

측방유동 연약지반상 파일슬래브로 보강된 교대의 안정

The Stability of Bridge Abutment Reinforced by Pile-slab on Soft Ground Undergoing Lateral Flow

홍 원 표¹ Hong, Won-Pyo

송 영 석² Song, Young-Suk

Abstract

A site investigation has been performed for bridge abutments constructed on soft ground, which are deformed laterally by backfill. As the result from the evaluation of lateral movement in bridge abutment, the foundation piles were not considered as the passive pile at the design stage and the period for soft ground improvement was not proper. In order to prevent lateral movement of bridge abutment, the pile slab is proposed as a countermeasure. This method can effectively prevent the lateral flow of soft ground, since the overburden surcharge due to backfill on soft ground would be effectively delivered to bedrock through the piles in soft ground. The instrumentation system is designed and installed to investigate the behavior of bridge abutment on soft ground reinforced by pile slab. The instrumentation results show that pile slab effectively resists to the lateral movement of bridge abutment due to backfill. Also, the surcharge loads due to backfill are transmitted to the bedrock through piles. It confirms that the pile slab effectively resists to the lateral movement of bridge abutment due to backfill and the applied design method is reasonable.

요 지

연약지반상에서 교대 뒷채움으로 인하여 측방이동이 발생된 교대에 대하여 현장조사를 수행하였다. 교대측방이동의 원인을 분석한 결과, 설계시 교대기초말뚝을 수동말뚝으로 고려하지 않고, 연약지반에 대한 개량이 충분히 이루어지지 않은 것으로 조사되었다. 교대측방이동에 대한 대책공법으로 파일슬래브 공법이 제안되었다. 이 공법은 교대배면의 성토하중을 말뚝을 통하여 지지층으로 전달함으로써 연약지반의 측방유동을 효과적으로 방지할 수 있다. 연약지반상 파일슬래브공법으로 보강된 교대의 거동을 조사하기 위하여 현장계측을 수행하였다. 현장계측결과 파일슬래브 공법은 교대뒷채움으로 인한 측방이동에 대하여 효과적으로 저항하는 것으로 나타났으며, 뒷채움으로 인한 성토하중은 말뚝을 통하여 지지층으로 전달됨을 알 수 있다. 이를 통하여 파일슬래브공법의 교대측방이동에 대한 억제효과를 확인할 수 있으며, 적용된 설계법의 합리성을 검증할 수 있다.

Keywords : Bridge abutment, Field measurement, Lateral flow, Pile-slab method, Soft ground

1. 서 론

날로 급증하는 교통수요에 대비하고 국내 경제의 불

류 수송로를 확보하기 위하여 지속적인 고속도로 건설이 진행되고 있다. 그러나 국토가 한정된 우리나라에서는 연약지반을 피하여 도로를 건설할 수 없는 현실에

1 정희원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Eng. Chung-Ang Univ.)

2 정희원, 한국지질자원연구원 지질환경재해연구부 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Geological & Environmental Hazards Div., Korea Institute of Geoscience & Mineral Resources (KIGAM), yssong@kigam.re.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 2월 28일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

있다. 최근 서, 남해안의 고속도로 건설에 있어서도 대부분 연약지반상에 도로가 시공되고 있는 실정이다. 연약지반상에 도로를 시공하기 위하여 성토를 하거나 교대, 옹벽 등의 구조물을 축조한 후 뒤채움을 실시할 경우 연약지반에는 편재하중이 작용하게 되어 수평방향 응력이 증가하게 되며, 이로 인하여 측방유동이나 융기 현상 등이 발생하게 된다(Peck, 1969; Tschebotarioff, 1973; De Beer, 1977). 이러한 연약지반상의 편재하중으로 인한 측방유동의 발생은 지반구조물에 대한 많은 문제를 야기시키고 있다(Heyman and Boersma, 1961; Leussink and Wenz, 1969; Marche and Lacroix, 1972; Franke, 1977; Ingold, 1977; Ito et al., 1979; Kimura et al., 1994). 최근 우리나라에서도 이에 대한 관심이 점차적으로 증가되고 있으며, 이와 관련된 연구도 계속적으로 수행되고 있다(홍원표 등, 1991; 안종필과 홍원표, 1994; 조성민, 1998; 박재석, 2003).

교대의 측방이동현상은 교대기초말뚝의 설치지점이 연약지반으로 구성되어 있고, 지반개량 및 강도증진 등의 개선없이 재하되는 교대배면의 성토하중으로 인하여 연약지반에서 측방유동이 발생되어 진다. 또한, 연약지반상의 교대기초말뚝은 전형적인 수동말뚝(De Beer, 1977)임에도 불구하고 수동말뚝으로서 설계되지 않기 때문에 수많은 교대측방이동이 발생된다. 그러나, 최근에는 교대측방이동에 대한 연구가 많이 이루어지고 있으며(홍원표 등, 1994; 2001a; 2001b; 한국도로공사, 1996; 서정주 등, 2003; 이진형 등, 2003), 일부는 설계단계에서 교대기초말뚝을 수동말뚝으로 고려하여 검토하고 있다. 현재 교대측방이동에 대한 안정성 검토는 사면안전율에 의한 판정법(高速道路調査會, 1979; 홍원표 등, 1994; 2001a)과 경험적인 지수를 이용한 간편법(Tschebotarioff, 1973; 高速道路調査會, 1981; 建設省土木研究所, 1981)으로 판정하고 있다.

연약지반상에서 교대의 측방이동을 방지하기 위하여 현재까지 다양한 대책공법들이 제시되어 왔으나 안정성 및 경제성 측면에서 유효 적절한 대책공법을 결정하는 것은 용이하지 않다. 본 연구에서는 교대의 측방이동이 발생된 현장사례를 토대로 이에 대한 합리적인 대책공법을 마련하고자 한다. 이를 위하여 먼저 교대측방이동이 발생되었는지 검토하였고, 교대의 안정성에 문제가 있다고 판단되면 합리적인 대책공법을 선정하여 교대의 안정성을 확보하고자 한다.

이러한 일련의 연구를 수행하기 위하여 먼저 대상 지반의 토질역학적 특성을 파악한다. 또한, 지반의 토질정

수를 적용하여 교대측방이동에 대한 안정해석을 수행하고, 이를 통하여 교대측방이동의 발생여부를 판단하고자 한다. 만약 교대에 측방이동이 발생될 것으로 판단되면 향후 교대가 측방이동이 발생되지 않도록 대책공법을 선정한다. 선정된 대책공법으로 보강작업이 이루어진 후의 교대측방이동 발생여부를 판단하고 현장계측을 실시하여 대책공법의 보강효과 및 교대의 안정성을 확인한다.

2. 교대측방이동 대책공법

교대의 측방이동에 영향을 미치는 요인으로 ① 교대 배면의 성토고, ② 교대배면 성토재료의 단위중량, ③ 연약층의 전단강도, ④ 연약층의 두께, ⑤ 교대형식, ⑥ 교대치수, ⑦ 기초형식, ⑧ 기초강성을 들 수 있다(홍원표, 1994). 따라서, 교대측방이동을 방지할 수 있는 대책공법은 이들 영향요인을 개선시키는 것이 기본적인 접근방법이 될 것이다. 현재 여러 가지 방법이 제안 사용되고 있으나 이들을 체계적으로 정리하여 보고자 한다.

우선 측방이동이 발생하는 교대가 설치되어 있는 지반을 위치별로 구분하면 ① 뒤채움성토부, ② 연약지반부, ③ 교대부, ④ 기초부와 같은 네부분으로 분류할 수 있다. 앞서 열거한 영향요인은 결국 이 네부분 속에 관련된 요인이라 할 수 있다. 즉, 뒤채움 성토부에는 편재

표 1. 교대측방이동 대책공법

대상부분	개량원리	대책공법
뒤채움성토부	편재하중경감	연속 컬버트박스 공법
		파이프매설 공법
		박스매설 공법
	배면토압경감	EPS공법
		슬래그성토공법
		소형교대공법
연약지반부	압밀촉진에 의한 지반강도증대	AC공법
		압성토공법
	화학반응에 의한 지반강도증대	프리로딩공법
		샌드컴팩션파일공법
기초부	기초강성증대	생석회말뚝공법
		주입공법
교대부	교대형식	치환공법
		벽식교대 지양
	교대치수	소형교대공법
기초부	기초형식	AC공법
		교축방향길이 증대
	기초강성증대	케이스기초 지양
성토지지말뚝		
		버팀슬래브공법

하중에 관련되는 성토고와 성토재료의 단위중량이 고려될 수 있고, 연약지반부에는 연약지반의 두께와 전단강도가 고려될 수 있다. 또한, 교대부에는 교대의 형식과 치수가 고려될 수 있고 기초부에는 기초의 형식과 강성이 고려될 수 있다. 따라서, 이들 부분으로 구분하면서 교대측방이동에 대한 대책공법을 정리하면 표 1과 같이 나타낼 수 있다.

3. 사례현장

3.1 현장개요

본 연구의 대상현장은 ○○산업도로중 ○○육교로서, 교량의 단면도는 그림 1과 같이 나타낼 수 있다. 그림에서 보는 바와 같이 상부구조형식은 Steel Box Girder 교이고, 교장은 100m, 교폭은 35.8m이며 왕복 6차선으로 시공되었다. 그리고, 하부구간 교각은 라멘형, 교대는 역 T형으로 되어 있으며, 교각 및 교대기초는 강관말뚝으로 시공되었다. 시공순서는 교대배면의 연약지반개량공, 하부공 그리고 상부공 순으로 이루어졌다. 먼저, 연약지반개량공은 샌드콤팩션파일공법과 프리로딩공법을 병용하였으며, 샌드콤팩션파일공법 적용시 모래기둥의 직경은 70cm이며 2.4m 간격으로 정사각형 배치하여 시공하였다. 성토는 3단계로 나누어 실시하였고, 각 단계별 성토고는 3.1m이며 6개월간 이루어졌다. 그리고, 연약지반개량공은 교대배면 지반만을 대상으로 수행되었다. 하부공은 터파기, 말뚝향타, 그리고 구체시공의 순으로 시공되었으며, 상부공은 강교제작, 슈(shoe)설치, 강교설치, 그리고, 슬래브(slab) 콘크리트의 순으로 시공되었다.

3.2 지반특성

3.2.1 지반특성 이력

대상현장에 대한 지반조사는 그림 2에서 보는 바와 같이 총 4회에 걸쳐서 실시되었다. 첫 번째 지반조사는 실시설계를 위해 1994년 9월에 실시하였다. 그 후 1996년 11월에 지반침하 검토를 목적으로 2차 지반조사를 실시하였으며, 3차 지반조사는 1998년 12월에 대상교량의 정밀안전진단을 위해 실시하였다. 4차 지반조사는 교대배면 지반의 개량정도와 교대측방이동 발생가능성 여부를 판단하기 위하여 1999년 9월에 실시하였다.

먼저, 교대배면 개량지반의 점토층에서 각 지반조사 시 채취한 불교란시료를 대상으로 각종 물리적 특성시험과 실시한 결과를 비교 검토하였다. 검토결과 4회에 걸쳐 실시된 각각의 물리적 특성은 큰 차이가 없이 거의 비슷함을 알 수 있다. 자연함수비는 30~40%범위내에 있으며, 액성한계도 28~45%범위내에 분포하고 있어 자연상태의 함수비가 액성한계시의 함수비와 거의 같음을 알 수 있다. 소성지수는 대부분 10~20정도로 나타나고 있다.

그림 3은 시간경과에 따른 점토층의 액성지수 변화를 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 점성토층의 액성지수는 대부분 1에 근접하거나 1을 초과하는 있다. 이는 점성토층은 거의 액체상태에 있어 유동성이 상당히 큼을 의미한다. 따라서, 현재 점성토층은 압밀이 제대로 이루어지지 않은 정규압밀점토상태로 매우 연약한 상태임을 알 수 있다.

그리고 교대배면 개량지반의 점토층에서 각 지반조사 시 채취한 불교란시료를 대상으로 수행된 각종 역학

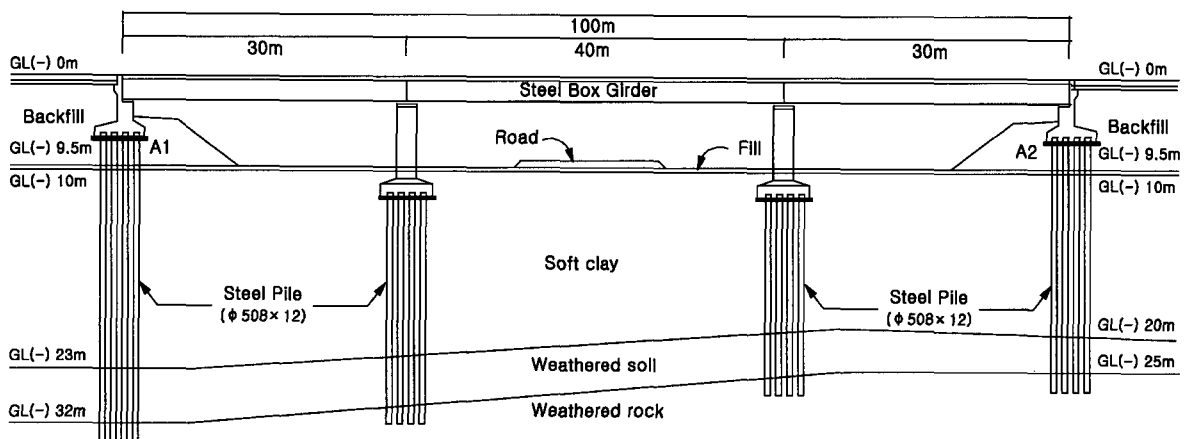


그림 1. 교량 단면도

적 특성시험 결과를 비교 검토하였다. 4차 지반조사시 교대배면 개량지반의 강도가 교대전면의 미개량지반보다 약간 크게 나타나고 있어 미소한 개량효과가 있는 것이 확인되었다. 그러나, 교대배면의 개량지반의 역학적 특성은 기존에 실시된 시험으로부터 얻은 결과들과 비교하여 보면 큰 차이가 없는 것을 알 수 있다. 점토층의 일축압축강도는 $0.50 \sim 0.86 \text{ kg/cm}^2$ 정도로 각각의 시험결과가 비슷하게 나타나고 있다. 그리고, 압밀시험에서 구한 압축지수는 기존의 시험값들과 별 차이가 없

는 것으로 나타났다.

그림 4는 시간경과에 따른 비배수전단강도의 변화를 나타낸 것으로, 비배수전단강도는 삼축압축시험(UU-Test)과 일축압축시험으로부터 추정된 값이다. 그리고 1994년부터 1999년까지 총 4회에 걸쳐 수행된 지반조사에서는 매회 동일한 깊이에서 시료채취 및 전단강도측정이 이루어지지 않았으므로, 비배수전단강도는 깊이별로 측정된 값의 평균값을 적용한 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 지반의 비배수전단강도는 시간이 경과함에 따라 약간 증가하는 경향이 있으나 1998년 7월 이후에는 강도변화가 거의 없는 것으로 나타나고 있어 향후 강도증가는 거의 없을 것으로 예상된다. 따라서, 시간에 따른 강도증가가 거의 나타나지 않고 있어 SCP의 지반개량 효과가 크지 않아 점성토의 압밀이 충분히 이루어지지 않았음을 알 수 있다.

시추조사위치도

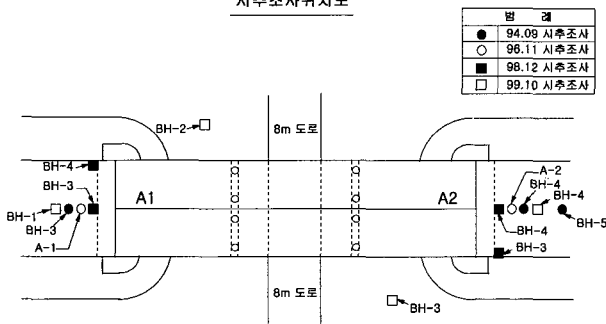


그림 2. 지반조사 위치 및 이력

3.2.2 현재의 지반특성

현재 대상현장의 지층은 그림 5에서 보는 바와 같이 상부로부터 매립토층, 해성퇴적층, 풍화토층 및 풍화암층으로 구성되어 있다. 매립토층은 실트질 모래로 구성되어 있으며, 표준관입시험결과 $3/30 \sim 15/30$ 으로 매우 느슨 내지 보통조밀한 상대밀도를 나타내고 있다. 해성 퇴적층은 주로 실트질 점토로 구성되어 있으며, 표준관입시험결과 $1/30 \sim 2/30$ 으로 매우 연약한 상태임을 알 수 있다. 풍화토층은 풍화암이 물리화학적 풍화작용을 받아 생성된 것이며, 표준관입시험결과 $12/30 \sim 25/30$ 으로

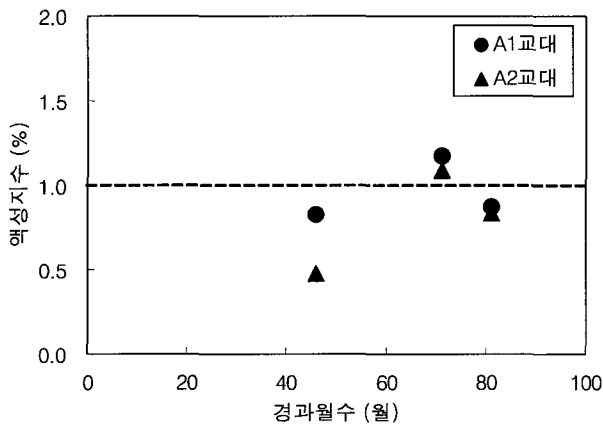


그림 3. 시간경과에 따른 점토층의 액성지수 변화

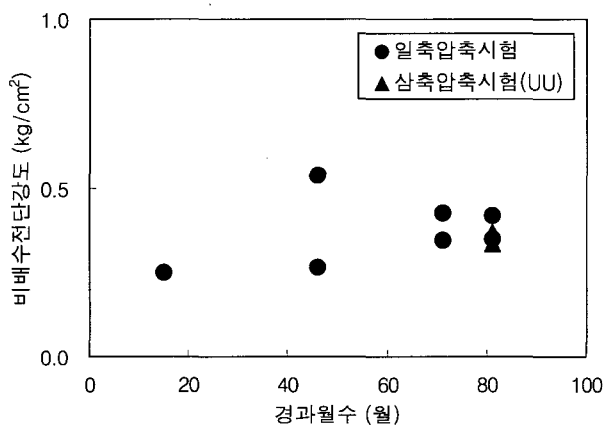


그림 4. 시간경과에 따른 비배수전단강도의 변화

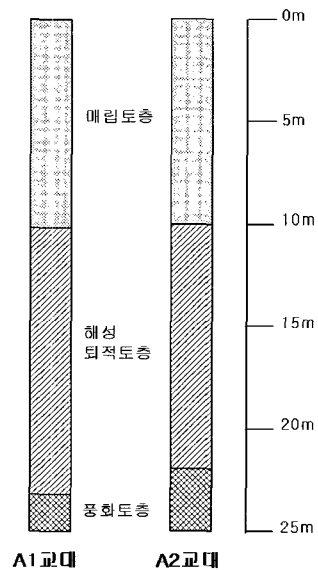


그림 5. 현재 토질주상도

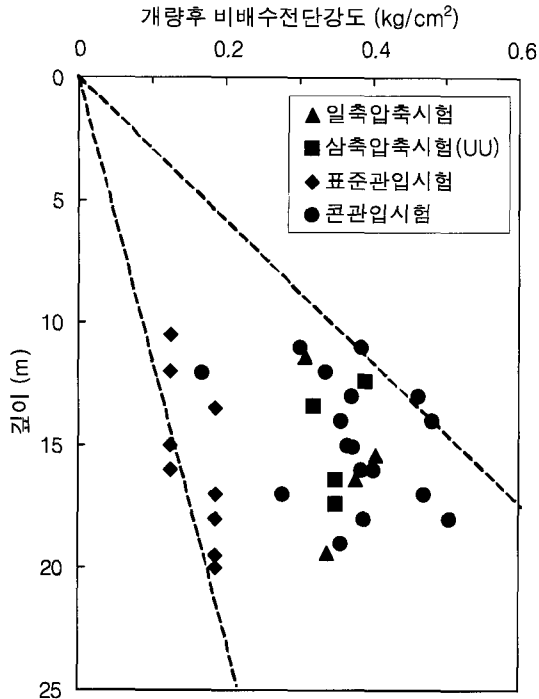


그림 6. 깊이에 따른 비배수전단강도

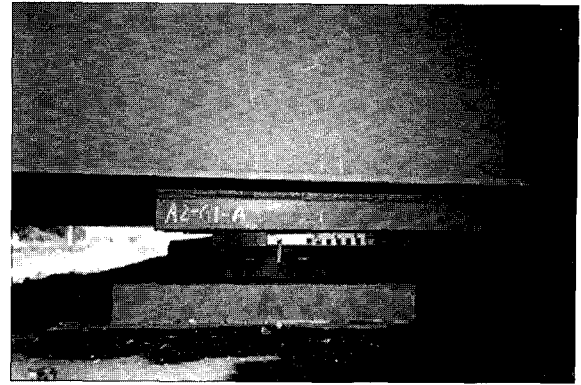
로 견고내지 매우 견고한 상태를 나타내고 있다. 그리고, 풍화암층은 압으로서의 역학적 성질은 거의 상실하였으나 암의 구조 및 조직을 보유하고 있는 상태이다.

그리고 그림 6은 현재 A1 및 A2 교대배면 개량지반의 심도별 강도의 변화를 도시한 것이다. 그림에서 비배수전단강도는 일축압축시험, 표준관입시험, 콘관입시험으로부터 추정된 값과 삼축압축시험(UU-Test)으로부터 얻은 값을 도시한 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 개량된 점토층의 비배수 전단강도는 심도가 깊어짐에 따라 증가하는 경향을 보이고 있다.

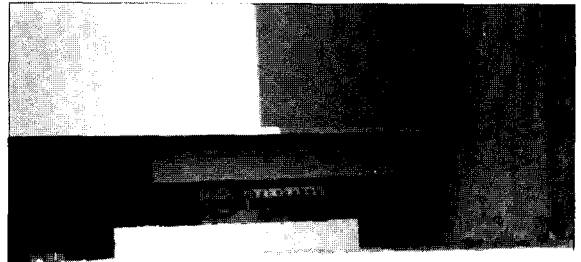
4. 교대의 측방이동

4.1 교대측방이동 현황

대상현장의 교량에 대한 2차례 현장답사를 통하여 교대의 거더 받침에 설치된 Shoe Indicator 이동량을 확인할 수 있었다. 확인결과 상부거더의 시공이 완료된 이후에도 교대의 측방이동은 계속적으로 발생함을 알 수 있었다. 그림 7은 교대에 설치되어 있는 Shoe Indicator의 이동량을 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 1차 현장답사시 우측교대 1열에 설치된 Shoe Indicator는 중앙에서부터 약 8cm정도 이동한 것으로 나타났다. 그리고, 70일이 지난 이후 2차 현장답사시 동일한 Shoe



(a) 1차 현장답사시



(b) 2차 현장답사시

그림 7. Shoe Indicator 이동량 육안관찰

Indicator의 이동량을 조사한 결과 중앙으로부터 약 10cm 정도 더 이동한 것으로 나타났다. 따라서, 70일동안 교대는 약 2cm정도의 측방이동이 발생됨을 알 수 있으며, 현재에도 계속적으로 교대의 측방이동이 일어남을 알 수 있다.

4.2 교대측방이동 판정

4.2.1 원호활동에 의한 판정

교대측방이동에 영향을 주는 요소를 복합적으로 가장 잘 표현할 수 있는 인자는 사면안전율이다. 따라서, 본 방법(홍원표 등, 1991)은 사면안전율과 교대측방변위의 관계로부터 교대측방이동 여부를 판정할 수 있는 방법이다. 홍원표 등(1991)은 국내 12개 교대측방이동 사례에 대한 자료를 이용하여 사면안전율과 교대측방변위와의 관계를 조사한 결과 사면안전율은 말뚝의 사면안정효과를 무시한 경우 1.5이하, 말뚝의 사면안정효과를 고려할 경우 1.8이하에서 교대측방이동이 발생할 우려가 있다고 제시한 바 있다.

또한, 홍원표 등(2001a)은 교대기초말뚝의 응력만을 고려하여 사면안정해석을 실시할 경우 교대의 측방변

위는 과다산정되므로 말뚝의 응력보다 축방변위를 기준으로 사면 및 말뚝의 안정을 판정함이 합리적이라고 제안하였다. 그리고, 교대축방이동에 대한 사면안정해석을 실시할 경우 교대기초말뚝의 사면안정효과와 교대의 축방변위는 반드시 고려되어야 한다고 제안하고, 이 방법을 국내 30개 사례현장에 적용하여 교대기초말뚝의 실측축방변위를 고려한 사면안정해석을 실시하였다. 해석결과 사면의 소요안전율은 말뚝의 사면안정효과를 고려하지 않은 경우 1.5이상, 말뚝의 사면안정효과를 고려한 경우 1.8이상 되어야 안전하다고 보고하였다.

그림 8은 말뚝효과를 무시한 경우와 말뚝효과를 고려한 경우에 대하여 SLOPILE(Ver3.0)프로그램을 이용하여 구한 교대의 사면안전율과 축방변위와의 관계를 나타낸 것이다. 교대안정해석에 적용된 토질정수는 지반조사 및 각종 시험결과로부터 결정하였으며, 표 2와 같이 나타낼 수 있다. 특히 점성토층의 비배수전단강도는 비압밀비배수 삼축압축시험, 일축압축시험, 표준관입시험의 결과를 이용하여 결정하였다. 그림에서 보는 바와 같이 A1교대의 사면안전율은 교대기초말뚝의 효과를 무시한 경우에는 교대의 사면안전율이 모두 1.5이하로,

말뚝효과를 고려한 경우에도 소요안전율 1.8이하로 나타났다. 따라서, 현재 교대축방이동이 발생하고 있을 가능성이 큼을 알 수 있다.

4.2.2 일본도로공단법에 의한 판정

일본 고속도로조사회(1981)에서는 75개의 교대사례를 대상으로 하여 수량화이론에 의한 요인분석을 실시하였다. 교대이동에 상관성이 높은 요인을 조합하여 축방유동지수(F)를 정의하였으며, 이 값으로 교대축방이동여부를 판정한다. 축방유동지수(F)는 안정계수 $c/\gamma H$ 를 연약층의 두께로 보정한 것으로 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다. 만약 이 값이 $4 \times 10^2 m^{-1}$ 이하이면 교대의 축방이동현상이 발생될 우려가 있다고 판정하고 있다.

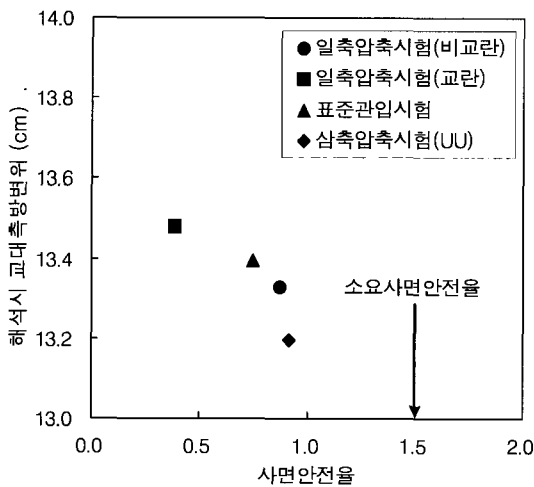
$$F(m^{-1}) = \frac{c}{\gamma H} \times \frac{1}{D} \quad (1)$$

여기서, c 는 연약층의 평균점착력, γ 는 성토재의 단위중량, H 는 성토고, 그리고, D 는 연약층의 두께이다.

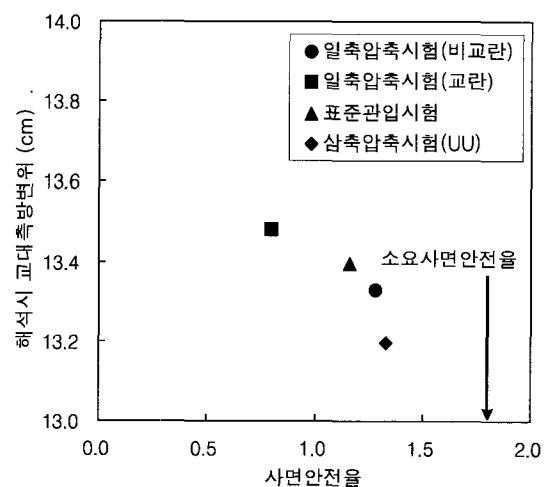
그림 9는 축방유동지수(F)와 사면안전율과의 관계를 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 A1교대의 경

표 2. 해석에 적용된 토질정수

지층	c (t/m ²)	ϕ (°)	γ (t/m ³)	비고
매립토층	-	30	1.900	
해성퇴적층 (연약점토층)	4.2(0.97')	-	1.831	일축압축시험(* : 교란시)
	3.7	-	1.831	삼축압축시험(UU시험)
	1.69	-	1.831	표준관입시험(N치)
풍화토층	-	20	1.900	
풍화암층	-	30	2.000	



(a) 말뚝효과를 무시한 경우



(b) 말뚝효과를 고려한 경우

그림 8. 원호활동에 의한 판정결과(A1교대)

우 연약지반의 측방유동지수는 모두 $3 \times 10^{-2} \text{m}^{-1}$ 이하로 나타났다. 따라서, 교대측방이동이 발생하고 있을 가능성이 매우 큼을 알 수 있다.

4.2.3 일본건설성 토목연구소법에 의한 판정

일본건설성 토목연구소(1981)에서는 교대측방이동과 관련된 요인으로 교대, 기초말뚝, 지반에 관한 각종요인이 고려되고 있으나, 교대의 측방이동이 흙구조물의 안정문제와 깊은 관련이 있는 성토의 안정계수를 기본으로 하고 있다. 여기에 연약층의 두께 D , 기초근입길이 L_p , 기초체폭의 합계 b (말뚝기초일 경우 말뚝지름의 총합), 교대폭 B , 교축방향 교대길이 L 등으로 보정하여 교대측방이동판정지수(I_L)를 정의하였다. 교대측방이

동판정지수는 식 (2)와 같이 나타내며, $I_L \geq 1.5$ 일 경우 교대측방이동의 우려가 있고 $I_L < 1.5$ 일 경우 교대측방이동의 우려가 없다고 판정한다.

$$I_L = \frac{D}{L_p} \frac{b}{B} \frac{D}{A} \frac{\gamma H}{c} = \mu_1 \mu_2 \mu_3 \frac{\gamma H}{c}$$

$$\mu_1 = D/L_p, \quad \mu_2 = b/B, \quad \mu_3 = D/A \quad (2)$$

그림 10은 교대측방이동판정지수(I_L)와 사면안전을과의 관계를 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 A1교대의 측방이동 판정지수는 3이상으로 측방이동 판정기준인 1.2를 상당히 초과하고 있는 것으로 나타났다. 따라서, 본 방법에 의한 판정결과에서도 현재 교대에 측방이동이 발생하고 있을 가능성이 큼을 알 수 있다.

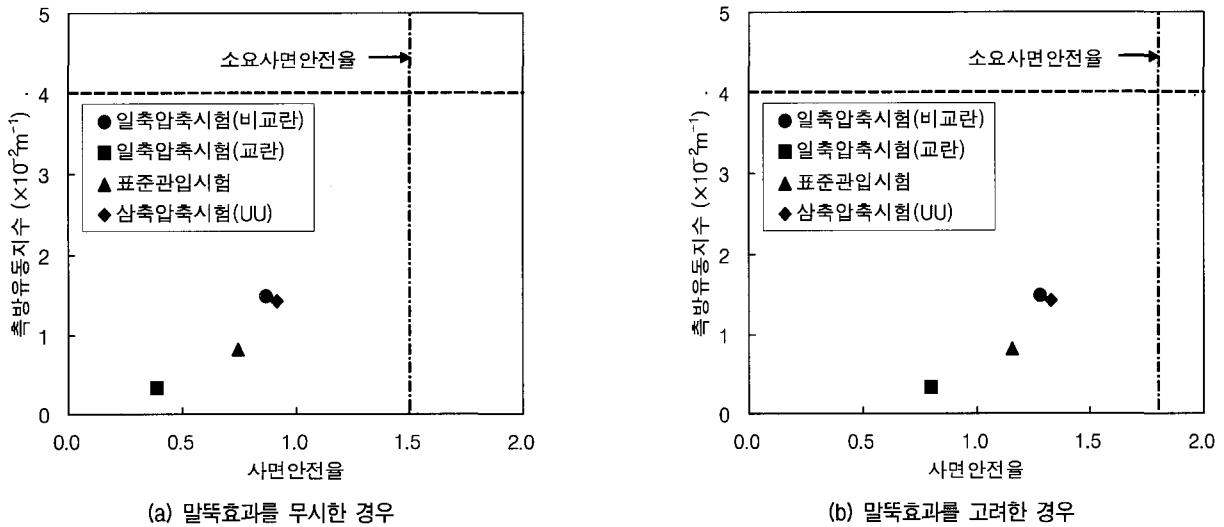


그림 9. 측방유동지수에 의한 판정결과(A1교대)

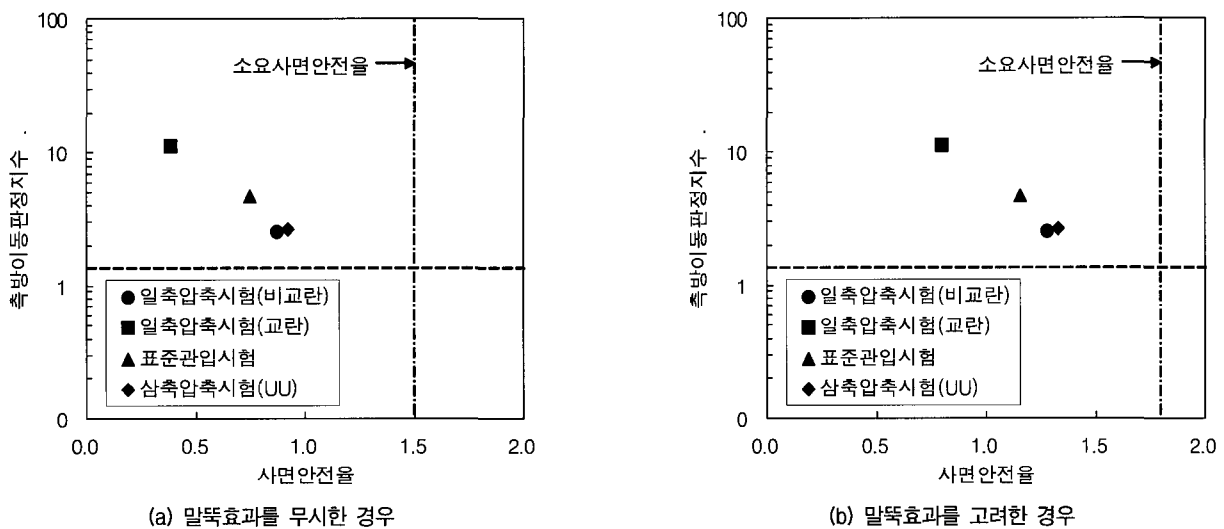


그림 10. 측방이동판정지수에 의한 판정결과(A1교대)

4.3 교대측방이동 원인분석 및 대책공법 선정

4.3.1 교대측방이동의 원인분석

현장 및 실내시험결과로부터 얻은 토질정수를 토대로 교대의 측방이동 발생여부를 판정한 결과 전술한 바와 같이 현재 교대의 측방이동이 발생되고 있는 것으로 확인되었다. 그리고, 앞으로도 계속적으로 교대의 측방이동이 일어날 것으로 예상되었다. 대상현장의 교대측방이동은 교대배면의 성토로 인한 상재하중의 증가로 하부 연약지반에 측방유동이 발생하여 교대기초말뚝에 과대한 변형이 발생한 것이 주된 원인이다. 또한, 교대 설계시 기초말뚝을 수동말뚝으로 고려하지 않았고 말뚝의 타입시기와 연약지반의 개량시기 및 성토를 확실하게 제시하지 못하여 연약지반의 개량이 충분히 이루어지지 않은 상태에서 교대배면의 뒷채움이 실시되었기 때문이다. 따라서, 합리적인 교대의 측방이동에 대한 대책공법의 마련되어야 할 것이다.

4.3.2 대책공법의 선정

교대측방이동에 대한 대책공법을 선정하기 위해서는 먼저 현장상황을 면밀히 파악한 후 교대의 측방이동을 발생시키는 원인을 제거할 수 있는 방안이 모색되어야 할 것이다. 대상현장의 교대측방이동 대책공법 선정시 고려사항은 연약지반의 사면활동에 대한 안정성 확보, 교대기초말뚝의 수평저항력 증대, 교대에 작용하는 편재하중 및 배면토압 경감, 연약지반의 강도증대, 그리고 기초의 강성증대 등이다. 대상현장에 적용이 가능한 교대측방이동 대책공법으로는 EPS공법, 파이프매설공법, AC공법, JSP공법, 단독말뚝공법 및 파일슬래브공법이

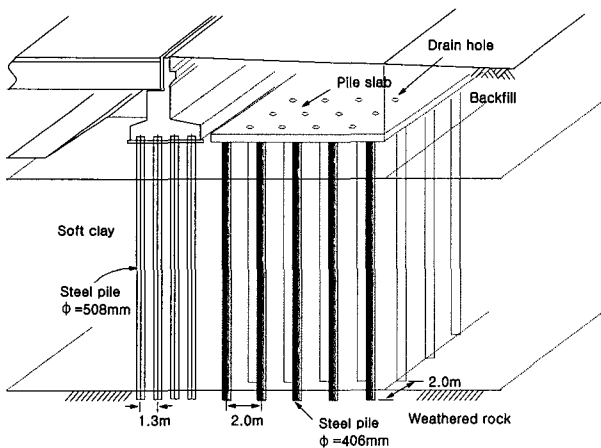


그림 11. 교대측방이동 대책공법(파일슬래브공법)

있으며, 각 공법에 대한 안전성, 시공성, 경제성 등을 모두 분석하였다(홍원표, 1999). 그 결과 현장조건에 가장 알맞는 대책공법으로 그림 11에서와 같이 성토지반말뚝공법중 파일슬래브공법을 제안하였다. 파일슬래브공법은 연약지반속에 기성말뚝을 설치하고, 말뚝두부전면을 철근콘크리트 슬래브로 연결하여 말뚝상부의 성토하중 전부를 지지층까지 직접 전달시키므로 연약지반에는 성토하중이 전달되지 않는다. 본 공법은 연약지반의 측방유동에 말뚝이 저항함으로써 기초지반의 강성을 증대시키고, 교대배면의 침하를 방지하므로 구조물과 성토지반사이의 단차를 방지할 수 있다. 그러나, 단점으로는 슬래브에 대한 설계가 추가적으로 이루어져야 한다.

파일슬래브공법은 말뚝이 성토하중 전부를 부담하고 있기 때문에 교대의 사면안전을 뿐만 아니라 무리말뚝의 허용지지력이 동시에 만족되어야 한다. 먼저 직경 406mm 강관말뚝을 2.5m간격으로 4열로 시공할 경우 말뚝효과 고려시 사면안전율은 A1의 경우 1.89, A2의 경우 1.97로서 소요사면안전율 1.8을 만족시키는 것으로 나타났다. 그러나, 교대의 측방이동에 따른 강관말뚝의 변형이 발생되어 말뚝저부에 소성영역이 약간 발생하였을 가능성은 있으므로 확실한 교대의 안정성 확보 차원에서 5열로 시공하는 것이 바람직하다. 강관말뚝을 2.5m간격으로 5열을 시공할 경우 말뚝슬래브에 작용하는 총하중(6,981t)은 무리말뚝의 허용지지력(5,240t)을 초과하게 되므로 연직지지력에 대한 말뚝의 안정에 문제가 있는 것으로 나타났다. 따라서, 교대배면 연약지반속에 강관말뚝을 가로 2.0m, 세로 2.0m 간격으로 5열이상 설치할 것을 제안하였다. 이때 말뚝효과 고려시 사면안전율은 A1의 경우 1.95, A2의 경우 2.04로서 소요사면안전율 1.8을 만족하며, 말뚝의 연직지지력 및 교대의 측방유동에 대하여 충분한 안정성을 확보할 수 있는 것으로 나타났다(Hong et al., 2001). 그리고, 파일슬래브의 폭은 최소한 성토사면의 저부폭까지 시공을 실시하여야 한다.

5. 현장계측

5.1 대책공법 시공

파일슬래브공법은 말뚝타입, 두부정리, 슬래브 철근 배근 및 콘크리트 타설, 성토 및 교대홍벽 재시공의 순으

로 시공하였다. 먼저 교대배면의 기존 성토층을 제거한 후에 강관말뚝을 타입하였다. 교대배면의 기존 성토층을 제거하였을때 교대기초말뚝의 변형은 일부 회복되었으며, 이러한 상태에서 교대받침 슈를 0으로 재설치하였다. 그림 11에서 보는 바와 같이 강관말뚝(ϕ 406mm)은 가로 2m 및 세로 2m 간격으로 설치되었으며, 총 5열로 시공하여 116본의 말뚝을 설치하였다. 그리고, 말뚝의 향타깊이는 풍화암 상단에서 2m까지 관입하였다. 말뚝의 타입이 완료된 후에는 두부를 정리하고 내부에 모래 채움을 실시하였다. 타입된 말뚝의 두부정리가 완료된 이후 교대의 확대기초부에서 약 1m정도 떨어진 위치에서부터 슬래브를 시공하였다. 슬래브의 시공은 타입된 말뚝상부의 9.2m×23.2m의 범위내에서 철근배근을 실시하고 콘크리트를 타설하였다. 콘크리트 두께는 70cm이며, 설계기준강도는 240kg/cm²을 사용하였다. 또한, 슬래브에 배수파이프(ϕ 100mm)를 4.0m간격으로 설치하고, 슬래브상부에 모래를 50cm두께로 포설하여 배면성토층내 배수를 용이하게 하였다. 파일슬래브의 시공이 완료된 이후 각종 계측기를 설치한후 배면성토를 실시하였다. 최종 성토고는 5m이며, 2단계로 나누어 실시하였다. 성토재료는 양질의 사질토를 사용하였으며, 성토후 진동롤러를 이용한 다짐을 수행하였다. 교대측방이동으로 인하여 상부거더가 교대홍벽에 닿아 손상되었으므로 이를 철거하고 재시공하였다.

5.2 계측기 설치

본 현장의 교대측방이동 대책공법으로 적용된 파일

슬래브공법의 합리성을 확인하기 위하여 각종 계측기를 설치하여 관찰하였다. 이를 위하여 교대, 파일슬래브 및 배면지반에 지중경사계, 지하수위계, 간극수압계, 토압계 등의 계측시스템을 설치하였다.

그림 12는 본 현장에 적용된 현장계측시스템의 설치단면도를 도시한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 지중경사계는 교대배면에 설치하며, 파일슬래브 시공후 성토 및 교통하중에 의한 교대배면의 수평변위를 측정하기 위한 것이다. 간극수압계는 연약지반내 GL(-)15m와 GL(-)18m에 설치되며, 파일슬래브 시공후 성토 및 교통하중에 의한 간극수압 변화를 측정하기 위한 것이다. 그리고, 토압계는 파일슬래브 1열, 3열 및 5열말뚝 상부와 교대의 날개벽 중앙과 확대기초부에 설치되어 교대배면 성토로 인한 측방토압을 측정하고, 파일슬래브 상부에 작용하는 연직토압을 측정하기 위한 것이다.

6. 계측결과 및 고찰

6.1 교대의 측방변위

계측시스템중에서 지중경사계는 교대의 배면성토로 인하여 발생하는 교대측방이동 유무를 파악하기 위하여 설치된 것이다. 즉, 교대배면의 성토에 의한 연약지반의 수평변위를 측정하여 교대측방변위를 확인하기 위한 것이다. 그림 13은 시공단계별 지중경사계로부터 측정된 교대의 측방변위량을 나타낸 것이다. 그림을 살펴보면 시공단계에 따라 깊이에 따른 교대의 측방변위

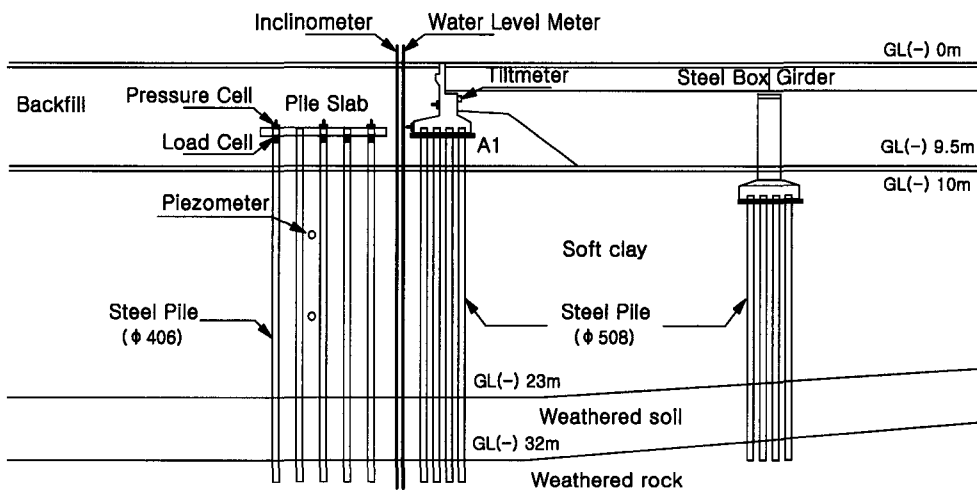
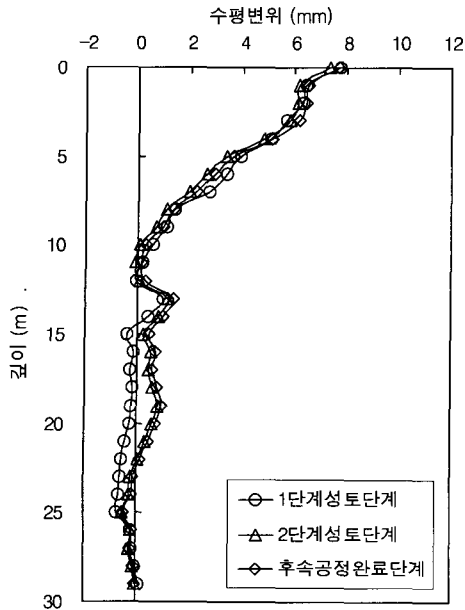
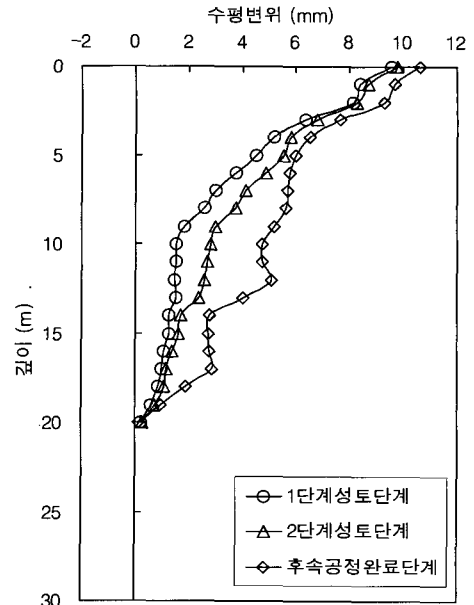


그림 12. 계측시스템 설치단면도



(a) A1교대



(b) A2교대

그림 13. 시공단계별 교대의 측방변위

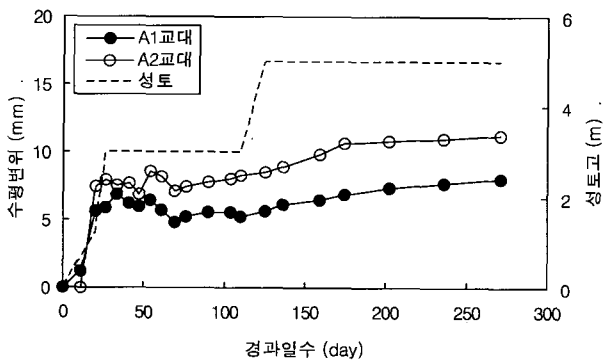


그림 14. 시간에 따른 교대의 측방변위

는 미소하게 증가하는 경향을 보이는 것으로 나타났다. 그리고, A1교대와 A2교대의 상부에서 측방변위가 가장 크게 발생되며, 지표면으로부터 깊어질수록 측방변위는 감소하는 것으로 나타났다.

한편, 그림 14는 지중경사계로부터 측정된 교대의 최대측방변위를 시공단계 및 경과시간에 따라 도시한 것이다. 그림을 살펴보면 3.0m성토시 연약지반의 수평변위는 급속하게 증가하다가 수렴하는 경향을 보인다. 그러나, 발생한 수평변위는 매우 미소하므로 교대의 안정성에는 문제가 없는 것으로 나타났다. 그리고, 5.0m성토 및 후속공정에서는 수평변위의 급속한 증가없이 일정하게 유지되고 있으므로 현재 안정된 상태임을 알 수 있다.

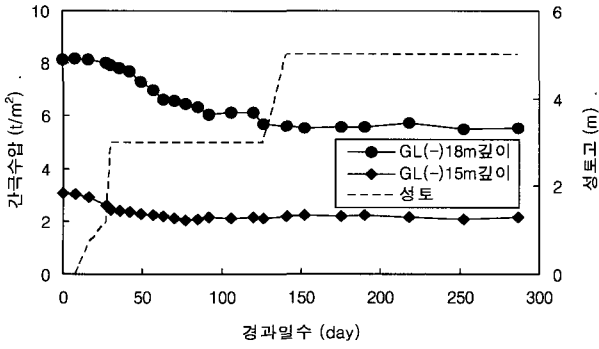
교대측방이동의 판정방법 가운데 캐나다법에 의하면

교대 및 교각의 수평변위가 2.5cm이하일 경우 교대의 유지관리에 문제가 없는 것으로 간주하고 있다. 본 교량의 경우 교대배면에 파일슬래브공법을 시공하고 현재 차량통행이 실시되고 있으나 교대의 최대측방이동량은 0.8~1.1cm인 것으로 조사되었다. 따라서, 파일슬래브공법은 연약지반상 교대측방이동에 대한 역지효과가 매우 크며, 현재 교대는 측방이동에 대하여 안정함을 확인할 수 있다.

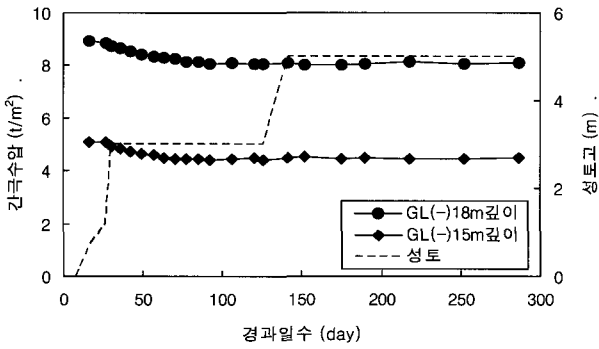
6.2 연약지반의 간극수압

연약지반에 하중을 가하게 되면 과잉간극수압이 발생하게 된다. 이렇게 발생한 과잉간극수압이 소산되는 과정을 압밀이라고 하며, 이는 침하를 유발시킨다. 본 현장에서는 파일슬래브 아래의 연약지반에 하중작용 여부를 판단하기 위하여 간극수압계를 설치하였다.

그림 15는 시간에 따른 연약지반의 간극수압 변화를 도시한 것이다. 그림을 살펴보면 A1교대와 A2교대에서 모두 성토고가 증가함에 따라 간극수압은 감소하다가 일정하게 수렴하는 것으로 나타났다. 따라서, 교대배면의 성토하중은 모두 말뚝을 통하여 지지층으로 전달되고 연약지반에는 전혀 작용하지 않음을 알 수 있다. 그리고, 성토이전의 간극수압이 높은 이유는 강관말뚝의 타입 등으로 인한 것으로 판단된다.

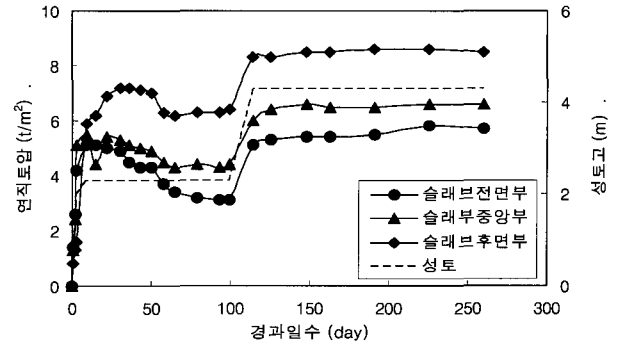


(a) A1교대

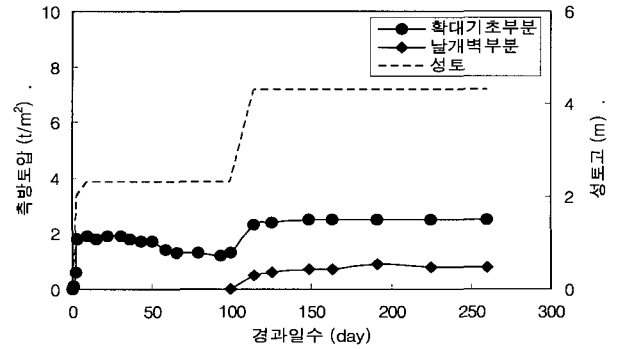


(b) A2교대

그림 15. 시간에 따른 연약지반의 간극수압



(a) 연직토압



(b) 측방토압

그림 16. 시간에 따른 교대배면의 연직토압 및 측방토압

6.3 교대배면의 측방토압 및 연직토압

본 현장에서는 교대배면의 성토하중에 의해 발생된 연직토압 및 측방토압을 조사하기 위하여 A1교대 배면 슬래브 상단과 A1교대 확대기초부 및 날개벽에 토압계를 설치하였다. 그림 16은 성토하중에 따른 교대배면의 연직토압과 측방토압을 도시한 것이다. 그림 16(a)는 슬래브 상단에서 측정된 연직토압으로서 성토하중이 증가함에 따라 연직토압이 증가하며, 슬래브 전면에서 가장 작고 슬래브 후면에서 가장 큰 것으로 나타났다. 그리고, 측정된 토압과 설계토압이 유사하므로 모든 성토하중은 파일슬래브가 지지되고 있음을 확인할 수 있다. 그림 16(b)는 교대부에서 측정된 측방토압을 나타낸 것으로 성토하중이 증가함에 따라 측방토압도 증가함을 알 수 있다. 그리고, 측방토압은 확대기초부가 날개벽부보다 더 크므로 깊이에 따라 토압이 비례함을 알 수 있다. 한편, 성토완료후 연직토압 및 측방토압의 크기를 비교하여 보면, 교대 확대기초부에서 측정된 최대측방토압이 슬래브 전면에서 측정된 최대연직토압의 약 0.4 배 정도임을 알 수 있다.

7. 결론

본 연구에서는 실제 교대측방이동이 발생된 현장을 대상으로 원인을 분석하고, 가장 효과적인 대책공법을 선정하였다. 그리고, 제안된 대책공법에 대한 안정성을 검토하기 위하여 각종 계측시스템을 설치하여 현장계측을 수행하였다. 이상의 연구결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 본 현장의 교대측방이동은 설계시 교대기초말뚝을 수동말뚝으로 고려하지 않고, 이에 대한 안정검토가 수행되지 않았으며, 연약지반개량이 충분히 이루어지지 않았기 때문에 발생한 것이다.
- (2) 지반조사결과를 토대로 원호활동 판정법, 일본도로 공단법 및 일본건설성 토목연구소법을 이용한 교대측방이동 판정결과 현재 교대의 측방이동이 발생하고 있음을 확인할 수 있다.
- (3) 교대측방이동에 대한 대책공법으로 교대배면에 성토하중을 경감시켜 교대측방이동을 억제하고 말뚝기초의 강성을 증대시켜 수평저항력을 보강하는 성토지지말뚝공법 가운데 파일슬래브공법을 제안할

수 있다.

- (4) 파일슬래브공법으로 보강된 교대의 측방변위는 성토하중이 증가함에 따라 미소하게 증가하다가 수렴하므로, 현재 교대의 측방이동에 대하여 안정함을 알 수 있다. 그리고, 교대배면의 성토시 슬래브아래 연약지반의 간극수압은 일정하게 유지되므로 교대배면의 성토하중은 모두 슬래브와 말뚝을 통하여 지지층으로 전달됨을 알 수 있다.
- (5) 대상현장에 대한 계측결과로부터 파일슬래브공법의 연약지반상 교대측방이동에 대한 억지효과를 확인할 수 있으며, 적용된 설계법의 합리성을 검증할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 한국지질자원연구원 기본사업인 “대도시 사면 통합관리시스템 구축”과제의 일환으로 수행되었습니다. 그리고, 현장실험과 자료제공에 도움을 주신 (주)두산산업개발의 이승주 차장님께 감사드립니다.

참고 문헌

1. 박재석 (2003), 연약지반상 성토사면의 측방이동에 관한 연구, 중앙대학교 건설대학원 석사학위논문.
2. 서정주, 서동희, 정상섭, 김유석 (2003), “측방유동을 받는 교대 말뚝기초의 거동분석(I) -원심모형실험 연구-”, 한국지반공학회 논문집, 제19권 제1호, pp.5-19.
3. 안종필, 홍원표 (1994), “측방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구”, 한국지반공학회지, 제10권 제2호, pp.25-40.
4. 이진형, 서정주, 정상섭, 장범수 (2003), “측방유동을 받는 교대 말뚝기초의 거동분석(II) -측방유동 판정기준-”, 한국지반공학회 논문집, 제19권 제1호, pp.21-29.
5. 조성민 (1998), 국내 연약 점성토 지반의 성토 재하시 변형특성 분석, 서울대학교 대학원 박사학위논문.
6. 한국도로공사 (1996), 교대변위 억제대책에 관한 연구(II).
7. 홍원표 (1994), 수동말뚝, 중앙대학교 출판부, pp.197-239.
8. 홍원표 (1999), OO산업도로 OO육교의 교대측방이동에 대한

안정성 검토 연구보고서, 중앙대학교.

9. 홍원표, 권오현, 한중근, 조성한 (1994), “연약지반상 교대의 측방이동에 관한 연구”, 한국지반공학회논문집, 제10권, 제4호, pp.53-65.
10. 홍원표, 송영석, 신도순, 손규만 (2001a), “측방유동 연약지반상 교대의 안정성”, 한국지반공학회논문집, 제17권, 제4호, pp.199-208.
11. 홍원표, 송영석, 조용량 (2001b), “연약지반상 교대측방이동에 대한 판정”, 한국지반공학회논문집, 제17권, 제4호, pp.269-278.
12. 홍원표, 이우현, 안종필, 남정만 (1991), “교대기초말뚝의 안정”, 대한토질공학회지, 제7권, 제2호, pp.67-79.
13. De Beer, E. E. (1977), “Piles subjected to Statics Lateral Loads”, State of the Art Repot, Proc. 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.1-14.
14. Franke, E. (1977), “German Recommendations on Passive Piles”, Proc. of the 9th ICSMFE, Special Session 10, Tokyo, pp.193-194.
15. Heyman, L., Boersma, L. (1961), “Bending Moment in Piles due to Lateral Earth Pressure”, Proc. 5th ICSMFE, Vol.2, pp.425-429.
16. Hong, W.P., Song, Y.S. and Lee, S.J. (2001), “Case Study on Lateral Movement of Bridge Abutment”, Proc. 11th Int. Offshore & Polar Engineering Conference (ISOPE-2001), Stavanger, Norway, pp.607-614.
17. Ingold, T. S. (1977), “A Field Study of Laterally Loaded Piles”, Proc. 9th ICSMFE, Specilty Session 10, Tokyo, pp.77-80.
18. Ito, T., Matsui, T., Hong, W. P. (1979), “Design method for the stability analysis of the slope with landing pier”, Soils and Foundations, Vol.19, No.4, pp.43-57.
19. Kimura, T., Takemura, J., Watabe, Y., Suemasa, N., Hiro-Oka, A. (1994), “Stability of Piled Bridge Abutments on Soft Clay Deposits”, Proc. 13th ICSMFE, New Dehli, pp.721-724.
20. Leussink, H., Wenz, K. P. (1969), “Storage Yard Foundation on Soft Cohesive Soils”, Proc. 7th ICSMFE, Vol.2, pp.149-155.
21. Marche, R., Lacroix, Y. (1972), “Stabilite des Culees de Ponts Establies sur des Pieux Traversant une Couche Molle”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.9, Mo.1, pp.1-24.
22. Peck, R. B. (1969), “Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground”, Proc. of the 7th ICSMFE, State of the Art Volume, pp.225-290.
23. Tschebotarioff, G. P. (1973), “Lateral Pressure of Clayey Soils on Structures”, Proc. of the 8th ICSMFE, Special Session 5, Moscow, Vol.4.3, pp.227-280.
24. 建設省土木研究所 (1981), 橋臺の側方移動に關する研究, 土木研究所資料, 第1804號.
25. 高速道路調査會 (1979), 軟弱地盤上の橋臺移動に關する調査研究報告書.
26. 高速道路調査會 (1981), 軟弱地盤上の橋臺移動に關する調査研究報告書(その2).

(접수일자 2005. 12. 20, 심사완료일 2006. 7. 7)