

측방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구

A Study on the Behavior of Deformation in Soft Soils
Subjected to Lateral Flow

안 종 필*¹
Ahn, Jong - Pil
홍 원 표*²
Hong, Won - Pyo

Abstract

In order to investigate behavior of lateral flow by plasticity of soils and construction control due to it, in the case of unsymmetrical surcharge load on the soft soils, we examine the existing theoretical background, and compared and analysed the experimental results by model test.

After model test fabricated by model test apparatus, which made full remolding samples of soft soils, we observed the state of behavior for deformation with increasing load step to constant time interval.

The critical surcharge and ultimate capacity showed tendency to approach to the proposed value of Jaky and Meyerhof, and the lateral flow pressure of which the maximum value was acted on the depth calculated by $z/H=0.26+1.71C_u$ and one third value of the maximum lateral flow pressure acted on the ground surface, approach the trapezoid distribution. And maximum lateral flow pressure will be calculated by proposed equation of Hong or simple equation which ($\alpha=0.4$) the flow pressure coefficient of proposed equation by Tschebotarioff exchanged to ($\alpha=K_0$).

Besides, the failure surcharge by $[(q/y_m)-q]$ and $[S_v-(y_m/S_v)]$ showed the smaller than ultimate bearing capacity, especially failure criteria line of control diagram of $[S_v-(y_m/S_v)]$ will be calculated by following equation.

$$S_v=3.15 \exp[-0.58(y_m/S_v)]$$

요 지

연약지반상에 편재하중이 작용할 경우에 지반의 소성화에 의한 측방유동과 그에 따른 안정판리에 대한 거동을 규명하기 위하여 기존의 이론적인 배경을 조사하고, 모형실험에 의한 실측결

*1 정희원, 조선대학교 공과대학 토목공학과 교수

*2 정희원, 중앙대학교 공과대학 토목공학과 교수

과와 서로 비교 분석하여 보았다.

모형실험은 모형재하장치를 제작하고 토조안에 연약지반의 재생형시료를 채워 일정한 시간간격으로 하중단계를 증가시켜 가면서 변형의 거동상태를 관측하였다.

실험결과 한계하중 및 극한하중은 각각 Jaky와 Meyerhof의 제안값에 접근하는 경향을 가졌으며, 측방유동압은 최대값을 $z/H=0.26+1.71Cu$ 에서 산정한 깊이에 작용시키고 지표면에 최대값의 1/3을 작용시킨 사변형분포에 근접하였으며, 최대값으로는 洪의 제안식이나 Tschebotarioff의 제안식의 유동압계수 ($\alpha=0.4$)를 ($\alpha=K_0$)로 대체한 간편식에서 산정할 수 있다.

또한 $[(q/y_m)-q]$ 및 $[S_v-(y_m/S_v)]$ 의 관계에서 구한 파괴하중은 극한하중보다 작게 나타났으며, 특히 $[S_v-(y_m/S_v)]$ 판리도의 파괴기준선은 다음식에서 산정할 수 있다.

$$S_v=3.15 \exp[-0.58(y_m/S_v)]$$

1. 서 론

연약지반 위에 성토, 교대, 안벽, 토류벽 등과 같은 편재하중이 어느 정도 작용하면 지반 중의 응력과 간극수압이 증가되면서 체적이 수축되어 지반의 침하를 일으키며, 더욱 하중이 증가하면 과잉간극수압의 급증에 따라서 측방유동압을 발생시켜 토립자의 소성화에 의한 측방변위를 일으키게 되고 지표면의 융기를 발생하여 결국에는 지반의 활동파괴를 유발하여 구조물의 안정을 위태롭게 하게 되는데, 이러한 현상을 측방유동 또는 소성유동이라고 한다.¹⁾

이러한 측방유동현상은 1960년대 초기에 Tschebotarioff와 Peck이 중요성을 인식하면서부터 발전을 거듭하여, 1970년대 초반에 De Beer와 Wallays 등²⁾이 “말뚝의 주변지반에 편재하중이 작용할 경우의 말뚝에 작용하는 힘”에 대해 발표하고, Tschebotarioff³⁾가 Moscow Conference에서 국제적 테마로서 “점성토에 대한 측방유동압의 작용을 받는 말뚝의 측방변위”의 문제를 제기하면서부터 세인의 주목을 끌기 시작하였다.

그 후 Poulos⁴⁾는 “측방이동을 받는 지반중의 말뚝의 해석”에 대해 발표하였고, Marche & Chapuis 등⁵⁾은 “수평변위가 발생한 지반에

서의 안정판리”에 대하여 발표하였으며, 일본 건설성 토목연구소⁶⁾에서 “편재하중에 의한 구조물의 수평이동에 관한 조사” 결과를 제기하면서부터 측방유동은 체계적으로 정리되기 시작하였다.

또한 Tavenas 등⁷⁾은 시험성토에 의한 현장 실험과 계측결과를 이용하여 침하량과 측방유동량의 관계로부터 측방유동의 발생기구에 대한 기본원리에 대해 정리하여 발표함으로써 측방유동에 대한 문제해석에 공헌하였으며, Oteo⁸⁾는 수평력을 받는 말뚝의 거동과 변형의 영향에 대해 발표함으로써 수동말뚝의 거동에 대하여 문제를 제기하는 등 많은 학자들에 의하여 연구가 진행되고 있으며, 우리나라에서도 1980년대 초에 들어 와서 洪⁹⁾ 등 몇몇 학자들에 의해 측방유동에 대한 문제해석에 관심을 갖고 지속적으로 연구해 오고 있다.

따라서 본 연구에서는 측방유동에 관한 Mechanism의 기존이론과 모형실험을 통한 실측결과의 차이를 분석하기 위하여 모형토조를 제작하여 토조안에 비배수강도가 다른 7종류의 재생형 점토지반을 거치하고, 단계적으로 편재하중을 작용시켜 지반의 변형거동을 관측 분석하여 봄으로써 측방유동에 대한 발생기구와 한계하중 및 극한하중(지지력), 측방유동압의 거동 및 그에 대한 연약지반의 안정판리에 대한 기준을 마련하여 연약지반상의 구조물의 피

해를 사전에 방지하고자 함을 목적으로 하였다.

2. 측방유동의 기초이론

2.1 측방유동의 Mechanism

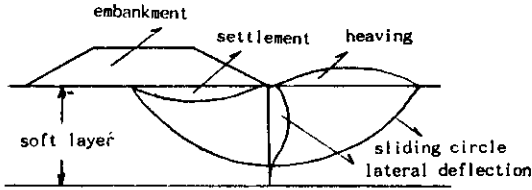


그림 1. 성토에 의한 연약지반의 측방유동 및 파괴의 패턴

그림1과 같이 연약지반 위에 편재하중이 작용하면 재하면 아래 지반은 처음에는 탄성적 거동에 의한 침하가 발생하고, 하중이 증가하여 어느 점에 이르면 과잉간극수압의 급증으로 강도가 저하되어 소성영역이 확대되어 점차 소성평형의 상태로 이전되면서 지반의 저항력이 토압과 측방유동압의 작용력에 비하여 상대적

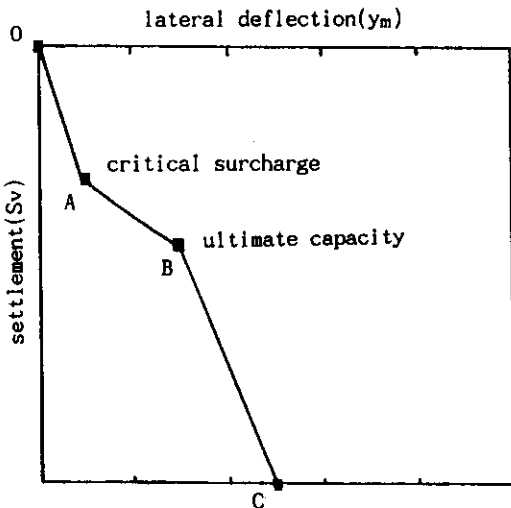


그림 2. Tavenas(1979)에 의한 측방유동의 패턴

으로 작기 때문에 토립자의 자립이 어려워져서 횡방향으로서의 소성적인 유동이 발생하고, 마침내는 진행성파괴의 형태를 나타낸다. 이때부터 지반은 침하량에 비하여 측방변위 및 용기량이 증가하고, 하중의 증가와 시간의 경과에 따라 소성평형의 상태인 국부전단 파괴의 양상을 나타내면서 활동에 의한 전단파괴를 유발하게 된다.

Tavenas 등¹¹⁾은 지반의 측방유동에 의한 변형거동의 과정을 그림2와 같이 재하시점부터 한계하중까지의 실질배수거동(OA)과 그 이후부터 극한하중까지의 실질비배수거동(AB) 및 극한하중 이후의 장기배수거동(BC)의 3단계의 순서를 거치는 것으로 설명하였다. 재하초기(OA)에는 간극수압의 소산이 없는 K_0 의 상태로 탄성적인 침하만이 인식되어지며, 하중의 증가에 따라 유효응력이 증가하여 어느 한계치(압밀항복응력)를 넘게 되면(AB) 토립자가 항복하여 압축성이 급증함과 더불어 측방변위량의 증가가 시작된다고 하였으며, 대부분의 측방유동은 이 구간에서 발생된다고 제안하였다.

이와 같이 지반이 탄성의 상태에서 소성의 상태로 바뀌는 시점의 응력을 한계하중으로 Jaky & Fröhlich 등¹²⁾은 규정하였으며, Das¹³⁾는 1차 파괴하중이라는 이름으로 한계하중을 정리하였으며, Tschebotarioff³⁾는 전단변형이 시작되는 점의 응력을 한계하중으로 규정하고, 그 이후부터는 측방변위량의 급격한 증가경향을 나타낸다고 제안하였다. 또 지반의 소성평형의 상태에서 침하량과 측방변위량이 극단적으로 증대하여 국부적인 활동파괴를 나타낼 때의 하중을 극한하중으로 규정하였다.

또한 재하면의 경계부근에서는 지반의 전단 저항의 감소로 인하여 측방유동이 발생하기 쉽지만 깊이가 증가할수록 전단강도의 증가에 따라 측방유동량이 감소한다. 표층부근에 경질지반이 존재하면 경계면의 마찰저항에 의한 구속으로 측방유동량은 경계면부근에서 최대값을 갖는 삼각형상의 분포를 나타낸다고 하였다.²⁾

한계하중 및 극한하중은 지반의 탄성평형과

소성평형상태에서의 재하중과 지반의 전단저항의 관계로부터 이론제안식과 실험결과에 의해서 결정할 수 있으며, 표1은 기존의 제안된

한계하중과 극한하중의 산정에 대한 이론식을 나타낸 것이다.^{3, 12, 22)} 여기서, C_u 는 점토의 비배수강도, B 는 재하폭, H 는 토층의 두께이다.

표 1. 한계하중과 극한하중의 산정식

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
Jahy	$q_{cr} = 3.14C_u$	$q_{ult} = 6.28C_u$	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	$q_{cr} = 4.00C_u$	-	-

2.2 측방유동압의 분포

Tschebotarioff³⁾와 木村¹⁴⁾는 연약지반속의 말뚝에 작용하는 측방유동압의 분포를 연약층의 중심부에 최대값을 갖고, 지표면과 연약층의 저면에 작용하는 측방유동압은 무시한다고 가정하여 2등변 삼각형의 분포로 규정하고, 최대측방유동압을 다음 식에서 산정하였다.

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

여기서, α 는 유동압계수(0.4)³⁾, γH 는 상재하중, B 는 유동방향의 폭으로 보통 말뚝직경의 2배~2.5배를 사용한다.

그림3은 Tschebotarioff가 제안한 측방유동압의 분포에 대한 모식도이다.

지반의 실측변위를 알고 있을 경우에는 실측변위로부터 결정하지만, 실측변위를 알 수 없을 경우에는 Boussinesq의 탄성해나 FEM을 이용하여 변위를 추정하여 측방유동압을 다음 식에서 결정할 수 있다고 하였다.¹⁴⁾

$$P(z) = K_H \cdot y_z \cdot B \dots\dots\dots(2)$$

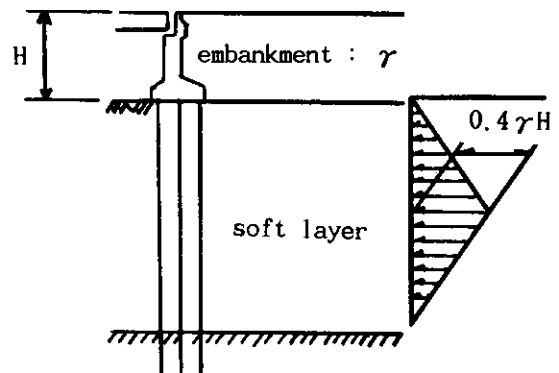


그림 3. Tschebotarioff(1973)에 의한 측방유동압의 분포

여기서, K_H 는 수평방향 지반반력계수, y_z 는 지반의 측방변위량이다.

그림4는 변위로부터 결정한 측방유동압의 모식도이다.

일본수도고속도로협회¹⁵⁾에서는 성토하중에 의한 지반의 수평응력을 탄성해석이나 FEM 탄소성 해석으로 계산한 후 이를 측방유동압으로 작용시킨 방법을 제시하였으며, 성토 직후의 지표부근의 소성영역과 심부의 탄성영역으로

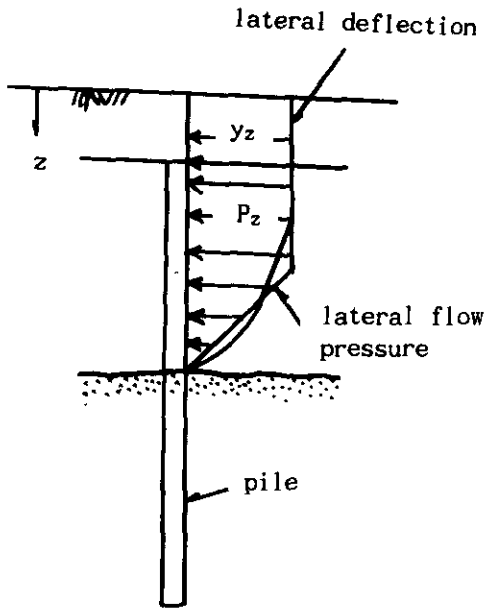


그림 4. 실측변위에 의한 측방유동압의 분포

나누어 다음식에서 계산한다고 하였다.

$$P_{(z)} = P_a - K_0 \cdot \gamma Z \text{ (소성영역)} \dots\dots\dots(3)$$

$$P_{(z)} = K_B \cdot \sigma_z \text{ (탄성영역)} \dots\dots\dots(4)$$

여기서, P_a 는 성토를 포함한 주동토압, $K_0 \cdot \gamma Z$ 는 성토전의 지지지반에서의 정지토압, K_B 는 Boussinesq의 연직응력에 대한 수평응력의 비(0.6), σ_z 는 Boussinesq의 연직응력으로 성토직각방향만의 응력의 분산을 생각한다. 이 방법에서는 대체로 지표부근에서 최대값을 나타내고 깊이의 증가에 따라 포물선형의 감소경향을 갖는다.

또 말뚝이 설치된 경우에는 연약층의 중앙을 통과하는 가상활동면을 고려하여 말뚝이 활동에 저항한다고 생각하고, 활동력(P_z)을 측방유동압으로 작용시켜서 활동원의 원점에 대한 모멘트의 평형조건으로부터 다음과 같이 계산할 수 있다고 제안하였다.¹⁵⁾

$$\ell_1 \cdot W = \ell_2 \cdot \theta \cdot \tau + \ell_2 \cdot R$$

$$R = (\ell_1 \cdot W - \ell_2 \cdot \theta \cdot \tau) \div \ell_2 \dots\dots\dots(5)$$

$$P_{(z)} = -R \dots\dots\dots(6)$$

여기서, ℓ 은 활동원의 반경, ℓ_1 은 원점에서 측방유동압의 작용점까지의 거리, ℓ_2 는 성토의 합력에서 원점까지의 거리, θ 는 활동원의 사잇각, τ 는 전단저항, R 은 활동력이다.

간이식방법으로 성토하중을 받는 연약지반의 주동토압(P_a)과 수동토압(P_p)의 차를 측방유동압으로 깊이에 따라 균등하게 분포시킨 방법을 들 수 있다.¹⁵⁾

$$P_z = P_a - P_p \dots\dots\dots(7)$$

또한 Matsui · Ito¹⁴⁾ 및 Hong⁹⁾등은 말뚝 주변지반의 항복에 의한 소성상태를 상정하고, 말뚝간격을 고려하여 점착력과 수평토압의 경계조건에서 점토지반의 측방유동압을 계산하

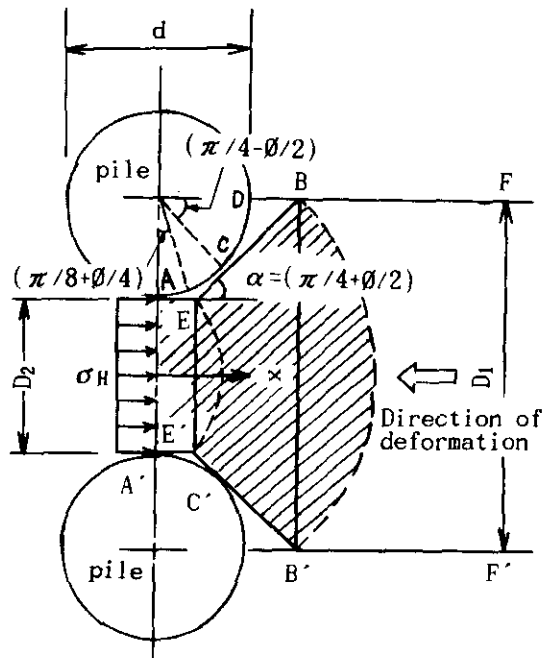


그림 5. 말뚝주변지반의 소성상태의 결정

는 이론식을 다음 식과 같이 제안하고, 측방유동이 대폭으로 진행된 상태에서의 최대극한값을 구하는 경우에는 $1.6P_{(z)}$ 를 추천하였다.

$$P_{(z)} = C \left[D_1 \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2 (D_1 - D_2) \right] + \gamma Z (D_1 - D_2) \dots \dots \dots (8)$$

여기서 C는 점착력, D_1 은 말뚝의 중심간격, D_2 는 말뚝의 순간격이다.

그림5는 말뚝주변지반의 소성상태를 나타내는 모식도이다.

위의 말뚝간격을 고려한 계산식은 말뚝간격비 (D_2/D_1)가 클수록 즉 말뚝중심간격이 클수록 측방유동압은 감소하고, (D_2/D_1)가 작아져서 말뚝중심간격이 작을수록 측방유동압은 증가하는 경향을 나타내며 이 방법에 의한 측방유동압의 깊이방향의 분포형은 직선적 증가를 보인 사다리꼴분포를 나타낸다.¹⁴⁾

또한 위의 말뚝간격을 고려한 이론적인 계산 방법을 말뚝이 없는 지반에 적용할 경우에는 말뚝중심간격을 크게하여 말뚝의 효과를 제거 하므로써 사용될 수 있으리라고 사료된다.

2.3 측방유동의 안정관리

지반의 안정관리방법은 성토저면 지반의 중앙부의 침하량(S_v)과 성토사면선단의 하부지반에 대한 최대측방변위량(y_m)및 성토하중(q)을 이용하여 지반의 소성파괴를 예측하는 방법으로 침하량 또는 측방변위량이 어느 일정값에 근접하거나 어느 비율 이상으로 되면 불안정하거나 파괴하는 것으로 예측한다.

富永·橋本^{16, 17)}은 연약지반상의 성토의 안정관리방법으로 지반중앙부의 침하량(S_v)과 최대측방변위량(y_m)을 plot하여 얻는 곡선에서 변곡점 이후의 경사 즉 측방변위량과 침하량의 증분비율 $\alpha_2 (\Delta y_m / \Delta S_v)$ 가 0.7이상 또는 변곡점 이전의 증분비율(α_1)에 0.5를 합한 값보다 크게 되면 불안정 혹은 파괴하는 것으로 판정하였다.

紫田·關口^{16, 17)}는 비배수 조건하에서 일정 속도로 재하한 경우, 성토하중(q)에 대한 ($\Delta q / \Delta y_m$)가 거의 직선적으로 감소하며, ($\Delta q / \Delta y_m$) $\rightarrow 0$ 으로 되는 때, 즉 ($\Delta q / \Delta y_m$)과 (q)의 관계에서 얻은 직선이 횡축(q 축)과 만나는 점의 하중값을 파괴하중으로 한다고 제안하였으며, ($\Delta q / \Delta y_m$)가 $15t/m^3$ 이하이면 불안정하다고 하였다.

松尾·川村^{16, 17)}은 다수의 성토파괴 사례에 대해서 S_v 와 y_m/S_v 의 관계를 정리할 경우, (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 S_v 와 y_m/S_v 의 증분비율로 변곡점 이후의 경사를 나타내는 $-1 \leq \alpha_3 \leq 1$ 인 경우에는 불안정한 것으로 규정하고, S_v 와 (y_m/S_v)의 관계가 다음식으로 나타낸 파괴기준선에 근접하면 파괴하는 것으로 하고, 반대로 떨어진 경우는 안정한 것으로 설명하였다.¹⁸⁾

$$P_j/P_f = 1.0 : [0 < y_m/S_v \leq 1.4]$$

$$S_v = 5.93 \exp[1.28(y_m/S_v)^2 - 3.41(y_m/S_v)] \dots \dots \dots (9)$$

$$S_v = 4.95 \exp[-2.28(y_m/S_v)] \dots \dots \dots (10)$$

여기서, P_j 는 임의의 시점의 성토하중, P_f 는 파괴시의 성토하중을 나타낸다.

栗原一本¹⁹⁾은 지반의 측방변위량(y_m)의 1일 당의 변화량 즉 수평변위속도 ($\Delta y_m / \Delta t$)의 시간적 변화를 plot하여, ($\Delta y_m / \Delta t$)의 값이 1.5 cm/day를 초과하면 crack이 발생하는 등 불안정한 것으로 하고, 2cm/day를 초과하게 되면 파괴상태에 이르게 된다고 설명하였다.

그림6은 $[(y_m/t) - t]$ 의 관리도의 모식도이다.

또한 정성적인 안정관리방법으로써 성토의 침하량을 관측하고 이것을 경과일수에 대하여 plot하여 침하량이 직선적으로 증가하거나 단위시간당의 침하량이 급증하게 되는 때는 불안정하다고 하고, 침하량이 일정한 값에 수렴하

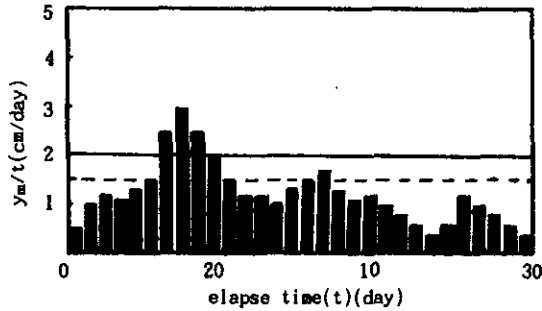


그림 6. $(y_m/t) - t$ 의 관리도

게 되면 안정한 것으로 평가하였으며, 측방변위량 및 융기량의 경시적인 변화로부터 재하를 중지하여도 변위량의 점진적인 증가를 보이면 불안정한 것으로 판정하고 그렇지 않은 경우에는 안정한 것으로 판정하는 방법도 제안되어 있다.^{16, 17)}

3. 모형 실험

3.1 모형실험장치의 제작 및 실험방법¹⁾

모형실험용 토조는 폭 50cm, 높이 40cm, 길이 15cm의 크기로 제작하였으며, 재하를 전면에 관측용의 눈금을 그린 아크릴로 된 관측창을 부착하고, 실험의 계측오차를 줄이고 실제 지반조건과 비슷한 소성평형상태의 재현과 토조측면의 마찰을 줄이기 위하여 oil을 바르고 vinyl sheet를 부착하였으며, rubber packing을 이용하여 비배수상태를 유지하였다. 또한 측면과 배면 및 저면은 두께 2cm의 강판을 부착하여 강성을 유지토록 하였으며, 재하틀은 벽면의 변형을 방지하기 위하여 보강재를 설치하여 지지시켰으며, 재하틀의 크기는 폭 25cm, 길이 15cm, 두께 2cm의 강판을 이용하였다.

모형실험은 동일한 입도분포를 갖는 지반시료로서 함수비를 변화시킨 7종류의 재성형 점토지반을 조성하여 토조내에 안치하고, 시료가 안정된 후 관측창을 분리하여 시료의 전면에 백색 수성페인트를 이용하여 2cm 간격의 눈금

을 그린 후 관측창을 다시 결합하여 관측창의 눈금과 일치시킨 후 일정한 시간간격으로 0.05kg/cm²씩의 편재하중을 증가시켜 그때마다 재하판 우측의 지표면 위에 5cm 간격으로 설치한 융기량 측정용 Dial Gauge를 이용하여 변위량이 15분에 1/100mm이하 가 될때까지 지반의 침하량과 측방변위량 및 융기량의 분포 등을 사진기로 촬영하여 관측하는 순서로 진행하였다.

하중의 재하시에 편심하중과 재하판의 활동을 방지하기 위하여, 중앙에 강봉의 지주를 부착한 재하판을 토조안에 거치하고, 재하판의 중심과 평행한 위치의 토조의 앞뒷쪽 틀위에 강봉의 지주를 세웠다. 그리고 중앙에 구멍이 뚫려 있는 하중판을 재하판의 지주에 끼워서 순차로 재하시킨 후에, 토조의 앞뒷쪽과 재하판에 설치한 3개의 지주와 평행한 위치에 구멍이 뚫려 있는 연결판을 지주에 끼우고, 토조 중앙의 앞뒷쪽의 틀위에 설치한 편심방지철물을 안쪽으로 회전시킴으로서 하중의 편심이나 활동을 방지하였다.

또한 촬영된 사진을 분석하여 함수량과 하중의 증가에 따른 점토지반의 침하량, 측방변위량, 융기량의 변화상태 및 상호간의 관계 등의 소성유동에 대한 일반적인 거동을 분석하였다.

그림7은 모형실험장치의 정면도를 나타낸 것이다.

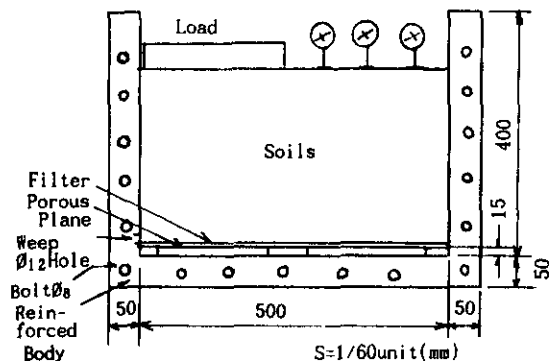


그림 7. 모형실험 재하장치의 정면도

3.2 사용 시료의 특성

모형실험에 사용된 지반시료는 전남 보성군 득량만 지역에 퇴적된 해성점토로서 지표면 아래 2~3m 깊이에서 채취하였으며, 채취된 시료는 입경 2mm이상의 자갈 및 세편은 체로 쳐서 제거한 후 함수비를 변화시켜서 재성형하여 사용하였으며 $I_p = 14.65(\%)$, P_r (소성비) = 0.685, A_c (활성도) = 1,340, $G_s = 2.71$ 의 활성이 큰 저소성 점토(CL)로 분류되었다.

점토의 비배수전단강도(C_u)는 실험전의 모형지반에서 직경 7cm, 높이 14cm의 압축시편을 조성한 후 변형률 제어방식의 일축압축시험을 실시한 결과로부터 결정하였다. 또한 모형지반의 압축지수(C_c)는 실험 전후의 간극비의 차와 지중응력의 증가를 이용한 압밀이론식에서 결정하였다.

지반계수(E_s)는 표.2와 같이 일축압축시험의 결과인 그림8의 응력-변형률의 곡선에서 침두응력의 1/2에 해당하는 점($q_u/2$)을 지나는 할선계수 E_{50} 을 활용하는 방법과 Poulos가 제안한 최소치인 $E_s = 15C_u$ 를 이용하는 방법 및 콘관입시험 결과에 의한 $E_s = 2q_c = 20C_u$ 에서

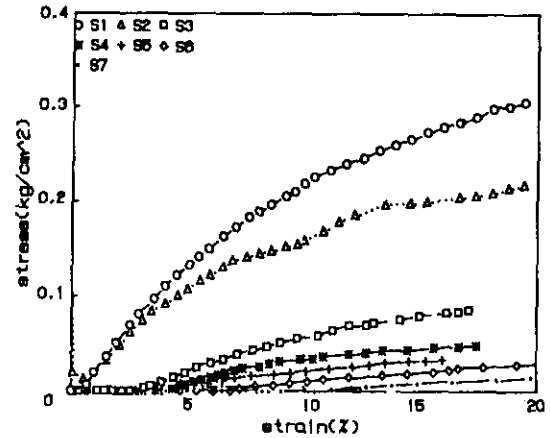


그림 8. 일축압축시험에 의한 응력-변형률의 관계

결정한 값의 평균치를 채택하였다.^{20, 21)}

수평방향 지반반력계수(K_H)는 표.3과 같이 도로교 하부구조 설계지침²¹⁾의 규정에 따라 직접기초 저면지반의 $K_H = E_H / (1 - \mu_s^2) B_H I_p$, 케이슨기초 저면지반의 $K_H = 12.8 K_{H0} B_H^{-3/4}$ 및 점성토 지반에서 많이 사용하는 $K_H = K_{H0} (30 / B_H)$ 에서 계산한 값의 평균치를 이용하였다.

그림8은 사용시료의 일축압축시험에서 구한

표 2. 지반계수(E_s)(kg/cm²)

Soil No	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
$E_s = q_u / 2E_{50}$	2.592	2.204	0.546	0.320	0.206	0.102	0.039
$E_s = 15C_u$	2.052	1.500	0.600	0.345	0.240	0.150	0.075
$E_s = 2q_c = 20C_u$	2.700	2.000	0.800	0.460	0.320	0.200	0.100
Average	2.439	1.901	0.649	0.375	0.255	0.151	0.071

표 3. 수평방향 지반반력계수(K_H)(kg/cm³)

Soil No	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
$K_H = E_H / (1 - \mu_s^2) B_H I_p$	0.495	0.386	0.132	0.076	0.052	0.031	0.014
$K_H = 12.8 K_{H0} B_H^{-3/4}$	0.518	0.404	0.138	0.080	0.055	0.032	0.015
$K_H = K_{H0} (30 / B_H)$	0.571	0.445	0.152	0.088	0.060	0.035	0.017
Average	0.528	0.412	0.141	0.081	0.056	0.033	0.015

표 4. 사용시료의 물리적 특성

Soil No	w (%)	γ_t (g/cm ³)	e	S_r (%)	IL	C_c	I_c	E_s (kg/cm ²)	K_H (kg/cm ³)	C_u (kg/cm ²)	q_u (kg/cm ²)	ϕ (°)	Remark
S1	28.05	1.789	0.936	81.06	0.454	0.065	0.546	2.439	0.528	0.135	0.27	1.9	USCS=CL
S2	28.81	1.775	0.963	80.93	0.506	0.101	0.494	1.901	0.412	0.100	0.20	1.1	GS=2.71
S3	32.13	1.745	1.048	82.93	0.732	0.156	0.268	0.649	0.141	0.040	0.08	1.4	WL=36.05
S4	33.97	1.723	1.103	83.31	0.858	0.252	0.142	0.375	0.081	0.023	0.05	1.0	WP=21.40
S5	34.63	1.716	1.122	83.49	0.903	0.259	0.097	0.255	0.056	0.016	0.03	3.7	IP=14.65
S6	34.92	1.692	1.157	81.64	0.923	0.362	0.077	0.151	0.033	0.010	0.02	3.0	
S7	36.85	1.653	1.239	80.45	1.055	0.545	-0.05	0.071	0.015	0.005	0.01	2.5	

응력-변형률의 관계를 나타낸 것이다.

표4는 사용시료의 물리적 성질을 나타낸 것으로, 함수량은 작지만 단위중량, 간극비, 액성지수 및 압축지수 등의 압축성이 크게 됨을 보여주고 있으며, 이는 조립자의 함유량의 과다 및 시료조제의 방법에 영향을 받고 있는 것으로 생각되며, 연약한 해성점토의 일반적인 경향에 접근하고 있음을 알 수 있다.

4. 결과분석 및 고찰

4.1 한계하중 및 극한하중(지지력)

Jaky & Fröhlich¹²⁾는 재하중의 증가에 따라 재하면 하부지반은 이등변삼각형과 같은 흩뿌리기 부분이 압축되면서 탄성평형의 상태에서 소성의 상태로 이전되어 가는데 이 때의 하중값을 한계하중으로 정의하였으며, 한계하중은 탄성적인 흩뿌리기 사면의 점착저항과 재하면의 접지압의 평형 조건에서 구하거나, 재하판 단부에서의 모멘트의 평형조건에서 산정한다고 하였다. 또 Das, Meyerhof 등¹³⁾은 하중과 변위량의 증가가 직선부분에서 곡선부분으로 이전되는 시점인 탄성평형상태에서 소성영역의 확대에 의한 측방유동이 발생하는 경계면의 하중을 일차파괴하중이라는 이름으로 한계하중을

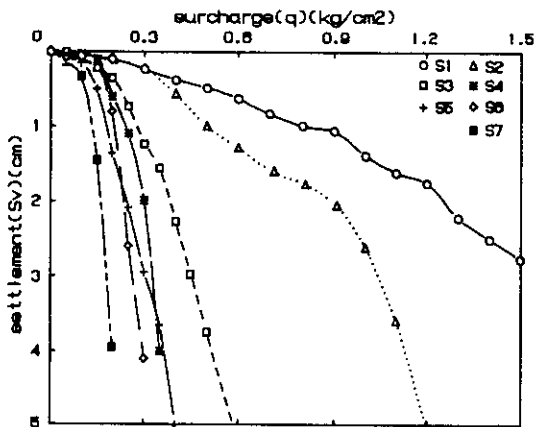


그림 9. 하중과 침하량의 관계

정의하였으며, Tschebotarioff⁹⁾는 소성적인 변형이 시작되는 시점의 하중을 한계하중으로 정의하였다.

그림9는 모형실험에서 구한 하중-침하량의 관계를 나타낸 것으로 초기의 직선부분에서 곡선부분으로 이전되는 시점의 값을 한계하중으로 결정하였으며, 하중-측방변위량, 하중-응기량의 곡선에서 구한 값과의 평균치를 채택하였다.

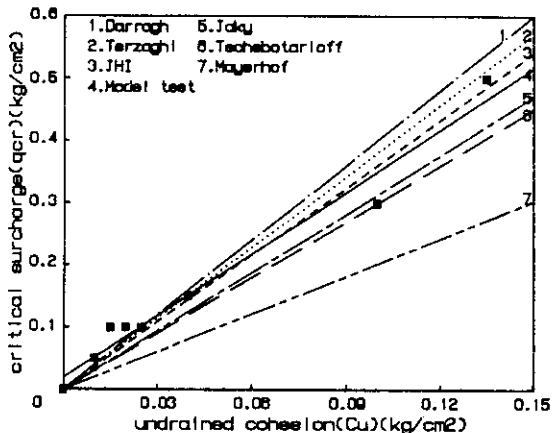


그림 10. 비배수점착력과 한계하중과의 관계

그림10은 실험에 의해 결정한 한계하중을 기존의 제안식으로 결정한 값과 비교하여 나타낸 것으로, 실험값은 Jaky의 제안식과 JHI(Japanese Highway Institute)의 제안식의 중간정도를 나타내고 있어, Jaky의 제안식을 이용함이 합리적이라고 사료된다.

Jaky & Fröhlich¹²⁾, Terzaghi¹³⁾, Meyerhof & Prandtl 등¹³⁾은 한계하중을 지나서 지속적으로 하중을 증가하면 소성영역이 확대되고 측방변위량 및 응기량이 극단에 이르러 지반 심부에 원호활동파괴면이 지표면까지 도달하려는 경향을 나타내는 소성평형파괴상태에 이를 때의 하중을 극한하중으로 정의하였으며, 극한하중은 재하중과 원호활동파괴면의 전단저항의 평형조건이나 재하판 단부에서의 모멘트의

평형조건에 의해 산정하거나, 실험에서 결정된 하중-변위량의 곡선중의 소성적인 곡선부분에서 다시 무한직선으로 이전되는 시점을 극한하중으로 결정한다고 하였다.

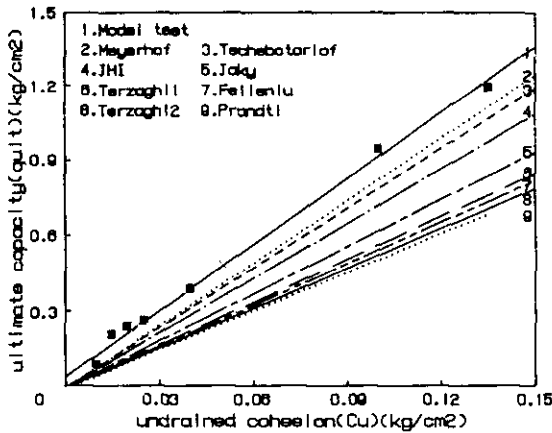


그림 11. 비배수점착력과 극한하중과의 관계

그림11은 실험에서 결정된 극한하중을 기존의 제안식에서 산정한 값과 비교하여 나타낸 것으로 실험값은 제안식의 최대값인 Meyerhof의 값보다 약간 크게 나타났으나 상호 유사성을 보이고 있어 Meyerhof의 제안식을 이용함이 합리적이라고 사료된다.

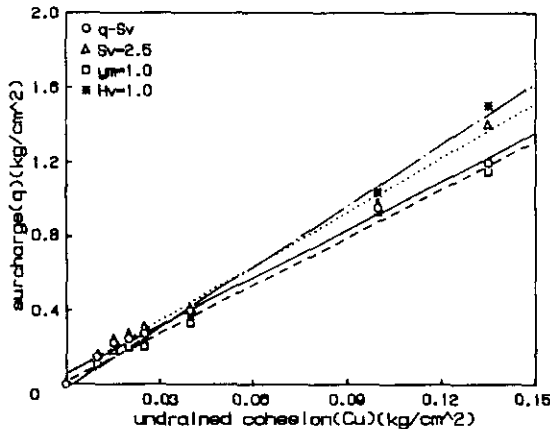


그림 12. 극한하중과 허용변위량을 갖는 하중의 관계

그림12는 모형실험에서 구한 극한하중을 침하량 2.5cm, 측방변위량 및 용기량 1.0cm의 허용치를 나타낼 경우의 상재하중과 비교하여 도시하였으며, 극한하중과 허용변위량에 대한 하중값은 좋은 유사성을 보이고 있어 극한하중은 허용변위량 부근에서 결정되는 것을 확인할 수 있었다.

그림13~15는 극한하중상태에서의 침하량과 측방변위량 및 용기량의 분포상태를 도시한 것이다. 침하량은 전단저항의 증가에 따라 좌측 경계면 부근에 집중하여 발생하는 경향을 보이

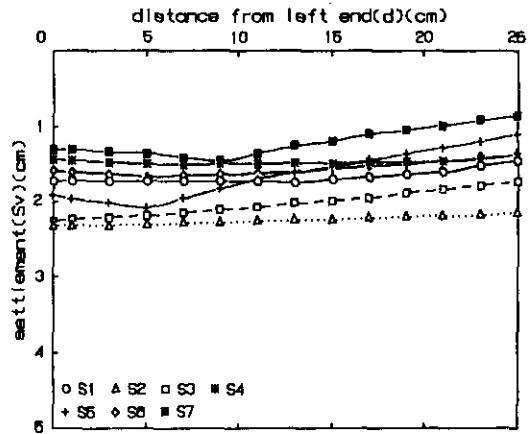


그림 13. 극한하중에 의한 침하량의 분포형태

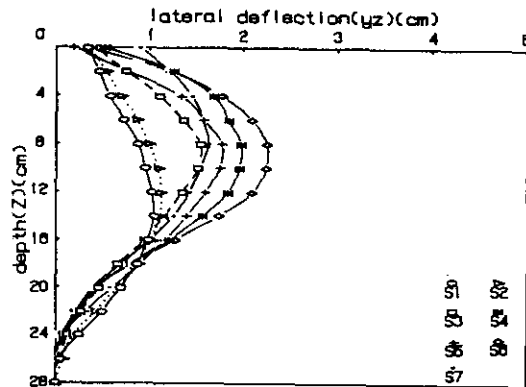


그림 14. 극한하중에 의한 측방변위량의 분포형태

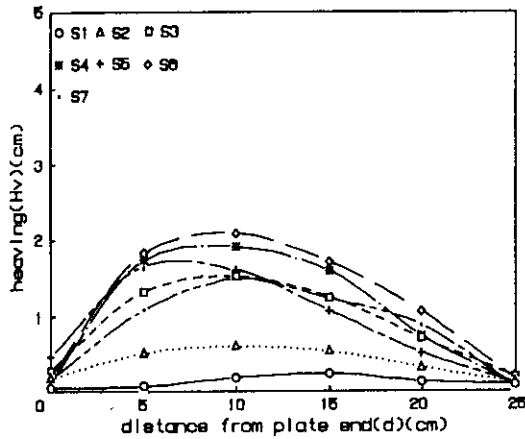


그림 15. 극한하중에 의한 융기량의 분포형태

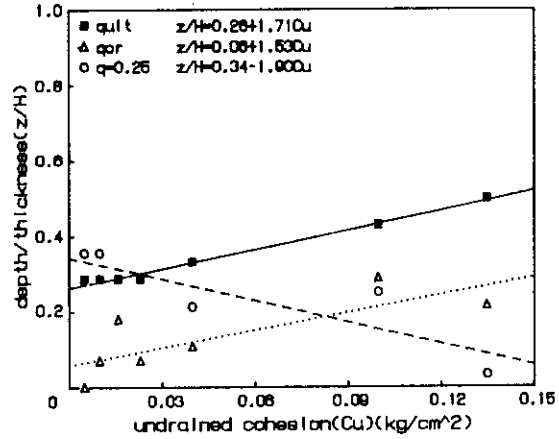


그림 16. 지반의 전단저항과 최대측방변위 발생 깊이의 관계

고 있으며, 이는 경계면의 구속에 의한 마찰저항의 감소에 기인하는 것으로 사료된다. 측방 변위량은 전단강도가 증가할수록 최대변위점의 깊이가 하향하고, 융기량은 전단강도의 증가에 따라 최대융기점의 위치가 재하판에서 멀어지는 경향을 나타내고 있으며, 이는 지반의 전단강도가 증가할수록 표층부근의 지반의 저항력 증가에 기인한 것으로 사료된다.

그림16 및 그림17은 극한하중과 한계하중 및 모든 지반에 $q=0.25\text{kg/cm}^2$ 의 동일한 하중이 작용하였을 경우에 전단저항과 최대측방변위량의 발생깊이 및 최대융기량의 발생위치의 관계를 나타낸 것으로, 극한하중상태에서 지반의 전단저항의 증가에 따라 최대측방변위의 발생 깊이와 최대융기량의 발생 위치는 (11)식 및 (12)식과 같이 직선적인 증가관계를 나타내고 있으며, 한계하중에서도 이와 유사한 경향을 나타내었으며, 모든 지반에 $q=0.25\text{kg/cm}^2$ 의 동일한 하중이 작용할 경우에는 측방변위는 직선적인 감소경향을 나타내고 있으나, 융기는 거의 동일한 위치에 집중하여 발생하고 있어 측방유동이 지반의 전단저항에 의한 억제를 크게 받고 있음을 알 수 있다.

$$z/H = 0.26 + 1.71C_u \dots\dots\dots(11)$$

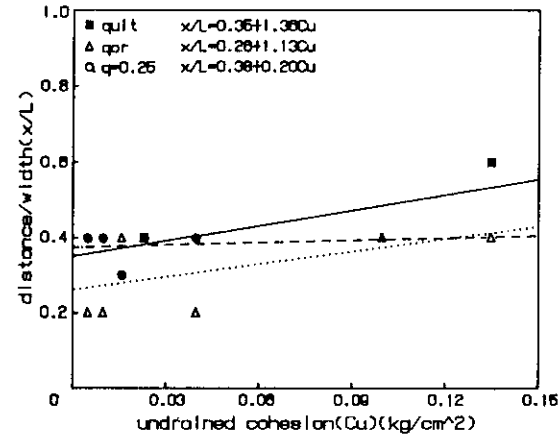


그림 17. 지반의 전단저항과 최대융기 발생위치의 관계

$$x/L = 0.35 + 1.36C_u \dots\dots\dots(12)$$

여기서, H는 연약층의 두께, L은 재하면우측 자유지표면의 폭, z는 지표면에서 최대측방변위점까지의 깊이, x는 재하면 우단부에서 최대 융기점까지의 거리이다.

그림18 및 그림19는 매하중 단계마다의 최대 측방변위량의 발생 깊이와 최대 융기량의 발생 위치를 지반별로 연결하여 나타낸 변위발생경

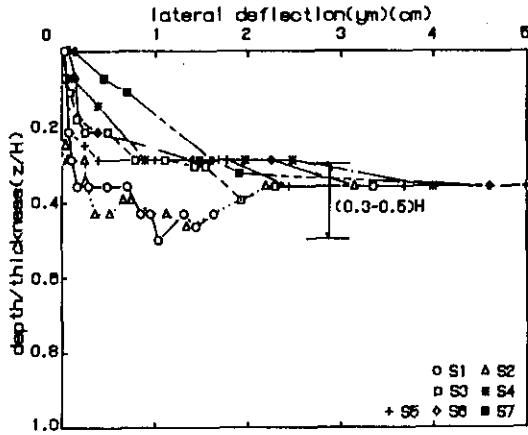


그림 18. 각 하중단계의 최대측방변위량과 발생깊이의 관계

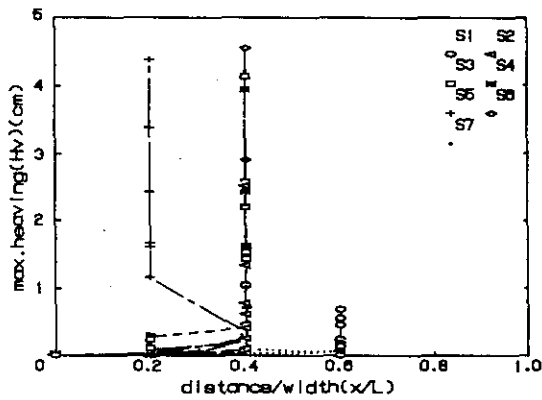


그림 19. 각 하중단계의 최대융기량과 발생위치의 관계

로를 도시한 것으로, 최대측방변위의 증가에 따라 변위발생깊이가 하향하는 경향을 나타내고 있으며, 하중의 증가에 따라 변위량이 증가하여 극한하중에 이르게 되면 모든 지반에서 최대측방변위량은 토층두께(H)의 (0.3~0.5)H의 위치에 집중하는 경향을 보이고 있다. 이것은 Tschebotarioff²¹⁾가 제안한 0.5H와는 다른 경향을 나타내고 있으나, 일본에서의 현장시험성토에 의한 결과와는 좋은 유사성을 보이고 있다.²³⁾ 최대융기량은 자유표면폭(L)의 0.4L의

지점에 집중되어 발생하는 경향을 보이고 있어 우측경계면 부근의 지반의 구속을 크게 받고 있음을 알 수 있다.

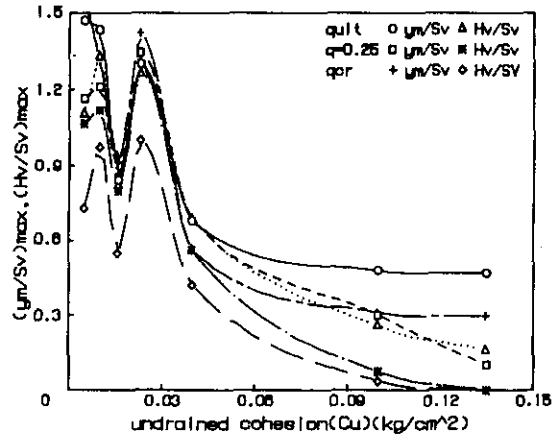


그림 20. 비배수점착력과 각 변위량의 비율의 관계

그림20은 한계하중과 극한하중 및 모든 지반에 0.25kg/cm²의 동일한 하중이 작용할 경우의 침하량에 대한 측방변위량, 침하량에 대한 융기량의 변화비율을 도시한 것으로, 전단강도의 증가에 따라 침하량에 대한 측방변위량과 융기량의 비율이 감소하는 경향을 보이고 있어 측방유동은 전단저항이 작은 연약지반에서 현저함을 알 수 있다.

4.2 측방유동압의 검토

그림21은 실측변위에서 구한 최대측방유동압과 기존의 제안식인 Tschebotarioff, Matsui·Hong의 제안식에서 구한 값을 비교하여 나타낸 것이다. 또 Tschebotarioff는 지반상에 상재압력이 작용하여 탄성평형상태에 이르면 정지토압에 의한 측방유동압 $P_{max} = K_0 \cdot \gamma H$ 가 저항력과 평형을 유지하고 있지만, 상재압력이 증가하여 지반이 압밀평형상태에 이르면 응력이 감소하여 $P_{max} = 0.4\gamma H$ 의 측방유동압의 작용에서 평형이 파괴된다고 하였다. 그러나 실

계는 압밀의 진행에 따른 응력의 감소는 그리 크지 않고 극한하중부근에서는 오히려 강도회복현상을 보이고 있으므로 탄성평형시의 기본 식인 $P_{max} = K_0 \cdot \gamma H$ 를 적용할 수 있을 것으로 생각되어 그 산정값을 같이 비교하여 보았다.

$$P_{max} = K_0 \cdot \gamma H \dots\dots\dots (13)$$

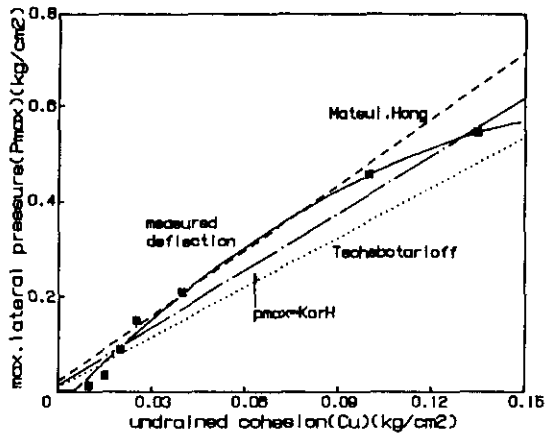


그림 21. 비배수점착력과 최대측방유동압의 관계

그 결과 실측변위에서 산정한 값은 2차포물선적인 증가를 보인 반면에 (13)식에 의한 값은 직선적인 증가를 보이고 있으나 실측값에 유사한 경향을 나타냈으며, Tschebotarioff의 제안식은 실측값보다 작게 나타났으며, Matsui · Hong의 제안식은 실측값과 아주 유사한 경향을 나타내고 있지만, $C_u > 0.10 \text{ kg/cm}^2$ 에서는 점진적으로 실측값보다 큰 값을 나타내는 경향을 보이고 있다.

또한 Matsui · Hong의 이론식은 말뚝주변지반이 항복상태에서 소성파괴를 나타내는 것으로 가정하고 있지만, 말뚝이 없을 경우는 모형 실험결과 극한하중상태에서 소성파괴를 나타내므로 상대적인 비교가 가능하다고 생각하며, Tschebotarioff의 제안식과 동일한 조건에 의해 비교하기 위하여 말뚝중심간격을 2.5배로 하고 유동폭은 단위폭으로 하여 계산하였다.

위의 산정식 중에서는 Matsui · Hong의 제안식과 (13)식에 의한 값이 실측값과 가장 유사성을 나타내고 있으며, (13)식에 의한 값은 실측값과 Tschebotarioff의 제안식의 평균값을 나타내고 있으며, 말뚝이 없을 경우에도 간편하게 적용할 수 있을 것으로 사료된다.

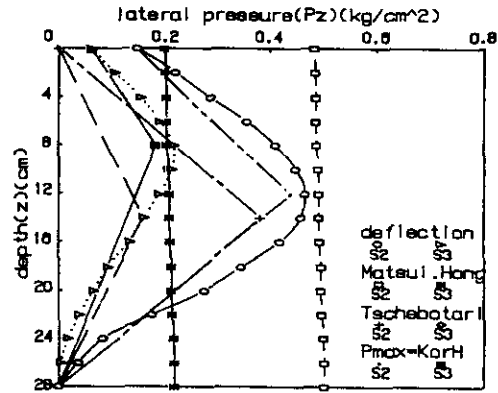


그림 22. 모형지반의 측방유동압의 분포형태

그림22는 측방유동압의 깊이방향에 대한 분포형태를 실측변위에 의한 방법과 Tschebotarioff의 2등변삼각형 분포방법 및 Matsui · Hong의 말뚝간격을 고려한 방법을 이용하여 대표적인 S2와 S3의 지반에 대하여 적용하여 도시한 것이다. 변위법은 각각의 깊이에 대한 실측변위를 알고 있어야만 해석이 가능한 반면, Tschebotarioff 방법은 최대측방유동압과 최대변위점의 상부지반에서 실측변위법보다 상당히 작게 나타나고 있으며, Matsui · Hong의 방법은 최대값은 실측치와 유사한 반면에 연약층의 상부와 저부에서는 실측치보다 크게 나타나고 있다. 따라서 필자는 측방유동이 발생하는 한계하중으로부터 극한하중상태까지의 7종류의 지반에 대한 35가지 하중재하시에 있어서 지표면의 측방변위량과 최대측방변위량의 비율을 계산한 결과, 지표면의 측방변위량은 최대측방변위량의 1/3에 해당하는 것으로

나타났다. 그러므로 지표면의 측방유동압은 최대측방유동압의 1/3값을 적용하고, (11)식으로 결정한 깊이에 (13)식에서 산정한 최대측방유동압을 적용하며 연약층 저면의 유동압을 0으로 가정하여 각각의 유동압을 직선으로 연결한 사변형분포를 상정하여 비교한 결과 실측변위법과 아주 유사함을 나타냈다. 이 사변형분포법은 실측변위량을 알 수 없는 경우에도 간편하게 전체의 측방유동압의 분포를 결정할 수 있을 것으로 사료된다.

4.3 안정관리의 검토

안정관리는 성토 등을 시공할 경우에 연약지반의 측방유동으로 인한 파괴를 사전에 예측하여 성토속도, 성토하중 및 성토고를 조절하여 안정된 시공을 할 수 있도록 한다.

본 연구에서는 7종류의 모형지반에 대하여 측방유동에 의한 변위량을 富永·橋本, 紫田·關口, 松尾·川村 등의 안정관리도에 적용하여 분석해 보았다.

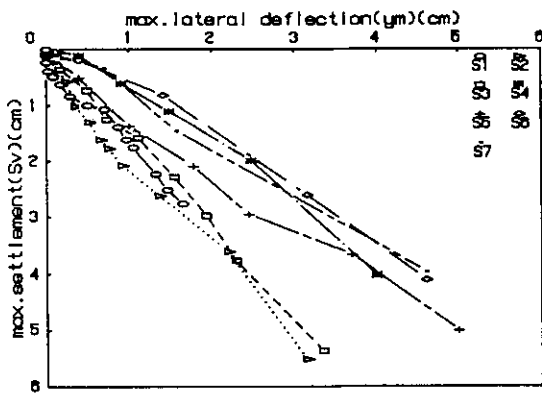


그림 23. $(S_v - y_m)$ 의 관리도

그림23은 모형지반을 富永·橋本^{16,17)}이 제안한 $(S_v - y_m)$ 의 관리도에 적용하여 나타낸 것으로, 침하량-용기량의 관계에서도 같은 경향을 나타내고 있는 것을 알았으며, 측방변위량과 용기량은 동일한 증가관계를 나타내고 있으며,

관리도에서 변곡점을 경계로 하여 $\alpha = y_m/S_v$ 의 경사가 변화되고 있다.

관리도상에서 모형지반 S1~S3은 곡선의 경사가 침하측으로 기울고 있으며, $\alpha \leq 0.7$ 을 나타내고 있어 안정측에 속한다고 보여지며, S4~S7은 곡선의 경사가 변곡점 이후 급격하게 측방변위측으로 기울고 있고 $\alpha \geq (0.7 \sim 4.0)$ 을 나타내고 있어 불안정측으로 보여진다. 파괴하중측 변곡점의 값은 분석오차를 줄이기 위하여 $(S_v - y_m)$ 의 값과 $(S_v - H_v)$ 의 값의 평균값을 사용하였다.

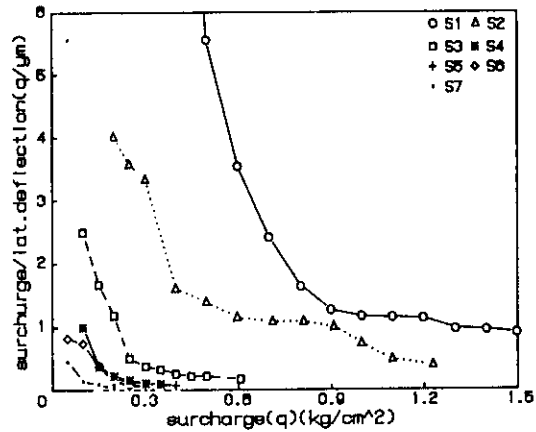


그림 24. $[(q/y_m) - q]$ 의 관리도

그림24는 모형지반을 紫田·關口^{16,17)}가 제안한 $[(q/y_m) - q]$ 의 관리도에 적용하여 도시한 것으로 관리도의 변곡점에서 경사직선의 연장선을 하중측(수평축)까지 연결하여 구한 교점의 하중을 파괴하중으로 결정하였으며, 모형지반 S4~S7은 $(q/y_m) \leq 1.5 \text{ kg/cm}^3$ 로 나타나고 있어 불안정측으로 보이며, 이는 $(S_v - y_m)$ 관리도의 경우와 같은 결과를 나타내고 있다.

그림25는 모형지반을 松尾·川村^{16,17)}이 제안한 $[S_v - (y_m/S_v)]$ 의 관리도에 적용하여 도시한 것으로 S4~S7은 $y_m/S_v \geq 0.6$ 을 나타내고 있어 불안정측으로 보여지며, 이것은 $(S_v - y_m)$ 및 $[(q/y_m) - q]$ 관리도에서와 같은 결과를 나

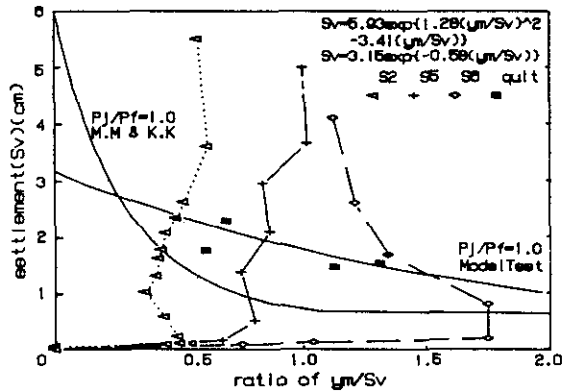


그림 25. $[S_v - (y_m/S_v)]$ 의 관리도

타냈다. 또한 모형실험에서 구한 극한하중을 관리도상에 적용하여서 (9), (10)식의 파괴기준선과 비교하여 본 결과 파괴기준선이 극한하중보다 작게 나타났으며, $y_m/S_v \leq 0.3$ 의 전단강도가 큰 경질지반에서는 오히려 크게 나타나는 경향을 보였다. 따라서 필자는 모형실험에서 구한 7개의 극한하중에 대한 평균곡선을 회귀분석으로 추적한 결과 (14)식을 얻었으며, 실제에의 적용이 가능할 것으로 사료된다.

$$S_v = 3.15 \exp[-0.58(y_m/S_v)] \dots\dots(14)$$

그림 26은 상기 3가지 관리도에서 구한 파괴

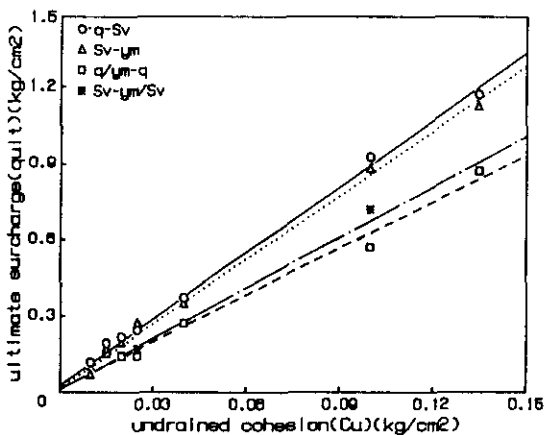


그림 26. 극한하중과 관리도에서 구한 파괴하중의 비교

하중과 극한하중을 비교하여 도시한 것으로서 $(S_v - y_m)$ 관리도의 파괴하중과 극한하중은 좋은 유사성을 보이고 있으나, $[(q/y_m) - q]$ 관리도와 $[S_v - (y_m/S_v)]$ 관리도에서 구한 파괴하중은 상당히 작은 값을 나타내고 있다. 그러므로 필자가 제시한 극한하중의 기준식인 (14)식을 이용하여 파괴하중을 사전에 예측할 수 있을 것으로 사료된다.

5. 결 론

연약한 점토지반에 편재하중이 작용할 경우, 측방유동에 의한 변형거동을 기존에 제안된 이론해석과 모형실험을 통하여 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 측방유동은 한계하중의 시점으로부터 발생하며, 모형실험에서 구한 한계하중은 Jaky의 제안식 $q_{cr} = 3.14C_u$ 에 접근하는 경향을 나타낸다.

2) 모형실험에서 구한 극한하중은 Meyerhof의 제안식 $q_{ult} = 8.3C_u$ 에 접근하는 경향을 보이며, 극한하중은 허용변위량 부근에서 결정된다.

3) 최대침하는 좌측경계면 부근에 집중하여 발생하며, 최대응기는 전단저항이 증가할수록 재하판 단부로부터 멀리 떨어져서 발생하는 경향을 갖는다.

4) 최대측방변위는 지반의 전단저항의 증가에 비례하여 최대변위의 발생깊이가 하향하는 경향을 나타내며, 극한하중의 경우에는 제안식 $z/H = 0.26 + 1.71C_u$ 에 의하여 최대변위점의 깊이를 산정할 수 있다.

5) 최대측방유동압은 전단저항의 증가에 대해 실측변위법은 2차포물선의 증가를 보인 반면, 이론제안식은 직선적인 증가를 보였으며, Matsui · Hong의 제안식과 $P_{max} = K_0 \cdot \gamma H$ 의 제안식에 의한 값은 실측값과 유사성을 보였으나, Tschebotarioff의 제안식은 약간 작게 나타났다.

6) 측방유동압의 깊이방향의 분포형은 실측값은 곡선분포를 보인 반면, Matsui · Hong의

방법은 직선적 사변형분포를 보였으며, Tschebotarioff의 방법은 2등변삼각형분포를 보여 실측값과의 차이가 많았으나, 제안방법인 $P_{max} = K_0 \cdot \gamma H$ 와 $P_0 = P_{max}/3$ 의 사변형분포는 실측값과 유사성을 나타냈다.

7) $[(q/y_m) - q]$ 관리도와 $[S_v - (y_m/S_v)]$ 관리도에서 구한 파괴하중(극한하중)은 실험값보다 작게 나타났으며, 특히 $[S_v - (y_m/S_v)]$ 관리도의 파괴기준선은 다음식으로 계산할 수 있다.

$$S_v = 3.15 \exp[-0.58(y_m/S_v)]$$

감사의 말

본 연구는 한국과학재단 1988년도 연구지원(과제번호: 881-1306-012-2)에 의하여 이루어진 연구이며, 동 재단에 감사드리는 바이다.

참고 문헌

1. 安鍾弼, "偏載荷重을 받는 軟弱地盤의 側方流動에 관한 研究", 地質工學(大韓地質工學會誌), 第3卷 第2號, 1993, pp. 177~190
2. De Beer, E. & Wallays, M., "Forces induced in Piles by Unsymmetrical Surcharges on the Soils around the piles", 5th ECSMFE, Madrid, 1972, pp.325~332
3. Tschebotarioff, G.P., "Foundation, Retaining and Earth Structures", McGraw Hill Kogakusha, 2nd edition, 1973, pp.365~414
4. Poulos, H.G., "Analysis of Piles in Soils undergoing Lateral Movement", J.ASCE Vol. 99, No.SM5, 1973, pp. 391~406
5. Marche, R and R. Chapuis, "Controle de La Stabilité des Remblais Parramesure des Déplacements Horizontaux", Canadian Geotechnical J., vol.11, No.1, 1974, pp.182~201
6. 日本建設省土木研究所, "偏載荷重による 構造物의 水平移動에 關する 調査", 日本 建設省土木研究所, 1975
7. Tavenas, F., Miesseus, C. and Bourges, F., "Lateral Displacements in Clay Foundations under embankments", Canadian Geotechnical

- J., vol.16, No.3, pp.532~550
8. Oteo, C.G., "Horizontal Loaded Piles. Deformation Influence", 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, 1977, pp.101~106
9. 洪元杓, 粘土地盤속의 말뚝에 作用하는 側方土壓, 大韓土木學會 論文集 Vol.2, No.1, 1982, pp. 45~52
10. Otohiko Suzuki, "The Lateral Flow of Soils caused by Banking on Soft Clay Ground", Soils and Foundations", JSSMFE, vol.28, No. 4, 1988, pp.1~18
11. Leroueil, S., Magnan, J.P., Tavenas, F., "Embankments on Soft Clays", Ellis Horwood, 1990, pp.147~231
12. 赤井浩一, "土의 支持力と 沈下", 山海堂, 日本, 東京, 1964, pp.25~42
13. Das, B.M., "Principles of Foundation Engineering", Brooks/Cole Engineering Division, Monterey, California, 1984, pp.101~206
14. 日本 土質工學會 中國支部, "側方流動을 受ける 受動杭", 日本 土質工學會 中國支部, 平成3年, pp.1~25
15. 小川 清, "軟弱地盤における 道路橋 基礎構造物", 基礎工, 總合土木研究所, Vol.6, No.7, 1978, pp.22~32
16. 久樂 勝行, "軟弱地盤と 基礎工", 基礎工, 總合土木研究所 Vol.13, No.10, 1985, pp.1~11
17. 軟弱地盤 HANDBOOK編輯委員會, "最新 軟弱地盤 HANDBOOK", 建設産業調査會, 日本, 東京, 1981, pp.425~631
18. 最上武雄, 福田秀夫, "現場技術者のための 土質工學", 鹿島出版會, 日本, 東京, 1978, pp.305~406
19. 栗原則夫·一本英三郎, "動態觀測の活用"(道路 盛土工における 實施例), 昭和52年度 土木學會關西支部 講習會 テキスト, 1977, pp.71~81
20. Poulos, H.G., "Behavior of Laterally Loaded Piles: I-Single Pile", ASCE, Vol. 97, No. SM5, 1971, pp.771~731.
21. 건설부, "도로교 하부구조 설계지침(2)", 건설부, pp.17~21, 82-92
22. 日本 土質工學會, "粘土의 不思議", 日本 土質工學會, 日本, 東京, 1986, pp.81~117
23. 紫田 徹, "盛土의 安定性と 側方流動", 土と基礎, 日本 土質工學會, Vol.30, No.5, 1982, pp.3~6, 41~54

(접수일자 1993. 12. 10)