

원심모형시험과 수치해석을 이용한 교대 측방유동에 관한 연구

유완규^{1*}, 김기일¹, 김병일¹
¹명지대학교 토목환경공학과

A Study on the Lateral Movement of Bridge Abutment Using Centrifuge Test and Numerical Analysis

Wan-Kyu Yoo^{1*}, Ki-II Kim¹ and Byoung-II Kim¹

¹Dept. of Civil & Environmental Eng., Myongji University

요 약 연약지반 위에 설치된 교대나 옹벽과 같이 성토재하중을 받는 구조물은 연약지반의 과도한 변형 때문에 지반이 수평방향으로 이동하는 측방유동 현상이 발생할 수 있고 이로 인해 많은 피해가 발생할 수 있다. 이 연구에서는 원심모형시험을 이용하여 현장에서 교대 배면부 성토시 발생할 수 있는 교대 측방유동여부를 판단하였고, 교대 측방유동에 대한 대책공법으로 압성토 공법을 적용하여 공법적용 후 지반과 교대 구조물에 대한 안정성 여부를 FEM(Finite Element Method)프로그램인 MIDAS/GTS를 이용하여 검토하였다. 원심모형시험 결과 현장에서 예측되는 교대의 수평변위는 허용치(15mm)를 초과하여 발생하였으며, 대책공법으로 압성토 공법 적용할 때 교대는 측방유동에 대해 안정하다는 사실을 수치해석을 통해 알 수 있었다.

Abstract In regard to fill loading structures such as bridge abutments and retaining walls on soft ground, the soft ground undergoes excessive deformation, which causes the lateral movement of the ground, resulting in increased risk of much damage. In this study, a centrifuge model test was conducted to check the possibility of lateral movement of a bridge abutment during back filling in a field, and a numerical analysis considering the lateral movement of the bridge abutment under the influence of the counterweight fill method applied during construction was carried out by using MIDAS/GTS as the FEM(Finite Element Method) program. The results of this study showed that the lateral movement of the abutment can exceed the allowable lateral movement value(15mm), and that the counterweight fill method was effective for the stability of the lateral movement.

Key Words : Bridge Abutment, Lateral Movement, Centrifuge Model Test, Numerical Analysis, Counterweight Fill Method

1. 서론

측방유동이란 연약지반 위에 설치된 교대나 옹벽과 같이 성토재하중을 받는 구조물에서는 배면성토중량이 하중으로 작용하여 연약지반이 붕괴되어 지반이 수평방향으로 이동하는 현상을 말한다[1]. 연약지반에서의 측방유동 현상이 처음 소개된 것은 1969년 Peck[2]에 의해서이며, 이후 Tschobotarioff[3], DeBeer[4] 등은 안정성 문제에 대한 측방유동의 심각성을 언급하였다.

교대 측방유동 현상이 발생하는 이유는 대부분 연약지

반의 측방유동에 대한 검토를 실시하지 않고 구조물을 설계하기 때문이다. 교대 기초말뚝의 설계시에는 주로 배면에 작용하는 토압에 의한 수평하중만을 고려하는 주동말뚝 설계만을 실시하고 있다[5]. 그러므로 연약지반의 측방유동현상으로 인한 구조물의 피해에 대한 위험은 항상 존재한다고 볼 수 있다. 이러한 교대 측방유동을 방지할 수 있는 대책공법은 이들 영향요인을 개선시키는 것이 가장 기본적인 접근방법이라 할 수 있다. 현재까지 여러 가지 대책공법이 개발되어 적용되고 있는데 이들 중 압성토 공법은 교대 전면에 압성토를 실시하여 배면 성토에 의한

이 논문은 명지대학교 산업기술연구소의 지원으로 이루어졌으며 이에 감사의 말씀을 드립니다.

*교신저자 : 유완규(lyu5553@hanafos.com)

접수일 10년 02월 11일

수정일 (1차 10년 03월 26일, 2차 10년 04월 29일)

게재확정일 10년 05월 13일

측방토압에 대처하도록 하는 공법이다. 이 공법의 특징으로는 비교적 공사기간이 짧고 공사비가 저렴하며, 유지보수가 용이하다는 장점이 있으나 측방토압이 큰 경우에는 그 효과가 거의 없는 것으로 알려져 있다.

이 연구에서는 현장 구조물을 80:1로 축소한 원심모형 시험을 이용하여 현장에서 교대 배면부 성토시 발생할 수 있는 교대 측방유동 여부를 검토하였다. 또한 측방유동 대책공법으로 압성토 공법을 적용하였을 경우 지반 및 교대 안정성을 FEM(Finite Element Method) 수치해석 프로그램인 MIDAS/GTS를 이용하여 평가하였다.

2. 교대 측방유동 판정기준

연약지반에 성토 혹은 뒤채움을 할 때 편재하중이 발생함에 따라 지반, 교대 등에 발생 가능한 측방유동 여부를 판단하는 것은 지반과 구조물 안정성 문제에 있어 매우 중요한 사항이다. 측방유동 판정방법에 대한 많은 연구가 국내·외에서 수행되었으며 이를 정리하면 표 1과 같다.

표 1에 나타낸 바와 같이 교대 측방유동 판정법은 판정기준에 따라 크게 경험지수, 교대변위, 사면 안전율 등으로 나눌 수 있다. 교대 수평 변위에 대한 판정기준의 경우 일본, 캐나다에서는 20mm 또는 25mm 이상 발생시 교대 측방유동에 대한 가능성이 있음을 나타내고 있다. 한편, 국내의 경우 교량상부구조의 안정성 확보를 위한 교대 구조물의 허용측방변위는 15mm 또는 50mm를 주로 사용하고 있으며[6], 홍원표 등(2001)의 연구결과 교대 허용측방변위에 대한 기준치는 기존 50mm에 비해 15mm를 적용하는 것이 더 합리적인 것으로 나타났으며[7], 이 연구에서도 이 기준을 측방유동 발생여부에 대한 판정기준으로 적용하였다.

3. 원심모형시험

3.1 시험에 사용된 흙 및 재료

[표 1] 교대 측방유동 판정법

| 판정기준 | 판정방법 |
|--------------------|---|
| Tschebotarioff [3] | 상재하중 $P = \gamma \cdot h$ $P \geq 3c_u$: 전단변형 시작 $P \geq 5.14c_u$: 전단파괴 발생(따기초) |
| 일본도로공단 [8] | 측방유동지수 F $F = \frac{c_u}{\gamma HD} < 0.04$: 교대 측방유동 가능성 있음 |
| 일본건설성토목연구소 [9] | 측방유동판정지수 I_L $I_L = \frac{H}{L} \frac{b}{B} \frac{H}{L} \frac{\gamma h}{c_u} \geq 1.5$: 교대 측방유동 가능성 있음 |
| 한국도로공사 [10] | 수정교대측방 이동판정수 M_{LL} $M_{LL} = \alpha \cdot \frac{\gamma h}{c_u} \geq 1.5$: 측방유동 가능성 있음 |
| 일본도로공단 [11] | $\delta \geq 20\text{mm}$: 교대 측방유동 가능성 있음 $\delta \geq 100\text{mm}$: 교대 측방유동 가능성 매우 높음 |
| Bozozuk[12] (캐나다) | 교대 연직변위(δ_v)와 수평변위(δ_h) $\delta_v > 100\text{mm}$, $\delta_h > 50\text{mm}$: 유지관리상 문제 있음 $50\text{mm} \leq \delta_v \leq 100\text{mm}$, $25\text{mm} \leq \delta_h \leq 50\text{mm}$: 상당한 변형이 있음 $\delta_v < 50\text{mm}$, $\delta_h < 25\text{mm}$: 유지관리상 문제 없음 |
| Franke[13] (독일) | 점성토의 점조도지수(I_L)와 사면안전율의 관계로부터 결정되는 최소안전율(1.0~2.0)보다 안전율이 작으면 측방유동 발생 |
| 홍원표 등 [6], [7] | 말뚝의 사면안정효과 반영여부에 따라 최사면안전율 결정 $F_s \geq 1.5$: 사면안정효과를 무시 $F_s \geq 1.8$: 사면안정효과를 고려 |

원심모형시험에 사용된 흙은 대구광역시○○ 교량신설 공사 구간에서 직접 채취한 흙이 이용되었으며, 이 흙에 대한 기본 물성시험 결과를 표 2에 정리하여 나타내었다.

실제 교대 구조물을 80:1 축적으로 축소하여 모형교대 및 말뚝을 그림 1과 같이 제작하였다. 모형말뚝은 현장에서 사용되는 강관 말뚝을 상사법칙을 적용하여 알루미늄 봉으로 축소시켜 제작하였으며, 축소된 알루미늄 말뚝은 현장 말뚝과 비슷한 1.06배 정도 큰 휨 강성을 갖는

[표 2] 시험에 사용된 흙의 물성치

| 흙 종류 | 평균심도 (m) | 비중, G_s | 아터버그 한계 | | 단위중량 (kN/m^3) | 비배수 전단강도(kPa) | 통과중량백분율 | | | USCS |
|--------|----------|-----------|---------|-----|--------------------------|---------------|---------|-------|--------|-------|
| | | | LL(%) | PI | | | No.10 | No.40 | No.200 | |
| 모래섞인자갈 | 4.7, 1.8 | 2.68 | NP | NP | 19.5 | - | 29.4 | 7.6 | - | GP |
| 점토질 실트 | 4.0 | 2.66 | 32.1 | 9.4 | 17.8 | 40.0 | 100.0 | 98.1 | 80.5 | ML |
| 실트질모래 | 2.5 | 2.67 | NP | NP | 18.3 | - | 71.0 | 41.4 | 7.0 | SP-SM |
| 풍화토 | 0.5 | 2.67 | NP | NP | 20.0 | - | 83.8 | 79.4 | 3.0 | SP |
| 뒤채움재 | - | 2.70 | NP | NP | 19.0 | - | 60.8 | 26.4 | 1.9 | SW |

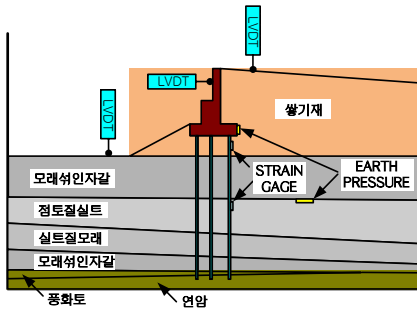
것으로 나타났다. 표 3에는 원형 말뚝과 상사법칙에 의해 축소된 모형 말뚝의 특성을 나타내었다.

[표 3] 상사법칙에 의한 모형말뚝

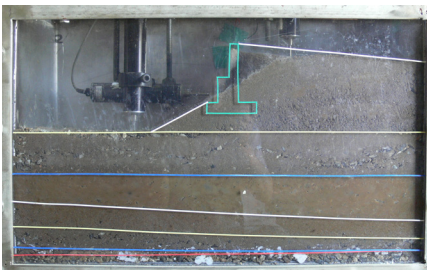
| | 단위 | 원형 | Model |
|---------|--------------------|-----------------------|------------------------|
| 외경 | mm | 508 | 5.5 |
| 길이 | m | 16 | 0.2 |
| 탄성계수(E) | GPa | 210(Steel) | 70(Aluminum) |
| 단면2차모멘트 | m ⁴ | 5.75×10 ⁻⁴ | 4.09×10 ⁻¹¹ |
| 휨강성(EI) | kPa·m ² | 120693.88 | 3.14×10 ⁻³ |
| 상사법칙 적용 | 1:n ⁴ | 120693.88 | 128723.67 |

3.2 시험에 사용된 모형단면

원심모형시험에 사용된 모형단면은 실제 현장 지반, 구조물을 단순화 하여 80:1로 축소시켜 그림 1과 같이 제작하였다. 또한, 말뚝에 작용하는 휨 모멘트와 응력을 측정하기 위하여 스트레인게이지를 모형말뚝에 부착하였으며, 지반과 교대의 토압, 변위를 측정하기 위하여 그림 1과 같이 토압계와 변위계를 설치 하였다. 그림 1를 토대로 모형토조에 모형지반을 조성하였으며 완성된 모형지반은 그림 2와 같다. 그림 2와 같은 모형지반 조성 시 바닥층은 쇄석과 석고를 혼합하여 연암층을 조성하고 여기에 모형말뚝을 설치, 말뚝 선단을 고정하여 연암지반에 근입된 말뚝구조물을 모사하고자 하였다.



[그림 1] 모형단면 및 계측기 설치 위치



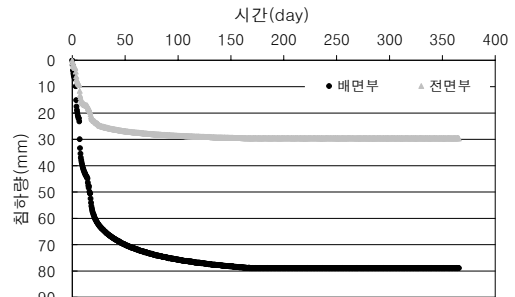
[그림 2] 모형지반 조성

3.3 원심모형 시험결과

지반의 침하량, 교대의 수평변위, 토압, 말뚝 휨모멘트 등에 대한 원심모형시험결과를 3.3.1~3.3.4에 정리하여 나타내었다. 이 연구에서는 원심모형시험결과 계측기로부터 얻어진 데이터를 상사법칙을 적용하여 현장에서 실제 발생할 것으로 예측되는 값으로 환산하여 나타내었다.

3.3.1 교대 전면부와 배면부 지반 변위

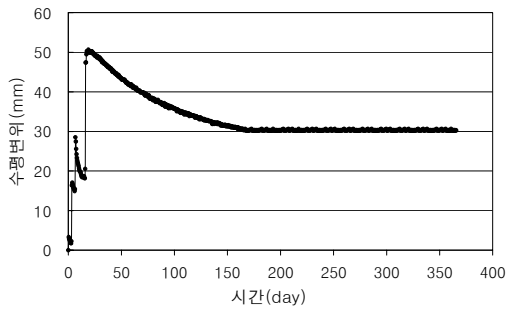
원심모형시험결과 현장에서 발생하는 지반 변위를 그림 3에 나타내었다. 그림 3에서와 같이 현장에서는 교대 전면부의 경우 30mm, 배면부의 경우 80mm의 지반 침하가 발생하는 것으로 나타났다. 침하량은 거의 대부분이 시공 초기에서 발생하는 것으로 나타났고, 배면부의 침하량이 전면부에 비해 2.7배정도 침하가 더 발생하는 것으로 나타났다. 시험전 교대의 측방유동이 발생할 경우 교대 전면부 지반에 용기가 발생할 것으로 예측하였으나 예상과 달리 교대 전면, 배면부 모두에서 침하가 발생하였으며 이와 같은 결과가 나타난 이유는 점토질실트지반의 압밀침하 때문인 것으로 판단된다.



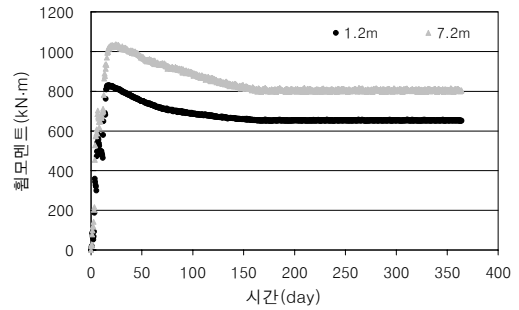
[그림 3] 시간-지반 변위량 그래프

3.3.2 교대의 수평 변위

시험 결과 현장에서 발생하는 교대 수평변위는 그림 4에서와 같이 뒤채움 성토 직후에 50mm 정도 발생하였지만 시간이 경과함에 따라 상당히 감소하는 경향을 나타내었다. 이는 시험시 순간적인 하중이 교대에 작용하여 최대 변위량이 발생한 후에 말뚝 탄성으로 인하여 일정부분 변위가 회복되었기 때문인 것으로 판단된다. 하지만 수렴 변위량(30mm) 역시 교대의 허용 수평변위량(15mm)을 초과하는 것으로 나타나 이 연구에서 검토한 교대 구조물의 경우 측방유동에 대한 대책공법이 필요하다고 판단된다.



[그림 4] 시간-교대 수평변위량 그래프



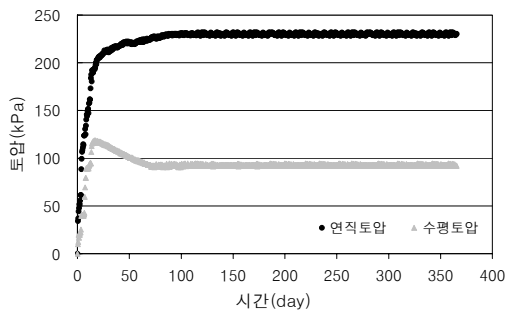
[그림 6] 시간-휨모멘트 그래프

3.3.3 연직토압 및 수평 토압

이 연구에서는 뒤채움 성토 하부 연약층에 작용하는 연직토압과 성토하중으로 인하여 교대에 작용하는 수평토압을 측정하였으며 그 결과를 그림 5에 나타내었다. 그림 5에서와 같이 성토하중으로 인하여 연약지반에 발생하는 연직응력은 약 230kPa인 것으로 나타났으며, 성토하중으로 교대에 작용하는 수평토압은 성토 직후 약 120kPa이 작용하고 시간이 지남에 따라 점차 감소하는 것으로 나타났다. 이러한 경향은 그림 4와 유사하며 교대에 발생하는 수평변위로 인해 토압이 점차 감소하는 것으로 판단된다.

3.3.4 말뚝에 작용하는 휨모멘트

그림 6은 모형말뚝에 부착한 스트레인게이지로 모형말뚝에 작용하는 휨모멘트를 구하고 이 결과를 상사법칙을 적용하여 실제 현장말뚝에서의 휨모멘트로 나타낸 것이다. 시험결과 최대 휨모멘트는 교대바닥(말뚝 두부)에서 1.2m 떨어진 곳에서 820kN·m, 7.2m 떨어진 곳에서 1030kN·m이 발생하는 것으로 나타났다. 휨모멘트 역시 수평 변위량과 같이 재하직후에 최대 값이 발생한 후 점차 감소하는 경향을 보였으며, 이 역시 원심모형시험기 작동시 회전 원심력 작용으로 순간적으로 발생한 하중으로 인하여 발생한 변위가 말뚝의 탄성력에 의해 점차 복원되려는 성질 때문에 발생한 것으로 판단된다.



[그림 5] 시간-토압 그래프

4. 수치해석

4.1 수치해석에 사용된 프로그램

이 연구에서는 수치해석을 위하여 FEM(Finite Element Method)에 근거한 MIDAS/GTS를 이용하였다. 이 프로그램의 재료모델 및 응력-변형 구성모델은 시공 단계해석을 적용하는데 적합하며, 해석에 필요한 다양한 해석법을 제공한다.

4.2 수치해석에 사용된 지반 물성치

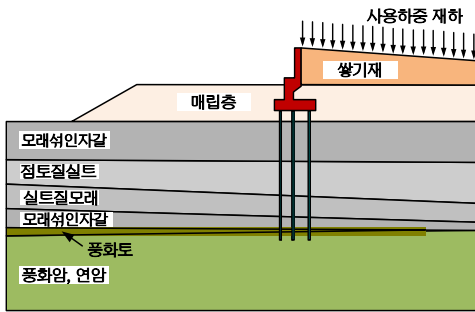
수치해석에서 사용한 지반 물성치는 기본 자료와 지반 조사 결과를 고려하여 표 4와 같이 선정하였다.

[표 4] 수치해석에 사용된 지반 물성치

| 구 분 | 단위중량 (kN/m ³) | 점착력 (kN/m ²) | 내부 마찰각 (°) | 변형계수 (kN/m ²) | 포아송비 | |
|-----|------------------------------|-----------------------------|------------------|------------------------------|--------|------|
| 쌓기재 | 19.0 | 15.0 | 25 | 10,000 | 0.40 | |
| 매립층 | 19.0 | 0.0 | 30 | 10,000 | 0.40 | |
| 점성토 | 17.8 | 40.0 | 0 | 2,000 | 0.40 | |
| | 모래 | 18.3 | 0.0 | 30 | 10,000 | 0.35 |
| | 자갈 | 19.5 | 0.0 | 35 | 40,000 | 0.30 |
| 풍화토 | 20.0 | 15.0 | 33 | 10,000 | 0.35 | |
| 풍화암 | 21.0 | 30.0 | 35 | 200,000 | 0.30 | |
| 연암층 | 25.7 | 190.0 | 37 | 1,700,000 | 0.29 | |

4.3 지반 모델링

검토 단면과 지반 주상도를 바탕으로 지반을 모델링하였다. 3차원 해석은 Solid 성분을 이용하여 Geometry를 생성한 다음 Mesh를 생성하여 해석을 실시하였다. 그림 7과 같은 지반 단면을 모델링 후 다음 단계에 따라 해석을 수행하였다.



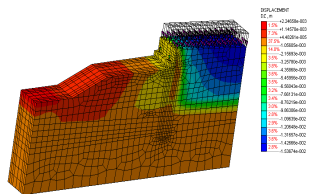
[그림 7] 수치해석에 사용된 지반 단면

- ① 교대, 말뚝설치 및 성토하중 재하
- ② 압성토 설치
- ③ 사용하중 재하
- ④ 말뚝, 교대, 지반의 변위 및 응력을 순차적으로 산정
- ⑤ 강도감소법에 의한 교대 사면안정해석 실시
- ⑥ 수렴될 때 까지 반복계산

4.4 수치해석 결과

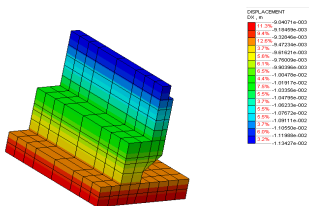
4.4.1 시공단계에 따른 교대 및 지반의 안정성

측방유동에 대한 대책공법으로 압성토를 적용한 수치 해석 모델에 대한 해석 결과 사용하중 작용시 지반에 발생하는 연직변위(그림 8)와 수평변위는 교대 배면부에서 최대값인 15.4mm 및 13.4mm가 발생하는 것으로 나타났다.



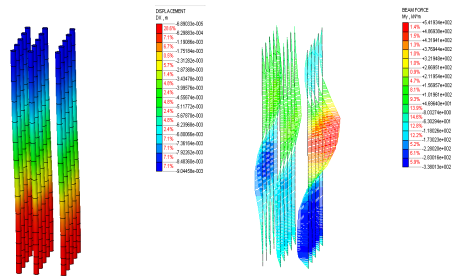
[그림 8] 지반 연직변위(최대 15.4mm)

그림 9에서와 같이 교대 수평변위는 교대 상부에서 최대 11.3mm 발생하는 것으로 나타났으며, 이 값은 교대의 허용수평변위량 15mm 이내이다.



[그림 9] 교대 수평변위(최대 11.3mm)

그림 10에는 수치해석 결과 말뚝에 발생하는 수평변위와 휨모멘트를 나타내었다. 해석결과 말뚝에 발생하는 수평변위는 최대 9.04mm로 허용변위량인 15mm 이내인 것으로 나타났다. 또한, 말뚝에 작용하는 휨 모멘트는 말뚝 중간 부분에서 최대 504.93kN·m가 작용하는 것으로 나타났다.

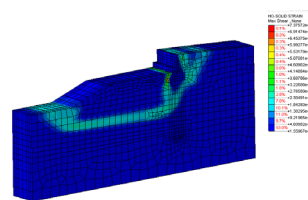


(a) 수평 변위 (최대 9.04mm) (b) 휨모멘트 (최대 : 504.93 kN·m)

[그림 10] 말뚝에 대한 수치해석 결과

4.4.2 교대사면안정해석 결과

이 연구에서는 강도감소법을 이용하여 압성토공법을 적용한 교대 구조물에 대해 사면안정해석을 실시하였으며 그 결과를 그림 11에 나타내었다. 해석결과 말뚝기초 교대의 안전율은 2.29으로 기준 안전율 1.8(표 1 참조)을 만족하는 것으로 나타났다.



[그림 11] 사면안정해석결과(안전율 2.29)

5. 결론

이 연구에서는 연약지반에 설치될 교대에 대한 측방유동 발생 여부를 원심모형시험을 이용하여 검토하였고, 이에 대한 대책공법으로 압성토공법을 적용하여 수치해석을 통해 안정성 평가를 수행하였다. 원심모형시험과 수치해석을 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 원심모형시험결과와 교대 수평변위는 최대 약 50mm, 수렴 후 약 30mm가 발생하여 허용수평변위량 (15mm)을 초과하는 것으로 나타나 교대 측방유동

에 대책 공법이 필요할 것으로 판단된다.

- 2) 교대 측방유동에 대한 대책 공법으로 압성토공법을 적용한 단면에 대한 수치해석 결과 최대 교대 수평 변위는 11.3mm, 말뚝 수평변위는 9.04mm가 발생하는 것으로 나타나 공법 적용 후 측방유동에 대해 안정한 것으로 판단된다.
- 3) 압성토공법 적용시 교대 및 말뚝의 수평변위 외에 지반 침하량, 말뚝 휨모멘트 등도 현저히 감소하는 것으로 나타났다.
- 4) 압성토공법을 적용한 교대에 대한 사면안정해석결과 기준 안전율 1.8보다 큰 2.29로 나타나 사면안정율을 이용한 측방유동에 대해서도 안정한 것으로 나타났다.

참고문헌

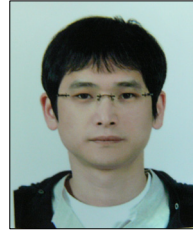
- [1] 이춘석, “토질 및 기초공학 이론과 실무”, 예문사, pp. 425, 2008.
- [2] Peck, R. B., “Deep Excavation and Tunneling in Soft Graound” Proc. of 7th ICSMFE, State of the Art Volume, pp. 225-290, 1969.
- [3] Tschebotarioff, G. P., “Lateral pressure of clayey soils on structures” Proc. of 8th ICSMFE, Special Session 5, Moscow, Vol. 4.3, pp. 227-280, 1973.
- [4] De Beer, E. E. and Wallays, M., “Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles”, Proc. of 5th ICSMFE, Madrid, pp.325-332, 1972.
- [5] 홍원표, 권오현, 한중근, 조성한, “연약지반상 교대의 측방이동에 관한 연구”, 한국지반공학회논문집, 제 10권, 제 4호, pp.53-65, 1994.
- [6] 홍원표, 송영석, 신도순, 손규만, “측방유동 연약지반상 교대의 안정성”, 한국지반공학회 논문집, 제 17권, 제 4호, pp.199-208, 2001.
- [7] 홍원표, 송영석, 조용량, “연약지반상 교대측방이동에 대한 판정”, 한국지반공학회논문집, 제 17권, 제 4호, pp.269-278, 2001.
- [8] 高速道路 調査會, “軟弱地盤の側方變形豫測に關する研究報告書”, 日本道路公團, 1989.
- [9] 日本 建設省土木研究所, “橋臺の側方移動に關する研究”, 土木研究所資料 第 1804, 1981.
- [10] 高速道路調査會, “軟弱地盤上の橋臺移動に關する調査研究報告書”, 日本, 1981.
- [11] 한국도로공사 도로연구소, “교대변위 억제대책에 관한 연구(II),” 도로연 96-46-12, 한국도로공사, 1996.
- [12] Bozozuk, M., “Bridge Foundations Move”,

Transportation Research Record 678, Washington D.C., pp.17-21, 1978.

- [13] Franke, E., “German Recommendations on Passive Piles”, Proc. of 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.193-194, 1977.

유 완 규(Wan-Kyu Yoo)

[정회원]



- 2004년 2월 : 명지대학교 토목 환경공학과 (공학사)
- 2006년 2월 : 명지대학교 토목 환경공학과 (공학석사)
- 2006년 3월 ~ 현재 : 명지대학교 토목환경공학과 박사과정

<관심분야>
토질역학, 기초공학

김 기 일(Ki-Il Kim)

[정회원]



- 2009년 2월 : 명지대학교 토목 환경공학과 (공학사)
- 2009년 3월 ~ 현재 : 명지대학교 토목환경공학과 석사과정

<관심분야>
토질역학, 기초공학

김 병 일(Byoung-Il Kim)

[정회원]



- 1987년 2월 : 서울대학교 토목공학과 (공학사)
- 1989년 2월 : 서울대학교 토목공학과 (공학석사)
- 1994년 2월 : 서울대학교 토목공학과 (공학박사)
- 1995년 3월 ~ 현재 : 명지대학교 토목환경공학과 교수

<관심분야>
토질역학, 기초공학