

성토하부 연약지반의 측방유동 평가

Evaluation of Lateral Flow in Soft Ground under Embankment

홍 원 표¹ Hong, Won-Pyo

이 광 우² Lee, Kwang-Wu

조 삼 덕³ Cho, Sam-Deok

이 재 호⁴ Lee, Jae-Ho

Abstract

The lateral soil movement in soft grounds undergoing improvement with application of vertical drains is analyzed on the basis of monitoring data at three fields, in which fifty six monitoring sites are located. Based on the investigations, the criterions are suggested to predict the lateral soil movement. In order to predict the lateral soil movement in the improved soft grounds by using the dimensionless parameter R suggested by Marche & Chapuis (1974), it is desirable that the maximum lateral displacement in the soft ground below the toe of embankment should be applied to calculate R instead of the lateral displacement at the toe of embankment. The lateral soil movement may increase rapidly, if the safety factor of slope is less than 1.4 in case of high ratio of H/B (Thickness of soft ground/Embankment width) such as 1.15 or is less than 1.2 in case of low ratio of H/B such as 0.05. Also, the graph suggested by Tschebotarioff (1973), which illustrates the relationship between the maximum height of embankments and the undrained shear strength of soft grounds, can be applied to the evaluation for the possibility of the lateral soil movement due to embankments on soft grounds.

요 지

연직배수공법이 적용된 연약지반 상 성토 시 발생할 수 있는 지반의 측방유동에 대한 평가기법을 마련하기 위하여, 세 개 현장의 56개 지점에서 수행한 현장계측 자료를 분석하였다. 계측결과 분석을 통해 지반의 측방유동 가능성에 대한 평가 방안이 마련되었다. 무처리 연약지반에 대하여 Marche & Chapuis(1974)가 제안한 무차원계수 R을 연직배수 공법으로 개량된 연약지반에 적용하기 위해서는 성토체 선단부 직하의 최대지중수평변위를 활용하는 것이 바람직하고, 연약지반 두께와 성토폭의 비(H/B)가 0.05~1.15인 경우, 사면안전율이 1.2~1.4이면 지반의 측방변위량이 급격히 증가하는 것으로 나타났다. 또한 최대로 성토할 수 있는 높이와 비배수전단강도의 관계를 나타낸 Tschebotarioff(1973)의 방법을 이용하면, 연약지반의 측방유동 가능성을 간편하게 평가할 수 있다.

Keywords : Dimensionless parameter R, Embankment on soft ground, Field monitoring, Lateral soil movement, Soft ground

1. 서 론

해안 지역의 활발한 개발과 더불어 연약지반 상 건설

공사가 급증하고 있다. 연약지반 상에 도로나 철도 등의 건설을 위한 성토시공 시 또는 옹벽이나 교대의 뒤 채움 시, 이들 성토하중은 연약지반에 편재하중으로

1 정희원, 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Eng., CAU)

2 정희원, 한국건설기술연구원 국토지반연구부 연구원 (Member, Researcher, Geotechnical Eng. Research Dept., KICT, kwangwu@kict.re.kr, 교신저자)

3 정희원, 한국건설기술연구원 국토지반연구부 수석연구원 (Member, Research Fellow, Geotechnical Eng. Research Dept., KICT)

4 정희원, 중앙대학교 기술과학연구소 전임연구원 (Member, Resercher, Institute of Technology & Science, CAU)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

작용하게 된다(홍원표, 1994). 연약한 점성토지반 상에 편재하중이 작용하게 되면, 지중응력이 증가하고 간극수압이 변화되면서 체적이 수축되어 지반의 침하가 발생한다. 이러한 지반의 변형은 하중재하 초기에 탄성거동을 보이다가 하중이 증가하여 어느 시점에 이르면 과잉간극수압이 급증하여 강도가 저하되고 소성영역이 확대되어 점차 소성평형상태로 이전된다. 즉, 간극수압의 소산에 필요한 충분한 시간이 지나기도 전에 재하하중을 지속적으로 증가시키면, 지반내의 과잉간극수압이 증가하게 되어 측방유동압이 발생 되고, 이로 인해 흙입자의 소성화에 의한 수평적인 측방변위와 주변지반의 용기가 발생하게 된다. 이러한 지반변형은 결국 활동파괴를 유발시켜 기존 구조물의 안정에도 영향을 미치게 된다(그림 1 참조).

최근 연약지반의 측방유동에 기인한 연약지반의 전단파괴나 인접구조물의 피해사례가 속속 보고되고 있음에도 불구하고 이와 관련된 문제의 중요성에 대한 인식은 아직 일반적으로 미흡하며, 측방유동이 구조물에 미치는 영향을 설계에 고려하는 경우는 많지 않은 실정이다. 이는 설계법이 확립되어 있지 않은데 기인한다. 즉, 구조물이 측방유동의 영향을 받는지의 여부를 판정하기가 현재로서 어려운 실정이다.

따라서 본 연구에서는 연직배수재공법이 적용된 연약지반 상 도로성토 시공현장 3개소의 56개 측정에서 수행된 계측결과를 분석하고, 이를 외국에서 제안된 무처리 연약지반의 측방유동 평가방법과 비교/분석함으로써, 연약지반 상 성토의 설계/시공 시에 연약지반의 측방유동을 보다 합리적으로 예측/평가할 수 있는 방안을 제시하고자 한다.

2. 연약지반 측방유동 평가에 관한 문헌고찰

2.1 성토하부 연약 점성토지반의 침하와 측방변위

Leroueil et al.(1990)은 측방유동에 의한 연약지반 변

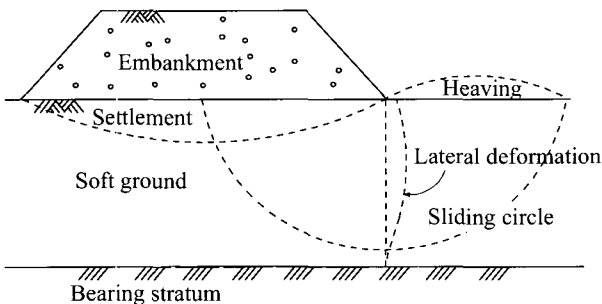


그림 1. 성토제방 하부 연약지반의 변형거동

형거동의 과정을 세 단계로 설명한 바 있다. 즉, 하중재하시점부터 한계하중까지의 거동과 그 이후부터 극한하중까지의 거동, 그리고 극한하중 이후의 장기 배수거동의 3단계의 순서를 거치는 것으로 설명하였다. 재하 초기에는 간극수압의 소산이 없는 K_0 상태로 탄성적인 침하만이 인식되어 지며, 하중의 증가에 따라 유효응력이 증가하여 어느 한계치를 넘게 되면 토립자가 항복하여 압축성이 급증함과 더불어 측방변위량의 증가가 시작된다고 하였으며, 대부분의 측방유동은 이 구간에서 발생된다고 하였다.

한편, Tavenas et al.(1979)은 총 21개소의 성토구간에 대한 현장계측 결과를 토대로 연약지반의 침하량과 측방유동량 사이의 관계를 분석하였다. Tavenas et al.(1979)이 제시한 연약지반 상 성토시 침하량과 측방유동량 사이의 관계를 정리하면, 그림 2와 같이 나타낼 수 있다. 그림 2에서 알 수 있는 바와 같이 하중의 초기단계(O'P')에는 비교적 빠른 배수로 측방변위량이 연직침하량에 비하여 작지만 $[\Delta y_m = (0.18 \pm 0.09)\Delta s]$, 성토하중이 증가하면 정규압밀(NC)상태로 변화되며, 공사의 종료단계(P'A')에서는 비배수상태로 거동하게 되어 측방변위량이 급격히 증가하고 그 크기는 연직변위량과 거의 같아진다 $[\Delta y_m = (0.9 \pm 0.2)\Delta s]$. 또한 공사완료 후 장시간 방치시킨 경우(A'B')에는 배수상태로서 연직변위량에 비하여 측방변위량이 작아진다 $[\Delta y_m = (0.16 \pm 0.02)\Delta s]$.

성토후 장기간 방치시킬 경우, 연직침하 증분량 Δs 와 수평변위 증분량은 대략 $\Delta y_m = (0.16 \pm 0.02)\Delta s$ 의 선형관계가 성립됨을 보았는데, Δy_m 과 Δs 의 관계는 또한 성토체의 기하학적 형상에 영향을 받을 수 있다. 연약지반 상에 성토를 한 13개소에 대한 계측사례 분석결과에 의하면 성토 법면의 경사각(β)과 $\xi (= \Delta y_m / \Delta s)$ 의 관계는 그림 3과 같이 나타나는데, 이는 성토사면 안전율이 1.25~1.5범

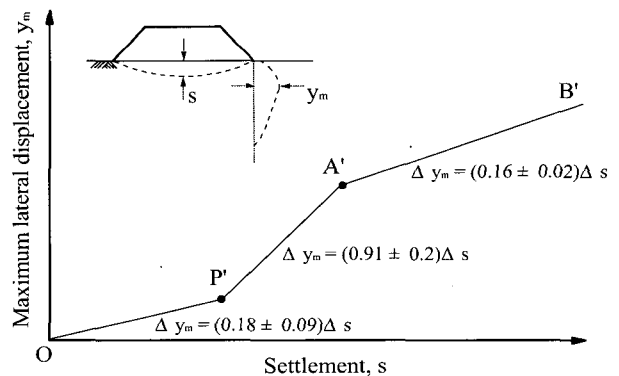


그림 2. 최대 측방변위와 침하량 관계(Tavenas et al., 1979)

위에 있는 경우를 분석한 결과이다(Tavenas & Leroueil, 1980).

또한 Tavenas & Leroueil(1980)은 시험성토 현장에 대한 장기계측(약 3~17년) 결과, 측방변위의 깊이에 따른 분포형태는 압밀기간 중에 거의 변화가 없다는 사실을 발견하였다. 이와 같이 성토 후 장기압밀기간 중 연직침하량과 수평변위량은 일정한 비례관계를 유지하며, 또한 측방변위의 깊이에 따른 분포형태가 변하지 않는다는 연구결과로부터, 시공 완료 후 제방의 공용기간 동안 발생될 수 있는 최대 측방변위중분의 상한치를 다음 식 (1)로부터 산정할 수 있다.

$$\Delta y_m = \xi(S_c - S) \quad (1)$$

여기서, S : 공사완료시에 관측된 총침하량

ξ : 형상계수(그림 3 참조)

S_c : 예상 총침하량

$$= \frac{H}{1+e_0} (c_s \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} + c_c \log \frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} + c_a \log t)$$

e_0 : 지반의 초기 간극비

H : 점토지반의 두께

C_c : 압축지수

C_s : 재압축지수

σ'_p : 선형압밀하중

σ'_{vo} : 지반의 초기하중(토포하중)

$\Delta\sigma_v$: 상재하중

C_a : 2차압밀계수

t : 2차압밀기간

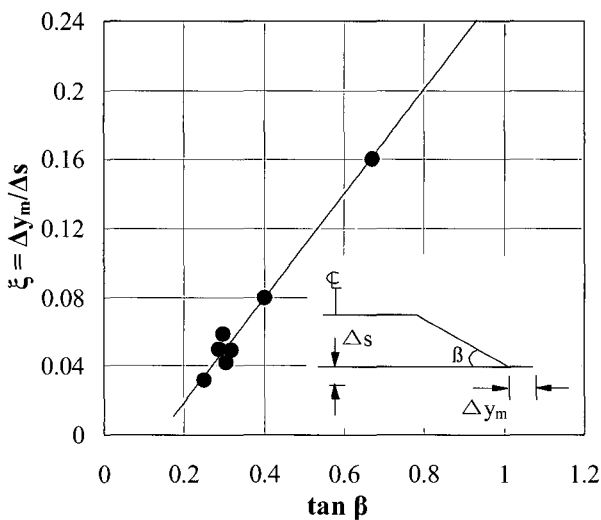


그림 3. 제방경사각과 $\Delta y_m / \Delta s$ 의 관계(Tavenas & Leroueil, 1980)

2.2 측방유동 판정법

연약지반 상에 성토 혹은 뒤채움 등으로 편재하중을 가할 경우 지반의 측방유동이 발생할 것인가 여부를 먼저 판단할 필요가 있다. 측방유동 가능성 여부를 판단할 수 있는 간편한 방법으로는 다음과 같은 경험적 방법을 사용할 수 있다.

(1) Marche 법(Marche & Chapuis, 1974)

측방유동량을 표시하기 위하여 그림 4와 같이 성토로 인한 유효연직압 q에 대응한 성토사면 선단부 지표면에서의 측방변형량 δ_0 의 관계를 표시하였다. 무차원계수 R은 다음의 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$R = \frac{\delta_0 E_s}{qB} \quad (2)$$

여기서, δ_0 : 성토사면 선단부의 측방변위

E_s : 점토의 비배수 변형계수

$q = \gamma h$: 상재하중(surcharge pressure)

B : 성토저면폭, h : 성토고

성토규모와 연약지반의 사면안전율로부터, 사면선단부의 측방변형규모를 그림 4에 의거 개략적으로 구할 수 있다. 이 그림에 의하면 연약지반의 두께와 성토폭에 따라 차이는 있으나 대략적으로 사면의 안전율이 1.4이하가 되면, δ_0 이 급격히 증가되고 있음을 알 수 있다. 따라서 측방유동을 방지하려면, 1.4이상의 사면안전율이 확보되어야 한다.

한편, Oteo(1977)는 변수 R과 성토규모를 나타내는 H/B와의 관계를 20여개의 현장실측치에 대하여 그림 5

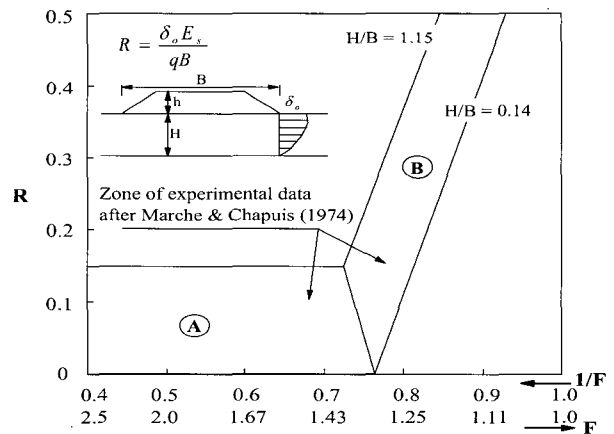


그림 4. 사면안전율에 따른 R(Marche & Chapuis, 1974)

와 같이 정리하였다. 그림 5에는 Tourmier(1972)의 이론 곡선과 F.E.M에 의한 결과도 함께 표시되어 있다. 이 결과로부터 R과 H/B는 그림 중 굵은 실선으로 표시된 영역범위에서 발생되고 있다고 할 수 있다. 따라서 성토 규모가 결정되면, 이 그림을 이용하여 예상되는 최대 측방유동량을 예측할 수 있다.

(2) Tschebotarioff 법(Tschebotarioff, 1973)

연약지반의 비배수 전단강도에 대응하여 연약지반 상에 성토시킬 수 있는 최대높이를 결정하는 방법으로 그림 6을 이용할 수 있다. 성토고의 증가에 따라 증가되는 상재압($P = \gamma h$)이 연약지반의 비배수전단강도의 3배가 되면($P_y = 3c$) 전단변형이 발생되기 시작함을 표시하고 있으며, 5.14~7.95배가 되면($P_m = 5.14c$: strip, $P_m = 7.9c$: square) 전단파괴가 발생함을 예측할 수 있다.

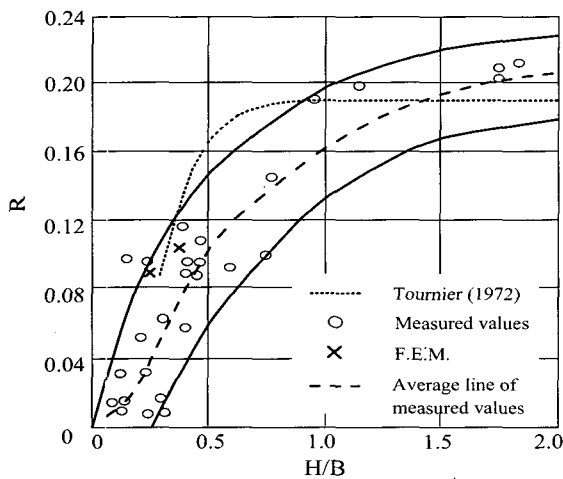


그림 5. R과 H/B의 관계(Oteo, 1977)

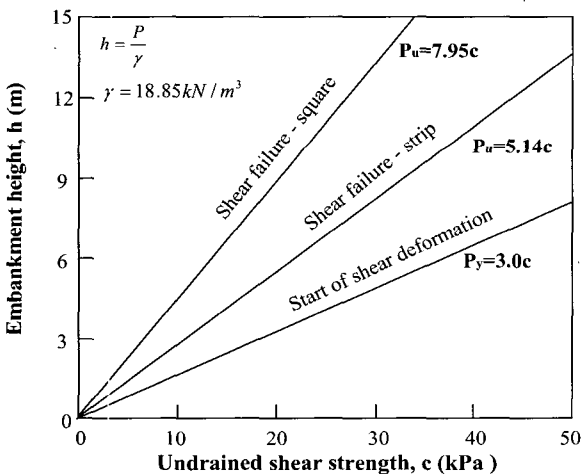


그림 6. 비배수전단강도와 성토높이의 관계(Tschebotarioff, 1973)

3. 연약지반 상 성토로 인한 기초지반의 침하와 측방변위 - 현장사례 분석

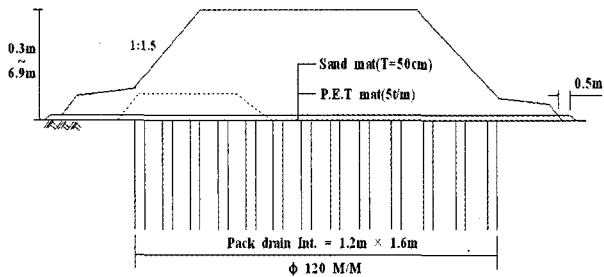
연약지반 상에 도로나 철도 등을 건설하기 위한 성토 시공 시, 연약지반의 압밀축진을 위해 연직배수공법을 적용하는 것이 일반적이다. 그러나 기존의 측방유동 관련 연구들은 대부분 연직배수공법이 적용되지 않은 무처리 지반에 대한 실측결과를 이용하여 수행되었다. 따라서 본 연구에서는 세 가지 형태의 연직배수공법이 적용된 국내 성토 시공현장 계측자료를 분석하고, 그 결과를 무처리 연약지반에 대한 기존의 측방유동 판정법과 비교 및 고찰함으로써, 연직배수공법이 적용된 연약지반에서의 측방유동 판정 방안을 제시하고자 한다.

3.1 현장 조건

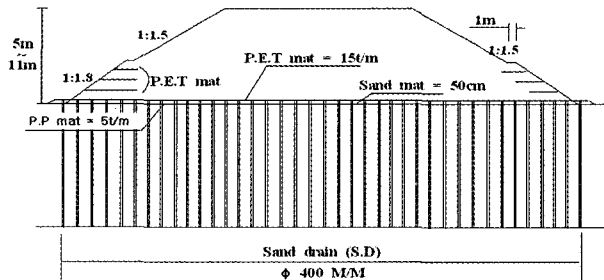
본 연구에서 분석한 대상 현장은 연약지반조건 및 연직배수재 종류에 따라 크게 세 개의 현장으로 구분된다. 세 개의 사례현장별로 적용한 연직배수재는 각각 Pack Drain(논산현장, 계측지점 19개소), Sand Drain(군산 A, 계측지점 14개소) 및 Sand Drain + Sand Compaction Pile(군산 B, 계측지점 23개소)이다. 그림 7은 논산 및 군산 A, 군산 B 현장에 대한 현장 대표단면도이다. 이들 현장은 모두 연약지반 상 고속도로 건설을 위한 현장으로 Trafficability에 대한 안정성 확보 및 활동방지를 위해 Sand mat와 P.E.T mat(Polyester non-woven geotextile)가 그림 7에 나타낸 바와 같이 시공되었다.

논산현장의 지층구성은 지표로부터 실트질모래로 구성된 매립층이 0.8m~4.5m, 연약점성토 퇴적층은 6~22m, 실트질모래 잔류토층이 1~8m 두께로 분포하고, 그 아래 화강암질의 편마암이 17~28m 깊이에 위치한다. 본 현장의 연약점성토층은 대부분 CL 및 CH로 분류되어 있으며, $W_w > W_L$, 액성지수(LI) > 1 으로 지층이 매우 불안정한 상태이고, $LL > 50\%$ 로 압축성이 크다. 일축압축강도의 평균치는 약 42.9kPa, 비배수삼축압축강도는 21.1kPa 이다. 직접전단실험 결과 평균 내부마찰력 및 점착력은 각각 12.5°, 89.7kPa 이었다. 또한 연약지반에 대한 압밀시험 결과, 압축지수(C_c)의 평균치는 0.37, 선형압밀하중(P_c)은 96.1kPa 정도로 나타나 과압밀 내지 압밀이 진행중인 상태로 평가되었다.

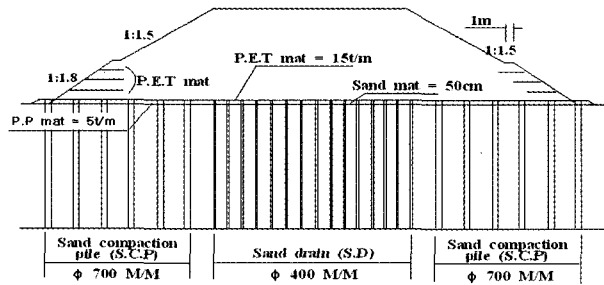
군산 A 및 군산 B 현장의 지층구성은, 지표로부터 실트질모래로 구성된 매립토층이 0.3~4.2m, 실트질 점토



(a) 논산 현장



(b) 군산 A 현장



(c) 군산 B 현장

그림 7. 계측현장 대표단면도

(CL, CH) 퇴적층은 1.8~10.2m 두께로 분포하고, 그 하부는 모래와 자갈로 이루어진 하부퇴적층 및 풍화암층으로 이루어져 있다. 실트질 점토로 이루어진 연약지반의 일축압축강도 평균치는 약 39.7kPa 비배수삼축압축강도는 36.2kPa, 압축지수 C_c 의 평균치는 0.37로 비교적 압축성이 큰 점토이며 선형압밀하중이 81.4kPa로 과압밀 내지 압밀진행중인 상태의 지반이다.

3.2 연약지반상 성토 시 침하와 측방변위 관계

연약지반 상에 성토를 시공하면, 침하량과 측방변위량이 거의 선형적인 관계를 보이게 되며(그림 2), 일반적으로 침하량(s)이 측방변위량(y_m)보다 크게 발생한다.

Tavenas et al.(1979)은 지반 개량공법이 적용되지 않은 연약지반상 성토현장 계측사례를 분석한 결과로부터 성토 중앙부 침하량 증분 Δs 와 성토제방 선단부 직

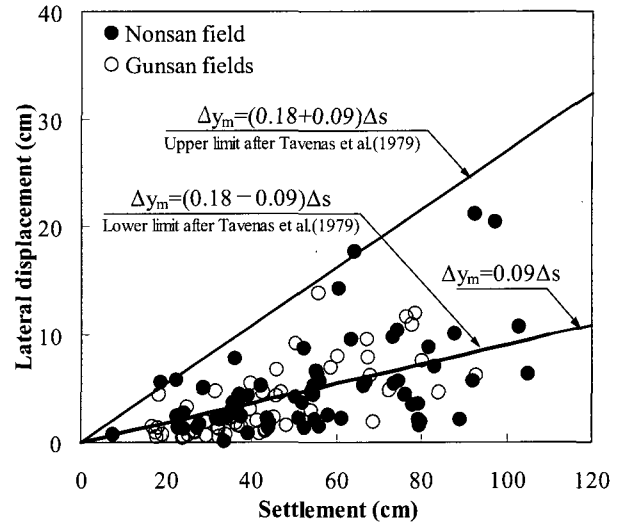


그림 8. 침하량과 측방변위량 관계

하 지중 최대수평변위 증분은 $\Delta y_m = (0.18 \pm 0.09)\Delta s$ 식과 같은 관계를 가진다고 하였다. 본 현장 계측결과 성토 중앙부 침하량에 따른 선단부 지중 최대수평변위 관계를 Tavenas et al.(1979)의 연구결과와 함께 나타내면 그림 8과 같다.

현장 계측결과 침하량에 따른 최대 측방변위량은 세 현장 모두 유사한 경향을 보이고 있으며, 회기분석결과 식 (3)과 같은 관계를 가지는 것으로 나타났다.

$$\Delta y_m = 0.09\Delta s \quad (3)$$

식 (3)에 나타난 계측결과는 Tavenas et al.(1979)가 제안한 경험식의 하한계와 유사하다. 또한 대부분의 계측 결과는 그림 8에서 알 수 있는 바와 같이 Tavenas et al.(1979) 제안식의 상한계선 아래에 위치하고 있다.

본 현장에서 침하량의 증가에 따른 측방유동량의 증가가 Tavenas et al.(1979)의 연구 결과에 비해 작은 원인은, 본 현장의 경우 연직배수재에 의한 배수축진 효과로 인해 성토하중 증가에 따른 과잉간극수압의 증가가 상대적으로 적어서 측방유동압이 작게 발생하였고, 또한 장비의 Trafficability 확보를 위해 지표에 시공된 Sand mat 및 PET mat가 연약지반의 측방유동 발생에 저항하는 효과를 발휘하였기 때문인 것으로 판단된다.

연약층 두께(H)에 따른 성토사면 선단부의 지표면으로부터 최대 측방변위가 발생한 지점까지의 깊이 z 를 조사하였다. 논산현장에서는 z 는 0.40H~0.76H 사이에 위치하며 평균은 0.64H인 것으로 나타났고, 군산 A 및 B 현장에서는 z 가 0.14H~0.67H 사이에 위치하며 평균

은 0.37H인 것으로 나타났다. 이와 같이 최대측방변위가 지표면으로부터 비교적 깊은 위치에서 발생하고 있는 원인은 Sand mat 및 PET mat층이 지표면의 변형을 구속하고 있기 때문이다. 또한 두 현장에서의 z가 서로 차이를 보이는 원인은 논산현장의 경우 Pack Drain이 시공되어 있어 SD 및 SCP가 시공된 군산현장에 비해 배수재의 수평저항효과가 더 크게 발현되었기 때문인 것으로 판단된다.

4. 측방유동 평가법 제안

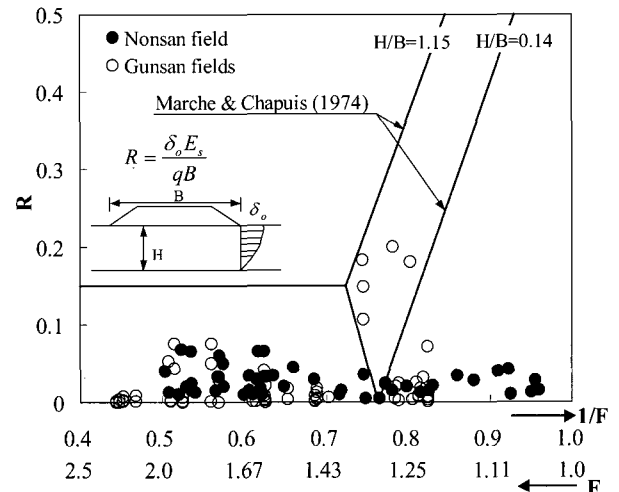
기존의 측방유동 판정방법들은 대부분 연직배수공법이 적용되지 않은 무처리 지반에 대한 실측결과를 이용하여 제안되었다. 본 연구에서는 다양한 종류의 연직배수재를 적용한 국내 성토 시공현장 계측자료를 분석하여, 기존의 측방유동 판정법과 비교·고찰함으로써, 연직배수공법이 시공된 연약지반의 측방유동을 평가하는 방안을 마련해 보고자 한다. 즉, 측방유동판정법 중 사면변형판단법(Marche & Chapuis, 1974), 무차원 최대수평변위를 이용한 판정법(Oteo, 1977) 및 단계별성토에 따른 성토하중과 비배수전단강도의 관계에 의한 판정법(Tschebotarioff, 1973)을 적용하여 현장 계측자료를 분석하고자 한다.

4.1 사면변형판단법을 이용한 판정법

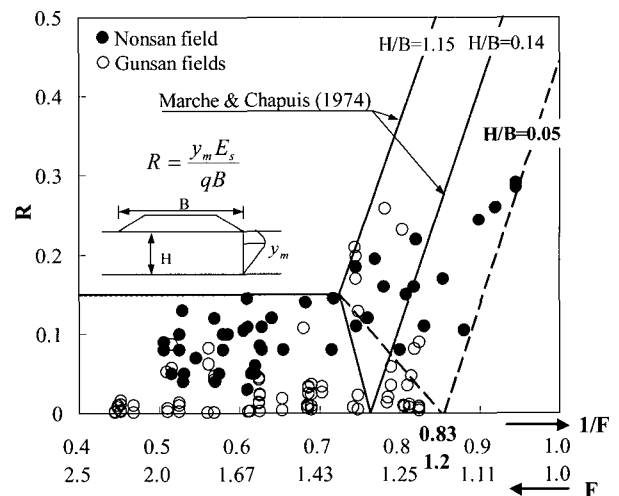
연직배수공법이 적용된 성토현장에 대하여 Marche & Chapuis(1974)가 제안한 측방유동판정법을 이용한 분석을 수행하였다. Marche & Chapuis(1974) 법에 따르면, 성토사면 선단부의 지표면 수평변위 δ_0 를 이용하여 무차원계수(dimensionless factor) R을 산정하도록 되어 있다. 그러나 본 현장의 경우 Sand mat와 PET mat가 연약지반과 성토층 사이에 위치하여 지표면에서의 수평변위를 억제하고 있기 때문에 δ_0 를 사용하여 산정한 R값이 성토체의 사면안전율 F의 크기에 관계없이 대부분 0.1 이하인 것으로 나타나, 지중 최대수평변위(y_m)을 이용하여 R값을 산정하였다. 본 사례현장에 대한 분석결과를 Marche & Chapuis(1974)가 제안한 그래프와 함께 나타내면 그림 9와 같다. 성토체의 사면안전율은 Bishop의 간편법을 이용하여 산정하였다.

그림 9(a)는 Marche & Chapuis(1974)의 제안과 동일하게 성토사면 선단부의 지표면 수평변위 δ_0 를 이용하여

산정한 R과 사면안전율의 관계를 보여 준다. 또한 그림 9(b)는 성토 선단부 직하 지중 최대수평변위 y_m 을 이용하여 산정한 R과 사면안전율의 관계를 나타낸다. 그림 9(a)에서 알 수 있는 바와 같이, δ_0 를 사용하여 산정한 R값은 성토체의 사면안전율 F의 크기에 관계없이 대부분 0.1 이하인 것으로 나타났다. 이와 같이 본 현장 사례 분석결과가 Marche & Chapuis(1974)의 연구결과와 상이하게 나타나는 원인은, 본 현장의 경우 Sand mat와 PET mat가 연약지반과 성토층 사이에 위치하여 지표면에서의 수평변위를 억제하고 있기 때문인 것으로 판단된다. Marche & Chapuis(1974)가 분석한 현장사례와 같이 지반개량공법이 적용되지 않은 무처리 연약지반 상 성토 시에는 성토 선단부 지표면에서의 측방변위와 지중 최대 수평변위의 차이가 그다지 크지 않은 반면



(a) 성토사면 선단부의 지표면 수평변위 δ_0 를 이용하여 R을 산정한 경우



(b) 지중 최대수평변위 y_m 를 이용하여 R을 산정한 경우

그림 9. Marche 도표를 이용한 연약지반 측방유동 평가

에, 본 현장과 같이 연직 및 수평 배수재가 시공된 현장의 경우는 일반적으로 지표면으로부터 비교적 깊은 위치에서 최대 수평변위가 발생하고 최대 지중수평변위와 지표면 수평변위의 차이가 크게 된다. 따라서 무차원 계수 R을 이용하여 연약지반의 측방유동을 예측하기 위해서는 그림 9(b)에 나타난 바와 같이 무차원계수 R 산정시 최대수평변위 y_0 을 이용하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.

또한 R은 성토규모 H/B에 의존한다. Marche & Chapuis (1974)는, 그림 4에 나타난 바와 같이 연약지반의 두께와 성토폭의 비 H/B가 0.14인 경우에는 사면의 안전율이 1.3이하가 되면 성토사면 선단부의 측방변위 δ_0 이 급격히 증가하고, H/B가 1.15인 경우에는 사면안전율이 1.4 이하가 되면 δ_0 이 급격히 증가하게 됨으로, 측방유동을 방지하려면 성토규모에 따른 소요 사면안전율이 1.3~1.4 이상 확보되어야 한다고 하였다. 본 사례 현장의 경우 최소 H/B는 0.05였으며, 이 경우에는 사면안전율이 1.2 이하인 경우에 y_m 이 급격히 증가하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는, 성토규모가 작을수록 연약지반의 측방유동에 안정하기 위한 소요 사면안전율이 작아질 수 있음을 의미한다. 따라서 그림 9를 이용하면, H/B에 따라 연직배수공법이 시공된 성토현장에서의 측방유동 발생가능성을 평가할 수 있을 것으로 기대된다.

4.2 무차원 최대수평변위를 이용한 판정법

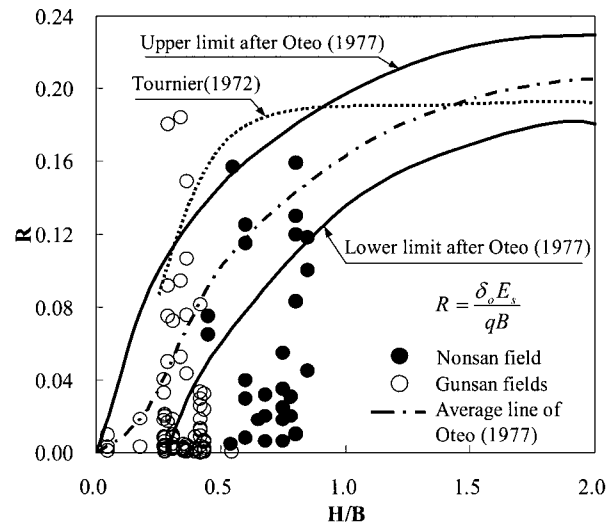
Oteo(1977)가 제안한 변수 R과 성토규모(H/B)와의 관계를 이용하여, 논산과 군산 현장의 계측한 분석 결과를 그림 10에 나타내었다. 그림 9에서와 마찬가지로 그림 10(a)에서 R은 Marche & Chapuis(1974)의 제안과 동일하게 성토사면 선단부의 지표면 수평변위 δ_0 를 이용하여 산정하였고 그림 10(b)에서는 성토 선단부 직하 지중 최대수평변위 y_m 을 이용하여 R을 구하였다.

그림 10에서 Tournier(1972)의 이론곡선 및 Oteo(1977)의 경험곡선과 본 현장에서의 결과를 비교해 보면, 논산 현장의 경우 계측결과로부터 산정한 무차원계수 R값은 비교적 Oteo(1977)가 제시한 영역 내에 위치하고 있으나, 군산현장에 대한 결과에서는 R과 H/B 사이에 어느 일정한 관계가 성립하지 않고 있어 Oteo(1977)의 연구결과와 잘 일치하지 않았다. 즉, H/B가 대부분 0.5이상인 논산현장의 경우는 Oteo(1977)의 경험치와 잘 일치하고, H/B가 0.5이하인 군산현장에서는 Oteo(1977)의

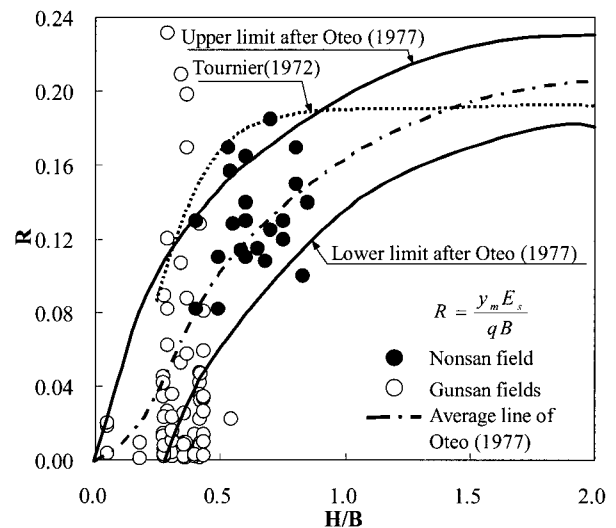
경험치와 잘 일치하지 않는 것으로 나타났다. 따라서 연직배수공법이 시공된 연약지반 상 성토 현장의 경우, H/B가 0.5 이상일 때 Oteo(1977) 방법을 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

4.3 성토하중과 비배수전단강도의 관계에 의한 판정법

Tschebotarioff(1973)는 연약지반의 비배수전단강도에 따라 연약지반 상에 성토시킬 수 있는 최대높이를 결정하기 위한 방법을 그림 6과 같이 제안하였다. Tschebotarioff(1973)는 성토고의 증가에 따라 증가되는 상재압력이 연약지반 비배수전단강도의 3배가 되면 전단변형이 발



(a) 성토사면 선단부의 지표면 수평변위 δ_0 를 이용하여 R을 산정한 경우



(b) 지중 최대수평변위 y_m 를 이용하여 R을 산정한 경우
그림 10. Oteo 법을 이용한 연약지반의 측방유동 평가

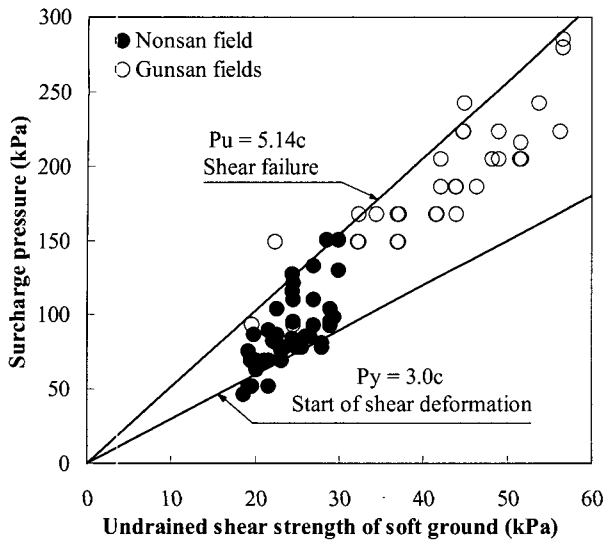


그림 11. Tschebotarioff(1973)의 실험적 결과와의 비교를 통한 연약지반의 측방유동 평가

생하기 시작하고, 상재압력이 비배수전단강도의 5.14배 이상일 때 전단파괴가 일어난다고 하였다. 그림 11은 본 사례현장에서 획득한 자료를 Tschebotarioff(1973)의 결과와 함께 연약지반의 비배수전단강도와 상재압 사이의 관계로 나타낸 것이다.

본 연구 대상현장의 경우에도 그림 11에 나타낸 바와 같이 2개 현장 모두 상재압 $P_y = 3c$ 가 된 이후 전단변형이 발생하기 시작하는 것으로 나타나, 연직배수공법이 시공된 연약지반상에 성토를 시공할 경우에도 Tschebotarioff의 방법을 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 결론

연약지반 상 성토 시공시 발생하는 지반의 측방유동을 평가하기 위한 기존의 연구들은 대부분 연직배수공법이 적용되지 않은 무처리 지반에 대한 실측결과를 토대로 수행되어 왔다. 그러나 최근 연약지반 상에 성토를 시공할 경우에는 압밀축진을 위해 연직 및 수평 배수공법을 함께 적용하는 것이 일반적이다. 따라서 모래를 사용한 연직배수재(Pack drain, SD and SCP)를 적용한 국내 성토 시공현장 계측자료를 분석하여, 기존의 측방유동 판정법(Marche법, Oteo법 및 Tschebotarioff 법)과 비교·고찰하였다. 연구결과 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 현장계측 결과, 성토중양부 침하량 증분(Δs)과 사면 선단부 직하 지중에서의 최대 측방변위량 증분

(Δy_m)은 $\Delta y_m = 0.09\Delta s$ 의 관계를 가지는 것으로 나타났다. 본 현장의 $\Delta y_m / \Delta s$ 가 무처리 연약지반 상 성토에 대한 Tavenas et al.(1979)의 연구 결과에 비해 작은 원인은, 본 현장에 시공되어 있는 연직 및 수평 배수재가, 연약지반의 압밀축진 효과와 수평방향 변위에 대한 저항효과를 발휘하고 있기 때문이다.

- (2) 연약지반 두께 H와 성토지면 폭 B의 관계에서, H/B가 0.05~1.15인 경우 사면안전율이 1.2~1.4 이하이면 연약지반의 최대측방변위 y_m 이 급격히 증가하게 된다. 따라서 성토규모가 작을수록 연약지반의 측방유동에 안정하기 위한 소요 사면안전율이 작아지고, 측방유동을 방지하려면 성토규모에 따른 소요 사면안전율이 1.2~1.4 이상 확보되어야함을 알 수 있다.
- (3) Tschebotarioff(1973)의 방법을 활용하면, 연약지반의 비배수전단강도에 따라 연약지반 상에 성토시킬 수 있는 최대높이를 결정할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부에서 지원하는 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(04 핵심기술A01-04 : 연약지반 측방유동 판정기법 및 토목섬유/말뚝복합보강공법 개발)에 의하여 실시된 연구의 일부임을 밝히며, 이에 감사의 뜻을 전하는 바이다.

참고 문헌

1. 홍원표 (1994), *수동말뚝*, 이진문화사, 서울.
2. Leroueil, S., Magnan J.P., and Tavenas, F. (1990), *Embankments on soft clays*, Ellis Horwood.
3. Marche, R., and Chapuis, R. (1974), "Contrôle de la stabilité des remblais par la mesure des déplacements horizontaux", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.11, No.1, pp.182-201.
4. Oteo, C.S. (1977), "Horizontally loaded piles deformation influence", *Proc. 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo*, pp.101-106.
5. Suzuki, O. (1988), "The Lateral Flow of Soil Caused By Banking On Soft Clay Ground", *Soils and Foundations*, Vol.28, No.4, pp.1-18.
6. Tavenas, F., Mieussens, C., and Bourges, F. (1979), "Lateral displacements in clay foundations under embankments", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.16, pp.532-550.
7. Tavenas F., and Leroueil, S. (1980), "The behaviour of embankments on soft clay foundation", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.17, pp.236-260.
8. Tschebotarioff, G.P. (1973), *Foundations, retaining and earth structures*, McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., pp.400-410.

(접수일자 2006. 5. 18, 심사완료일 2006. 9. 14)