

# 강성저면위 유한한 두께의 모래지반에 놓인 얇은기초의 지지력

## Bearing Capacity of Shallow Foundation on a Finite Layer of Sandy Ground Underlain by a Rigid Base

전 상 현<sup>1</sup> Jun, Sang-Hyun

유 남 재<sup>2</sup> Yoo, Nam-Jac

유 건 선<sup>3</sup> Yoo, Kun-Sun

### Abstract

In this paper the method of estimating the bearing capacity of shallow foundation on a finite layer of sandy ground underlain by a rigid base was proposed by assessing results of the model test and the numerical analyses. For model experiments, the centrifuge tests under 1g and 20 g of gravitational levels were performed with sandy soils sampled from the field, changing the relative density of sandy soil and the ratio of thickness of sand layer (H) to the width of strip footing (B). As results of tests, bearing capacity tends to increase with the value of H/B while settlement for a given load intensity decreases. Bearing capacity also increases with relative density of the soil. In order to propose the method of estimating the bearing capacity of thin sandy layer underlain by a rigid base, values of bearing capacity factors from test results were compared with the values of modified bearing capacity factor by Mandel & Salencon (1972) considering the effect of H/B value on bearing capacity. The relation of bearing capacity factor ratio, normalizing friction angle of sandy soil, with the value of H/B was suggested so that this relation could be applied to design in the safe side. The results of numerical analyses obtained by changing the layout of footing, relative density of sandy soil and the value of H/B, were in good agreements with the suggested relation.

### 요 지

본 논문에서는 모형실험과 수치해석을 수행하여 유한한 두께의 모래지반 위에 놓인 얇은 띠기초의 지지력 평가방법을 제안하였다. 모형실험은 현장에서 채취한 모래시료를 사용하여 모래지반의 상대밀도와 대상 기초폭(B)에 대한 모래층 두께(H)의 비(H/B)를 변화시키면서 1g와 20g 중력수준의 원심모형실험을 실시하였다. 실험결과, H/B가 감소함에 따라 지지력은 증가하고 침하는 감소하는 경향을 보였으며, 상대밀도 증가에 따라 지지력이 증가하는 경향도 나타났다. 강성지반 위 두께가 얇은 모래층의 지지력 평가방법을 제안하기 위하여 실험 결과 얻은 지지력 계수를 H/B의 영향을 고려한 Mandel & Salencon(1972)의 수정지지력계수와 비교 분석하였다. H/B에 따른 지지력계수비 관계를 제안하여 보수적인 설계에 적용할 수 있도록 하였다. 기초 제원, 사질토 상대밀도, H/B를 변화시킨 수치해석을 실시한 결과, 제시된 관계식과 유사한 경향성을 확인하였다.

**Keywords :** Centrifuge model tests, Thin layer of sandy ground, Ultimate bearing capacity

1 정희원, 포스코건설 물환경기술그룹 과장 (Member, Section Manager, Water & Environment Eng. Group, POSCO E&C)

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

3 정희원, 한라대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Halla Univ., ksyoo@halla.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서론

최근 구조물의 대형화로 인하여 폭이 매우 큰 기초 구조물의 설계와 시공이 증가하고 있다. 특히, 항만공사의 접안시설 기초 구조물인 케이슨은 부산신항과 광양항, 제주항 등에서 기초지반의 폭이 30m 이상인 얇은 기초로 시공되었다. 얇은기초의 저면폭이 커짐에 따라 지지력의 영향범위 내 기초지반이 여러 지층으로 나타나는 경우가 많아지게 된다. 그러나 현재 국내에서 일반적으로 설계에 적용되는 Terzaghi(1943)나 Meyerhof(1951)의 지지력 산정식은 기초지반이 무한한 균질층이란 가정으로 제안되어 있어서 이질의 지층조건에서는 사용이 제한적이다(한국지반공학회, 2009).

균질한 지반에 대한 얇은기초의 지지력은 Terzaghi(1943)가 Prandtl의 소성파괴이론을 확장시켜 제안하기 시작하였으며, 이 후 Meyerhof(1951, 1963)나 Vesic(1972, 1973) 등 많은 연구자들에 의해 보다 일반화된 해가 제안되었다. 본 연구 대상과 같이 이질층으로 구성되어 있는 지층의 지지력을 산정하고자 하는 연구 역시 활발하게 진행되었다. Reddy & Srinivasan(1967)은 이질의 점토층을 대상으로 지지력 산정방법을 제안하였다. Meyerhof(1974)는 연약점토위에 모래층이 놓인 경우의 지지력에 대하여 연구하였다. Meyerhof & Hanna(1978)는 강도가 다른 두 지층에서의 지지력에 대해 연구하였으며, Stayanarayana & Garg(1980)는 등가깊이 내의 2개 지층에 대한 전단강도 정수의 평균값을 선정하도록 제안하였다. Hanna(1981)는 이질층에서 관입전단계수( $K_s$ )를 산정하는 설계도표를 제안하였다.

본 연구대상인 얇은 모래층 기초지반의 파괴는 그림 1과 같이 두꺼운 지반과 비교할 수 있다. 그림 1(a)와 같이 모래층의 두께(H)가 파괴영역 깊이( $D'$ ) 보다 두꺼운 지반에서는 지지력에 모래층의 두께가 영향을 미치지 않으나 그림 1(b)의 기초지반의 두께가 파괴영역 보다

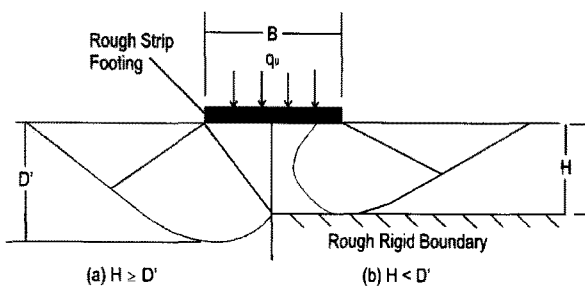


그림 1. 기초지반 두께에 따른 모래지반의 파괴형상(Brown et al., 2004)

얇은 경우는 그 두께가 영향을 미치게 된다. Lundgren & Mortensen(1953)는 기초지반 두께가 두꺼운 경우 파괴영역 깊이가 내부마찰각과 지지력계수에 의해 결정되며, 반면 기초폭의 2배 이하인 얇은 기초지반은 파괴영역 깊이가 기초지반 두께에 더 큰 영향을 받는 것으로 발표하였다.

두께가 얇은 기초지반의 지지력 산정에 대하여 Mandel & Salencon(1972)은 한계평형이론으로 내부마찰각과 기초지반두께/기초폭(H/B)의 변수로 구성된 지지력식과 수정지지력계수( $N_\gamma^*$ )를 식 (1)과 같이 제안하였다. 식 (1)은 본 연구와 같이 하부층이 매우 견고한 조건에 적용이 가능한 것으로 알려져 있다(Hanna, 1982).

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma^* \tag{1}$$

여기서,  $\gamma$ 는 모래층 단위중량,  $B$ 는 기초폭,  $N_\gamma^*$ 는 수정지지력계수이다.

Hanna(1982)는 연약한 모래층 하부에 조밀한 지층이 있는 그림 1과 같은 경우에 대하여 모형실험 등으로 연구하여 H/B에 따른 수정지지력계수를 도표로 제안하였다. Michalowski & Shi(1995)는 운동학적 한계해석으로 두 층으로 구성된 지지력 산정에 대한 설계도표를 제시하였고, Okamura et al.(1998)은 원심모형실험을 통하여 하중 확산과 관입전단 메커니즘을 고려하여 새로운 지지력 산정식을 제안하였다. Cerato & Lutenege(2003, 2006)는 콘크리트 상부에 조성된 얇은 모래층의 지지력 실험을 대기압 하(1g 상태)에서 수행하여 그림 2와 같은 H/B에 따른 지지력계수비( $\delta$ )에 대한 관계를 분석하였다. 여기서, 지지력계수비는 유한한 지반에서의 수정지지력계수( $N_\gamma^*$ )를 무한한 지반에서의 지지력계수( $N_\gamma$ )

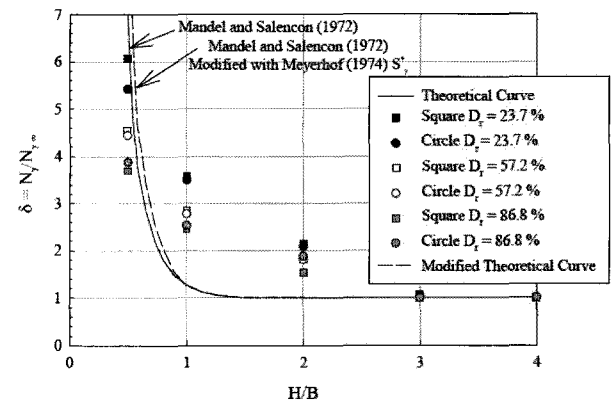


그림 2. H/B에 따른 지지력계수비(Cerato & Lutenege, 2003)

로 나눈 값으로 정의된다.

상부 모래층의 두께가 얇은 이질층 지반의 지지력에 대한 원심모형실험은 Kusakabe(1995)와 Brown *et al.* (2004) 등이 수행하였다. 그들은 얇은 모래층 파괴는 주로 국부전단파괴이며, 강성지반 경계에 미치는 기초 지지력의 영향범위는 이론보다 크게 나타난다는 연구결과를 도출하였다.

본 연구에서는 위와 같은 기존 연구를 토대로 강성지반위에 얇은 두께로 조성된 국내의 모래지반에 적용할 수 있는 얇은기초의 지지력 평가방법을 모형실험과 수치해석결과를 사용하여 분석하였다. 지지력 실험은 현장에서 채취한 모래시료로 1g 모형실험과 현장의 응력 조건을 실내에서 재현할 수 있는 원심모형실험(geo-centrifuge)을 20g 중력수준으로 수행하였다. 실험결과를 분석하여 얇은 모래층의 지지력을 산정할 수 있는 방법을 제안하고, 유효요소 수치해석 결과와 비교하여 제안방법의 타당성을 평가하였다.

## 2. 실험방법 및 결과

### 2.1 대상 모래의 공학적 특성

본 연구에 사용한 모래는 제주특별자치도 00항에서 채취한 시료로 비중은 2.69, No.200체 통과율은 12.4%, 균등계수 1.09, 곡률계수 1.01로 통일분류상 SM으로 분류된다. 그림 3은 대상 모래의 입도분포곡선이다. 모래의 상대밀도( $D_r$ )를 구하기 위한 최대 및 최소 단위중량 시험(KS F 2345, 2004) 결과, 최대 건조단위중량( $r_{dmax}$ )은  $16.4\text{kN/m}^3$ , 최소 건조단위중량( $r_{dmin}$ )은  $12.9\text{kN/m}^3$ 으로 분석되었다. 또한, 모래의 전단강도 정수를 평가하기

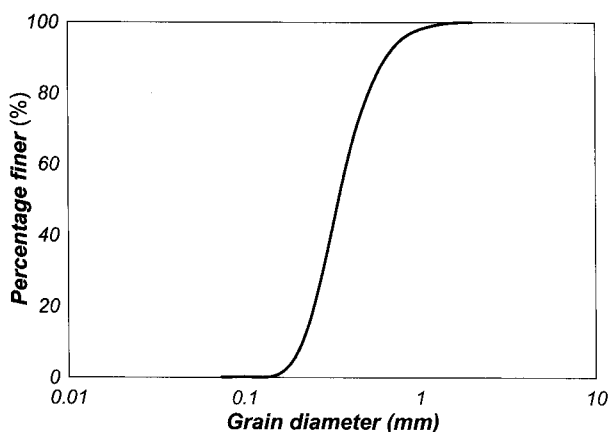


그림 3. 연구대상 모래의 입경가적곡선

위하여 상대밀도 30%, 75% 조건에서 압밀비배수( $\bar{C}_U$ ) 삼축압축시험(구속압 50, 100, 150kPa)을 수행하였다. 시험결과,  $D_r=30\%$ , 75%에서 내부마찰각은 각각  $35.9^\circ$ ,  $41.3^\circ$ 로 분석되었으며, 점착력은 나타나지 않는 것으로 분석되었다. 표 1에는 위와 같은 연구대상 모래의 공학적 특성을 정리하였다.

### 2.2 지지력 실험

#### 2.2.1 실험조건

두께가 얇은 모래층에서 얇은기초의 지지력 실험은 중력수준과 상대밀도, 기초폭(B)에 대한 모래층 두께(H)의 비(H/B)를 변화하면서 수행하였다. 중력수준은 대기압 상태인 1g와 원심모형실험기에 탑재하여 중력을 가속한 20g의 두가지 조건이다. 상대밀도( $D_r$ )는 느슨한 조건을 분석하기 위한 35%와 조밀한 조건 분석을 위한 70% 조건으로 수행하였다. 모형토조는 폭 0.20m, 길이 0.45m, 높이 0.48m의 크기로 전면은 모형확인을 위하여 투명한 폴리카보네이트(polycarbonate)로 제작하였으며, 나머지 벽면은 알루미늄으로 구성하였다. 띠기초의 평면변형률 조건을 구현하기 위한 모형기초는 모형토조의 폭과 같은 200mm의 길이이며, 상대밀도에 따라 30mm와 100mm의 두 가지 폭으로 적용하였고, 강성기초는 두께 10mm의 알루미늄 재질로 제작하였다. 1g 실험에서 H/B는 0.1, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5가 되도록 조성하였으며, 20g 실험은 H/B를 0.6, 0.8, 1.0, 1.5로 설정하였다. 표 2에 이와 같은 지지력 실험의 조건을 정리하였다.

지지력 실험 모형의 제원은 그림 4와 같으며, 1g와

표 1. 연구대상 모래의 공학적 특성

특 성	결 과	특 성	결 과	
비 중	2.69	최대 건조단위중량	$16.4\text{kN/m}^3$	
No.200체 통과율	12.4%	최소 건조단위중량	$12.9\text{kN/m}^3$	
균등계수	1.09	내부마찰각 ( $\phi_{cs}$ )	$D_r=30\%$	$35.9^\circ$
곡률계수	1.01		$D_r=75\%$	$41.3^\circ$
통일분류	SM	점착력	0	

표 2. 지지력 실험의 기초폭(B) 및 모래층 두께(H)

중력 수준 (g)	상대 밀도 $D_r$ (%)	모형실험조건(model)		
		기초폭 (B, mm)	모래층 두께 (H, mm)	H/B
1	35	100	10, 40, 60, 80, 100, 150	0.1, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5
	70	30	3, 12, 18, 24, 30, 45	
20	35, 70	30	18, 24, 30, 45	0.6, 0.8, 1.0, 1.5

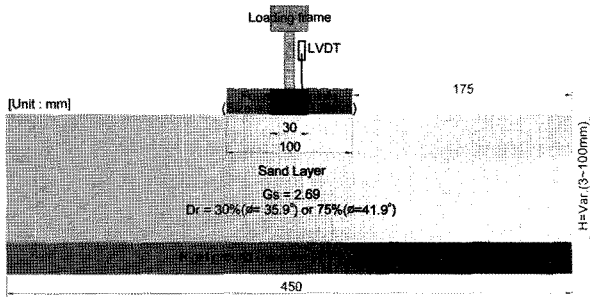


그림 4. 지지력 실험 모식도

표 3. 지지력 실험 제원 및 원심모형실험의 상사성

최대 건조단위중량		모형(model)	원형(prototype)
중력수준	1g실험	1g	-
	20g실험	-	20g
모래지반 (모형토조)	폭	450mm	9.0m
	길이	200mm	4.0m
기초	폭(B)	30, 100mm	0.6m
	길이	200mm	4.0m

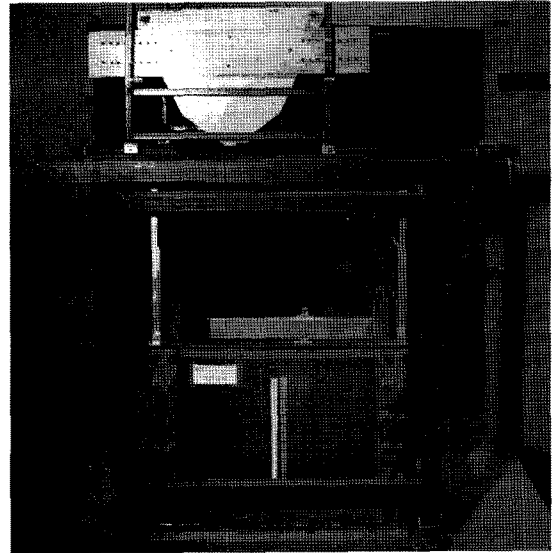
20g 실험에 동일하게 적용하였다. 표 3에는 지지력 실험의 제원을 모형(model)과 중력수준에 대한 상사성을 고려한 원형(prototype)으로 정리하였다.

지지력 실험은 다음의 과정으로 수행하였다. 먼저 모형토조에 상대밀도와 두께에 맞추어 그림 5(a)와 같이 강사장치로 모래지반을 조성한다. 상대밀도는 강사장치의 슬릿폭 및 강사높이를 조절하면서 형성하였으며, 35%는 슬릿폭 2.1mm, 높이 0.63m, 70%는 슬릿폭 1.4mm, 높이 0.87m에서 조성되었다. 모래층 조성 후 재하판과 로드셀이 연결된 하중재하장치를 토조에 거치하고, 그림 5(b)와 같이 LVDT를 재하판에 설치한다. 실험 준비 완료 후 1mm/min.의 속도로 재하장치를 가동하면서 하중 및 침하량을 측정한다. 하중은 지지력파괴에 도달하거나 기초폭의 10% 이상 침하가 발생할 때까지 재하한다.

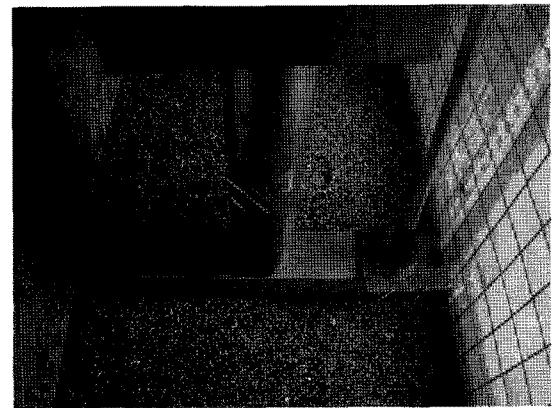
### 2.2.2 1g 지지력 실험결과

1g 지지력 실험은  $D_r=30, 75\%$  각각에 대하여  $H/B=0.1, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5$ 로 수행하였다. 실험결과, 그림 6과 같은 하중-침하관계를 획득하였다. 그림 6의 (a)  $D_r=30\%$  조건과 (b)  $D_r=75\%$  조건의 결과에서 보는 바와 같이  $H/B$ 가 증가함에 따라 하중-침하 관계의 기울기가 증가하면서 지지력이 작아지는 경향을 보이고 있다.

극한지지력은 하중( $p$ )-침하( $s$ ) 곡선 및  $\log p$ - $\log s$  곡선에서 급격하게 침하가 발생하는 하중을 극한지지력으로 판정하였다. 또한, 극한하중에 도달하지 못한 경우



(a) 강사장치



(b) 기초판 설치(B=30mm)

그림 5. 모래층 조성 전경 및 하중재하장치

에는 Vesic(1973)이 제안한 기초폭의 10% 침하량이 유도되는 하중을 극한지지력으로 산정하였다. 이 방법은 얇은 기초지반에서 원심모형실험을 수행한 Brown *et al.* (2004)의 연구와 대기압에서 사질토 기초지반의 두께를 조절하면서 지지력실험을 수행한 Cerato & Lutenugger (2006) 연구 등에서 적용하였다. 이와 같이 분석한 극한지지력( $q_{ult}$ )과 이 때의 침하량( $s_{quit}$ )을 표 4에 나타내었다.

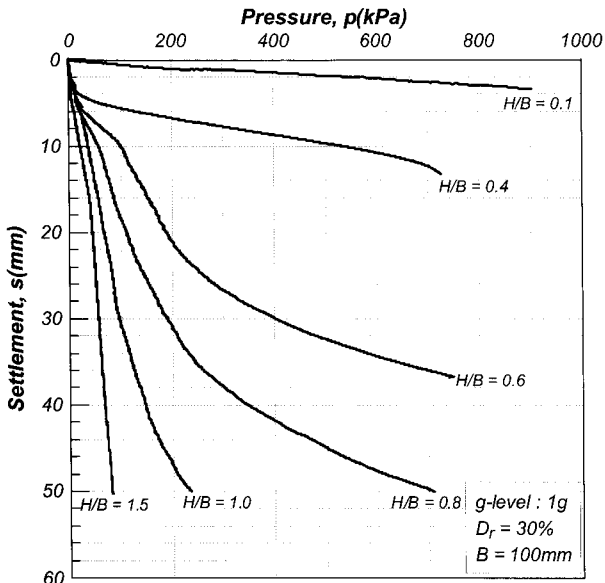
그림 6과 표 4에서 보는 바와 같이  $D_r=30\%$  조건의  $H/B=0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.5$ 에서 극한지지력은 530, 95, 61, 49, 41kPa을 보이며, 이 때의 침하량은 9.9, 9.4, 10.5, 13.5, 17.1mm로 나타났다.  $D_r=75\%$  조건은  $H/B=0.6, 0.8, 1.0, 1.5$ 에서 극한지지력은 69, 46, 30, 26kPa로 나타났고, 이 때 침하량은 2.7, 5.8, 4.4, 5.0mm로 분석되었다.  $D_r=30\%, 75\%$  모두에서  $H/B$ 가 증가함에 따라 극한지지력은 감소하고, 극한지지력이 발생하는 침하량

은 대부분 증가하는 경향을 보였다. 또한,  $D_r=30\%$ 에 비하여  $75\%$ 에서 극한지지력이 작게 나타나는 이유는 기

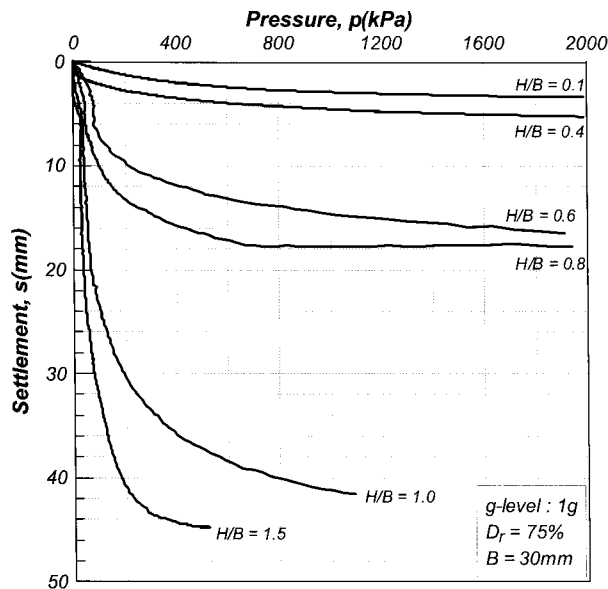
초폭이  $D_r=30\%$ 에서 100mm,  $D_r=75\%$ 에서 30mm를 사용했기 때문으로 판단된다.  $D_r=75\%$ 의  $H/D=0.1, 0.4$  조건에서는 극한지지력이나 항복하중이 분명하게 나타나지 않아 위에서 언급한 바와 같이 기초폭의 10%의 침하량이 유도되는 하중을 극한지지력으로 산정하였다. 단,  $D_r=30\%$ 의  $H/B=0.1$  조건에서는 침하량이 기초폭의 10%에 도달하지 못하였으므로 선형의 회귀분석을 통하여 10mm침하량에서 하중을 극한지지력으로 가정하였다.

### 2.2.3 20g 지지력 실험결과

원심모형실험을 이용한 중력수준 20g 조건의 지지력



(a)  $D_r=30\%$

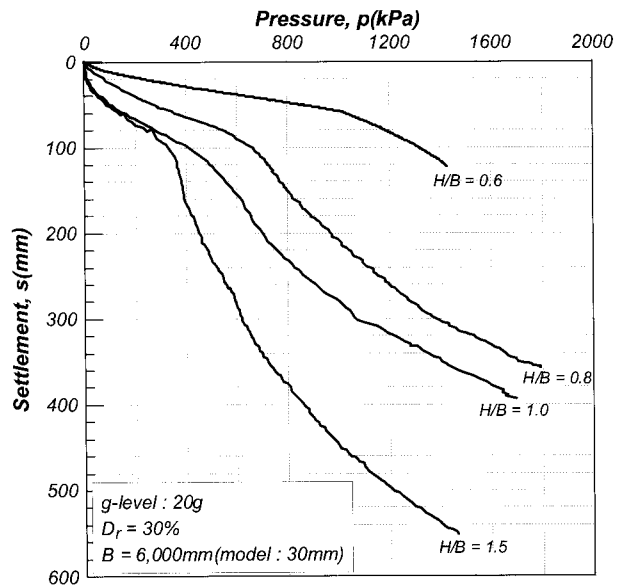


(b)  $D_r=75\%$

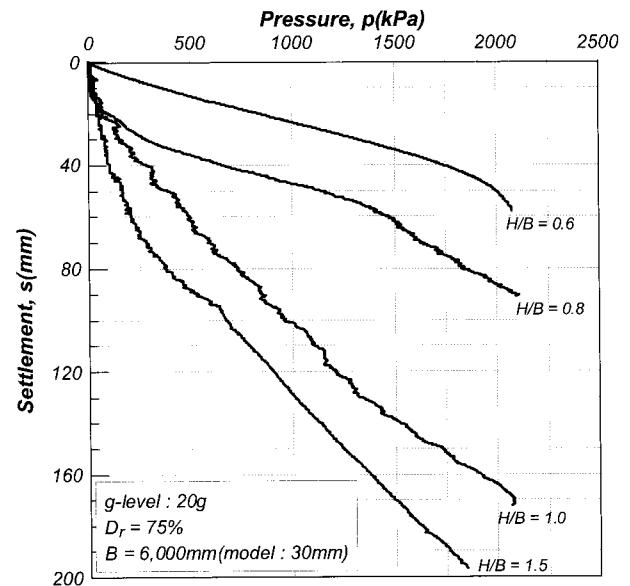
그림 6. 1g 실험의 하중-침하곡선

표 4. 1g 실험의 극한지지력 산정결과

H/B	$D_r=30\%$		$D_r=75\%$	
	$q_{ult}$ (kPa)	$S_{q_{ult}}$ (mm)	$q_{ult}$ (kPa)	$S_{q_{ult}}$ (mm)
0.1	2651	10.0	1178	3.0
0.4	520	9.9	258	3.0
0.6	94	9.4	68	2.7
0.8	60	10.5	45	5.9
1.0	48	13.5	29	4.4
1.5	41	17.1	25	5.0



(a)  $D_r=30\%$



(b)  $D_r=75\%$

그림 7. 20g 실험의 하중-침하곡선

표 5. 20g 실험의 극한지지력 산정결과

H/B	D <sub>r</sub> =30%		D <sub>r</sub> =75%	
	q <sub>ult</sub> (kPa)	S <sub>quilt</sub> (mm)	q <sub>ult</sub> (kPa)	S <sub>quilt</sub> (mm)
0.6	1018	48.0	1719	39.6
0.8	589	87.3	1403	58.3
1.0	453	105.8	845	90.0
1.5	354	106.8	625	94.4

실험은 D<sub>r</sub>=30, 75% 각각에 대하여 H/B=0.6, 0.8, 1.0, 1.5 조건으로 수행하였으며, 그림 7과 같은 하중-침하관계를 획득하였다. 1g 조건과 같이 H/B가 증가함에 따라 하중-침하 기울기가 증가하면서 지지력이 작아지는 경향이 나타났다. 하중-침하곡선에서 극한지지력과 이 때의 침하량을 평가하여 표 5에 나타내었다. 표 5에는 중력수준을 반영하여 원형(prototype)의 결과로 정리하였다.

20g 중력수준의 극한지지력 산정 결과(표 5), D<sub>r</sub>=30% 조건의 H/B=0.6, 0.8, 1.0, 1.5에서 극한지지력(q<sub>ult</sub>)은 1753, 1430, 861, 637kPa을 보이며, 이 때의 침하량(S<sub>quilt</sub>)은 39.6, 58.3, 90.0, 94.4mm로 나타났다. D<sub>r</sub>=75% 조건은 H/B=0.6, 0.8, 1.0, 1.5에서 1038, 600, 462, 361kPa의 극한지지력이 나타났고, 이 때 침하량은 48.0, 87.3, 105.8, 106.8mm로 분석되었다. H/B 증가에 따라 극한지지력은 감소하고, 극한지지력 발생 침하량은 증가 경향이 나타났으며 이는 1g와 같은 경향이다.

### 3. 지지력 평가방법 제안

#### 3.1 개요

두께가 유한한 모래 기초지반에서 지표면에 위치한 기초의 지지력 산정식 가운데 Mandel & Salencon(1972) 제안한 식 (1)은 수정지지력계수(N<sub>γ</sub><sup>\*</sup>)를 적용함으로써 지지력 산정시 기초의 제원을 고려할 수 있다. 또한, Cerato & Lutenegger(2003)는 수정지지력계수와 지지력계수의 비(N<sub>γ</sub><sup>\*</sup>/N<sub>γ</sub>)를 δ로 정의하고, H/B와 δ의 관계를 제시하여 기초지반의 내부마찰각이 직접적으로 반영될 수 있도록 식 (2)를 제안하였다. 그러므로 본 연구에서는 지지력의 효율적 산정을 위하여 H/B에 따른 δ를 제안하며, 이 제안결과로 식 (2)를 적용하여 지지력을 산정하도록 제안하였다.

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot \delta \cdot N_{\gamma} \quad (2)$$

여기서,  $\delta = \frac{N_{\gamma}^*}{N_{\gamma}}$  이다.

### 3.2 수정지지력계수 및 지지력계수비

제2장에서 분석한 각 조건별 극한지지력을 Mandel & Salencon (1972)이 제안한 식 (1)에 적용하여 수정지지력계수(N<sub>γ</sub><sup>\*</sup>) 산정하였으며, 이를 그림 8과 표 6에 정리하였다. 중력수준 및 상대밀도에 관계없이 H/B가 증가함에 따라 N<sub>γ</sub><sup>\*</sup>가 감소하는 경향을 보이고 있다. 그림 8에서 D<sub>r</sub>=30%의 결과는 낮은 수정지지력계수를 보이는 아래에 2개의 실선으로 나타나며, D<sub>r</sub>=75% 결과는 상대적으로 높은 수정지지력계수가 나타나는 위의 2개의 점선으로 나타났다. 즉 수정지지력계수는 H/B와 더불어 내부마찰각에 영향을 받는다. 그러므로 내부마찰

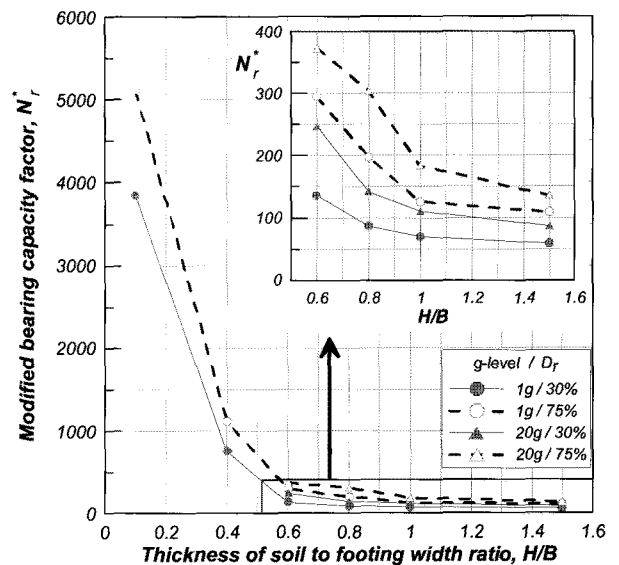


그림 8. H/B에 따른 수정지지력계수

표 6. 수정지지력계수 및 지지력계수비 산정결과

중력수준	H/B	D <sub>r</sub> =30%			D <sub>r</sub> =75%		
		q <sub>ult</sub> (kPa)	N <sub>γ</sub> <sup>*</sup>	δ	q <sub>ult</sub> (kPa)	N <sub>γ</sub> <sup>*</sup>	δ
1g	0.1	2651	3847.1	97.7	1178	5115.4	51.0
	0.4	520	754.6	19.2	258	1120.8	11.2
	0.6	94	135.8	3.4	68	295.4	2.9
	0.8	60	86.7	2.2	45	197.1	2.0
	1.0	48	69.6	1.8	29	125.6	1.3
	1.5	41	58.8	1.5	25	108.5	1.1
20g	0.6	1018	246.2	6.2	1719	373.1	3.7
	0.8	589	142.4	3.6	1403	304.4	3.0
	1.0	453	109.5	2.8	845	183.3	1.8
	1.5	354	85.6	2.2	625	135.6	1.4

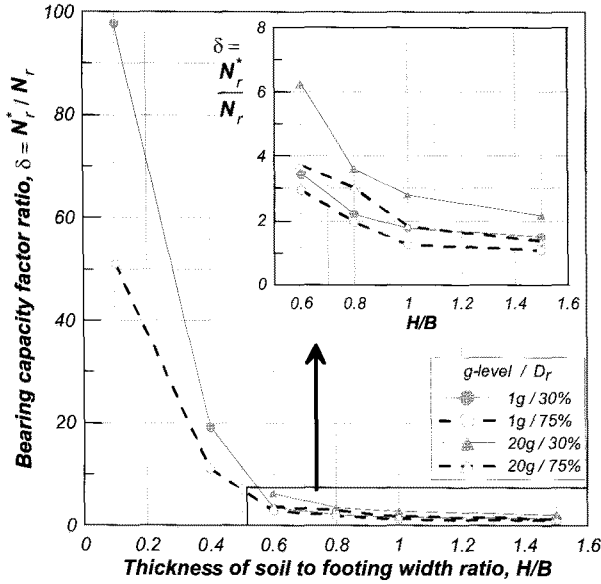


그림 9. H/B에 따른 지지력계수비

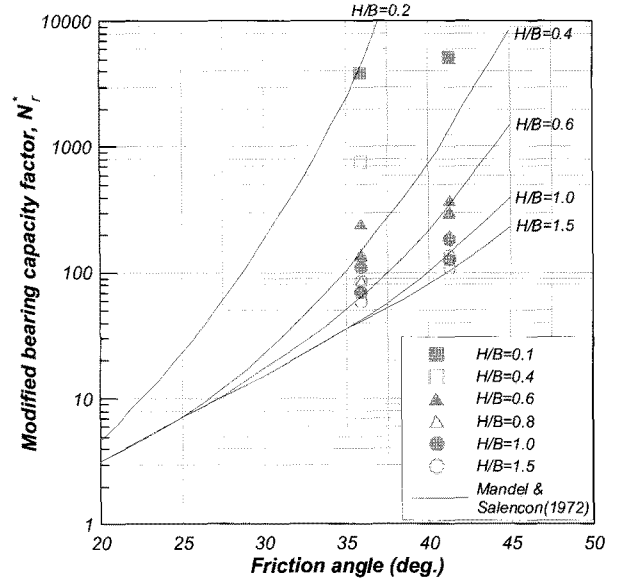


그림 10. 기존연구와 수정지지력계수 비교

각을 정규화할 수 있는 지지력계수비( $\delta$ )를 제안함으로써 지지력 평가의 제안방법을 보다 유용하게 적용할 수 있도록 하였다. 표 6에는 지지력계수비도 함께 정리하였으며, H/B에 따른  $\delta$ 를 그림 9에 나타내었다. 지지력계수비( $\delta$ )를 산정하기 위한 지지력계수( $N_r$ )는 Hansen (1970)이 제안한 아래의 식 (3)을 적용하였으며,  $N_r$ 는  $Dr=30\%$ 에서 39.4,  $Dr=75\%$ 에서 100.3으로 적용하였다.

$$N_r = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi \quad (3)$$

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

지지력계수비 역시 H/B의 증가에 따라 감소하는 경향을 보였다. 그림 9와 같이 1g의  $Dr=30\%$ 에서 다소 크게 나타났으나 나머지 3개의 실험조건은 H/B에 따라 유사한  $\delta$ 가 분석되었다. 즉, 상대밀도(또는 내부마찰각)나 기초폭 등의 조건에 관계없이 그림 9와 식 (2)를 적용하면 두께가 얇은 모래지반의 지지력을 평가할 수 있다.

### 3.3 기존 연구결과와 비교

위와 같이 분석된 수정지지력계수와 지지력계수비 결과를 기존 연구와 비교하였다. 본 연구에서 분석된 수정지지력계수를 Mandel & Salencon(1972)의 연구결과와 함께 그림 10에 도시하였다. 그림 10과 같이  $Dr=30\%$ 의 내부마찰각  $35.9^\circ$ 에서는 Mandel & Salencon 연구결과에 비하여 비교적 높은  $N_r^*$ 를 나타내고 있으나,  $Dr=75\%$  조건인 내부마찰각  $41.3^\circ$ 에서는 기존 연구결과와 유사

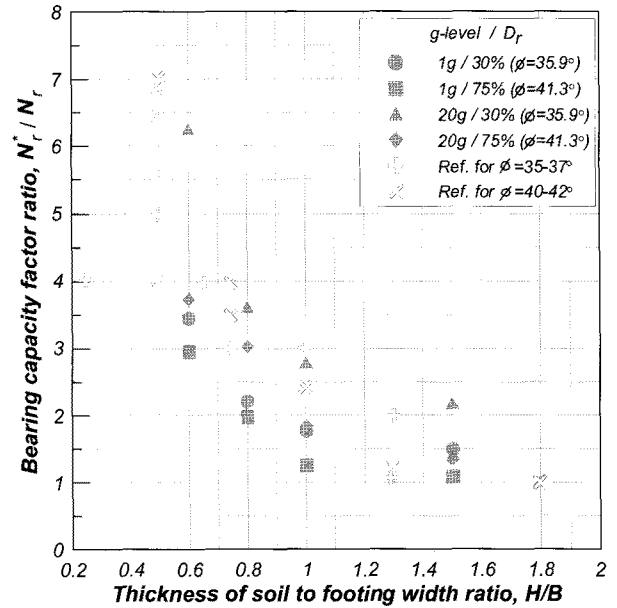


그림 11. 기존연구와 지지력계수비의 비교

하게 나타났다.

지지력계수비는 Cerato & Lutenegeer (2003)가 제시한 연구결과와 함께 그림 11과 같이 비교하였다. 본 연구결과가 기존 연구결과에 비하여 비교적 낮은 경향으로 보이기에는 하나 전반적으로 볼 때 유사한 지지력계수비로 평가할 수 있을 것이다.

그러므로 두께가 얇은 모래지반의 지지력 평가를 위해서 H/B에 따라 지지력계수비( $\delta$ ) 관계를 그림 12와 같이 제안한다. 이 관계를 통하여 기존 문헌과 비교할 때 다소 보수적 경향성을 갖는 지지력 검토 결과를 획득할 수 있을 것으로 판단된다.

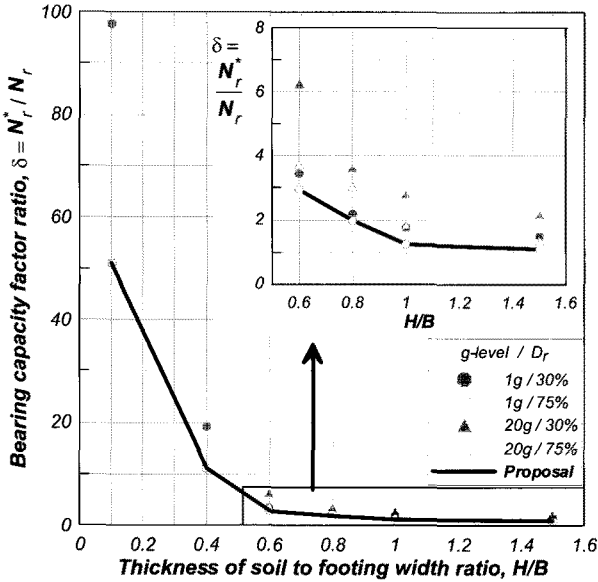
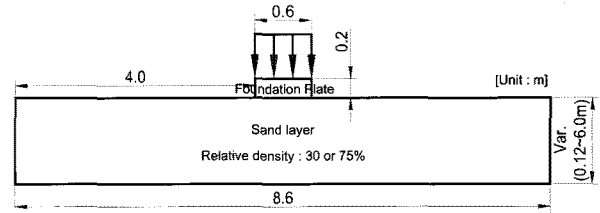
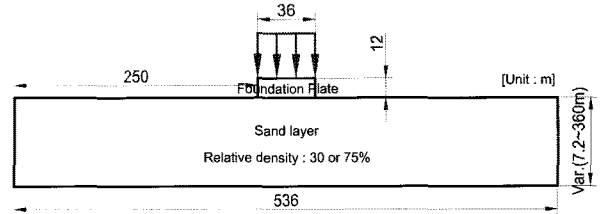


그림 12. 지지력 평가를 위한 H/B- $\delta$  제안



(a) 원심모형실험 제원(Case 1, 2)



(b) 현장규모의 기초 제원(Case 3, 4)

그림 13. 수치해석 모델 제원

## 4. 수치해석

### 4.1 해석조건

위와 같이 분석된 얇은 모래층에서의 지지력 산정식에 대한 적용성 검토를 위해 유한요소(FEM) 수치해석을 수행하였다. FEM 수치해석은 표 7과 같은 조건으로 수행하였다. 표 7에서 원심모형실험 제원을 모델링하는 Case 1, 2는 0.6m의 기초폭에 H/B를 0.2~10로 해석하고, 현장규모의 해석인 Case 3, 4는 기초폭 36.0m, H/B는 0.2~10로 수행하였다. 이와 같은 조건의 수치해석 모델은 그림 13에서 Case 1, 2는 (a)에 Case 3, 4는 (b)에 도시하였다. 본 연구에서 수치해석은 상용 유한요소해석 프로그램인 Plaxis BV사의 Plaxis 2D를 이용하였다.

모래층의 구성모델은 조립재료의 거동 특성을 비교적 잘 표현하는 것으로 알려진 Hyperbolic 모델을 적용(Duncan & Chang, 1970)하였다. 이 모델에서 비선형거동을 구성하는 접선탄성계수식( $E_t$ )은 식 (4), 초기접선탄성계수( $E_i$ )은 식 (5)로 나타난다.

표 7. 수치해석 조건

해석명	$D_r$ (%)	기초폭 B(m)	모래층 두께 H(m)	H/B	비고
Case 1	30	0.6	0.12, 0.24, 0.36,	0.2, 0.4,	원심모형 실험제원
Case 2	75		0.48, 0.60, 0.90, 6.0		
Case 3	30	36.0	7.2, 14.4, 21.6, 28.8,	1.0, 1.5,	현장규모 기초 제원
Case 4	75		36.0, 54.0, 360		

표 8. 모래지반의 수치해석 입력정수

$D_r$ (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$E_i$ (MPa)	K	n	$R_f$
30	13.8	35.9	16.3	172	0.65	0.84
75	15.4	41.3	40.8	420	0.43	0.80

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi} \right]^2 E_i \quad (4)$$

$$E_i = KP_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (5)$$

여기서,  $R_f$ 는 파괴비로  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 로 정의되며,  $P_a$ 는 탄성계수와 같은 단위의 대기압이고,  $K$ 는 지반변형과 관련된 무차원의 계수,  $n$ 은 구속압에 대한 초기접선탄성계수의 변화를 결정하는 지수,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 는 파괴시 편차응력,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ 는 편차응력의 쌍곡선 접근값이다. Hyperbolic 모델의 계수는 CU삼축압축시험으로 표 8과 같이 산정하였다. 또한, 기초는 하중에 영향을 주지 않는 강성기초를 모델링하기 위하여 단위중량이 없고 탄성계수가 매우 큰 Linear elastic 모델로 적용하였다. 재하는 하중-침하관계를 용이하게 획득하도록 변위제어조건으로 적용하였다. 수치해석은 기초지반 형성, 기초판 설치, 변위제어식 하중재하의 순으로 단계적으로 진행하였다.

### 4.2 수치해석 결과 및 비교

Case 1~4 제원에서 H/B=0.2~10로 수행한 수치해석 결과를 표 9에 정리하였다. 또한, 하중-침하의 관계는 Case



표 9. 수치해석 분석결과

H/B	Case 1			Case 2		
	$q_{ult}$ (kPa)	$N_{\gamma}^*$	$\delta$	$q_{ult}$ (kPa)	$N_{\gamma}^*$	$\delta$
0.2	62,493	15,114	612.8	101,800	22,095	368.0
0.4	1,613	390.1	15.8	13,206	2866.2	47.7
0.6	339	82.0	3.3	945	205.1	3.4
0.8	203	49.2	2.0	608	132.1	2.2
1.0	163	39.3	1.6	364	79.0	1.3
1.5	130	31.5	1.3	309	67.1	1.1
10.0	102	24.7	1.0	277	60.0	1.0
H/B	Case 3			Case 4		
	$q_{ult}$ (kPa)	$N_{\gamma}^*$	$\delta$	$q_{ult}$ (kPa)	$N_{\gamma}^*$	$\delta$
0.2	16,040	64.7	16.7	242,929	878.7	27.6
0.4	17,024	68.6	17.8	107,038	387.2	12.2
0.6	6,120	24.7	6.4	52,049	188.3	5.9
0.8	3,455	13.9	3.6	28,731	103.9	3.3
1.0	2,773	11.2	2.9	22,738	82.3	2.6
1.5	2,006	8.1	2.1	20,430	73.9	2.3
10.0	959	3.9	1.0	8809	31.9	1.0

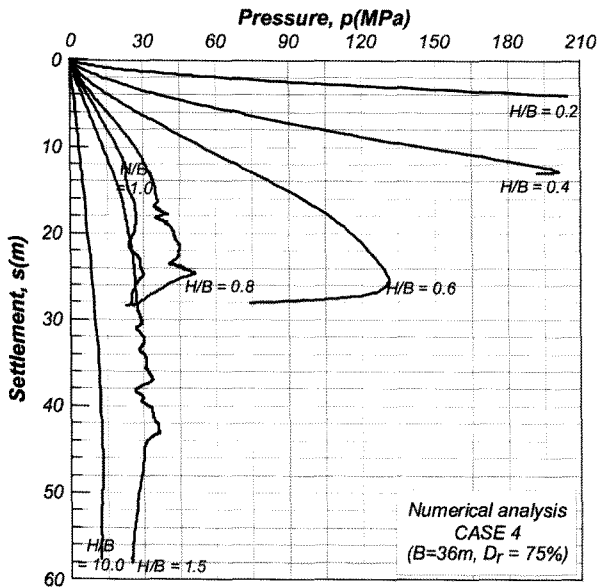


그림 14. 수치해석에 의한 하중-침하곡선(Case 4)

4를 대표로 그림 14에 나타내었다. 극한지지력은 침하가 급격하게 발생하는 하중으로 선정하였으며, 수정지지력계수는 실험결과 분석과 마찬가지로 극한지지력에 식 (1)을 적용하여 평가하였다. 지지력계수비( $\delta = N_{\gamma}^* / N_{\gamma}$ )의 산정에 있어  $N_{\gamma}$ 는 수치해석 결과 가운데 기초지반의 두께에 대한 영향이 거의 없다고 판단할 수 있는  $H/B=10$ 의 수정지지력계수( $N_{\gamma}^*, H/B=10 = N_{\gamma}$ )로 적용하였다.

H/B에 따른 지지력계수비를 그림 15에 실험 값과 함께 나타내었다. 그림 15와 표 9에서 보는 바와 같이

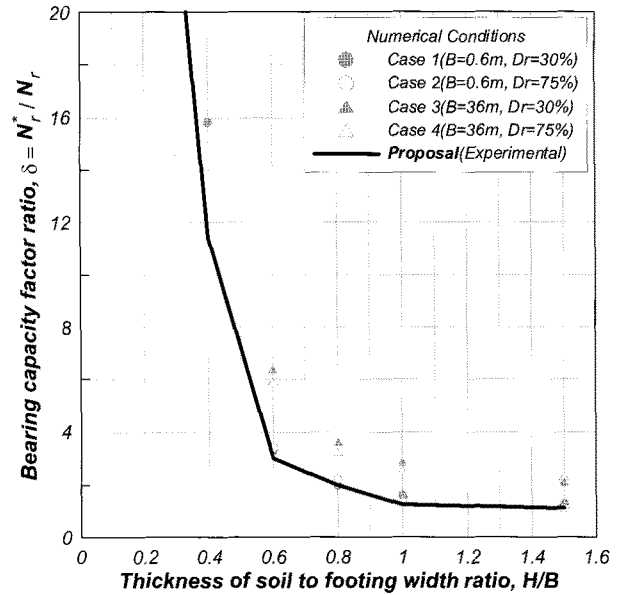


그림 15. H/B에 따른  $\delta$ 의 제안값 및 수치해석 비교

H/B=0.4이하에서는 수치해석 조건에 따라 지지력계수비( $\delta$ )가 다소 상이하게 분석되었다. H/B=0.6이상에서는 전반적으로 유사한 경향의  $\delta$ 가 분석되었으며, 같은 기초폭(B)에서  $\delta$ 가 유사하게 나타났다. 특히, 다소 보수적인 H/B에 따른  $\delta$ 의 실험결과(그림 15의 Proposal)는 수치해석 중 비교적 낮은 결과에서 유사하게 나타났다. 그러므로 본 연구의 제안은 강성지반위 얇은 모래지반의 지지력의 합리적 평가에 적합할 것으로 예상되었다.

## 5. 결론

본 연구는 두께가 얇은 모래지반에 설치된 얇은 띠기초의 지지력을 평가할 목적으로 1g 모형실험과 20g 원심모형실험을 수행하였다. 지지력 평가 제안방법은 기존연구 결과와 유한요소 수치해석 결과로 비교 분석하였다. 이러한 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 두께가 얇은 모래층의 지지력 평가를 위하여 중력 수준, 상대밀도, 모래지반 두께(H)에 대한 기초폭(B)의 비(H/B)를 변화하면서 모형실험을 수행하였다. 실험결과, H/B가 감소함에 따라 지지력은 증가하며, 침하는 감소하는 경향을 보였다.
- (2) 극한지지력의 평가방법을 제안하기 위하여 모형실험 결과를 Mandel & Salencon(1972)이 제안한 수정 지지력계수( $N_{\gamma}^*$ )로 분석하였으며,  $N_{\gamma}^*$ 는 H/B가 감소

함에 따라 증가하는 것으로 나타났다. 또한, 수정지 지지력계수는 지지력계수와 마찬가지로 H/B 이외에 내부마찰각을 독립변수로 포함하는 것으로 분석되었다.

- (3) 내부마찰각에 대한 정규화를 위하여 수정지 지지력계수( $N_{\gamma}^*$ )를 지지력계수( $N_{\gamma}$ )로 나눈 지지력계수비( $\delta$ )를 분석하고, H/B에 대한  $\delta$ 의 관계를 도표로 제안하였다. 이 도표로부터 H/B- $\delta$  관계를 보수적으로 제안함으로써 얇은 모래층에 놓인 얇은기초의 지지력 평가가 가능하도록 하였다.
- (4) 유한요소 수치해석은 상대밀도와 H/B을 변화한 조건의 모형실험 및 현장규모의 제원으로 지지력 해석을 수행하고, 수정지 지지력계수 및 지지력계수비를 분석하였다. 그 결과, 모형실험에서 제안된 H/B에 따른  $N_{\gamma}^*$  및  $\delta$ 가 모형실험에 의한 제안값과 유사하게 나타났다.

본 연구는 지표면에 위치한 띠기초 하부의 모래지반이 기반암 위에 얇게 분포하는 경우의 지지력 산정방법을 실험과 수치해석을 통하여 제안하였다. 분석을 위하여 대기압 및 20g 중력수준의 원심모형실험을 수행하였으나 기기의 한계상 현장에 비하여 축소된 모형을 적용하였다. 또한, 국한된 대상시료를 적용하고, 삼축압축 시험에서 다양한 구속압조건을 고려하지 못한 등의 여러 한계를 가지고 있다. 그러므로 향후 다양한 실험조건, 대상시료 및 현장적용 결과 등을 반영함으로써 얇은 기초지반의 지지력 산정 방법이나 수정지 지지력계수를 보다 높은 신뢰성을 지닌 관계로 제안할 수 있을 것으로 사료된다.

## 참 고 문 헌

1. 한국지반공학학회 (2009), 구조물 기초 설계기준 해설, 구미서관, 서울, pp.182-194.
2. 한국표준협회 (2004), KS F 2345:2004, 비점성토의 상대 밀도 시험 방법.
3. Brown, R., Valsangkar, A. J. and Schriver, A. B. (2004), Centrifuge Modeling of Surface Footings on a Sand Layer Underlain by a Rigid Base, *Geotechnical and Geological Engineering*, Netherlands, Vol.22, No.2, pp.187-196.
4. Brinkgreve, R. B. J., Broere, W., and Waterman, D. (2004), Manual of PLAXIS 2D Version 8, PLAXIS B.V., Netherlands.
5. Cerato, A. B. and Lutenegeger, A. J. (2003), Model Footing Tests on a Finite Layer of Granular Soil, *International Symposium on Shallow Foundations*, FONDSUP 2003, Paris, France, Vol.1, pp. 155-162.
6. Cerato, A. B. and Lutenegeger, A. J. (2006), Bearing Capacity of Square and Circular Footings on a Finite Layer of Granular Soil Underlain by a Rigid Base, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.132, No.11, November, pp.1496-1501.
7. Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970), Nonlinear analysis of stress and strain in soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.96, SM 5, pp.1629-1653.
8. Hanna, A. M. (1981), Foundations on Strong Sand Overlying Weak Sand, *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.107, GT7, pp.915-927.
9. 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.
10. Hansen, J. B. (1970), A Revised and Extended Formula For Bearing Capacity, *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, No.28, Copenhagen, pp.5-11.
11. Kusakabe, O. (1995), Foundations, *Geotechnical Centrifuge Technology*, In R. N.Taylor (ed.), Blackie Academic and professional, London, pp.118-165.
12. Mandel, J. and Salencon, J. (1972), Force Portante D'Un Sol Sur Une Assise Rigide(Etude Theorique), *Géotechnique*, Vol.22, No.1, pp.79-93.
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. (1963), Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.1, No.1, pp.16-26.
16. Meyerhof, G. G. (1974), Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, pp.223-229.
17. 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.
18. Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T. (1998), Bearing Capacity Predictions of Sand Overlying Clay Based on Limit Equilibrium Methods, *Soil and Foundation*, Vol.38, No.1, pp.181-194.
19. 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.
20. Stayanarayana, B., and Garg, R. K. (1980), Bearing Capacity of Footings on Layered c- $\phi$  Soils, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.106, GT7, Proc. Paper 15578, pp. 819-824.
21. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., New York, pp.118-136.
22. 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.
23. 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.

(접수일자 2011. 3. 4, 심사완료일 2011. 6. 8)