측방유동지수 및 판정값 비배수 전단강도

측방유동지수와 측방유동판정값에 의한 판정의 경우 간편하면서 개략적으로 평가하는 방법으로 이때 연약점토층의 강도정수는 비배수 강도정수를 적용하여야 하므로 Abut-1 지층에 대한 평균값 $c_u = 32.5kPa$ 을 적용하였으며 Abut-2는 $c_u = 17.9kPa$ 을 적용하였다.

② 유한요소법 적용값

[표 2] 강관말뚝 및 앵커 입력정수

[Table 2] Input data of steel pipe pile and Anker

강관 말뚝	탄성계수 $E(kPa)$	단면적 $A(m^2)$	단면2차모멘트 $I(m^4)$	단위중량 $\gamma(kN/m^3)$
	2.0×10^8	0.010853	0.00033791	76.44
보강 앵커	탄성계수 $E(kPa)$	단면적 $A(m^2)$	항복응력, $f_y(kPa)$	단위중량 $\gamma(kN/m^3)$
	1.862×10^8	0.0003004	1.568×10^6	76.44

[표 3] 유한요소해석시 지반정수(Abut-1)

[Table 3] Input soil properties of Abut-1

지 층	탄성 계수 $E(kPa)$	포아 슨비 ν	점착력 $c(kPa)$	내 부 마찰각 $\phi(^{\circ})$	토압 계수 K_o	단위 중량 $\gamma(kN/m^3)$
교 대	2.7×10^7	0.18	804.7	0	0	24.5
뒤채움	8,000	0.35	9.8	35	0.4	19.6
성토재	6,000	0.35	14.7	30	0.6	19.6
압성토	4,000	0.35	9.8	25	0.6	17.6
연약 점토-1	2,000	0.45	15.0	10	0.8	17.6
연약 점토-2	2,400	0.45	20.0	15	0.8	18.0
견 고 점 토	5,000	0.40	20.0	25	0.6	18.6
풍화토	30,00	0.35	14.7	30	0.5	19.6
풍화암	100,0	0.30	49.0	35	0.4	21.6

[표 4] 유한요소해석시 지반정수(Abut-2)

[Table 4] Input soil properties of Abut-2

지 층	탄성 계수 $E(kPa)$	포아 슨비 ν	점착 력 $c(kPa)$	내 부 마찰각 $\phi(^{\circ})$	토압 계수 K_o	단위 중량 $\gamma(kN/m^3)$
교 대	2.7×10^7	0.18	804.7	0	0	24.5
뒤채움	8,000	0.35	9.8	35	0.4	19.6
성토재	6,000	0.35	14.7	30	0.6	19.6
압성토	4,000	0.35	9.8	25	0.6	17.6
연약점 토-1	2,000	0.45	15.0	10	0.8	17.6
연약점 토-2	2,400	0.45	20.0	15	0.8	18.0
견고 점토	5,000	0.40	20.0	25	0.6	18.6
풍화토	30,00	0.35	14.7	30	0.5	19.6
풍화암	100,0	0.30	49.0	35	0.4	21.6

(2) 측방유동 검토

① 측방유동지수에 의한 판정(일본도로공단)[8]

$$F = \frac{c_u}{\gamma HD} \times 10^2$$

여기서, c_u : 연약지반의 비배수 전단강도

Abut-1= 32.5kPa(평균값)

Abut-2= 17.9kPa(평균값)

γ : 성토재의 단위중량

Abut-1,2= 18.6 kN/m³

H : 교대전면과 배면의 편차 성토고

Abut-1= 8.7m

Abut-2= 8.0m

D : 연약지반의 두께

Abut-1= 5.9m

Abut-2= 7.0m

② 측방유동 판정값에 의한 판정(도로교 시방서, 일본 건설성)[9]

$$I = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times \frac{\gamma H}{c}$$

여기서, μ_2 : 기초체 저항쪽에 관한 보정계수

$$\text{Abut-1,2} = \frac{b}{B} = \frac{(16)(0.508)}{21.0} = 0.387$$

μ_3 : 교대의 길이에 관한 보정계수

$$\text{Abut-1} = \frac{D}{A} = \frac{5.9}{5.3} = 1.113$$

$$\text{Abut-2} = \frac{D}{A} = \frac{7.0}{5.3} = 1.321$$

D : 연약지반의 두께

Abut-1= 5.9m

Abut-2= 7.0m

l : 기초의 근입 깊이

Abut-1= 14.1m

Abut-2= 17.8m

b : 기초체 폭의 합계

Abut-1,2= 16 × 0.508 = 8.128

B : 교대폭 Abut-1,2 = 21.0m

A : 교대길이 Abut-1,2 = 5.3m

③ 수정 I지수(M_I)에 의한 판정(한국도로공사)

$$M_I = \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \frac{\gamma H}{c}$$

④ 유한요소법에 의한 판정

유한요소법에 의한 해석은 범용유한요소해석 프로그램

램인 visualFEA program을 이용하였으며 해석결과는 Abut-1의 현 단계에서의 수평변위(2cm) 및 수직변위량(1cm)으로 말뚝의 허용수평변위량 1.5cm를 상회하여 실제 Abut-1의 측방이동이 발생된 것과 일치하는 것이다.[10] 또한 Abut-2의 현단계에서의 수평변위 및 수직변위를 검토한 결과, 교대의 수평변위량은 약 2.1cm, 수직변위량은 약 1.1cm가 발생된 것으로 예측되었다. 이러한 값은 말뚝 두부에서의 변위량과 동일하며 이 경우 상시 말뚝의 허용수평변위량 1.5cm를 상회하는 값으로 측방유동에 의한 과도한 수평변위가 발생하는 것으로 판단할 수 있다. 현장에서 점검된 결과에서도 Abut-2의 측방이동이 발생된 것으로 조사되었으며 이러한 결과는 수치해석 결과와 일치하였다.

(3) 각 측방유동판정법의 비교검토

다음의 표에서 나타남과 같이 4가지의 판정방법을 이용하여 분석한 결과 측방유동판정(I)을 제외한 나머지 3방법에서 Abut-1,2 모두 측방유동이 발생이 가능한 것으로 평가되었다. 국내 여러 연구에서 우리나라 여러 교량교대 측방유동판정에 측방유동판정값(I)을 적용한 결과 다른 판정방법의 결과와 달라 장용채[11]는 우리나라에는 수정 I지수(M_I)를 이용하는 것이 보다 나은 판정 결과를 도출할 수 있다 하였다. 또한 이진형[12] 등도 측방유동판정값(I)을 그대로 적용하는 것이 무리가 있으며 한국도로공사에서 제안한 수정 I 지수를 사용하는 것이 교대측방이동판정수(I)에서 과적용된 연약층의 깊이에 대한 부분을 조정하여 연약층 심도가 낮은 때에 생기는 오차를 줄일 수 있다고 하였다.

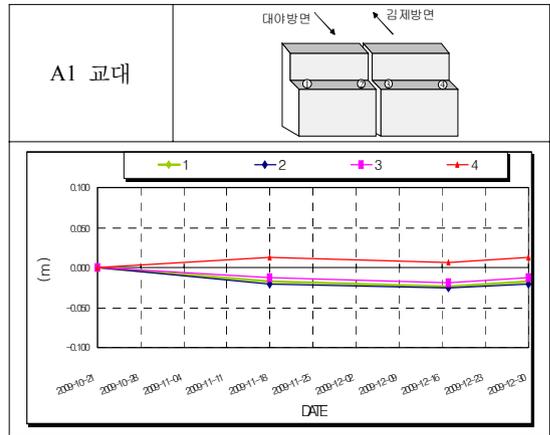
[표 5] 측방유동판정 비교
[Table 5] Comparison of the results of lateral movement analysis

	Abut-1	Abut-2	판정기준
측방유동지수 (F)	0.34	1.72	<4.0 불안정 >4.0 안정
측방유동판정 값(I)	0.896	1.67	>1.2 불안정 <1.2 안정
수정I지수(M _I)	2.145	4.25	>2 불안정 <2 안정
유한요소해석 방법	말뚝두부 변위 2cm	말뚝두부 변위 2.1cm	>1.5cm 불안정 <1.5cm 안정

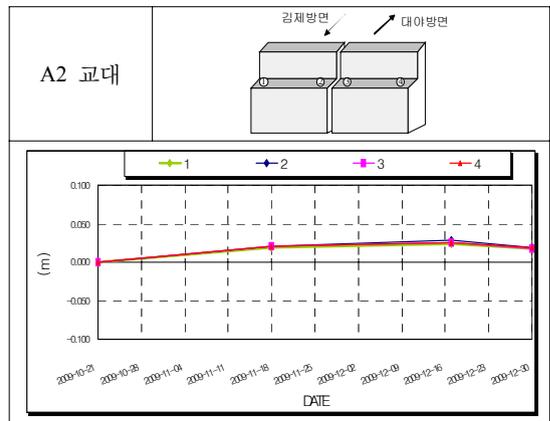
5.2 계측자료 분석

(1) 계측관리 결과 분석

① 교대 변위량 측정자료 분석



[그림 9] A1 교대변위 경향 분석
[Fig. 9] Movement trend of abutment 1 analysis



[그림 10] A2 교대변위 경향 분석
[Fig.10] Movement trend of abutment 2 analysis

그림 9는 Abut-1의 변위량으로 측정 4의 경우 배면 측으로 1.2cm, 측정 1~3의 경우에는 전면측으로 1.3~2.0cm의 변위가 발생하고 있으며 그 양상은 비교적 수렴된 상태를 보이고 있다.

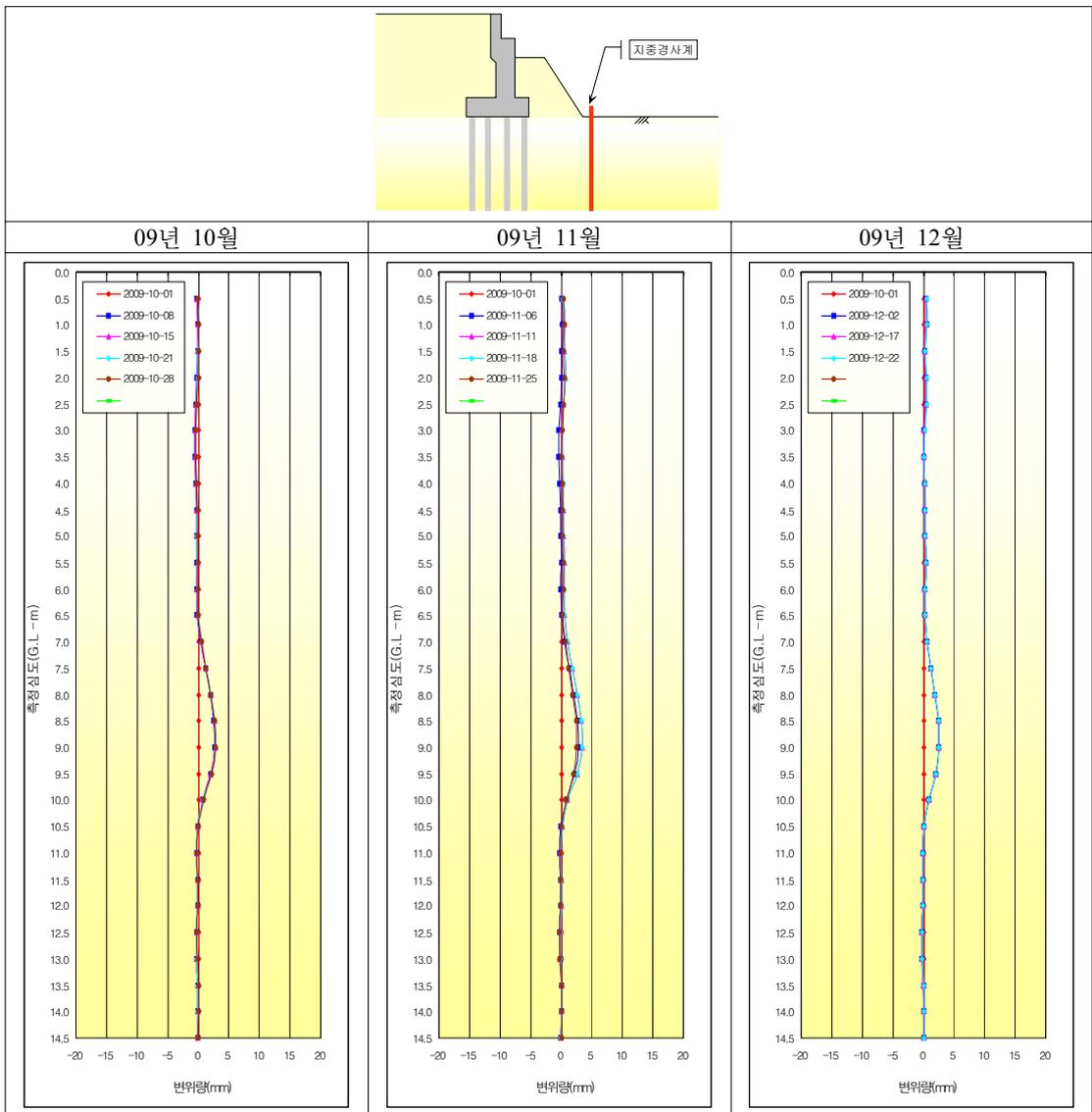
또한 그림 10은 Abut-2의 변위량으로 측정 1~4 모두 배면측으로 1.7~1.9cm의 변위가 발생하고 있으며 그 양상은 비교적 수렴된 상태를 보이고 있다. 이러한 결과는 현장점검시 압성토와 교대전면의 접촉부에서 인장균열이 발생한 점과 일치하는데 이에 대한 원인은 하부 연약지반은 측방유동으로 전면측으로 수평이동이 발생하나 교대의 경우 전면에 시공된 압성토체의 수평토압에 의해 변위가 억제되어 전체적으로 교대가 배면측으로 미소하게 전도변형하기 때문으로 추정된다.

② 지중경사계 측정자료 분석

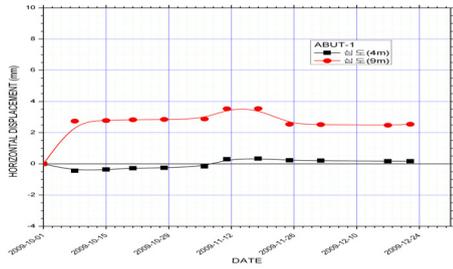
그림 11은 Abut-1 압성토 전면에 설치한 지중경사계의 수평변위로 연약점토층과 풍화토층의 경계부근에서 최대 2.54mm의 변위가 발생하고 있어 경계부를 따라 측방유동이 소량 발생하고 있음을 알 수 있다.

그림 12는 연약층 심도의 중간과 하부 견고한 층과의 경계부에 대한 경과시간별 변위량을 분석한 것으로 연약층의 중간부(심도 4m)에서의 변위는 거의 없이 수렴상태를 보이고 있으며 연약층과 하부 견고한 층의 경계부(심도 9m)에서는 초기 변위 발생 후 수렴된 양상을 보이고

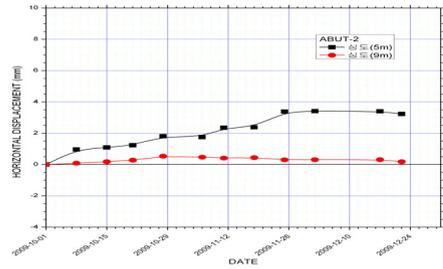
있다. 그림 13은 Abut-2 지중경사계의 수평변위로 연약점토지반에서의 변위량이 3.23mm의 변위가 발생하고 있어 현재 측방유동이 진행 중에 있음을 알 수 있다. 그림 14은 연약층 중간심도(심도 5m)와 연약층과 하부 견고한 층의 경계부(심도 9m)의 경과시간별 지중수평변위량을 분석한 것으로 경계부의 경우 우려할만한 변위 발생 없이 수렴된 양상을 보이고 있으나 연약층 중간심도의 경우 지속적으로 변위량이 증가하는 추세를 보이고 있어 현재에도 측방유동이 진행 중인 것으로 판단된다.



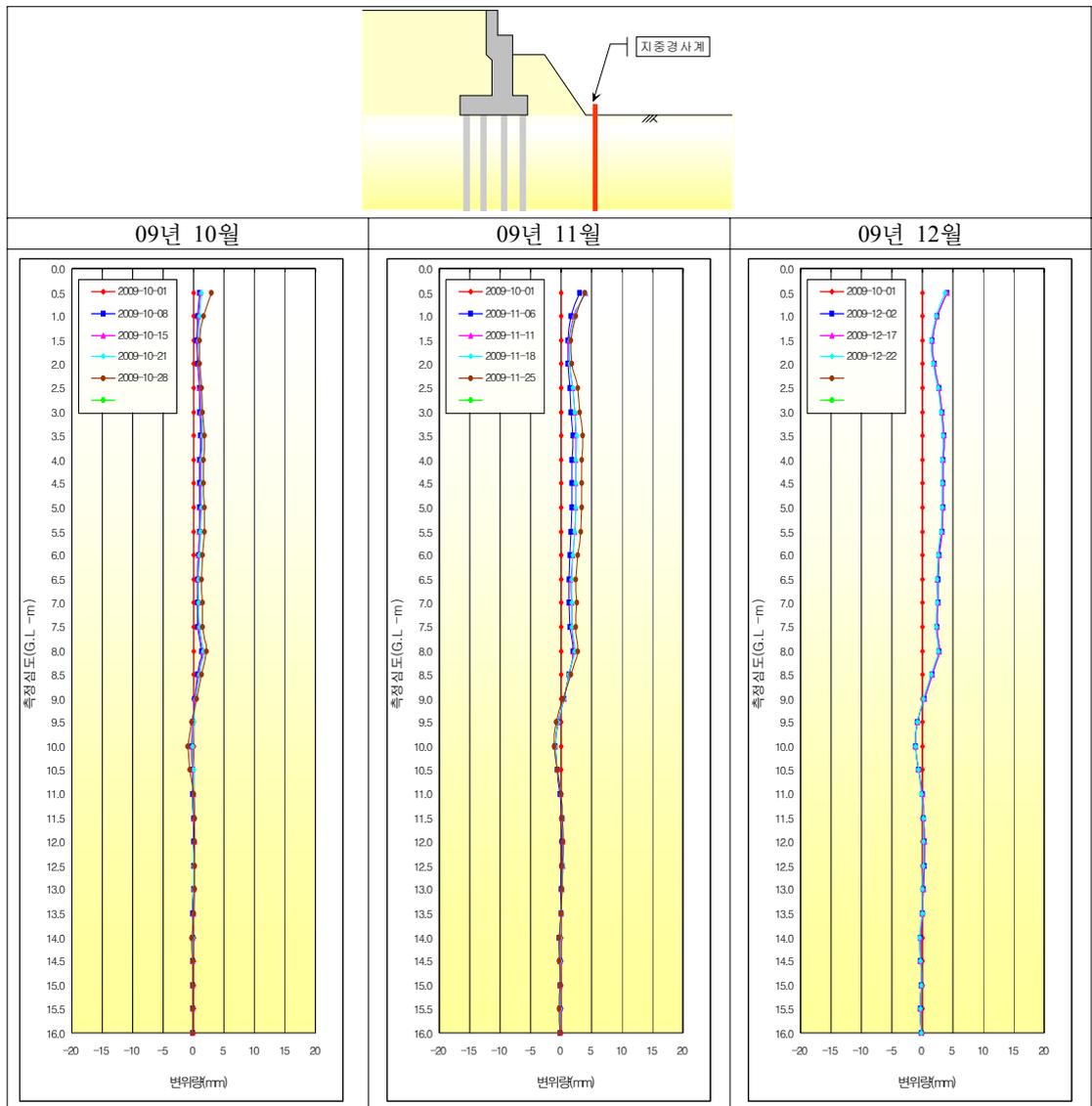
[그림 11] Abut-1 심도별 지중수평변위
[Fig. 11] Underground lateral movement with depth of abutment 1



[그림 12] Abut-1 지중수평변위 경향 분석
[Fig. 12] Underground lateral movement trend of abutment 1



[그림 14] A2 지중수평변위 경향 분석
[Fig. 14] underground lateral movement trend of abutment 2



[그림 13] Abut-2 심도별 지중수평변위
[Fig. 13] Underground lateral movement with depth of abutment 2

6. 측방유동 보강공법

6.1 측방유동 방지대책 선정

교대의 측방유동이 발생하였거나 발생우려가 있는 경우 대책공법으로는 (1) 배면성토지반의 침하를 안정화 시키기위한 압밀축진공법과 (2) 배면성토지반 조성시 측방유동 크기를 감소시키기 위한 경량화 공법 (3) 교대구조물의 측방이동량을 허용할 수 있는 신축이음 마련 (4) 압성토공법 등 여러 가지 공법을 검토한 결과 검토대상 교량의 경우 현재 많은 차량이 이용 통행하고 있어 연약지반 개량을 위한 압밀축진공법 및 하중 경감(EPS 공법)공법, 지반고결공법 등의 적용은 어렵다. 따라서 시공이 완료되어 차량이 통행하고 있는 단계에서 적용 가능한 보강대책으로 압성토와 앵커보강을 병용하는 것으로 하였다.

6.2 측방유동 보강대책 검토

보강대책에 대한 수치해석은 앞에서와 같이 범용유한요소해석 프로그램인 Visual FEA를 이용하였다.

(1) 압성토+앵커보강 검토

① 지반 구조해석 모델링

압성토+영구앵커 보강에 대한 지반 구조해석 모델링 절차 및 내용은 다음 표와 같다.

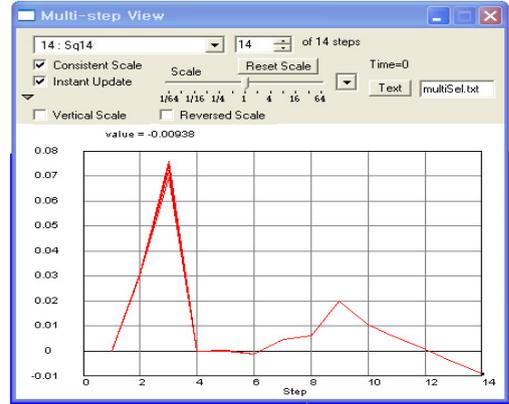
[표 6] 수치해석 절차

[Table 6] The steps of Numerical Analysis

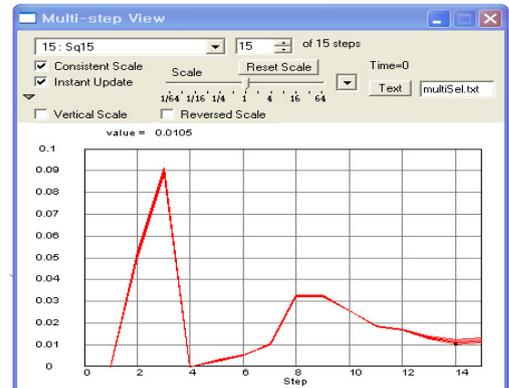
해석단계	모델링 상세 내용
1단계	○ 초기 도로성토 전 단계 초기응력 산정
2~4단계	○ 교대배면 도로성토체 단계 성토 해석 ○ 4 단계에서 현 단계까지 발생된 변위량 제거
5단계	○ 강관말뚝 및 교대시공 해석
6~9단계	○ 교대뒤채움 및 전면 압성토 시공 해석 ○ 교량하중 및 교통하중 적용
10단계	○ 보강을 위한 추가 압성토 시공 해석
11~14단계	○ 보강을 위한 영구앵커 시공 및 단계별 앵커 하중 적용 해석

② 수치해석 결과 변위 검토

수치해석결과에 의하면 Abut-1에서 보강 후 교대 및 지반의 수평변위가 0.8cm 배면측으로 발생하는 것으로 예측되었고 그림 15은 단계별 말뚝두부 수평변위로 최종적으로 배면측으로 0.8cm가 발생됨을 보여준다. 또한 보강완료 후 Abut-2는 배면측으로 0.3cm, 압성토 하부지반은 전면측으로 3.3cm가 발생하는 것으로 분석되었으며 그림 16에서 최종 말뚝두부의 수평변위는 전면측으로 1.2cm(말뚝 허용수평변위 1.5cm 이하)가 발생하는 것으로 예측되었다. 한편 그림 17은 최종단계에서 앵커 및 말뚝의 축력값을 나타낸 것이다.

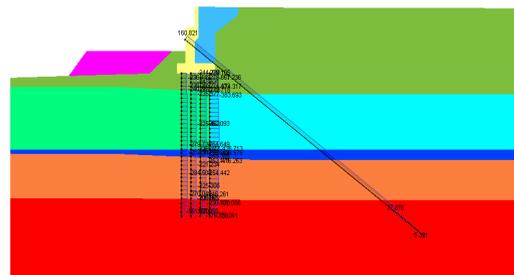


[그림 15] 단계별 말뚝두부 수평 변위
[Fig. 15] Pile head's lateral strain with steps.



[그림 16] 단계별 말뚝두부 수평 변위
[Fig. 16] Pile head's lateral strain with steps.

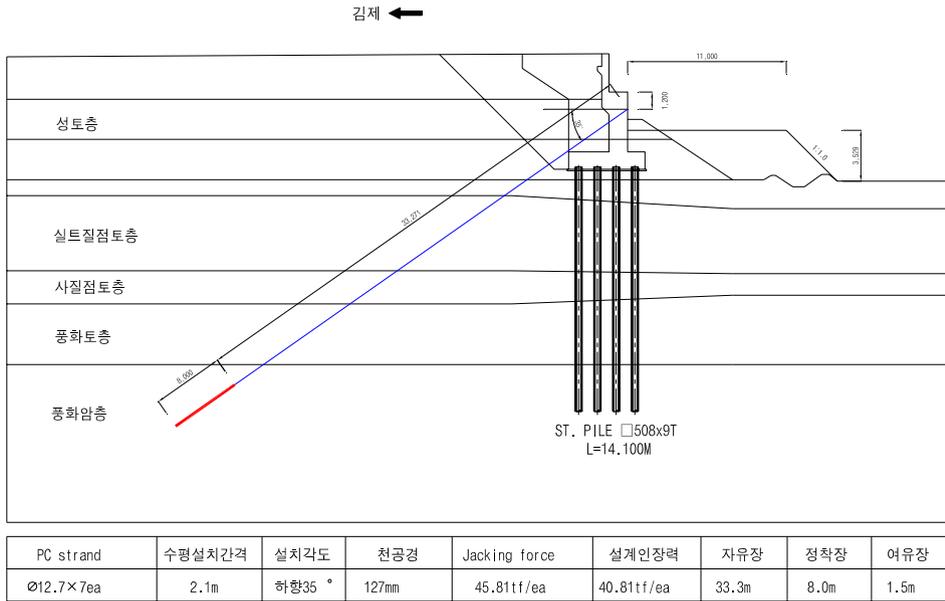
FEA
for Diagram
3 (Disser 1)
76 (Disser 1)



[그림 17] Abut-2 앵커 및 말뚝 축력
[Fig. 17] Axial force of Anker and pile

(2) 교대 보강방안

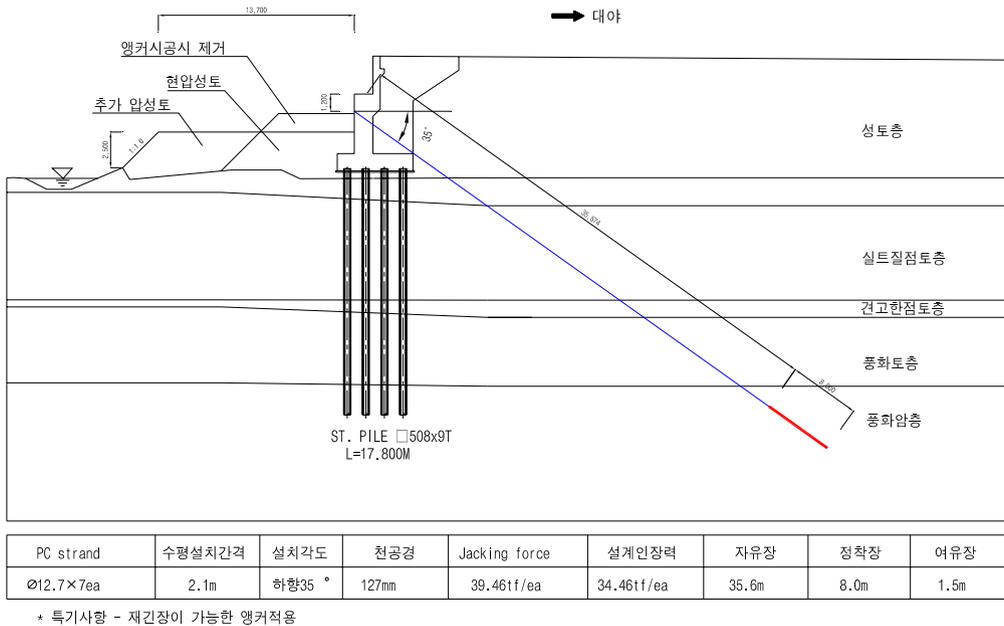
① A1 교대 보강 단면도



[그림 18] [그림 24] Abut-1 측방유동 방지 보강 단면도

[Fig. 18] Cross-sectional diagram of repair and rehabilitation of the bridge abutment 1.

② A2 교대 보강 단면도



[그림 19] Abut-2 측방유동 방지 보강 단면도

[Fig. 19] Cross-sectional diagram of repair and rehabilitation of the bridge abutment 2.

7. 결론

- 1) 측방유동과 배면지반의 압밀침하로 추정되는 원인으로 교대배면 도로부의 과도한 침하와 교대부 교좌장치 탄성반침이 탑 플레이트를 이탈한 상태이다.
- 2) Abut-1과 2 모두 종합 검토결과(판정법 및 수치해석) 측방유동 위험이 있고 계측자료에 의해서도 확인되었다.
- 3) 본 연구에서도 여러 연구에서 확인된바와 같이 측방유동판정값(I)을 이용한 분석 결과가 실측값 및 다른 방법에 의한 분석결과와 불일치하고 있음을 확인할 수 있었다. 따라서 본 연구에서도 우리나라의 지반환경에서는 수정 I지수(M_1)를 이용한 판정이 보다 정확한 방법임을 확인할 수 있었다.
- 4) 보강방안으로 향후 추가적인 측방유동을 억지하고 기 발생된 교대의 수평이동을 일부 회복시킬 수 있는 압성토와 앵커보강을 병용하는 공법을 적용하여 수치해석으로 그 타당성을 확인하였다.

Reference

- [1] Peck R.B., Hanson,W.E. &Thornburn, T.H., "Foundation Engineering" John Wiley &Son, New York, 1974
- [2] De Beer, E & Wallays, M., "Forces induced in piles by Unsymmetrical Surcharges on the soils around the piles", 5th ECSMFE, McGraw Hill Peck R.B., Hanson,W.E. &Thornburn, T.H., "Foundation Engineering" John Wiley &Son, New York, pp.325~332, 1974
- [3] Tschebotarioff, G.P., "Foundation, Retaining and Earth Structures" McGraw Hill Kogaku-nom, @nd edition, pp.365~414, 1973
- [4] Poulos, H.G., "Analysis of piles soils undergoing Lateral Movement", J.ASCE VOL.99, No.SM5, pp.391~406, 1973
- [5] Hong,Won-Pyo · Song, Young-Suk · Yun-Jung-Mann · Lee-Seung-Joo, "Case study on Lateral Movement of Bridge Abutment on Soft Ground" Journal of the Korean Geotechnical Society, Vol.10, No.4, pp.53~65 1994.
- [6] Korea Expressway Corporation, "A study on Protection Method for Lateral Movement of Abutment(II)" 1996
- [7] Kimurakou, "A countermeasure against Lateral Movement of Bridge Abutment on Soft Ground" Soil and Foundation, Vol.30, No.5, pp.33~40, 1982
- [8] Express Highway Research Foundation of Japan, "The Research Report on Lateral Movement of Bridge

Abutment", 1981.

- [9] Public Works Research Institute, "Study on Lateral Movement of Bridge Abutment" PWRI Research Materials, No.1804, 1981
- [10] Kim, Young-Ho · Kim, Hyoung-Tak · Hoang, In-Beak · Sin, Yong-Seok, "A study on the Countermeasures of Lateral Movement of Bridge Abutment and Bank on Soft Ground through Causal Analysis" Korea Infrastructure Safety & Technology Corporation, No.23, pp96~113, Autumn, 2006.
- [11] Yong-Chai Jang, Young-Cheol Choi, "A study on Application of Discriminant Equations in Korea", Korean Geotechnical Society 96 Fall national conference pp.249~256, 1996
- [12] Jin-Hyung Lee, Jung-Ju Suh,Sang-Seom Jeong, Bhum-Soo Jang, "The Behavior of Poled Bridge Abutments Subjected to Lateral Soil Movements -Design Guidelines-" Journal of the Korean Geotechnical Society, Vol.10, No.4, pp.53~65 1994.

이 병 석(Byung Suk Lee)

[정회원]



- 1986년 2월 : 전북대학교 대학원 토목공학과 (공학석사)
- 1992년 2월 : 전북대학교 대학원 토목공학과 (공학박사)
- 1993년 3월 ~ 현재 : 전북대학교 공과대학 사회기반공학과 교수

<관심분야>

토질역학, 기초공학

이 재 열(Jea Yeol Lee)

[정회원]



- 1998년 2월 : 전북대학교 대학원 토목공학과 (공학석사)
- 2002년 2월 : 전북대학교 대학원 토목공학과 (공학박사)
- 2010년 1월 ~ 현재 : (주)건설품질시험원 대표이사

<관심분야>

토질역학, 기초공학