

사질토지반의 지지력분석을 위한 얇은기초의 파괴거동에 대한 모형실험과 유한요소해석 비교 검토

A Study on Comparison of Finite Element Analysis with Model Test of Shallow Footing Failure for Cohesionless Soil with Non-associated Plasticity and Some Smooth Footing

김 영 민^{1*} Kim, Young-Min
강 성 귀² Kang, Sung-wi

ABSTRACT

This paper describes the procedure to predict the entire load-displacement curve and the failure mechanism of shallow strip footing for real soil. The presented results show that it is possible to analyze the post peak behavior of shallow strip footing and to give a progressive failure mechanism clearly. Finite element computation of the bearing capacity factor N_γ have been made for shallow strip footings with friction angles and dilation angle. It is shown that commonly used values of N_γ which have generally been based on associated plasticity calculations are unconservative for real soil with non-associated plasticity and some smooth footing.

요 지

본 연구에서는 얇은기초의 파괴거동과 전체적인 하중-변위 관계를 묘사하는 방법에 대하여 기술하였다. 제안한 방법에 의하여 얇은기초의 최고점 이후의 거동과 점진적인 파괴과정을 비교적 명확히 기술하는 것이 가능함을 보여주었다. 유한요소 수치해석법으로 얇은 기초지반에 대하여 마찰각과 체적팽창각을 달리하여 지지력계수 N_γ 를 계산하였다. 일반적으로 적용하는 관련 흐름법칙과 거친 기초조건에 의한 지지력계수 N_γ 값은 실제 흙거동인 비관련 흐름법칙과 약간 미끈한 기초조건에 대해서는 불안정한 설계가 되는 것을 보여주었다.

Keywords : Shallow footing, Bearing capacity, Finite element method, Progressive failure, Non-associated flow rule

1. 서 론

구조물기초, 옹벽, 사면과 같은 토질공학에 대한 전형적 문제를 해석하는 경우, 기존의 방법에서는 변형과 안정성을 분리시켜, 각각의 해석법에 의하여 적용, 분석되어 왔다. 그러나 실제의 현상에서 지반의 파괴과정은 서서히 변형이 증대되어 국부적인 영역에 대변형이 발생되어 점진적으로 파괴에 이르는 과정을 거친다. 따라서 변형과 파괴 과정은 분리 해석하지 않고 초기변형부터 파괴에 도달할

때까지 연속적으로 추적할 수 있는 해석법의 확립이 중요하다(小林正樹, 1990). 기초지반의 파괴형태 및 극한지지력에 대한 해석법으로는 한계평형이론(Limit equilibrium method)을 이용한 Terzaghi, Meyerhof공식과 미끄럼선이론(slip line method)을 이용한 Sokolovskii 등의 공식으로 설명하고 있다(Frydman and Burd, 1997; 龍岡文夫 등, 1992). 이러한 기존의 이론은 파괴형상과 형태를 미리 가정하고 해를 구하기 때문에 가정된 조건에 따라서 극한지지력 계산 값이 다르게 평가된다(Chen, 1975). 또한, 위와 같은

1* 정회원, 전주대학교 토목환경공학과 정교수 (Member, Professor, Dept. of Civil Engrg., Jeonju Univ., E-mail: youngmk@jj.ac.kr)

2 비회원, 전주대학교 토목환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Jeonju Univ.)

기본의 해석방법은 하중조건이나 토층의 구성이 복잡하게 되면 적용이 곤란하게 되고, 파괴거동시 지반의 응력상태나 변형을 파악할 수 없다.

얕은기초의 지지력이론에 대한 연구는 고전적인 문제로서 많은 연구자에 의하여 수행되었다. 초기의 중요한 연구로서는 자중을 고려하지 않은 띠기초의 파괴형태를 각각 그림 1(a), (b)로 가정하여 극한지지력을 구한 Prandtl, Hill 지지력공식이 있다. Terzaghi는 띠기초의 파괴형태를 그림 1(c)로 가정하여 점착력 항, 상재하중 항, 흙의 자중 항의 증첩으로 이루어진 근사적인 지지력공식을 유도하였다. Sokolovskii(1965)는 자중을 고려하는 엄밀한 지지력 공식을 제안하였다.

최근 컴퓨터의 발달로 유한요소법이 지반의 파괴거동 해석에 활발히 적용되고 있다. 유한요소법은 지반의 각 지점의 힘평형 조건과 적합조건, 구성방정식 및 경계조건을 모두 만족시키는 정밀한 근사해법으로, 지반의 파괴형상에 대한 사전의 가정 없이 자동적으로 파괴과정을 묘사할 수 있는 방법이다(Duncan J. M., 1996).

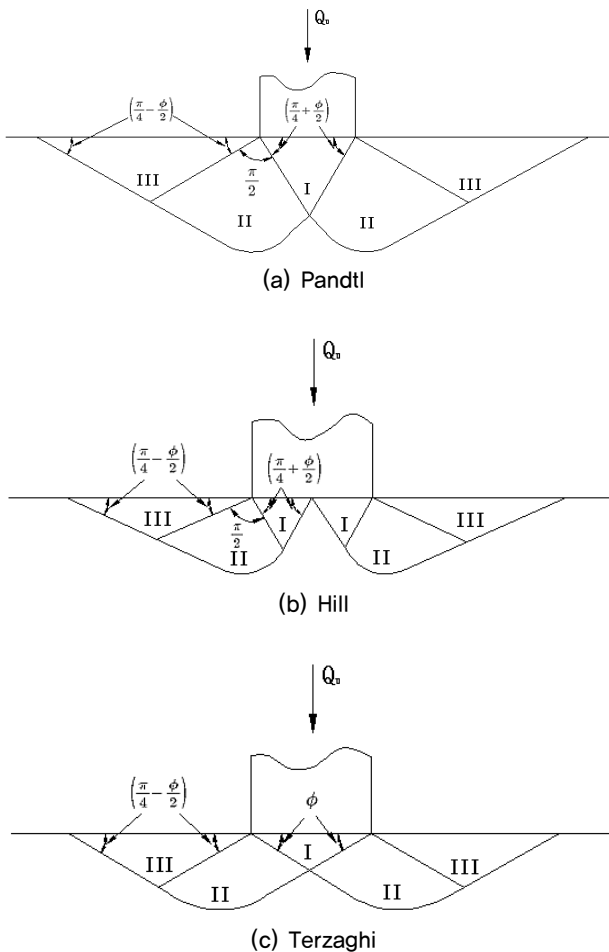


그림 1. 기초의 파괴형태 가정

유한요소법을 이용한 기초지지력 연구는 Toh and Sloan (1980), Griffiths(1982), Frydman and Burd(1997) 등 여러 연구자에 의하여 수행되어왔다. Manoharan and Dasgupta (1995)의 연구결과에 의하면 관련흐름법칙(associate flow rule)을 적용한 수치해석값은 Terzaghi 지지력값과 유사하며, 비관련흐름법칙(nonassociated flow rule)을 적용한 수치해석값은 체적팽창각에 의존하는 결과를 보여주었다.

본 논문은 얕은 기초지반의 파괴거동을 상세히 검토하기 위하여 우선 간이 모형실험을 통하여 기초지반의 파괴거동에 대하여 분석하고, FEM 수치시뮬레이션을 이용하여 모형실험결과와 비교, 검토를 수행하여 기존의 방법에서 검토할 수 없는 실제지반의 얕은 기초지반의 극한지지력 거동에 대하여 분석하고자 한다.

2. 얕은기초의 파괴이론

얕은기초의 극한지지력에 대한 파괴이론은 Prandtl, Hill, Terzaghi 이론과 같은 3가지 이론으로 설명된다. 이 3가지 이론은 다음과 같은 가정에 기반을 두고 있다(Bandini, 2003).

- 1) 지반은 완전한 강-소성재료이다.
- 2) 기초는 강체이며, 지표면에 있다.
- 3) 지반의 파괴는 전반전단파괴를 가정하다.

일반적으로 얕은기초에 연직하중을 작용시키면 기초지반에 변형이 발생되고 지표면까지 전단면이 발달되어 최종적으로 그림 2와 같은 전반전단파괴가 발생된다. 기초저면 상태가 거친 조건이면 기초 바로 밑에 삼각형의 썩기 영역I(주동영역)이 형성된다. 또한 영역I이 아래방향으로 이동하게 되면 그 양 옆면 측에 대수나선형 형태의 천이영역II와 직선 파괴면으로 형성되어지는 영역III(수동영역)이 각각 발달된다. 각 썩기 블록에 작용하는 힘에 대한 평형조건과 Mohr-Coulomb 파괴조건을 이용하여 얕은기초의 극한지지력 q_u 을 다음과 같이 구할 수 있다(Bowles, 1997).

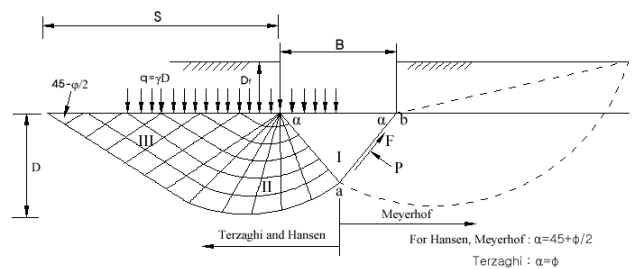


그림 2. 얕은 기초의 극한지지력 상태

$$q_u = cN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma + qN_q \quad (1)$$

여기서

c : 점착력, B : 기초폭, N_c , N_γ , N_q : 지지력 계수,
 γ : 흙의 단위중량, q : 상재하중

지지력계수는 마찰각 ϕ 에만 의존하는 함수이며 아래와 같이 표현된다.

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (2)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (3)$$

특히 N_γ 값은 파괴형태의 가정에 따라 학자마다 다른 값을 제안하여 상당한 차이를 나타낸다. 기초바닥과 영역의 파괴면이 이루는 각도 α 값을 Hansen, Meyerhof, Vesic는 $45 + \phi/2$ 로 가정하였고, 각각 $N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan(\phi)$, $N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi)$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan(\phi)$ 로 계산하였다. 또한 Terzaghi는 각도 α 값을 ϕ 로 가정하여 $N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$ 로 제안하였으나 $K_p \gamma$ 값 계산을 위한 명확한 이론을 제시하지 못하였다. Kumbhojkar(1993)는 Terzaghi의 N_γ 값 산정에 대해 보다 나은 방법을 제시하였다. 일반적으로 Meyerhof가 제안한 N_γ 값을 실무에 사용한다(Terzaghi 등, 1967). 기초지반의 파괴되는 영역의 범위는 그림 2와 같은 파괴형태를 가정하여 수동영역 췌기III에서 그 췌기폭크기 S 를 구하면 다음과 같다.

$$S = \frac{B}{\cos \alpha} \cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \exp \left\{ \left[\frac{3}{4} \pi + \frac{\phi}{2} - \alpha \right] \tan \phi \right\} \quad (4)$$

여기서, α : 흩췌기 파괴각도, ϕ : 내부마찰각

임의의 위치에 대한 천이영역췌기II의 파괴활동면의 깊이 D 는 다음과 같이 표현된다.

$$D = \frac{B}{2 \cos \alpha} \sin \left(\frac{\pi}{2} + \phi \right) \exp \left\{ \left[\frac{\pi}{2} + \phi - \alpha \right] \tan \phi \right\} \quad (5)$$

3. 기초의 모형실험

토사지반의 극한지지력을 구하기 위하여 많은 모형시험이 실시되어 왔다. 이러한 실험목적으로 사용되는 재료로서 흙 또는 알루미늄봉을 사용한 인공지반이 이용되어

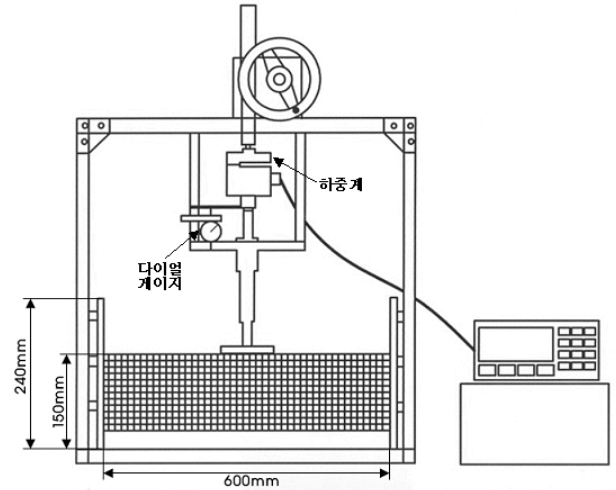


그림 3. 모형기초지반 실험기

왔다(Siddiquee, 1991). 그림 3에 얇은기초의 파괴거동을 검토하기 위해서 사용한 기초모형 실험장치를 나타내었다. 기초의 모형실험은 알루미늄봉을 이용한 모형인공지반을 이용하였다. 알루미늄봉은 길이 5cm, 직경 1.6mm와 3.0mm의 알루미늄봉을 중량비 3:2로 혼합하여 만든 인공지반으로 자립이 가능하기 때문에 전후면은 자유로운 상태로 완전한 2차원적인 거동(평면변형율)을 보인다. 하중재하는 핸들을 이용하여 재하판을 서서히 아래방향으로 이동시켜 지반의 파괴과정을 모사하였다.

3.1 실험방법

모형실험은 그림 3과 같이 폭 66cm, 높이 63cm인 프레임 이용하였고, 재하판은 강제로 만든 철판으로 폭이 6cm인 모형기초를 사용하였다. 또한 재하판의 바닥접촉면은 점착제로 강제 재하판에 알루미늄봉을 일렬로 붙여 기초의 거친 조건을 모사하였다. 재하판 변위는 다이얼게이지를 통하여 측정하고, 재하판의 하중은 하중계를 이용하여 기록하였다.

기초파괴형태를 보기 위하여 인공기초지반인 알루미늄봉 적층체 표면에 유성펜으로 간격이 1cm인 정사각형의 mesh를 그리고, 재하판의 침하에 따라 mesh의 변형상태를 Digital camera로 찍은 후 컴퓨터로 전송하여 사진계측 프로그램을 이용하여 변위량을 측정하였다. 각 측정점에 대한 삼각망을 구성하여 각 지점의 변위값을 이용하여 3.2 실험분석방법에 의하여 파괴시 전단변형율을 분석하였다.

인공기초지반의 기본 물성치는 그림 4의 장치를 이용하여 몰드에 알루미늄봉을 가득 채운 후, 핸들을 돌려 몰드

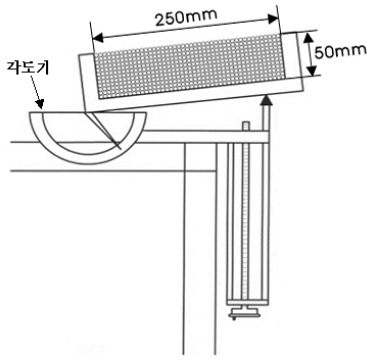


그림 4. 내부마찰각 측정기

의 한 측면을 기울여 들어올리다가 알루미늄봉이 옆으로 움직일 때 각도계의 눈금을 읽어 안식각을 측정하는데 그 값을 재료의 마찰각으로 가정하였다. 실험결과 마찰각은 28°로 측정되었다. 또한 부피와 무게를 측정하여 단위중량은 2.18tf/m³로 측정되었다.

3.2 실험분석방법

기초지반의 파괴형태를 자세히 분석하기 위해서는, 사 진측량을 통한 각 측정점의 변위를 유한요소법이론을 이용하여 다음과 같은 식으로 변형율로 표현하고, 파괴활동면에 따라 발생하는 최대전단변형율로 표시하는 것이 필요하다(櫻井春輔, 1982).

$$\{\varepsilon\} = [B]\{u\} \quad (6)$$

여기서, B : 변형율-변위 matrix

$$\gamma_{\max} = \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \frac{1}{4}\gamma_{xy}^2} \quad (7)$$

여기서, γ_{\max} : 최대전단변형율

또한 여기서 계산된 변형율 값은 요소의 적분점에서 얻 어지는 값으로 불연속적인 값을 나타내므로 보다 선명하 게 분석하기 위해서는 각 요소의 절점의 값으로 변환하여 연속적인 값으로 표현할 필요가 있다. 이 때에 다음과 같 은 최소자승법에 의하여 적분점의 값을 절점의 값으로 추 정할 수 있다. 삼각형요소의 적분점의 값이 f_e 인 경우, 각 절점의 값을 f_1, f_2, f_3 로 간주하여 형상함수로 보간하면 아 래와 같이 표현할 수 있다.

$$f = N\bar{f} \quad (8)$$

$$\text{여기서, } N = [N_1, N_2, N_3] \quad \bar{f} = [f_1, f_2, f_3]^T$$

최소자승원리에 의하여 표시하면 아래와 같은 식을 얻는다.

$$E = \sum_e \frac{1}{2} \int_e (f - f_e)^2 dA \quad (9)$$

여기서 식 (8)을 윗식에 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$E = \sum_e \left[\frac{1}{2} \bar{f}^T \left(\int_e N^T N dA \right) \bar{f} - \bar{f}^T \left(f_e \int_e N^T dA \right) + \frac{1}{2} f_e^2 A \right] \quad (10)$$

윗 식을 전체요소로 조합하여 정리하면 아래 식을 얻을 수 있다.

$$E = \frac{1}{2} F^T W F - F^T R + \text{constant} \quad (11)$$

$$\text{여기서, } F = [F_1, F_2, F_3, \dots, F_{NN}]^T,$$

$$W = \int_e N^T N dA,$$

$$R = f_e \int_e N^T dA$$

최소자승법에 의하면, 윗식은 변수 F에 의한 미분값이 0가 되어야 함으로 최종적으로 아래와 같은 식을 얻는다.

$$W F = R \quad (12)$$

식 (12)를 살펴보면, W값은 강성매트릭스에 해당되고, R값은 하중벡터에 해당됨을 알 수 있다. 따라서 기존의 유한요소법의 방정식을 푸는 방법으로 위의 방정식을 계산할 수 있다. 위와 같은 방법으로 각절점에 해당되는 변형 율 값을 계산하여, 시각화 상용프로그램인 Tecplot프로그 램을 이용하여 해석값을 그림으로 표시하였다.

3.3 실험결과 및 고찰

모형 재하판을 서서히 재하하면서 하중과 변위관계를 측정하여 얻은 지지력계수와 침하량의 관계를 그림 6에 표시하였다. 그림에서 표시한 지지력계수 N_d 는 아래와 같 이 표현한 것이다.

$$N_d = \frac{2 \cdot q}{\gamma \cdot B} \quad (13)$$

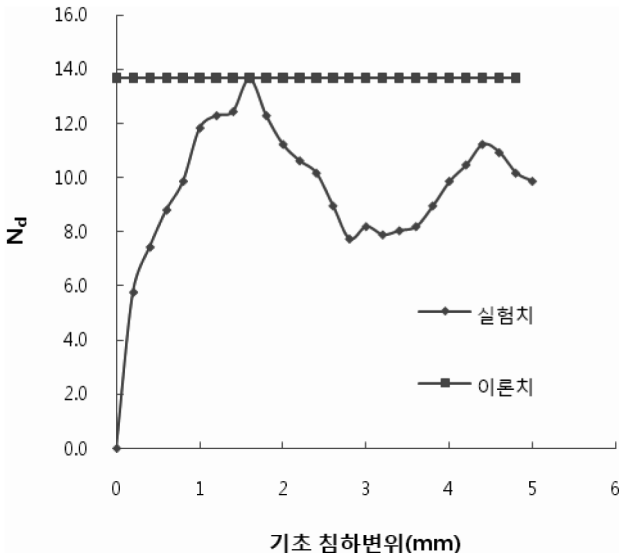


그림 5. 지지력계수와 변위 관계

여기서, B : 기초폭, q : 하중강도, γ : 흙의 단위중량

그림 5의 지지력계수와 침하관계를 보면, 초기에 기초 판의 침하에 따라 선형적으로 하중강도가 증가하며 최고치의 극한지지력값에 도달한 후, 변위의 증가에 따라 다소 급하게 지지력계수는 감소하다가 다시 회복하는 경향을 나타낸다. 예측된 극한지지력계수 값은 기존의 Kumbhojkar 이론값 $N_\gamma = 13.7$ 과 매우 근접한 값을 나타내었다.

또한, 그림 6에 표시한 각 변위단계에 대한 파괴거동을 표시하는 최대전단변형을 분포도를 살펴보면 기초지반의 파괴진행은 하중 최고치 이전에서 기초판 모서리부분에서 파괴가 진행되기 시작하며, 최고치값 후 변위증가에 따라 기초중심 아래로 썩기파괴면이 발달되고 이후 상당한 변위가 진행함에 따라 곡선형태의 파괴면이 발달되어가는 파괴과정을 거치는 것을 알 수 있다. 아울러 기초판 저부의 썩기파괴면의 각도 α 는 대략 45° 로 조사되었다.

4. 수치해석

기초의 지지력 파괴거동을 유한요소법으로 효율적으로 해석하기 위해서, 해석범위는 극한지지력값에 영향이 미치지 않도록 수평방향으로 기초폭의 10배와 깊이 방향으로 기초폭의 5배 범위로 설정하였고 대칭파괴를 가정하여 반단면만 해석하였다. 본 해석에 사용된 수치해석프로그램은 네덜란드공대에서 개발한 PLAXIS8.0을 사용하였다. 해석모델은 그림 7과 같은 메쉬를 이용하였으며, 기초판의 재하과정은 기초바닥에 대응하는 절점의 연직변위를

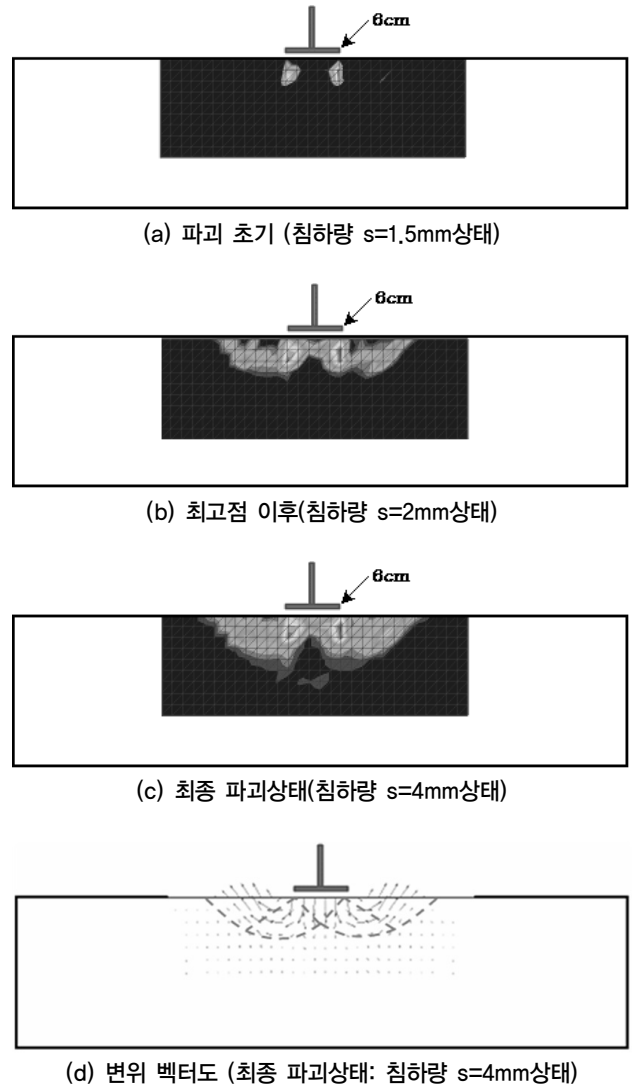


그림 6. 모형기초지반의 파괴 진행모습

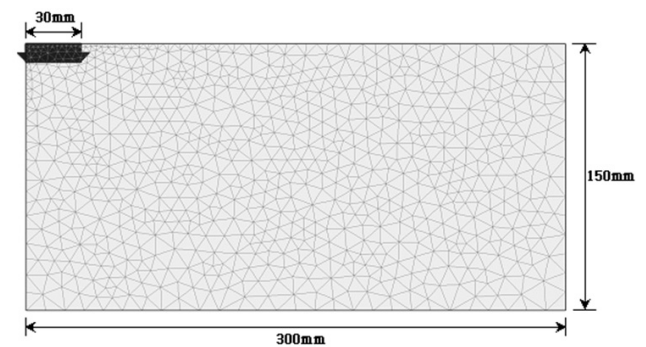


그림 7. 수치해석에 이용된 Mesh

서서히 증가시켜, 기초바닥에 발생하는 반력의 합계치를 하중으로 계산하였다. 기초판 바닥의 경계조건은 수평방향을 구속하여 기초의 거친조건을 표현하였고, 양단은 롤로지지(x방향만 구속), 하단은 힌지지조건(x, y방향 구속)으로 가정하였다. 항복이론은 Mohr-Coulomb이론을

표 1. 유한요소해석 입력값

내부마찰각 ϕ (°)	점착력 c (tf/m ²)	단위중량 γ (tf/m ³)	탄성계수 E^* (tf/m ²)	포아손비 ν^*
28	0	2.18	400	0.3

(* 시행착오를 통한 추정값)

표 2. 체적팽창각에 따른 N_γ (거친 경우)

구 분	$\phi = 0$	$\phi = 10$	$\phi = 15$	$\phi = 20$	$\phi = 25$	$\phi = 28$	Kumbhojkar
N_γ	10.16	12.43	12.84	13.35	13.63	13.68	13.7

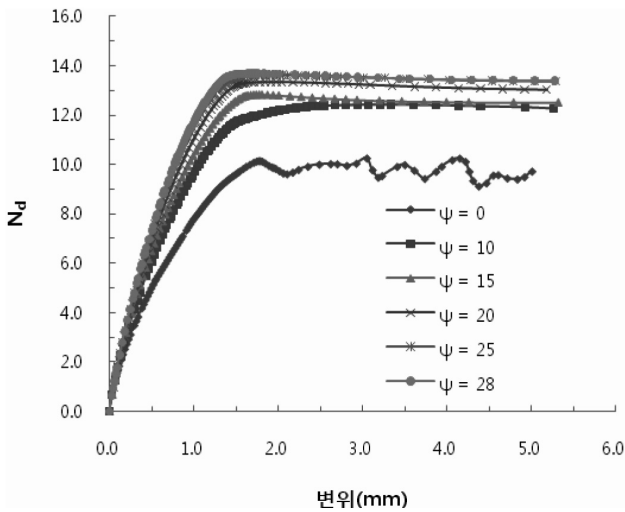


그림 8. 수치해석에 의한 하중-침하량 곡선

사용하였으며 해석에 사용된 재료정수는 다음 표 1과 같다. 지반의 파괴거동을 해석하기 위해서는 지반의 강성변화에 따른 복잡한 구성식보다는 지반의 강도를 c, ϕ 값으로 비교적 간단히 표현하는 완전 탄소성(Perfect Plastic) Mohr-Coulomb 항복이론이 적합한 것으로 알려져 있다. 또한 지반이 파괴상태에 도달하면 체적이 일정해지는 현상이 나타나며 지반 파괴거동해석에서는 이러한 현상을 나타낼 수 있는 비관련 흐름법칙(non-associated flow rule)의 고려가 매우 중요하다(Griffiths, 1989).

4.1 체적팽창각 영향

수치해석상에서 기초지반 파괴거동에 영향을 미치는 체적팽창각의 영향을 조사하기 위하여 체적팽창각을 $\psi=0^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 28^\circ$ 로 변화시켜 기본모델의 같은 조건으로 해석을 수행하였다. 우선, 지지력계수-변위 관계를 살펴보면(그림 8), 초기단계에서는 하중증가와 더불어 침하하는 직선적으로 비례하여 증가하지만, 어느 하중강도에 근접하게 되면 하중증가는 급속히 감소하고 그 이후에는

변위증가에 관계없이 일정한 하중강도를 유지하게 된다. 여기서 특이한 점은 강한 비관련 흐름법칙($\psi=0$)을 적용한 경우 하중최고점 이후 하중값이 감소되는 변형율 연화현상이 발생되었다. 계산된 결과를 극한지지력계수로 표시하여 분석하면 극한지지력 값은 체적팽창각에 의존하는 결과를 나타내었으며, 체적팽창각 감소에 따라 극한지지력 값도 비례하여 감소하는 경향을 나타내었다(표 2). $\psi=0^\circ$ 경우에 비하여 $\psi=28^\circ$ 의 극한지지력계수값의 비는 1.35로 증가하는 결과를 나타내었다. 그리고, 관련 흐름법칙을 적용한 경우($\psi=28^\circ$)에 Kumbhojkar 지지력 계수값에 유사한 값을 보여주었다.

4.2 진행성 파괴거동

그림 9에 유한요소법에 의하여 기초지반의 파괴과정을 모사하기 위하여 각 변위단계에 대하여 기초지반에 발생한 최대전단변형율의 분포도와 소성영역도를 표시하였다($\psi=0^\circ$ 경우). 각 변위단계에 대한 기초지반의 파괴진행 과정을 분석하여 보면, 기초모서리 저면에서 파괴가 먼저 시작되고, 하중이 적은 단계에서는 소성영역이 기초모서리에서 중심선에 향하는 깊은 파괴영역이 발달되나, 기초의 변위가 증가함에 따라 썩기 및 부채꼴 파괴가 발달되어 감을 알 수 있다. 지반의 파괴영역을 분석하는 경우에는 보다 넓은 파괴영역을 나타내는 소성영역도로 표시하는 것 보다는 최대전단변형율 분포도로 결과를 표시하는 것이 보다 명확한 파괴상태를 보이는 것을 알 수 있다.

4.3 기초지반의 파괴범위추정

얕은기초 지지력이론에서 파괴형상과 범위의 추정은 매우 중요한 요인이다. 기존의 극한지지력이론에서 가정한 썩기파괴각도(α), 파괴영향폭(S), 파괴영향깊이(D)에 대한 이론값과 수치해석결과를 비교검토하기 위하여, 기

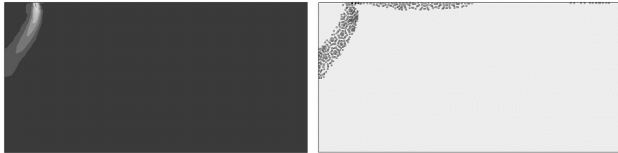
표 3. 체적팽창각에 따른 파괴영역(거친 경우)

구 분	$\phi = 0$	$\phi = 10$	$\phi = 15$	$\phi = 20$	$\phi = 25$	$\phi = 28$	Terzaghi	Meyerhof	실 험 값
$\alpha(^{\circ})$	36,25	39,81	40,91	41,99	43,03	43,03	28	59	45
S(mm)	74	78	83	102	103	104	179	230	101
D(mm)	44	46	47	48	48	49	69	89	49

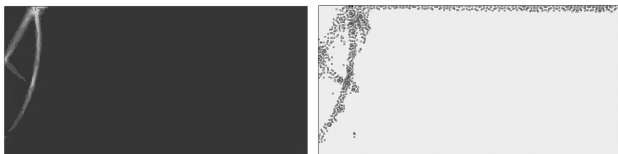
(Terzaghi & Meyerhof 파괴영역 S, D은 공식(4),(5)에 α 값을 대입한 값)

표 4. 체적팽창각에 따른 N_{γ} (미끈한 경우)

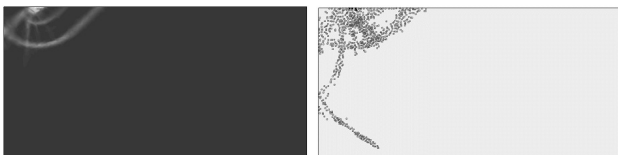
구 분	$\phi = 0$	$\phi = 10$	$\phi = 15$	$\phi = 20$	$\phi = 25$	$\phi = 28$	Michalowski
N_{γ}	5,56	6,01	6,20	6,24	6,35	6,36	8,0



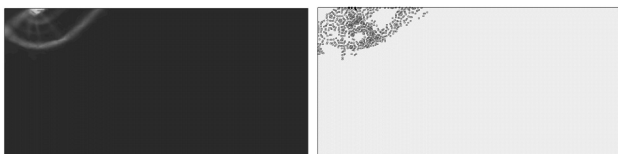
(a) 침하량 $s=0.09\text{mm}$ 상태



(b) 침하량 $s=0.29\text{mm}$ 상태



(c) 침하량 $s=1.77\text{mm}$ 상태



(d) 침하량 $s=1.93\text{mm}$ 상태



(e) 침하량 $s=5.01\text{mm}$ 상태

그림 9. 수치해석에 의한 진행성 파괴 (왼쪽:최대전단변형율도, 오른쪽:소성영역도)

초지반의 파괴영역을 분석하여 표 3에 정리하였다. 정리된 결과를 살펴보면, 실험결과값은 관련흐름법칙을 적용한 수치해석값($\psi=28^{\circ}$)에 매우 근사한 결과를 나타내었으며, 파괴영역을 표시하는 S, D값은 Meyerhof 이론값이 제일 크게 평가되었으며 수치해석결과의 경우에는 체적팽창



그림 10. 수치해석에 의한 파괴형상 (왼쪽:최대전단변형율도, 오른쪽:소성영역도)

각에 비례하여 그 크기가 커지는 경향을 나타내었다.

4.4 기초바닥 거칠기 영향

기초바닥의 거칠기가 기초 지지력에 미치는 영향을 분석하기 위하여 기초바닥을 미끈한 경우로 가정하여 기본 모델과 동일한 조건으로 해석을 수행하였다. 기초바닥이 미끈한 경우에는 기초저면에 대응하는 절점의 수평방향의 변위를 자유로 설정하여 해석하였다. 이 경우의 이론적 극한지지력계수값 N_{γ} 은 Michalowski(1997)에 의하여 $N_{\gamma} = e^{5.1 \tan \phi} \tan \phi$ 로 제안되어져 있다. 유한요소법으로 해석한 경우($\psi=0^{\circ}$) 최종파괴상태에 대한 최대전단변형율도와 소성도로 표시하면 그림 10과 같다. 기초바닥이 미끈한 기초지반의 파괴영역은 기초바닥이 거친조건보다 파괴영향 깊이가, 파괴영향폭 모두 작게 발달되는 것을 알 수 있다. 또한 기초바닥에 발생하는 썩기모양은 발달되지 않고, Hill 형식의 파괴형식을 나타내었다. 체적팽창각에 따른 극한지지력계수값을 살펴보면 거친조건인 경우처럼 체적 팽창각에 비례하는 경향을 나타내었으며, $\psi=0^{\circ}$ 경우 대비 $\psi=28^{\circ}$ 극한지지력계수값 N_{γ} 의 증가비는 1.14로 나타내었다(표 4).

5. 결론

알루미늄봉의 인공지반을 통한 기초지반의 지지력 파괴거동에 대하여 모형실험을 하고, 유한요소법을 이용한

수치시뮬레이션을 수행하여 비교 분석을 통해, 보다 자세한 기초지반의 극한지지력 파괴거동에 대하여 검토하였다. 얻어진 결과를 요약해 보면 아래와 같다.

- (1) 모형기초실험에 의한 기초의 파괴 거동은 기초모서리 부근에서 시작되어 썩기파괴 및 부채꼴 파괴가 발생되어 최종파괴에 이르는 진행성 파괴거동을 나타낸다. 기초의 극한지지력 값은 Kumbhojkar가 제안한 이론 값에 근사하였다.
- (2) 모형기초실험에 의한 기초지반의 파괴영역 범위는 Terzaghi 이론값보다 파괴영향폭(S)는 0.56배, 파괴영향깊이(D)는 0.71배 정도 작게 측정되었으며 기초저면의 썩기파괴각도는 45°에 가까운 값을 나타내었다.
- (3) 유한요소법에 의한 기초의 극한지지력은 체적팽창각에 의존하며 그 크기가 감소할수록 지지력비도 비례하여 감소되며, 거친기초의 경우에 관련흐름법칙을 적용한 극한지지력계수 값은 비관련흐름법칙($\psi=0^\circ$)을 적용한 결과에 비하여 1.35배 크게 평가된다. 따라서 일반적으로 설계에서 가정하는 관련흐름법칙을 사용한 극한지지력계수 값은 실제 흙의 거동인 파괴 시 체적이 일정하게 되는 경우 값에 비하여 불안정한 설계가 된다.
- (4) 마찰각 28°을 가진 지반의 경우, 얇은 기초의 극한지지력 크기는 기초바닥의 거칠기 조건에 따른 극한지지력계수값이 크게 변화하며, 바닥 조건이 거친 경우가 미끈한 경우에 비하여 최대 2.15배정도 크게 평가되었다.

감사의 글

본 연구는 한국학술진흥재단의 지원(과제번호:KRF-2006-521-D00489)을 받아 수행되었음을 밝히며 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 小林正樹 (1990), *地盤の安定·沈下解析における有限要素の適用に関する研究*, 博士学位論文, 東京工業大, pp.2-6.
2. 櫻井春輔 (1982), “トンネル工事における變位計測結果の評價法”, *土木學會論文報告集*, 第317, pp.93-100.
3. 龍岡文夫, 田中忠次, 岡原美知夫, Sliddiquee, M. S. A. (1992), “模型実験, 材料実験, 數値実験における砂質土地盤上の帶基礎支持力”, *土と基礎*, Vol.140, No.5, pp.11-16.
4. Bowles, J.E. (1997), *Foundation analysis and design 5th*, McGraw-Hill, pp.220-223.
5. Bandini, P. (2003), *Numerical limit analysis for slope stability and bearing capacity Calculations*, Ph.D thesis, Purdue University, pp.225-248.
6. Chen, W. F. (1975), *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, pp.73-89.
7. Duncan J. M. (1996), “State of art: Limit equilibrium and finite element method analysis of slope”, *J. Geotech. and Geoenvir. Engrg*, ASCE, Vol.122, No.7, pp.577-596.
8. Frydman, S. and Burd, H. J. (1997), “Numerical studies of bearing capacity factor N”, *J. Geotech. and Geoenvir. Engrg*, ASCE, Vol.123, pp.20-29.
9. Griffiths, D.V. (1982), “Computation of bearing capacity factors using finite elements.” *Geotechnique*, Vol.32, pp.195-202.
10. Griffiths, D.V. (1989), “Computation of collapse loads in geomechanics by finite elements”, *Int. Arch.*, Vol.59, pp.237-244.
11. Kumbhojkar, A. S. (1993), “Numerical Evaluation of Terzaghi’s N_γ ”, *J. Geotech. Engrg*, ASCE, Vol.119, pp.598-607.
12. Manoharan, N. and Dasgupta, S. P. (1995), “Bearing capacity of surface footings by finite elements.” *Computers and Structures*, Vol.54, No.4, pp.563-586.
13. Michalowski, R. L. (1997), “An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis”, *Soils and Found*, Vol.37, No.4, pp.57-64.
14. Siddiquee, M. S. A. (1991), *Finite element analysis of settlement and bearing capacity of footing on sand*, Ph. D. thesis, Tokyo Univ, pp.4-7.
15. Sokolovskii, V. V. (1965), *Statics of granular media*. Pergamon Press, New York.
16. Terzaghi, K and Peck, R.B. (1967), *Soil Mechanics in engineering practice*, John Wiley & Sons Inc, pp.118-129.
17. Toh, C. T. and Sloan, S. W. (1980), “Finite element analyses of isotropic and anisotropic cohesive soils with a view to correctly predicting impending collapse”, *Int. J. Numer. Anal. Meth. in Geomech.*, Vol.4, pp.1-23.

(논문접수일 2009. 12. 12, 심사완료일 2009. 12. 21)