

토목섬유와 모래로 처리된 초연약지반의 장비주행성에 대한 원심모형실험

Centrifuge Model Tests on Trafficability of Very Soft Ground Treated with Geotextile and Sand Mat

전 상 현¹ Jun, Sang-Hyun

이 종 호² Lee, Jong-Ho

유 남 재³ Yoo, Nam-Jac

Abstract

In this study, centrifuge model tests with 50 g gravitational condition were performed to evaluate the bearing capacity of very soft ground, improved by spreading geotextile and sand on the surface of ground, for the heavy machinery to be able to access. For undrained shear strength of ground model, prepared with the clay sampled from the field, being in the range of 3.1~11.7 kPa, bearing capacity tests were performed with the model footing and the loading system built to simulate the heavy machinery on the ground model treated with geotextile and sand. Test results were compared with theoretically and numerically evaluated ones. Test results about load-settlement curves showed that the bearing capacity increases with the increase of the undrained shear strength of ground. Punching shear or local shear failure was also observed. For a relatively low undrained shear strength of ground, settlement behavior is found to be crucial to evaluating the trafficability of machinery whereas bearing capacity becomes a dominant factor with the increase of undrained shear strength of ground. The method for assessing the bearing capacity of the ground related to trafficability of machinery is presented by acquiring the regression relationship between the contact pressure of machinery and settlements using load-settlement curves with the change of the undrained shear strength. Furthermore, results of numerical analyses about load-settlement relation are in relatively good agreement with those of centrifuge model test.

요 지

본 연구에서는 초연약지반의 장비진입을 위해 토목섬유와 모래를 포설하는 표층보강공법의 지지력 평가를 목적으로 50g 중력수준의 원심모형실험을 수행하였다. 연약지반의 비배수 전단강도를 3.1~11.7kPa로 조성하고, 토목섬유와 모래를 설치한 모형지반에 장비하중을 모사한 기초모형을 하중재하장치에 연결하여 지지력 실험을 수행하였다. 원심 모형실험결과를 이론적 제안식과 수치해석을 수행하여 비교하였다. 실험결과 지반강도의 증가에 따라 지지력이 증가하는 하중-침하 관계를 획득하였으며, 관입 또는 국부전단의 파괴경향을 관찰하였다. 작은 비배수 전단강도의 지반에서는 침하의 거동이 장비 주행성 평가의 중요한 인자인데 반하여 큰 비배수 전단강도의 지반에서는 지지력이 지배적임을 확인하였다. 비배수 전단강도에 따른 지지력과 침하량의 회귀분석식을 산정하여 장비의 주행성 확보를 위해 지지력을 평가할 수 있는 방안을 제안하였다. 수치해석 결과, 실험결과와 유사한 하중-침하 관계를 얻을 수 있었다.

Keywords : Bearing capacity, Geo-centrifuge, Geotextile, Surface treatment method, Very soft clay

1 정회원, 세경대학 토목과 전임강사 (Member, Full-time Lecturer, Dept. of Civil Engrg., Saekyung Univ., clays@saekyung.ac.kr, 교신저자)

2 정회원, 경동대학교 해양심층수학과 전임강사 (Member, Full-time Lecturer, Dept. of Deep Ocean Water, Kyungdong Univ.)

3 정회원, 강원대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Kangwon National Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 9월 30일까지 그 내용을 확회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

해성점토로 투기된 준설패립지반은 초연약지반으로 형성되며, 일반적으로 높은 함수비와 낮은 지지력, 큰 변형과 압축성을 지니는 특성을 보인다. 이러한 지반을 건설계획에 적합하도록 조성하기 위하여 소정의 강도를 갖고 압밀침하가 수렴되도록 지반을 개량하는 것이 필수적이다. 지반개량을 위해서는 개량장비의 지반 진입이 우선되어야 한다. 이와 같이 장비진입을 위해 표층지반의 강도를 개선하는 공법을 표층처리공법이라 하며, 크게 물리적 개량공법과 화학적 개량공법으로 나뉘어 여러 종류의 공법들이 사용되고 있다(한국지반공학회, 2005). 표층처리공법 중 토목섬유와 모래를 포설하여 장비의 접지압에 의한 지중응력을 감소시키고, 지지력을 개선하는 방법은 경제성과 심층처리공법과의 연계성이 우수하여 최근 가장 많이 수행되는 공법 중 하나이다.

이러한 공법의 안정성을 검토하기 위해서는 지지력에 대한 평가가 반드시 필요하게 된다. 균질한 지반에 대한 얇은기초의 지지력은 Terzaghi(1943)가 Prandtl의 소성파괴이론을 확장시켜 제안하기 시작하였으며, 이후 Meyerhof(1951, 1963)나 Vesic(1972, 1973) 등 많은 연구자들에 의해 보다 일반화된 해가 제안되었다. 본 과업과 같이 이질층으로 구성되어 있는 지층에서의 지지력을 산정하고자 하는 연구 또한 활발하게 진행되었다. Reddy & Srinivasan(1967)은 이질의 점토층을 대상으로 지지력계수를 비배수 전단강도에 곱하는 산정방법을 제안하였다. Meyerhof(1974)는 연약점토위에 모래층이 놓인 경우의 지지력에 대하여 연구하였으며, Meyerhof & Hanna(1978)는 강도가 다른 두 지층에서의 지지력에 대해 연구하였다. Hanna(1981)는 이질층에서 관입전단계수(K_v)를 산정하는 설계도표를 제안하였으며, Hanna(1982)는 연약한 지층 아래 단단한 지반이 놓여 있는 경우의 모형실험으로 지지력 산정식을 연구하였다. Michalowski & Shi(1995)는 운동학적 한계해석으로 두 층으로 구성된 지지력 산정에 대한 설계도표를 제시하였고, Okamura et al.(1998)은 원심모형실험을 통하여 하중 확산과 관입전단 매커니즘을 수정 새로운 지지력 산정식을 제안하였다.

한편, 토목섬유 포설시 지지력을 산정하는 연구는 1960년대부터 시작되어 Nieuwenhuis(1977)는 지반을 탄성체로 가정하여 보강효과를 연구하였으며, Bakker(1977)는 토목섬유의 변형을 직선으로 고려하여 지지력을 평가

하였다. Yamanouchi(1979)는 토목섬유위에 성토시 토목섬유를 판으로 가정하여 휨강성이 지반반력을 지지하는 실용식을 발표하였다. Giroud & Noiray(1981)는 토목섬유 보강을 막과 용기억제효과로 나누고, 변형형태를 포물선으로 가정한 해석법을 제안하였다. Nishibayashi(1982)는 모형실험 및 실제지반에서의 거동을 연구하였다. Salem et al.(2000)은 점토지반 위에 토목섬유로 보강된 모래지반에서 보강여부에 따른 지지력비에 대해 평가하였다. 본 연구에서는 위와 같은 기존 연구를 고찰하고, 초연약지반의 장비진입을 위한 보다 실용적인 검토를 위하여 현장과 유사한 조건의 원심모형실험과 수치해석을 수행하였다.

국내에서는 토목섬유와 모래 포설로 표층처리된 지반의 장비진입 가능성을 검토하기 위하여 일반적으로 Meyerhof(1974)가 제안한 연약점토위 모래층으로 구성된 이질층의 지지력식에 보강재의 강도를 추가한 제안식(장민호, 2004 ; 한국지반공학회, 2005)(이후 Meyerhof의 제안식으로 표기)과 Yamanouchi(1979)가 제안한 식으로 극한지지력을 분석하여 평가하게 된다.

그러나 초연약지반의 장비 진입성을 이론적인 극한지지력 산정만으로 평가하는 것은 입력정수 결정의 어려움 이외에도 허용지지력 이내에서 큰 지반변형이 발생할 수 있다는 점에서 충분하지 못하다. 따라서 표층처리공법 적용 지반의 거동분석을 이론식 이외에 실험적으로 규명하여 장비진입 가능성을 평가하는 것이 필요하다.

그러므로 본 연구에서는 초연약지반의 표층개량을 위해 토목섬유위에 모래층(sand mat)을 포설하는 공법의 적용시 장비진입 가능성을 평가하는 목적으로 지지력 실험을 수행하였다. 지지력 실험에는 모형 실험으로 구현하기 어려운 현장의 응력 조건을 실내에서 재현할 수 있는 원심모형실험기(geo-centrifuge)를 이용하였다. 또한, 현재 사용되고 있는 실용식과 비교하고, 실험과 동일한 조건의 유한요소 수치해석을 수행하여 결과를 평가하였다.

2. 대상재료 특성

2.1 점토시료 물리 역학적 특성

본 연구에 사용한 점토시료는 인천신항 00공사 예정지에서 채취한 교란시료이며, 폐조개 등의 불순물이 혼합되어 있다. 점토시료의 물리 역학적 특성 실험에서 혼

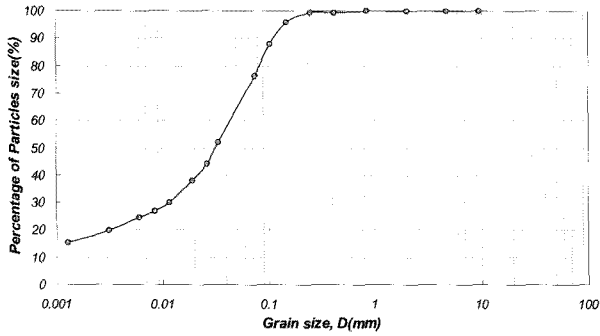


그림 1. 점토시료의 입경가적곡선

표 1. 점토시료의 물리·역학적 특성

특 성	결 과	특 성	결 과
비 중	2.70	액성한계	29.0%
소성한계	16.5%	소성지수	12.5
통일분류	CL	압축지수	0.41
점착력(c_{cu})	0	내부마찰각(ϕ_{cu})	20.2°

함되어 있는 불순물을 제거하기 위하여 No.10체로 체가름을 실시하였다. 현장에서 채취한 시료의 함수비는 60.7%로 나타났다.

해성점토에 대해 물리적 특성을 분석하기 위해 기본물성실험을 수행하였다. 시료의 비중은 2.70, 액성한계는 29.0%, 소성한계는 16.5%, 소성지수 12.5로 나타났다. 입도분석 결과, 그림 1과 같은 입경가적곡선을 획득하였다. 기본물성실험결과, 시료는 통일분류상 CL로 분류되었다. 또한, 압밀시험과 압밀비배수 삼축압축시험을 실시하였다. 그 결과, 압축지수는 0.41로 분석되었으며, 점착력(c_{cu})은 나타나지 않고 내부마찰각(ϕ_{cu})은 20.2°로 분석되었다. 표 1에 시료의 물리·역학적 특성을 정리하였다.

2.2 모형지반의 강도분석을 위한 함수비-비배수 전단강도 관계분석

본 연구에서 원심모형실험을 위하여 조성된 점토지반의 강도 파악은 매우 중요하다. 그러나 조성된 지반의 강도를 직접적으로 측정하기 위해 베인시험이나 콘관입시험을 실시하는 것은 모형지반에 파괴를 가져오므로 적용이 어렵다. 그러므로 간접적으로 점토의 강도특성 평가를 위해 지반의 물리적 특성과 비배수 전단강도와의 관계를 분석하였다. Terzaghi et al.(1996), Leroueil et al.(1983), Elder(1985) 등은 액성지수와 비배수 전단강도가 높은 상관관계를 갖는 것으로 제안하였다. 그러므로 본 연구는 다양한 함수비 조건에서 베인실험을 수

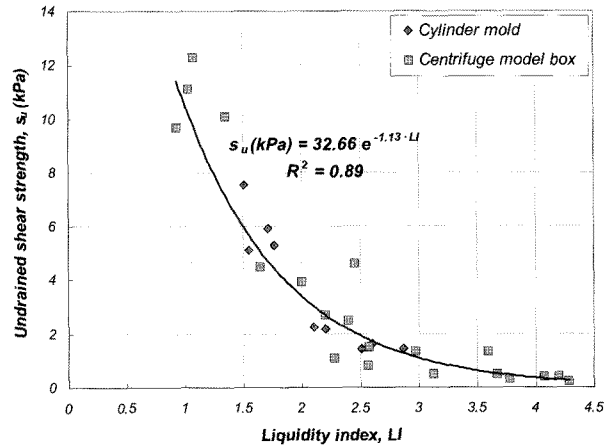


그림 2. 점토의 액성지수에 따른 비배수 전단강도

행하여 액성지수에 따른 비배수 전단강도를 분석하였다.

베인실험을 위해 함수비는 다음 두 가지 조건에서 조성하였으며, 베인실험 결과를 액성지수와 비배수 전단강도의 관계로 그림 2에 나타내었다. 첫 번째는 교란된 시료를 원통형 몰드에 넣고 하중을 가하여 임의의 함수비 조건으로 조성한 후 베인실험을 수행한 방법(그림 2의 Cylinder mold)이다. 이를 위해 먼저, 시료에 해수를 가하여 액성한계의 약 3배인 90%의 함수비조건에서 균질하게 교반하였다. 이 시료를 직경 0.15m, 높이 0.15m의 원통형 용기에 넣고, 용기를 해수에 수침시켰다. 용기 속 시료위에 다공판을 올려놓고 하중을 재하하여 압밀을 유도하고, 침하를 측정하였다. 측정된 침하량으로부터 조성된 시료의 함수비를 파악하였다. 두 번째로는 원심모형실험이 완료된 모형지반에서 베인실험을 실시하고 그 위치에서의 함수비를 측정하여 비배수 전단강도를 분석한 방법(그림 2의 Centrifuge model box)이다.

실험결과, 액성지수가 증가함에 따라 비배수 전단강도가 지수함수 형태로 감소하는 경향이 나타났다. 함수비에 따른 비배수 전단강도 관계를 지수함수식으로 분석한 결과, 식 (1)과 같은 결과를 도출하였다. 본 연구에서는 식 (1)을 사용하여 모형지반의 비배수 전단강도를 추정하였다.

$$s_u (\text{kPa}) = 32.66 \cdot e^{-1.13 \cdot LI} \quad (1)$$

2.3 모형 Mat 및 모래의 강도특성

2.3.1 모형 Mat 인장강도

현장에서 일반적으로 사용하는 폴리에스테르계열의 지오택스타일인 PET Mat는 인장강도를 기준으로 적용

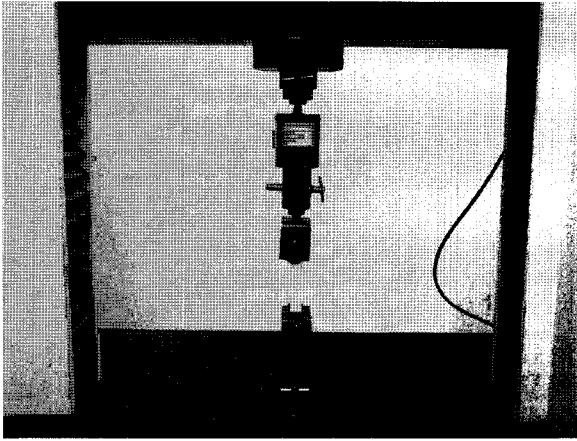


그림 3. 모형 Mat의 인장강도시험 전경

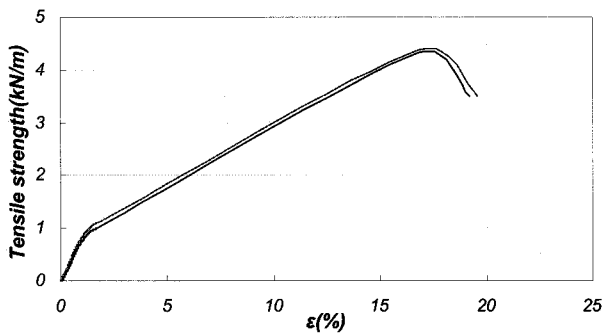


그림 4. 모형 Mat의 인장강도 시험결과

한다. 본 연구에서는 현장에서 많이 사용되는 200kN/m의 인장강도를 갖는 PET Mat를 모사하였다.

이를 위해 시중에서 구할 수 있는 기성품 중 원심모형시험기에서 인장강도와 신율을 모사할 수 있는 부직포 타입의 모형 Mat를 선정하였다. 선정된 모형 Mat에 대하여 인장강도시험을 실시하였다. 인장강도시험은 폭 50mm, 길이 125mm로 모형 Mat를 절단한 후 두장을 겹쳐 2회 수행하였으며, 그림 3에 인장강도시험 전경을 나타내었다. 시험결과, 그림 4와 같이 최대 인장력이 4.32kN/m로 나타났으며, 이때 신율은 16.8%로 분석되었다. 이 모형 Mat를 원심모형시험기에서 50g의 중력가속도로 적용하면, 216kN/m의 인장강도를 모델링할 수 있다.

2.3.2 모래의 상대밀도 및 내부마찰각 산정

본 연구에서는 Sand mat를 모사하기 위해 모르타르 시멘트 용도로 시판되고 있는 주문진 표준사를 사용하였다. 표 2에서와 같이 사용된 모래는 비중 2.60, 유효경 0.21mm, 비소성의 물성을 지닌 전형적인 사질토로서, 균등계수 1.19의 매우 균등한 입도분포를 지녔으며, 통일분류법상 SP로 분류되는 시료이다. 또한, 대상 모래

표 2. 모래의 기본물성

비중	액·소성	유효경	균등계수	곡률계수	통일분류
2.60	비소성	0.21mm	1.19	1.01	SP

표 3. 모래의 최대·최소 건조단위중량 및 간극비

최대 건조단위중량	최소 건조단위중량	최대간극비	최소간극비
16.82kN/m ³	13.84kN/m ³	0.879	0.546

표 4. 슬릿폭에 따른 모형 모래층의 상대밀도 및 내부마찰각

슬릿폭(mm)	단위중량(kN/m ³)	상대밀도(%)	마찰각(°)
2.2	14.98	43.0	34.4
2.1	15.04	45.0	34.8
2.0	15.08	46.4	35.0
1.9	15.22	51.2	35.7

의 최대 및 최소 건조단위중량과 간극비는 동일한 시료로 수행한 기존 실험자료(정길수, 2005)를 활용하였으며, 표 3에 정리하였다.

이러한 모래가 모형토조에 조성될 때 형성되는 강도 특성을 분석하기 위하여 상대밀도를 측정하였다. 상대밀도는 원심모형시험에 사용될 모형토조(폭 0.2m, 길이 0.45m)에 강사높이를 0.75m로 고정하여 낙하하는 조건으로 강사장치의 슬릿폭을 조절하면서 건조단위중량을 측정하였다. 측정된 건조단위중량으로 표 3의 결과를 이용하여 상대밀도를 분석하고, Meyerhof(1959)의 제안식에 적용하여 모래의 내부마찰각을 표 4와 같이 추정하였다.

표 4의 결과에서 보는 바와 같이 슬릿폭을 2.0mm로 할 때, 건조단위중량이 15.08kN/m³으로 측정되었으며, 이 때 상대밀도가 46.4%로 내부마찰각 35.0°가 추정되었다. 그러므로 본 연구에서는 모형 모래층의 내부마찰각 35°를 형성하기 위하여 높이 0.75m, 슬릿폭 2.0mm에서 강사하였다.

3. 원심모형시험

준설매립지반의 장비진입시 지지력 분석을 위한 원심모형실험을 50g의 중력가속도에서 6회 실시하였다. 50g 중력수준의 원심모형실험에서 모형 Mat는 216kN/m의 인장강도를 발휘하였으며, 모래는 0.5m의 두께에 30°의 내부마찰각을 갖도록 모델링하였다. 점토지반은 3.1~11.7kPa의 비배수 전단강도로 형성되도록 조성하여 지지력 실험을 수행하였다.

3.1 원심모형실험기

지반의 거동은 가해진 응력에 큰 영향을 받으므로 그 거동을 정확히 파악하기 위해서는 현장의 응력 상태를 실제와 유사하게 구현하는 것이 매우 중요하다(김명모, 1991). 원심모형실험에서 모형의 축소비를 N 으로 하여 중력가속도를 Ng 로 설정하면 모형길이의 N 배 증가된 원형 제원의 지반과 구조물, 그리고 그 크기에서의 응력 상태를 모델링하게 된다. 원심모형실험에서 모형과 원형사이의 상사 및 축척관계는 미분 방정식에 의한 차원 해석으로 구할 수 있으며, 동차성원리(Principle of dimensional homogeneity)에 근거한다. 본 연구에서 사용된 상사법칙은 Buckingham의 π 정리에 의해 분석된 상관관계로 Fuglsang & Ovesen(1988)의 연구를 참조하였다. 지지력 실험에 사용한 원심모형실험기는 반경 1.35m, 용량 20g·ton의 기기로 최대 200g까지 가속할 수 있다. 본 연구에서는 축소비, N 을 50으로 50g의 중력수준까지 가속하였다.

3.2 시험방법

3.2.1 점토지반조성

점토지반의 조성은 먼저 70%의 초기함수비로 점토시료를 교반하고, 이를 폭 0.2m, 길이 0.45m, 높이 0.6m의 토조에 투기하였다. 여기서, 70%의 초기함수비는 모형토조에서 하중 재하시 시료의 유실 없이 상재하중을 작용할 수 있는 최대 함수비이다. 점토시료위에 20~40N의 무게를 갖는 재하판을 올려놓고 50g의 중력수준에서 가속시간을 변화하면서 지반을 조성하였다. 조성된 지반의 함수비를 식 (1)에 적용하여 비배수 전단강도를 분석한 결과, 각각 실험조건에서 3.1, 4.9, 6.0, 7.3, 9.1, 11.7kPa의 점토지반 비배수 전단강도를 획득하였다.

3.2.2 모형 Mat 및 모래층 조성

지반조성 후 모형 Mat 2장을 겹치게 포설하여 현장의 216kN/m 인장강도를 모사할 수 있도록 하였다. 모형 Mat는 그림 5와 같이 단부를 길게 하여 토조 상단에 고정함으로써 충분한 신율이 발휘되면서 모형 Mat가 지니는 인장강도가 나타나도록 설치하였다.

모래층은 그림 6과 같은 강사장치를 이용하여 10mm의 두께로 조성하여 50g 중력가속시 0.5m의 두께로 모

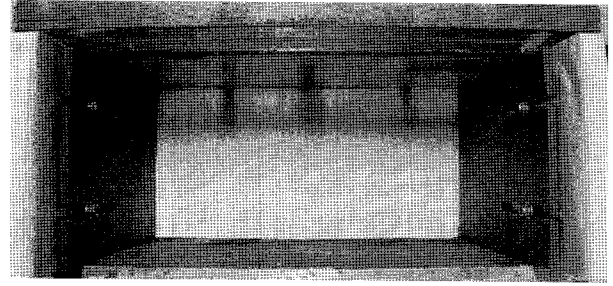


그림 5. 모형 Mat 설치

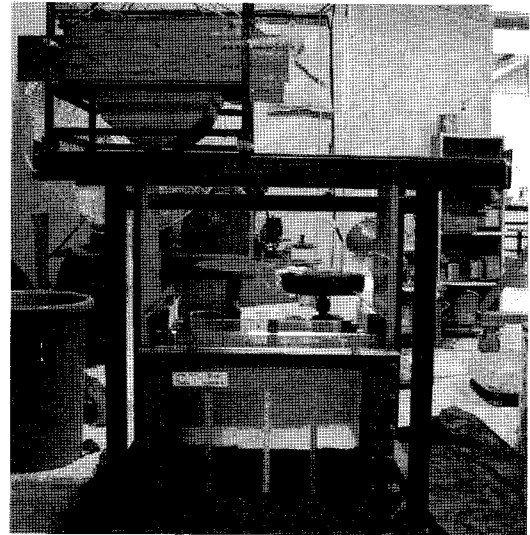


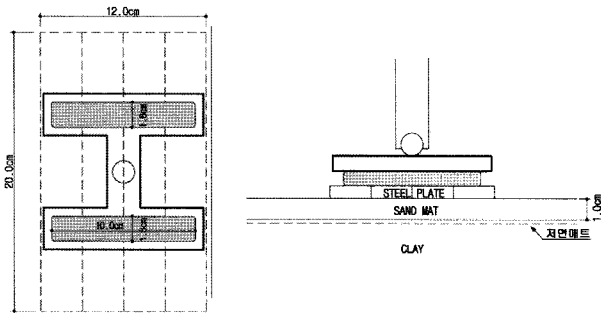
그림 6. 강사장치에 의한 모래층 조성

델링되도록 하였다.

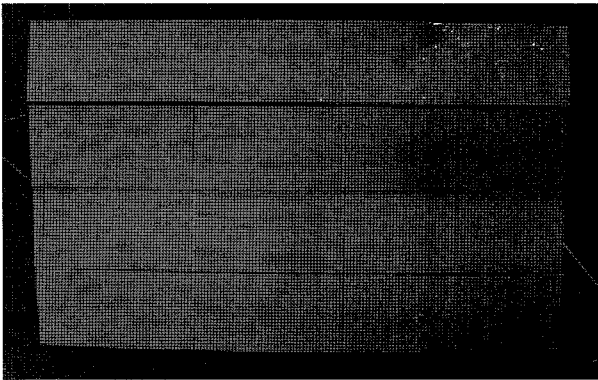
3.2.3 하중재하장치 설치

초연약지반의 장비 진입시 접지압을 감소시키기 위해 현장에서는 몇 개의 이동판을 움직이면서 장비를 진입하곤 한다(그림 7(a) 참조). 본 연구에서는 이를 모사하기 위하여 폭 3cm, 길이 20cm의 고강도 MC 나일론을 4개 연결하여 그림 7(b)와 같이 이동판 모형을 제작하였다. 이 모형은 50g의 중력수준에서 폭 1.5m, 길이 10m의 원형제원에 대한 모델링이다. 재하장비는 초연약지반에서 초기에 진입이 필요한 PBD 장비를 감안하여 한쪽 Caterpillar가 0.9m×10m의 크기를 축소된 모형으로 그림 7(c)와 같이 제작하였다.

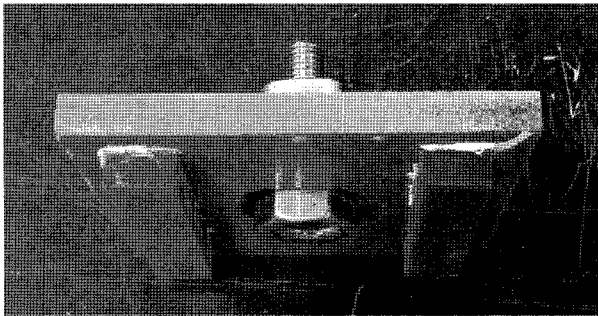
원심모형실험에 적용된 하중재하장치는 최대 8kN까지 작용할 수 있으며, 실험시에는 2mm/분의 속도로 재하하였다. 모형토조에 LVDT를 설치하여 변위를 측정하고, 재하장치에 Load cell을 설치하여 하중을 측정하였다. 그림 8은 원심모형실험을 위해 준비가 완료된 모형토조이다. 주요 실험제원에 대한 원심모형실험의 상



(a) 하중재하장치 모식도



(b) 모형 이동판



(c) 모형 Caterpillar

그림 7. 이동판 및 진입장비 Caterpillar 모형

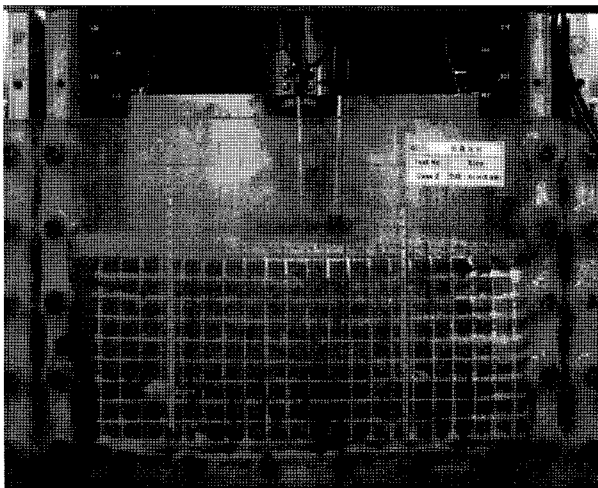


그림 8. 실험준비가 완료된 모형토조

사성을 표 5에 정리하였다.

3.3 시험결과 및 분석

3.3.1 원심모형실험 결과

점토지반의 비배수 전단강도를 6가지 조건으로 조성하여 50g의 중력수준에서 하중재하장치와 모형재하판을 이용한 지지력시험을 수행하였다. 원심모형시험결과, 그림 9와 같이 하중이 재하되면서 지반의 변형이 발생하였으며, 계측기를 이용하여 하중-침하곡선을 획득하여 그림 10에 정리하였다. 그림 10 이하 내용은 원심모형실험에서 획득한 결과를 50g의 중력수준에 대한 상사비를 적용하여 원형의 축적으로 설명하였다.

그림 10과 같이 점토의 비배수 전단강도가 커짐에 따라 하중별 침하량이 작게 나타났다. 6개의 시험 모두에서 시험제원 및 조건에서 극한응력은 나타나지 않았다. 하중-침하관계에서 항복응력으로 판단할 수 있는 변곡점은 3.1kPa의 비배수 전단강도에서만 나타났다. $S_u=3.1\text{kPa}$ 조건에서의 항복응력은 28.0kPa이며, 이 때 침하량은 0.58mm로 분석되었다. 또한, 하중-침하의 양 대수 축척에서도 3.1kPa의 조건을 제외하고 곡선의 변곡을 보이지 않았

표 5. 주요 실험조건인 원심모형실험 상사성

최대 건조단위중량		모형(model)	원형(prototype)
중력수준		50g	1g
하중재하판	폭	120mm	6.0m
	길이	200mm	10.0m
비배수 전단강도		0~20kPa	0~20kPa
점토층 두께		200mm	10.0m
모래층 두께		10mm	0.5m
Mat 인장강도		4.32kN/m	216kN/m

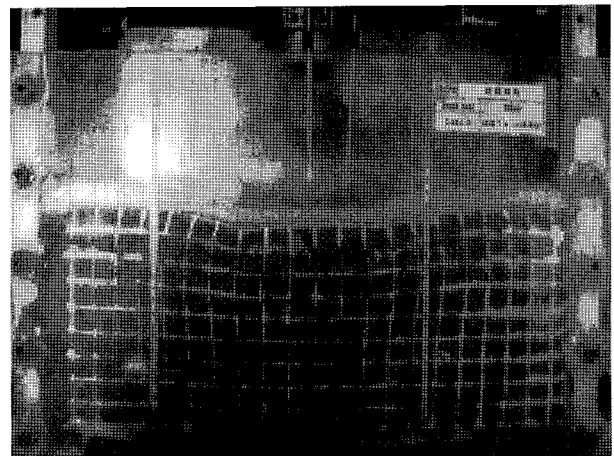


그림 9. 시험종료 후 변형된 모형지반($S_u=4.9\text{kPa}$)

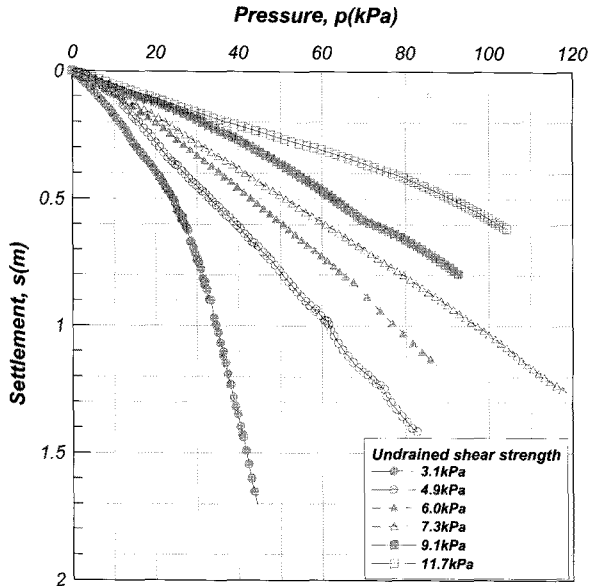


그림 10. 원심모형시험에 의한 하중-침하

다. 실험결과 모두에서 극한지지력을 보이지 않고, 하중이 증가함에 따라 침하의 증가량이 점차 커지는 하중-침하 관계를 보이며, 실험 후 지반변형 형상에서 기초지반 하부 썩기가 잘 나타나지 않았다. 그러므로 표층처리된 초연약지반이 국부 또는 관입전단파괴의 경향으로 진행되는 것으로 판단된다.

3.3.2 침하량에 따른 지지력

원심모형실험 결과, $S_u=3.1kPa$ 의 조건을 제외하고 극한 또는 허용지지력을 분석할 수 없었다. 또한, 초연약 지반의 장비진입을 위해서는 지지력 뿐 아니라 침하에서도 그 안정성을 확보해야 할 것으로 판단된다. 그러므로 실험결과로부터 침하량에 따른 지지력을 분석하여 표 6에 정리하였다. 비배수 전단강도가 증가함에 따라 선형적인 경향으로 지지력이 증가하는 결과를 보이고 있으며, 침하량이 증가함에 따라 지지력의 기울기도 증가하는 경향이 나타났다.

표 6. 침하량 발생시의 지지력

Su(kPa)	침하량 발생시의 지지력(kPa)					
	s=0.1m	s=0.2m	s=0.3m	s=0.4m	s=0.5m	s=0.6m
3.1	6.0	11.2	15.3	20.0	24.2	27.0
4.9	10.5	15.7	21.0	26.7	33.0	39.0
6.0	10.4	19.7	27.8	35.4	42.9	50.7
7.3	11.9	22.4	31.7	41.3	51.4	60.9
9.1	15.4	31.0	43.3	53.7	62.7	72.6
11.7	18.5	36.8	58.2	76.9	91.2	102.4

침하량에 따라 산정된 지지력과 이론적인 해석 결과와의 비교를 위해 Meyerhof의 제안식과 Yamanouchi의 제안식으로 분석하였다. 제안식 분석에 적용된 입력정수를 표 7에 나타내었다. 두 제안식의 결과를 원심모형 실험 결과와 비교하여 그림 11에 함께 나타내었다.

그림 11과 같이 각 침하량별로 산정된 비배수 전단강도와 지지력과의 관계에서는 먼저, Meyerhof의 결과와 Yamanouchi의 제안식에 의한 극한 지지력은 매우 유사하게 분석되었다. 이론적인 극한지지력 산정결과에 비하여 실험결과는 0.6m의 침하량이 발생할 때까지의 지지력이 작은 결과로 나타났다. 또한, 낮은 전단강도에서는 극한지지력에 도달하기까지 보다 많은 침하량이 예상되는 반면에 비배수 전단강도가 높아짐에 따라 동일한 침하량에서 극한지지력 보다 근접한 결과가 도출되었다. 즉, 강도가 낮은 지반은 극한지지력에 도달하기 전에 큰 침하가 발생할 가능성이 크며, 상대적으로 강도가 높은 지반은 큰 침하에 도달하기 전에 극한지지력에 도달하는 경향이다. 이는 초연약지반에서 낮은 강도에서는 침하가 큰 문제를 발생하며, 지반 강도가 높아질수록 지지력의 문제가 커지는 가능성이 있는 것으로 판단

표 7. 지지력식의 입력정수

항 목	입력값	비고
기초폭	6m	-
점성층 지지력계수 Nc	5.14	-
모래층 지지력계수 Nr	22.45	$\phi=35^\circ$ 적용
모래층 단위중량, γ_{sand}	15.64kN/m ³	-
모래층 K_s	1.5~3	Hanna(1981)
매트의 인장강도	216kN/m	-
매트의 파괴각	30°	-

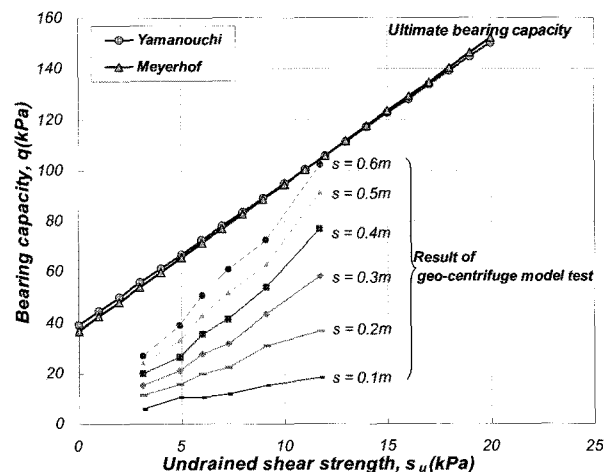


그림 11. 침하량별 비배수 전단강도-지지력 및 이론식 비교

할 수 있다.

점토의 비배수 전단강도에 따라 임의의 침하량에서의 지지력을 산정하기 위하여 최소자승법에 의한 선형 회귀분석을 실시하였다. 그림 11의 각각의 침하량에 따른 비배수 전단강도와 지지력과의 관계를 선형으로 회귀분석하여 기울기(α)와 절편(β), 결정계수(R^2)를 표 8에 나타내었다.

표 8에서 침하량과 기울기, 침하량과 절편을 2차 함수의 회귀분석을 한 결과, 결정계수가 각각 0.998, 0.913으로 높게 나타났으며, 이를 정리하여 식 (2)에 나타내었다.

$$q(\text{kPa}) = \alpha \times s_u(\text{kPa}) + \beta \quad (2)$$

여기서, $\alpha = -13.1 \text{ s(m)}^2 + 24.0 \text{ s(m)} - 0.98$

$\beta = 56.2 \text{ s(m)}^2 + 49.6 \text{ s(m)} - 0.74$ 이다.

그림 12에는 침하량에 따른 지지력의 실험결과와 회귀분석식으로 분석한 결과를 함께 나타내었다. 원심모형실험에 의한 각 침하량별 비배수 전단강도와 지지력의 관계는 식 (2)와 같이 회귀분석된 결과(실선)와 유사하게 나타났다. 그러므로 식 (2)의 회귀분석이 비교적

합리적으로 산정되었다 판단할 수 있다.

이와 같이 산정한 식 (2)를 이용하면, 임의의 강도를 갖는 연약지반에서 장비진입시 장비접지압이 극한지지력 보다 작더라도 이동 및 작업이 가능한 허용침하량에서의 지지력과 비교하여 장비의 진입 가능 여부를 분석할 수 있을 것으로 판단된다.

4. 수치해석

4.1 해석조건

원심모형실험으로 수행한 토목섬유와 모래로 보강된 초연약지반의 지지력을 유한요소 수치해석을 통하여 비교 평가하였다. 원심모형실험단면에 50g의 상사성을 적용한 원형제원으로 그림 13과 같은 단면으로 수치해석을 실시하였다. 본 연구의 수치해석은 상용 유한요소해석 프로그램인 Plaxis BV사의 Plaxis 2D를 이용하였다.

해석시 적용된 지반의 구성모델과 물성치를 표 9와 표 10에 정리하였다. 해성점성토층은 Modified cam clay 모델을 적용하였으며, Sand mat는 Mohr-coulomb 모델을 적용하였고, PET mat는 인장력만 고려되는 Geogrid

표 8. 침하량에 따른 비배수 전단강도(s_u)-지지력(q) 선형 회귀분석

침하량	$q(\text{kPa}) = \alpha \times s_u(\text{kPa}) + \beta$		
	기울기(α)	절편(β)	결정계수(R^2)
0.1m	1.39	2.37	0.970
0.2m	3.09	1.10	0.988
0.3m	5.06	-2.62	0.987
0.4m	6.62	-4.13	0.980
0.5m	7.71	-3.23	0.981
0.6m	8.64	-1.89	0.990

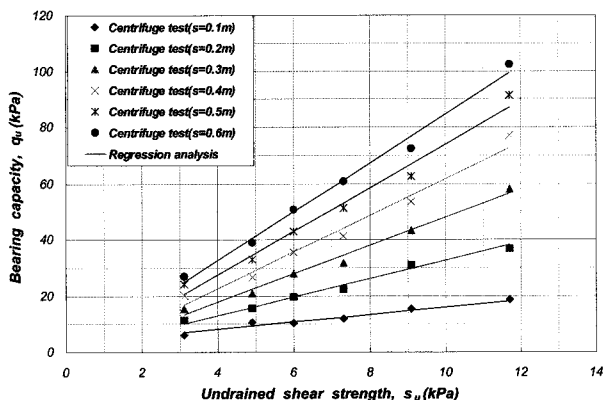
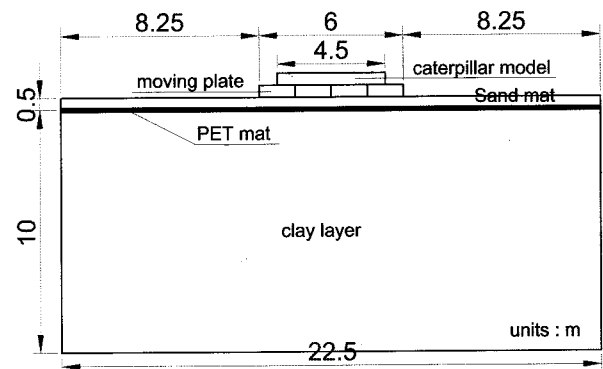
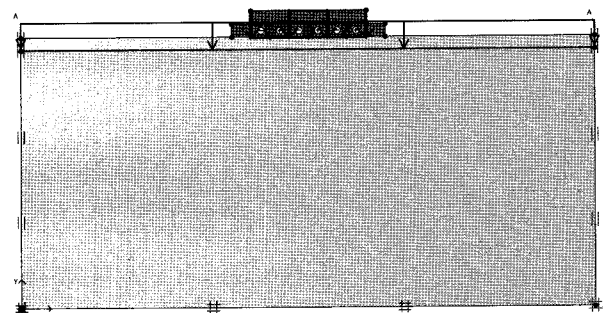


그림 12. 침하량별 비배수 전단강도에 따른 지지력의 실험결과와 회귀분석식 결과 비교



(a) 수치해석 모델 제원



(b) 해석모델링

그림 13. 수치해석 모델

표 9. 점토 및 모래지반의 수치해석 입력정수

항 목	점토층(Clay layer)	모래층(Sand mat)
구성모델	Modified cam clay	Mohr Coulomb
습윤단위중량, γ_t	15.4kN/m ³	18.0kN/m ³
점착력, c_{cu}	0	0
내부마찰각, ϕ_{cu}	20.2°	35.0°
탄성계수, E	-	25,000kPa
포아송비, ν	-	0.30
초기간극비, e_0	1.89	-
압축지수, λ	0.178	-
압축지수, κ	0.035	-

표 10. PET mat 수치해석 입력정수

요소	모델	EA	N_p
Geogrid	Elastoplastic	1,330kN/m	200kN/m

표 11. 비배수 전단강도 유도를 위한 선행압밀하중

비배수 전단강도(kPa)	3.1	4.9	6.0	7.3	9.1	11.7
선행압밀하중, $\Delta\sigma'_v$ (kPa)	-0.7	8.3	13.8	20.3	29.3	42.3

요소의 Elastoplastic 모델로 적용하였다.

수치해석은 초기 원지반 형성, 선행압밀하중 재하 및 제거, PET mat 포설, Sand mat 포설, 이동판 및 caterpillar 설치, 변위제어식 하중재하의 순으로 진행하였다.

선행압밀하중 재하 및 제거는 소정의 비배수 전단강도를 갖는 지반을 조성하기 위한 단계이다. 이를 위해 초기 지반을 형성하고 선행압밀하중을 재하하여 지반의 강도 증가를 유도하였다. 선행압밀하중의 크기는 지반과 접하는 이동판 폭의 절반깊이 심도인 지표하 3m(GL.-3m)를 기준으로 산정하였다. 선행압밀하중 재하전 GL.-3m위 치에서 초기 유효응력($\sigma'_{v,initial}$)은 16.2kPa이다. 한편, 비배수 전단강도와 유효상재하중과의 관계인 강도증가율($m=s_u/\sigma'_v$)의 관계는 인근 영종도 시료를 분석한 김현기(1998)의 연구결과로 부터 0.19~0.21을 참조하여 본 연구에서는 평균인 0.2를 적용하였다. 그러므로 기준위치에서 소정의 비배수 전단강도를 유도하기 위해서 재하할 선행압밀하중($\Delta\sigma'_v$)은 아래 식과 같이 산정할 수 있으며, 산정 결과를 표 11에 정리하였다. 비배수 전단강도의 유도를 위해 필요한 선행압밀하중보다 초기유효응력이 크게 나타난 비배수 전단강도(s_u) 3.1kPa 조건은 해석에서 제외하였다.

$$\Delta\sigma'_v = \sigma'_v - \sigma'_{v(initial)} = \frac{s_u}{0.2} - 16.2kPa \quad (3)$$

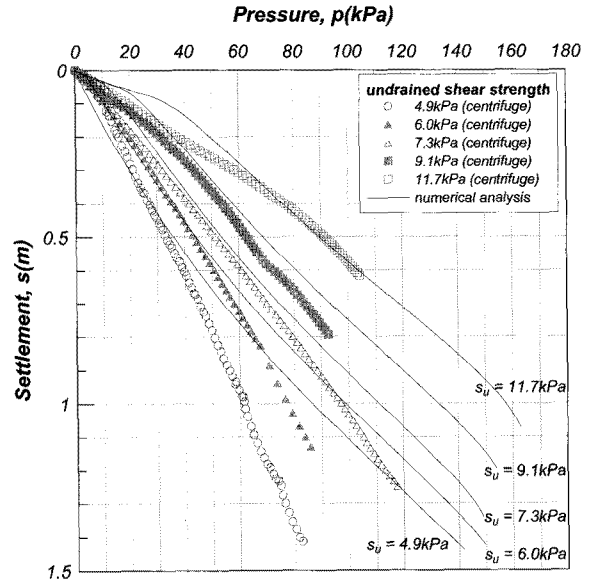


그림 14. 원심모형실험과 수치해석의 하중-침하 비교

4.2 해석결과

점성토 지반의 비배수 전단강도를 4.9~11.7kPa로 유도하여 수행한 수치해석 결과를 그림 14에 실험결과와 함께 나타내었다. 그림 14의 수치해석 결과는 하중이 증가함에 따라 침하량이 증가하는 경향을 보이며, 비배수 전단강도가 증가함에 따라 동일한 하중에서의 침하가 감소하는 경향이 나타났다. 실험결과와는 침하량 0.5m까지는 유사한 침하경향을 보이고 있으나, 0.5m 이상에서는 실험결과의 침하량이 크게 나타나고 있다. 특히, 수치해석결과는 침하가 증가할수록 하중-침하 곡선의 기울기가 증가하는 즉, 강성이 커지는 경향이 다소 나타나고 있으며, 이는 비교적 큰 변형이 유발되는 결과에서의 수치해석상 한계에 의한 것으로 판단된다.

이와 같이 원심모형실험과 동일한 조건으로 수행한 수치해석 결과, 침하량 0.5m까지 실험과 수치해석에서 비교적 유사한 하중-침하 관계를 획득할 수 있었다. 그러므로 현장의 장비에 따른 하중이 결정되면, 실험 또는 수치해석으로 분석된 하중-침하 관계로부터 침하량을 추정하여 작업이 가능한 범위인지에 대하여 비교 검토 하므로써 장비 진입에 대한 안정성을 분석할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 결론

본 연구는 초연약지반의 표층개량을 목적으로 토목

섬유 상부에 모래층을 포설하는 공법 적용시 장비진입성을 평가하기 위하여 원심모형실험으로 지지력 실험을 수행하고, 이를 이론식과 유한요소 수치해석을 실시하여 비교 분석하였다. 그 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 지반의 비배수 전단강도를 변화하면서 216kN/m의 인장강도를 갖는 토목섬유와 0.5m두께의 모래층을 원형제원으로 하는 원심모형실험을 50g의 중력수준으로 수행하여 지반 강도별로 하중-침하 관계를 획득하였다.
- (2) 연약지반의 강도는 액성지수와 비배수 전단강도간의 높은 상관성을 갖는 지수함수식을 유도하여 분석하였다.
- (3) 지반의 강도가 증가함에 따라 동일한 하중에서 침하가 감소하는 경향을 보였으며, 기초의 하중-침하관계는 가해진 하중내에서 극한지지력은 나타나지 않았으며 항복응력은 3.1kPa의 가장 낮은 비배수 전단강도 조건에서만 나타났다. 파괴 형태는 국부 또는 관입전단파괴의 경향을 보이는 것으로 분석되었다.
- (4) 하중-침하실험결과를 이론식과 비교한 결과, 지반의 비배수 전단강도가 클수록 작은 침하량에서 극한지지력에 도달하고 강도가 낮은 지반은 극한지지력에 도달하기 전에 큰 침하가 발생하는 것으로 분석되었다. 따라서, 초연약지반에서 작은 강도의 지반은 침하가 중요하나 지반 강도가 증가할수록 지지력의 문제가 지배적인 것으로 나타났다.
- (5) 지반의 비배수 전단강도에 따라 임의의 침하량에서 나타나는 지지력을 회귀분석한 결과를 이용하여 초연약지반에서 장비의 접지압과 침하량으로부터 주행성과 연계된 지반 지지력 평가방법을 제안하였다.
- (6) 선행압밀하중을 재하하여 점토지반의 비배수 전단강도를 조성한 후 변형률 제어조건으로 하중을 가한 유한요소 수치해석을 수행한 결과, 모형실험과 비교적 유사한 하중-침하 관계를 획득하였으며, 특히 침하량 0.5m 이하에서는 결과가 보다 잘 부합되어 나타났다.

참 고 문 헌

1. 김명모 (1991), 사면안정(XI), *대한토질공학회지*, 제7권, 제2호, pp.87-91.

2. 김현기 (1998), *인천국제공항 연약지반의 공학적 특성*, 석사학위논문, 서울대학교, pp.26-35.

3. 장민호 (2004), *토목섬유-Sand Mat로 보강한 지반의 지지력에 관한 연구*, 석사학위논문, 순천대학교, pp.20-23.

4. 정길수 (2005), *하중재하방법에 따른 SCP복합지반의 거동특성*, 박사학위논문, 강원대학교, pp.27-28.

5. 한국지반공학회 (2005), *지반공학 시리즈 10 개정판 준설매립*, 구미서관, 서울, pp.363-412.

6. Bakker, J.G. (1977), Mechanical behaviour of membranes in road foundations, *Proc. First Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics*, Paris, Vol.1, pp.139-142.

7. Elder, D. M. (1985), *Stress strain and strength behaviour of very soft soil sediment*, Ph.D. Thesis, Wofson College, Oxford, pp.40-47.

8. Fuglsang L.D. and Ovesen N.K. (1988), The application of theory of modelling to centrifuge studies, *Centrifuge in soil mechanics*, Craig, W., James, Schofield, A. (eds.), Balkema, Rotterdam, pp.119-138.

9. Giroud, J.P. and Noiray, L. (1981), Design of geotextile reinforced unpaved roads, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.107(GT9), pp.1233-1254.

10. Hanna, A.M. (1981), Foundations on strong sand overlying weak sand, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.107(GT7), pp.915-927.

11. Hanna, A.M. (1982), Bearing capacity of foundations on a weak sand layer overlying a strong deposit, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.19, No.3, pp.392-396.

12. Leroueil, S., Tavenas, F., and Le Bihan, J. P. (1983), Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, No.4, pp.681-705.

13. Meyerhof, G. G. and Hanna, A. M. (1978), Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, pp.565-572.

14. Meyerhof, G. G. (1951), The Ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique*, Vol.2, No.4, pp.301-331.

15. Meyerhof, G. G. (1959), Compaction of sands and the bearing capacity of piles, *JSMFD, ASCE*, Vol.82, SM1, pp.1-19.

16. Meyerhof, G. G. (1963), Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.1, No.1, pp.16-26.

17. Meyerhof, G. G. (1974), Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.11, pp.223-229.

18. Michalowski, R.L. and Shi, L. (1995), Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.121, No.5, pp.421-428.

19. Nieuwenhuis, J.D. (1977), Membranes and the bearing capacity of road bases, *Proc. First Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics*, Paris, Vol.1, pp.3-8.

20. Nishibayashi, K. (1982), Surface layer stabilisation of soft ground using synthetic chemical fibre sheet, *Proc. Symp. on Recent Developments in Ground Improvement Techniques*, Bangkok, A.A. Balkema, Rotterdam, pp.236-254.

21. Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T. (1998), Bearing capacity predications of sand overlying clay based on limit equilibrium methods, *Soil and Foundation*, Vol.38, No.1, pp.181-194.

22. Reddy, A. S. and Srinivasan, R. J. (1967), Bearing capacity of footings on layered clays, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.93, No.2, pp.83-99.

23. Salem, S. S., Hafez, H. H. and El-Sayed A. E. (2000), Stabilizing of soft subgrade mechanically using geosynthetics, *3rd International Conference on Ground Improvement Techniques*, pp.341-348.
24. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., New York, pp.118-136.
25. Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G. (1996), *Soil mechanics in engineering practice 3rd ed.*, John Wiley & Sons, Inc., New York, pp.161-207.
26. Vesic, A. S. (1972), Expansion of cavities in infinite soil mass, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.98, SM3, pp.265-290.
27. Vesic, A. S. (1973), Analysis of ultimate loads of shallow foundations, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.99, No.1, pp.45-73.
28. Yamanouchi, T. (1979), A proposed practical formula of bearing capacity for earth work method on soft clay ground using a resinous mesh, *Technology reports of the kyushu university*, Vol.52, No.3, pp.201-207.(In Japanese.)

(접수일자 2009. 9. 2, 심사완료일 2010. 3. 5)