

## 측방유동에 관한 경험식 및 수치해석의 비교

김대규<sup>1\*</sup>

### Comparisons of Empirical Methods with Numerical Analysis on Lateral Flow in Soft Soils

Dae-Kyu Kim<sup>1\*</sup>

**요 약** 본 연구에서는 교대 및 교각의 측방유동에 대하여, 경험식과 수치해석 결과를 비교, 분석하였다. 연구결과, Tschebotarioff 제안식과 측방유동지수 판정법이 다른 결과를 나타내어 경험식만으로 측방유동 가능성을 판단할 수 없었다. 수치해석결과, 성토사면 선단 하부지반에서의 측방변위는 심도에 따라 감소하였으며, 연약층 상부 1/3위치에서 최대 측방변위가 발생하였다. 최대침하는 사면선단부에서 발생하였으며 선단부에서 13m 떨어진 위치에서 미소한 최대응기가 발생하였다.

**Abstract** In this paper, the results of empirical methods and the numerical analysis were compared and investigated on the lateral displacement due to embankment in soft soil. The empirical methods gave different results so the possibility of lateral displacement could not be determined only by the empirical methods. The numerical analysis could be used so effectively that its result showed useful lateral and vertical displacements with depth and distance.

**Key Words** : 측방유동, 수치해석, 침하, 판정기준, 연약지반

#### 1. 서론

측방유동은 연약지반상의 시공 시 필연적으로 발생하게 되며, 이로 인한 구조물의 불안정이 주요한 문제로 대두되고 있다[1][2][3][4][5][6][7]. 그러나 다양한 연구에도 불구하고 측방유동의 정량적 분석은 아직 해법이 정략적으로 정립되지 않고 있으며, 현재 Tschebotarioff 제안식 및 측방유동지수 판정법 등 주로 경험적 방법에 의존하고 있다[3][6][8][9][10].

본 연구에서는 국내 연약지반 시공현장을 선정하여 교대 및 교각의 측방유동 가능성을 경험식을 활용하여 판정하였으며, 그 결과를 수치해석과 비교, 분석하였다. 연구결과는 합리적 측방유동 분석법의 기본 자료로 활용될 수 있다.

#### 2. 지반 및 현장 개요

본 해석지역은 국내 고속도로 건설공사 중 한 교량 지역으로 현재 교대 측방유동을 방지할 목적으로 Sand Compaction Pile(SCP, 모래다짐말뚝)을 시공하고 단계별 성토 후 95%의 압밀이 진행되어 지반을 강화시킨 후, 재 굴토하여 교대를 시공하는 것으로 계획되어 있다. 현장시공 시 교대부 및 도로부 단계별 성토과정(교대설치 이전)과 동시에 교대에 인접한 P1 및 P4의 교각이 시공되도록 계획되어 있다. 교대(A1 및 A2)와 인접 교각(P1 및 P4)은 30m 거리로 떨어져 있으며, 교대부 및 도로부 성토체의 선단과 인접 교각은 18m 떨어져 있다(그림 1). 이와 같은 시공계획으로 인하여 현재 단계별 성토가 수행될 예정이나, 교대부를 포함한 도로부 성토시 성토하중으로 인하여 교각에 측방유동을 유발될 가능성이 있다.

<sup>1</sup>상명대학교 토목공학전공 조교수

\*교신저자: 김대규(daekyu@smu.ac.kr)

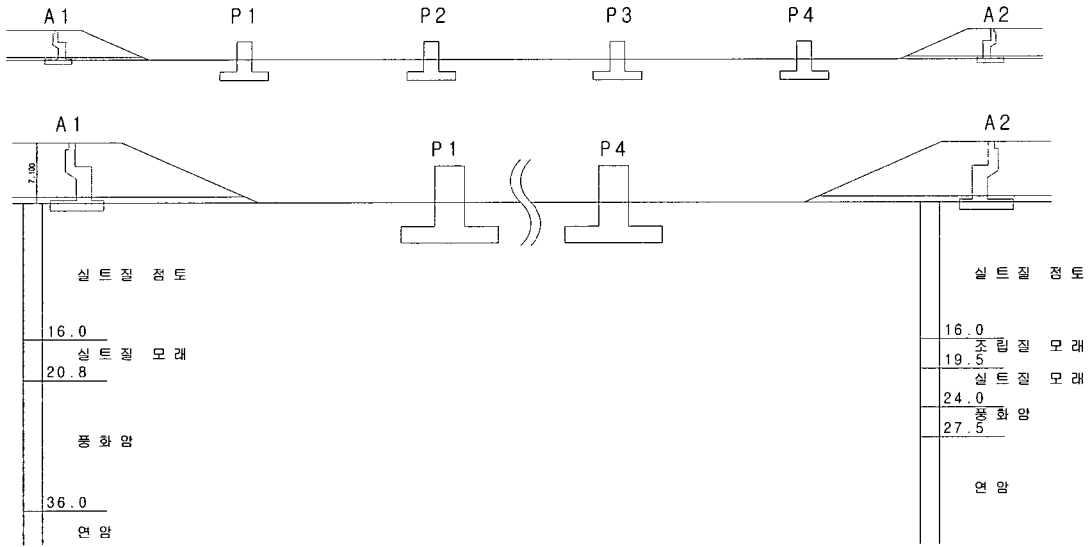


그림 1. 지반 및 현장 개요

현장의 지반구성은 표 1과 같다. 표면으로부터 층후 16.0m~17.0m 까지는 대부분 점토질로 매우 연약한 상태를 보이며, 그 하부에 모래층 및 풍화대가 수 m 정도 형성되어 있고, 그 이하에서는 풍화암 이상의 지반이 분포되어 있다. 표 2는 해석지반의 실내시험성과를 정리한 것으로 자연상태의 함수비가 액성한계를 초과하여 지반이 고압축성, 고유동성을 나타내고 있음을 알 수 있다.

SCP는 전단면(1.4×1.4) 혼합석 뒷채움 방식으로 A1 지역은 전면 15m, 배면 40m, A2 지역은 전면 16m, 배면 30m로 시공하였다. SCP공법으로 개량된 지반은 응력분담비와 치환을 개념이 적용되므로 타설 초기 시에는 원지반의 내부마찰각이 증가하고 동시에 점착력이 다소 작아지는 것으로 나타난다. 다음 식 (1)은 SCP가 타설된 후 성토하중으로 인하여 증가된 지반의 전단강도를 산정하기 위한 식이며, 표 3은 SCP 타설 직후의 지반강도를 나타낸 것이다.

표 1. 지반구성

위치	성토고(m)	심도(m)	토질종류	N치(평균)
A1	7.5	0~16.0	실트질 점토	3/30
		16.0~20.8	실트질 모래	50/30
		20.8~36.0	풍화암	50/5
		36.0~	연암	-
P1	-	0~16.6	실트질 점토	1/30
		16.6~20.5	실트질 모래	20/30
		20.5~26.0	풍화암	50/5
		26.0~	연암	-
P4	-	0~3.0	매립층	5/30
		3.0~14.0	실트질 점토	2/30
		14.0~16.6	세립질 모래	30/30
		16.6~28.0	풍화간류토	50/24
		28.0~	풍화암	50/3
A2	7.8	0~16.0	실트질 점토	2/30
		16.0~19.5	조립질 모래	30/30
		19.5~24.0	실트질 모래	50/24
		24.0~27.5	풍화암	50/5
		27.5~	연암	-

표 2. 실내시험결과 요약

Station	DEPTH (m)	W (%)	Atterberg L.		Unconf. $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Triaxial comp.			
			LL (%)	PI (%)		$C_{UU}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi_{UU}$ (°)	$C_{CU}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi_{CU}$ (°)
A1	6.0-6.8	46.6	43.6	20.5	0.210	0.15	0	0.10	12.0
P1	3.0-4.0	43.4	41.5	17.9	0.160	-	-	0.12	9.8
P4	5.0	42.2	44.2	20.1	-	-	-	-	-
A2	5.0-5.8	36.7	33.8	8.5	0.379	0.16	0	0.09	17.0

$$\tau = (1 - a_s)(C_u + \Delta C) + (\gamma_s Z + U_s \sigma_z) a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (1)$$

여기서, Z: 지반개량 시 천단에서 슬라이딩면까지 심도(연약층후의 1/2 가정)

$\sigma_z$ : 재하중에 의한 응력증가,  $\gamma_s'$ : SCP 의 단위중량,  $\theta$ : 수평면-슬라이딩면 각도

$\phi = \tan^{-1}(G \tan \phi_s)$ ,  $C' = C_0(1 - G)$ ,  $C_0$ : 원지반 강도,  $\phi_s$ : 모래의 마찰각

$G = a_s \mu_s$ ,  $a_s$ (모래의 치환율) =  $A_s \div A$ ,  $A_s$ : 모래의 치환 면적

A: SCP 1본의 분담 면적,  $\mu_s$ (응력증가계수)

$$= \frac{n}{(n-1)a_s + 1}$$

n: 응력 분담비 (일반적으로 n=3),  $\mu_c$ (응력저감계수) =  $\frac{1}{(n-1)a_s + 1}$

표 3. SCP 타설시 지반 강도

위치	원지반 강도 $C_0$ ( $t/m^2$ )	모래 치환율 $a_s$	응력증가계수 $\mu_s$	응력저감계수 $\mu_c$	모래의 마찰각 $\phi_s$	SCP로 변화된 지반강도		$\tau$ ( $t/m^2$ )
						$C'$ ( $t/m^2$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	
A1	1.50	0.196	2.154	0.718	30	0.865	13.72	4.679
A2	1.60	0.196	2.154	0.718	30	0.923	13.72	4.841

교대의 측방유동을 방지하기 위하여 교대 배면의 성토 시 단계별 성토를 실시하고 최종 계획고까지의 성토 완료 후 연약지반의 강도가 충분히 증가되는 95% 압밀 시 까지 방치한 다음 교대 구조물을 시공하는 것으로 계획되어 있으므로 이에 준하여 연약지반의 강도를 산정한다. 성토재는 단위중량  $1.9t/m^3$ , 내부마찰각  $25^\circ$ , 점착력  $1.5t/m^2$  이다. 하중 재하후 압밀과정에 따른 연약지반에서의 강도증가율은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\Delta C_u = C' + m \times I \cdot \Delta P \times U \times \mu_c \quad (2)$$

여기서  $\Delta C_u$ : 최종성토후 압밀도 U 일 경우의 연약지반 강도 ( $t/m^2$ )

$C'$ : 변환된 지반 강도 ( $t/m^2$ ),  $m$ : 강도증가율 (삼축시험활용 0.262 적용)

$I \cdot \Delta P$ : 지중응력 증가량 ( $t/m^2$ ),  $U$ : 압밀도 (= 95%),  $\mu_c$ : 응력저감계수

### 3. 경험식에 의한 교각(P1, P4)의 측방유동 검토

Tschebotarioff 제안식(1973):

$$N_b = \frac{\gamma \cdot H}{C} > 3.0 \text{ 이면 측방유동 발생가능} \quad (3)$$

표 4. Tschebotarioff 제안식 결과

위치	$\gamma$ ( $t/m^3$ )	H (m)	$\tau$ ( $t/m^2$ )	$N_b$	측방유동 가능성
A1	1.9	7.5	5.992	2.38	없음
A2	1.9	7.8	6.594	2.24	없음

측방유동지수(일본도로공단, 1980):

$$F = \frac{C}{\gamma H} \cdot \frac{1}{D} \times 10^2 < 4.0 \text{ 이면 유동 가능성 있음} \quad (4)$$

표 5. 측방유동지수 검토 결과

위치	$\gamma$ ( $t/m^3$ )	H (m)	C ( $t/m^2$ )	D (m)	F	측방유동 가능성
A1	1.9	7.5	5.992	16	2.63	있음
A2	1.9	7.8	6.594	16	2.78	있음

경험식에 따른 측방유동 가능성 검토결과 A1 및 A2 모두 Tschebotarioff 식에서는 측방유동에 대해 안정한 것으로 나타났으나, 측방유동지수에서는 불안정한 것으로 나타났다. 경험식에 의한 측방유동판정은 측방유동의 발생가능성을 개략적으로 판단하는 지표가 되나 본 검토결과만으로는 측방유동 가능성을 판정하기 곤란하므로 유한요소해석을 통한 측방유동 검토의 필요성이 있다.

### 4. 수치해석에 의한 교각(P1, P4)의 측방유동 검토

본 절에서는 유한요소해석 프로그램(PENTAGON 3D)을 이용하여 도로부 성토 시 단계별 성토하중에 따른 교대 인접 교각에서의 변위 및 응력상태를 파악함으로써 성토하중이 인접 교각의 측방유동에 미치는 영향을 살펴보고자 한다.

해석 시에는 교각부 지반강도( $C_u=0.8t/m^2$ )가 상대적으로 작고, 성토고(7.8m)가 높으며, 사면안정 해석결과 안전율이 낮은 A2~P4 지반에 대한 단면을 대표단면으로

표 6. 입력자료

토층 번호	토 층	포화단위 중량 (t/m <sup>3</sup> )	점착력 (t/m <sup>2</sup> )	마찰각 (deg)	복합 강도 (t/m <sup>2</sup> )	탄성 계수 (t/m <sup>2</sup> )	포아송비	전단 계수 (t/m <sup>2</sup> )	체적탄 성계수 (t/m <sup>3</sup> )	정지토 압계수 K <sub>0</sub>
1	성토체	1.900	1.500	25.000	-	5000	0.300	1923	4167	0.429
2	성토중앙 (1단 성토시)	1.800	1.887	13.700	4.924	2426	0.350	912	2736	0.538
3	성토사면 (1단 성토시)	1.800	1.405	13.700	4.442	2221	0.350	823	2468	0.538
4	원지반1 (점토)	1.800	1.600	0.000	-	700	0.380	290	1111	0.613
5	원지반2 (점토)	1.800	0.800	0.000	-	400	0.380	145	556	0.613
6	모래층1	2.000	0.000	33.000	-	4000	0.330	1504	3922	0.493
7	모래층2	2.000	0.000	35.000	-	10000	0.330	3759	9804	0.493
8	풍화암층	2.100	2.000	35.000	-	40000	0.300	15385	33333	0.429
9	교각 (콘크리트구조)	2.400	-	-	-	2324000	0.150	1010435	1106667	0.176
10	성토중앙 (2단 성토시)	1.800	3.389	13.700	8.474	4237	0.350	1569	4708	0.538
11	성토사면 (2단 성토시)	1.800	2.156	13.700	7.241	3621	0.350	1341	4023	0.538
12	성토중앙 (3단 성토시)	1.800	3.660	13.700	9.116	4558	0.350	1688	5064	0.538
13	성토사면 (3단 성토시)	1.800	2.292	13.700	7.747	3874	0.350	1435	4304	0.538

가정하였다. 교대부의 실제 성토과정은 총 3단계로 각 단계별 95%의 압밀이 이루어 질 때까지 중지시킨 후, 다음 단계성토를 시공하게 되므로 해석 시에도 3단계 성토로 시공단계를 모형화 하였다.

현재 교대 하부 연약지반은 SCP 공법을 적용하여 교대 배면(적용길이 A1, A2 모두 40m)과 전면(적용길이 A1 15m, A2 16m)에 대하여 지반을 보강한 상태이므로 교대 하부지반은 복합지반거동을 하게 된다. 따라서, SCP 타설(1.4m×1.4m)로 인하여 변화된 물성을 산정한 후, 초기단계의 물성으로 입력하고, 성토하중에 의한 압밀효과를 고려하기 위하여 각 성토단계에 따라 압밀(95%)에 따른 증가된 강도정수를 산정하여 단계별로 물성을 변화시켜 해석을 수행하였다. 점토층의 모델은 Mohr-Coulomb을 적용하였다. 표 6은 입력자료를 정리한 것이다.

그림 2는 성토완료시 해석절점에서 산정된 변위벡터를 나타내는 것으로 변위벡터가 성토체 상단에서 선단부 하부지반으로 이어지는 원호파괴선을 형성하여 한계평형 해석시의 파괴선 가절과 유사한 결과를 나타냄을 알 수 있다.

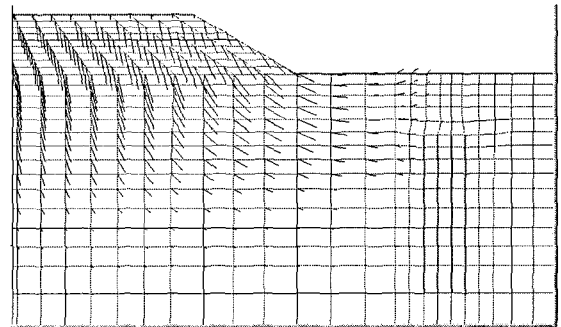
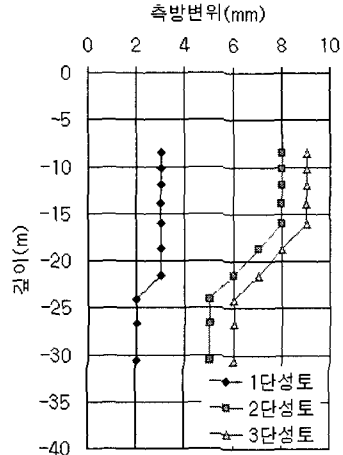


그림 2. 성토완료 후 지반의 변위벡터(A2~P4)

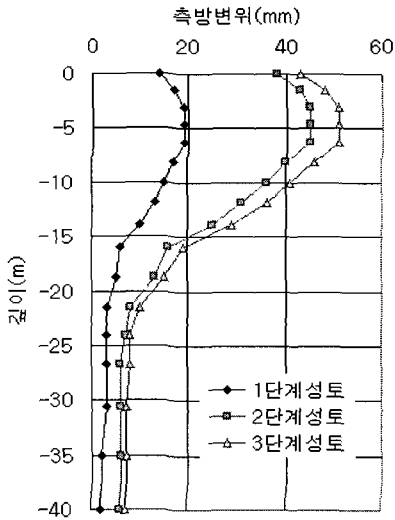
그림 3은 성토 단계에 따른 지반의 거동을 정량적으로 나타낸 것이다. 그림 (a)는 성토사면 선단부 하부지반에서의 측방변위를 나타내는 것으로 연약층 상부로부터 중심부(0m~8m)의 범위에서 측방변위가 많이 발생하며 심도가 깊어질수록 점차 감소하는 양상을 나타내고 있다. 또한 최대측방변위 발생은 연약층후(16m) 상부 1/3위치(심도 5m)에서 나타났으며, 최대 측방변위량이 약 51mm임을 알 수 있다. 그림(b)는 사면선단에서부터 교각설치 위치까지의 지표면의 융기형상을 나타내고 있다. 선단부에서 최대 침하량을 나타낸 후, 선단부로부터 약 13m 떨

어진 위치에서 16mm 정도의 용기가 발생하였음을 알 수 있다. 그림 (c)는 성토단계에 따른 교각의 측방유동량을 파악하기 위한 교각 하부에서의 측방변위를 나타낸 것이다. 성토완료 후 최대 측방변위는 상부에서 약 9mm 발생하였다. 지반하부에서도 측방변위가 나타난 것으로 보아 교대가 전체적으로 수평이동을 한 것으로 판단된다. 따라서, 교대부 및 도로부 성토 시 교대 인접 교각(P1 및 P4)은 측방유동양이 10mm 이내로 현 상태로서는 교각의 보수 또는 지반의 보강이 필요하지 않을 것으로 판단된다.

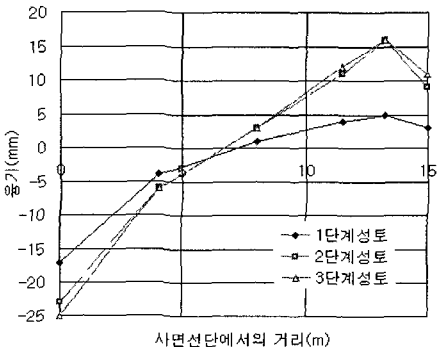
또한 유한요소해석을 통한 응력 해석 결과, 성토체 사면 선단에서 교각방향 지반의 경우, 연약점토층 약 10m 정도까지 전단응력이 매우 작게 발생하였으며, 성토체 하단부와 사면부에 전단응력이 집중 발생되어 SCP로 보강된 성토체 하부지반에서 성토하중으로 인한 전단응력을 지지하게 되는 SCP의 지반보강 효과를 확인할 수 있었다.



(c) 교각하부에서의 측방변위  
그림 3. 성토단계별 지반변위



(a) 사면선단 하부지반의 측방변위



(b) 사면선단에서부터 지표면의 용기

## 5. 결론

경험식에 의한 교각의 측방유동 검토 결과, 교각 P1 및 P4 모두 Tschebotarioff 제안식에 대하여는 안정하나, 측방유동지수 법에서는 불안정한 것으로 판정되므로, 경험식만으로 측방유동 가능성을 판단할 수 없다.

성토사면 선단 하부 지반에서의 측방변위는 심도에 따라 감소하며, 연약층 상부 1/3위치(심도 5m)에서 최대 측방변위가 발생하였다. 최대침하는 사면선단부에서 발생하였으며 선단부에서 13m 떨어진 위치에서 미소한 최대 용기가 발생하였다.

성토단계에 따른 교각하부에서의 측방변위 검토 결과, 최대 측방변위는 성토완료 후 연약층 상부에서 9mm, 하부에서는 5mm~6mm 발생하여 교대의 전체적 수평이동이 확인되었다.

## 참고문헌

- [1] 건설부, 도로교 표준시방서, pp. 1116-1131, 1996
- [2] 박성재 외 2인, "연약지반 성토시 변형률 속도에 관한 기초적 연구(I)", 대한토목학회논문집, 제 17권 제 III-4호, 7, pp 463-473, 1997
- [3] 장용채 외 1인, "국내 고속도로 교량 교대에 대한 측방유동 판정식의 적용성 연구", 한국지반공학회 '96 National Conference, pp. 25~26, 1996
- [4] 장범수, 이진형, 서동희, 정삼성, "측방유동을 받는

- 교대말뚝기초의 해석,” 대한토목학회 논문집, 제 21권, 1-C호, pp. 31-90, 2002.
- [5] 홍원표, 송영석, “측방변형지반속 줄말뚝에 작용하는 토압의 산정법,” 지반공학회 논문집, 2004년 4월, 제 20권, 3호, pp. 13-22, 2004.
- [6] 高速道路調査會, 軟弱地盤上の橋臺基礎に関する調査研究報告書(その2), 1980.
- [7] Otohiko suzuki, "The Lateral Flow of Soil Caused by Banking on Soft Clay" Soils and Foundations vol. 119 No.4, pp. 1-18, 1988
- [8] Poulos H.G., "Difficulties in Prediction of Horizontal Deformations of Foundations", ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 98(SM8), pp. 843-848, 1972
- [9] Tavenas, F., Miasseus, C. and Bourges, F., "Lateral Displacements in Clay Foundations under embankments" Canadian Geotechnical J. Vol.16, No.3, pp. 532-550, 1979
- [10] Tschebotarioff, G.P., "Foundation, Retaining and Earth Structures", McGraw Hill Kogakusha, 2nd edition, pp.913-932, 1973

김 대 규(Dae-Kyu Kim)

[정회원]



- 1999년 12월 : 루이지애나주립대학 토목환경공학과(공학박사)
- 2002년 ~ 현재 : 상명대학교 토목공학과 조교수

<관심분야>

토질 및 기초, 연약지반, 지반조사