

원심모형시험에 의한 편심하중을 받는 얇은기초의 거동

The Behavior of Shallow Foundation under Eccentric Loads by Centrifuge Model Experiment

유 남 재* 이 명 욱** 박 병 수*** 정 길 수****
Yoo, Nam-Jae Lee, Myung-Woog Park, Byung-Soo Jeong, Gil-Soo

Abstract

This paper is an experimental and numerical work of investigating the bearing capacity of shallow foundation of rubble mound under eccentric loads.

Parametric centrifuge model tests at the 50g level environments with the model footings in the form of strip footing were performed by changing the loading location of model footing, relative density and materials for ground foundation.

For the model ground, crushed rock sampled from a rocky mountain was prepared with a grain size distribution of having an identical coefficient of uniformity to the field condition. Model ground was also prepared with relative densities of 50 % and 80 %. For loading condition, model tests with and without eccentric load were carried out to investigate the effect of eccentric loads and a numerical analysis with the commercially available software of FLAC was performed. For numerical estimation with FLAC, the hyperbolic model of a nonlinear elastic constitutive relationship was used to simulate the stress-strain constitutive relationship of model ground and a series of triaxial compression test were carried out to find the parameters for this model

Test results were analyzed and compared with Meyerhof method (1963), effective area method based on the limit equilibrium method, and a numerical analysis with FLAC.

키워드 : 극한지지력, 얇은기초, 편심하중, 원심모형시험

Keywords : Bearing Capacity, Shallow Foundation, Eccentric Loads, Centrifuge Model Test

1. 서 론

건물, 교량, 그리고 송유관이나 충전탑과 같은 산업설비등 모든 토목 및 건축구조물은 기초 (Foundation)라고 일컬어지는 매체를 통하여 상부 구조물의 하중을 지반에 전달하게 된다.

구조물 기초를 크게 분류하면 직접기초, 케이슨

기초, 말뚝기초의 세가지 형태가 있으며 기초의 폭이 넓고 지지지반이 견고하며 상대적으로 얇은 경우에 설치하는 기초를 직접기초 또는 얇은기초라고 한다.

얇은기초에 대한 극한지지력에 대한 문제를 해결하기 위하여 많은 학자들이 이론적 또는 실험적 결과를 제안하였다. 현재 일반적으로 많이 사용되는 지지력 방정식의 형태는 Terzaghi[13]과 Prandtl[12]의 소성이론을 이용하여 저면이 거친 연속기초의 극한지지력 식이며, 이 식은 후에 Meyerhof[11,13]와 Hansen[3]등에 의해 일반적인 기초의 상태에 적용할 수 있는 극한지지력식으로 발전되었다.

* 강원대학교 토목공학과 정교수, 공학박사
** 동해대학교 토목공학과 전임강사, 공학박사
*** 강원대학교 토목공학과 연구원, 공학박사
**** 강원대학교 토목공학과 박사과정

흔히 기초 구조물에 작용하는 하중은 정확하게 기초의 중심에 작용하지 않고 어느 정도 편심을 갖고 작용한다. 기초 구조물에 편심하중이 작용하면, 그것으로 인하여 부등침하와 모멘트가 발생하여 하중이 커지는 효과를 나타내게 된다. 그러므로 정확한 설계를 위해서나, 중요한 기초구조물을 설계할 때에는 편심을 고려한 설계를 하여야 한다. 현재로는 기초구조물에 편심하중이 작용하는 경우 유효너비의 개념을 이용하여 해석하거나 혹은 편심이 작을 경우 이를 무시하고 해석하고 있다[7,8]. 편심이 없는 경우에 대한 기초의 지지력에 관한 연구는 많이 이루어졌으며[8, 12, 14], 여러 가지 해석방법들과 많은 실험 결과들이 발표되었다[2, 5, 8, 10]. 그러나, 편심하중이 작용하는 기초구조물에 대해서는 현재까지 충분한 연구가 이루어 지고 있지 않으며 기존의 해석방법들로는 극한평형법을 이용한 방법과 극한해석법을 이용하는 방법이 있으며 극한평형법을 이용한 방법으로 Meyerhoff[8] 방법과 Saran[10]방법 등이 있다. Meyerhoff[8]는 기초에 작용하는 편심의 영향을 고려하기 위하여 유효폭의 개념을 도입하여 해석을 하였으며, Saran[10]은 유발계수(Mobilization, m)를 고려하여 편심을 받는 기초의 극한 지지력을 해석하였다. 그 외에 Kusakabe[7]은 표면기초에 strip load가 가해질때의 극한지지력을 극한해석법으로 이용해 해석하였다.

국내에서는 Kwon[16], Kim[15]등이 탄소봉을 이용한 모형실험을 통해 접촉면적비와 파괴메카니즘을 산정하고, 극한해석법으로 수치해석을 수행하여 편심하중하 기초의 지지력을 해석하여 발표하였으며, Sang[17]은 모형박스를 제작한 뒤 모래를 채운 뒤 아크릴 모형기초에 편심하중을 주어 편심하중을 받는 줄기초의 파괴 메카니즘을 극한해석으로 해석하였다.

본 논문에서는 편심하중을 받는 대상기초의 지지력을 고찰하기 위하여 원심모형시험기를 이용 모형실험을 수행하고, 모형실험에서 얻은 극한지지력의 값을 Meyerhoff[8]의 유효면적법을 사용하여 산정한 지지력값과 비교하는 한편, 상용프로그램인 FLAC을 사용한 유한차분의 수치해석을 산정한 지지력값과 비교하는 한편, 편심하중이 대상기초에 미치는 영향을 연구하였다. 한편, 기초지반의 시료와 상대밀도를 변화시켜 이들이 대상기초의 지지력에 미치는 영향을 연구하였다.

2. 실험

실험은 본 연구에 사용된 제주도내 2개의 석산에서 채취된 사석의 물리적 특성을 알아보기로자 비중시험과 입도분석 시험을 실시 하였으며 사석지반의 전단강도 특성을 알아보기 위하여 삼축압축 시험을 수행하였다. 삼축압축 시험은 압밀배수(CD

Test)을 수행하였으며, 사석지반의 성형조건을 알아보기 위하여 최대 최소 건조단위 증량시험도 실시 하였다. 한편, 모형재하실험은 모형지반성형 후 원심모형시험기에서 50g상태로 가속한 후 상재하중을 가한 실험을 수행하였다.

2.1 사석의 물리적인 특성

비중시험은 KS F 2308에 의한 진비중과 KS F 2504에 명시된 잔골재의 비중시험 방법을 이용하여 겉보기 비중을 동시 측정하였다

사석에 대한 비중시험 결과는 표 1에 나타낸바와 같이 진비중은 2.90~2.94의 분포를 겉보기 비중의 경우 2.85~2.88의 분포를 보이고 있다.

표 1. 비중시험 결과

시료명	사석		비교
	M-1	M-2	
진비중	2.94	2.90	
겉보기 비중	2.88	2.85	

모형실험에 사용된 시료의 입도분포는 표 2와 그림 1에 나타내었다. 표와 그림에서 보는 바와 같이 사석의 경우 200번체 통과량이 0.6~0.7%의 분포를 보이고 통일분류법에 의해 GW, GP로 분류됨을 알 수 있다.

표 2. 입도분석시험 결과

시료명	시료번호	No.200(%)	Cu	Cc	USCS
사석	M-1	0.7	4.4	1.5	GW
	M-2	0.6	12.8	3.7	GP

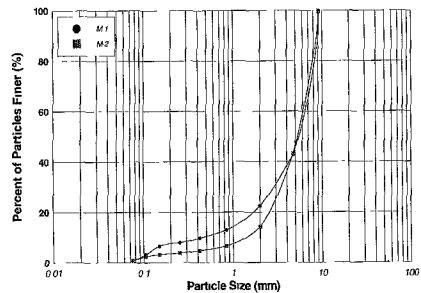


그림 1. 사석의 입도분포곡선

2.2 삼축압축시험 결과

사석의 전단강도 특성을 파악하기 위하여 압밀배수조건인 삼축압축시험을 실시하였으며, 시료조건을 결정하기 위하여 별도의 최대·최소 단위중

량시험을 실시하였다.

삼축압축시험에 사용된 사석의 상대밀도 조건을 결정하기 위하여 최대·최소 단위중량시험을 실시하였다. 최대단위중량시험은 KS F 2346규정에 준하여 시험을 실시하였으며 시험결과 표 3에 나타낸 바와같이 사석시료의 최소건조단위중량은 1.349~1.377 g/cm³ 분포를, 최대단위중량의 경우 1.499~1.504 g/cm³ 분포를 보이 것으로 나타났다.

표 3. 사석의 최대·최소단위중량시험 결과

시료명	시험결과		시험조건		비고
	단위중량(g/cm ³)		상대밀도(%)		
	γ_{dmin}	γ_{dmax}	50	80	
M-1	1.349	1.504	1.422	1.470	
M-2	1.377	1.499	1.425	1.455	

사석지반의 전단강도 특성을 파악하기 위한 삼축압축시험은 본 실험에 사용된 시료의 경우 균등계수를 1.25이하의 조건을 유지하기 위하여 하나의 표준망체에 잔류하는 시료를 사용하였다. 예비시험을 통하여 단위효과 등 실험수행에 영향이 없는 최대입경을 조사한 결과 No.6(3.35mm) 표준망체를 통과하고 No.8(2.36mm) 표준망체에 잔류한 시료가 실험 수행이 가능한 최대입경으로 파악되었다. 시료의 상대밀도조건은 각각 50%와 80%조건으로 시료를 성형하여 시험을 수행하였다.

실험은 압밀배수조건으로 시험을 수행하였으며, 장비용량을 감안하여 각각 0.2, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0kgf/cm²의 구속응력 조건에서 시험을 수행하였다.

삼축압축시험을 실시하여 그 결과를 정리하여 표 4에 나타내었다.

표 4. 삼축압축시험 결과

시료	구속응력	축차응력 ($(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, kg/cm ²)					ϕ' (°)
		0.2	0.5	1.0	1.5	2.0	
M-1	Dr=50%	1.708	2.863	5.037	6.159	7.509	41~54
	Dr=80%	1.910	3.398	5.259	7.244	7.925	42~56
M-2	Dr=50%	2.055	3.540	5.749	7.013	8.615	43~57
	Dr=80%	1.741	3.815	5.818	6.846	7.925	43~54

2.3 모형실험

본 연구에서는 축소된 모형을 인위적으로 가속시켜 토립자의 자중을 증가시킴으로서 현장상태의 응력을 재현시켜 그의 거동을 관찰할 수 있는 원심모형실험기법을 사용하였다.

얇은기초의 편심에 대한 영향을 알아보고자 기초에 재하되는 하중재하위치를 기초의 중심과 기초의 중심으로부터 편심을 주어 재하였으며, 모형

지반의 시료의 종류와 상대밀도를 변화시켜 50 g 중력수준에서 시험을 실시하였다.

2.3.1 실험장치 및 실험방법

본 실험에서는 강원대학교 지반공학연구실에 설치된 원심모형시험기를 사용하였다. 2차원 평면변형조건외 모형거동을 모사하기 위하여 사용한 모형토조는 그림 2에 보이와 같다. 그림 2의 실험에 사용된 모형지반은 제주도내 2개의 석산에서 채취된 사석으로 조성하였으며 모형기초는 길이 20cm, 두께 2.5cm, 폭 4cm 크기의 강성 알루미늄 모형기초를 사용하였다. 기초의 하중은 유압식 하중재하장치를 사용하였으며 하중재하시 모형기초의 연직침하량을 측정하기 위하여 LVDT를 사용하였다. 상재하중의 크기는 하중계(load cell)을 하중재하장치에 장착하여 하중을 측정하였다.

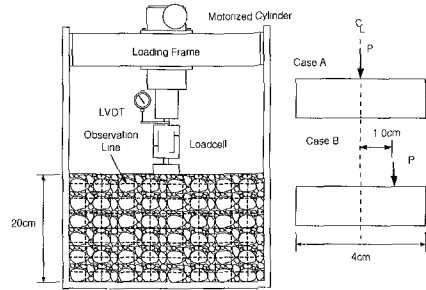


그림 2. 모형토조와 기초의 제원

실험은 상대밀도 50%, 80%의 균질한 상대밀도를 갖는 모형지반을 형성한뒤 모형토조를 원심모형시험기의 바스켓에 설치하고 50g 중력수준까지 원심력을 증가시켜 일정한 중력수준을 유지한 후 하중을 재하하여 기초의 하중-침하특성을 관찰하였다.

3. 기초의 극한지지력

기초의 지지력을 산정할 때에는 일반적으로 흙이 강성재료(rigid material)이라는 가정, 즉 전반전단파괴(general shear failure) 된다는 가정하에서 시작된다. 흙의 전단강도는 Mohr-Coulomb의 파괴이론에 의하여 다음의 식 1과 같다.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1)$$

여기서, c : 점착력, ϕ : 내부 마찰각,
 σ : 수직응력, τ : 전단응력.

Terzaghi[13]는 너비가 W 이고, 근입깊이가 D_f 인 얇은 줄기초 그림 3의 기초의 지지력을 다

음의 식 2와 같이 제안하였다.

$$q = c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot W \cdot N_r \quad (2)$$

여기서, c : 점착력,

P_o : 상재하중 ($= \gamma \cdot D_f$),

γ : 흙의 단위 중량, W : 기초폭,

N_c, N_q, N_r : 지지력 계수.

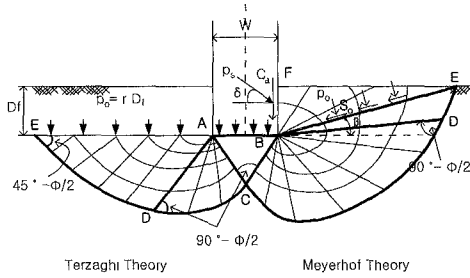


그림 3. 기초주위에서의 소성영역

이 방법은 소성이론(plastic theory)에 근거하고 있으며 그림 3의 왼쪽에서 보는 바와 같이 파괴메카니즘은 기초아래의 ABC는 탄성평형상태로 기초의 일부분으로 작용하며 이 지역의 양쪽에는 두개의 소성지역인 방사전단지역 ACD와 평면전단지역(plane shear zone) ADE의 3개의 소성평형지역으로 구성된다. 얇은 기초의 경우 상재하중에 의한 전단강도는 무시하고 오직 그 지역의 흙무게를 등가상재하중(equivalent surcharge, P_o)으로 고려한다. 이 방법에 의한 해석결과는 보수적이며 가정된 파괴메카니즘은 일반적으로 관측된 실제의 흙의 움직임과는 잘 일치하지 않는다고 알려져 있다 Meyerhof [6].

이런 단점들을 극복하기 위하여 Meyerhof[6]는 표면기초에 대한 이전의 소성평형해석을 얇은기초와 깊은기초의 경우로 확대 시켰다. 그림 3의 오른쪽에서 기초축 BF에 작용하는 힘의 합력과 흙재기 BEF의 무게를 면 BE에 수직 및 접선방향을 작용하는 등가응력(equivalent stress) P_o 와 S_o 로 대체한다. 이 등가응력이 작용하는 면을 등가자유면(equivalent free space)이라 하며 이 면의 경사각 β 는 기초의 근입깊이와 등가응력에 따라 증가한다. 이것을 근거로 지지력은 다음과 같이 근사적으로 표현 할 수 있다.

$$q = c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot W \cdot N_r \quad (3)$$

여기서, P_o : 등가응력 ($= \gamma \cdot D_f$),

위 식은 위에서 언급한 Terzaghi[13]가 제안한

식 2와 형태와 같지만, 식 2에서는 P_o 를 상재하중을 의미하는 반면에 Meyerhof[8]의 식에서는 등가응력을 나타낸다.

그리고 식 2의 지지력 계수들 N_c, N_q, N_r 는 흙의 내부마찰각, ϕ 와 바닥면의 거칠기에 의존하는 반면에 식 3에서는 기초의 근입깊이와 형상, 흙의 내부마찰각 ϕ , 그리고 바닥면의 거칠기에 따라 변화하는 일반적인 지지력 계수들이다.

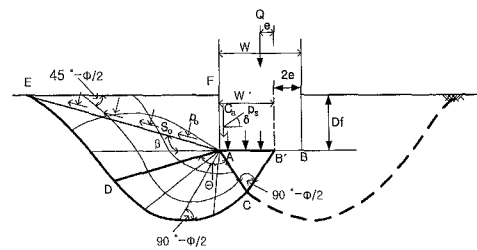


그림 4. 편심하중을 받는 기초의 소성영역 (Meyerhof)

Meyerhof[8]는 편심하중을 받는 기초의 지지력을 계산하는데 감소된 너비의 개념을 이용하여 감소된 너비의 기초중심에 하중이 작용하는 것으로 가정하여 해석을 하였다. 편심량이 e 인 수직하중 Q 가 기초에 작용할 경우, 하중은 그림 4에서의 유효너비(effective width)를 갖는 기초의 중심에 작용한다고 가정할 수 있다. 그리고 유효폭은 아래의 식 4와 같이 나타낼수 있다.

$$W' = W - 2e \quad (4)$$

여기서, W : 기초폭, W' : 변화된 기초폭,

e : 편심.

다소 보수적이지만 ($B-B'$)의 너비를 무시한다면, 편심이 작용하고 있는 쪽에 있는 흙에서의 소성평형지역들은 하중이 기초중심에 작용하는 경우와 같아진다. 그러므로 기초의 지지력은 다음식 5와 같다.

$$q = Q/W' = c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + \frac{1}{2} \gamma W' N_r \quad (5)$$

여기서, c : 점착력,

P_o : 등가응력 ($= \gamma \cdot D_f$),

W' : 기초폭, γ : 흙의 단위 중량,

N_c, N_q, N_r : 지지력 계수.

위 식에서 N_c, N_q, N_r 는 기초중심에 하중이 작용하는 경우의 지지력 계수들이다. 식 5는 기초 바닥면에 작용하는 저항력이므로 편심하중이 작용하는 기초의 전 지지력을 얻기 위해서는 식 5에

의한 지지력과 기초축 위에 작용하는 마찰력 ($C_a + P_s \cdot \cos \delta$)를 합하여야 한다. 식 5에 의하면 편심하중에 의한 기초지지력의 감소는 흙의 성질(c, ϕ, γ)과 기초의 크기 및 상재하중의 크기 등에 의존함을 알 수 있다.

후에 Meyerhof[9]는 기초의 형상, 근입심도, 경사하중 등을 고려한 일반적인 지지력방정식을 제안하였으며 그 식은 아래의 식 6과 같다.

$$q_u' = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ca} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qa} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma a} \quad (6)$$

- 여기서, γ : 흙의 단위 중량, c : 점착력,
- q : 상재하중 ($= \gamma \cdot D_f$),
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: 형상계수,
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: 근입심도계수,
- $F_{ca}, F_{qa}, F_{\gamma a}$: 경사하중계수,
- N_c, N_q, N_γ : 지지력 계수.

4. 수치해석

수치해석에서는 지반의 거동 및 토목공학 전반에 관하여 범용적으로 사용되고 있는 상용프로그램인 FLAC를 사용하였다. 해석시 Large Strain Mode 기법을 도입하여 구조물의 변위가 누적되도록 하였으며, 모형기초지반의 응력-변형구성관계를 탄소성모델인 쌍곡선모델을 사용하여 해석을 수행하였다. 한편, 모형토조는 강성의 매질을 갖는 강성체로 모델링하여 구조물 자체에 변위가 발생하지 않도록 하였으며 모형지반과 모형토조 사이에는 경계요소(interface element)를 두어 이들 사이에 유발되는 마찰력을 고려하였다

4.1 해석방법

본 해석에서 사용된 모형토조의 제원은 그림 5와 같으며 수치해석 격자망 및 경계조건은 그림 6 ~ 그림 11과 같다. 한편, 모형토조에 대한 물리적인 특성을 표 5에 나타낸 바와 같으며 기초지반으로 사용된 사석의 응력-변형률의 구성관계의 쌍곡선 모델변수는 표 6과 같다.

표 5. 수치해석에 사용된 재료의 물성

물성	재료	콘크리트	알루미늄
탄성계수 (Mpa)		30	72
프와송비 (ν)		0.35	0.35
단위중량 (kN/m^3)		20.58	23.52

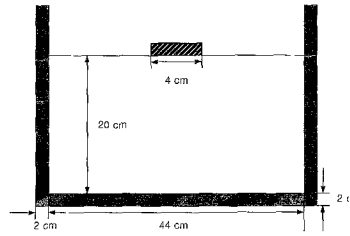


그림 5. 원심모형토조의 제원

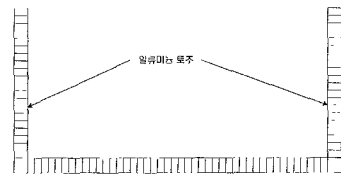


그림 6. 알루미늄 토조의 형성

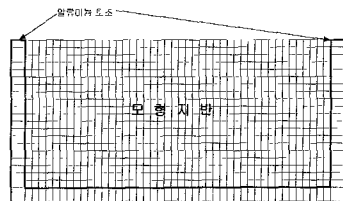


그림 7. 모형지반의 형성

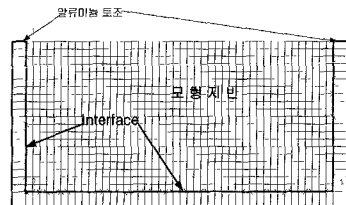


그림 8. 경계요소의 설치

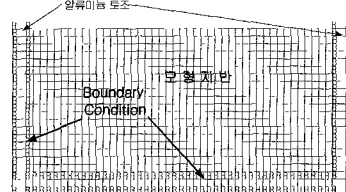


그림 9. 모형지반의 경계조건

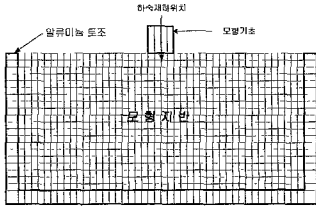


그림 10. 기초중양에 하중재하

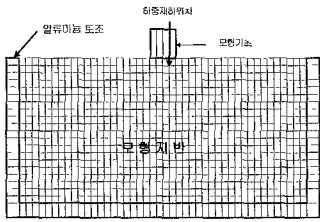


그림 11. 편심하중 기초에 재하

표 6. 사석지반 쌍곡선 모델 매개변수

시료	M-1		M-2		
	50	80	50	80	
상대밀도(Dr, %)	50	80	50	80	
점착력 c (kgf/cm ²)	0	0	0	0	
내부 마찰각	ϕ (°)	44	44.48	44.6	44.7
		K	697.2	725.97	593.7
응력-변형	n	0.393	0.4	0.376	0.359
	Rf	0.82	0.826	0.81	0.81
	Pa(kgf/cm ²)	1.033	1.033	1.033	1.033

4.2 경계요소

본 수치해석에서는 기초지반과 모형토조사이의 경계요소(interface element)는 그림 12에 나타난 바와 같다. 두 접촉면 A, B 사이의 경계요소는 마찰력, 점착력, 인장강도, 연직강성 및 전단강성의 성질을 갖는다. 이때 전단저항력은 $S = cL + \tan \phi F_n$ 의 Mohr - Coulomb 전단강도식을 따르며, c는 접촉면 사이의 점착력, ϕ 는 접촉면 사이의 마찰각, L은 접촉면의 길이, F_n 은 접촉면 사이의 연직력을 나타낸다.

아래의 식 7은 본 수치해석에서 적용된 연직강성(K_n)과 전단강성을(K_s)를 산정하는 식이다.

$$K_n = K_s = \frac{Bulk + \frac{4}{3} Shear}{\Delta z_{mn}} \times 10 \quad (7)$$

여기서, $Bulk = \frac{E}{3(1-2\nu)}$,

$$Shear = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ν : 포아송 계수,
 E : 지반의 탄성계수 (Kpa),
 Δz_{mn} : 인접지반의 가장짧은 변의 Element 길이.

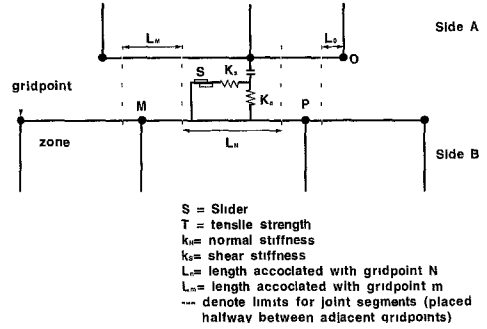


그림 12 전단강성(K_n)과 연직강성(K_s)이 스프링으로 연결된 A와 B 사이의 경계요소식도

5. 결과분석

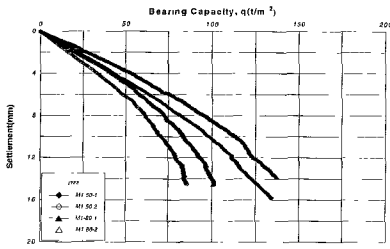
5.1 원심모형시험결과

사석지반의 지지력 특성을 분석하기 위하여 원심모형시험을 수행한 결과 그림 13, 14와 같은 하중-침하곡선을 획득하였다. 결과에서 보는바와 같이 침하량이 증가함에 따라 지지력이 선형적으로 증가하며 100 t/m²내외에서 항복점에 도달하는 경향을 보인다. 표 7에 정리한 바와 같이 사석지반의 경우 편심재하 여부에 따라 86~141 t/m²의 항복지지력 분포를 보이는 것으로 나타났다. 이것은 하중이 증양에 재하될때보다 편심하중하의 지지력이 약 23 ~ 30 % 정도 감소함을 나타내는데 이는 하중을 받는 유효면적의 감소에 기인하는 것으로 판단된다.

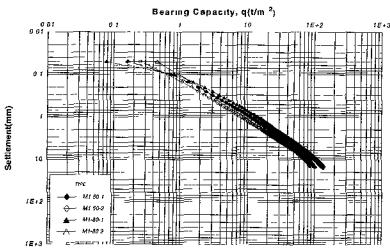
표 7. 지지력시험 결과

사용 시료	실험조건		실험결과	
	상대밀도 (%)	편심위치 (e, cm)	항복지지력 (σ_y , t/m ²)	침하량 (S_{yield} , mm)
M-1	50	0	123	12.8
	50	1.0	85	10.0
	80	0	128	10.2
	80	1.0	86	8.0
M-2	50	0	136	11.5
	50	1.0	105	11.0
	80	0	141	9.5
	80	1.0	108	10.0

원심모형시험에 의한 편심하중을 받는 얇은기초의 거동

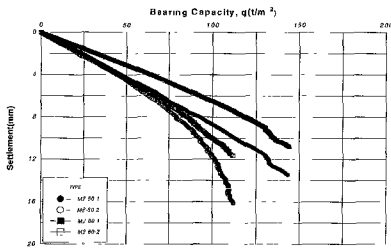


(a) 하중-침하 관계곡선(정규 좌표)

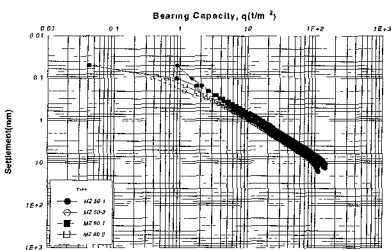


(b) 하중-침하 관계곡선(대수좌표)

그림 13. 지지력시험 결과(M-1)



(a) 하중-침하 관계곡선(정규 좌표)



(b) 하중-침하 관계곡선(대수좌표)

그림 14. 지지력시험 결과(M-2)

5.2 Meyerhof의 유효면적법

편심하중하의 극한지지력의 계산은 Meyerhof의 유효면적법을 사용하였다. 극한지지력의 계산은 위의 식 6을 이용하였으며 내부마찰각에 따른 지지력계수 N_γ 은 아래의 표 8을 이용하였다. 한편, 지지력계수를 구하기 위한 내부마찰각은 각각의 구속응력에 따른 Mohr원을 도시하여 구한 평균 내부마찰각 ϕ_{avg} 을 구하여 지지력계수 산정에 이용하였다

5.2.1 M-1시료 기초중앙 하중재하(Dr=50%)

기초지반의 재료를 M-1시료 상대밀도 50%로 조성하는 경우 이 지반의 단위중량은 1.422 t/m³이며 내부마찰각은 삼축압축시험결과 구속응력에 따라 $\phi = 41^\circ \sim 54^\circ$ 의 범위를 갖음을 알수 있었다. 따라서 아래의 그림 15와 같이 각각의 구속응력에 따른 Mohr원을 도시하여 평균 내부마찰각 ϕ_{avg} 을 결정하였으며 이 값을 극한지지력 해석시 내부마찰각으로 사용하였다. 그림 15에 나타난 바와같이 평균내부마찰각은 $\phi_{avg} \approx 44^\circ$ 이다.

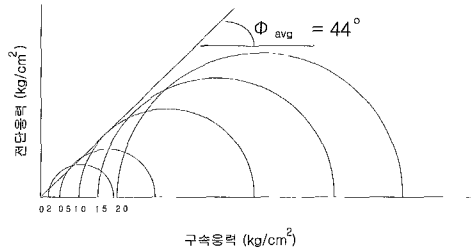


그림 15. M-1시료 Mohr 원 (Dr=50%)

표 8. Meyerhof의 지지력 계수(N_γ)

ϕ	N_γ	ϕ	N_γ	ϕ	N_γ	ϕ	N_γ
0	0.00	14	0.92	28	11.19	42	139.32
1	0.002	15	1.13	29	13.24	43	171.14
2	0.01	16	1.38	30	15.67	44	211.41
3	0.02	17	1.66	31	18.56	45	262.74
4	0.04	18	2.00	32	22.02	46	328.73
5	0.07	19	2.40	33	26.17	47	414.32
6	0.11	20	2.87	34	31.15	48	526.44
7	0.15	21	3.42	35	37.15	49	674.91
8	0.21	22	4.07	36	44.43	50	873.84
9	0.28	23	4.82	37	53.27	51	1143.93
10	0.37	24	5.72	38	64.07	52	1516.05
11	0.47	25	6.77	39	77.33	53	2037.26
12	0.60	26	8.00	40	93.69		
13	0.74	27	9.46	41	113.99		

Meyerhoff[8]가 제안한 유효면적법에 따른 극한 지지력식은 6과 같으며, 본 시험의 초기조건 즉, 사석지반이므로 점착력은 $c=0$, 기초의 위치는 지표면과 동일하므로 근입깊이는 $Df=0$ 로 등가하중 또한 $q=0$ 이 된다. 이와같은 초기조건을 적용하면 극한지지력 공식은 식 8과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_u' = \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma n} \quad (8)$$

여기서, N : 증력수준, B' : 유효폭,
 γ : 흙의 단위 중량,
 N_γ : 지지력 계수,
 $F_{\gamma s}, F_{\gamma d}, F_{\gamma n}$: 영향계수.

위 식에서 단위중량은 원심모형실험의 증력수준이 50g에 해당되므로 단위중량은 $\gamma = N \gamma = 50\gamma$ 로 계산하고 유효기초폭은 $B' = B - 2e$ 의 식에서 $e=0$ 을 대입하면 유효폭은 $B' = 0.04m$ 이 되며, 지지력 계수 N_γ 은 표 8로 부터 평균내부마찰각 $\phi_{avg} = 44^\circ$ 에 대응하는 $N_\gamma = 211.41$ 로 결정할 수 있으며, 형상계수는 $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \cdot (B' / L')$ 에서 B' 와 L' 에 폭 0.04m와 길이 0.198m를 대입하여 $F_{\gamma s} = 0.919$ 로 구할 수 있으며, 근입깊이계수 $F_{\gamma d}$ 는 실험조건이 $Df/B \leq 1$ 이므로 $F_{\gamma d} = 1$ 로 계산되며, 경사계수는 $F_{\gamma n} = (1 - \beta/90)$ 에서 $\beta = 0$. 을 대입하여 $F_{\gamma n} = 1$ 로 계산할 수 있다.

위와 같이 계산된 각 계수들의 값을 식 8에 대입하여 편심하중 제하시 극한지지력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$q_u' = \frac{1}{2} \times 50 \times 1.422 (t/m^2) \times 0.04 (m) \times 211.41 \times 0.919 \times 1 = 276.27 t/m^2$$

한편, 위 계산값은 극한지지력값이므로 위 값을 허용지지력값으로 환산하여 극한지지력의 1/3의 값으로 계산하면 하중이 기초중앙에 제하되는 경우 허용지지력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_a' = \frac{q_u'}{3} = 92.09 t/m^2$$

5.5.2 M-1시료 편심하중재하(Dr=50%)

하중이 기초의 중심으로부터 1 cm 편심거리를 갖고 제하되었을 때의 이 기초가 받는 유효단면은 그림 16과 같이 나타낼 수 있다.

편심하중하 극한지지력의 계산은 Meyerhoff[8]가

제안한 유효면적법을 이용하였으며, 이 식에 편심하중을 받는 기초의 초기조건 ($c=0, q=0$)을 대입하면 편심하중하의 극한지지력 공식은 앞서 언급한 식 8와 같다.

단위중량은 원심모형실험의 증력수준이 50g에 해당되므로 단위중량은 $\gamma = N \gamma = 50\gamma$ 로 계산하고, 유효기초폭은 $B' = B - 2e$ 의 식으로부터 제하하중이 기초의 중심으로부터 1cm 떨어진곳에 제하되므로 $e = 0.01m$ 을 대입하여 유효폭은 $B' = 0.02 m$ 와 같이 계산되며, 지지력 계수 N_γ 은 표 8로부터 평균내부마찰각 $\phi_{avg} = 44^\circ$ 에 대응하는 $N_\gamma = 211.41$ 로 결정할 수 있으며, 형상계수는 $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \cdot (B' / L')$ 의 식으로부터 B' 와 L' 에 폭 0.02m와 길이 0.198m를 대입하여 $F_{\gamma s} = 0.96$ 으로 구할 수 있으며, 근입깊이계수 $F_{\gamma d}$ 는 실험조건이 $Df/B \leq 1$ 이므로 $F_{\gamma d} = 1$ 로, 경사계수는 다음의 식 $F_{\gamma n} = (1 - \beta/90)$ 에 $\beta = 0$. 을 대입하여 $F_{\gamma n} = 1$ 로 계산할 수 있다. 위와 같이 계산된 각 계수들의 값을 식 8에 대입하여 편심하중 제하시 극한지지력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$q_u' = \frac{1}{2} \times 50 (g) \times 1.422 (t/m^2) \times 0.02 (m) \times 211.41 \times 0.96 \times 1 = 144.3 t/m^2$$

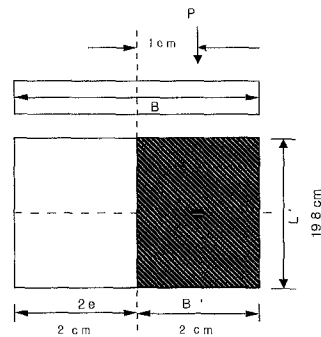


그림 16. 기초에 편심하중제하시 유효단면적

한편, 여기서 계산된 지지력은 극한지지력값으로 앞서 중앙에 제하된 기초와 마찬가지로 허용지지력값으로 계산하면 극한지지력의 1/3으로 계산되어 허용지지력값은 아래와 같이 나타낼 수 있다

$$q_a' = \frac{q_u'}{3} = 48.1 t/m^2$$

한편, M-1 및 M-2시료의 극한지지력을 계산하기 위하여 하중의 재하위치를 변화시키고 및 상대 밀도를 변화시켜 Meyerhoff[8]의 극한지지력 공식인 식 8에 대입할 계수값을 계산하여 표 9에 정리하여 나타내었다. 여기서, e=0은 하중의 기초중앙에 재하, e=1은 편심하중 재하를 나타낸다.

위 표 9를 이용하여 각각의 경우에 대한 극한지지력을 산정하여 표 10에 나타내었다.

표 10의 허용지지력 결과에 나타난 바와같이 Meyerhoff[9]가 제안한 유효면적법에 의한 극한지지력 산정결과 기초중앙에 하중이 재하되는것에 비해 편심하중이 작용하였을때의 극한지지력이 48% 정도 감소하는 것을 알수 있으며 이는 유효폭이 0.04m에서 0.02m로 감소하는데 기인하는 것으로 판단된다. 한편, 원심모형실험과의 비교결과 상재하중이 기초중앙에 재하되는 경우는 실험값에 비해 약 1.5 ~ 1.6배 정도 크게, 편심하중이 재하된 경우는 실험값에 비해 약 1.15 배 정도 크게 산정됨을 알수 있다.

5.3 수치해석

상용프로그램인 FLAC를 사용하고 모형지반으로 사용된 M-1 및 M-2시료에 대해 모형지반의 응력-변형관계를 쌍곡선 모델을 적용하고 각각의 상대 밀도에 대하여 하중재하위치를 변화시켜 수행된 원심모형실험에 대해 수치해석을 수행한 결과 아래의 그림 17~ 그림 24의 결과를 얻었다.

표 9. 극한지지력계산시 계수값

중력수준	단위중량	유효폭	유효길이	지지력계수	형상계수	근입도계수	경사계수
N	γ (t/m ³)	B' (m)	L' (m)	N_γ	$F_{\gamma s}$	$F_{\gamma d}$	$F_{\gamma n}$
M-1, Dr=80%, e=0, $\phi_{avg}=44.48$.							
50	1.470	0.04	0.198	236.05	0.919	1	1
M 1, Dr=80%, e=1, $\phi_{avg}=44.48$.							
50	1.470	0.02	0.198	236.05	0.96	1	1
M-2, Dr=50%, e=0, $\phi_{avg}=44.6$.							
50	1.425	0.04	0.198	242.2	0.919	1	1
M-2, Dr=50%, e=1, $\phi_{avg}=44.6$.							
50	1.425	0.02	0.198	242.2	0.96	1	1
M-2, Dr=80%, e=0, $\phi_{avg}=44.7$.							
50	1.455	0.04	0.198	247.3	0.919	1	1
M-2, Dr=80%, e=1, $\phi_{avg}=44.7$.							
50	1.455	0.02	0.198	247.3	0.96	1	1

표 10. 원심모형시험과 유효면적법에 의한 허용지지력 값의 비교

사용시료	실험조건		지지력(t/m ²)			
	상대 밀도 (%)	편심 위치 (cm)	원심모형 실험결과		극한평형 해석	
			항복 지지력	허용 지지력	극한 지지력	허용 지지력
M-1	50	0	123	61.5	276.3	92.09
	50	1	85	42.5	144.3	48.1
	80	0	128	64	318.9	106.3
	80	1	86	43	166.6	55.3
M-2	50	0	136	68	317.2	105.7
	50	1	105	52.5	165.7	55.2
	80	0	141	70.5	330.7	110.2
	80	1	108	54	172.7	57.6

그림에서 e=0은 하중재하위치를 기초의 중앙에서 e=1은 기초의 중앙에서 1cm 편심을 주어 하중을 재하한 실험결과를 나타내고 있다. 한편, 각 그림에서 1cm의 편심거리에 하중을 재하한 실험결과는 편심거리가 일반적인 허용범위인 B/6를 벗어나는 실험으로 수치해석상에서 기초가 회전하기 전까지의 하중값을 획득하여 회기분석을 통해 항복 하중값을 산정하였다.

수치해석결과 획득한 하중침하 곡선으로부터 극한지지력을 산정하여 원심모형실험 결과와 비교하여 각각의 시료에 대해 항복하중과 허용하중값으로 계산하여 아래의 표 11에 나타내었다.

표 11에 수치해석 결과에 나타난 바와같이 시료의 종류 및 상대밀도와 상관없이 재하위치에 따라서 기초중앙에 하중이 재하되었을때에 비해 편심하중재하시에 허용지지력이 약 30 % 감소하는 것으로 나타났다. 이는 원심모형 실험과 Meyerhoff의 유효면적법에 의한 결과와 같은 경향을 나타내고 있음을 알수 있다.

한편, 표 11에 나타난 바와같이 수치해석결과가 원심모형실험에 비해 허용지지력값이 약 13 %정도 크게 산정되었으며 이는 그림 18 - 그림 25에 나타난 바와 같이 원심모형실험에서의 하중-침하 곡선의 기울기에 비해 수치해석결과의 기울기가 약간 크게 산정되고 있음을 통해 알 수 있다

FLAC을 사용한 원심모형 실험결과에 대한 수치해석결과 대체적으로 일치하고 있으나 수치해석결과가 실험값에 비해 약간의 오차를 갖는 것은 삼축압축 실험결과에서 축변형률에 대한 축차응력 그래프에서 나타난 바와같이 각각의 구속응력에 대한 극한값의 산정이 재료의 interlocking에 의해 명확히 구별되어 있지 않아 파괴시 축차응력의 선정이 쉽지 않았으며 이러한 결과는 본 수치해석의 경우 삼축실험 결과를 바탕으로 쌍곡선 매개변수를 선정함에 있어 극한값을 어느 기준을 맞추는가에 따라 재료의 탄성계수를 결정하는 쌍곡선 파라

메타 K 값과 기울기 n 값이 유동적이므로 이러한 관점에서 실험값과 수치해석상의 허용응력값의 차이가 발생되었다고 판단된다.

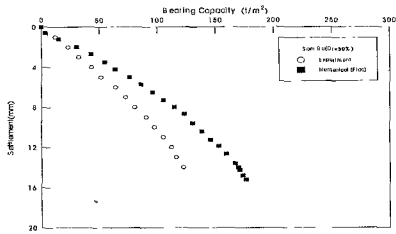


그림 17. 하중-침하 관계곡선 비교 (M-1시료, $D_r=50\%$, $e=0$)

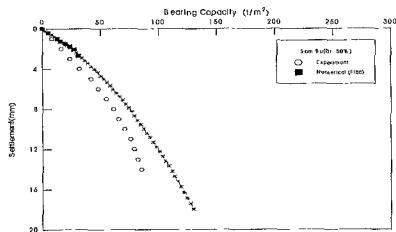


그림 18. 하중-침하 관계곡선 비교 (M-1시료, $D_r=50\%$, $e=1$)

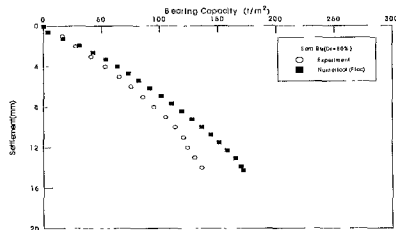


그림 19. 하중-침하 관계곡선 비교 (M-1시료, $D_r=80\%$, $e=0$)

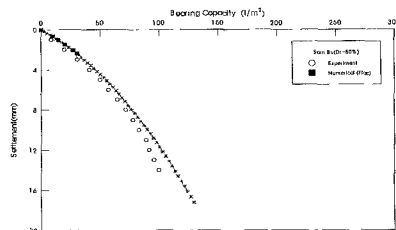


그림 20. 하중-침하 관계곡선 비교 (M-1시료, $D_r=80\%$, $e=1$)

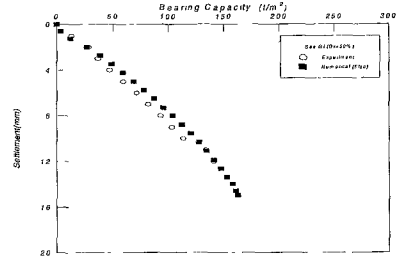


그림 21. 하중-침하 관계곡선 비교 (M-2시료, $D_r=50\%$, $e=0$)

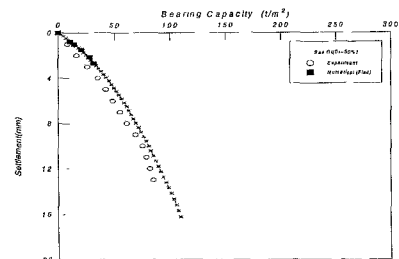


그림 22. 하중-침하 관계곡선 비교 (M-2시료, $D_r=50\%$, $e=1$)

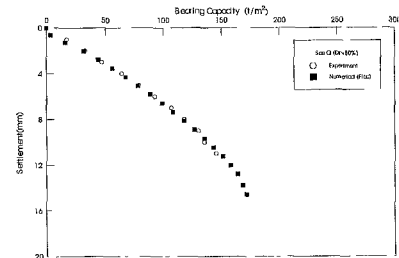


그림 23. 하중-침하 관계곡선 비교 (M-2시료, $D_r=80\%$, $e=0$)

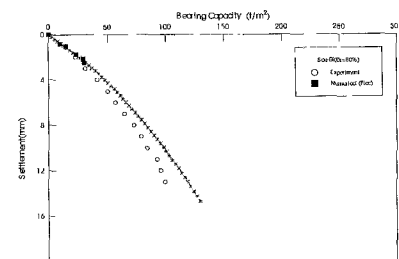


그림 24. 하중-침하 관계곡선 비교 (M-2시료, $D_r=80\%$, $e=1$)

표 11 원심모형실험과 수치해석 허용지지력 값의 비교

실 험 조 건			지지력(t/m ²)			
사용 시료	상대 밀도 (%)	편심 위치 (cm)	원심모형 실험결과		수치해석	
			항복 지지력	허용 지지력	항복 지지력	허용 지지력
M-1	50	0	123	61.5	140	70
	50	1	85	42.5	110	55
	80	0	128	64	150	75
	80	1	86	43	115	58
M-2	50	0	136	68	150	75
	50	1	105	52.5	97	49
	80	0	141	70.5	162	81
	80	1	108	54	118	59

6. 결론

편심하중을 받는 대상기초의 지지력특성을 고찰하기 위하여 원심모형시험기를 이용 시석지반에 편심하중 모형실험을 수행하고, 모형실험에서 얻은 극한지지력의 값을 극한평형법을 사용한 Meyerhof[8]의 유효면적법을 사용하여 산정한 지지력과 비교분석하는 한편, 상용프로그램인 FLAC을 사용한 유한차분의 수치해석을 통해 지지력을 산정하여 실험결과와 비교분석을 실시 하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

1. 사석지반의 지지력에 관한 원심모형 실험 결과 하중 - 침하량 관계의 경우 침하량이 증가함에 따라 지지력이 선형적으로 증가하며 100 t/m² 내외에서 항복점에 도달하는 경향을 보이며, 편심 재하 여부에 따라서 86 - 141 t/m²의 항복 지지력 분포를 보이는 것으로 나타났다. 이것은 하중이 중앙에 재하될때보다 지지력이 약 23 - 30 % 정도 감소함을 나타내는데 이는 편심으로 인해 하중을 받는 유효면적의 감소에 기인하는 것으로 판단된다.
2. 극한평형법을 이용한 Meyerhof[8]의 유효면적법으로 기초중심에 하중이 되었을 경우와 1.0 cm 편심하중 작용시 계산된 허용지지력값은 기초중심에 재하되는 경우에 비해 편심하중이 작용하는 경우 약 48%의 지지력이 감소하는 것을 알 수 있었으며 이는 기초면적의 감소에 거의 비례하는 것으로 나타났다. 한편, 원심 모형 실험결과를 통해 획득한 실험결과에 비해 기초중심에 하중이 재하되는 경우 허용지지력 값은 약 1.5 ~ 1.6배 정도 크게 산정 되었으며, 편심하중이 재하된 경우는 실험값에 비해 약 1.15 배 정도 크게 산정되어 있음을 알 수 있다.
3. 원심모형 실험결과를 상용프로그램인 FLAC에

쌍곡선 모델을 적용하여 수치해석을 실시한 결과 하중재하 위치에 상관없이 약 1.2 - 1.3배 가량 허용지지력이 크게 산정되는 것으로 나타났다

한편, 수치해석시 편심하중이 재하되는 경우 하중이 중앙에 재하되는 경우에 비해 약 22 - 35 % 수준으로 허용지지력이 감소하는 경향이 나타나며 이는 원심모형 실험결과와 유사한 형태의 거동특성을 보이는 것으로 나타났다.

4. FLAC을 사용한 수치해석결과가 원심모형 실험결과에 비해 약간의 오차를 갖는 것은 사석지반의 삼축압축 시험시 각각의 구속응력에 대한 극한값의 산정이 재료의 Interlocking에 의해 명확히 구별되지 않아 파괴시 축차응력의 선정이 쉽지 않았으며 이러한 결과를 통해 쌍곡선 매개변수를 선정함에 있어 극한값의 기준의 선정에 따라 재료의 탄성계수를 정해주는 K값과 n값이 유동적이기 때문에 이러한 차이가 발생한 것으로 판단된다

참 고 문 헌

- [1] Das, B, "Principles of Foundation Engineering", Books/Cole, Eng. Division, 1984
- [2] Eastwood, W., " The Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Foundation on Sandy Soils", *Structural Engineer*, Vol.29, 1955
- [3] Hansen, J. B., " A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity", Danish Geotechnical, Institute, Bulletin, Copenhagen, 1970
- [4] Kusakabe, O., and Kimura, T., and Yamaguchi, H. "Bearing Capacity of Slopes under Strip Loads on the Top Surfaces", *Soil and Foundation*, Vol 21, No. 1981
- [5] Lee, I. K., "Footings Subjected to Moment", *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg.*, Vol.2, 1965
- [6] Meyerhof, G G., " An Investigation of Bearing Capacity of Shallow Foundation on Dry Sand ", *Proc. 2th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg.*, Vol. 1, pp.217-243, 1948
- [7] Meyerhof, G. G., " The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", *Geotechnique*, Vol. 2, pp.301-332, 1951
- [8] Meyerhof, G. G., " The Bearing Capacity of Foundation under Eccentric and Inclined Loads", *Proc. 3th Int. Conf. Soil Mech. Found. engg.*, Vol. 1, pp.440-445, 1953
- [9] Meyerhof, G. G., " Some Recent Research on

- The Bearing Capacity of Foundation ",
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1,
pp.16-20, 1963
- [10] Saran, S., "*Bearing Capacity of Footings Subjected to Moments*", Thesis presented to the University of Roorkee, India, in Fulfilment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy, 1969
- [11] Prakash, S., and Saran, S., " Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footings", *Jr. of Soil Mech. Found. Eng. Div., ASCE*, Vol. 97 No. AM1, January, pp.95-117, 1971
- [12] Prandtl, L., "Uber Die Eindringungsfestigkeit Plastischer Baustoffe und die Festigkeit Von Schneiden", *Z. Angew. Math. Mech.*, Vol.1, pp.15-20, 1921
- [13] Terzaghi. K., "*Theoretical Soil Mechanics*", *John Wiley and Sons*, New York, 1943
- [14] Tettinek, W., and Ma[^], F., " A Contribution to Calculating the Inclination of Eccentrically Loaded Foundation", *Proc. 3th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Zurich, Vol.1, pp. 461-165, 1953
- [15] Kim, T. S., *A Experimental Study on Determination of Ultimate Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footing* , Seoul, Seoul University, 1993
- [16] Kwon, O. K., *A Study on Determination of Ultimate Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footing Using Upper Bound Method of Limit Analysis*, Seoul, Seoul University, 1991
- [17] Sang, H. K., *Analysis on Bearing Capacity Eccentrically Loads Shallow Footing Using Upper Bound Method of Limit Analysis*, Daejon, Chungnam University, 2000