

연약지반상 교대측방이동에 대한 판정

Evaluation for Lateral Movements of Bridge Abutment on Soft Ground

홍 원 표*¹ Hong, Won-Pyo
송 영 석*² Song, Young-Suk
조 용 량*³ Cho, Yong-Ryang

Abstract

The slope stability analysis considering lateral movement of bridge abutments and slope stability effect of foundation piles have been carried out for thirty cases in Korea. As results of the slope stability and field investigation, it is known that the lateral movement of bridge abutments may occur when the safety factor of slope is less than either 1.5 in case without the pile effect or 1.8 in case with the pile effect. And, the design criterion of allowable lateral movements is more reasonable 1.5cm rather than 5cm. The evaluation for lateral movement of bridge abutments is studied on the basis of both the slope stability analysis and the measured lateral movement. We investigated the relationship of both the slope stability analysis and the lateral movement with the conventional index such as lateral flow index, lateral movement judgment index, and stability number. Both the measured lateral movement of bridge abutments and the safety factor of slope considering lateral movement are not always well related with the conventional index. The evaluation for lateral movement of bridge abutments using only conventional index is not sufficient. Therefore, the slope stability analysis considering lateral movements of bridge abutment must be executed in case of the evaluation of lateral movements.

요 지

국내 30개의 교대측방이동 사례현장에 대하여 교대기초말뚝의 사면안정효과와 교대의 실측측방변위를 고려한 사면안정해석을 실시하였다. 해석결과 사면안전율은 말뚝의 효과를 무시한 경우 1.5이상, 말뚝의 효과를 고려한 경우 1.8이상 되어야 안전함을 알 수 있다. 그리고, 교대의 실측측방변위와 사면안전율과의 상관관계로부터 교대의 허용측방변위 설계기준은 5cm보다 1.5cm로 함이 더 합리적임을 알 수 있다. 사면안정해석결과와 교대의 실측측방변위를 토대로 기존에 제안된 교대측방이동 판정기준의 국내 적용여부를 검토한다. 이를 위하여 교대의 사면안정해석결과 및 실측측방변위와 교대측방이동 관련지수와의 상관관계를 조사한다. 그 결과 실측된 교대의 측방변위와 이를 고려한 사면안전율은 교대의 측방유동지수, 측방이동판정지수 및 지반의 안정계수와 무관한 경우도 많이 존재하는 것으로 나타났다. 이는 결국 이들 경험적인 지수만으로 교대측방이동을 판정하는 것은 불충분함을 의미한다. 따라서, 교대측방이동을 판정할 경우에는 반드시 교대의 측방변위를 고려한 사면안정해석이 실시되어야 한다.

Keywords : Lateral flow index, Lateral movement judgement index, Lateral movement of bridge abutments, Safety factor of slope, Soft ground, Stability number

*1 정희원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수
*2 정희원, 중앙대학교 대학원 토목공학과 박사과정
*3 정희원, 케이엔씨 콘설탄트(주) 대표이사

1. 서론

날로 급증하는 교통수요에 대비하고 국내 경제의 물류 수송로를 확보하기 위하여 지속적인 고속도로 건설이 진행되고 있다. 그러나, 국토가 한정된 우리나라에서는 연약지반을 피하여 도로를 건설할 수 없는 현실에 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 측방유동이나 활동파괴가 발생하게 된다(Peck et al. 1974). 이러한 측방유동지반속에 교대기초말뚝이 설치되어 있으면 교대기초말뚝은 지반으로부터 측방토압을 받게 되며 이로 인하여 말뚝에는 휨응력, 전단응력 및 수평변위가 발생하게 된다(홍원표 외 3인, 1991). 이와 같은 교대의 측방이동현상은 국내에서도 빈번하게 발생되고 있다(홍원표 외 3인, 1994; 한국도로공사, 1996).

교대의 측방이동현상은 교대기초말뚝의 설치지점이 연약지반으로 구성되어 있고, 지반개량 및 강도증진 등의 개선없이 재하되는 교대배면의 성토하중에 의해 발생되어 진다. 또한, 연약지반상의 교대기초말뚝은 전형적인 수동말뚝임에도 불구하고 수동말뚝으로서의 설계가 실시되지 않은 연유로 건설 후 수많은 교대측방이동이 발생된다(홍원표 외 3인, 1991; 한국도로공사, 1996). 그러나, 최근에는 교대측방이동에 대한 연구가 많이 이루어지고 있으며, 일부는 설계단계에서 교대기초말뚝을 수동말뚝으로 고려하여 검토하고 있다. 현재 설계시 교대측방이동에 대한 검토는 주로 측방유동지수, 측방이동판정지수 및 안정계수 등의 경험적인 방법만을 가지고 판정하고 있는 실정이다.

따라서, 본 연구에서는 국내의 연약지반에 설치된 교대측방이동사례를 대상으로 기존에 발표된 교대측방이동 판정법의 적용여부를 검토하고자 한다. 먼저 교대기초말뚝의 사면안정효과와 측방변위를 고려한 사면안정 해석을 실시한다. 사면안정해석에서 구한 사면안전율과 실측된 교대의 측방변위를 서로 비교하고, 사면안전율 및 실측측방변위와 교대측방이동 관련지수와 상관관계를 조사한다. 이들 조사결과를 토대로 기존의 경험적인 교대측방이동 판정법의 국내 적용가능여부를 판단한다.

2. 교대측방이동 판정법

연약지반상 교대측방이동은 연약지반 자체가 교대배면의 뒤채움 편재하중에 의하여 발생되기 때문에 교대가 측방이동을 할것인가 여부를 판정하기 위해서는 지반의 측방유동 판정기준인 Marche법(Marche, 1973), German Recommendation법(Franke, 1977) 및 Tschebotari-off법(Tschebotarioff, 1973)을 활용할 수 있다. 본 논문에서는 이들 방법이외에 측방이동이 발생된 교대의 조사연구로부터 제시된 몇몇 연구결과들을 정리하여 보고자 한다.

2.1 사면안전율에 의한 판정법

교대측방이동에 영향을 주는 요소를 복합적으로 가장 잘 표현할 수 있는 인자는 사면안전율이다. 따라서, 이 방법(홍원표 외 3인, 1991)은 사면안전율과 교대측방변위의 관계로부터 교대측방이동 여부를 판정할 수 있는 방법이다. 홍원표 외 3인(1991)은 국내 12개 교대측방이동사례에 대한 자료를 이용하여 사면안전율과 교대측방변위와의 관계를 조사한 결과 사면안전율은 말뚝의 사면안정효과를 무시한 경우 1.5이하, 말뚝의 사면안정효과를 고려할 경우 1.8이하에서 교대측방이동이 발생할 우려가 있는 것으로 나타났다.

또한, 홍원표 외 3인(2001)은 교대기초말뚝의 응력만을 고려하여 사면안정해석을 실시할 경우 교대의 측방변위는 과다산정되므로 말뚝의 응력보다 측방변위를 기준으로 사면 및 말뚝의 안정을 판정함이 합리적이라고 제안하였다. 그리고, 교대측방이동에 대한 사면안정 해석을 실시할 경우 교대기초말뚝의 사면안정효과와 교대의 측방변위는 반드시 고려되어야 한다고 제안하고, 이 방법을 국내 30개 사례현장에 적용하여 교대기초말뚝의 실측측방변위를 고려한 사면안정해석을 실시하였다. 해석결과 사면의 소요안전율은 말뚝의 사면안정효과를 고려하지 않은 경우 1.5이상, 말뚝의 사면안정효과를 고려한 경우 1.8이상 되어야 안전한 것을 재차 확인할 수 있었다.

2.2 경험적 지수에 의한 간편법

2.2.1 일본 수도고속도로공단법

일본 수도고속도로공단(1982)에서는 20개의 교대사

레를 대상으로 원호활동저항비 F_c (성토단부의 연직선 상에 중심점을 놓아서 연약층의 중간을 통과하는 원호 활동에 대해서 계산한 사면안전율)의 고려방식을 도입하여 측방유동량과 F_c 치 및 연약점토층의 압밀침하량 δ_s 와의 관계에 의한 교대측방이동유무의 판정기준을 제안하였다(木村, 1982). 제안된 판정기준은 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} F_c > 1.6, \delta_s < 10cm & : \text{교대이동 우려 없음} \\ 1.2 \leq F_c \leq 1.6, 10cm \leq \delta_s \leq 50cm & : \text{측방변위 고려한 설계필요} \\ F_c < 1.2, \delta_s > 50cm & : \text{교대이동 우려 있음} \quad (1) \end{aligned}$$

2.2.2 일본 도로공단법

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

$$F = \frac{c}{\gamma H} \times \frac{1}{D} \quad (2)$$

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

2.2.3 일본 건설성토목연구소법

일본 건설성토목연구소(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. 교대측방이동판정지수는 식 (3)과 같이 나타내며, $I_L \geq 1.5$ 일 경우 교대측방이동의 우려가 있고 $I_L < 1.5$ 일 경우 교대측방이동의 우려가 없다고 판정한다.

$$I_L = \frac{D}{L_p} \frac{b}{B} \frac{D}{A} \frac{\gamma H}{c} = \mu_1 \mu_2 \mu_3 \frac{\gamma H}{c} \quad (3)$$

$$\mu_1 = D/L_p, \mu_2 = b/B, \mu_3 = D/A$$

2.2.4 캐나다법

캐나다에서는 캐나다 및 미국 내의 약 90개의 지지말뚝이 설치된 교대와 교각사례의 변형상태를 조사하였다. 각 교대 및 교각의 수직변위 S_V 와 수평변위 S_H 의 관계에서 아래의 식 (4)와 같은 판정기준을 수립하였다.

$$\begin{aligned} S_V < 50mm, S_H < 25mm & : \text{유지관리상 문제없음} \\ 50mm \leq S_V \leq 100mm, 25mm \leq S_H \leq 50mm & : \text{상당한 변형있음} \\ S_V > 100mm, S_H > 50mm & : \text{유지관리상 문제있음} \quad (4) \end{aligned}$$

3. 교대측방이동 안정해석법

3.1 교대기초말뚝의 해석법

교대기초말뚝의 설계시에는 사면의 안정검토와 말뚝의 안정검토가 반드시 실시되어야만 한다. 불안한 사면 지반에 말뚝이 일렬로 설치되어 있으면 이 말뚝은 사면 활동을 방지하는 역할을 하게 된다. 한편 이 경우 말뚝은 사면활동면 상부의 토괴로부터 측방토압을 받게 된다. 이 문제를 해석하기 위해서는 이 말뚝의 측방토압을 정확하게 산정하여 말뚝의 사면활동 저지능력 및 말뚝의 거동에 관한 분석을 정확하게 하여야만 한다. 그러나 말뚝에 작용하는 측방토압의 발생기구는 복잡하기 때문에 정확하게 규명하기가 매우 어려워 강성벽에 사용하는 고전적 토압론에 의거한 토압산정식을 사용하고 있는 실정이다.

일반적으로 말뚝이 설치된 사면안정 문제에 있어서는 사면의 안정과 말뚝의 안정에 대한 두 가지의 해석이 그림 1에서와 같이 실시되어야 한다. 왜냐하면 말뚝이 설치된 사면의 전체안정은 사면과 말뚝 모두의 안정이 확보되었을 경우에만 비로소 가능하기 때문이다.

만약, 말뚝에 작용하는 측방토압(혹은 붕괴토괴에 저항하는 말뚝의 저항력)이 알려져 있다면, 먼저 말뚝의 안정이 수평하중을 받는 말뚝(주동말뚝)의 해석법을 응용하여 그림 1(b)와 같이 검토될 수 있다. 그러나, 주동말뚝의 경우는 수평하중이 말뚝머리 부분에 집중하중으로 작용하나 수동말뚝은 사면파괴면 상부의 측방변형지반을 통하여 말뚝에 분포하중으로 작용하게 됨에 유의하여야 한다. 이상의 말뚝안정계산에서 말뚝의 안

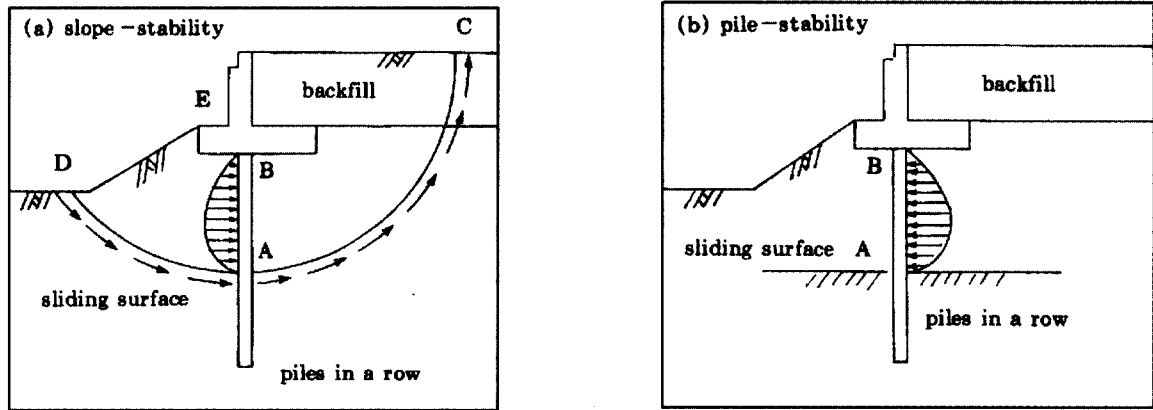


그림 1. 교대기초말뚝이 설치된 지반의 안정 (홍원표 외 3인, 1991)

정이 확보되면 사면의 안정 계산이 그림 1(a)에서와 같이 파괴면의 전단저항 및 말뚝의 저항력을 고려하여 실시될 수 있다. 이와 같은 교대기초말뚝의 해석법은 이미 홍원표 외 3인(1991)에 의하여 발표된 바 있다. 이 해석법은 교대의 실측사례를 대상으로 검증을 거쳐 수정 제안되기도 하였다(홍원표 외 3인, 1994). 그리고, 최근에는 교대측방변위를 고려한 교대의 안정성에 대한 연구가 수행된 바 있다(홍원표 외 3인, 2001). 자세한 내용은 이들 문헌을 참조하기로 한다.

3.2 해석프로그램 (SLOPILE)

말뚝의 효과를 고려한 기존의 사면안정해석 프로그램인 CHAMP (Ver 1.0)와 SPILE (Ver 1.0)을 개선하여 새로운 프로그램 SLOPILE (Ver 2.0)을 개발하였다(홍원표 외 3인, 2001). 본 프로그램은 말뚝이 설치된 절, 성토사면 및 자연사면에 대한 원호파괴해석 (Fellenius법, Bishop간편법) 및 평면파괴해석이 가능하도록 하였다. 그리고 교대측방변위를 고려한 교대의 안정해석도 가능하도록 하였다.

본 프로그램에서는 교대의 안정해석시 통상적인 사면안정해석법에 교대기초말뚝의 사면안정효과와 교대의 측방변위를 고려할 수 있게 되어있다. SLOPILE프로그램의 흐름도는 그림 2와 같다.

먼저, 해석대상사면의 해석을 위해 전체 사면을 일정한 분할요소로 구분한 후 사면안정해석법을 선택한다. 그리고, 설정된 사면안정해석법에 따라 무한사면해석과 원호파괴해석으로 구분하여 실행되도록 하였다. 원호파괴면 해석법의 경우 가상원호활동면의 원점으로 예상되는 부분에 원점망을 작성하여 원점망의 각 절점을 중

심점으로 한 무수한 가상원호활동면에 대하여 사면안전을 계산을 반복하여 최소사면안전율이 구하여지는 원점과 가상원호활동면을 찾는다. 사면안전을 계산은 한계평형원리에 입각한 절편법을 사용하였고, 각각의

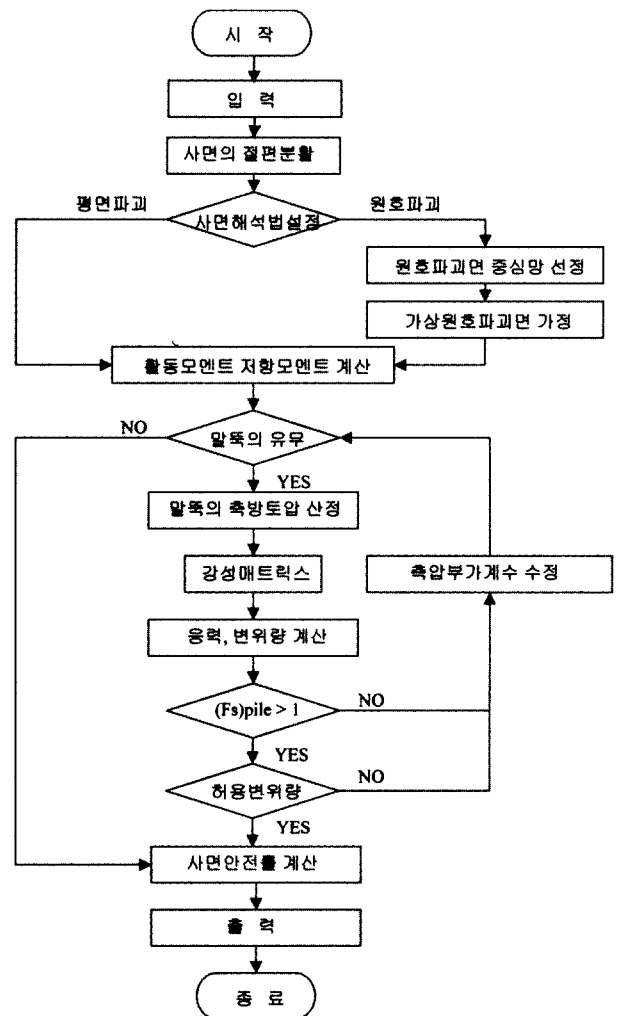


그림 2. SLOPILE 프로그램 흐름도

가상원호활동면에 대하여 사면의 활동모멘트와 지반의 전단저항에 의한 저항모멘트를 계산하여 기억시킨다. 교대기초말뚝이 설치되어 있지 않으면 곧바로 활동모멘트와 저항모멘트로 사면안전율을 계산한다. 그러나, 교대기초말뚝이 설치되어 있으면, 먼저 줄말뚝에 작용하는 측방토압식을 사용하여 측방토압을 산정한다. 그 다음으로 원호활동면상부의 말뚝부분은 활동도괴로부터 측방토압을 받고 이 측방토압에 의하여 발생될 말뚝의 측방변위에 대하여 말뚝이 지반으로부터 지반반력을 받도록 한다. 단, 이 지반반력은 지반반력의 상한치를 두어 극한지반반력 범위내에서만 지반반력을 받는 것으로 한다. 또한, 말뚝두부와 선단의 구속조건을 고려하여 말뚝의 강성매트릭스를 구성한다.

말뚝의 휨응력과 전단응력을 계산하여 말뚝의 안전율을 계산한다. 만약 말뚝의 안전율이 소요안전율보다 낮으면 측압부가계수를 수정하여 말뚝의 측방토압을 줄여 계산을 반복한다. 또한, 말뚝의 안전율이 소요안전율보다 높으면 말뚝의 허용변위량을 검토한다. 여기서 계산된 말뚝의 변위량이 허용변위량을 초과하게 되면 앞에서와 동일하게 측압부가계수를 수정하여 말뚝의 측방토압을 다시 줄여 계산을 반복한다. 이러한 작업을 말뚝의 안전율이 소요안전율 이내가 되고, 말뚝의 변위량이 허용변위량 이내가 될 때까지 반복한다.

말뚝의 변위량이 허용변위량 이내가 되면 말뚝의 안정에 사용한 측방토압을 적용하여 가상원호활동면의 원점을 기준으로 추가적인 저항모멘트를 구한다. 사면안전율 계산시 구하였던 사면파괴면에서의 전단저항에 의한 저항모멘트에 말뚝에 의한 저항모멘트를 가산하여 사면안전율을 계산함으로써 말뚝의 사면안정효과를 산정한다.

이러한 계산작업은 다른 가상원호활동면에 대하여도 반복 실시하여 한 원점에 대한 무수한 가상원호활동면 중 최소안전율을 가지는 활동면과 안전율을 구한다. 또한, 이 원점을 원점망상의 각 절점으로 이동시키면서 동일한 계산을 반복한다.

4. 교대측방이동 사례

국내의 교대측방이동에 관한 연구로는 6개 현장 12개 교대에 대하여 측방이동사례를 분석한 홍원표 외 3인(1994)의 연구와 140여개 교량의 교대중에서 40여개의 교대에 측방변위가 발생된 것을 조사한 한국도로공사

(1996)의 연구가 있다.

본 연구에서 조사된 교대측방이동에 대한 원인으로 는 설계시 연약지반의 측방유동에 대한 검토부족, 교대측방이동 및 판정법에 대한 이해 부족 등을 들 수 있다. 교대 설계시 해당 연약지반의 특성을 파악하여 연약지반의 측방유동이 예상될 때에는 교대기초말뚝의 설계를 주동말뚝 뿐만아니라 수동말뚝으로도 실시하여야 하며, 이에 따른 적절한 해석 및 대책공법을 적용함으로써 교대측방이동이 방지될 수 있다. 따라서, 연약지반에 축조되는 교대를 설계할 경우 교대의 사면안정해석을 통하여 교대측방이동에 대한 검토가 반드시 이루어져야 한다.

본 연구에서는 국내에서 조사된 30개 교대의 측방이동사례를 대상으로 기존에 발표된 교대측방이동 판정법의 적용여부를 검토하고자 한다. 이를 위하여 교대기초말뚝의 측방변위를 고려한 사면안전율과 실측된 교대의 측방변위를 서로 비교하고, 측방유동지수, 측방이동판정지수 및 안정계수와와의 상관관계를 분석한다. 본 연구에서 조사된 교대측방이동 사례현장의 교대현황과 기초말뚝의 현황은 홍원표 외 3인(2001)의 문헌을 참조하기 바란다.

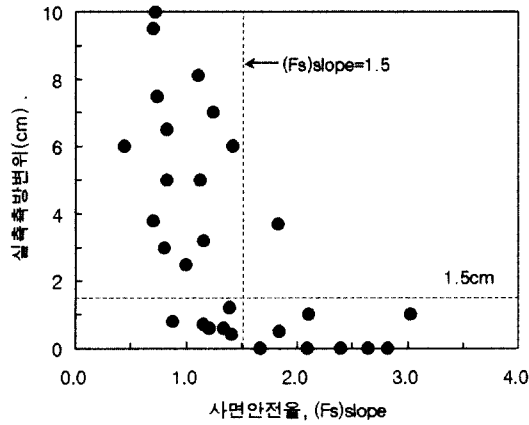
5. 해석결과 및 고찰

연약지반상 교대에 대한 사면안정해석을 실시할 경우 교대기초말뚝의 사면안정효과와 측방변위는 반드시 고려되어야 한다. 따라서, 본 연구에서는 이들 사항을 모두 합리적으로 고려할 수 있는 SLOPILE(Ver 2.0)프로그램을 사용하였다. 본 사면안정해석에서는 실측된 교대의 측방변위를 고려하였으며, 사면안정해석법으로 Bishop간편법을 적용하였다.

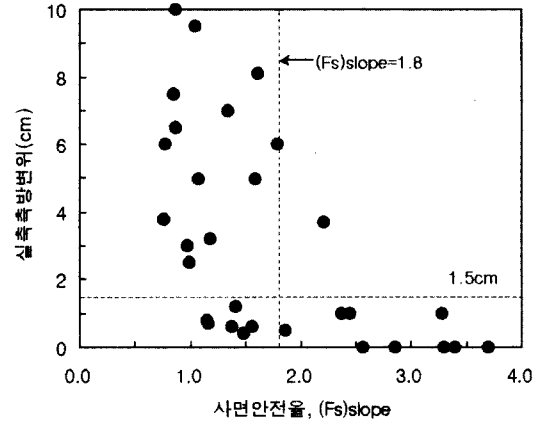
먼저, 교대기초말뚝의 사면안정효과와 실측측방변위를 고려하여 사면안정해석을 실시한다. 사면안정해석으로부터 구한 사면안전율과 현장에서 실측된 교대의 측방변위를 서로 비교한다. 그리고, 사면안전율과 교대측방이동 관련지수들의 상관관계를 조사한다. 마지막으로 실측된 교대의 측방변위와 교대측방이동 관련지수들의 상관관계를 조사한다.

5.1 사면안전율과 교대측방변위

그림 3은 교대기초말뚝의 실측측방변위를 고려하여

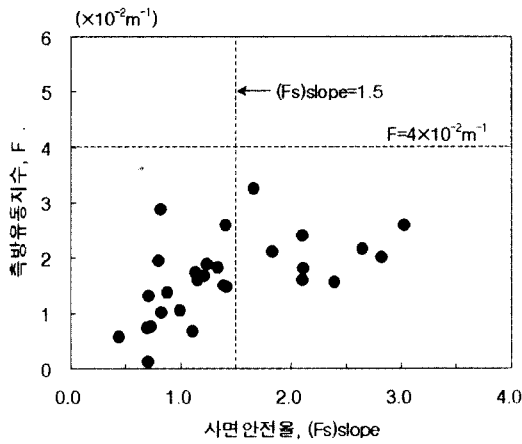


(a) 말뚝효과를 무시한 경우

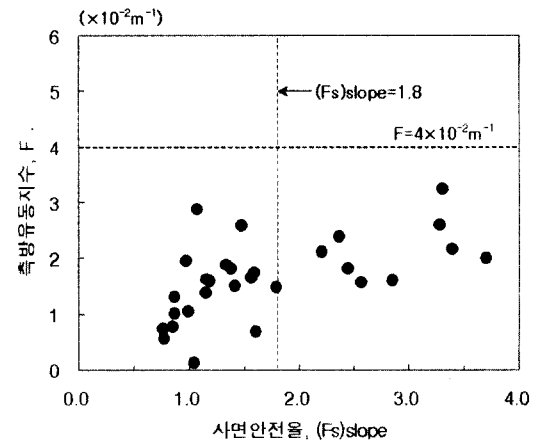


(b) 말뚝효과를 고려한 경우

그림 3. 사면안전율과 실측측방변위와의 관계



(a) 말뚝효과를 무시한 경우



(b) 말뚝효과를 고려한 경우

그림 4. 사면안전율과 측방유동지수와의 관계

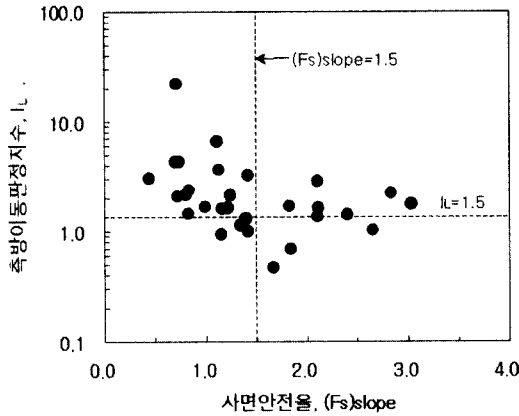
구한 사면안전율과 실측된 교대의 측방변위와의 관계를 나타낸 것이다. 그림의 횡축에는 교대기초말뚝의 실측측방변위를 고려하여 구한 사면안전율을 도시하고, 종축에는 현장에서 실측된 교대의 측방변위를 도시하였다. 우선, 그림 3(a)는 교대기초말뚝의 사면안정효과를 무시한 경우 사면안전율과 실측된 교대의 측방변위를 도시한 것이다. 이 그림을 살펴보면 사면안전율 1.5 이하에서 실측된 교대의 측방변위가 급격히 증가하는 것으로 나타났다. 그리고, 교대의 실측측방변위는 사면안전율 1.5이상에서 1.5cm미만인 것으로 나타났다. 한편, 그림 3(b)는 교대기초말뚝의 사면안정효과를 고려한 경우 사면안전율과 실측된 교대의 측방변위를 도시한 것이다. 이 그림을 살펴보면 사면안전율 1.8이하에서 실측된 교대의 측방변위는 급격히 증가하는 것으로 나타났다. 그리고, 교대의 실측측방변위는 사면안전율 1.8이

상에서 1.5cm미만인 것으로 나타났다. 따라서, 교대기초말뚝의 실측측방변위를 고려한 사면안정해석에서 교대기초말뚝의 효과를 무시한 경우 사면안전율은 1.5이상, 교대기초말뚝의 효과를 고려한 경우 사면안전율은 1.8 이상 되어야 안전하다고 할 수 있다. 이는 홍원표 외 3인(2001)의 연구결과와 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 또한, 교대의 허용측방변위에 대한 기준치는 기존의 5.0cm보다 1.5cm로 함이 더 합리적인 것으로 나타났다.

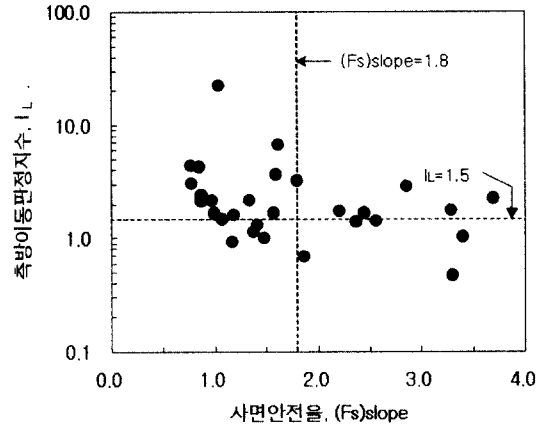
5.2 사면안전율과 교대측방이동 관련지수

5.2.1 사면안전율과 측방유동지수

그림 4는 교대기초말뚝의 실측측방변위를 고려할 경우 사면안정해석을 실시하여 구한 사면안전율과 사례 현장의 교대에 대한 측방유동지수와의 관계를 나타낸



(a) 말뚝효과를 무시한 경우



(b) 말뚝효과를 고려한 경우

그림 5. 사면안전율과 측방이동판정지수와의 관계

것이다. 교대의 측방 유동지수는 일본의 고속도로조사회(1981)에서 제안한 것으로 2.2.2절에서 설명하였다. 그림의 횡축에는 사면안전율을 도시하고, 종축에는 사례현장의 지반조사결과로부터 구한 교대의 측방유동지수를 도시하였다. 그림 4(a)와 (b)는 각각 교대기초말뚝의 사면안정효과를 무시한 경우와 이를 고려한 경우에 대한 사면안정해석결과와 교대의 측방유동지수를 도시한 것이다. 이 그림을 살펴보면 교대의 사면안전율이 말뚝효과를 무시한 경우 1.5이상에서도(말뚝효과를 고려한 경우는 1.8이상에서도) 교대의 측방유동지수는 허용기준치인 $4 \times 10^{-2} m^{-1}$ 보다 작은 값을 갖는 것으로 나타났다. 그러나, 앞에서 설명한 교대의 사면안전율과 실측측방변위의 관계에서 소요사면안전율 이상일 경우 교대의 실측측방변위는 매우 미소하게 발생하는 것으로 나타났다. 따라서, 국내에서 조사된 교대의 경우 일본의 고속도로조사회(1981)에서 제시한 측방유동지수는 사면안전율과 상관성이 부족한 것으로 나타났다. 즉, 교대의 측방유동지수는 소요사면안전율 이상에서도 허용기준치를 만족하지 못한다. 따라서, 국내 교대의 경우 측방유동지수만을 적용하여 교대측방이동을 판정하는 것은 적합하지가 않다.

5.2.2 사면안전율과 측방이동판정지수

그림 5는 교대기초말뚝의 실측측방변위를 고려할 경우 사면안정해석을 실시하여 구한 사면안전율과 사례현장의 교대에 대한 측방이동판정지수와의 관계를 나타낸 것이다. 교대의 측방이동판정지수는 일본의 건설성토목연구소(1981)에서 제안한 것으로 2.2.3절에서 설

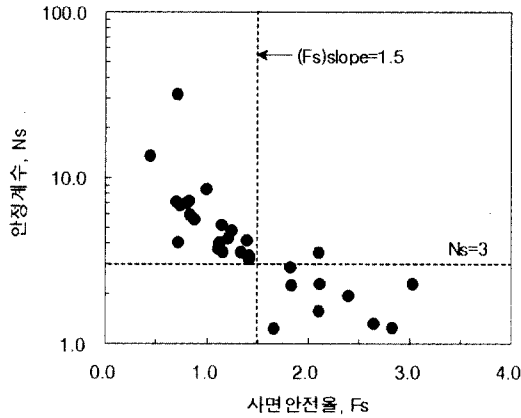
명하였다. 그림의 횡축에는 교대기초말뚝의 실측측방변위를 고려하여 구한 사면안전율을 도시하고, 종축에는 사례현장의 지반조사결과로부터 구한 교대의 측방이동판정지수를 도시하였다. 이 그림을 살펴보면 교대의 사면안전율이 말뚝효과를 무시한 경우 1.5이상에서도(말뚝효과를 고려한 경우는 1.8이상에서도) 교대의 측방이동판정지수는 허용기준치인 1.5보다 작은 값을 갖는 것으로 나타나 불안정하다고 판단될 수 있다. 그러나, 앞에서 설명한 교대의 사면안전율과 실측측방변위의 관계에서 소요사면안전율 이상일 경우 교대의 실측측방변위는 매우 미소하게 발생하는 것으로 나타났다. 따라서, 국내에서 조사된 교대의 경우 일본 건설성토목연구소(1981)에서 제시한 측방이동판정지수는 측방유동지수와 마찬가지로 사면안전율과 상관성이 적은 것으로 나타났다. 즉, 교대의 측방이동판정지수는 소요사면안전율 이상일 경우에서도 허용기준치를 만족하지 못하는 경우가 존재한다. 따라서, 국내 교대의 경우 측방이동판정지수만을 적용하여 교대측방이동을 판정하는 것은 적합하지가 않다.

5.2.3 사면안전율과 안정계수

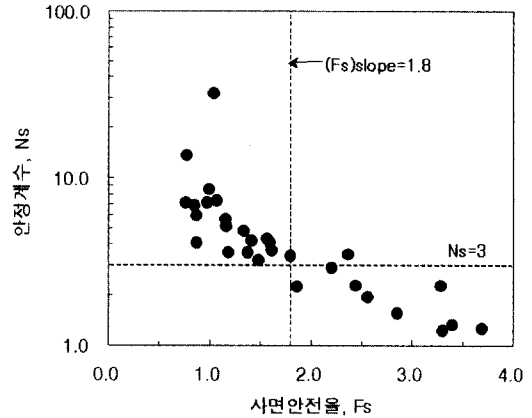
Tschebotarioff(1973)는 안정계수가 3.0이상이면 연약지반의 측방유동이 발생할 우려가 있다고 제안한 바 있다. 지반의 안정계수는 Peck(1969)에 의해 처음 제안되었으며, 이는 식(5)와 같이 나타낼 수 있다.

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \quad (5)$$

여기서, γ 는 교대배면 성토재의 단위중량, H 는 교대



(a) 말뚝효과를 무시한 경우



(b) 말뚝효과를 고려한 경우

그림 6. 사면안전율과 안정계수와의 관계

배면의 성토고, 그리고, c 는 연약층의 평균점착력이다.

그림 6은 교대기초말뚝의 사면안정해석을 실시하여 구한 사면안전율과 사례현장의 안정계수와의 관계를 나타낸 것이다. 그림의 횡축에는 사면안전율을 도시하고, 종축에는 안정계수를 도시하였다. 그림 6(a)는 교대기초말뚝의 사면안정효과를 무시한 경우에 대한 사면안정해석결과와 지반의 안정계수를 도시한 것이다. 이 그림을 살펴보면 지반의 안정계수 3.0을 기준으로 사면안전율 1.5이하일 경우에는 모두 상부에 위치하고, 사면안전율 1.5이상일 경우 모두 하부에 위치한다. 한편, 그림 6(b)는 교대기초말뚝의 사면안정효과를 고려한 경우에 대한 사면안정해석결과와 지반의 안정계수를 도시한 것이다. 이 그림을 살펴보면 지반의 안정계수 3.0을 기준으로 사면안전율 1.8이하일 경우에는 모두 상부에 위치하고, 사면안전율 1.8이상일 경우 모두 하부에 위치한다.

국내에서 조사된 교대의 경우 Tschebotarioff(1973)에

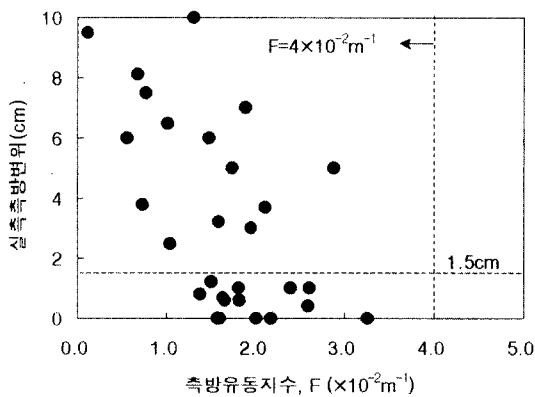


그림 7. 교대의 실측측방변위와 측방유동지수와의 관계

의해 제안된 안정계수는 교대의 사면안전율과 좋은 상관성을 갖는 것으로 나타났다. 즉, 교대의 소요사면안전율을 만족하는 경우에는 지반의 안정계수가 허용기준치를 만족하고 있음을 알 수 있다.

5.3 교대측방변위와 교대측방이동 관련지수

5.3.1 교대측방변위와 측방유동지수

그림 7은 현장에서 실측된 교대의 측방변위와 교대에 대한 측방유동지수와의 관계를 나타 낸 것이다. 그림의 횡축에는 현장지반조사로부터 구한 교대의 측방유동지수를 도시하고, 종축에는 현장에서 실측된 교대측방변위를 도시하였다. 그리고, 일본 고속도로조사회에서 제안한 측방유동지수의 허용기준치인 $4 \times 10^2 \text{m}^{-1}$ 와 설계시 적용되는 교대의 허용측방변위 1.5cm를 점선으로 표시하였다. 이 그림을 살펴보면 모든 사례현장의 측방유동지수는 허용기준치인 $4 \times 10^2 \text{m}^{-1}$ 보다 작은 값을 갖는 것으로 나타났다. 그리고, 교대의 측방변위가 1.5cm이하인 경우에도 측방유동지수는 허용기준치인 $4 \times 10^2 \text{m}^{-1}$ 보다 작은 값을 갖는 것으로 나타났다. 즉, 측방유동지수는 실측된 교대의 측방변위와 서로 무관한 것으로 나타났다. 따라서, 국내 교대의 경우 측방유동지수만을 이용하여 교대측방이동을 판정하는 것은 부적합함을 알 수 있다.

5.3.2 교대측방변위와 측방이동판정지수

그림 8은 현장에서 실측된 교대의 측방변위와 교대에 대한 측방이동판정지수와의 관계를 나타낸 것이다. 그림의 횡축에는 사례현장의 교대에 대한 측방이동판정

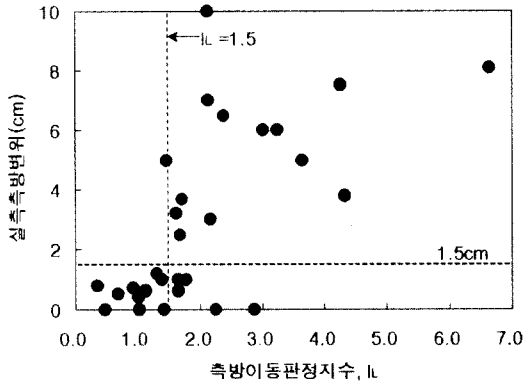


그림 8. 교대의 실측측방변위와 측방이동판정지수와와의 관계

지수를 도시하고, 종축에는 현장에서 실측된 교대측방 변위를 도시하였다. 그리고, 일본 건설성토목연구소에서 제안한 측방이동판정지수의 허용기준치인 1.2와 설계시 적용되는 교대의 허용측방변위 1.5cm를 점선으로 표시하였다. 이 그림을 살펴보면 실측된 교대의 측방변위가 1.5cm이하일 경우에도 측방이동판정지수는 허용 기준치인 1.2보다 큰 값을 갖을 수도 있는 것으로 나타났다. 즉, 측방이동판정지수는 실측된 교대의 측방변위와 상관성을 찾기가 용이하지 않다. 따라서, 국내 교대의 경우 측방유동지수와 마찬가지로 측방이동판정지수만을 이용하여 교대측방이동을 판정하는 것은 부적합함을 알 수 있다.

5.3.3 교대측방변위와 안정계수

그림 9는 현장에서 실측된 교대측방변위와 교대설치 지반에 대한 안정계수와의 관계를 나타낸 것이다. 그림의 횡축에는 사례현장 지반의 안정계수를 도시하고, 종축에는 현장에서 실측된 교대측방변위를 도시하였다. 그리고, Tschebotarioff(1973)에 의해 제안된 교대측방이동에 대한 안정계수의 허용기준치인 3.0과 설계시 적용되는 교대의 허용측방변위 1.5cm를 점선으로 표시하였다. 이 그림을 살펴보면 실측된 교대의 측방변위가 1.5cm이하일 경우에도 지반의 안정계수가 3.0보다 큰 값을 갖는 경우도 나타났다.

앞절에서 지반의 안정계수는 실측측방변위를 고려한 사면안전율과 서로 좋은 상관성이 있는 것으로 나타났다. 그러나, 교대의 측방변위와의 관계에서는 상관성이 적은 것으로 나타났다. 따라서, 국내 교대의 경우 지반의 안정계수만을 이용하여 교대의 측방이동을 판정하는 것은 역시 부적합함을 알 수 있다.

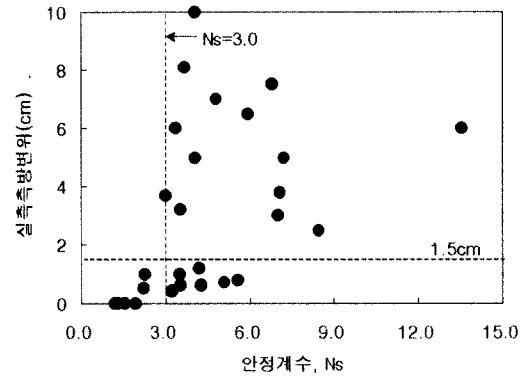


그림 9. 교대의 실측측방변위와 안정계수와의 관계

5.4 경험적 방법의 적용성 고찰

교대측방이동 판정시 경험적 방법의 적용성 여부를 판정하기 위하여 교대의 사면안전율 및 측방변위와 각종 경험적 지수(측방유동지수, 측방이동판정지수 및 지반의 안정계수)와의 상관관계를 조사하였다. 이들의 상관관계를 조사한 결과 측방유동지수와 측방이동판정지수는 교대의 사면안전율 및 측방변위와 모두 상관성이 불충분한 것으로 나타났다. 그리고, 지반의 안정계수는 교대의 사면안전율 측면에서는 좋은 상관성을 보이고 있으나, 교대의 측방변위 측면에서는 상관성이 부족한 것으로 나타났다. 즉, 국내 교대의 측방이동 판정시 앞에서 설명한 경험적인 방법만을 활용하여 판단하는 것은 부적합한 것으로 나타났다. 따라서, 교대의 측방변위를 고려한 사면안전율을 이용하여 교대측방이동에 대한 판정을 실시함이 바람직하다.

6. 결론

국내 교대측방이동 사례현장에 대하여 교대기초말뚝의 사면안전효과와 실측된 측방변위를 고려한 사면안전해석을 실시하였다. 사면안전해석결과와 교대의 실측측방변위를 토대로 기존에 제안된 교대측방이동 판정기준에 대한 국내 적용성 여부를 검토하였다. 이들 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 국내 교대에 대하여 교대측방이동을 판정할 경우에는 교대측방변위의 설계기준을 만족할 수 있는 범위 내에서의 사면안전해석이 반드시 실시되어야 한다.
- (2) 교대기초말뚝의 실측측방변위를 고려한 사면안전해석결과 소요사면안전율은 말뚝의 효과를 무시한

경우 1.5이상, 말뚝의 효과를 고려한 경우 1.8이상 이 되어야 교대의 측방이동에 대하여 안전하다.

- (3) 교대의 실측측방변위와 이를 고려한 사면안전율의 관계로부터 교대의 설계 허용측방변위는 1.5cm로 함이 바람직하다.
- (4) 국내 교대의 경우 교대의 측방변위와 사면안전율은 각종 경험적 지수, 예를 들어 측방유동지수, 측방이동판정지수 및 지반의 안정계수와 상관성이 불충분하다. 따라서, 이들 경험적인 지수만으로 교대측방이동을 판정하는 것은 부적합하고, 교대의 측방변위에 대한 설계기준을 만족시키는 범위내에서 사면 안정해석을 실시하여 사면안전율이 설계에 필요한 소요안전율을 만족하도록 함이 바람직하다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단에서 지원하는 2000년도 산학협력연구과제(2000-31100-002-1)에 의하여 실시된 연구(말뚝이 설치된 사면의 안정해석 프로그램개발 연구)의 일부임을 밝히며 동 기관에 감사의 뜻을 전하는 바이다.

참고 문헌

1. 한국도로공사(1996), 교대변위 억제대책에 관한 연구(Ⅱ).
2. 홍원표, 권오현, 한중근, 조성한(1994), "연약지반상 교대의 측방이동에 관한 연구", 한국지반공학회논문집, 제10권, 제4호, pp.53-65.
3. 홍원표, 송영석, 신도순, 손규만(2001), "측방유동 연약지반상 교대의 안정성", 한국지반공학회논문집(계재예정).
4. 홍원표, 이우현, 안종필, 남정만(1991), "교대기초말뚝의 안정", 대한토질공학회지, 제7권, 제2호, pp.67-79.
5. 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.
6. 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.
7. 木村衛(1982), "軟弱地盤上の橋臺の側方移動對策", 土と礎, Vol.30, No.5, pp.33-40.
8. Franke, E.(1977), "German Recommendations on Passive Piles", Proc. of the 9th ICSMFE, Special Session 10, Tokyo, pp.193-194.
9. Marche, R.(1973), Discussion, Specialty Session 5, Proc. of the 8th ICSMFE, Moscow, pp.247-252.
10. Peck, R. B.(1969), "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground" Proc. of the 7th ICSMFE, State of the Art Volume, pp.225-290.
11. Peck, R. B., Hanson, W. E. and Thornburn, T. H.(1974), Foundation Engineering, John Wiley and Sons, pp.301-302.
12. 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.

(접수일자 2001. 4. 25)