

## 모래 섞인 연약한 실트지반의 지지력 특성에 관한 연구

이상은<sup>1)</sup> · 박상범<sup>\*1)</sup>

<sup>1)</sup>(주)삼보기술단 지반사업부

### A Study on the Characteristics of Bearing Capacity of Soft Silt Soils Mixed with Sand

Sang-Eun Lee<sup>1)</sup> · Sang-Bum Park<sup>\*1)</sup>

<sup>1)</sup>Sambo Engineering Co., Ltd. Geo-technical Group

연약한 실트지반(ML)과 모래 섞인 연약한 실트지반(ML', SM, SM')에 대한 지지력의 산정결과, 모든 종류의 지반에서 기존의 제안식보다 과소한 값을 나타내고 있어 이론값을 적용할 경우 신중한 검토가 요구된다. 극한하중(지지력)은 연약한 실트지반의 극한하중  $q_{ult}=1.34C_u$ , 3종류의 모래 섞인 연약한 실트지반 중 ML'지반의 극한하중  $q_{ult}=1.40s$ , SM지반의 극한하중  $q_{ult}=1.73s$ , SM'지반의 극한하중  $q_{ult}=2.72s$ 로 산정되었다. 이와 같은 결과를 통해 실트질에 비해 투수성이 큰 모래의 함유량이 증가할수록 점차 지반이 안정화가 되어 감을 알 수 있다.

주요어 : 연약한 실트지반, 지지력, 극한하중, 투수성

As a result of calculating bearing capacity of soft silt soil(ML) and soft silt soils(ML', SM, SM') mixed with sand, all kinds of soils showed smaller values than existing expressions and when theoretical values are applied, considerable review is required. It was found that ultimate surcharge(bearing capacity) of soft silt soil was  $q_{ult}=1.34C_u$ , that of ML' soil in soft silt soils mixed with 3 kinds of sand  $q_{ult}=1.40s$ , that of SM soil  $q_{ult}=1.73s$  and that of SM' soil  $q_{ult}=2.72s$ , Consequently, as content of sand having greater permeability than silt soil increased, soil was stabilized gradually.

**Key Words :** Soft silt soil, Bearing capacity, Ultimate surcharge, Permeability

## 서론

건설부지의 부족과 토지매입 등의 어려움으로 인하여 지반이 양호한 지역뿐만 아니라 지반조건이 연약한 지역에서도 새로운 공간개발이 진행되고 있으며, 이에 따라 연약지반의 개량을 위해 모래나 사질토 등을 이용하여 지반개량을 실시하는 경우가 점차 증가하는 추세이다.

따라서 본 연구에서는 모형실험용 재하장치를 제작

하고, 연약한 실트지반에 함유량을 일정하게 증가시킨 재성형한 시료와 연약한 실트지반에 모래의 함유량을 점차 증가시킨 시료(3종류)를 각각 조제하여 토조내에 거치한 후 편재하중을 재하하여 모형실험을 실시하였다. 모형실험결과를 통하여 물리적 특성의 변화에 따른 순수한 실트지반의 지지력과 모래가 점차 증가하면서 지지력의 변화 등에 대한 실제의 적용성을 기존의 연구결과와 비교·분석하여 지반의 변화에 대한 안전설계를 도모하고자 하는데 목적이 있다.

\* Corresponding author : parksb0502@daum.net

## 연약지반의 측방유동

### 측방유동의 메카니즘

연약지반상에 성토를 실시하거나 교대나 잔교 등의 구조물을 설치하거나 굴착을 하므로서 편재하중이 작용하게 되면, Fig. 1과 같이 간극수압이 증가하여 탄성평형에 의한 침하가 발생하고 토립자가 측방으로 소성변형을 일으켜 측방유동을 유발하게 된다. 이러한 거동에 의하여 발생한 측방유동은 구조물이나 지반에 과도한 변형을 일으키거나 파괴를 유발하는등 구조물의 안정이 위태롭게 된다.

### 연약지반의 지지력 결정

연약지반에 성토 하중이 작용하게 되면 초기단계에서는 탄성적인 거동에 의한 침하가 발생하지만, 하중의 증가에 따라 재하하면 하부의 지반은 이등변삼각형분포의 흩새기가 압축되면서 점차 소성의 상태로 이전된다. 이

와 같이 지반이 탄성상태에서 소성상태로 바뀌지는 시점의 하중값이나 지반중에 소성변형이 시작되는 시점의 하중을 한계하중으로 규정하였으며, 극한하중은 한계하중을 초과하여 더욱 하중을 증가시키면 하부지반에는 토립자의 전단저항에 의해 탄성영역의 주동쇄기가 아래 쪽으로 침하함에 따라 과잉간극수압의 증가를 유발하게 된다. 이와 같이 지반의 소성평형에 의한 전단파괴가 이루어질 때의 하중 값을 극한하중(지지력)으로 정의하였다. Table 1은 지금까지 제안된 한계하중과 극한 하중을 산정할 수 있는 이론식을 보여주고 있다.

모형실험에서의 한계하중과 극한하중의 값은 모형실험에 의한 하중-침하량곡선( $q_0-S_v$ ), 상용대수의 하중-침하량곡선 ( $\text{Log}q_0\text{-Log}S_v$ )과 침하량-측방변위량곡선 ( $S_v-Y_m$ ) 및 하중-하중/측방변위량의 곡선( $q\text{-}q/Y_m$ ) 관련도에서 구한 값을 평균해서 지지력 값을 산출할 수 있다. 결정된 값은 기존의 제안식에 의해서 산정된 값과 비교하여 값을 검증하였다. 여기서,  $C_u$ 는 점토의 비배수강도,  $s$ 는 점착력과 내부마찰각을 고려한 전단강도,  $B$ 는 제하폭,  $H$ 는 토층의 두께를 나타낸다.

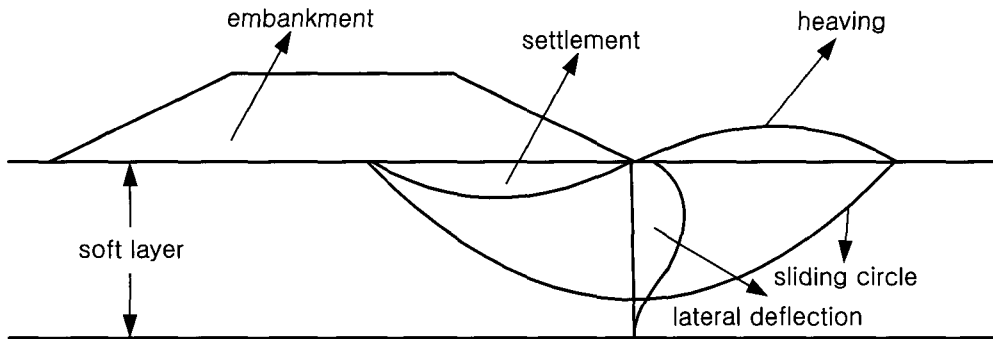


Fig. 1. Pattern of the lateral flow and failure in soft soils by embankment.

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

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

**모형실험 방법**

모형실험은 먼저 모형실험재하장치(토조)를 제작하고, 연약한 실트지반(ML)과 실트 2/3와 모래 1/3을 혼합한 실트지반(ML'), 실트 1/2과 모래 1/2을 혼합한 실트지반(SM), 실트 1/3과 모래 2/3를 혼합한 실트지반(SM')의 모래 섞인 실트지반 3종류의 시료를 토조에 각각 거치하였다. 비배수조건하에서 일정한 시간간격으로  $q=0.05\text{kg/cm}^2$  단위로 편재하중을 증가시켜 각각의 재하단계마다의 지반의 침하량과 측방변위량 및 응기량을 계측하여 기록하고, 단계별 실험과정을 사진촬영을 통해 분석하는 순서로 진행하였다. Fig. 2는 모형실험장치의 모식도이고, Fig. 3은 시험과정을 사진으로 나타낸 것이다.

**실험결과 분석 및 고찰**

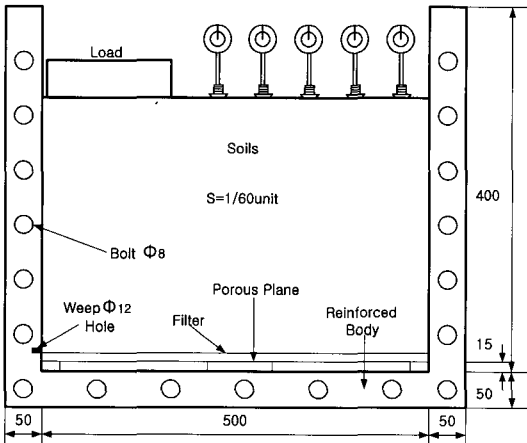


Fig. 2. Front view of model test apparatus(mm).

**연약한 실트지반과 모래 섞인 연약한 실트지반의 물리적 특성**

모형실험에 사용하기 위해 채취된 시료에 대해서는 2mm 이상의 자갈 및 세편(細片)은 체로 쳐서 제거한 후 재성형하여 사용하였다. 다음 Table 2~3은 연약지반과 모래 섞인 실트지반의 모형실험에 사용된 시료의 물리적 특성을 나타낸 것이다.

**연약한 실트지반과 모래 섞인 연약한 실트지반의 한계하중**

다음 Table 4는 연약한 실트지반과 모래 섞인 연약한 실트지반의 모형실험 결과에서 나타난 한계하중을 나타낸 것이다.

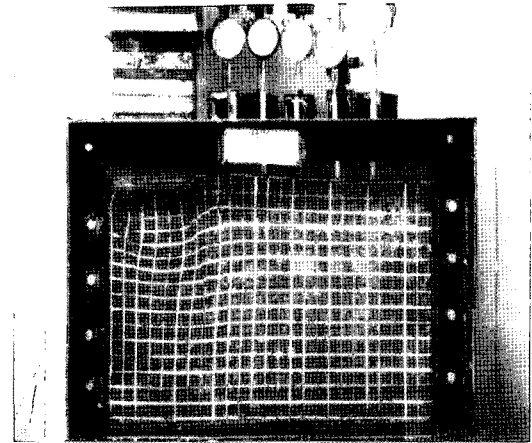


Fig. 3. The photograph during model test.

Table 2. Physical properties of soft silt soil.

Soil No.	ML000	ML020	ML040	ML060	ML080	ML100
W(%)	30.06	32.51	35.18	37.92	42.30	46.84
e	0.68	0.82	0.88	0.95	1.03	1.12
$\gamma_s(\text{kg/cm}^3)$	1.72	1.70	1.68	1.66	1.63	1.62
$C_u(\text{kg/cm}^2)$	0.194	0.065	0.050	0.034	0.013	0.006

Table 3. Physical properties of silt soils mixed with sand.

Test Result \ Soil No.	ML'000	ML'020	ML'040	ML'060	ML'080
	SM000	SM020	SM040	-	-
	SM'000	SM'020	SM'040	-	-
W(%)	24.41	26.48	29.35	31.89	35.59
	24.16	26.60	29.61	-	-
	24.32	26.50	29.60	-	-
e	0.83	0.89	0.95	1.00	1.07
	0.81	0.86	0.93	-	-
	0.86	0.90	0.95	-	-
$\gamma_s$ (kg/cm <sup>3</sup> )	1.82	1.79	1.77	1.76	1.75
	1.86	1.85	1.83	-	-
	1.87	1.86	1.85	-	-
s(kg/cm <sup>2</sup> )	0.497	0.386	0.215	0.154	0.093
	0.64	0.44	0.22	-	-
	0.74	0.50	0.33	-	-

Fig. 4는 Table 4의 한계하중을 비배수전단강도에 따라 나타낸 것으로 실트 입자의 불규칙성으로 인해 실험값은 다음 식(1)과 같이 Table 5의 기존 제안식으로 산정된 값보다 작은 경향을 나타내고 있다.

$$q_{cr} = 0.35C_u \quad (1)$$

Fig. 5는 Table 6의 한계하중을 전단강도에 따라 나타낸 것으로 실험값은 다음 식(2)와 같다. 동일한 지반 조건에 모래를 1/3 혼합한 경우의 한계하중 값은 연약한 실트 지반의 한계하중 값  $q_{cr}=0.35C_u$ 보다 다소 크게 나타나 지반이 서서히 안정화되어 가는 경향을 나타내고 있다.

$$q_{cr} = 0.38s \quad (2)$$

Fig. 6은 Table 7의 한계하중을 전단강도에 따라 나타낸 것으로 실험값은 다음 식(3)과 같다. 모래를 1/2 혼합

한 경우의 한계하중 값은 연약한 실트지반의 한계하중 값  $q_{cr}=0.35C_u$ 와 모래를 1/3 혼합한 경우의 한계하중 값  $q_{cr}=0.38s$ 보다 다소 크게 나타나 지반이 안정화가 되는 경향을 나타내고 있다.

$$q_{cr} = 0.40s \quad (3)$$

Fig. 7은 Table 8의 한계하중 값은 Tschebotarioff와 Meyerhof 제안식의 중간정도의 값을 나타내어 다음 식(4)와 같다. 모래를 2/3 혼합한 경우의 한계하중 값은 연약한 실트지반의 한계하중 값  $q_{cr}=0.35C_u$ 와 모래를 1/3 혼합한 경우의 한계하중 값  $q_{cr}=0.38s$  및 모래를 1/2 혼합한 경우의 한계하중 값  $q_{cr}=0.40s$ 보다 다소 크게 나타나 지반이 보다 안정화가 되는 경향을 나타내고 있다.

$$q_{cr} = 0.75s \quad (4)$$

Table 4. Critical surcharge of model tests( $q_{cr}$ )( $kg/cm^2$ ).

Soil Name \ Soil No.	000	020	040	060	080	100
ML	0.070	0.028	0.019	0.013	0.010	0.005
ML'	0.211	0.11	0.07	0.05	0.03	-
SM	0.260	0.130	0.090	-	-	-
SM'	0.560	0.340	0.220	-	-	-

Table 5. Comparison of critical surcharge(ML)( $q_{cr}$ )( $kg/cm^2$ ).

Soil No	ML000	ML020	ML040	ML060	ML080	ML100
Darragh	0.776	0.260	0.200	0.136	0.052	0.024
Terzaghi	0.739	0.248	0.191	0.130	0.050	0.023
JHI	0.698	0.234	0.180	0.122	0.047	0.022
Jaky	0.609	0.204	0.157	0.107	0.041	0.019
Tschebotarioff	0.582	0.195	0.150	0.102	0.039	0.018
Meyerhof	0.345	0.116	0.089	0.061	0.023	0.011
Model Test	0.070	0.028	0.019	0.013	0.010	0.005

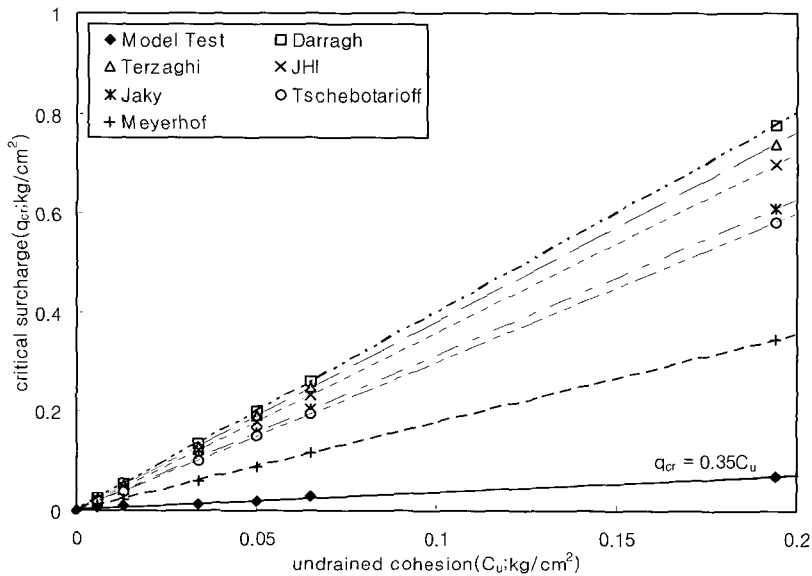
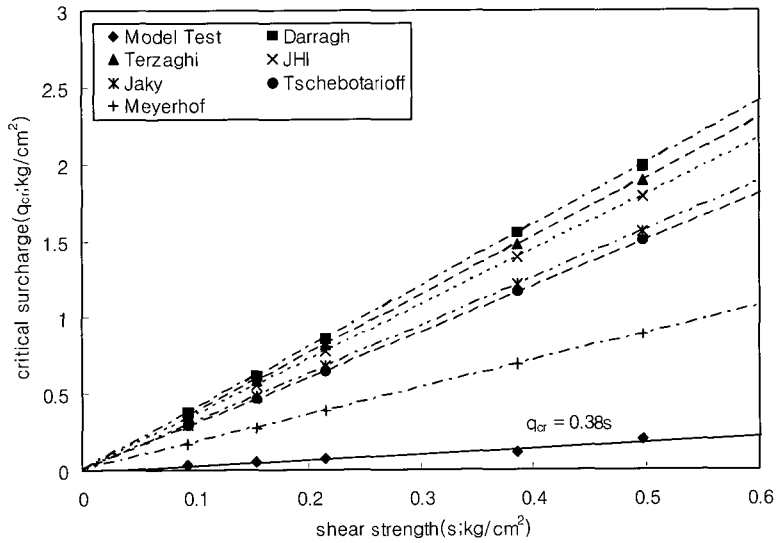


Fig. 4. Relations of undrained cohesion & critical surcharge(ML).

**Table 6.** Comparison of critical surcharge(ML')(q<sub>cr</sub>)(kg/cm<sup>2</sup>).

Soil No	ML'000	ML'020	ML'040	ML'060	ML'080
Darragh	1.988	1.544	0.860	0.616	0.372
Terzaghi	1.894	1.471	0.819	0.587	0.354
Model Test	0.210	0.110	0.070	0.050	0.030
JHI	1.789	1.390	0.774	0.554	0.335
Jaky	1.561	1.212	0.675	0.484	0.292
Tschebotarioff	1.491	1.158	0.645	0.462	0.279
Meyerhof	0.884	0.686	0.382	0.274	0.165



**Fig. 5.** Relations of undrained cohesion & critical surcharge(ML').

**Table 7.** Comparison of critical surcharge(SM)(q<sub>cr</sub>)(kg/cm<sup>2</sup>).

Soil No	SM000	SM020	SM040
Darragh	2.560	1.760	0.880
Terzaghi	2.438	1.676	0.838
Model Test	0.260	0.130	0.090
JHI	2.304	1.584	0.792
Jaky	2.010	1.382	0.691
Tschebotarioff	1.920	1.320	0.660
Meyerhof	1.138	0.782	0.391

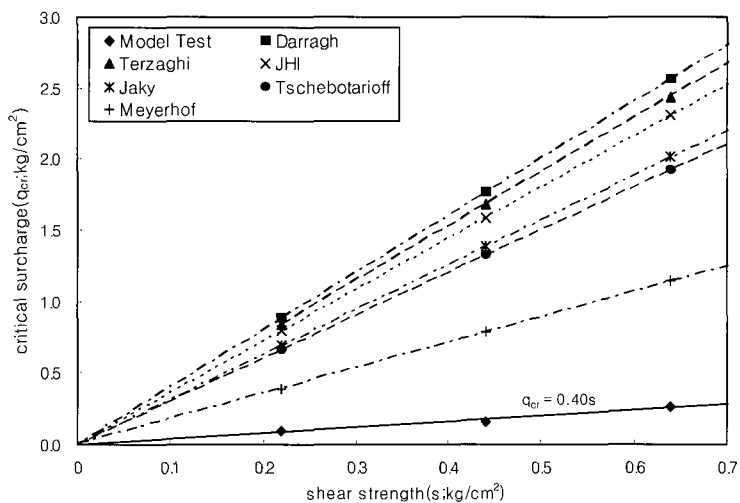


Fig. 6. Relations of undrained cohesion & critical surcharge(SM)

Table 8. Comparison of critical surcharge(SM')(q<sub>cr</sub>)(kg/cm<sup>2</sup>).

Soil No	SM'000	SM'020	SM'040
Darragh	2.960	2.000	1.360
Terzaghi	2.819	1.905	1.295
Model Test	0.560	0.340	0.220
JHI	2.664	1.800	1.224
Jaky	2.324	1.570	1.068
Tschebotarioff	2.220	1.500	1.020
Meyerhof	0.242	0.164	0.111

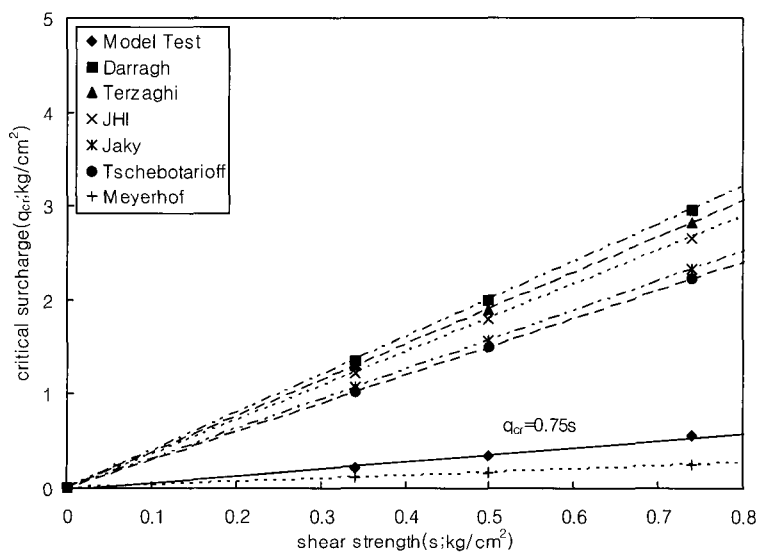


Fig. 7. Relations of undrained cohesion & critical surcharge(SM').

**연약한 실트지반과 모래 섞인 연약한 실트지반의 극한하중**

반(3종류)의 모형실험 결과에서 나타난 극한하중을 나타낸 것이다.

Fig. 8은 Table 10과 같이 기존의 제안식으로 산정한 값보다 작은 경향을 나타내고 있다. 이는 미세한 점토입

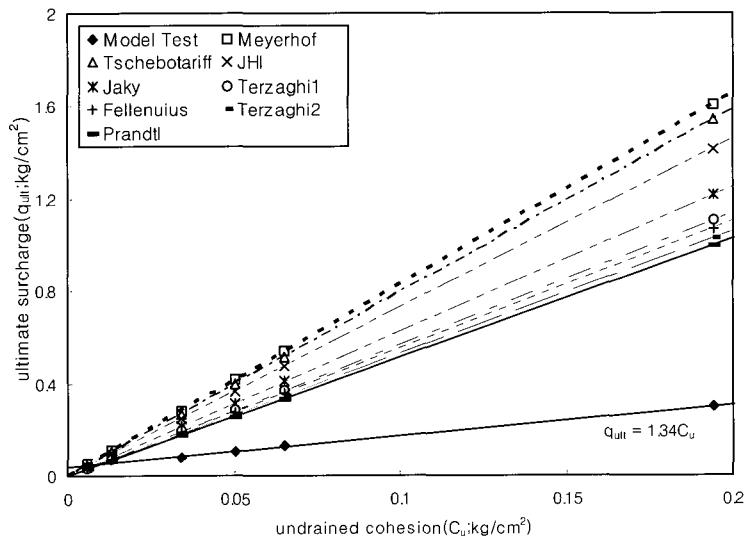
다음 Table 9는 연약한 실트지반과 모래 섞인 실트지

**Table 9.** Ultimate capacity of model tests( $q_{ult}$ )( $kg/cm^2$ ).

Soil No. / Soil Name	000	020	040	060	080	100
ML	0.300	0.130	0.104	0.080	0.070	0.040
ML'	0.660	0.430	0.210	0.130	0.090	-
SM	1.030	0.560	0.300	-	-	-
SM'	1.960	1.600	1.030	-	-	-

**Table 10.** Comparison of ultimate capacity(ML)( $q_{ult}$ )( $kg/cm^2$ ).

Soil No	ML000	ML020	ML040	ML060	ML080	ML100
Meyerhof	1.610	0.539	0.415	0.282	0.108	0.050
Tschebotarioff	1.542	0.517	0.398	0.270	0.103	0.048
JHI	1.416	0.475	0.365	0.248	0.095	0.044
Jacky	1.218	0.408	0.314	0.214	0.082	0.038
Terzaghi 1	1.108	0.371	0.286	0.194	0.074	0.034
Fellenius	1.071	0.359	0.276	0.188	0.072	0.033
Terzaghi 2	1.028	0.345	0.265	0.180	0.069	0.032
Prandtl	0.997	0.334	0.257	0.175	0.067	0.031
Model Test	0.300	0.130	0.104	0.080	0.070	0.040



**Fig. 8.** Relations of undrained cohesion & ultimate capacity(ML).



자보다 실트 입자구조는 불규칙하고, 불안정한 주상구조로서 극한하중이 작은 경향을 나타낸 것으로 사료된다.

$$q_{ult} = 1.34C_u \quad (5)$$

타낸 것으로 실험값이 기존의 제안식에 의한 값보다 상당히 과소한 값을 나타내고 있다. 극한하중의 실험값은 다음 식(6)과 같으며, 연약한 실트지반의 극한하중 값  $q_{ult}=1.34C_u$ 보다 다소 크게 나타나 지반이 서서히 안정화되어 가는 경향을 나타내고 있다.

$$q_{ult} = 1.40s \quad (6)$$

Fig. 9는 Table 11과 같이 모형실험에 의해 결정된 극한하중을 기존의 제안식으로 산정한 값과 비교하여 나

Table 11. Comparison of ultimate capacity(ML')(q<sub>ult</sub>)(kg/cm<sup>2</sup>).

Soil No	ML'000	ML'020	ML'040	ML'060	ML'080
Meyerhof	4.125	3.204	1.785	1.278	0.772
Tschebotarioff	3.951	3.069	1.709	1.224	0.739
Model Test	0.660	0.430	0.210	0.130	0.090
JHI	3.628	2.818	1.570	1.124	0.679
Jacky	3.121	2.424	1.350	0.967	0.584
Terzaghi 1	2.838	2.204	1.228	0.879	0.531
Fellenius	2.743	2.131	1.187	0.850	0.513
Terzaghi 2	2.634	2.046	1.140	0.816	0.493
Prandtl	2.555	1.984	1.105	0.792	0.478

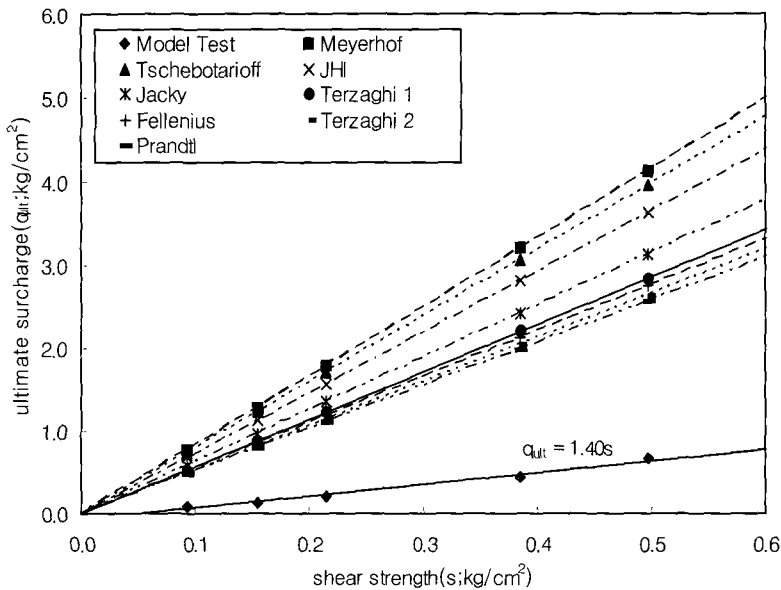


Fig. 9. Relations of undrained cohesion & ultimate capacity(ML').

Fig. 10은 Table 12와 같이 모형실험에 의해 결정한 극한하중을 기존의 제안식으로 산정한 값과 비교하여 나타낸 것으로 극한하중의 실험값은 다음 식(7)과 같다. 모래를 1/2 혼합한 경우의 극한하중 값은 연약한 실트지반의 극한하중 값  $q_{ult}=1.34C_u$ 와 모래를 1/3 혼합한 경우의 극한하중 값  $q_{ult}=1.40s$ 보다 다소 크게 나타나 지반이 안정화가 되는 경향을 나타내고 있다.

$$q_{ult} = 1.73s \quad (7)$$

Fig. 11은 Table 13과 같이 모형실험에 의해 결정한 극한하중을 기존의 제안식으로 산정한 값과 비교하여 나타낸 것으로 실험값이 기존의 제안식에 의한 값보다 상당히 과소한 값을 나타내고 있으며, 다음 식(8)과 같다. 모래를 2/3 혼합한 경우의 극한하중 값은 연약한 실트지반의 극한하중 값  $q_{ult}=1.34C_u$ 와 모래를 1/3 혼합한 경우의 극한하중 값  $q_{ult}=1.40s$  및 모래를 1/2 혼합한 경우의 극한하중 값  $q_{ult}=1.73s$ 보다 다소 크게 나타나 지반이 안정화가 되는 경향을 나타내고 있다.

$$q_{ult} = 2.72s \quad (8)$$

Table 12. Comparison of ultimate capacity(SM)( $q_{ult}$ )(kg/cm<sup>2</sup>).

Soil No	SM000	SM020	SM040
Meyerhof	5.312	3.652	1.826
Tschebotarioff	5.088	3.498	1.749
Model Test	1.030	0.560	0.300
JHI	4.672	3.212	1.606
Jacky	4.019	2.763	1.382
Terzaghi 1	3.654	2.512	1.256
Fellenius	3.553	2.429	1.214
Terzaghi 2	3.392	2.332	1.166
Prandtl	3.290	2.262	1.131

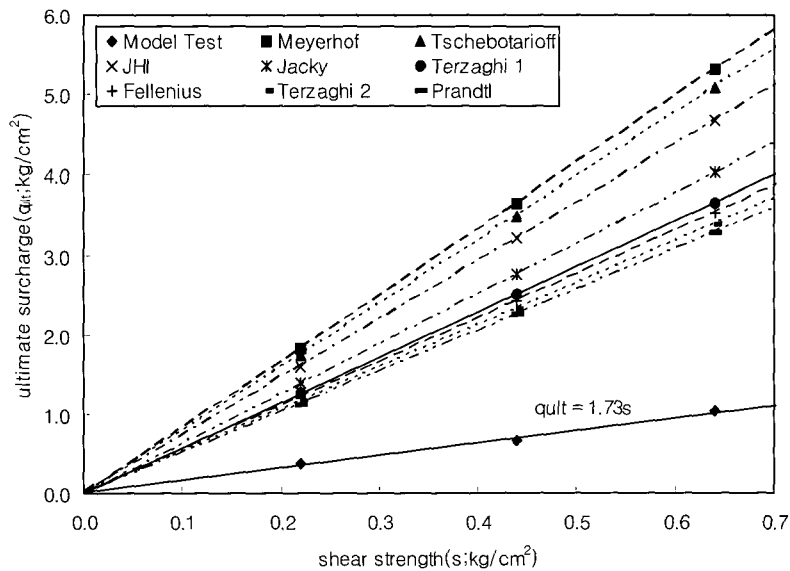


Fig. 10. Relations of undrained cohesion & ultimate capacity(SM).

Table 13. Comparison of ultimate capacity(SM')(q<sub>ult</sub>)(kg/cm<sup>2</sup>).

Soil No	SM'000	SM'020	SM'040
Meyerhof	6.142	4.150	2.822
Tschebotarioff	5.883	3.975	2.703
Model Test	1.960	1.600	1.030
JHI	5.402	3.650	2.482
Jacky	4.647	3.140	2.135
Terzaghi 1	4.225	2.855	1.941
Fellenius	4.085	2.760	1.877
Terzaghi 2	3.922	2.650	1.802
Prandtl	3.804	1.748	

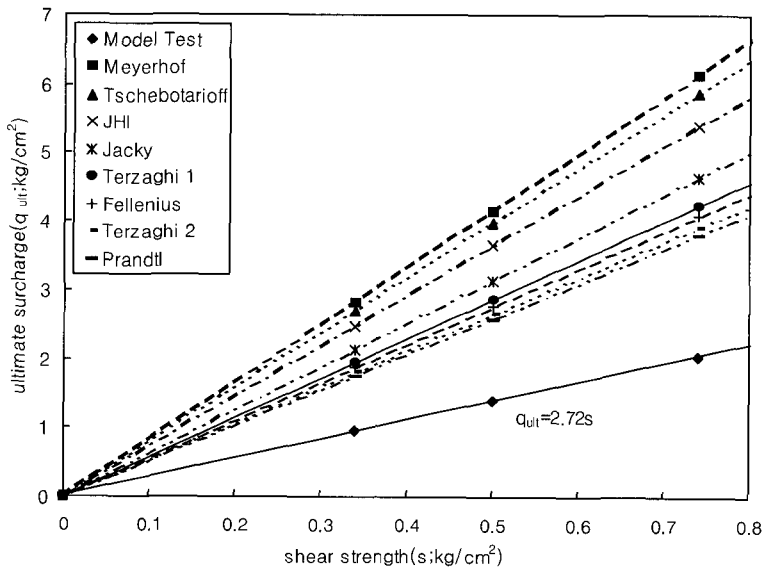


Fig. 11. Relations of undrained cohesion & ultimate capacity(SM').

**연약한 실트지반과 모래 섞인 실트지반의  
한계하중과 극한하중 분석**

Fig. 12와 Fig. 13은 연약지반과 3종류의 모래 섞인 연약한 실트지반에 대한 축방유동이 발생하기 시작하는 시점의 한계하중과 극한하중을 나타낸 것이다.

연약한 실트지반의 한계하중  $q_{cr}=0.35C_u$ , 3종류의 모래 섞인 연약한 실트지반 중 ML'지반의 한계하중

$q_{cr}=0.38s$ , SM지반의 한계하중  $q_{cr}=0.40s$ , SM'지반의 한계하중  $q_{cr}=0.75s$ 로 산정 되었다. 모래를 1/3 함유한 ML'지반과 1/2 함유한 SM 지반은 소성적 거동의 세립토의 성질에 근접하고 있으며, 모래를 2/3 함유한 SM' 지반은 탄성적인 조립토의 성질을 나타내어 모래의 함유량을 점차 증가시킬수록 한계하중이 크게 산정 되어 지반이 안정화되는 것으로 사료된다.

연약한 실트지반의 극한하중  $q_{ult}=1.34C_u$ , 3종류의 모

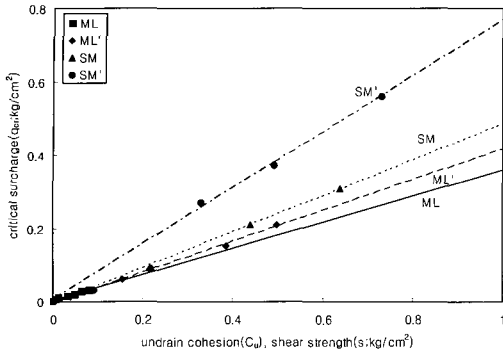


Fig. 12. Relations of undrained cohesion & critical surcharge (ML, ML', SM, SM').

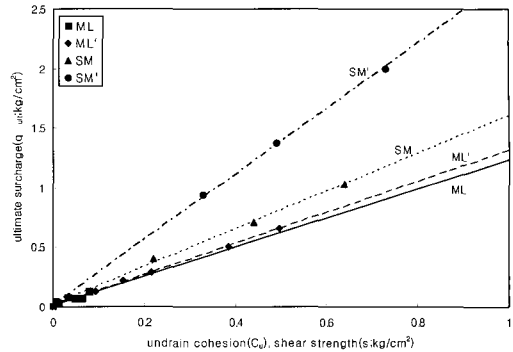


Fig. 13. Relations of undrained cohesion & ultimate capacity (ML, ML', SM, SM').

래 섞인 연약한 실트지반 중 ML'지반의 극한하중  $q_{ult}=1.40s$ , SM지반의 극한하중  $q_{ult}=1.73s$ , SM' 지반의 극한하중  $q_{ult}=2.72s$ 로 모래의 함유량이 점차 증가할수록 극한하중 또한 크게 증가되는 것으로 산정 되었다. 특히 모래를 2/3 함유한 SM' 지반의 극한하중은 ML 지반과 ML' 지반 및 SM 지반보다 크게 산정되었다. 이와 같은 결과를 통해 사질토는 실트질에 비해 투수성이 대단히 크기 때문에 배수가 즉시 발생하여 체적이 감소되면서 점차 지반이 안정화가 되어 감을 알 수 있다.

### 결론

본 연구에서는 연약한 실트지반(ML)과 3종류의 모래 섞인 연약한 실트지반(ML', SM, SM')에 대해서 모형실험을 실시하였고, 실험 결과로부터 얻어진 모형지반의 지지력을 기존 이론식과 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 연약한 실트지반과 모래 섞인 연약한 실트지반 (ML', SM, SM')에 대한 지지력의 산정결과, 모든 종류의 지반에서 기존의 제안식보다 과소한 값을 나타내고 있어 이론값을 적용할 경우 충분한 검토를 요함을 알 수 있다.
- (2) 한계하중은 연약한 실트지반의 한계하중  $q_{cr}=0.35C_u$ , 3종류의 모래 섞인 연약한 실트지반 중 ML' 지반의 한계하중  $q_{cr}=0.38s$ , SM지반의 한계하중  $q_{cr}=0.40s$ , SM' 지반의 한계하중  $q_{cr}=0.75s$ 로 산정 되었다.
- (3) 극한하중(지지력)은 연약한 실트지반의 극한하중  $q_{ult}=1.34C_u$ , 3종류의 모래 섞인 연약한 실트지반 중 ML' 지

반의 극한하중  $q_{ult}=1.40s$ , SM지반의 극한하중  $q_{ult}=1.73s$ , SM' 지반의 극한하중  $q_{ult}=2.72s$ 로 산정되었다.

(4) 이와 같은 결과를 통해 실트질에 비해 투수성이 큰 모래의 함유량이 증가할수록 점차 지반이 안정화가 되어 감을 알 수 있다.

### 참고문헌

박상범, 2004, 연약한 실트지반과 오염된 실트지반의 측방유동에 관한 연구, 조선대학교 대학원 박사학위논문.

안종필, 박상범, 1998, 오염된 연약지반의 변위량 분포에 관한 연구, 건설기술연구, 조선대학교 건설기술연구소, 제 18-2집, pp.111-138.

안종필, 박상범, 1999, 농도가 다른 오염지반의 지지력 결정에 관한 연구, 한국지반공학회 논문집, 한국지반공학회, pp.57-69.

안종필, 박상범, 박경호, 1999, 함수량이 다른 오염지반의 지지력 결정에 관한 연구, 한국지반공학회, '99 봄 학술발표회 논문집, pp.481-488.

赤井浩一, 1964, 土の支持力と沈下, 山海堂, 日本, 東京, pp.25-42.

De Beer, E.E. & Wallays, M. 1972, Forces induced in the piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the pile, Proc.of 5th ICSMFE, Paris, pp.325-332.

Das, B. M. 1984, Principles of foundation engineering, Brooks/Cole Engineering division, Monterey, California, pp.101-206.

- H. Leussink, 1969, Storage yard foundations on soft cohesive soils, 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.149-155.
- Marche, R. 1973, Discussion, Specialty session 5, Proc. 8th ICSMFE, Moscow, Vol.4.3, pp.247-252.
- Poulos, H. G. 1973, Analysis of piles in soil undergoing lateral movement, Soil mechanics & Foundation engineering division, ASCE, Vol. 99, No. SM5, pp.391-406.
- Tavenas, F. Mieussens, C. & Bourges, F, 1979, Lateral displacements in clay foundations under embankments, Canadian Geotechnical Journal, Vol.16, pp.532-550.
- Tavenas, F. & Leroueil, S. 1980, The behaviour of embankments on clay foundations, Canadian Geotechnical Journal, Vol.17, pp.236-260.
- Tschebotarioff, G. P, 1962, Chapter 5 on Retaining structures in foundation engineering(editor Leonards), McGraw-Hill, New York, pp.486-496.
- Tschebotarioff, G. P, 1973, Foundations, retaining & earth structures, McGrawHill Kogakusha, Tokyo, pp.389-414.

투 고 일	2006년	2월	13일
심 사 일	2006년	2월	14일
심사완료일	2006년	3월	16일

---

이상은

(주)삼보기술단 지반사업부

138-834 서울특별시 송파구 방이1동 200-2 삼보빌딩

Tel: 02-3433-3084

Fax: 02-3433-3192

E-mail: lee9367@empal.com

박상범

(주)삼보기술단 지반사업부

138-834 서울특별시 송파구 방이1동 200-2 삼보빌딩

Tel: 02-3433-3334

Fax: 02-3433-3192

E-mail: parksb0502@daum.net