

편재하중을 받는 연약지반의 측방유동에 관한 연구 A Study on the Lateral Flow in Soft Soils subjected to Unsymmetrical Surcharges

안종필(Ahn, Jong Pil)

조선대학교 공과대학 토목공학과

요약/Abstract

연약지반에서 성토나 교대등에 의한 편재하중이 작용하게 되면 지반중에는 침하, 측방변위, 융기 및 전단파괴 등의 큰 소성적인 전단변형이 발생하여 지반 및 구조물에 큰 피해를 주는 것을 많이 볼 수 있다. 본 연구는 이러한 연약지반에서 편재하중에 의한 지반의 제반변형에 대한 거동을 연구하기 위하여 기존의 이론적인 배경을 조사하고 모형실험을 통한 실측치를 이용하여 서로 비교분석하여 보았다.

모형실험은 먼저 모형재하장치를 제작하고 토조안에 연약한 흙시료를 채워 비배수상태에서 일정한 시간간격으로 하중단계를 증가시켜 가면서 변형의 상태를 관측하였다. 실험결과를 토대로 지반특성과 변위량의 관계, 한계하중 및 극한지지력, 지반의 소성유동의 상태 및 측방유동압의 검토 등을 상세하게 분석하여 기존의 이론과 비교해 봄으로써 실제 연약지반상에서의 측방변형에 대한 원인을 규명함으로써 그로 인한 피해를 사전에 방지하고자 한다.

When soft soils are effected by unsymmetrical surcharge due to embankement and abutements of a bridge, large plastic shearing deformations such as settlements, lateral displacements, upheavals and sliding shearing failure in the soils occurred and they have often damaged considerably to the soils and structure. This study examines the existing theoretical background for the behavior of the displacement of soils by unsymmetrical surcharge on the soft soils and compares the analytical results to the actual measurements performed through the model test.

The procedures of model test are that a model stock device is made and soft soils are filled in a container which fixes the soils. Then the displacements observed when surcharge load increa-

ses by regular interval at undrainage condition. It analyzes the relation of soil characteristics to displacement, critical surcharge and ultimate bearing capacity, condition of plastic flow and lateral flow pressure, comparing them with the existing theories. Understanding the causes of lateral displacement in soft soils due to unsymmetrical surcharges will prevent a damage in advance.

서 언

연약지반 위에 편재하중이 작용하면 지반 중에는 하중에 의한 응력의 증가와 간극수압의 증가로 인하여 체적이 수축되면서 지반의 침하를 일으킨다. 계속적인 하중의 증가로 지반내의 간극수압의 소산에 의하여 측방유동압이 작용하면 토립자의 소성화에 의한 수평적인 측방변위를 일으키고 자유표면의 용기를 초래하여 결국에는 Sliding과피를 유발하여 구조물의 안정을 위태롭게 하는 경우가 많은데, 이 현상을 측방유동 또는 소성유동이라 한다. 이와 같이 연약지반 위에 성토, 교대, 안벽, 토류벽과 같은 구조물에 의한 소성적인 측방유동에 의한 파괴사례가 많이 보고되고 있으며, 그에 대한 대응책의 부재로 인하여 더 큰 피해를 받게 되는 경우가 많이 있다.

이러한 측방유동현상은 1963년 Peck이 중요성을 인식하면서부터 발전을 거듭하여 1973년 Tschbotarioff⁽¹⁸⁾가 Moscow Conference에서 국제적 테마로서 “점성토에 대한 측방유동압의 작용을 받는 말뚝의 측방변위문제”를 제기하면서 세인의 주목을 끌기 시작하였으며, 소화 48년 일본건설성기술연구회⁽⁹⁾ 공통부문 지정과제인 “편재하중에 의한 구조물의 수평이동에 관한 조사”에서 측방변형을 제기한 이래로 Tavenas등(1979)⁽¹⁷⁾은 현장실험 및 계측결과를 이용하여 침하량과 측방유동량과

상호관계로부터 측방유동의 발생기구에 대해 체계적으로 정리하여 발표하였으며, Jaky, Frohlich, Das등(1964)^(10,11)은 측방유동은 한계하중의 상태로 부터 발생한다고 발표하였으며, De Beer & Wayllays(1972)⁽¹²⁾, Marche & Chapuis(1974)⁽¹⁴⁾, Poulos(1973)⁽¹⁶⁾, Oteo(1977)⁽¹⁵⁾ 등은 측방유동을 받는 말뚝기초의 제반 거동에 대하여 발표하였으며, 우리나라에서도 80년대부터 洪(1982)⁽²⁾ 등 몇몇 학자들이 측방유동에 관한 문제해석에 관심을 갖고 연구해 오고 있다.

따라서 본 연구에서는 측방유동에 관한 Mechanism의 기존 이론과 모형실험을 통한 이 현상의 차이를 분석하기 위하여 모형토조를 제작하여 토조안에 함수비가 다른 7종류의 재성형점토지반을 거치하고 편재하중을 가하여 지반의 변형거동을 관측하여 분석해 봄으로써 측방유동에 대한 원인규명과 한계하중, 극한지지력 및 측방유동압의 산정에 대한 기준을 마련하여 연약지반상의 구조물의 피해를 절감코자 하는데 목적이 있다.

측방유동의 기초이론

측방유동의 발생기구

Fig. 1에서와 같이 연약한 지반위에 편재하중이 작용하면 재하면 하부지반은 탄성적 거동에 의한 침하가 발생하고, 하중이 증가하여 어느 점에 이르게 되면 소성평형의 상

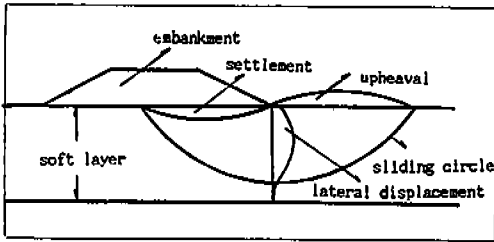


Fig. 1 The pattern of lateral flow and failure of soft soils by embankment

태로 이전되면서 소성영역이 확대되고 강도의 저하와 간극수의 소산으로 인하여 지반의 저항력이 토압과 측방유동압의 작용력에 비하여 상대적으로 작기 때문에 지반은 진행성과파괴의 형태를 나타내고 토립자의 자립이 어려워져서 횡방향으로의 소성적인 유동이 발생한다. 이때부터 지반은 침하량에 비하여 측방변위 및 지표면 융기량의 비율이 증대하고 하중의 증가와 시간이 경과에 따라 극단의 소성평형인 극부전단파괴의 양상을 나타내면서 활동파괴를 유발하게 된다.

Tavenas등(1979)⁽¹⁷⁾은 지반의 변형거동 과정을 Fig.2와 같이 재하시점부터 한계하중까지의 실질배수거동(OA)과 그 이후부터 극한하중까지의 실질비배수거동(AB) 및 장기배수거동(BC)의 3단계 순서를 거치는 것으로 설명하고, OA의 구간은 (K_0)이 상태로 침하만이 인식되어지며, 하중 재하로 인한 점토 지반의 변형거동은 실질적으로 비배수이고, 대부분의 측방유동은 AB구간에서 발생된다고 제안하였으며, Jaky, Frohlich, Das등^(10,11)은 하중의 작용으로 탄성평형의 상태에서 측방유동이 발생하는 소성평형의 상태로 이전되는 시점을 한계하중이라 하고, 그 이후부터 극한하중 사이에서는 측방변위량이 침하량에 비하여 급증하는 경향을 나타낸다고 제안하

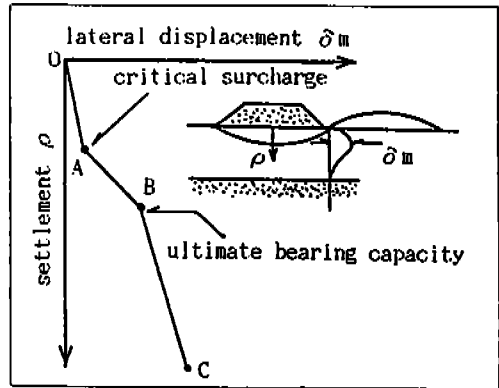


Fig. 2 The pattern of lateral soil movements by Tavenas (1979)

였다.

또 재하면 단부근에서는 비배수강도(C_u)가 작기 때문에 측방유동이 발생하기 쉽지만 깊이가 증대할수록 비배수강도의 증가에 의해서 측방유동량이 감소하고, 표층에 경질지반이 존재하면 마찰저항에 의한 구속으로 유동량은 경계면 부근에서 큰 값을 갖는 삼각형상의 측방유동압의 분포를 나타낸다고 하였다.

한계하중 및 극한지지력을 결정하는 방법에는 지반의 탄성평형과 소성평형의 상태에서 하중과 전단저항과의 관계로부터 이론식과 실험에 의한 결정방법등을 이용할 수 있으며, Fig. 11 및 Fig. 12에 제시한 방법을 이용할 수 있다고 하였다.^(4,8,10)

지반변위량의 검토

지반변위량은 탄성침하량, 압밀침하량 및 2차압밀침하량으로 구성되는 연직침하량과 측방변위량 그리고 표면융기량을 들 수 있다.

Boussinesq(1984)⁽¹¹⁾는 지반을 탄성체로 생각하고(변형계수 E_s , 포아송 비 μ_s) 연직등분포하중(q)을 받고 있을 때의 탄성침하량을

다음과 같이 제안하였다.

$$S = qB(1 - \mu_s^2)I_s/E_s \quad (1)$$

여기서, I_s 는 침하영향계수이다.

Janbu등(1984)⁽¹¹⁾은 포화점성토($\mu_s=0.5$)위의 기초의 탄성침하량으로 다음 식을 제안하였다.

$$S_e = A_1 A_2 \cdot qB/E_s \quad (2)$$

여기서, A_1 은 토층두께와 기초깊이의 함수이며, A_2 는 근입깊이의 함수이다.

또 압밀침하량은 Terzaghi(1984)⁽¹¹⁾의 압밀이론을 근간으로 한 다음 식으로 계산한다.

$$S_c = m_v \cdot \Delta P \cdot H \quad (3)$$

여기서, m_v 는 체적압축계수, ΔP 는 하중의 증가값, H 는 압밀층두께이다.

Skempton등(1984)⁽¹¹⁾은 간극수압의 영향을 고려한 압밀침하량의 산정방법을 제안하였으며, 이것은 실험결과와도 좋은 유사성을 인정받았다.

2차압밀침하는 압밀곡선에서 1차압밀침하가 끝난 다음에 생기는 직선의 기울기인 2차압밀계수(C_a)를 이용하여 다음 식에서 계산된다.

$$S_s = [C_a / (1 + e_p)] \cdot H \cdot \log(t_2/t_1) \quad (4)$$

여기서, e_p 는 일차압밀 종료시의 간극비, H 는 연약층의 두께, t_1 과 t_2 는 1차압밀완료시의 시간과 2차압밀을 구하려는 시간이다.

또한 D'Appolonia(1979)⁽⁶⁾와 Lee(1969)⁽¹³⁾ 및 JHI(1989)⁽⁶⁾는 측방변위량(DI)의 산정식으로 다음과 같이 제안하였다.

$$DI = (2\alpha \cdot S_v \cdot A) / (L \cdot H) \quad (5)$$

$$DI = (2/3) \cdot H_s \cdot (\delta S_v / \delta X) \quad (6)$$

$$DI = H_u = C_2 \cdot S_v \quad (7)$$

여기서, α 는 형상계수, S_v 는 연직침하량, L 은 재하판의 둘레길이, A 는 재하면적, H 는 연약층의 두께, H_s 는 상부 모래층의 두께, $\delta S_v / \delta X$ 는 침하횡단구배, H_u 는 융기량, C_2 는 영향계수(0.125)이다.

日本道路協會의 지침에서 일반국도 및 고속도로의 성토공사시에 지반의 측방변위량 및 융기량은 침하량의 10~15% 정도에서 결정된다고 제안하였다.

측방유동압의 분포

Tschebotatoff(1973)^(9,18)는 측방유동압의 분포를 연약층의 중앙에 최대값을 갖는 2등변 삼각형의 형태로 규정하고 최대측방유동압을 다음과 같이 제안하였다.

$$P_{max} = \alpha \cdot \gamma H \cdot B \quad (8)$$

여기서, α 는 유동압계수(0.4), γH 는 재하중, B 는 유동방향의 폭이다.

지반의 실측변위가 있을 때는 실측값으로부터 추정하거나, 실측치가 없을 경우는 다음 식을 이용하여 계산한다.⁽¹⁴⁾

$$P_{(z)} = k \cdot B \cdot DI \quad (9)$$

여기서, k 는 지반반력계수이고, DI 는 측방변위량이다.

말뚝간격을 고려한 점토지반의 측방유동압을 계산하는 방법으로 Matsui와 Ito^(7,8)는 다음 식을 이용할 수 있다고 제안하였으며, 그 최대값으로 $1.6P_{(z)}$ 을 추천하였다.

$$P(x) = C \left[D_1 \left(3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma Z (D_1 - D_2) \quad (10)$$

또, 홍(1982)⁽²⁾은 말뚝주변지반의 소성형태를 고려한 점토지반의 측방유동압을 다음과 같이 제시하였다.

$$P(x) = CD_1 \left(3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) + \gamma Z (D_1 - D_2) \quad (11)$$

여기서, C는 점착력, D₁은 말뚝의 중심간격, D₂는 말뚝의 순간격, γZ는 수직응력이다.

Fig. 3과 Fig.4는 Tschebotarioff와 실측변위에 의한 측방유동압의 깊이방향의 분포를 보이는 모식도이며, Fig.5는 말뚝주변지반의 소성상태를 보이는 모식도이다.

모형실험

모형실험장치의 제작 및 실험방법

모형실험용 토조는 폭 50cm, 높이 40cm, 길이 15cm의 크기로 제작하였으며, 재하를 전면에 관측용의 격자를 그린 acryl판을 부착하고, 모형실험 계측의 오차를 줄이고 실제 지반

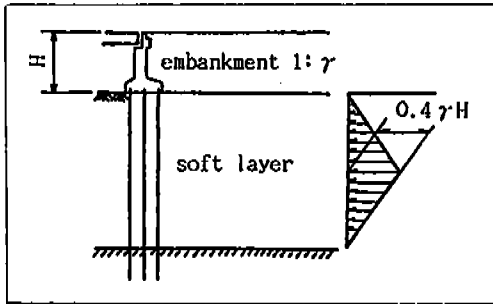


Fig. 3 The lateral pressure distribution by Tschebotarioff (1973)

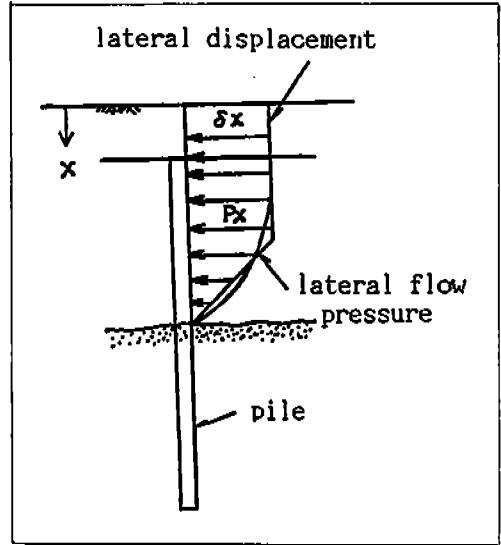


Fig. 4 The lateral pressure distribution from the measured displacement

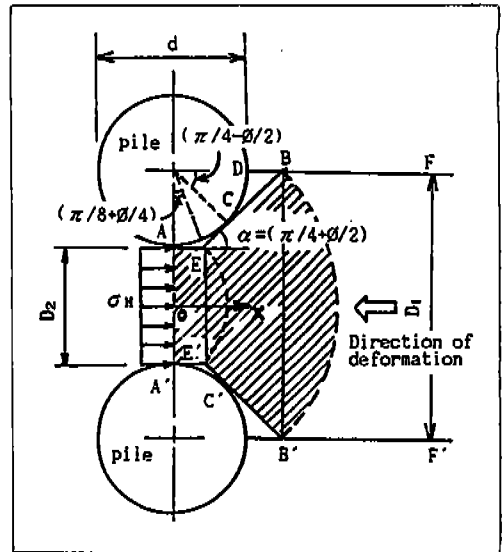


Fig. 5 The decision of plastic condition of soils around piles

조건과 비슷한 소성평형상태의 재현과 변형 거동의 실측에서 토조측면의 마찰을 줄이기 위하여 기름을 바르고 vinyl sheet를 부착하

였으며, rubber packing을 이용하여 비배수상태를 유지하였다. 또한 측면, 배면 및 저면은 2cm두께의 강판을 부착하여 강성을 유지토록 하였으며, 재하틀은 벽면의 변형을 방지하기 위하여 보강재를 설치하여 지지하였으며, 토조하부에 2cm 높이의 투수공간을 설치하였다. 또 재하판의 크기는 폭 25cm, 길이 15cm, 두께 2cm의 강판을 이용하였다.

실험은 함수비가 다른 7종류의 점토지반을 조성하여 시료의 전면에 2cm간격의 격자망을 그려 관측창의 격자망과 일치시킨 후 일정한 시간간격으로 0.05kg/cm²씩 편재하중을 증가시켜 그때마다 지반의 침하와 측방변위 및 융기량의 분포와 활동과괴의 거동을 관측하였다. 그리고 Fig.6은 모형실험장치의 정면도를 나타낸 것이다.

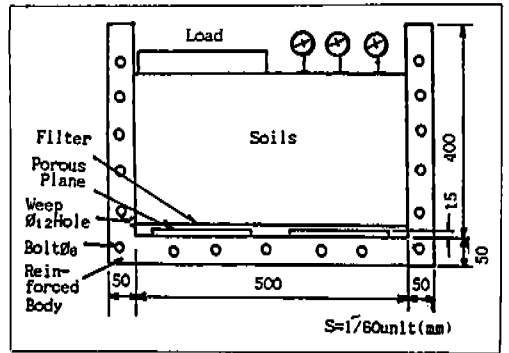


Fig. 6 The front view of the model test apparatus

(CL)로 분류되었다.

Table.1은 사용시료의 물리적 및 역학적 성질을 나타낸 것이며, Fig.7은 일축압축시험 결과를 나타낸 것이다.

결과분석 및 고찰

사용 시료

모형실험에 사용된 시료는 전남 보성군 득량만 지역에 퇴적된 해성점토를 지표면 아래 2~3m깊이에서 채취하였으며, 채취된 시료는 2mm 이상의 자갈 및 세편은 체로 쳐서 제거하였으며, Ip=14.65, Pr=0.685(소성비), Ac=1.340(활성도)의 활성이 큰 저소성점토

한계하중 및 극한지지력

Jaky, Frohlich, Das등(1964)^(10,11)은 지반상에 작용하는 하중의 증가에 따라 재하면 하부의 지반은 이등변 삼각형과 같은 흠뻐기가 압축되면서 점차 소성의 상태로 이전되어 가게 된다고 하였다. 이때의 하중을 한계하중이라

Table 1 The Physical Properties of Model Soils

soil name	W (%)	γ (g/cm ³)	e	Sr (%)	I_L	C_c	I_c	E_s (kg/cm ²)	K_v (kg/cm ²)	C_u (kg/cm ²)	q_u /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	0.270	1.94	USCS=CL
S2	28.81	1.775	0.963	80.93	0.506	0.101	0.494	1.901	0.412	0.100	0.200	1.12	GS=2.705
S3	32.13	1.745	1.048	82.93	0.732	0.156	0.268	0.649	0.141	0.040	0.080	1.40	WL=36.05
S4	33.97	1.723	1.103	83.31	0.858	0.252	0.142	0.375	0.081	0.023	0.046	0.99	WP=21.40
S5	34.63	1.716	1.122	83.49	0.903	0.259	0.097	0.255	0.056	0.016	0.032	3.74	IP=14.65
S6	34.92	1.692	1.157	81.64	0.923	0.362	0.077	0.151	0.033	0.010	0.020	2.98	
S7	36.85	1.653	1.239	80.45	1.055	0.545	-0.055	0.071	0.015	0.005	0.010	2.47	

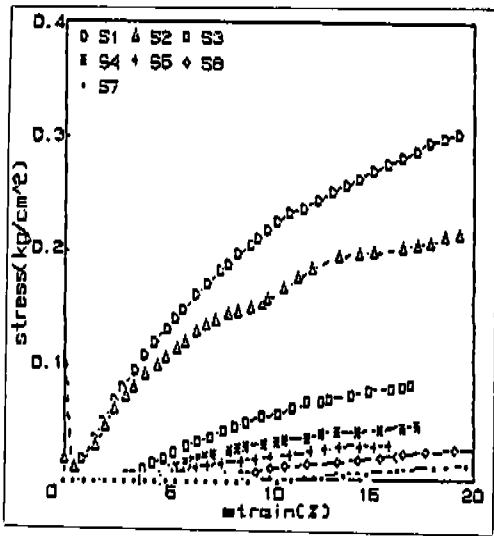


Fig. 7 The curve of stress & strain of soils(q_u test)

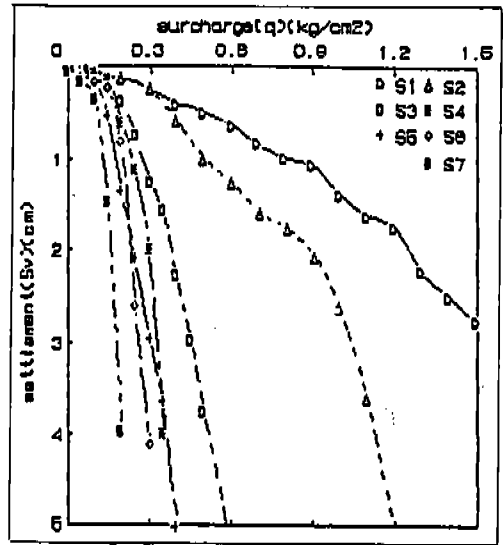


Fig. 8 the relations of surcharge and settlement

하며, 한계하중은 파괴면의 점착저항과 재하면의 접지압의 평형조건에서 구하거나, 재하판 단부에서의 모멘트의 평형조건에서 산정한다고 하였으며 또 하중-변위량의 증가가 직선으로부터 포물선으로 이전되는 시점인 탄성평형의 상태에서 소성영역의 확대에 의한 측방유동이 발생되기 시작하는 경계면의 하중을 1차파괴하중이라는 이름으로 한계하중을 정의하였다.

Fig. 8~10는 모형실험 결과에서 구한 하중-침하량, 측방변위량, 용기량의 관계를 나타낸 것으로 초기의 직선부분에서 곡선부분으로 변하는 점을 한계하중으로 하였으며, 소성의 곡선부분에서 무한직선으로 다시 이전되는 시점의 하중을 극한지지력으로 결정하고 3가지 값을 평균한 값을 채택하였다.

실험결과에 의하면 한계하중을 경계로 하여 재하면 하부의 토립자의 변위가 연직방향에서 수평방향으로 이전되어지고 있음을 보이며, 변형은 주동의 흩쇄기에 국한하여 발생되고,

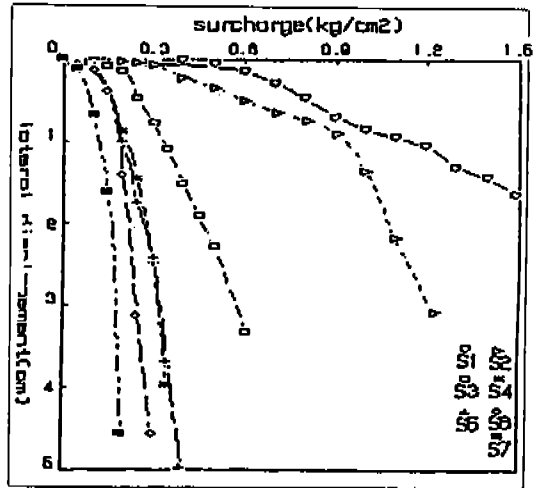


Fig. 9 The curve of surcharges and lateral deflections

흩쇄기의 파괴면은 수평면과 $(45^\circ + \phi/2)$ 가 됨을 확인하고 Meyerhof(1984)이론의 당위성을 확인하였다. 한계하중은 기존의 이론제한식이나 실험에 의한 실측방법인 하중-변위량의 관계로부터 구할 수 있으며 시간-변위량의 관계를 고려해도 좋다.

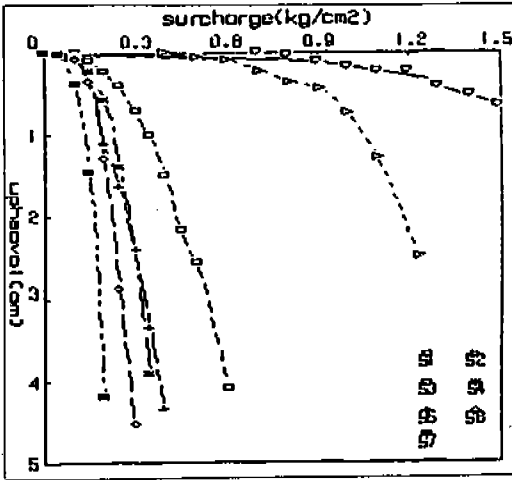


Fig. 10 The curve of surcharge and upheavals

Fig. 11은 실험에 의한 한계하중을 기존의 이론제안식으로 구한 값과 비교해 본 것으로 실험값은 Jaky(1964)⁽¹⁰⁾의 제안식과 JHI(Japanese Highway Institute)(1989)^(5,10) 제안값의 중간 정도를 나타내고 있으며, 특히 Jaky의

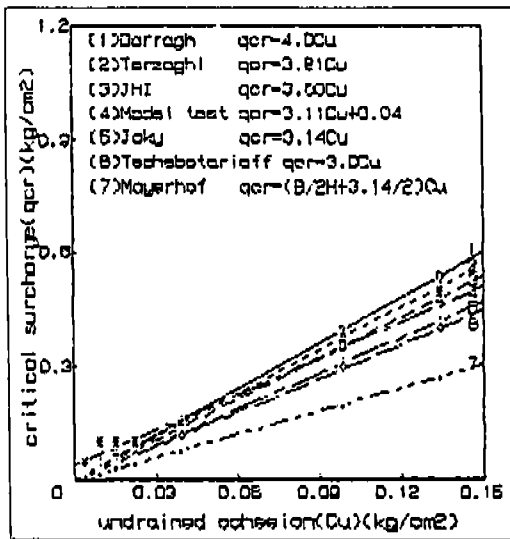


Fig. 11 The relations of undrained cohesion & critical surcharge

제안식을 이용하면 합리적인 것으로 사료된다 또한 Jaky, Frohlich, Terzaghi, Prandtl, Meyerhof등(1984)^(10,11)은 한계하중을 초과하여 계속해서 하중을 증가시키면 지반중에는 소성영역이 확대되어 측방변위량 및 용기량이 극단에 이르게 되며, 지반 심부에 원형활동 파괴면이 지표면까지 도달하려는 경향을 나타내는 소성평형과괴상태에 이를 때의 하중을 극한지지력으로 정의하였으며, 극한지지력은 재하중과 원형활동면의 전단저항의 평형조건 및 재하판 단부의 모멘트 평형조건에 의해 구하거나, 실험에 의한 하중-변위량의 곡선으로부터 구할 수 있다고 하였다.

Fig. 12는 실험에서 결정한 극한지지력을 기존 제안식에 의한 값과 비교해 보았으며, 실험값이 제안식의 최대값인 Meyerhof의 값보다 약간 크게 나타났으나 상호 유사성을 나타내고 있어 Meyerhof제안식의 합리성이 확인되었다.

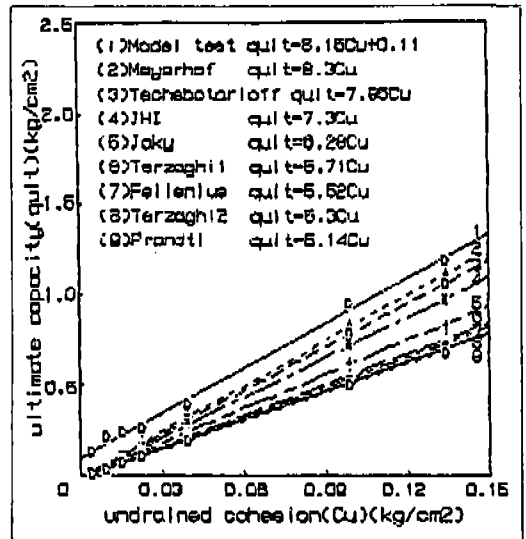


Fig. 12 The relations of undrained cohesion & ultimate bearing capacity

또한 Fig. 13는 극한지지력을 침하량 2.5m, 측방변위량 및 용기량 1.0cm의 허용변위량을 나타낼 때의 하중값과 상호 비교해 본 것으로 극한지지력은 허용변위량 부근에서 결정되는 것을 확인하였으며, 허용변위량의 기준 또한 타당함을 확인하였다. 또한 한계하중은 극한 지지력의 38%수준에서 결정되었으며, 이 값은 Meyerhof, JHI, Jaky의 제안값과 유사한 현상을 나타내고 있다.

변위량의 상호 관계

Fig. 14~16은 극한지지력 상태에서의 침하량, 측방변위량, 용기량의 분포를 도시한 것이다. 침하량은 한계하중하에서는 재하면 우단 자유면 부근에서 편기하여 발생하는 경향을 갖지만 소성영역의 확대에 따라 극한 지지력하에서는 좌측경계면 부근에서 침하의 집중현상을 보이고 있다. 측방변위량은 한계 하중과 극한지지력 모두 다 전단강도가 작

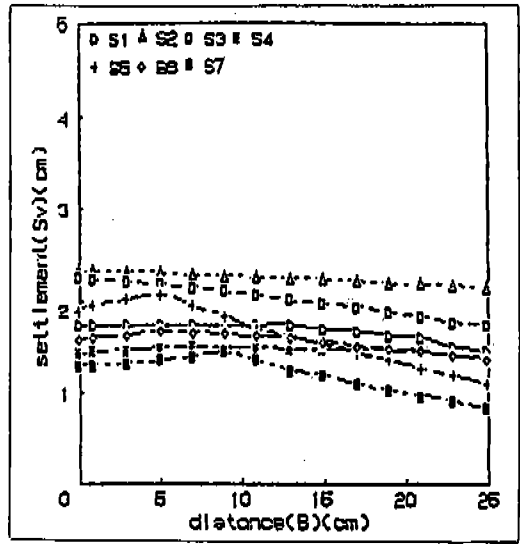


Fig. 14 The profile of settlements by Q_{ULT}

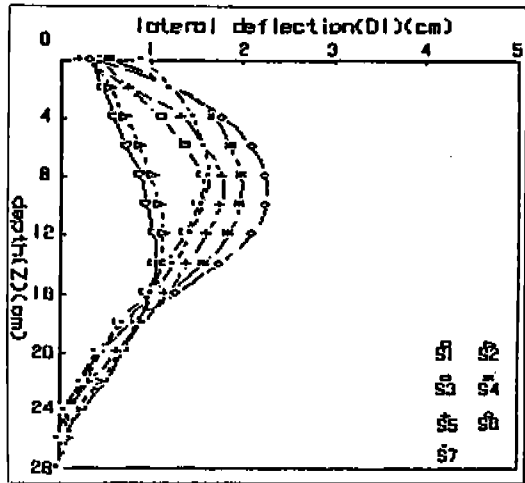


Fig. 15 The profile of lateral deflections by Q_{ULT}

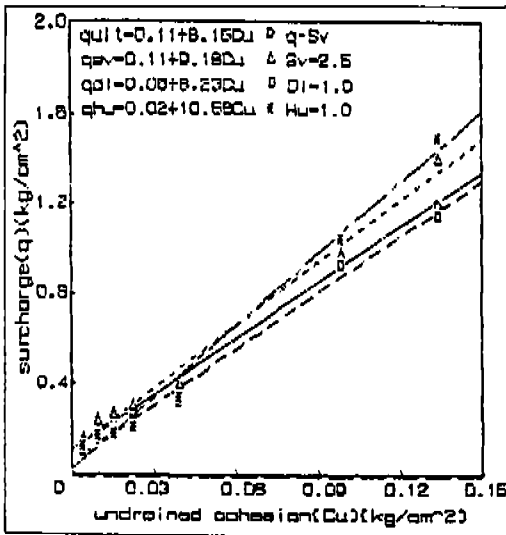


Fig. 13 The relations of surcharge with allowable deflection & Q_{ULT}

을수록 지표부근에서, 전단강도가 클수록 지표하 깊은 곳에서 최대변위현상이 집중하는 것으로 나타났으며, 지표면용기량은 전단강도가 작을수록 재하판 부근에서 편기하는 경향을 나타내고, 전단강도가 클수록 재하판에서 멀리 떨어진 장소에서 집중하여 발생

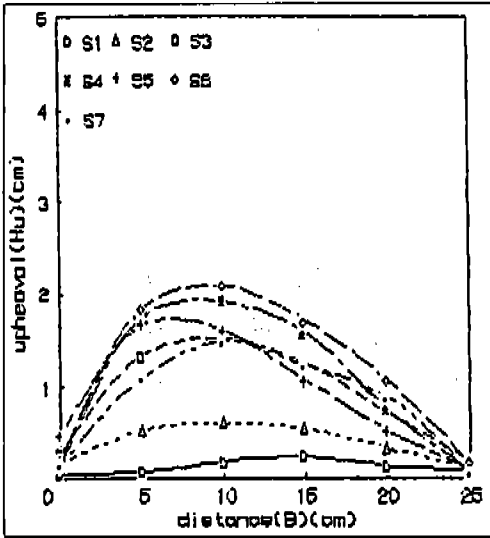


Fig. 16 The profile of upheaval by q_{ult}

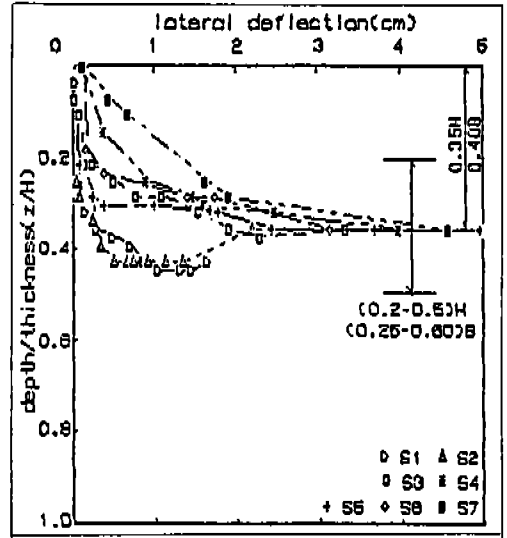


Fig. 17 The relations of maximum lateral deflection & happened depth

하는 경향을 보였다. 또 한계하중하에서는 전단강도가 클수록 큰 변위를 나타냈지만, 극한지저력하에서는 전단강도가 작은 지반에서 큰 변위를 보였다.

Fig. 17은 매하중 단계마다의 최대측방변위량의 발생깊이를 지반의 깊이에 따라 연결한 변위발생경로를 나타낸 것으로 전단강도가 클수록 변위량은 하향하는 경향이 뚜렷하게 나타나고, 계속적인 하중의 증가로 모든 지반에서 최대변위량이 토층두께(H)의 0.35H의 위치에 집중하는 경향을 보이고 있다.

이와 같은 현상은 재하초기부터 한계하중 상태까지 지반의 탄성적인 거동에 따라 재하하면 아래에는 응력의 감소에 따라 침하가 발생하게 되지만, 하중이 한계하중을 지나면 서부터 좌측경계면 하부지반에서부터 간극수압의 배출에 의한 소성유동이 시작되면서 토립자의 측방변위가 발생되고 결국에는 소성영역의 확대에 따라 지반의 활동파괴를 나타내며, 함수량이 크고 간극비가 큰 연약

지반에서는 지반의 전단강도가 작고 간극수압의 배출속도가 빠르기 때문에 측방유동의 거동이 지표면 부근으로부터 크게 발생되지만, 함수량이 적고 간극비가 작은 전단강도가 큰 지반에서는 토립자의 저항을 받아 간극수압의 배출이 적고, 배출속도가 느리기 때문에 측방변형은 지하 심처에서 발생하고, 용기량 또한 재하면으로부터 먼 거리에서 발생하는 것에 기인한 것으로 사료된다.

Fig. 18은 극한지저력하에서의 전단저항의 증가에 대한 최대변위량을 실험값과 기존제안식에 의하여 계산한 값과 비교하여 본 것으로, 침하량은 실험값과 이론값이 서로 유사함을 나타냈으나, $Cu < 0.04 \text{ kg/cm}^2$ 에서는 제안값이 훨씬 더 크게 나타났으며, 측방변위량과 용기량은 이론값이 더 작게 나타났다.

여기서, 이론변위량을 계산할 경우에 흙의 변형계수 E_s 값을 결정하기 위하여 일축압축 시험에 의한 응력-변형률곡선 상에서 $q_u/2$ 의 응력점에 대한 곡선의 경사구배로서 구하고,

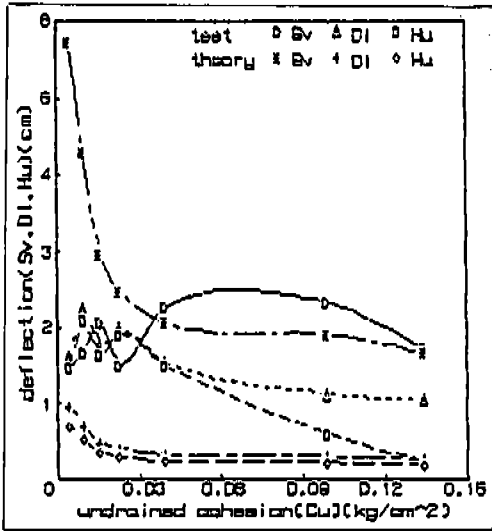


Fig. 18 The comparison between tested & theoretic deflection by q_{UT}

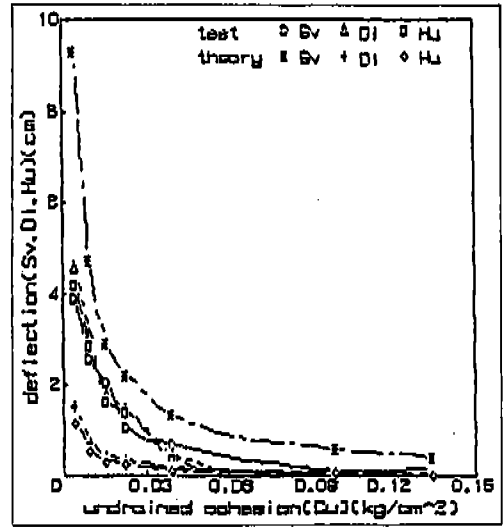


Fig. 19 The comparison between tested & theoretic deflection by $q=0.25$

연약한 점토지반에서 일반적으로 사용되는 $E_s=15C_u$ 와 $E_s=20C_u$ 의 산정식을 이용하여 계산한 값을 3가지 평균하여 최종적인 E_s 로 결정하였다(1990)^(1,11). 또한 지반의 poisson's ratio의 값은 연약지반의 경우의 일반값 $\mu_s=0.5$ 를 이용하였다. 그리고 이론식에 의한 탄성침하량의 계산은 Janbu의 제안식과 Boussinesq의 탄성이론식으로 계산하여 평균값을 채택하였다(1984)^(9,10,11). 지중응력의 산정에서는 Boussinesq가 제안한 분포하중에 의한 식과 2:1분포법으로 계산하여 평균값으로 결정한 후에 Terzaghi의 일차압밀 이론식에 의하여 압밀침하를 계산했다. 단 재하시간이 24시간 이하이고, 지반조건을 고려하여 2차압밀침하는 무시하기로 하였다. 그리고 이론측방변위량의 계산은 D'Appolonia(1979)⁽⁶⁾의 제안식을 이용하였으며, 이론응기량의 계산은 JHI(1989)⁽⁶⁾의 제안식인 (7)식을 이용하였다.

Fig. 19는 0.25kg/cm²의 동일한 하중이 제

하되었을 경우의 최대변위량을 실험값과 제안식에서 결정한 값을 서로 비교하여 도시한 것으로, 침하량은 제안식에 의한 값이 더 크게 나타났으며, 측방변위량 및 응기량은 $C_u < 0.04$ kg/cm²에서는 제안식에 의한 값이 크게 나타나고, 그 이상에서는 서로 유사성을 보였다.

이와 같이 최대변위량의 실험값과 제안식 값은 특히 침하량에서 제안식에 의한 값이 크게 나타나고 있으며, 지반의 전단강도 $C_u < 0.04$ kg/cm²에서는 아주 큰 차이를 나타내고 있어 제안식의 이용시에는 초연약지반에서는 충분한 검토를 거친 후에 사용되어야 하리라 생각된다.

Fig. 20은 극한지지력 및 0.25kg/cm²의 동일하중이 재하되었을 경우의 측방변위량과 침하량, 응기량과 침하량의 비율을 도시한 것으로써 전단강도의 증가에 대하여 침하량에 대한 측방변위량과 응기량의 비율이 감소하는 경향을 보이고 있으며, 특히 $C_u < 0.04$ kg/cm²에

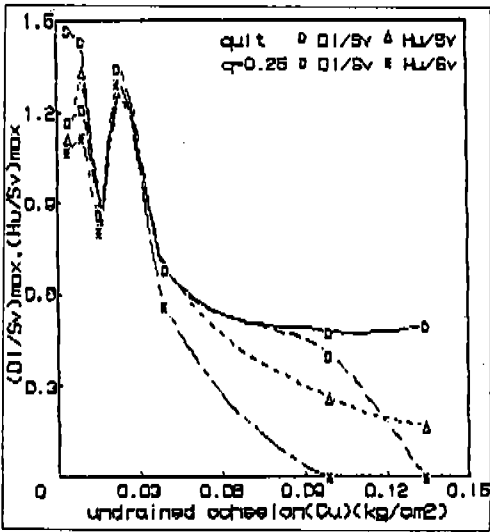


Fig. 20 The relations undrained cohesion & ratios of each displacement

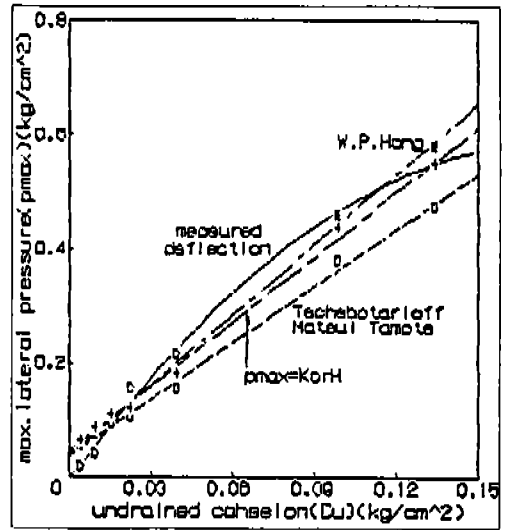


Fig. 21 The relations of undrained cohesion & maximum lateral flow pressure

서는 측방변위량과 용기량의 증가경향이 뚜렷하였으며, 그 이상에서는 완만한 감소현상을 보여 측방유동현상은 전단저항이 작은 지반에서 현저함을 보여주고 있다.

측방유동압의 검토

Fig. 21은 실측변위를 이용한 최대측방유동압과 기존제안식을 이용한 최대측방유동압을 비교하여 도시한 것으로, 변위법은 전단저항의 증가에 따라 2차포물선적인 증가를 나타내고 있으나, 제안식은 직선적인 증가를 나타내고 있으며, 제안식에 의한 방법이 실측변위법보다 작게 나타났으나, $Cu > 0.15 \text{ kg/cm}^2$ 에서는 오히려 크게 나타나고 있다. 제안식 중에서는 홍²⁾의 방법이 실측법과 가장 유사성을 보이고 있으며, 유동압계수를 정지토압계수로 할 경우에 있어서도 비슷한 경향을 보이며, 변위법과 Tschebotarioff(1973)⁽¹⁹⁸⁾방법의 평균값에 해당하는 것으로 나타나고 있어

말뚝을 설치하지 않았거나 계측결과가 없을 경우에 적용될 수 있으리라 사료된다.

Fig. 22는 측방유동압의 깊이에 따른 분포형을 도시한 것으로, 실측변위에 의한 방법과 Tschebotarioff의 간편법을 비교한 결과, 변위법은 변위를 깊이에 따라서 모두 알고 있어야만 가능하고, 간편법은 최대측방변위가 발생하는 깊이의 아래에서는 변위법에 유사한 결과를 나타내고 있으나 윗부분에서는 상당히 작게 나타나고 있다. 필자는 측방유동이 발생하기 시작하는 한계하중에서 극한지력력의 상태까지의 35가지 하중 재하시에 있어서 지표면의 측방변위량과 최대측방변위량의 비율을 계산한 결과 지표면의 측방변위량은 최대측방변위량의 1/3에 해당하는 것으로 나타났다. 그러므로 지표면의 측방유동압을 최대측방유동압의 1/3을 적용하고, 최대측방유동압과 연약층 하부를 상호연결한 4변형분포를 산정하여 비교한 바, 실측법과 아주 유사성을

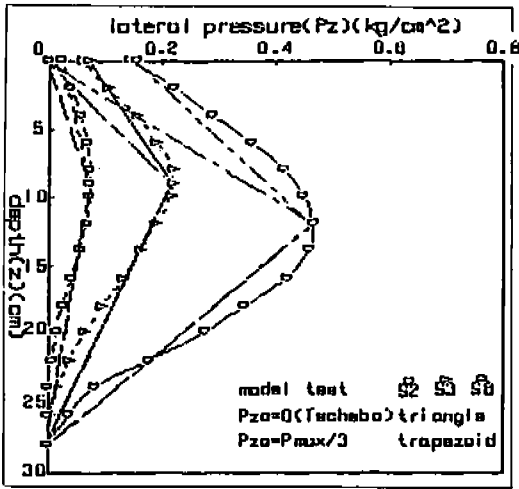


Fig. 22 The distribution shape of lateral flow pressures in soils

보였다. 이 4변형방법은 측방변위를 알 수 없을 경우에 간단히 전체 측방유동압의 분포를 알고자 할때 적용할 수 있으리라고 사료된다.

결론

연약한 점토지반(CL)위에 편재하중이 작용한 경우의 측방유동에 대한 제반 거동을 모형실험을 통하여 분석하고 기존의 제안된 이론해석에 의한 값과 서로 비교하여 검토한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 모형실험에서 구한 한계하중은 Jaky의 제안식 $q_{cr}=3.14C_u$ 에 근접하는 경향을 갖는다.
2. 모형실험에서 구한 극한지지력은 Meyerhof의 제안식 $q_{ult}=8.3C_u$ 에 근접하는 경향을 가지며, 극한지지력은 허용변위량 부근에서 결정된다.
3. 최대침하량은 재하면 좌측 경계면 부근에 집중하여 발생되며, 전단강도가 클수록 최대

측방변위량은 재하면 우측단부 아래 깊은 곳에서 발생되고, 최대용기량은 자유면 우측으로 편기하는 경향을 갖는다.

4. 극한지지력 상태에서의 최대측방변위량은 토층두께(H)의 0.35H의 부근에서 집중하여 발생하는 경향을 갖는다.

5. 최대침하량은 실험값보다 이론값이 큰 경향을 나타냈으며, 최대측방변위량과 용기량은 실험값이 큰 경향을 나타냈으며, 이론제안식의 적용시에는 충분한 검토를 거친후 사용되어야 한다.

6. 최대측방유동압은 전단저항의 증가에 대해 실측변위법은 2차포물선형의 증가를 보인 반면 이론제안식은 직선적인 증가경향을 보였으며, 실측변위가 없을 경우 洪의 제안식이나 Tschebotarioff의 간편식의 유동압계수 $\mu=0.4$ 를 $\mu=K_0$ 로 변경하여 사용할 수 있을 것으로 생각된다.

7. Tschebotarioff가 제안한 이동변삼각형의 측방유동압분포는 실측값보다 상부지반에서 작게 나타났다. 그러므로 최대측방유동압을 토층두께(H)의 0.35H에 작용시키고, 지표면에 최대측방유동압의 1/3을 작용시킨 사변형 분포를 실측법과 유사한 간이식 방법으로 제안한다.

감사의 글

이 논문은 1991학년도 조선대학교 학술연구비에 의하여 연구되었으며, 본 연구 기간 동안 지도해 주신 중앙대학교 홍원표 교수님께 진심으로 감사드립니다.

참고문헌

- (1) 製鐵엔지니어링(株), 1990, “軟弱地盤上 壁鋼管式 岸壁 設計法”, 製鐵엔지니어링株式會社, pp.113-124
- (2) 洪元杓, 1982, “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, pp.45-52
- (3) 日本建設省 土木研究所, 1975, “偏載荷重による 構造物の 水平移動に 關する 調査”, 東京
- (4) 日本土質工學會, 1986, “粘土の 不思議”, 日本土質工學會, pp.81-117
- (5) 日本土質工學會, 1979, “土と 基礎の 沈下と 變形の 實態と 豫測”, 日本土質工學會, pp.3-58
- (6) 日本土質工學會, 1989, “接近施工”, 日本土質工學會, pp.274-322
- (7) 日本土質工學會 中國支部, 1991, “側方流動を 受ける 杭”, 土質工學會 中國支部, pp.1-25
- (8) 日本土質工學會, 1992, “軟弱地盤の 理論と 實際”, 日本土質工學會, pp.45-175, 225-276
- (9) 軟弱地盤 HANDBOOK 編集委員會, 1981, “最新 軟弱地盤HANDBOOK”, 建設産業調査會, 東京 日本, pp.425-63
- (10) 赤井浩一, 1964, “土の 支持力と 沈下”, 山海堂, 日本 東京, pp.25-42
- (11) Das,B.M., 1984, “Principles of Foundation Engineering”, Brooks/Cole Engineering Division, Monterey California, pp.101-206
- (12) De Beer, E. & Wallays, M., 1972, “Forces induced in piles by Unsymmetrical Sur-charges on the soil around the Piles”, 5th ECSMFEE, Madrid, pp.325-332
- (13) Lee, K.L. & Shen, C.K., 1969, “Horizontal Movements related to Subsidence”, J. ASCE, Vol.95, No. SM1, pp.139-166
- (14) Marche, R. & Chapuis, R., 1974, “controle de stabilité des Remblais Parramesu des Displacements Horizontaux”, Canadian Geotechnical J, Vol.11, No.1, pp.182-201
- (15) Oteo, C.S., 1977, “Horizontal Loaded Piles. Deformation Influence”, 9th ICSMFEE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.101-106
- (16) Poulos, H.G., 1973, “Analysis of Piles in Soil undergoing Lateral Movement”, J. ASCE, Vol.99, No.SM5, pp.391-406
- (17) Tavenas, F.; Leroueil, S., Magnam, J.P., 1990, “Embankmentson Soft Clays”, Ellis Horwood, pp.147-231
- (18) Tschebotarioff, G.P., 1973, “Foundations , Retaining and Earth Structures”, McGraw-Hill Kogakusha, 2nd edition, pp.365-414

안중필

조선대학교
공과대학 토목공학과
광주직할시 서구 봉선동 984
모아APT 6동 201호
502-060
TEL : (062) 230-7086
(062) 672-9460
FAX : (062) 232-9218