연직배수재가 설치된 연약지반 상에 도로성토로 인한 측방유동 발생 예측

Prediction of Lateral Flow due to Embankments for Road Construction on Soft Grounds with Vertical Drains

홍원표* · 김정훈**

Hong, Won-Pyo · Kim, Jung-Hoon

Abstract

Some methods were proposed to predict lateral flow due to embankments for road constructions on soft grounds, in which vertical drains were placed. In order to investigate the prediction methods of lateral flow, 200 field monitoring data for embankments in thirteen road construction sites at western and southern coastal areas of the Korean Peninsula were analyzed. For analyzing the relationship between the safety factor of embankment slope and the horizontal displacement in soft grounds where horizontal drain mats were placed, it was reliable to apply the maximum horizontal displacement in soft ground instead of the horizontal displacement at ground surface. The maximum horizontal displacement was developed less than 50mm in fields where the safety factor of slope was more than 1.4, while the one was developed more than 100mm in fields where the safety factor of slope was less than 1.2. In safe fields where the maximum horizontal displacement were developed within 50mm, lateral flow would not happen since shear deformation was not appeared. On the other hand, shear failure would happen in the fields where the maximum horizontal displacement were developed more than 100mm. In such fields, embankments might be continued after some appropriate countermeasures should be prepared. Safe embankments can be performed on soft grounds, in which the stability number is less than 3.0 and the safety factor for bearing is more than 1.7. However, if the stability number is more than 4.3 and the safety factor for bearing is less than 1.2, shear deformation would begin and even shear failure would happen.

Keywords : embankment, lateral displacement, soft ground, vertical drain, prediction of lateral flow

요 지

연직배수재가 설치된 연약지반 상에 도로성토를 실시할 경우 연약지반에 측방유동이 발생할 지 여부를 예측할 수 있는 방법이 제안되었다. 이 측방유동예측법을 조사하기 위해 연직배수공법을 적용하여 지반개량공사가 실시된 연약지반 상에 도로성토가 시공된 우리나라 서해안과 남해안 지역 연약지반에서 계측관리가 실시된 13개 현장 200개 측정점의 현장계측자료를 수집 분석하였다. 수평배수재를 설치한 연약지반에서 수평변위와 사면안전율과의 관계를 조사할 경우는 연약지반의 지표면수평변위량 보다는 지중최대수평변위량을 적용하는 것이 바람직하였다. 성토사면의 사면안전율이 1.4 이상이면 대부분의 연약지반 최대수평변위는 50mm 이하로 발생되었고 사면안전율이 1.2 이하이면 대부분의 최대수평변위는 100mm 이상으로 발생되었다. 최대수평변위량이 50mm 이하로 발생하면 전단변형이 발생하지 않았으므로 측방유동이 발생할 우려가 없는 안전한 현장으로 판단된다. 반면에 최대수평변위량이 100mm 이상으로 크게 발생하는 현장에서는 전단파괴가 발생할 가능성이 있다고 판단된다. 이런 현장에서는 즉각 대책을 강구한 후 성토를 계속함이 바람직하다고 판단된다. 또한 연직배수재를 설치한 연약지반에서 안정수가 3.0이하이고 지지안전율이 1.7 이상이면 안전한 성토시공이 가능하며 안정수가 4.3 이상이고 지지안전율이 1.2 이하이면 연약지반에 전단변형의 발생은 물론이고 전단파괴의 가능성까지도 예상된다.

핵심용어 : 성토, 측방변위, 연약지반, 연직배수재, 측방유동예측

1. 서 론

최근 연약지반 상에 고속도로를 건설하거나 공단 및 주택단지 등을 조성하는 경우가 많아지면서 교대, 안벽, 지하매

설물 등의 인접구조물에 발생된 변위 및 변형으로 인한 문제가 종종 발생하였다(Hong and Lee, 2009). 이러한 문제 발생의 주원인은 측방변형 혹은 측방유동과 관련이 있는 것으로 밝혀져 연약지반의 측방유동에 대한 관심이 높다(홍원

*정회원 · 교신저자 · 중앙대학교 건설환경플랜트공학과 교수 (E-mail : wphong@cau.ac.kr)

**정회원 · (주)동명기술공단 전문 · 공학박사 (E-mail : jhk3615@hanmail.net)

표, 1994; Hong, 2005).

이와 같이 연약지반 상에 도로성토나 교대뒤채움을 하게 되면 성토압에 비해 연약지반의 지지력이 부족하므로 연약지반에는 침하와 더불어 측방변위가 발생하게 된다(Peck et al., 1969; 이광우, 2006; Tavenas et al., 1979; Leroueil et al., 1990). 이러한 편재하중에 의하여 발생하는 연약지반의 수평변형을 측방유동 혹은 측방변형이라 부른다. 이 경우 연약지반에 도로성토하중으로 인한 측방유동이 발생하는가 여부를 사전에 예측하는 것은 연약지반 상에 도로성토 및 뒤채움을 성공적으로 실시할 수 있는가를 결정짓는데 아주 중요한 사항이 된다.

지금까지 이러한 연약지반의 측방유동을 판정하는 몇몇 방법이 제안되어 왔다(Marche and Chapuis, 1974; Tschebotarioff, 1973; Franke, 1977). 이들 기존 측방유동판정법은 연약지반 처리공법이 적용되지 않은 무보강 무처리 연약지반 상에 성토를 실시한 경우를 대상으로 사면전단부 지표면수평변위를 적용하는 방법이 제안되어왔다. 그러나 최근에는 각종 연직배수재를 연약지반에 설치하고 그 위에 sand mat, PET mat, PPT mat 등의 각종 수평배수재를 포설한 후 도로성토를 하는 경우가 대부분이다. 이와 같이 연직배수재와 수평배수재를 설치한 개량 연약지반 상의 도로성토에 의한 연약지반의 거동은 무처리 무보강 연약지반에서의 거동과 상당히 다르게 나타나고 있다.

또한 각종 연직배수재를 연약지반에 설치한 후에도 연약지반이 충분히 개량되기 전에 도로성토를 실시하는 경우가 많다. 따라서 연약지반개량공이 도입된 현장에서도 측방유동이 발생되고 있는 실정이다. 이 경우 기존의 측방유동 판정기준으로는 측방유동이 발생할 것으로 예측되어도 연직배수재를 연약지반에 설치된 도로성토에서는 성토과정에 연약지반이 개량되어 전단강도가 증대되므로 전단파괴가 발생됨이 없이 도로성토를 완성할 수 있게 된다.

한편 연직배수재와 함께 수평배수층이 적용된 연약지반에서는 지표면의 수평배수층의 저항으로 최대수평변위량이 성토사면 전단부 연약지반 지표면에서 발생되지 않을 것이다. 따라서 연직배수재와 수평배수재가 설치된 연약지반에서 도로성토를 실시할 경우 연약지반에 측방유동 발생여부를 미리 예측할 수 있는 방법이 연구 제시될 필요가 있을 것이다.

이에 본 연구에서는 연직배수재와 수평배수재가 설치된 연약지반에서 도로성토로 인한 연약지반의 새로운 측방유동판정법을 확립 제언함을 연구목적으로 한다.

본 연구를 수행하기위해 도로성토가 시공된 우리나라 서해안과 남해안 지역 연약지반에서 계측관리가 실시된 13개 현장 200개 측정점의 현장계측자료를 수집 분석하여 연직배수재와 수평배수재가 설치된 연약지반의 측방유동예측법을 조사하고자한다. 즉 연직배수공법을 적용하여 지반개량 공사가 실시된 연약지반 현장으로 동남해안지역의 양산, 울산, 김해, 밀양의 네 곳과 서남해안지역의 영암, 광양, 여수의 세 곳, 서해안지역의 김포, 영종, 경인고속도로, 청라, 논산, 군산의 여섯 곳에 대해 연약지반의 측방유동량과 지반특성, 도로성토규모 등의 자료를 연계 분석한다.

우선 본 연구에서는 연약지반의 수평변위량과 성토사면의 사면안전율과의 관련성을 조사하는 방법으로 측방유동 가능

성을 검토해본다. 그런 후 연약지반의 비배수전단강도와 성토압을 함께 고려할 수 있는 안정수와 지지안전율을 도입하여 이들 지수를 연약지반의 수평변위량과 연계한 측방유동 예측법을 마련한다.

2. 기존연구

그림 1은 지표면수평변위량(δ_o)으로 산정된 무차원계수 R 값과 성토규모(H/B)에 따라 사면안전율(F_s)의 관계를 도시한 결과이다(Marche and Chapuis, 1974). 즉 Marche and Chapuis (1974)는 연약지반 상에 성토를 실시할 경우 성토사면 전단부 연약지반지표면에서의 수평변위량(δ_o)을 측정하여 무차원계수 $R(=\delta_o E_s / qB)$ 을 산정하였으며 이 R 과 성토체 사면안전율(F_s)과의 관계를 조사하였다. 여기서 E_s 는 지반변형계수이며 q 와 B 는 그림 1 속에 도시된 바와 같이 각각 상재압과 성토폭이다. 이 그림에서 A구역은 측방유동이 적게 발생되어 안정된 경우이며 B구역은 측방유동이 크게 발생되어 불안정한 경우에 해당한다.

Fig. 1. Experimental variation of R in the function of safety factor, F_s (Marche and Chapuis, 1974)

홍원표 등(2006)은 성토규모(H/B)가 0.05에서 1.15사이인 국내 연약지반을 대상으로 사면안전성과 연약지반의 측방유동 사이의 관계를 검토한 결과 사면안전율이 1.2~1.4 이하이면 연약지반의 측방변위가 급격히 증가하게 됨을 밝힌 바 있다.

Franke(1977)는 그림 2에서 보는 바와 같이 저부원호활동 파괴에 대한 소요안전율은 연약지반의 연경도(consistency)와 관련이 있으므로, 연약지반의 연경도 지수(Consistency Index) $I_c(=1-I_L)$ 로부터 연약지반의 소요안전율($F_{s,req}$)을 구하고 연약지반 상에 성토시 활동면을 따라 발생하는 전단응력(τ)과 전단강도(τ_f)로부터 사면안전율 $F_s(=\tau_f/\tau)$ 을 구해서 이 사면안전율(F_s)이 소요사면안전율($F_{s,req}$)보다 작으면 측방유동이 발생할 가능성이 있다고 하였다.

한편 Tschebotarioff(1973)는 그림 3에서 보는 바와 같이 연약지반 상에 성토를 하는 경우 연약지반의 수평변위량과 관계없이 연약지반의 비배수전단강도에 대한 최대성토높이를 결정하기 위해 성토하중($P=\gamma h$)이 연약지반의 비배수전단강

Fig. 2. Relationship between safety factor and consistency index (Franke, 1977)

Fig. 3. Relationship between undrained shear strength and embankment height (Tschebotarioff, 1973)

도의 3배($P_y=3c$)가 되면 전단변형이 발생하기 시작하고 5.14~7.95배 이상이 되면 전단파괴가 발생한다고 하였다. 즉 전단파괴는 평면변형률상태의 성토에서는 연약지반의 비배수 전단강도의 5.14배 이상에서 발생되고 정방형상태의 성토에서는 7.95배 이상에서 발생된다고 하였다.

Tavenas and Leroueil(1980)는 연약지반 상에 성토를 실시한 13개소에 대한 계측사례 분석결과를 성토법면의 경사 각 β 와 형상계수 $\xi(=\Delta y_m/\Delta s)$ 의 관계로 그림 4와 같이 나타냈다. 단 이때의 사면안전율은 1.25~1.5범위에 있는 경우를 대상으로 하였다. 또한 Tavenas and Leroueil(1980)은 시험성토에 대한 장기간(약 3~17년)에 걸친 계측결과, 수평변위의 깊이에 따른 분포형태는 압밀기간 중에 거의 변화가 없다는 사실을 발견하였다. 또한 수평변위의 깊이에 따른 분포형태가 변하지 않는다는 연구결과로부터, 시공완료 후 제방의 공용기간동안 발생할 수 있는 최대수평변위중분의 상한치를 형상계수를 적용하여 산정할 수 있다고 하였다.

Fig. 4. Relationship between slope inclination of embankments and $\Delta y_m/\Delta s$ (Tavenas and Leroueil, 1980)

3. 도로성토현장

우리나라는 3면이 바다로 둘러싸여 있는 반도국가이다. 특히 서해안과 남해안은 리아스식 해안으로 구성되어 있어 매립을 하여 토지로 활용할 수 있는 지역이 많다. 최근까지도 해안 매립을 활발히 실시하여 상당히 많은 토지를 조성하여 산업단지, 주택단지 등으로 공급하여 오고 있다. 이러한 해안매립지역에 도로를 축조할 경우 성토하중으로 인한 연약지반의 변형(침하 및 측방변형)이 발생하는 경우가 많다.

본 연구에서 분석한 13개 연약지반현장은 지역적 위치에 따라 그림 5에서 보는 바와 같이 동남해안지역, 서남해안지역, 서해안지역의 총 세 지역으로 분류하였으며 이들 지역의 연약지반 특성은 다음과 같다.

3.1 동남해안지역 연약지반 현장

동남해안지역에서는 그림 5에서 보는 바와 같이 양산, 울산, 김해, 밀양 지역 4곳의 연약지반 현장을 대상으로 선정하였다. 이 지역은 주로 낙동강 유역권으로 퇴적층이 두껍게 분포되어 있다.

동남해안지역 연약지반은 대체로 지표로부터 매립층, 퇴적토층, 풍화대층 및 기반암층의 순으로 구성되어 있다. 퇴적토층 두께는 14~46m 정도로 두껍게 형성되어 있으며, 이중 연약지반은 2~41m 정도이며 강 하류로 갈수록 깊어지는 경향을 보인다. 상부 실트질 모래층은 N치가 0~10 정도이며, 중간부 점성토층은 N치가 0~5 정도로 매우 연약하며 하부 모래층의 N치는 30~50 이상으로 대단히 조밀한 상태를 보이고 있다. 퇴적토층의 두께는 낙동강하구에서 동쪽으로 갈수록 깊어지며 녹산지역의 경우 두께가 70m되는 곳도 있다(한국토지공사, 1998).

다른 지역보다 퇴적토층 두께가 두껍고 액성한계, 소성한계, 소성지수, 간극비, 압축지수도 높다. 그러나 조립성분을 많이 함유하고 있어서 비배수전단강도, 일축압축강도가 비교적 큰 특성을 가지고 있다. 양산지역과 김해지역 연약지반은 충적퇴적물로 구성되어 있어 강도가 상당히 낮은 경우가 많다.

동남해안지역에 속하는 연약지반 현장중 대표적으로 양산

Fig. 5. Locations of monitoring fields of soft grounds

지구의 연약지반에 대하여 연약층의 두께, 적용된 연직배수재, 도로성토규모를 개략적으로 도시하면 그림 6(a)와 같다. 연직배수공법으로 P.V.D.(plastic drain)공법을 적용하였고 이 plastic drain을 시공한 후 PP mat와 Sand mat를 포설한 후 도로성토를 실시하였다.

동남해안지역에 속하는 그 밖의 연약지반 현장의 연약층의 두께와 역학적 특성, 연약지반에 적용된 연직배수재, 도로성토규모 등을 정리하면 표 1과 같다.

3.2 서남해안지역 연약지반 현장

서남해안지역은 그림 5에서 보는 바와 같이 영암, 광양, 여수의 3개 지구 연약지반현장을 대상으로 하였다. 남해안은 주로 해수면의 하강 시 퇴적된 상류 사질토퇴적물로 덮여 있으나 서쪽으로 갈수록 세립퇴적물이 많으며 주로 양자강이 주공급원이므로 이 지역은 세립질 점성토가 두껍게 분포되어 있었다.

서남해안지역 연약지반은 대체로 지표로부터 퇴적토층, 풍화잔류토층, 풍화암층, 기반암층의 순으로 구성되어 있다. 층 두께는 10~40m 정도로 상부 모래층은 일반적으로 세립 내지 중립질 모래로서 층 하부로 갈수록 세립분 함량이 증가하며 N 치는 10 미만이다. 중간부 점성토층은 실트질 점토, 점토질 실트 또는 사질 실트로 구성되어 있으며 N치가 대체로 0~4정도로 매우 연약한 상태이다. 상부 모래층 및 하부 층적층과의 접촉부에서는 세립내지 중립질 모래가 많이 함유되어 있다. 특히 광양만은 세립질 점토가 우세하게 나타난다. 서남해안지역도 동남해안지역과 같이 대체로 다른 지역보다 퇴적층 두께가 두껍고 액성한계, 소성한계, 소성지수, 간극비, 압축지수도 높으며 조립성분을 많이 함유하고 있으나 비배수전단강도, 일축압축 강도가 작은 특성을 가지고 있다.

서남해안지역에 속하는 연약지반 현장중 대표적으로 영암 지구의 연약지반에 대하여 연약층의 두께, 적용된 연직배수재, 도로성토규모를 개략적으로 도시하면 그림 6(b)와 같다. 연직배수공법으로 P.V.D.(P.B.D.)공법을 적용하였고 이

Fig. 6. Embankments on soft grounds installed various vertical drainages

P.B.D.를 시공한 후 PP mat와 수평배수층을 포설한 후 도로성토를 실시하였다.

서남해안지역에 속하는 그 밖의 연약지반 현장의 연약층의 두께와 역학적 특성, 연약지반에 적용된 연직배수재, 도로성토규모 등을 정리하면 표 1과 같다.

3.3 서해안지역 연약지반 현장

서해안지역은 그림 5에서 보는 바와 같이 김포, 영종도, 경인고속도로, 인천, 논산, 군산의 6개 지구의 연약지반현장을 대상으로 하였다. 이 지역에는 중국의 황하강 및 한반도의 여러 하천에서 흘러온 세립질 퇴적물이 넓게 분포되어 있다.

서해안지역의 지반은 대체로 지표로부터 퇴적토층, 풍화잔류토층, 풍화암층, 기반암층의 순으로 구성되어 있다. 퇴적토층은 상부 점성토층과 하부 사질토층으로 구분되며 상부점성토층은 해수의 작용으로 인해 운반 및 퇴적되어 생성된 층으로 바다 쪽으로 갈수록 층 두께가 두꺼워지는 경향을 보이고 있다.

퇴적토층의 두께는 0~35m 정도로 모래질 실트로 대부분

Table 1. The soil properties of soft grounds and embankment dimension

Area	Field	Natural moisture content (ω_n , %)	Liquid limit (LL, %)	Plastic Index (PI, %)	Undrained shear strength (c_u , kN/m ²)	Rate of strength increase ($m=c_u/P$)	Unit weight (kN/m ³)	USCS	Depth of soft layer (m)	Dimension of Embankments		Vertical drain
										B (m)	H (m)	
South east area	Yangsan	53.20	45.4	30.1	25.50	0.185	16.97	CL	15.2~29.5	47.25	24.9	P.V.D(Plastic drain)
	Ulsan	44.86	39.13	26	22.56	0.186	17.26	CL	19.6~20.2	43.5	17.45	P.V.D (Paper drain)
	Gimhae	67.22	71.1	42.2	14.71	0.313	15.49	CH	16.5~18.6	35	17.55	P.V.D(P.B.D)
	Milyang	41.00	39.4	16.4	29.42	0.200	17.16	CL CH	7.6~25.1	36.5	16.35	P.V.D(P.B.D)
South west area	Yeongam	49.00	54.4	33.3	23.54	0.250	16.77	CL CH	1.7~42.1	53	21.9	P.V.D(P.B.D)
	Kwangyang	52.50	54.4	28.4	13.73	0.200	16.57	CH	3.0~12.2	43.5	14.35	P.V.D(P.B.D)
	Yeosu	83.40	63.2	39.1	16.67	0.290	15.40	CL CH	3.6~4.8	39.75	13.65	P.V.D(P.B.D), Sand drain
West area	Gimpo	41.00	39.4	19.0	15.69	0.185	17.36	CL	3.6~15.3	46.81	10.2	Stone Column, P.V.D (Plastic drain)
	Yeongjong	34.92	39.7	20.9	34.32	0.260	18.14	CL	0.9~26.8	36.25	14	P.V.D (P.B.D)
	Kyeongin Expressway	27.20	39.5	15.6	26.48	0.220	18.34	CL	8.0~15.0	63.3	15.5	P.V.D (P.B.D)
	Cheongna	30.86	36.87	16.0	24.52	0.200	18.34	CL	2.0~18.0	34.25	13.0	P.V.D (Plastic drain)
	Nonsan	62.00	55.8	17.3	21.57	0.190	18.14	CL CH	6.8~26.5	57.85	16.7	P.V.D (Peck drain)
	Gunsan	57.40	64.4	22.3	36.28	0.220	17.75	CL CH	2.1~14.6	40.35	8.35	Sand drain, S.C.P

갈색내지 암갈색을 띠고 있고 일부 조개껍질도 포함하고 있다. 다른 연안에 위치한 지역에 비해 입자가 크며 N치는 1~50정도로 다양하게 측정된다. 주로 실트질 점토 및 모래가 넓게 분포하고 있으며 실트질 점토층은 1~10m 정도, 실트 섞인 모래층은 2~18m 정도 두께를 나타낸다. 하부 사질토층은 하부로부터 모래질 자갈층, 중간 입자로 된 모래층, 가는 입자로 된 모래층으로 퇴적된 경향을 보이고 있다. N치는 35~50 이상으로 나타난다.

서해안지역에 속하는 연약지반 현장중 대표적으로 김포지구의 연약지반에 대하여 연약층의 두께, 적용된 연직배수재, 도로성토규모를 개략적으로 도시하면 그림 6(c)와 같다. 연직배수공법으로 P.V.D(plastic drain)공법과 쇄석말뚝공법을 병행 적용하였고 이후 PET mat와 쇄석말뚝을 포설한 후 도로성토를 실시하였다.

서해안지역에 속하는 그 밖의 연약지반 현장의 연약층의 두께와 역학적 특성, 연약지반에 적용된 연직배수재, 도로성토규모 등을 정리하면 표 1과 같다.

4. 연약지반의 수평변위와 비배수전단강도

4.1 연약지반 수평변위와 사면안전율의 관계

표 1에 정리되어있는 우리나라 13개 해안연약지반의 200개 측정에서 측정한 지표면수평변위 δ_0 와 사면안전율의 관계를 그림으로 정리하면 그림 7(a)와 같다. 그림 중 R값 산정에 필요한 제반변수는 표 1과 같으며 지반변형계수 E_s 는 비배수전단강도를 사용하여 산정하였다(김정훈, 2012).

이 그림에서 보는 바와 같이 13개 연약지반현장에서 측정

한 지표면수평변위와 사면안전율의 관계는 그림 7(a)에 실선으로 도시한 Marche and Chapuis(1974)의 분석결과와 상당한 차이를 보이고 있음을 알 수 있다. 즉 지표면수평변위 δ_0 를 적용하여 무차원계수 R을 산정할 경우 상당히 작게 산정되어 Marche and Chapuis(1974)의 분석결과를 우리나라 해안연약지반의 측방유동 특성 분석에 활용할 수가 없음을 알 수 있다.

이러한 결과는 수평배수재를 연직배수재 상부에 포설하여 시공한 관계로 지표면에서의 수평변위가 상당히 구속되어 크게 발생되지 않았기 때문이다.

한편, 그림 7(b)는 연약지반의 지표면수평변위 δ_0 대신 지중최대수평변위 δ_m 를 적용하고 무차원계수 R을 산정하여 사면안전율과의 관계를 조사한 결과이다. 이 그림에서 보는 바와 같이 지중최대수평변위와 사면안전율의 관계는 Marche and Chapuis(1974)이 제시한 분석결과와 약간 상이하기는 하지만 전반적인 경향은 잘 일치하고 있음을 알 수 있다. 따라서 수평배수재를 설치한 연약지반에서 무차원계수 R과 사면안전율의 관계를 조사할 경우는 연약지반의 지표면수평변위량 δ_0 보다는 지중최대변위량 δ_m 를 적용하는 것이 바람직하다고 할 수 있을 것이다.

한편 그림 8은 성토하중으로 인하여 발생된 최대수평변위를 사면안전율과 연계하여 도시한 결과이다. 홍원표 등(2006)의 연구결과에 의하여 연약지반 상에 성토를 실시할 경우 성토와 연약지반의 규모(H/B)에 따라 사면안전율이 1.2~1.4 이하이면 연약지반의 측방변위량이 급격히 증가하므로 사면안전율은 1.2~1.4 이상을 확보하여야한다고 하였다. 따라서 그림 8 속에 사면안전율 1.2와 1.4를 도시하고 사면

(a) In cases of horizontal displacement at ground surfaces

(b) In cases of maximum horizontal displacement

Fig. 7. Relationship between safety factor (F_s) and dimensionless parameter (R)

안전율이 1.4 이상인 경우와 1.2 이하인 경우 및 1.2와 1.4 사이인 경우의 세 구역으로 구분하여 안전성을 검토하여 보기로 한다. 즉, 사면안전율이 1.4 이상인 경우를 제 I구역으로 1.2와 1.4 사이 경우를 제 II구역으로, 1.2 이하인 경우를 제 III구역으로 구분하였다.

그림 8에 의하면 사면안전율이 1.4 이상으로 사면안정성이 확보된 제 I구역의 경우는 대부분의 최대수평변위가 50mm 이하로 나타났고, 사면안전율이 1.2 이하로 사면안정성이 부족한 제 III구역의 경우는 대부분의 최대수평변위가 100mm 이상으로 나타났다.

한편, 1.2와 1.4 사이의 사면안전율을 가지는 제 II구역의 경우는 최대수평변위가 30mm에서 200mm 사이로 나타났다. 제 II구역에서의 이러한 최대수평변위의 분포는 앞에서 설명한 바와 같이 연약지반과 성토의 규모에 의하여 수평변위의 차이가 나타난 것으로 볼 수 있다.

이들 결과를 종합해 보면 연약지반의 최대수평변위는 사면안정성과 긴밀한 관계가 있음을 알 수 있다. 특히 제 I구역과 제 III구역의 경우는 각각 최대수평변위가 50mm 이하인 경우와 100mm 이상인 경우로 확연히 구분되므로 시공 중 측정되는 수평변위의 값을 관찰함으로써 도로성토의 안정성을 판단할 수 있을 것으로 생각된다. 즉, 사면안전율이 1.4

Fig. 8. Relationship between safety factor (F_s) and maximum horizontal displacement (δ_m)

이상이면서 최대수평변위가 50mm 이하로 발생되면 측방유동에 대하여 안전한 것으로 판단할 수 있는 반면에 사면안전율이 1.2 이하이면서 최대수평변위가 100mm 이상으로 발생되면 측방유동에 의한 피해가 발생할 것으로 판단되므로 보강대책을 마련하여야 할 것이다. 실제 연약지반 상에 고속도로 건설공사 중 붕괴가 발생한 한 사고 예에서도 수평변위가 98.4mm로 밝혀진 바 있다(토목학회 부산·울산·경남 지회, 2004)).

한편, 사면안전율이 1.2에서 1.4 사이인 경우는 수평변위의 발생량을 측정하면서 수평변위가 50mm 이하로 발생되면 제 I구역과 같이 안전하다고 판단하여 시공을 계속할 수 있고 50mm 이상 100mm 사이로 발생되면 조심하여 관찰하면서 시공을 하고 100mm 이상으로 발생되면 제 III구역과 동일하게 보강대책을 마련한 후 시공을 계속함이 바람직할 것이다. 여기서 적용된 수평변위값은 경사계로 측정된 값이므로 실제 연약지반의 수평변위와 차이가 있을 수 있을 것이다. 그러나 현재 수평변위에 관한 정보는 경사계로 얻는 것이 일반적인 관행이므로 경사계측정값을 기준으로 정하여도 무방할 것으로 생각된다.

교대구조물의 경우도 수평변위 50mm 정도까지는 측방유동에 의한 구조물의 안정성을 유지할 수 있는 허용치로 사용되고 있다(Hong and Lee, 2009). 또한 측방유동 영향을 받는 해안매립 연약지반 속 지하매설관의 현장실험에서도 100mm 정도의 수평변위는 지하매설관에 피해를 주기에 충분한 것으로 관찰된바 있었다(김재홍, 2011).

4.2 비배수전단강도와 성토압의 관계

그림 9(a)는 연직배수재가 설치된 13개 연약지반현장에서 측정된 지반개량전 연약지반의 비배수강도와 성토압과의 관계를 도시한 결과이다. 이 그림 속에는 연직배수재가 설치된 현장에서 측정한 지중 최대수평변위량을 그림 8에서 검토한 바와 같이 50mm와 100mm를 기준으로 세 그룹으로 구분하여 도시하였다.

그림 9(a)에서 볼 수 있는 바와 같이 최대수평변위가 50mm 이하로 발생된 대부분의 경우는 성토압이 연약지반의 비배수강도의 3배 이하로 나타났으며 최대수평변위가

(a) In cases of initial undrained shear strength

(b) In cases of improved undrained shear strength

Fig. 9. Relationship between undrained shear strength and surcharge pressure

100mm 이상으로 발생된 경우는 성토압이 연약지반의 비배수강도의 5.14배 이상으로 나타났다. 또한 최대수평변위량이 50mm에서 100mm 사이로 발생된 경우는 성토압이 연약지반의 비배수강도의 3배에서 5.14배 사이로 나타났다.

Tschebotarioff(1973)는 연약지반 상에 성토시 성토압이 연약지반 비배수전단강도의 3배 이상이 되면 전단변형이 발생하고 5.14배 이상이 되면 전단파괴가 발생 된다고 하였다. 따라서 본 연구 대상 연약지반에서 측정된 결과는 다음과 같이 세 구역으로 분류하여 설명할 수 있을 것이다. 즉 연약지반의 최대수평변위량이 50mm 이하로 발생한 제 I 구역에서는 전단변형이 발생하지 않으므로 측방유동이 발생할 우려가 없다고 판단된다. 반면에 연약지반의 최대수평변위량이 100mm 이상으로 크게 발생한 제 III 구역에서는 전단파괴가 발생한 후에도 수평변위가 계속 발생하므로 측방유동이 발생할 가능성이 크다고 판단된다. 이 구역에서는 즉각 대책을 강구한 후 성토를 실시함이 바람직하다고 판단된다. 마지막으로 연약지반의 최대수평변위가 대체로 50mm 이상에서 100mm 이하까지 다양하게 나타나는 제 II 구역에서는 시공시 계측관리를 통한 안정관리를 실시할 필요가 있다고 판단

된다.

그림 9(a)에는 성토압이 비배수전단강도의 5.14배가 넘는 제 III 구역으로 분류되는 자료도 상당수 도시되어있어 전단파괴가 발생될 것이 예측된 현장도 많았으나 연직배수공법이 적용되어 도로성토시공전이나 시공 중에도 계속 연약지반의 압밀이 진행되어 비배수전단강도가 증대된 관계로 전단파괴가 발생됨이 없이 성토시공을 완료할 수 있었던 것으로 판단된다.

한편, 그림 9(b)에서는 증가된 비배수전단강도를 표 1에 정리된 강도증가율로 산정된 강도값을 적용하였다. 이는 연약지반개량으로 증가된 비배수전단강도와 성토압의 관계를 나타낸 그림 9(b)에서 보는 바와 같이 전단변형의 제 II 구역과 전단파괴의 제 III 구역에 속할 것으로 예측되었던 경우가 대부분 안전한 제 I 구역 쪽으로 이동되어 있는 것으로 확인할 수가 있다.

5. 연약지반의 측방유동 예측법

5.1 안정수에 의한 예측

그림 10는 안정수(N_s)와 지중 최대수평변위량 δ_m 을 적용해서 산정된 무차원계수(R)와의 관계를 나타낸 그림이다. 안정수(N_s)는 연약지반 비배수전단강도에 대한 성토하중의 비 $\gamma h/c_u$ 로 산정되며 무차원계수(R)은 최대수평변위량을 적용해서 $\delta_m E_s/qB$ 로 산정된다. 그림 10(a)는 연약지반의 초기비배수전단강도를 적용하여 안정수를 산정한 결과이며 그림 10(b)는 개량된 비배수전단강도를 적용하여 안정수를 산정하여 정리한 결과이다.

이 그림에 의하면 지반개량 전에 최대수평변위가 50mm 이하 이면서도 안정수가 3.0 이상 이었던 몇몇 경우도 지반개량 후에는 안정수가 모두 3.0이하로 안정된 상태가 되었음을 보이고 있다. 또한 그림 10(b)에서는 최대수평변위가 50mm 이상인 경우는 안정수가 모두 4.3 이하가 되었음을 보여주고 있다.

이상의 결과로 부터 연직배수재를 설치한 연약지반에 측방유동이 발생될 것인가 여부를 안정수로 예측할 수 있는 방법은 다음과 같이 정리할 수 있다. 먼저 초기비배수전단강도를 적용하여 산정된 안정수가 3.0이하이면 제 I 구역으로 분류할 수 있다. 이 구역에서는 연약지반 내에 전단변형이 없는 안전한 성토시공이 가능 할 것이라고 예측할 수 있다. 그러나 안정수가 4.3 이상으로 산정되는 제 III 구역으로 분류되면 연약지반에 전단변형의 발생은 물론이고 전단파괴의 가능성까지도 예측되므로 연약지반개량공법을 도입하여야 하며 지반개량 후 예상되는 비배수전단강도를 적용하여 산정된 안정수가 4.3 이하가 되는지 여부를 확인할 필요가 있다. 또한 안정수가 3에서 4.3 사이로 산정되어 제 II 구역으로 분류되면 연약지반에 전단변형이 발생될 것이 예상되므로 현장계측관리를 통하여 관찰을 지속적으로 실시하면서 성토를 실시할 필요가 있다고 판단함이 합리적일 것이다.

5.2 지지안전율에 의한 예측

그림 11은 지지안전율(F_b)과 무차원계수(R)와의 관계를 수평변위량을 고려해서 나타낸 그림이다. 여기서 지지안전율

(a) In cases of initial undrained shear strength

(b) In cases of improved undrained shear strength

Fig. 10. Prediction of lateral flow based on the stability number

(F_b)은 성토압에 대한 연약지반의 지지안전율을 의미한다. 즉 이 지지안전율(F_b)은 성토압(p)에 대한 연약지반의 극한지지력 q_u 의 비로서 $F_b = q_u/p$ 로 구할 수 있다. 연약지반의 극한지지력 q_u 는 Terzaghi의 극한지지력공식에 의하면 $q_u = 5.14c_u$ 로 산정될 수 있다.

전단변형기준과 전단파괴기준에 해당하는 성토압 $p = 3c_u$ 와 $p = 5.14c_u$ 를 연약지반의 극한지지력 q_u 에 대한 지지안전율로 나타내면 전단변형시 지지안전율은 $F_b = 5.14c_u/3.0c_u = 1.7$ 이 되며 전단파괴시 지지안전율은 $F_b = 5.14c_u/5.14c_u = 1.0$ 이 된다. 그러나 실제 시공시에는 전단파괴가 발생하지 않게 시공을 실시하기 위해서는 20%의 여유율을 두어 전단파괴 시 지지안전율을 1.0에서 1.2로 증가시키기가 바람직하다.

그림 11(a)를 살펴보면 연약지반의 최대수평변위량이 50mm 이하이면 전단변형이 발생하지 않으므로 이때 지지안전율 F_b 는 1.2 이상이 되고 연약지반의 최대수평변위량이 100mm 이상인 경우는 대부분 지지안전율 F_b 가 1.2 이하로 나타났다.

그리고 최대수평변위가 50~100mm 사이의 경우는 전단변형이 발생하는 것으로서 지지안전율이 1.2에서 1.7 사이로

(a) In cases of initial undrained shear strength

(b) In cases of improved undrained shear strength

Fig. 11. Prediction of lateral flow based on the safety factor of bearing

나타났다.

한편 연약지반개량 후에는 그림 11(b)에 나타난 바와 같이 최대수평변위가 50mm 이상으로 발생한 대부분의 경우도 지지안전율이 1.2 이상으로 나타났고 최대수평변위가 50mm 이하로 발생한 경우는 지지안전율이 1.7 이상으로 크게 증가되었다.

결국 연약지반 상에 성토압에 의하여 측방유동이 발생할 것인가 여부를 성토압에 대한 연약지반의 지지안전율로 예측하려면 지지안전율 1.2와 1.7을 기준으로 활용할 수 있을 것이다.

즉 지지안전율이 1.7 이상이면 제 I구역으로 분류할 수 있으며 이 구역에서는 연약지반 내에 전단변형이 없는 안전한 성토시공이 가능할 것이라고 예측할 수 있다.

그러나 지지안전율이 1.2 이하로 산정되는 제 III구역으로 분류되면 연약지반에 전단파괴의 가능성이 예측되므로 연약지반개량공법을 도입하여야 하며 지반개량 후 예상되는 비배수전단강도를 적용하여 산정된 지지안전율이 1.2 이상이 되는지 여부를 확인할 필요가 있다.

또한 지지안전율이 1.2에서 1.7 사이로 산정되어 제 II구

역으로 분류되면 연약지반에 전단변형이 발생될 것이 예상되므로 현장계측관리를 통하여 관찰을 지속적으로 실시하면서 성토를 실시할 필요가 있다고 판단함이 합리적인 것이다.

6. 결 론

도로성토가 시공된 우리나라 서해안과 남해안 지역 연약지반에서 계측관리가 실시된 13개 현장 200개 축점의 현장계측 자료를 수집 분석하여 연직배수재가 설치된 연약지반의 수평변위량을 조사한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 연직배수재를 설치한 연약지반에서 수평변위와 사면안전율 사이의 관계를 검토하려면 지표면수평변위 대신 지중 최대수평변위를 적용해야한다. 계측된 지중최대수평변위를 적용한 경우의 사면안전율과의 관계는 Marche and Chapuis(1974)가 제시한 분석결과와 전반적으로 잘 일치한다.
2. 성토사면의 사면안전율이 1.4 이상이면 연약지반의 최대수평변위가 50mm 이하로 발생되면 측방유동에 대하여 안전한 것으로 판단할 수 있는 반면에 사면안전율이 1.2 이하이면 최대수평변위가 100mm 이상으로 발생되면 측방유동에 의한 피해가 발생될 것으로 판단되므로 보강대책을 마련하여야 할 것이다.
3. 연약지반에 발생한 최대수평변위량이 50mm 이하인 현장에서는 전단변형이 발생하지 않으므로 측방유동이 발생할 우려가 없다고 판단된다. 반면에 연약지반의 최대수평변위량이 100mm 이상으로 크게 발생하는 현장에서는 전단파괴가 발생 후에도 수평변위가 계속 발생하므로 측방유동이 발생할 가능성이 크다고 판단된다. 이 구역에서는 즉각 대책을 강구한 후 성토를 계속함이 바람직하다고 판단된다. 마지막으로 연약지반의 최대수평변위가 대체로 50mm 이상에서 100mm 이하까지 다양하게 나타나는 현장에서는 시공 시 계측관리를 통한 안정관리가 필요하다고 판단된다.
4. 연직배수재를 설치한 연약지반에서 안정수가 3.0 이하이면 안전한 성토시공이 가능하며 4.3 이상이면 연약지반에 전단변형의 발생은 물론이고 전단파괴의 가능성까지도 예측된다. 또한 안정수가 3에서 4.3 사이로 산정되면 연약지반에 전단변형이 발생될 것이 예상된다.
5. 성토압에 대한 연약지반의 지지안전율이 1.7 이상이면 안전한 성토시공이 가능하며 1.2 이하이면 연약지반에 전단

파괴의 가능성이 예측된다. 또한 지지안전율이 1.2에서 1.7 사이로 산정되면 연약지반에 전단변형이 발생될 것이 예상된다.

참고문헌

- 김재홍(2011) **측방유동 영향을 받는 해안매립 연약지반속 지하매설관에 관한 연구**, 박사학위논문, 중앙대학교 대학원.
- 김정훈(2012) **도로성토로 인한 연약지반의 측방유동에 관한 연구**, 박사학위논문, 제주대학교 대학원.
- 대한토목학회 부산·울산·경남지회(2004) **대구-부산간 고속도로 건설공사(제10공구) 성토사면 활동파괴 원인분석 및 대책공법 검토 보고서**.
- 이광우(2006) **연약지반 측방유동 억제를 위한 토목섬유 보강 성토지지말뚝시스템의 설계법**, 박사학위논문, 중앙대학교 대학원.
- 한국토지공사(1998) **지반구조물설계 시공시의 문제점 및 대책방안 워크샵, KICT 제10회 건설기술발표회**, pp. 33-35.
- 홍원표(1994) **수동말뚝**, 이진문화사.
- 홍원표, 이광우, 조삼덕, 이재호(2006) **성토하부 연약지반의 측방유동평가, 한국지반공학회 논문집**, 한국지반공학회, 제22권 제10호, pp. 93-100
- Franko, E. (1977) German recommendations on passive piles, *Proc. 9th ICSMFE, Specialty session 10, Tokyo*, pp. 193-194.
- Hong, W.P. (2005) Lateral soil movement induced by unsymmetrical surcharges on soft grounds in Korea, *IW-SHIGA2005*, pp. 135-154.
- Hong, W.P. and Lee, K.W. (2009) Evaluation of lateral movement of piled bridge abutment undergoing lateral soil movement in soft ground, *Marine Georesources and Geotechnology*, Vol. 27, pp. 177-189.
- Leroueil, S., Magnan J.P., and Tavenas, F. (1990) *Embankments on soft clays*. Ellis Horwood.
- Marche, R. and Chapuis, R. (1974) Contrle de la stabilit des remblais par la mesure des dplacements horizontaux, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, No.1, pp. 182-201 (in French).
- Peck, R. B. (1969) Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, *Proc. 7th ICSMFE State of the Art Volume*, pp. 225-290.
- Tavenas, F., Mieussens, C., and Bourges, F.(1979), Lateral displacements in clay foundations under embankments, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, pp. 532-550.
- Tavenas F. and Leroueil, S. (1980) The behaviour of embankments on soft clay foundation, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17, pp. 236-260.
- Tschebotarioff, G.P. (1973) *Foundations, retaining and earth structures*, Mc Graw-Hill Kogakusha, Ltd., pp. 400-410.

(접수일: 2011.11.16/심사일: 2012.2.15/심사완료일: 2012.9.18)