

## 성토하부 개량된 연약지반의 측방이동에 관한 연구

### A Study on Lateral Movement of Improved Soft Ground under Embankment

홍원표<sup>1)</sup>, Won-Pyo Hong, 한중근<sup>2)</sup>, Jung-Geun Han, 박재석<sup>3)</sup>, Jae-Seok Park,  
김영환<sup>4)</sup>, Young-Hwan Kim

- 1) 중앙대학교 건설환경공학과 교수, Professor, Department of Civil & Environmental Engineering, Chung-Ang University
- 2) 중앙대학교 건설환경공학과 조교수, Assistant Professor, Department of Civil & Environmental Engineering, Chung-Ang University
- 3) 유신코퍼레이션, 감리본부 부장, Senior Engineer, Yooshin Engineering Corporation
- 4) 중앙대학교 건설대학원 석사과정, Master Course, the Graduate School of Construction Engineering Chung-Ang University

**SYNOPSIS** : The stability of embankment on the soft ground has included problems on stabilities of embanked body and soft soil, which related with vertical displacement and lateral movement of the soft ground especially. The judge methods for the potentialities of lateral movement have been used in order to stabilization assessment during and after construction of the embankment. In this study, the judge methods on the improved soft ground suggested, which compared with exist judge methods on lateral movement. It is due to recent trend using embanked structures on the soft ground most of improved.

**Key words** : embankment, improved soft ground, judge method, lateral movement

## 1. 서 론

성토하중이 하부지반의 지지저항이 부족한 연약한 지반에 작용할 경우 하부지반내에 수평방향의 측방 유동이 발생하게 된다. 이러한 측방변위는 하부지반의 연직변위를 더욱 크게 발생시키는 요인이 될 수 있다. 따라서 연약지반의 측방유동현상을 규명하기 위해서는 연약지반상 성토하중에 의해 발생하는 연직변위(침하량) 및 수평변위(측방변위, 측방유동)를 보다 정확히 평가하는 것이 중요하다. 많은 연구자들에 의해 현장지반을 모사한 측방변위, 또는 전단변형 현상의 연구로서 각종 시험결과와 분석, 이론해석 및 다양한 구성모델에 의한 수치해석 등을 통하여 수행하여 왔다. 연약지반상 성토시 연구대상은 광의적으로 볼 때 연약지반의 측방유동과 관련한 성토체의 안정성으로 크게 구분되어 진다. 그러나 성토체의 안정은 성토체 하부에서의 연직변위량에 대한 압밀거동에 초점이 맞추어진 것이 대부분이었다.

최근에는 성토체의 연직변위에 의한 측방유동압의 증가로 측방변위가 발생하고 지반이 융기하여 결국 활동과괴에 이르는 경우가 많아 이에 대한 많은 연구가 진행되고 있다. 따라서, 연약지반상 성토체의 안정해석을 위해서는 성토체의 연직변위에 대한 측방유동의 관계를 이용하여 그 영향을 고려할 필요가 있다.

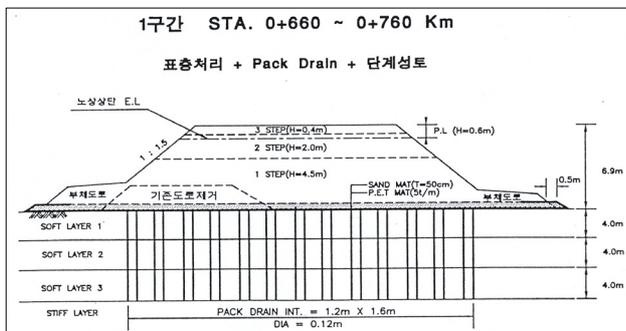
이를 위하여 본 연구에서는 연약지반상에 성토되는 성토체의 실측사례를 사용하였다. 즉 국내 시공현장의 계측사례를 이용해서 연직변위량과 측방변위량의 상호관계를 조사하고 국내외에서 사용되고 있는 각종 측방유동판정법들에 기초해서 성토규모 및 연약지반 규모에 따른 새로운 판정기준을 마련하여 보고자 한다. 또한, 최근 연약지반의 빠른 보강을 위해 각종 연약지반 개량공법이 적용, 시공되고 있으므

로 기존 성토체 하부의 연약점토층의 보강유무 및 보강공법별 종류에 따른 판정법들을 기존 연구결과와 비교·고찰하여 보고자 한다. 이를 위하여 본 연구에서는 측방유동판정법중 사면변형판단법(March,1972), 무차원 최대수평변위를 이용한 판정법(Oteo,1977) 및 단계별성토에 따른 성토고 및 성토하중에 의한 판정법(Tschebotarioff, 1973)법을 적용하였다.

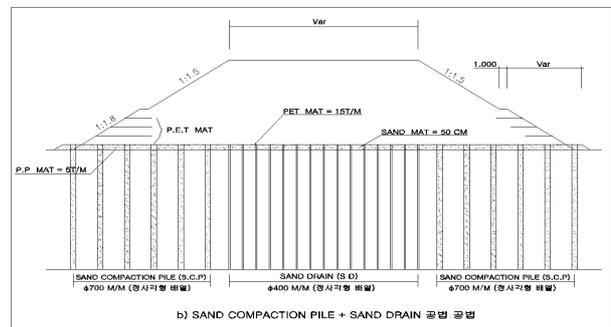
## 2. 현장계측사례

### 2.1 현장현황 및 개요

본 연구의 대상지역은 천안-논산간 고속도로 구간중 논산시 광석면-연무원 일원의 도로성토 시공현장과, 국도29호선 구간으로 전북 군산시 개정면-성산면 일원의 도로성토 현장에서 실시된 계측결과를 이용하였다. 최근 많은 성토구조물들이 연약지반상에 설치되는 사례가 확산되면서, 연약지반상에 성토되는 구조물의 안정성 평가를 위해 많은 평가법들이 적용되고 있으나 대부분 연약지반의 상태에 따라 평가법들의 적용방법들이 달라질 것이므로 연약지반개량공법이 적용된 상태에 따라 구분하여 적용하였다. 먼저, 전자의 구간은 연약지반개량공법이 대표적으로 PBD(Plastic Board Drain)이 수행된 구간이고 후자의 경우는 SD(Sand Drain) 및 SCP(Sand Compaction Drain)이 혼용된 구간이다. 따라서 본 연구에서는 전자를 제1현장, 후자를 제2현장으로 구분 적용하기로 한다. 이들 각 구간별 대표단면은 그림 1에서 보는 바와 같다.



(a) 제 1현장



(b) 제 2현장

그림 1. 각 현장별 대표단면도

### 2.2 지반특성

제 1현장은 저지대의 충적평야 지역이고, 230m 이하의 낮은 산지 및 산계가 발달하고 있고 소하천들이 만경강과 금강으로 유입되는 수계로 대부분 저지대 구릉을 형성하고 있으며 선캠브리아기 경기편마암 복합체로 주라기의 대보화강암과 불국사화강암이 관입되어 있다. 지층구성은 상부로부터 매립층이 0.8m~4.5m 두께의 실트질모래, 퇴적층은 2~22m 두께의 연약점성토, 잔류토 및 풍화암은 그 아래 약 3~18m 두께의 실트섞인 모래가 있고 그 아래 화강암질의 편마암이 9~22m에 위치한다. 또한, 본 현장은  $W_w > W_L$ , 액성지수( $LI$ )  $> 1$ 으로 지층이 매우 불안정한 상태이고 대부분 실트섞인 점토(CL)로서  $LL > 50\%$ 인 압축성이 큰 점토로 나타났다. 일축압축강도의 평균치는 약  $0.437\text{kg/cm}^2$ , 비배수삼축압축강도는  $0.215\text{kg/cm}^2$  이었으며 직접전단 실험에 의한 강도정수 평균내부마찰력 및 점착력은 각각  $12.5^\circ$ ,  $0.915\text{kg/cm}^2$  였다. 또한 연약지반에 대한 압밀시험 결과는 압축지수( $C_c$ )의 평균치는 0.37로 압축성이 비교적 큰 점토임을 알 수 있고, 선행압밀하중( $P_c$ )은 0.98정도로 과압밀내지 압밀이 진행중인 상태로 평가되었다.

제 2현장은 대체적으로 중장년기의 완경사 산지와 완만한 하상퇴적층으로 점토와 실트층이 두껍게 분포하는 하상충적평야가 분포되어 있고 지표로부터 매립토층, 퇴적층(상부, 중간, 하부)이 분포하며, 하부퇴적층은 모래와 자갈층으로 구성되어 있고 그 아래로 풍화암층이 있다. 하상퇴적층은 전구간에 걸쳐 1.8~10.2m 두께로 도로연장의 45%구간에 분포하고 있다. 기반암은 화성암류의 흑운모 화강섬록암이 전 구간에 걸쳐 분포하며 제 4기 충적층이 대부분 지역에 넓게 발달되어 있다. 또한, 실내 및 현장시험 결과 제 2현장은 대부분 실트섞인 점토(CL, CH)로 중간이상의 압축성을 갖고 있으며 대부분은 불안정한 액성상태를 이루고 있으며, 연약지반의 일축압축강도의 평균치는 약  $0.405\text{ kg/cm}^2$ , 비배수삼축압축강도는  $0.369\text{ kg/cm}^2$  이었으며, 압축지

수 Cc의 평균치는 0.37로 비교적 압축성이 큰 점토이며 선행압밀하중이 0.83로 과압밀내지 압밀진행중인 상태의 지반이었다.

### 2.3 계측기 설치현황

연약지반 사전조사 및 시추조사 등으로 지반조건이 충분히 파악된 지점에 그림 2와 같이 계측기들을 설치하였으며 이들 배치상태는 표 1에서 보는 바와 같다. 계측기의 측정빈도는 침하 및 안정관리를 위하여 연약지반의 정도, 공사의 중요성, 공정 등에 따라 제 1현장은 성토완료 후 최초1개월, 3개월, 3개월이후 및 공용 후, 제 2현장은 성토완료 후 최초 1개월, 6개월, 6개월 이후 및 공용후로 구분하여 계측빈도를 조정·시행하였다.

표 1 계측항목별 배치간격 및 설치목적

종 류	지표면 침하관	층별 침하계	간극수압계	지하수위계	경사계	
배치 간격	제1현장	50m	20m	100m	간격: 500m 좌측: 1개	50m
	제2현장	200m	200m	200m	간격: 100m 중앙: 1개	400m
공통	중앙:1개 노건양측: 1개씩	중앙부: 1개	중앙부:1개	-	노건양측 1개씩	

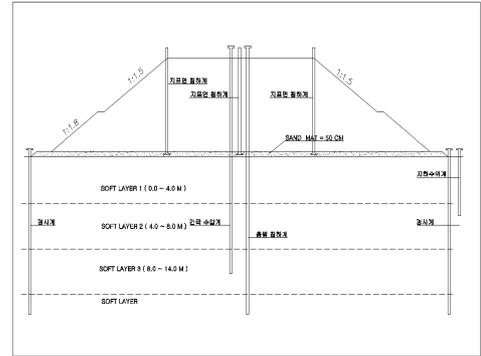


그림 2 계측기 설치 대표단면도

## 3. 계측결과 분석

### 3.1 성토하중에 대한 침하량, 측방유동의 관계

연약지반상에 성토하중이 작용하게 되면 침하와 측방변위가 발생하게 되므로 이들 관계를 이용하여 현장의 계측결과에 따른 분석을 위해 그림 1의 시공단면에 대한 기준을 전 시공구간에 대해 성토고, 침하량 및 측방유동량의 관계로 그림 3과 같이 단순화하였다. 그림에서 보는바와 같이 연약지반상태에 따라 변위발생량은 다소 차이가 있으나 평균적으로 성토하중의 증가에 따라 침하가 증가하는 선형적관계를 보이고 있으며 본절에서는 제2현장 사례를 대표적으로 나타내었다.

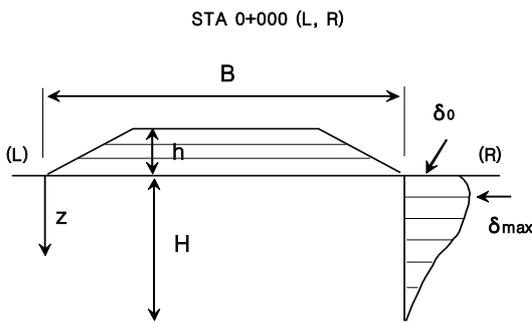


그림 3 계측결과 분석을 위한 시공단면도

여 기 B : 성토폭, h : 성토고, H : 연약층 두께,  
 서, Z : 지표면으로부터의 깊이  
 $\delta_0$  : 사면전단 수평변형량  
 $\delta_{max}$  : 지중최대 수평변형량  
 STA 0+000 : 측점 0+000 km 위치  
 L : 성토사면 좌측  
 R : 성토사면 우측

연약지반상에 성토하중이 작용하게 되면 침하와 측방변위가 발생하게 되며, 일반적으로 침하량이 측방 변위량보다 크게 발생한다. 성토작업이 진행됨에 따라 연약지반상에 재하되는 성토하중으로 침하량이 증가하고 이와 함께 측방유동량도 선형적으로 증가하는 것으로 나타났다(그림 5). 본 현장의 경우 침하량은 측방유동량의 약 2.2배정도 많이 발생하는 경향을 보였다. 그림 6은 단계별 성토고(h)/연약층깊이(H)와 침하량과의 상관관계를 나타낸 것으로, h/H가 증가하면 즉, 성토하중이 증가할수록 침하량은 선형적 증가를 보인다.

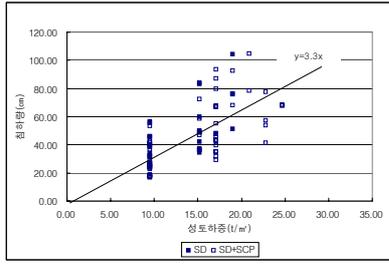


그림 4 성토하중과 침하량

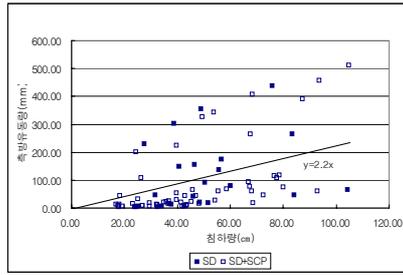


그림 5 침하량과 측방유동량

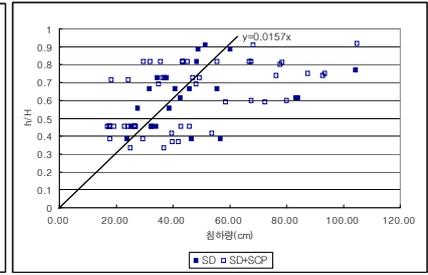


그림 6 침하량과 h/H의

### 3.2 최대측방유동 발생위치

본 연구 대상현장에서 성토고 및 연약층 두께(H)에 따른 최대측방변위 발생깊이(Z/H)를 조사하였다. Trafficability에 대한 안정성 확보 및 활동방지를 위해서 설치한 Sand mat 및 P.E.T mat으로 인하여 지표면의 변형을 구속하므로써 지중에서 최대측방변형이 발생한 것으로 나타났다. 최대측방변위는 성토고(h)와 발생위치에 따라 제 1현장은 연약층두께(H)의 0~0.6H, 제 2현장은 연약층두께의 0~0.67H범위에서 최대측방변위가 발생하였으며 두 현장을 평균하면 연약층 두께(H)의 0.3H에서 최대측방변위가 발생한 것으로 나타났다. 따라서, 연약지반상 성토지반에서 발생하는 측방변위를 이용하여 측방변위 발생을 고려할 필요가 있으며 본 연구에서는 기존연구에서 다루었던 지표면에서 측방변위 발생량( $\delta_0$ )과 이를 포함한 지중에서의 최대변위 발생량( $\delta_{max}$ )에 대하여 비교·검토가 수행되었다.

## 4. 연약지반개량구간에 대한 측방유동판정법

연약지반에 성토하중이 작용하게 되면 연직방향의 침하와 수평방향의 변위가 동시에 발생하지만 이러한 변형량은 연약지반의 함수비, 연경도, 층후에 따라 거동특성이 달라진다. 본 절에서는 앞서 언급한 바와 같이 제1현장(PBD개량구간)과 제2현장(SD와 SCP 혼용구간)에 대해 기존 측방유동판정법들과 비교·검토하여 지반개량공법이 수행된 연약지반상 측방유동판정법을 제시해 보고자 한다. 이를 위해 성토체, 하중규모 및 전반적 고려사항은 그림 1의 기준을 이용하였고, 연약층의 비배수탄성계수는 March(1972)의 제시값들을 사용하였다.

### 4.1 사면변형을 이용한 측방유동판정

March(1972)가 제시한 사면변형을 이용한 측방유동판정법을 이용하여 연약지반개량공법이 적용된 성토체에 대해 실측된 수평변위에 의한 변수 R 값과 사면안정해석(Bishop방법, Slopile ver3.0)결과를 이용하였다. 단, 기존 판정법에서는 사면선단에서의 지표변형량( $\delta_0$ )을 기준으로 하고 있지만 앞 절에서 설명한 바와 같이 최대변형 발생위치의 차이를 고려하여 최대변형발생량( $\delta_{max}$ )을 구분하여 각각 비교하였다.

제 2현장의 경우 1단계 성토시 즉 성토초기에는 SD 구간과 SD+SCP 구간의 사면안정성은 큰 차이를 보이나 단계 성토 진행시 두 구간의 사면안정성은 거의 비슷한 경향을 보였다. 이는 성토초기 보강지반의 배수축진에 따른 압밀효과에 기인한 것으로 추측되며 이러한 경향은 제 1현장에서도 마찬가지였다.

그림 7의 변수R은 사면선단 지표면에서 측정된 수평변위량( $\delta_0$ )을 이용하여 산정한 값이며, 그림 8의 변수R은 사면선단 지중부에서 측정된 최대수평변위량( $\delta_{max}$ )에 의하여 산정된 값이다. Marche가 제시한 도표에서는 안전율이 약 1.4~1.3을 기준으로 R의 값이 크게 변화하지만 그림 7과 그림 8에서 보는 바와 같이 사면안전율 저하에 따른 R값의 변화는 제 2현장의 경우 선단부 지표면변위량( $\delta_0$ )은 성토도로 폭(B)에 비하여 연약층의 심도(H)가 낮은 경우 사면안전율이 약 1.54~1.2에서 H/B의 비율이 0.55~0.05 사이에서 R값이 크게 변하기 시작하였다. 또한, 최대수평변위량( $\delta_{max}$ )을 적용한 경우에는 ㉠구역에서의 R의 범위는 1.51~1.2로 Marche가 제시한 범위와 약간의 차이를 보였다. ㉡구역에서도 Marche가 제시

한 값보다 낮은 범위를 나타내었다. 이러한 거동특성을 보이는 이유는 본 연구 대상현장들의 하부연약 지반에 대하여 연약지반개량을 실시한 구간으로 수평변형( $\delta$ )값의 변화가 적게 발생한 것에 기인한 것으로 판단된다. 즉, 연약지반 개량구간에서는 성토폭(B)와 연약지반 깊이(H)의 비를 고려하는 경우, 최대 변형률을 고려한 경우에는 1.5~1.2, 지표변형률을 고려한 경우에는 1.55~1.2인 범위 내에서 측방유동 발생 가능성을 판단하는 것이 타당할 것으로 사료된다.

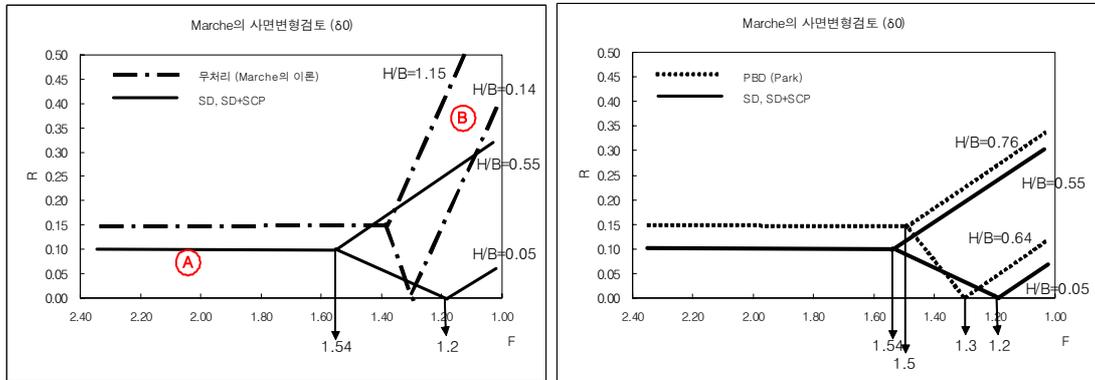


그림 7 Marche도표와 실측결과와의 관계 ( $\delta_0$ )

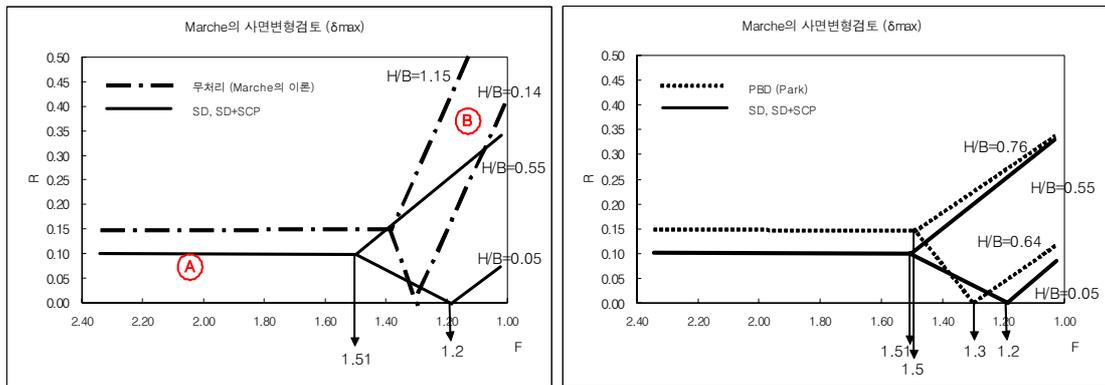
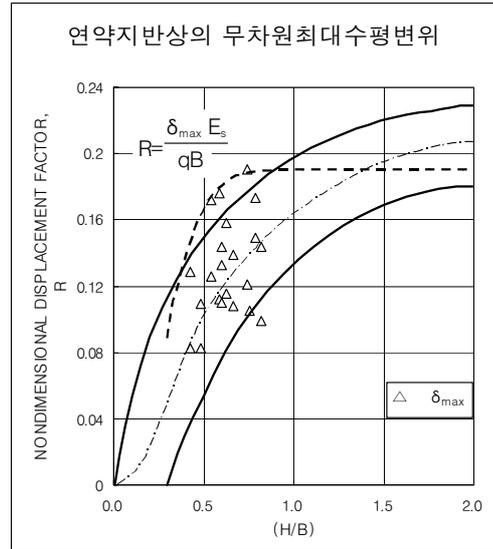
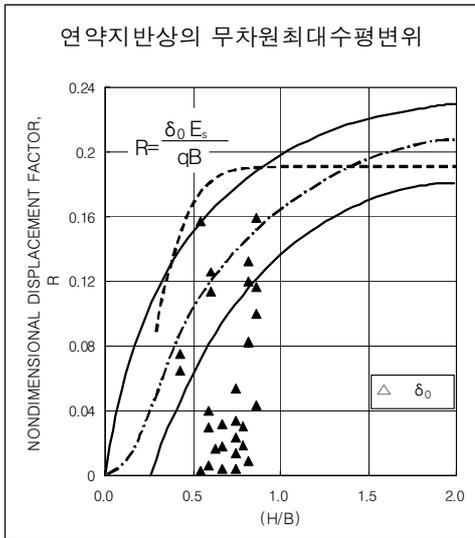


그림 8 Marche도표와 실측결과와의 관계 ( $\delta_{max}$ )

#### 4.2 무차원 최대수평변위에 의한 측방유동판정

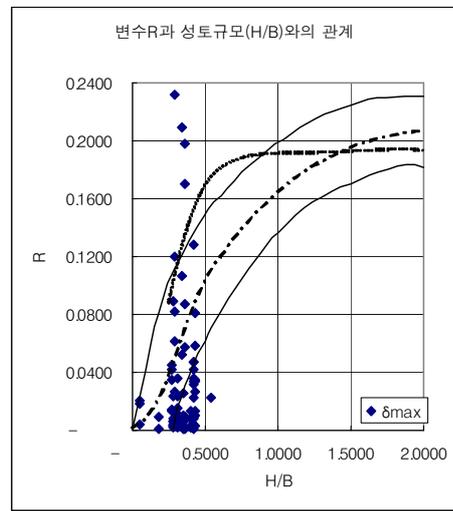
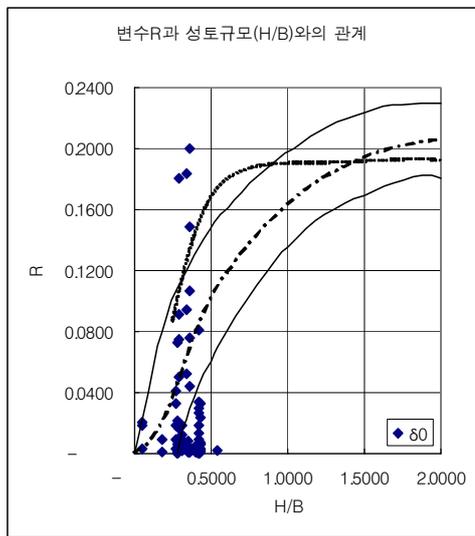
Oteo가 제시한 변수 R과 성토규모의 관계를 이용하여 본 연구에 적용된 현장에 대해 연약지반깊이 (H)와 성토폭(B)의 비인 H/B와의 관계를 도시하면 제 1현장과 제 2현장의 현장실측치를 그림 1과 같이 고려한 것이다. 성토체 선단부지표면 변위량( $\delta_0$ )인 경우와 최대변위발생량( $\delta_{max}$ )인 경우에 대하여 그림 에서와 같이 Tournier(1972)의 이론곡선과 Oteo의 현장실측치의 분포범위를 나타내는 기준선과 비교하면 변수 R값이 작을 때는 제 1현장의 경우 선단지표면 변위량은 범위를 많이 벗어나지만 최대변형률을 고려한 경우는 범주에 속하는 것을 알수 있다. 그러나, 제 2현장의 경우는 H/B 범위가 1.0이하로 한정된 범위내에서 계측된 변수 R 값을 사용하게 되므로 R값이 작은 경우에 대해 적용성이 적은 것으로 평가되었다.



$\delta_0$

$\delta_{max}$

그림 9 변수 R과 성토규모(H/B)의 관계(제1현장)



$\delta_0$

$\delta_{max}$

그림 10 변수 R과 성토규모(H/B)관계 (제2현장)

### 4.3 성토고 및 성토하중에 의한 측방유동판정

연약지반의 비배수강도에 대응하여 연약지반상에 성토시킬수 있는 최대높이를 결정하기 위하여 Tschebotarioff판정법을 사용한다. Tschebotarioff판정법에 따르면 성토고의 증가에 따라 증가되는 상재압( $P = \gamma h$ )이 연약지반 비배수강도의 3배가 되면 전단변형이 발생하는 것으로 되어있으나, 본 연구 대상현장의 경우 2개 현장 모두 일부 구간을 제외하고는 단계별 성토에 따른 상재압을 적용하면 그림 11과 같이 도시되며 상재압이  $P_y = 3c$  가 된 후 변형이 발생하고 있는 상태에 있음을 알 수 있다.

따라서, Tschebotarioff 판정법을 현장의 연약지반개량구간에 적용하는 경우, 최종단계 성토시의 상재압을 적용하는 경우는 비교적 잘 일치하는 것을 알 수 있다.

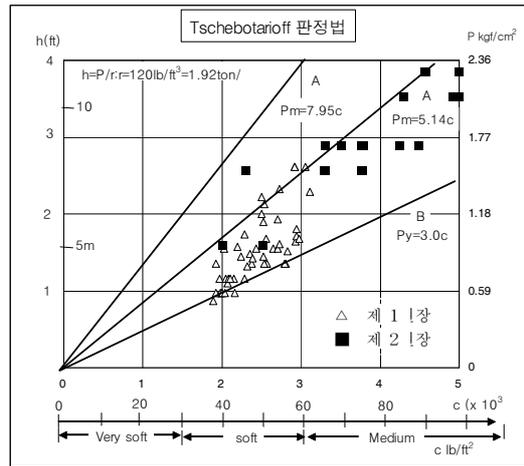


그림 11 Tschebotarioff 판정법과 비교

## 5. 결론

본 연구에서는 연약지반에 성토하중이 가해지는 경우에 발생하는 연직변위량과 측방변위량의 관계를 규명하고, 국내외에서 사용되고 있는 각종 측방유동을 판정할 수 있는 측방유동판정법들에 기초해서 성토규모 및 연약지반 규모에 따른 새로운 판정기준을 연구하였다. 본 연구를 통하여 얻은 결과는 다음과 같다.

- (1) 연직변위량이 측방변위량보다 크게 발생하였고, 성토하중 증가로 연직변위량의 증가에 따라 측방 변위량도 선형적으로 증가하지만 연약지반 도로성토에서는 연약지반 상부 성토시 Sand Mat등을 설치하여 지표면의 변형을 구속하는 경우가 대부분이므로 사면선단부에서 측방변형이 적게 발생 되고 최대변형발생지점은 평균적으로 지표에서 0.3H 지점에 발생하는 것으로 조사되었다.
- (2) 사면변형을 고려한 측방유동판정(Marche,1972)을 이용하여 국내 연약지반, 특히, 연약지반개량 공법이 수행된 지반상 성토시에 적용하는 경우는 개량지반의 강도증분을 고려한 최대변형량과 지표변형량을 각각 구분하여 적용할 것으로 제시하였고, 특히, 최대변형량을 고려하는 경우는 홍원표 등(1994)가 제시한 바와 같이 말뚝이 설치되지 않은 지반내에서의 측방유동가능성을 고려한 결과와 동일한 결과를 보였다.
- (3) Oteo의 연약지반상의 무차원 최대수평변위를 고려하여 연약지반개량지반에서의 측방유동판정을 하는 경우에는 PBD개량구간과 SD 및 SCP개량구간에 대해 각각 다른 경향을 보였으며, 성토규모(H/B)와 변수R과의 관계를 이용하는 경우, PBD개량 구간에 대해 최대변형량을 고려하는 하는 경우에 적용성이 좋았으며 성토규모가 작은 범위인 경우에 산정된 R값의 적용성을 떨어지는 것으로 나타났다.
- (4) Tschebotarioff법 적용시 연약지반에 성토시킬 수 있는 최대높이를 결정하기 위하여 단계별 성토의 경우 최종단계의 상재압을 적용하여 연약지반의 비배수강도의 3배가 되면 전단변형이 발생한다고 한 Tschebotarioff방법과 잘 일치하는 것으로 나타났다.

## 6. 감사의 글

본 연구는 건설교통부에서 지원하는 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(04핵심기술 A01-10 : 연약지반 측방유동 판정기법 및 토목섬유/말뚝 복합보강공법 개발)에 의하여 실시된 연구의 일부임을 밝히며, 이에 감사의 뜻을 전하는 바이다.

## 7. 참고문헌

- 1) 박재석 (2003), 연약지반상 성토사면의 측방이동에 관한 연구, 중앙대학교 건설대학원
- 2) 안중필, 홍원표(1994), 측방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구, 한국지반공학회지, 제10권 제2호, pp.25~40.
- 3) 홍원표, (1994), 수동말뚝, 중앙대학교 공과대학
- 4) 洪元均, 李愚賢, 安鐘弼, 南正萬 (1991) "橋臺基礎말뚝의 安定", 大韓土質工學會誌, 第7卷, 第2 號, pp.67-79.
- 5) 홍원표, 권오현, 한중근, 조성한 (1994) "연약지반상 교대의 측방이동에 관한 연구", 韓國地盤工 學會誌, 弟10卷, 弟4號, pp.53-65.
- 6) 한국도로공사, 천안-논산간 고속도로 건설공사 제 6공구 연약지반 계측관리 및 분석 보고서
- 7) 高速道路調査會 (1979), 地盤上の橋臺基礎に關する調査研究報告書
- 8) 高速道路調査會 (1980), 弱地盤上の橋臺基礎に關す調査研究報告書(その2)
- 9) 高速道路調査會 (1981), 軟弱地盤上の橋台移動に關する調査研究 報告書
- 10) 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.
- 11) Das, B.W(1984), Principle of Geotechnical Engineering, pp 290~291
- 12) Marche, R & Lacroix, Y.(1972), Stabilité des Culees de Ponts Establies sur des Pieus Traversant une Couche Molle, Can. Geot. Jnl.,Vol. 9. NO.1 pp.1~24.
- 13) Oteo, C.S.(1977), Horizontally Loaded Piles Deformation Influence, Proc. 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.101~110
- 14) Skempton, A.W(1957), Discussion, The planning and design of The New Hong Kong Airport, Proc., Institute of Vivil Engineerings, London, Vol.7. pp.305~307