

# 농도가 다른 오염지반의 지지력 결정에 관한 연구

## A Study on the Determination of Bearing Capacity of Polluted Soils with Various Concentrations

안 종 필<sup>\*1</sup>  
Ahn, Jong-Pil

박 상 범<sup>\*2</sup>  
Park, Sang-Bum

---

---

### Abstract

This study investigates the existing theoretical backgrounds for bearing capacity determination according to the plasticity of soils when unsymmetrical surcharge is loaded on polluted soft soils. It also investigates the behavior of the displacement and bearing capacity by unsymmetrical surcharge on the polluted soft soils, by comparing the analytical results and the actual measurements performed through the model test. Model tests were carried out as follows : soil tank, bearing frame and bearing plate are made for the test ; the water content in soil tank was kept constant while the contaminants in natural soils and polluted material were gradually increased ; unsymmetrical surcharge is increased at regular intervals and then the amounts of settlement, lateral displacement and upheaval are observed. In conclusion, the value of critical surcharge was expressed as  $q_{cr}=2.78c_u$  which was similar to those Tschebotarioff( $q_{cr}=3.0c_u$ ) and Meyerhof( $q_{cr}=(B/2H+\pi/2)c_u$ ) had proposed. The value of ultimate capacity was expressed as  $q_{ult}=4.84c_u$  which was similar to that of Prandtl.

### 요 지

오염된 연약지반에 편재하중이 작용하는 경우에 있어서 지반의 소성화에 따른 지지력 결정을 위하여 기존의 이론적인 배경을 고찰하고, 이러한 오염된 연약지반에서 편재하중에 의한 지반의 지지력과 변형에 대한 거동을 연구하기 위하여 모형실험을 통한 실측치를 이용하여 서로 비교·분석하였다. 모형실험은 모형 재하장치인 토조와 재하틀 및 재하판을 제작하여 토조안에 함수비를 일정하게 유지한 상태에서 자연지반의 시료와 오염물질을 점진적으로 증가시킨 지반시료에 일정한 시간간격으로 편재하중을 증가시키면서 침하량과 측방변위량 및 융기량 등을 관찰하였다. 그 결과 한계하중은 실험값이 Tschebotarioff( $q_{cr}=3.0c_u$ )의 제안값과 Meyerhof( $q_{cr}=(B/2H+\pi/2)c_u$ )의 제안값에 근접하여  $q_{cr}=2.78c_u$  값을 나타냈고, 극한하중은 Prandtl

---

\*1 정회원, 조선대학교 공과대학 토목공학과 교수

\*2 정회원, 조선대학교 대학원 토목공학과 박사과정

의 제안값에 근접하여  $q_{ult}=4.84c_u$  값을 나타냈다.

**Keywords :** Bearing capacity, Polluted soft soils, Critical surcharge

## 1. 서론

매우 적은 지지력을 갖는 연약지반 위에 성토나 구조물을 재하하면 기초지반에 변형이 발생하여 침하하게 되며, 급속하게 상재하중을 증가하면 침하속도가 점차 증가하고 하중이 어떤 값에 도달하면 지반이 전단파괴하여 성토나 구조물은 급격한 침하를 일으켜 붕괴 또는 전도한다. 이 때문에 연약지반 위에 성토나 구조물을 시공할 경우 지반의 극한지지력 혹은 허용지지력을 산정하여 안정검토를 수행하게 된다.

현재 인구증가와 산업발달에 따른 가정용 오폐수나 산업폐수 및 폐유 등 화학 물질의 증가로 인해 환경오염 및 생태계파괴가 커다란 사회적 문제로 제기되고 있는 실정이며, 더욱 심각한 것은 이러한 오염물질이 지반속으로 유입되면서 오염성분에 의해 흙의 전기적 성질이 변함과 동시에 흙의 물리적 성질인 일축압축강도( $q_u$ ), 비배수전단강도( $c_u$ ), 지반계수( $E_s$ ), 지반반력계수( $k_H$ ) 등의 변화에 직접적인 영향을 미칠 뿐만 아니라, 이로 인해 기존의 지지력 이론으로는 불안정한 해석결과를 초래할 수 있다는 점이다. 또한 쓰레기 매립장의 침출수나 공장 및 산업폐수 등의 오염물질이 지하수와 복합되어 연약지반내로 유입되어 지반의 간극수압을 증가시키며 오염물질의 유희작용에 의해서 지반중의 점착력이나 마찰력 등의 전단저항을 감소시켜 토립자의 소성유동을 크게 증가시켜 과도한 침하량과 측방변위량 및 지표면 융기량을 확대하는 요인으로 작용하여 연약지반의 전단저항에 의한 응력의 구속이 현저하게 감소하므로써 과도한

변위량이 발생하게 되어 지반의 불안정을 초래하게 된다.

지금까지 연약지반의 지지력 결정에 관해 Jaky & Fröhlich(赤井;1964), Tschebotarioff(1973) 및 Das & Meyerhof(1984) 등에 의한 한계하중과 극한하중의 결정방법 등을 비롯하여 매우 많은 연구가 수행된 바 있고, 근래에 있어서는 연약지반의 변형해석의 복합적인 성질과 비선형적 변형-시간의 관계를 고려한 유한요소해석 등이 행해지고 있으나, 오염된 연약지반에 대한 인식과 연구 및 실질적인 적용면에서는 아직까지 미흡한 실정이다. 따라서 본 연구에서는 모형실험용 재하장치를 제작하고 함수량이 일정한 연약지반의 시료에 오염물질을 혼합한 재생형시료를 토조내에 거치한 후 편재하중을 재하하여 실험을 실시하였다. 또한 오염물질의 함량을 일정하게 증가시키면서 모형재하실험을 반복수행한 후 그 결과를 분석하여 오염된 연약지반에서의 오염물질의 증가에 따른 지지력값의 변화 등에 대한 실제의 적용성을 기존의 연구결과와 비교·분석하였다.

## 2. 오염지반의 지지력

### 2.1 오염물질의 성질 및 거동

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 구조물

이나 지반에 과도한 변형을 일으키거나 파괴를 유발하는 경우가 많다(安:1993, 1994, 日本土質工學會:1994).

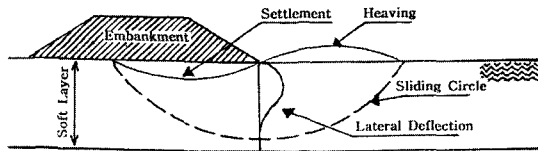


Fig. 1 Pattern of the lateral flow and failure in soft soils by embankment

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

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 화합물질로 구성된 복합물질의 유기화합물이다. 침출수를 구성하는 성분으로는 Cl, Fe, Cu, Na, N 및 염소계통의 유기물과 PCB 등이 있다. 본 연구에서는 가정용 생활오폐수인 세제류와 음식물 오폐수, 중금속이 함유된 공장폐수 등을 혼합하여 모형실험을 시행 하였다.

Fig. 2는 오염지반에서 오염물질 즉 침출수가 지하수의 흐름을 따라 이동하여 오염범위를 확산시키는 현상을 나타내며, 지하수의 유속이 빠르고 간극률이 큰 경우 LNAPL의 용해도 빠르게 진행된다. 토

립자에 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.(신, 이:1997, 권, 박, 박:1996)

이러한 오염물질이 연약지반내로 유입되어 지반의 간극압을 증가시키고 지반중의 점착력이나 마찰력 등의 전단저항을 감소시켜 토립자의 소성 유동을 크게 증가시켜 과도한 침하량과 측방변위량 및 지표면 융기량을 확대하는 요인으로 연약지반의 전단저항에 의한 응력의 구속이 감소하므로서 변위량이 발생하게 되는 것이다.

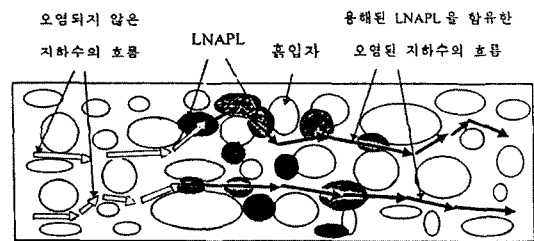


Fig. 2 Groundwater pollution of LNAPL with solution

## 2.2 한계하중과 극한하중(지지력)의 산정

연약지반에 성토 등의 하중이 작용하게 되면 초기단계에서는 탄성적인 거동에 의한 침하가 발생하지만, 하중의 증가에 따라 재하면 하부의 지반은 이등변삼각형분포의 흡쇄기가 압축되면서 점차 소성의 상태로 이전되어 가게 된다. 이와 같이 지반이 탄성상태에서 소성상태로 바뀌어지는 시점의 하중값을 Jaky와 Fröhlich 등은 항복응력이라고 규정하였고, 赤井(1964)과 Tschebotarioff (1962, 1973) 등은 지반중에 전단변형이 시작되는 시점의 하중을 한계하중으로 규정하였으며, Das(1984) 등에 의하면 한계하중이란 하중과 변

Table 1. Proposed equation of critical surcharge and ultimate capacity in clay

Proposer	Critical surcharge	Ultimate capacity	$q_{cr}/q_{ult}$
Meyerhof	$q_{cr} = (B/2H + \pi/2)c_u$	$q_{ult} = 8.30c_u$	-
Tschebotarioff	$q_{cr} = 3.00c_u$	$q_{ult} = 7.95c_u$	0.38
JHI*	$q_{cr} = 3.60c_u$	$q_{ult} = 7.30c_u$	0.49
Jaky	$q_{cr} = 3.14c_u$	$q_{ult} = 6.28c_u$	0.50
Terzaghi-1	$q_{cr} = 3.81c_u$	$q_{ult} = 5.71c_u$	0.67
Fellenius	-	$q_{ult} = 5.52c_u$	-
Terzaghi-2	$q_{cr} = 3.81c_u$	$q_{ult} = 5.30c_u$	0.72
Prandtl	-	$q_{ult} = 5.14c_u$	-
Darragh	$q_{cr} = 4.00c_u$	-	-
Ahn(CL)	$q_{cr} = 3.21c_u$	$q_{ult} = 8.41c_u$	0.38
Ahn(CH)	$q_{cr} = 2.60c_u$	$q_{ult} = 4.73c_u$	0.55

\*JHI:Japan Highway Institute(일본도로협회)

위량의 증가가 거의 직선적인 경향을 보이다가 하중량의 증가에 비해서 변위량의 증가가 큰 폭으로 커지면서 하중과 변위량의 관계가 직선에서 곡선으로 이행되는 시점으로 정의한 바 있다.

다음으로 극한하중이란 Jaky, Fröhlich, Terzaghi, Meyerhof 등이 제안한 것처럼 한계하중을 초과하여 더욱 하중을 증가시키면 하부지반에는 토립자의 전단저항에 의해 탄성영역인 주동쇄기가 하향으로 침하함에 따라 과잉간극수압의 증가를 유발하여 토립자의 측방변위를 발생시키므로써 소성영역은 전단 및 수동영역까지 확장되고 원호활동파괴면이 지표면까지 도달하려는 경향을 나타내는 소성평형 파괴형태에 이르게 된다. 이와 같이 지반의 소성평형에 의한 전단파괴가 이루어 질때의 하중을 극한지지력이라고 하고, 구조물의 종류에 따라 적당한 안전율로 극한지지력을 나눈 값이 허용지지력이다.

연약지반에서는 지내력이 작기 때문에 과대한 침하를 허용할 수 없는 구조물에 대해서는 말뚝기초나 케이슨 기초와 같은 깊은 기초형식이 많이 사용된다. 그러나 사전에 조성된 성토지반이나 매립지반에 건설되는 경량건물 등에 대해서는 얇은

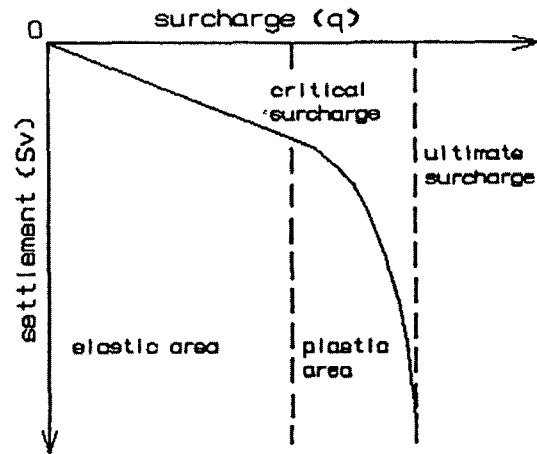


Fig. 3 Critical surcharge and ultimate surcharge

직접기초가 많이 이용되고 있다.

Fig. 3은 하중과 변위의 관계곡선으로부터 구하여지는 한계하중과 극한하중을 나타낸 것이고, 일반적으로 보통의 지반에 대해서 극한하중에 대한 한계하중의 비는 0.35~0.75의 관계를 나타내고 있다.(Das, 1984)

한계하중과 극한하중은 지반의 탄성평형과 소성평형상태에서의 활동파괴면의 점착력에 의한 전단저항과 재하면에서의 평형조건에서 결정하

Table 2. Constituent elements compound of model soils(%)

구성원소	S000	S020	S040	S060	S080	S100	S120	S140
Al	36.2	38.1	40.3	41.3	39.9	39.0	39.7	38.9
Zr	26.4	23.7	26.4	25.4	30.3	30.4	31.8	26.2
Se	10.8	9.8	9.3	10.5	9.9	9.1	9.1	10.8
Fe	7.1	7.6	7.6	7.2	6.9	6.6	7.2	4.8
Cu	6.2	10.3	5.7	4.1	2.6	3.6	1.6	7.6
K	5.3	5.2	5.4	6.5	5.7	5.5	5.2	5.5
Ti	5.0	1.7	1.6	2.0	1.6	1.8	1.6	1.8
Ca	1.8	2.4	1.9	1.9	2.2	1.7	1.8	1.4
합 계	98.7	98.6	98.1	98.8	99.0	97.7	96.0	97.0

거나, 재하판 단부에서의 모멘트의 평형조건에서 산정할 수 있으며, 실험에 의한 하중-변위량의 관계에서도 결정할 수 있다.

지금까지 제안되어 있는 한계하중과 극한하중을 산정할 수 있는 이론식에 의한 방법은 Table 1과 같으며, 한계하중과 극한하중 값은 모형실험에 의한 하중-침하량곡선( $q_0-S_m$ ), 상용대수 하중-침하량곡선 ( $\text{Log}q_0\text{-Log}S_m$ )과 침하량-측방변위량곡선( $S_m-Y_m$ ) 및 하중-하중/측방변위량비의 곡선( $q-q/Y_m$ )관리도에서 구한 값을 평균해서 지지력 값을 산출하였으며, 기존의 제안식에 의해서 산정된 값과 비교하여 값을 검증하였다(赤井;1964, 日本土質工學會;1979, 1994). 또한 한계하중과 극한하중의 비율은 (0.4~0.7)의 사이에 있음을 알 수 있다. 여기서,  $c_u$ 는 점토의 비배수강도, B는 재하폭, H는 토층의 두께를 나타낸다.

### 3. 모형실험

#### 3.1 오염지반의 공학적 성질

모형실험에 사용된 시료는 전남 화순군 춘향면 지역의 지표면 아래 3~4m 깊이에서 채취한 저소성 실트(ML)로서, 채취된 시료 중 2mm 이상의

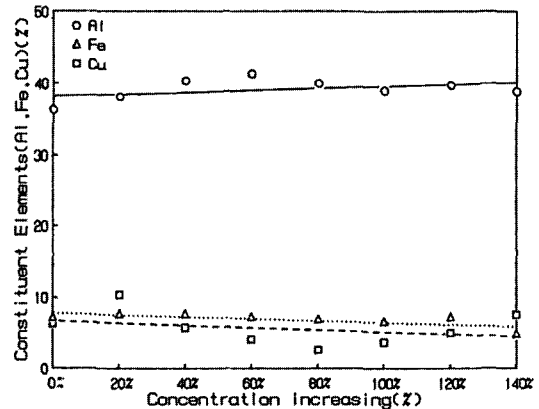


Fig. 4 Relation of concentration increasing and constituent elements

자갈 및 세편(細片)은 체로 쳐서 제거한 후 재성형하여 사용하였다.

오염물질이 혼입된 지반시료의 구성원소 화합물은 Table 2와 같으며, 아주 소량의 원소 화합물은 비교대상에서 제외하고, 대표적인 8개의 원소 성분만을 토성시험 결과치와 비교하여 분석한 결과 Fig. 4와 같이 오염물질의 함유량이 증가할수록 분포 상태는 규칙성은 없으나 그중 Al는 점차 증가하는 경향을 나타내고 있으며, Fe와 Cu는 점차 감소하는 경향을 나타냈다. 이러한 화학물질들은 토양입자에 잘 흡착되지 않아 지반의 강도저하를 초래하며, 지하수 하류부 및 심층부

Table 3. The physical properties of model soils

Soil No	w(%)	G <sub>s</sub>	LL(%)	PL(%)	I <sub>p</sub> (%)	I <sub>c</sub>	C <sub>c</sub>	e	γ <sub>t</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	q <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	c <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	S <sub>r</sub> (%)
S000	44.51	2.36	59.11	46.89	12.22	1.195	0.442	0.94	1.70	1.18	0.120	0.061	111.8
S020	44.23	2.33	57.71	46.45	11.26	1.194	0.429	0.96	1.68	1.16	0.111	0.056	107.4
S040	44.04	2.30	57.10	46.15	10.95	1.193	0.424	0.97	1.66	1.15	0.097	0.049	104.4
S060	43.55	2.26	56.07	45.55	10.52	1.190	0.415	1.03	1.62	1.13	0.088	0.044	95.6
S080	43.37	2.23	53.58	43.78	9.80	1.042	0.392	1.12	1.58	1.10	0.081	0.041	86.4
S100	42.89	2.17	51.52	42.07	9.45	0.913	0.374	1.13	1.55	1.08	0.077	0.039	82.4
S120	42.52	2.15	49.67	40.64	9.03	0.792	0.357	1.17	1.53	1.07	0.070	0.035	78.1
S140	41.76	2.13	47.72	38.94	8.78	0.679	0.339	1.22	1.51	1.06	0.066	0.033	72.9

확산 또는 이송되어 광범위한 지역의 지하수를 오염시킬 가능성이 매우 높으며, 오염물질이 간극수 및 지하수에 혼입되므로서 점착저항이나 마찰저항을 감소시켜 지반의 전단강도가 감소하는 경향을 나타내고 있다. 또한 오염물질의 증가에 따른 토립자 중의 Fe와 Cu의 감소는 토립자의 강성을 저하시켜 지반의 유효작용에 의한 점착저항과 마찰저항의 감소를 야기하여 지반의 유동화와 소성화를 촉진하는 작용을 하는 것으로 사료된다.

Fig. 5는 함수량과 오염물질의 증가에 따른 비배수 전단강도의 변화 상태를 나타낸 것으로서, 고소성 점토(CH)는 함수량이 증가할수록 선형적인 감소 경향을 보이고 있지만, 저소성 점토(CL)는 2차 포물선형의 급격히 감소하는 비선형적 경향을 보이고 있다. 오염물질의 농도를 증가시킨 저소성 실트(ML)는 선형적인 감소를 보이고 있는데 이는 오염물질에 의한 점소성 상태를 나타낸 것이며 고소성 점토(CH)와 비슷한 경향을 나타내고 있다.

Table 3과 Fig. 6은 사용시료의 물리적 특성을 나타낸 것이다. 오염물질의 함량이 증가할수록 함수비, 소성지수, 컨시스턴스지수 및 지반계수는 다소 적어지는 경향을 나타낸 반면 간극비만은 오염물질의 함량이 증가할수록 약간 커지는 경향을 나타내었다. 이는 오염물질의 유효작용에 의하여 지반내 토립자의 소성화를 촉진시키는 것에 기

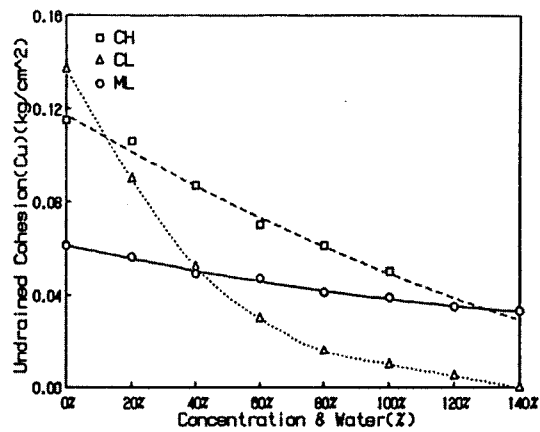


Fig. 5 Relationships between concentration, water and undrained cohesion

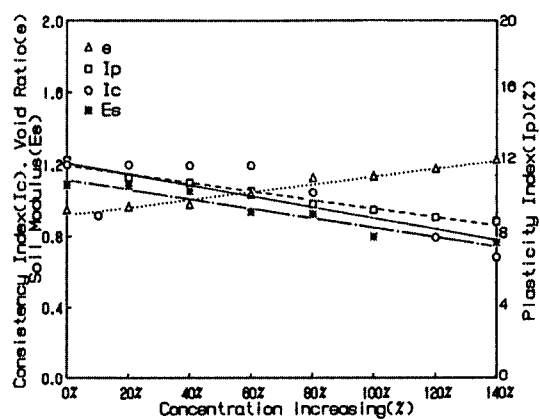


Fig. 6 Relation of consistency · plasticity index, void ratio, soil modulus and concentration increasing

Table 4. Increasing value of undrained cohesion(kg/cm<sup>2</sup>)

Soil No	S000	S020	S040	S060	S080	S100	S120	S140
$c_{u0}(q_u \text{ Test})$	0.061	0.056	0.049	0.044	0.041	0.039	0.035	0.033
$c_{uf}(q_u \text{ Test})$	0.129	0.122	0.108	0.095	0.090	0.088	0.081	0.077
$c_{uf}=c_{u0}+mU\Delta p$	0.110	0.103	0.090	0.080	0.075	0.072	0.066	0.062

인한 것으로 사료된다.

Fig. 7은 간극비의 증가에 따라 지반계수, 컨시스턴스지수 및 함수비는 감소경향을 나타내었다. 이는 오염물질의 함유량이 증가할수록 윤택작용에 의한 지반의 소성변형의 증가경향을 나타내고 있다.

Table 4와 Fig. 8은 모형실험전의 원지반의 전단강도와 극한상태의 전단파괴에 도달하였을 경우의 전단강도를 실험을 통하여 실측한 값과 식(1)의 강도증가율(m)을 이용한 전단강도의 증가에 대한 계산값을 비교하여 나타낸 것으로, 전단강도의 증가에 따라서 계산값이 실측값보다 적은 경향을 나타내었으며, 하중의 증가에 따라 오염물질 윤택작용과 간극수압의 소산에 의한 압밀작용과 측방유동이 진행됨에 따라서 지반은 점진적으로 안정화 경향을 나타내게 되는 것을 알 수 있으며, 계산값은 지나친 안정측에 속한다고 할 수 있다.

$$m=0.11+0.0037I_p \quad (1)$$

여기서,  $I_p$ 는 소성지수를 나타내며, 증가된 전단강도의 계산시의 압밀도는 80%를 기준으로하여 계산하였다.

### 3.2 모형실험장치의 제작

모형실험은 먼저 모형실험 재하장치(토조)를 제작하여 토조안에 함수비를 일정하게 유지한 상태에서 오염물질의 함유량을 일정하게 증가시킨 농도가 다른 8종류의 오염된 재성형 모형지반을

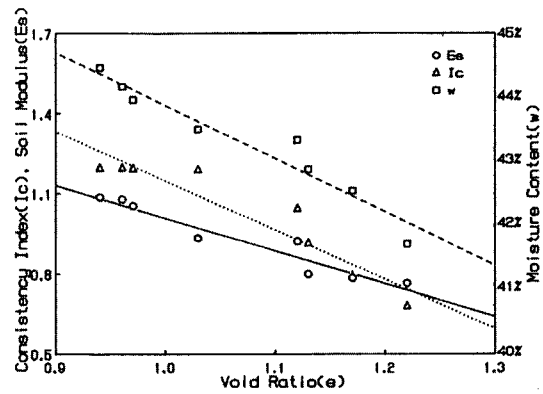


Fig. 7 Relations of soil modulus, consistency index and moisture content to void ratio

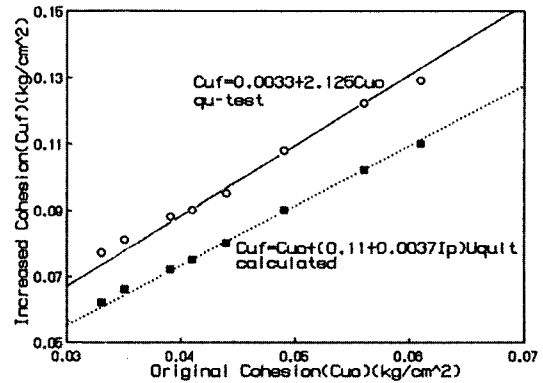


Fig. 8 Relations of the strength increase of undrained cohesion

거치하고, 편재하중을 일정한 시간 간격으로 재하시켜 각하중단계 마다의 변형거동을 관측하여 분석하는 순서로 진행하였다.

토조의 측면에는 마찰의 영향을 현장조건에 맞게 고려하기 위하여 오일을 바르고 편면재하를 적용 시켰으며, 모형토조의 규격을 정리하면 다음과

같다.

모형재하장치의 제원은 길이 50cm, 높이 40cm, 폭은 15cm로 하였으며, 변형을 관측할 수 있도록 재하틀의 전면에 60cm×50cm×2cm의 투명한 아크릴을 부착하였고, 배면에는 두께 2cm의 강판을 부착하여 강성을 유지하였다. 양측면은 15cm×40cm, 두께 6mm의 강재channel을 부착하여 강성을 증가시켰으며, 저면에는 50cm×15cm, 두께 12cm의 강재channel을 이용하여 재하지반의 변형을 억제하였다. 그리고 투명 아크릴판의 변형방지를 위해 폭 5cm, 두께 5mm의 모서리띠를 보강하였다. 측면channel과 전면 및 배면판과의 접합부의 누수방지를 위해 rubber packing을 시행하고 bolt로 접합하였으며, 토조의 하부에 2cm 높이의 투수공간을 설치하여 배수를 유지토록 제작하였다.

### 3.3 모형실험의 방법

모형실험에 사용된 시료는 동일한 입도분포를 갖는 오염된 연약지반의 흙으로서, 함수비를 일정하게 유지한 상태에서 일상생활에서 일반적으로 가장 많이 쓰이는 가정용세제(삼푸, 린스, 세탁세제, 가루비누 및 주방세제)의 오염물질과 음식물 오폐수, 중금속이 함유된 공장폐유를 혼합한 오염물질의 함유량은 시료를 완전 노건조 시킨후 함수량을 일정하게 하고 그 함수량에 대한 비율로 오염물질을 혼합하였는데, 첫 번째 시료는 오염물질을 혼합하지 않고(S000로 표기), 두 번째 시료는 오염물질을 20%증가(S020), 세 번째 시료는 오염물질을 40%로 증가하면서(S040) 각각 시험단계마다 20%씩 증가하여 140%(S140)까지 증가시킨 8종류의 오염물질을 실제의 오염지반 상태에 가장 유사하게 시료를 재성형하여 토조 안에 거치하였다.

시료가 안정된 후에 관측창을 분리하고 시료의 전면에 백색의 수성페인트로 2cm 간격의 Mesh

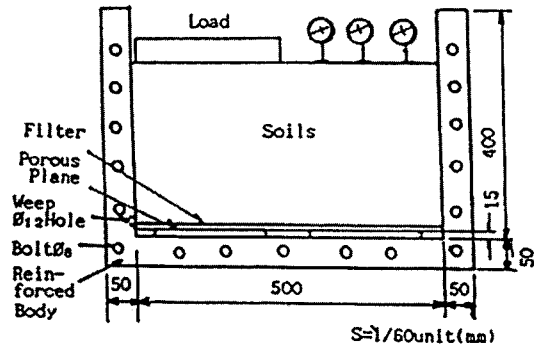


Fig. 9 Front view of model test apparatus

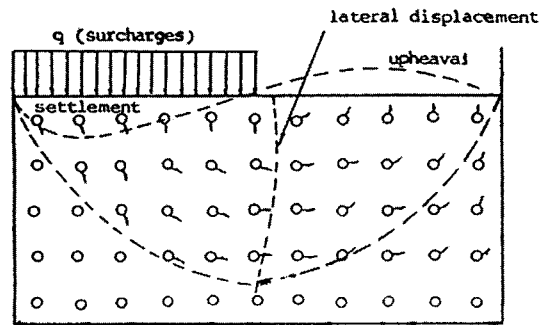


Fig. 10 Displacement of particles in soils by model test

를 그린 후 관측창을 다시 결합하여 관측창의 Mesh와 일치시킨 후에, 비배수조건하에서 일정한 시간 간격으로  $q=0.05\text{kg/cm}^2$  단위로 편재하중을 증가시켜 각각의 재하단계마다의 오염지반

Table 5. Critical surcharge of model tests

Soil No	$(q_0 - S_m)$	$(\text{Log}q_0 - \text{Log}S_m)$	$(S_m - Y_m)$	$q_{cr}$
S000	0.1700	0.1700	0.1700	0.1700
S020	0.1560	0.1349	0.1804	0.1570
S040	0.1310	0.1314	0.1314	0.1310
S060	0.0960	0.1173	0.1173	0.1100
S080	0.1090	0.1303	0.0880	0.1090
S100	0.0830	0.1253	0.0830	0.0970
S120	0.0780	0.1204	0.0780	0.0920
S140	0.0720	0.1150	0.0720	0.0870



Table 6. Comparison of critical surcharge ( $q_{cr}$ )(kg/cm<sup>2</sup>)

Soil No	S000	S020	S040	S060	S080	S100	S120	S140
Darragh	0.244	0.224	0.196	0.176	0.164	0.156	0.140	0.132
Terzaghi	0.232	0.213	0.187	0.168	0.156	0.149	0.133	0.126
JHI	0.220	0.202	0.176	0.158	0.148	0.140	0.126	0.119
Jaky	0.192	0.176	0.154	0.138	0.129	0.123	0.110	0.104
Tschebotarioff	0.183	0.168	0.147	0.132	0.123	0.117	0.105	0.099
ML	0.170	0.157	0.131	0.110	0.109	0.097	0.092	0.087
Meyerhof	0.109	0.100	0.087	0.078	0.073	0.069	0.062	0.059
CL	0.196	0.180	0.157	0.141	0.132	0.125	0.112	0.106
CH	0.159	0.146	0.127	0.114	0.107	0.101	0.091	0.086

의 침하량과 측방변위량 및 용기량의 변화와 전단 활동과파 등의 변형거동을 정밀한 카메라로 촬영하여 관측하는 순서로 진행하였다. 또한 각각의 재하단계마다 시간의 경과에 따라 재하판 우측의 지표면상에 6cm 간격으로 설치한 용기량 측정용 Dial Gauge를 설치하여 변위량이 15분 동안에 1/100mm 이하가 되면 변형이 정지된 것으로 보고 다음 단계의 하중을 작용시켰다.

Fig. 9는 모형실험 재하장치의 모식도이며, Fig. 10은 모형실험에서 하중에 의한 오염지반내의 토립자의 변위형태를 변위벡터로써 도시한 것이다.

#### 4. 실험결과 분석 및 고찰

##### 4.1 한계하중(항복응력)의 결정

Jaky & Fröhlich(赤井;1964), Das & Meyerhof(1984), Tschebotarioff(1973) 등의 이론과 같이 지반의 탄성평형의 상태에서 소성의 상태로 변화되는 시점에 해당하며 모형실험에 의한 재하중과 변위량의 증가관계가 직선부분에서 곡선부분으로 이전되는 시점의 하중을 한계하중으로 결정하였다.

본 연구에서 한계하중과 극한하중값은 Figs.

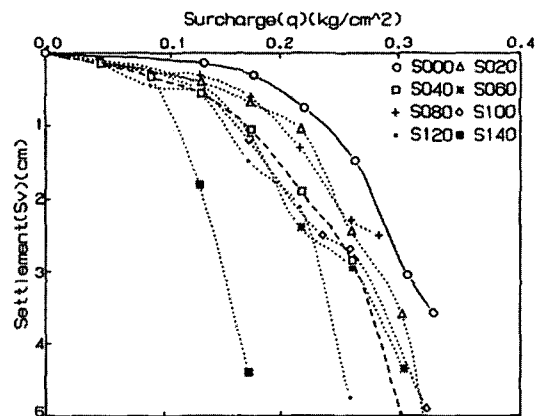


Fig. 11 Relationships between surcharge and settlement

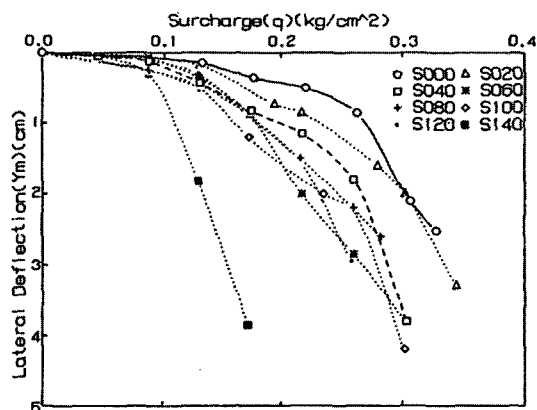


Fig. 12 Relationships between surcharge and lateral deflection

Table 7. Ultimate capacity of model tests

Soil No	$(q_0 - S_m)$	$(\text{Log}q_0 - \text{Log}S_m)$	$(S_m - Y_m)$	$(q - q/Y_m)$	$q_{ult}$
S000	0.3160	0.3160	0.3160	0.2250	0.2930
S020	0.2997	0.2997	0.2997	0.1980	0.2740
S040	0.2603	0.2603	0.2603	0.1750	0.2390
S060	0.2490	0.2062	0.2490	0.1390	0.2200
S080	0.2497	0.2497	0.2497	0.1350	0.2120
S100	0.2152	0.2152	0.2152	0.1380	0.1960
S120	0.2001	0.2001	0.2001	0.1160	0.1790
S140	0.1502	0.1502	0.1914	0.1450	0.1590

11~13에서 보인 모형실험에 의한  $\text{log}p\text{-log}S_v$ ,  $\text{log}p\text{-log}Y_m$  및  $\text{log}p\text{-log}H_v$  관계에서 산정한 값과 Table 5에 나타난  $S_v\text{-}Y_m$ 관리도와  $q/Y_m\text{-}q$ 관리도에서 구한 값을 평균하여 채택하였다.<sup>5,6,7)</sup>

Table 6과 Fig. 14는 모형실험에 의해 산정된 한계하중을 기존의 제안식으로 결정된 값과 비교하여 나타낸 것이다. 오염되지 않은 저소성 점토(CL)의 한계하중 값은  $q_{cr}=3.21c_u$ 로 JHI와 Jaky의 중간값에 근접함을 보이고 있으며, 고소성 점토(CH)의 한계하중 값은  $q_{cr}=2.60c_u$ 로 Meyerhof의 제안값에 근접함을 보이고 있다. 저소성 실트(ML)의 한계하중 값은 다음의 (2)식과 같이 Tschebotarioff( $q_{cr}=3.0c_u$ )의 제안식과 Meyerhof( $q_{cr}=(B/2H + \pi/2)c_u$ )의 제안식의 중간 정도를 나타내고 있으며 모형실험에서 편재하중을 받고 있는 조건에서는 한계하중이 전면재하시보다 다소 작은 값을 나타내고 있음을 보여주고 있다. 이들 값의 비교는 오염되지 않은 시료와 오염물질이 함유된 시료의 한계하중 값을 비교한 것으로 저소성 실트(ML)은 고소성 점토(CH)와 비교적 유사하게 나타났다. 이는 오염물질 함량의 증가에 따라 지반내 소성화의 경향이 훨씬 빨라지고 있으며, 변위량의 급격한 증가에 기인한 것으로 사료된다.

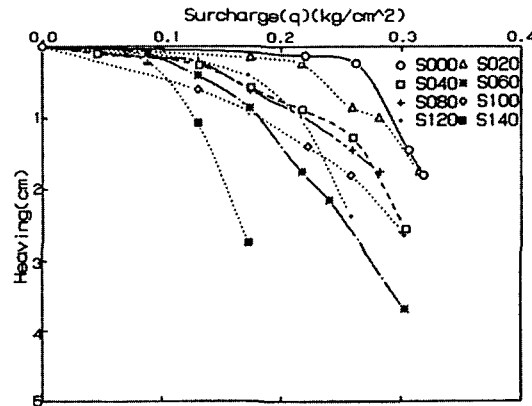


Fig. 13 Relationships between surcharge and heaving

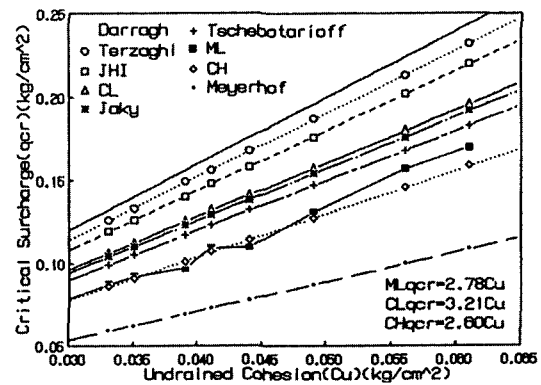


Fig. 14 Relations of undrained cohesion and critical surcharge

Table 8. Comparison of ultimate capacity ( $q_{ult}$ )(kg/cm<sup>2</sup>)

Soil No	S000	S020	S040	S060	S080	S100	S120	S140
Meyerhof	0.506	0.465	0.407	0.365	0.340	0.324	0.291	0.274
Tschebotariouff	0.485	0.445	0.390	0.350	0.326	0.310	0.278	0.262
JHI	0.445	0.409	0.358	0.321	0.299	0.285	0.256	0.241
Jacky	0.383	0.352	0.308	0.276	0.258	0.245	0.220	0.207
Terzaghi 1	0.348	0.320	0.280	0.251	0.234	0.223	0.200	0.188
Fellenius	0.337	0.309	0.271	0.243	0.226	0.215	0.193	0.182
Terzaghi 2	0.323	0.297	0.260	0.233	0.217	0.207	0.186	0.175
Prandtl	0.319	0.288	0.252	0.226	0.211	0.201	0.180	0.170
ML	0.293	0.274	0.239	0.220	0.212	0.196	0.179	0.159
CL	0.513	0.471	0.412	0.370	0.345	0.328	0.294	0.278
CH	0.289	0.265	0.232	0.208	0.194	0.184	0.166	0.156

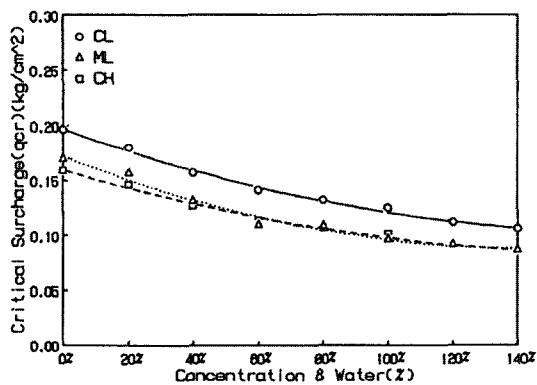


Fig. 15 Relations of concentration, water and critical surcharge

$$q_{cr} = 2.78c_u \quad (2)$$

Fig. 15는 오염물질의 농도와 함수량의 증가에 따른 한계하중 변화를 나타내고 있다. 오염되지 않은 저소성 점토(CL)와 고소성 점토(CH)는 함수량의 증가에 따른 변화를 나타내고 있으며, 저소성 실트(ML)는 오염물질 농도의 증가에 따른 변화를 나타내고 있다.

함수량과 오염물질의 농도가 증가 하면서 한계하중 값은 2차 포물선의 비선형적인 감소경향을 나타내고 있으며, 고소성 점토(CH)와 저소성 실트(ML)는 아주 비슷한 비선형적인 감소경향을

나타내고 있다. 이는 저소성 실트(ML)의 오염물질 함유에 따라 토립자 사이의 윤택작용에 의한 소성화가 촉진되면서 고소성 점토(CH)와 같은 큰 압축성을 나타내는데 기인한 것으로 사료된다.

## 4.2 극한하중(극한지지력)의 결정

Jaky & Fröhlich(赤井;1964), Das & Meyerhof(1984), Tschebotariouff(1973) 등의 이론과 같이 한계하중을 지나서 더욱 하중을 증가시키면 소성영역이 확대되고 침하량에 대해 측방변위량 및 용기량의 증가비율이 현저하여 지반중에 원호활동파괴면이 지표면까지 도달하려고 하는 경향을 나타내는 소성평형파괴상태에 이르게 되는 시점으로 모형실험에 의한 하중-변위량의 관계에서 소성적인 곡선부분에서 다시 무한 직선으로 이행되는 시점의 하중을 극한하중(지지력)으로 결정하였다.

Table 8과 Fig. 16은 모형실험에 의해 산정한 극한하중을 기존의 제안식으로 결정한 값과 비교하여 나타낸 것이다. 오염되지 않은 저소성 점토(CL)의 극한하중 값은  $q_{ult} = 8.41c_u$ 로 Meyerhof의 제안값에 근접함을 보였으며, 고소성 점토(CH)의 극한하중 값은  $q_{ult} = 4.73c_u$ 로 Prandtl의

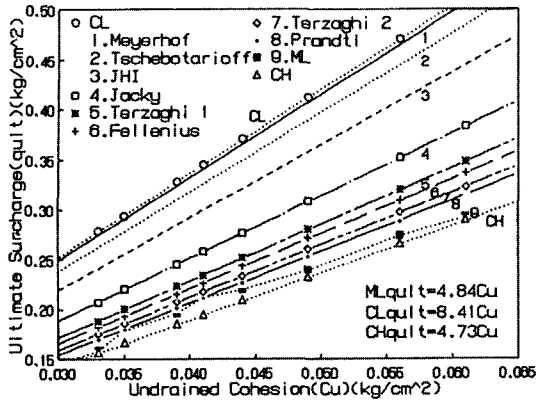


Fig. 16 Relations of undrained cohesion and ultimate capacity

제한값에 근접함을 보였다.

저소성 실트(ML)의 실험값은 오염되지 않은 지반의 한계하중값의 평균치  $q_{cr} = 3.51c_u$ 와 Prandtl의 제안식  $q_{ult} = 5.14c_u$ 의 평균치인  $q_{ult} = 4.33c_u$ 와 비슷한 값을 나타내어 다음의 식(3)과 같은 실험값의 타당성을 보여주고 있으며, 고소성 점토(CH)와 아주 비슷한 값을 나타내었다.

이는 오염되지 않은 상태의 극한하중값에 비해 오염된 지반의 극한하중값은 오염물질의 증가로 인하여 전단저항이 저하되므로써 다소 작은 값을 나타낸 것으로 사료된다.

$$q_{ult} = 4.84c_u \quad (3)$$

Fig. 17은 오염물질의 농도와 함수량의 증가에 따른 극한지지력 변화를 나타내고 있다. 함수량과 오염물질의 농도가 증가 하면서 Fig. 12와 마찬가지로 극한하중 값은 점진적으로 완만히 감소하는 경향을 나타내고 있다. 고소성 점토(CH)와 저소성 실트(ML)는 아주 비슷한 경향을 나타내고 있으며, 함수량과 오염물질 농도의 증가에 따라 전단강도가 감소하므로써 저소성 점토(CL)와는 상당한 값의 차이를 보이고 있다. 이는 오염물질 농도의 증가에 따라 토립자 사이의 유효작용으로

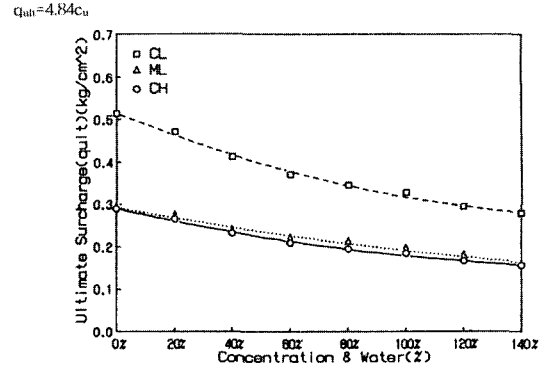


Fig. 17 Relations of concentration, water and ultimate capacity

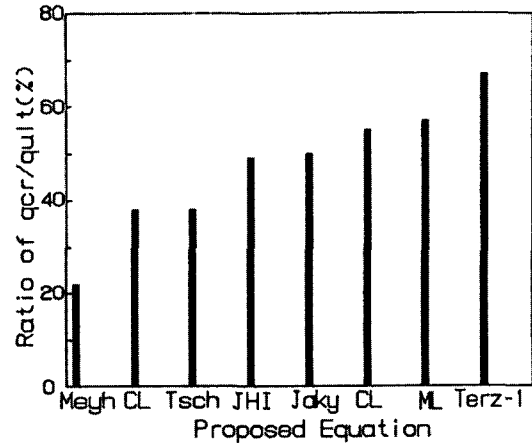


Fig. 18 Comparison of the  $q_{cr}/q_{ult}$  by the model test and the proposed equation

지반내 소성화가 훨씬 빨라지면서 변위량의 급격한 증가에 기인한 것으로 사료된다.

Fig. 18은 모형실험에서 결정한 한계하중과 극한하중의 비율을 여러 제안식에서 결정한 값과 비교하여 나타낸 것으로, 저소성 실트(ML)의 결과 한계하중은 극한하중의 57% 수준에서 결정되었으며, 이 값은 JHI(日本土質工學會;1986), Jaky(赤正;1964), Terzaghi-1의 제안식의 49~67%의 평균치에 근접하고 있어 좋은 유사성을 보여주고 있으므로 모형실험에 의한 한계하중, 극한하중의 결정에는 크게 문제가 없음을 알 수 있다.

## 5. 결 론

오염된 연약지반의 모형실험을 수행한 결과 지반의 한계하중과 극한하중의 산정에 대하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 오염물질의 증가에 따라 간극비가 선형적인 증가경향을 보였으며, 이로인한 과잉간극수압이 오염물 질의 유힬작용을 촉진시켜 지반의 소성화를 조기에 유발하는 것으로 나타났다.
- 2) 비배수 전단강도는 함수량의 증가에 따라 저소성 점토(CL)은 급격한 비선형적인 감소 경향을 보이고 있으며, 저소성 실트(ML)는 오염물질의 영향에 의해 고소성 점토(CH)와 비슷한 선형적인 감소 경향을 보이고 있다.
- 3) 모형실험에 의하여 오염된 연약지반의 측방유동이 발생하기 시작하는 시점인 한계하중값은 실험값이 Tschebotarioff의 제안식과 Meyerhof의 제안식의 중간정도인  $q_{cr}=2.78c_u$ 로 결정할 수 있으며, 고소성 점토(CH)와 아주 비슷한 값을 나타내었다.
- 4) 지반의 소성평형상태에서 극한하중값은 한계하중의 평균치와 Prandtl의 제안식의 평균치  $q_{ult}=4.33c_u$ 에 접근하고 있어  $q_{ult}=4.84c_u$ 로 결정할 수 있으며, 고소성 점토(CH)와 아주 비슷한 값을 나타내었다.
- 5) 오염물질의 농도와 함수량의 증가에 따른 한계하중과 극한지지력 값은 오염물질 함유에 따라 토립자 사이의 유힬작용에 의해 저소성 실트(ML)와 고소성 점토(CH)값은 아주 비슷하며 점진적으로 감소하는 경향을 보였으며, 전단강도의 감소에 의해 저소성 점토(CL)은 다소 큰 값을 나타냈다.

## 감사의 글

“이 논문은 1998년도 조선대학교 학술연구비

의 지원을 받아 연구되었음” 을 알리며, 본 연구비를 지원해준 조선대학교 당국에 감사한다.

## 참 고 문 헌

1. 안중필, 박상범, 박경호(1999), “함수량이 다른 오염지반의 지지력 결정에 관한 연구”, 한국지반공학회, '99 봄 학술발표회 논문집, pp.481~488.
2. 안중필, 박상범, 박경호(1998), “오염지반의 지지력 결정에 관한 연구”, 대한토목학회, 학술발표회 논문집(Ⅱ), 10월, pp.217~220.
3. 신은철, 이재범(1997), “원유로 오염된 지반의 역학적 특성”, 한국지반공학회지, 한국지반공학회, 제 13권, 제6호, 12월, pp.37~43.
4. 권호진, 박준범, 박규홍(1996), “지반오염물질의 특성과 정화(1)”, 대한토목학회지, 제4권 제10호, pp.69~75.
5. 안중필(1993), “편재하중을 받는 연약지반의 측방유동에 관한 연구”, 지질공학(대한지질공학회지), 대한지질공학회, 제3권, 제2호, 9월, pp.177~190.
6. 안중필, 홍원표(1994), “측방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구”, 한국지반공학회지, 한국지반공학회, 제10권, 제2호, 6월, pp.25~40.
7. 안중필, 김병호, 이정옥(1992), “편재하중을 받는 연약지반의 측방변형에 관한 연구”, 조선대학교 국토개발연구소 논문집, 제12집, 1호, pp.51~70.
8. 赤井浩一(1964), “土の支持力と沈下, 山海堂”, 日本, 東京, pp.25~42.
9. 土質工學會(1979), “土と基礎の沈下と變形の解析方法, 土と沈下と變形の實態と豫測”, 日本土質工學會, pp. 3~58.
10. 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.
11. 土質工學會(1994), “盛土基礎地盤の側方流動, 地盤の側方流動”, 日本土質工學會, pp.1~57, 103~151.
12. Das, B. M.(1984), “Principles of foundation engineering”, Brooks/Cole Engineering division, Monterey, California, pp.101~206.
13. Tschebotarioff, G. P.(1962), “Chapter 5 on Retaining structures in foundation engineering (editor Leonards)”, McGraw-Hill, New York, pp.486~496.
14. Tschebotarioff, G. P.(1973), “Foundations, retaining & earth structures”, McGrawHill Kogakusha, Tokyo, pp.389~414.

(접수일자 1999. 6. 7)