

쓰레기 침출수와 염료로 오염된 실트지반의 측방유동에 관한 연구

A Study on the Lateral Flow of the Silts which is Polluted with a Garbage Leachate to the Dyes

안종필¹⁾, Jong-Pil Ahn, 박상범²⁾, Sang-Bum Park 안기문³⁾, Ki-Mun Ahn

¹⁾ 조선대학교 공과대학 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Chosun

²⁾ (주)시원 이엔씨 부장, Director, Siwon E&C Co., Ltd.

³⁾ 조선대학교 토목공학과 박사과정, Graduate School, Dept. of Civil Engineering, Chosun University

SYNOPSIS : Critical surcharge value of silt ground polluted with garbage leachate to the dyes $q_{cr}=3.73c_u$ and ultimate bearing capacity value $q_{ult}=8.60c_u$. Lateral flow pressure at polluted silt ground was about $P_{max}/3$ and depth of maximum lateral flow pressure was found at that of $H/3$ of soft layer thickness(H). Expression of polluted silt ground of fracture baseline at stability control charge by Matsuo-Kawamura is $S_v=3.56\exp\{0.51(Y_m/S_v)\}$.

Key words : Critical surcharge, Ultimate bearing capacity, Lateral flow pressure, Polluted silt ground

1. 서 론

구조물의 종류와 규모가 증가되면서 많은 건설부지를 요구하게 되고, 종래에는 생각지도 못했던 구조물 및 지반의 변형이나 파괴의 경우를 접하게 되는데, 이러한 파괴는 특히 연약지반 위에 편재하중이 작용할 경우에 자주 발생하는 것을 알 수 있다(Tschebotarioff, 1973).

지금까지 연약지반에 대한 지지력 결정에 관하여 Jaky & Fröhlich(赤井, 1964), Tschebotarioff(1973) 및 Das & Meyerhof(1984), 안(1994, 1998, 1999) 등에 의한 한계하중과 극한하중의 지지력 결정방법 등을 비롯한 많은 연구가 수행된 바 있으며, 근래에 있어서는 연약지반의 변형해석의 복합적인 성질과 비선형적 시간-변형의 관계를 고려한 유한요소해석 등이 행해지고 있다. 따라서 본 연구에서는 모형실험용 재하장치를 제작하고 쓰레기 침출수와 염료를 일정하게 증가시킨 6종류의 시료를 재성형하고, 모형지반을 토조내에 거치한 후 편재하중을 재하하여 모형실험을 실시하였다. 이러한 연약지반에 대한 모형실험결과를 통해 측방유동 등의 소성거동에 대하여 조사하고, 함수량의 증가에 따른 지지력의 변화 등에 대한 실제의 적용성을 기존의 연구결과와 비교·분석하여 설계시 지반의 변형과 파괴에 대한 안전계를 도모함에 연구목적이 있다.

2. 연약지반의 측방유동

2.1 측방유동의 메카니즘

연약지반상에 성토를 실시하거나 교대나 잔교 등의 구조물을 설치하고, 굴착을 하므로써 편재하중이 작용하게 되면, 지중의 응력 증가에 따라 간극수압이 증가하는 등에 의하여 토립자가 측방으로 소성변형을 일으켜 측방유동을 유발하게 되고, 이러한 거동에 의하여 발생한 측방유동은 구조물이나 지반에 과도한 변형을 일으키거나 파괴를 유발하는 경우가 많다(安, 1993, 1994; 日本土質工學會, 1994).

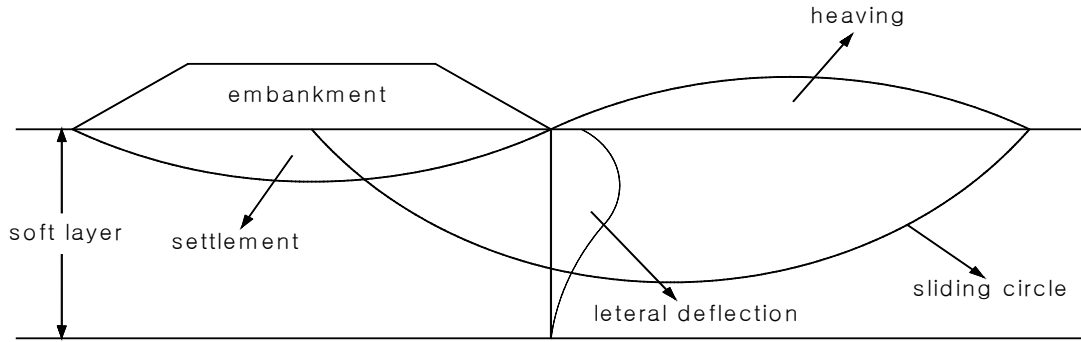


그림 1. 성토에 의한 연약지반의 측방유동과 파괴의 형태

그림 1과 같이 연약지반위에 편재하중이 작용하면 하부지반은 재하에 의한 응력이 증가하고 간극수압의 변화에 따라 체적이 수축되면서 탄성평형에 의한 침하가 발생한다. 이와 같은 연약지반에 오염물질이 혼입되게 되면 지반중의 토립자의 소성화의 거동은 크게 증가되어 측방유동을 더욱 촉진시키고 그로 인해 구조물의 안정이 위태롭게 된다(安, 1993, 1994).

2.2 오염물질의 특성 고찰

지반오염을 유발시키는 오염원인 유기화합물의 소수성 액체의 복합체인 NAPL(Nonaqueous Phase Liquid)은 휘발, 용해, 흡착, 생분해라는 4가지의 지중변환과정을 거치게 되며, 유해성분이 많이 함유된 공장폐수 및 폐유 등은 매립시에 침출수의 주성분이다. 또한 지반을 오염시키는 밀도가 작은 LNAPL(Light Nonaqueous Phase Liquid)은 주로 석유추출물이며, 그 추출물은 용해도가 다양한 여러 화합물 질로 구성된 복합물질의 유기화합물이다. 침출수를 구성하는 성분으로는 Cl, Fe, Cu, Na, N 및 염소계 통의 유기물과 PCB 등이 있다. 본 연구에서는 축산폐수와 분뇨 등을 혼합하여 모형실험을 시행 하였다.

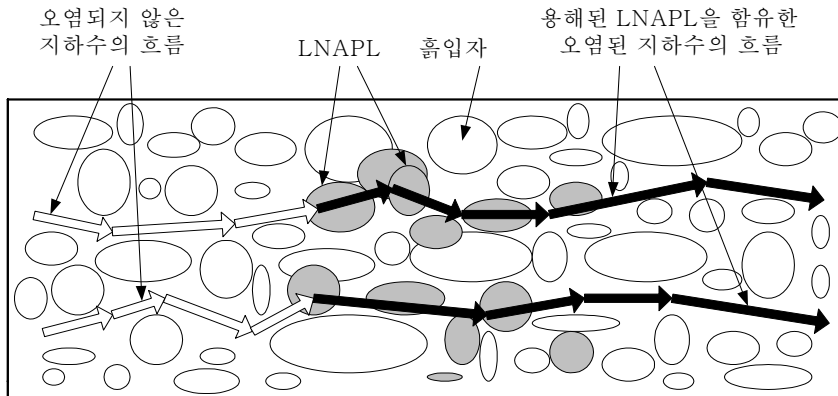


그림 2. 지하수의 흐름을 따라 오염물질 LNAPL의 이동 경로

그림 2는 오염지반에서 오염물질 즉 침출수가 지하수의 흐름을 따라 이동하여 오염범위를 확산시키는 현상을 나타내며, 지하수의 유속이 빠르고 간극률이 큰 경우 LNAPL의 용해도 빠르게 진행된다. 토립자에 흡착된 LNAPL(오염물질)은 토립자로부터 쉽게 떨어지지 않으므로 장기적인 지반오염을 초래하게 되고, 양수처리공법(Pump-and-Treat)으로 지반정화를 시도 할 때 초기에는 오염농도가 많이 떨어지나, 시간이 지날수록 어떤 한계밀도로 떨어지지 않는 잔존현상(Tailing Effect)으로 지반오염이 장기화된다.

이러한 오염물질이 연약지반내로 유입되어 지반의 간극압을 증가시키고 지반중의 점착력이나 마찰력 등의 전단저항을 감소시켜 토립자의 소성유동을 크게 증가시켜 과도한 침하량과 측방변위량 및 지표면

윤기량을 확대하는 요인으로 연약지반의 전단저항에 의한 응력의 구속이 감소하므로써 변위량이 발생하게 되는 것이다.

2.3 연약지반의 지지력 결정법

연약지반에 성토 등으로부터 하중이 작용하게 되면 초기단계에서는 탄성적인 거동에 의한 침하가 발생하지만, 하중의 증가에 따라 재하면 하부의 지반은 이등변삼각형분포와 같은 흠뻑기가 압축되면서 점차 소성의 상태로 이전되어 가게 된다. 이와 같이 지반이 탄성상태에서 소성상태로 바뀌지는 시점의 하중을 Jaky와 Fröhlich 등은 한계하중이라고 규정하였고, 赤井(1964)과 Tschebotarioff(1962, 1973) 등은 지반중에 전단변형이 시작되는 시점의 하중을 한계하중으로 규정하였으며, Das(1984) 등은 하중과 변위량의 증가가 직선적인 경향을 보이다가 하중의 증가에 비해 변위량의 증가가 더 커지면서 하중과 변위량의 관계가 직선에서 곡선으로 이행되는 시점의 하중을 한계하중으로 정의한 바 있다.

극한지지력이란 Jaky, Fröhlich, Terzaghi, Meyerhof 등이 제안한 것처럼 한계하중을 초과하여 더욱 하중을 증가시키면 하부지반에는 토립자의 전단강도에 의해 탄성영역인 주동층이 하부층으로 침하함에 따라 간극수압의 증가를 유발하여 토립자의 측방변위를 발생시키며 소성영역은 수동영역까지 확장되고 활동파괴면이 지표면까지 도달하려는 경향을 나타내는 소성평형의 파괴형태에 이르게 된다. 이와 같이 지반의 소성평형에 의한 전단파괴가 발생하게 되는 경우의 하중을 극한지지력이라고 하고, 구조물의 종류에 따라 극한지지력을 적당한 안전율로 나눈 값을 허용지지력이라고 한다.

표 1은 지금까지 제안된 한계하중과 극한하중을 산정할 수 있는 이론적인 제안식들을 보여 주고 있다. 일반적으로 보통의 점성토 지반에 대해서 극한하중에 대한 한계하중의 비는 0.38~0.72의 관계를 나타내고 있다.

표 1. 한계하중과 극한하중 산정의 이론식

Proposer	Critical surcharge	Ultimate surcharge	q_{cr}/q_{ult}	Proposer	Critical surcharge	Ultimate surcharge	q_{cr}/q_{ult}
Meyerhof	$q_{cr}=(B/2H+\pi/2)C_u$	$q_{ult} = 8.30C_u$	-	Terzaghi②	$q_{cr} = 3.81C_u$	$q_{ult} = 5.30C_u$	0.72
Tschebotarioff	$q_{cr} = 3.00C_u$	$q_{ult} = 7.95C_u$	0.38	Prandtl	-	$q_{ult} = 5.14C_u$	-
JHI	$q_{cr} = 3.60C_u$	$q_{ult} = 7.30C_u$	0.49	Darragh	$q_{cr} = 3.21C_u$	-	-
Jaky	$q_{cr} = 3.14C_u$	$q_{ult} = 6.28C_u$	0.50	Ahn(CL)	$q_{cr} = 3.11C_u$	$q_{ult} = 8.30C_u$	0.38
Terzaghi①	$q_{cr} = 3.81C_u$	$q_{ult} = 5.71C_u$	0.67	Ahn(CH)	$q_{ult} = 2.60C_u$	$q_{ult} = 4.47C_u$	0.58
Fellenius	-	$q_{ult} = 5.52C_u$	-	※ JHI : Japan Highway Institute(일본도로협회)			

한계하중과 극한하중은 지반의 탄성평형과 소성평형상태에서의 활동파괴면의 전단저항과 상재하중의 평형조건이나 재하판 단부의 모멘트의 평형조건 및 실험에 의한 하중-변위량의 관계에서 결정할 수 있다.

2.4 측방유동압의 산정방법

연약지반의 측방유동에 대하여 지반과 구조물을 보존하기 위하여 오염된 지반속에 연직말뚝을 설치하게 되는데, 오염된 연약지반속에 말뚝이 존재하면 주변지반과 말뚝의 상호작용에 의해 토립자가 수평방향의 측방유동에 의한 압력을 받게 되어 말뚝이 변형하거나 심지어는 파괴에 이르기까지 하는데, 이러한 말뚝을 수동말뚝이라고 한다(홍, 1983; 日本土質工學會 中國支部, 1991).

Tschebotarioff(1973)는 측방유동압의 분포에 대하여 연약층의 중앙에 최대측방유동압을 적용하고, 지표면과 연약층의 저면에는 측방유동압이 작용하지 않는다고 가정하여 이등변삼각형의 분포로 규정하여 간이식 방법에 의한 측방유동압을 제안하고, 최대측방유동압을 다음 식으로 계산하였다.

$$P_{max}=\alpha \cdot \gamma H \cdot B \quad (1)$$

여기서, α =유동압계수(0.4), γH =상재하중, B =유동방향의 폭

또한 상재하중의 작용에 의해 재하면 하부지반이 탄성평형상태에 도달하기까지는 지반중의 정지토압에 의한 측방유동압 $P_{max}=K_0\gamma H$ 가 지반의 저항력과 평형상태에 있지만, 상재하중이 증가함에 따라 응력의 평형이 파괴되어 소성(압밀)평형상태에 이르게 되면 지반내 응력의 저하로 인하여 $P_{max}=0.4\gamma H$ 의 측방유동압이 작용하게 된다. 그러나 실제로는 압밀의 진행에 따라 응력의 감소는 그리 크지 않고 소성평형상태에 접근함에 따라 Thixotrophy 현상에 의해 오히려 강도회복 및 증가현상을 보이고 있는 것으로 알려져 있으며, 적어도 탄성평형시의 기본식인 $P_{max}=K_0\gamma H$ 에 의해 측방유동압을 산정함이 적당하다고 제안하였다(안, 1993; 안·홍, 1994).

$$P_{max}=K_0\gamma H \quad (2)$$

Matsui, Hong & Ito(1982) 등은 말뚝이 연약지반속에 설치되어 있는 경우에는 말뚝주변지반의 소성상태와 말뚝간격을 고려한 점토지반의 측방유동압을 계산하는 이론식을 다음의 (3)식과 같이 제안하였으며, 만약 측방유동이 큰 폭으로 진행된 상태에서 측방유동압을 구하는 경우에는 다음의 (4)식에 의해 개략적으로 산정할 수 있는 것으로 제안하였다.

$$P(z)=cD_1[3\ln(D_1/D_2)+(D_1-D_2)/D_2*\tan(\pi/8)]+\sigma_H(D_1-D_2) \quad (3)$$

여기서, c =점착력, D_1 =말뚝의 중심간격, D_2 =말뚝의 순간격, σ_H =수평토압

$$P_{max}(z)=1.6P(z) \quad (4)$$

지반의 실측변위를 알고 있을 경우에는 변위의 분포형상을 측방유동압의 분포형상과 같다고 생각하여 실측변위로부터 측방유동압의 크기를 다음 식(5)와 같이 결정하지만, 실측변위를 알 수 없을 경우에는 Boussinesq의 탄성해나 F.E.M을 이용하여 변위를 추정하여 측방유동압의 크기를 결정할 수 있다고 하였다(日本道路協會, 1985).

$$P(z)=K_H\gamma_z B \quad (5)$$

여기서, K_H =수평방향 지반반력계수, γ_z =지반의 측방변위량, B =기초폭

2.5 안정관리방법

성토의 천단면이나 사면에 미세한 균열이 발생하여 성토의 중앙부에 침하가 급격히 증가하면 사면선단 부근지반의 수평변위가 성토의 외측방향으로 급증하고 지반의 연직변위(융기량)는 윗쪽으로 급증하고 성토작업을 중지하여도 지반내의 간극수압의 상승이 지속된다(안중필, 1994, 안중필 외, 1998).

성토나 지반의 전단파괴 혹은 불안정한 상태의 정성적인 안정관리방법에는 침하량에 의한 관리방법, 지표면변위량에 의한 관리방법, 지중변위량에 의한 관리방법 등이 있다.

현장계측결과에 의한 성토중앙부의 침하량(S_v)과 성토사면 선단부의 측방변위량(Y_m) 및 성토하중(q)을 이용하여 성토나 지반의 소성파괴를 정량적으로 예측하는 관리방법에는 富永·橋本(1974)의 방법(S_v-Y_m 관리도법), 紫田·關口(1980, 1982)의 방법 (q/Y_m-q 관리도법), 松尾·川村(1975)의 방법 (S_v-Y_m/S_v 관리도법), Hong(1980) 등의 방법이 있다.

2.5.1 富永·橋本の 방법(S_v-Y_m 관리도법)

그림 3과 같이 재하면 중앙부의 최대침하량(S_v)과 최대측방변위량(Y_m)의 관계를 plot한 경우 하중이

작아서 안정한 동안에는 직선관계에 있지만, 하중이 증가되어 불안정하게 되면 최대측방변위량(Y_m)의 증가가 침하량(S_v)에 비해서 상대적으로 커지게 된다. 이 곡선 중의 변곡점 이후의 경사 즉 측방변위량과 침하량의 증분비율 $\alpha_2(=\Delta Y_m/\Delta S_v)$ 가 0.7 이상 또는 변곡점 이전의 증분비율 α_1 에 0.5를 합한 값보다 크게 되면 불안정 혹은 파괴한 것으로 판정한다.

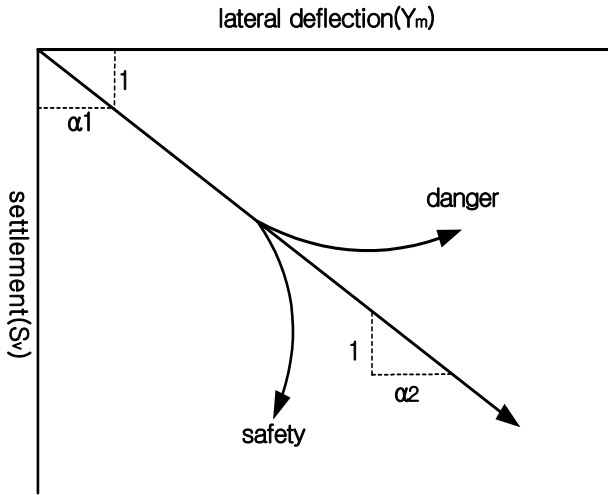


그림 3. S_v - Y_m 안정관리 방법

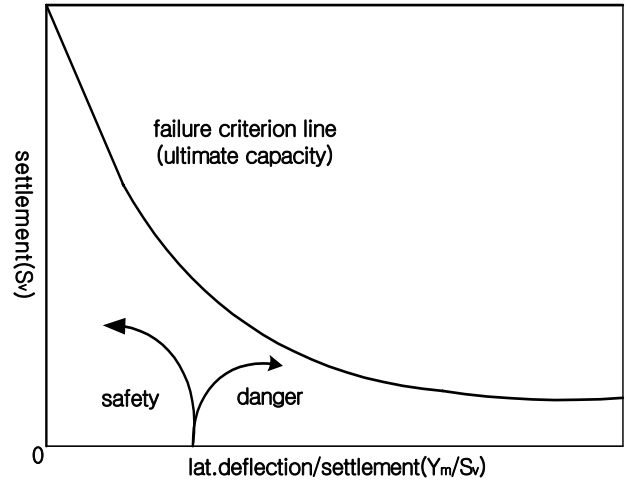


그림 4. S_v - Y_m/S_v 안정관리 방법

2.5.2 松尾川村의 방법(S_v/Y_m-S_v)

그림 4와 같이 다수의 성토 파괴사례에 대해서 (S_v/Y_m-S_v)의 관계를 정리할 경우, 파괴는 일정의 곡선부근에서 발생하게 되는데 이 곡선을 파괴기준선이라고 부르며, 시공중 (S_v/Y_m-S_v)의 관계가 파괴기준선에 가까워지는 경우에는 파괴에 접근하는 경향이 있고, 반대로 멀어지는 경우에는 안정하게 되는 경향을 갖는다. 또한 P_j 를 임의의 시점의 성토하중, P_f 를 파괴시의 성토하중, α_3 는 S_v 와 (Y_m/S_v)의 증분비율로 변곡점 이후의 경사라고 하면, (Y_m/S_v) ≥ 0.6 인 경우 또는 (Y_m/S_v) ≥ 0.1 에서 $P_j/P_f \geq 0.95$ 인 경우 또는 $P_j/P_f \geq 0.8$ 에서 $-1 \leq \alpha_3 \leq 1$ 인 경우는 불안정하게 되며, 파괴기준선에 대한 제안식은 다음 식(6)과 같다.

$$P_j/P_f=1.0 : [0 < (Y_m/S_v) \leq 1.4]$$

$$S_v=5.93 \exp[1.28(Y_m/S_v)^2 - 3.41(Y_m/S_v)] \quad (6)$$

3. 모형실험

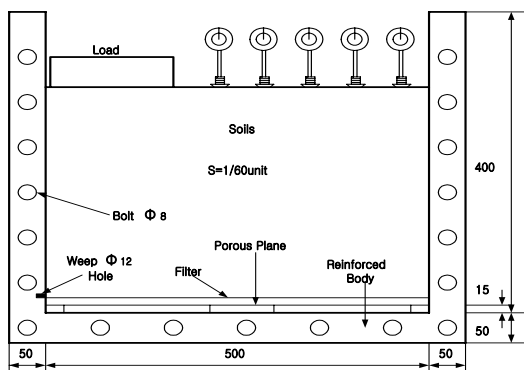


그림 5. 모형실험장치 모식도

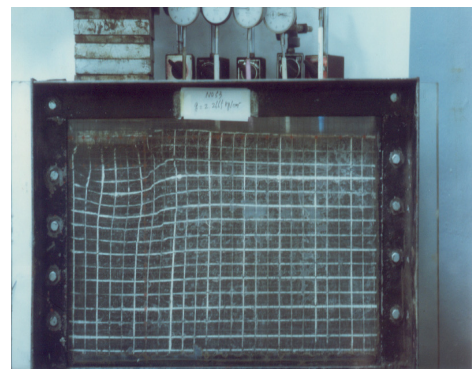


그림 6. 모형실험 사진

모형실험은 먼저 모형실험용 재하장치(토조)를 제작하여 토조안에 오염물질인 쓰레기 침출수와 염료를 일정하게 증가시킨 6종류의 시료를 재성형하여 모형토조에 거치하고, 지표면위에 편재하중을 일정한 시간

간격으로 재하시켜 각 하중단계의 응력과 변위량을 관측하여 분석하는 순서로 진행하였다.

그림 5는 모형실험장치의 모식도이고, 그림 6은 모형실험과정을 사진으로 나타낸 것이다.

4. 실험결과 분석 및 고찰

4.1 모형지반의 공학적 성질

모형실험에 사용된 지반시료는 전남 화순군 춘향면 지역의 지표면 아래 3~4m 깊이에서 채취하였으며, 채취된 시료에 대해 2mm 이상의 자갈 및 세편(細片)은 체로 쳐서 제거한 후 재성형하여 사용하였다. 물성치와 소성도는 비중 $G_s=2.37$, 액성한계 $WL=34.51(\%)$, 소성한계 $W_p=21.98(\%)$, 소성지수 $I_p=12.53(\%)$ 를 갖는 저소성 실트(ML)로 분류된다.

표 2. 모형지반의 공학적 성질

Soil No	W(%)	$\gamma_t(g/cm^3)$	$C_u(kg/cm^3)$	$S_r(\%)$	I_c	C_c	e	$q_u(kg/cm^2)$	$\gamma_d(g/cm^3)$
S000	46.84	1.62	0.054	96.68	-0.984	0.2206	1.15	0.107	1.10
S020	46.27	1.63	0.051	97.32	-0.939	0.2206	1.13	0.102	1.11
S040	45.67	1.65	0.043	99.55	-0.891	0.2206	1.10	0.086	1.13
S060	45.19	1.67	0.036	100.00	-0.852	0.2206	1.06	0.072	1.15
S080	44.47	1.69	0.031	100.00	-0.795	0.2206	1.03	0.062	1.17
S100	44.12	1.70	0.027	100.00	-0.767	0.2206	1.01	0.054	1.18

표 2는 사용시료의 공학적 특성을 나타낸 것으로 연약지반의 오염물질의 함량이 증대할수록 함수비는 다소 감소되고, 비중, 액성·소성한계, 소성지수는 증가, 일축압축강도, 비배수전단강도, 간극비는 감소하는 경향인데, 이는 오염물질의 양이 증가할수록 지반의 소성화를 증가시키는 것에 기인한 것으로 사료된다.

4.2 한계하중의 결정

표 3은 모형실험에 의해 결정된 한계하중을 기존의 제안식으로 산정한 값과 비교하여 나타낸 것이며, 그림 7은 모형실험에서 결정된 한계하중을 비배수전단강도에 따라 나타낸 것으로, 비배수전단강도와 한계하중의 관계를 회귀분석에 의한 직선식으로 나타내면 다음 식(7)과 같다. 쓰레기 침출수와 염료로 오염된 실트지반의 한계하중은 Darragh와 JHI의 제안값에 중간정도를 나타내고 있어 모형실험에 의한 한계하중의 결정에 타당성을 입증하고 있다.

$$q_{cr}=3.73C_u \quad (7)$$

4.3 극한하중의 결정

표 4는 모형실험에 의해 결정된 극한하중을 기존의 제안식에 의하여 산정한 값과 비교하여 나타낸 것이며, 그림 8은 모형실험에 의해 결정된 극한하중을 기존의 제안식으로 산정한 값과 비교하여 나타낸 것이다.

모형실험에 의한 극한하중은 다음 식(8)과 같이 산정되었으며, Meyerhof의 제안값보다 다소 큰 경향을 나타냈다. 이는 오염된 실트지반이 갖고 있는 불규칙적이고 복합적인 입도분포와 오염물질의 함유량의 증가로 인하여 지반내의 소성화가 급진적으로 증가되고 있는 것에 기인한 것으로 사료된다.

$$q_{ult}=8.60C_u \quad (8)$$

표 3. 모형지반의 한계하중(q_{cr})(kg/cm²)

Soil No	S000	S020	S040	S060	S080	S100
Meyerhof	0.096	0.091	0.076	0.064	0.055	0.048
Tschebotarioff	0.162	0.153	0.129	0.108	0.093	0.081
JHI	0.194	0.184	0.155	0.130	0.112	0.097
Jaky	0.170	0.160	0.135	0.113	0.097	0.085
Terzaghi	0.206	0.194	0.164	0.137	0.118	0.103
Darragh	0.216	0.204	0.172	0.144	0.124	0.108
Model Test	0.208	0.195	0.167	0.137	0.121	0.109

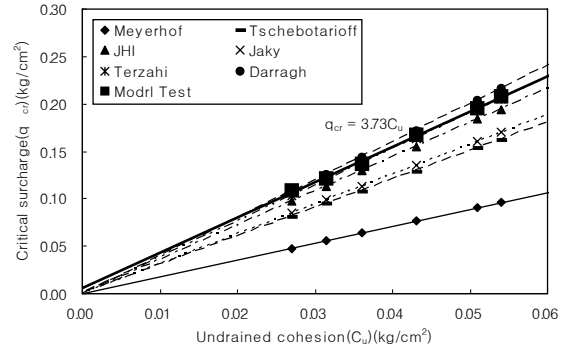


그림 7. 모형지반의 평균 한계하중의 회귀분석

표 4. 모형지반의 극한하중(q_{ult})(kg/cm²)

Soil No	S000	S020	S040	S060	S080	S100
Meyerhof	0.448	0.423	0.357	0.299	0.257	0.224
Tschebotarioff	0.429	0.405	0.342	0.286	0.246	0.215
JHI	0.394	0.372	0.314	0.263	0.226	0.197
Jacky	0.339	0.320	0.270	0.226	0.195	0.170
Terzaghi 1	0.308	0.291	0.246	0.206	0.177	0.154
Fellenius	0.298	0.282	0.237	0.199	0.171	0.149
Terzaghi 2	0.286	0.270	0.228	0.191	0.164	0.142
Prandtl	0.278	0.262	0.221	0.185	0.159	0.139
Model Test	0.471	0.439	0.379	0.312	0.270	0.238

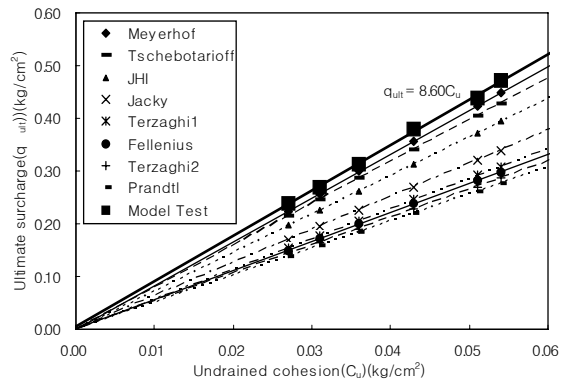


그림 8. 모형지반의 평균 극한하중의 회귀분석

4.4 측방유동압의 검토

그림 9는 오염된 실트지반의 극한하중과 실측변위에서 구한 최대측방유동압(P_{max})의 관계를 나타낸 것으로 오염물질의 함유량이 증가할수록 최대측방유동압이 직선적인 감소경향을 나타내고 있다. 이는 오염물질의 증가에 따른 지반내의 소성유동의 거동이 크게 증가됨에 기인한 것으로 사료되며, 최대측방유동압은 다음 식(9)와 같이 구할 수 있다.

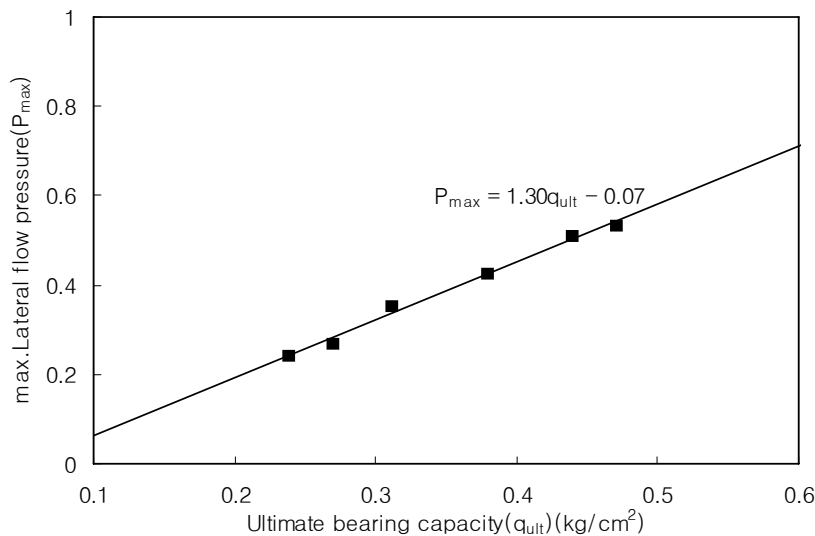


그림 9. 극한하중과 최대 측방유동압과의 관계

$$P_{max}=1.30q_{ult}-0.07$$

(9)

그림 10은 재하단계에서 재하중의 증가에 따른 최대측방변위량의 발생깊이를 연결한 최대측방변위의 발생경로를 나타낸 것으로 0.2H~0.4H 사이에서 발생하였다.

그림 11과 지표면에서 종합형의 최대측방유동압은 $P_{max}/2$ 인 반면에 Poulos의 최대측방유동압 분포는 $P_{max}/3$ 로 약간의 차이를 보였다. 최대측방유동압이 발생하는 깊이는 종합형과 Poulos의 분포형이 모두 연약층 두께(H)의 0.4H 부근에서 발생함을 나타내고, Tschebotarioff의 H/2와는 다소 차이가 있음을 알 수 있다. 또한 필자가 제안한 (b)의 사변형분포는 최대측방유동압의 분포형태가 연약층 두께(H)의 H/3 부근에서 발생하여 Poulos의 분포와 Tschebotarioff의 분포 보다 지표면측으로 상승함을 알 수 있다.

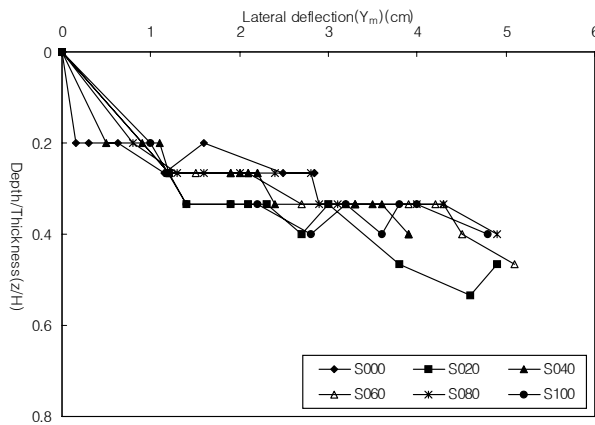
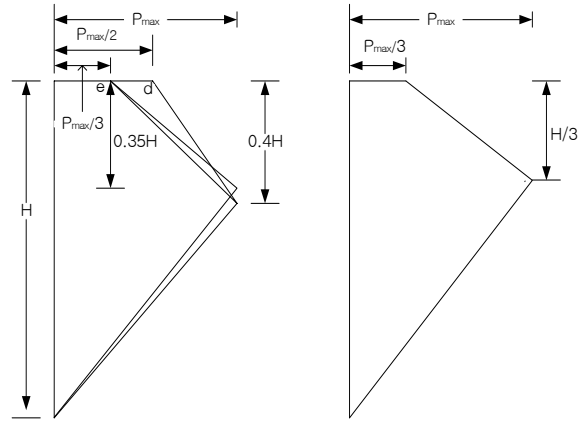


그림 10. 최대측방변위량의 깊이별 발생 분포



(A)종합형

(B)제안형

그림 11. 최대측방유동압의 분포형태

4.5 안정관리방법의 검토

6종류의 모형지반에 대하여 측방유동에 의한 소성변위량을 많이 이용하고 있는 富永橋本(1974), 紫田·關口(1980), 松尾·川村(1975) 등의 안정관리도에 적용하여 분석해 보았다. 富永橋本이 제안한 침하량(S_v)-측방변위량(Y_m)의 관리도에 적용하여 나타낸 결과, 상재하중의 증가에 따라 초기에는 측방변위량의 증가가 선행하였으나 중반이후부터는 침하량의 증가 경향이 현저하게 나타나고 있어 점진적으로 측방유동에 대한 지반의 거동이 안정화되어 가고 있음을 알 수 있다. 그림 12~그림 14에서 나타난 바와 같이 침하량(S_v)-융기량(H_v)의 관리도에서는 상재하중의 증가에 따라 초기에는 융기량의 증가경향이 선행하고 있었으나 중반 이후부터는 침하량의 증가경향이 현저하게 나타나고 있어 점진적으로 측방유동에 대한 지반의 거동이 안정화되어 가고 있음을 알 수 있다. 측방변위량(Y_m)과 융기량(H_v)의 관리도에서는 융기량과 측방변위량은 상재하중의 증가에 따라 초기에는 융기량의 증가경향이 선행하여 측방유동의 촉진을 유발하였으나 중반 이후부터는 측방변위 증가경향이 현저하게 나타나고 있어 점진적으로 측방유동에 대한 지반의 거동이 안정화되어 가고 있음을 알 수 있다.

그림 15는 모형지반을 紫田·關口가 제안한 상재하중과 측방변위량의 증분(q/Y_m)-상재하중(q)의 관리도에 적용하여 나타낸 것이다. 오염물질의 함유량이 증가할수록 극한하중은 감소하는 경향을 나타내고 있어 지반의 소성화에 의한 국부전단파괴의 가능성이 훨씬 크게 됨을 알 수 있다. 이는 오염물질의 증가로 인하여 소성유동의 거동이 증가하게 됨에 기인한 것으로 사료된다.

그림 16은 6가지의 모형지반에서 얻어진 변위량을 松尾·川村의 관리도에 적용하여, x축에 측방변위량/침하량(Y_m/S_v)을, y축에 침하량(S_v)을 적용해 보았다. 松尾·川村의 기준에 의한 파괴하중은 모형실험에 의한 극한하중보다 다소 작은 값을 나타내어 너무 지나치게 안전측을 고려한 것으로 사료되며 안의 제안과 비교해 볼 때 실측치와 유사하게 나타났다.

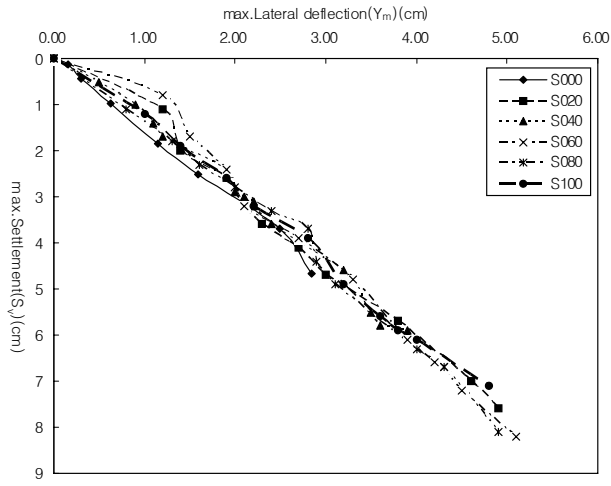


그림 12. $S_v - Y_m$ 관리도

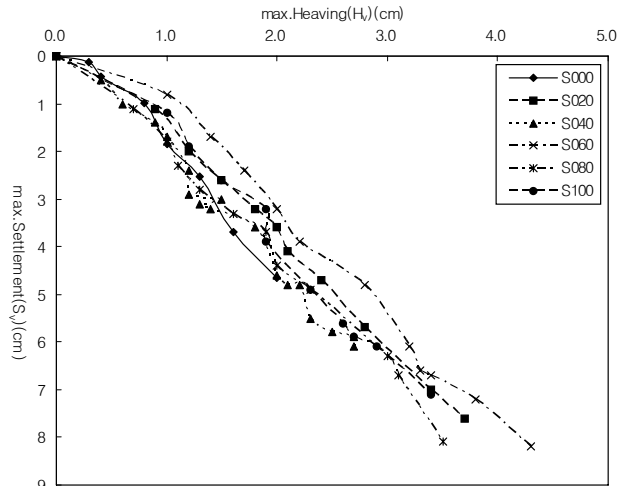


그림 13. $S_v - H_v$ 관리도

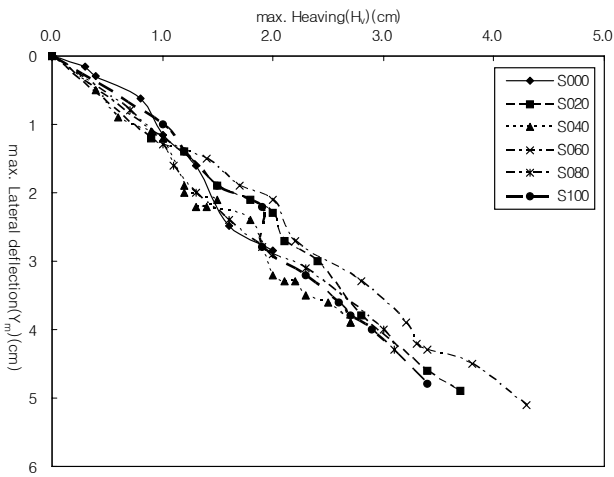


그림 14. $(Y_m - H_v)$ 관리도

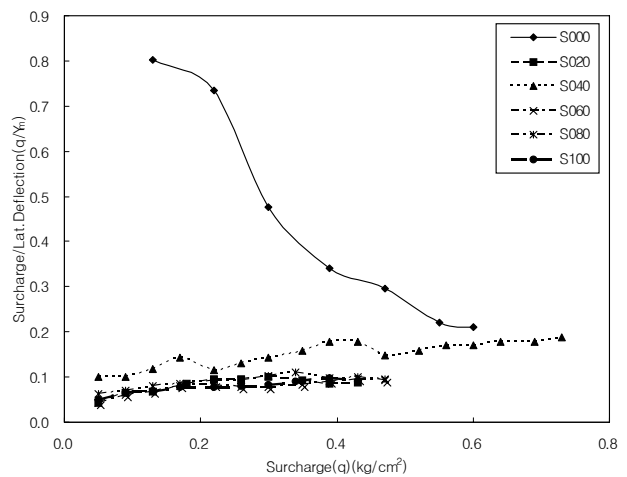


그림 15. $q/Y_m - q$ 관리도

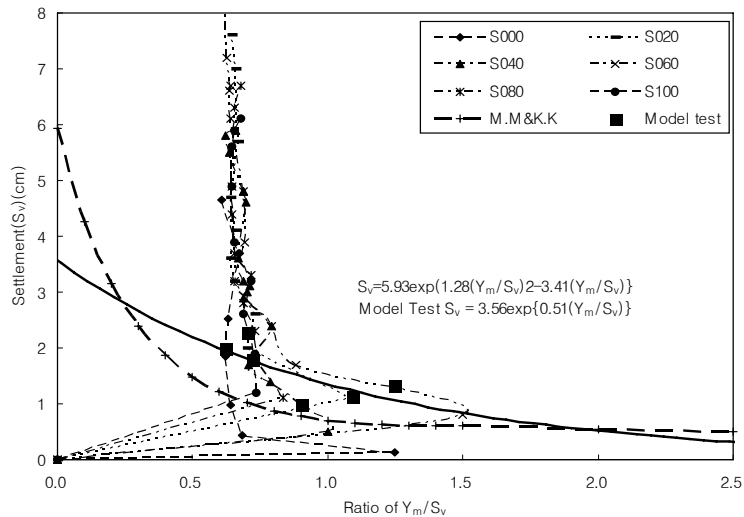


그림 16. $S_v - Y_m/S_v$ 관리도

오염된 실트지반에 대한 모형지반의 극한하중에 대한 침하량의 산정식은 6가지 실험값을 회귀분석으로

해석한 결과 식(10)과 같은 값을 얻었다.

$$S_v = 3.56 \exp\{0.51(Y_m/S_v)\} \quad (10)$$

5. 결 론

쓰레기 침출수와 염료로 오염된 실트지반에 대하여 모형실험을 실시하고, 모형실험 결과로부터 산정된 변위량으로 지지력 및 측방유동의 유동압 결정에 대하여 검토하고, 기존의 이론식과 비교·분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 오염물질 함유량의 증가에 따라 일축압축강도·비배수전단강도·간극비는 감소하는 경향을 나타내며, 이는 오염물질의 함유량이 증가할수록 지반의 소성화를 촉진시키는 것에 기인한 것으로 사료된다.
2. 쓰레기 침출수와 염료로 오염된 실트지반의 한계하중은 $q_{cr} = 3.73C_u$ 로 나타났으며, Darragh와 JHI의 제안값의 중간 정도를 나타내고 있어 모형실험에 의한 한계하중의 결정에 대한 타당성을 입증하고 있다.
극한하중은 $q_{ult} = 8.60C_u$ 로 나타나 Meyerhof의 제안값보다 다소 큰 값을 나타냈으며, 이는 오염된 실트지반의 불규칙적이고 복합적인 입도분포와 오염물질의 증가에 따라 지반의 소성화가 촉진됨에 기인한다.
3. 모형실험에 의한 최대측방유동압은 완만한 이차포물선형의 분포를 보인 반면, 제안식에 의해서 산정된 값은 직선적으로 증가하는 경향을 보였다. 최대측방유동압은 $H/3$ 부근에서 발생하였으며, 지표면의 측방유동압으로 $P_0 = P_{max}/3$ 를 적용한 사변형분포는 실측값에 의한 분포형과 아주 유사성을 나타내고 있다.
4. 모형실험에서 얻어진 변위량을 松尾·川村의 $\{S_v - (Y_m/S_v)\}$ 관리도에 적용해본 결과, 松尾·川村의 관리기준에 의한 파괴하중은 모형실험에 의한 극한하중 보다 다소 작은 값을 나타내었으며, 극한하중에 의한 침하량은 산정식은 $S_v = 3.56 \exp\{0.51(Y_m/S_v)\}$ 에 의해 결정할 수 있다.

참고문헌

1. 신은철·이재범(1997) 원유로 오염된 지반의 역학적 특성, **한국지반공학회지**, 한국지반공학회, 제13권, 제6호, 12월, pp. 37~43.
2. 안종필·박상범(1999), 농도가 다른 오염지반의 지지력 결정에 관한 연구, **한국지반공학회 논문집**, 한국지반공학회, pp.57~69.
3. 日本土質工學會(1986), 粘土のいたずち, 粘土の不思議, 日本土質工學會, pp.274~322.
4. 富永直生·橋本正治(1974) 側方變位の現場計測による盛土の施工管理について, **土と基礎**, Vol.22, No.11, pp. 43~51.
5. 松尾 捻·川村國夫(1975) 盛土の情報化施工とその評價に關する研究, **日本土木學會論文報告集**, No.241, pp. 81~91.
6. 山口栢樹·村上幸利(1975) 粘土地盤の二次元變形に關する實驗と解析, **第10回土質工學研究發表會發表講演集**, 日本土質工學會, pp. 401~404.
7. 紫田 徹·關口秀雄(1980) 盛土基礎地盤の彈·粘塑性舉動解析と礎壞豫測, **日本土木學會論文報告集**, 日本土木學會, No.301, pp. 93~104.
8. Das, B. M.(1984), Principles of foundation engineering, Brooks / Cole Engineering division, Monterey, California, pp.101~206.
9. Tschebotarioff, G. P.(1973), Foundations, retaining & earth structures, **McGraw-Hill Kogakusha**, Tokyo, pp.389~414.