

지하공동에 인접한 연속기초의 안정성

The Stability of Strip Footing above Underground Cavity

오세욱* · 이봉직** · 배우석***

Oh, Se-Wook · Lee, Bong-Jik · Bae, Woo-Seok

Abstract

In this study, an experimental study in sand ground that was prepared by raining method was performed for modeling the bearing capacity behavior of strip footing above a cavity. The critical range of bearing capacity of the strip footing affected by underground cavity was investigated by comparing results between experiment and theory. The size of the critical region depends on several factors such as footing shape, soil property, cavity size and cavity shape. The ultimate bearing capacity was more influenced by the depth of the underground cavity than the eccentricity of the underground. In addition, an underground cavity influences on not only the decrease of the bearing capacity, but also the differential settlement of a strip footing.

Keywords : Strip footing, Underground cavity, Critical range, Depth of the underground cavity, Eccentricity, Differential settlement

요 지

본 연구는 모래지반에서 공동위에 위치한 연속기초의 지지력거동을 연구하기 위하여 강사법으로 조성된 모래지반에서 모형실험을 수행하였다. 모형실험결과와 이론식을 비교하여 지하공동이 연속기초의 지지력에 영향을 미치는 한계범위를 도출하였다. 한계범위의 크기는 기초의 형상, 지반특성, 공동크기, 공동형상 등 여러 가지 인자에 의존한다. 지하공동의 깊이가 편심거리보다 극한지지력에 더 큰 영향을 주는 것으로 나타났다. 또한 연속기초에 미치는 지하공동의 영향은 편심거리에 따른 지지력 감소현상 뿐만 아니라 연속기초의 부등침하 현상에도 큰 영향을 줄 것으로 판단되었다.

주요어 : 연속기초, 지하공동, 한계범위, 지하공동의 깊이, 편심, 부등침하

* 정회원 · 영재이엔씨(주) 기술연구소장 E-mail : osw2379@hanmir.com

** 정회원 · 충주대학교 토목공학부 부교수

*** 정회원 · 충주대학교 토목환경공학과 교수

1. 서론

지하공동의 종류는 지하철, 공동구, 터널, 광산 등과 같이 필요에 의해 발생한 인위적인 형태의 것과 석회암 및 백운암 등에 의한 용해성 암반의 침식 혹은 용해 작용을 통해 자연적으로 형성된 지하공동 등 다양하다.

이러한 지하공동의 존재는 구조물 기초와 지하공동간의 상호작용에 의해 구조물과 지하공동의 안정에 심각한 위협을 초래할 수도 있다. 특히, 도심지역에서의 지하 교통시설확충의 필요성으로 인한 활발한 지하시설의 건설이 진행되고 있으며 앞으로 더 많은 지하시설이 예정되어 있어 이러한 문제는 심화될 전망이다.

최근 지하공동이 기초의 안정성에 미치는 영향을 규명하고자 하는 많은 연구가 진행되고 있으며, 모형실험과 함께 유한요소해석방법을 이용하여 기초안정성에 영향을 주는 여러 인자들을 제시하고 있다. 지금까지의 연구결과에 의하면 공동이 위험영역 내에 존재할 때 기초는 안정성에 큰 영향을 받게 되며, 이러한 위험영역의 범위는 기초모양, 지반특성, 공동의 크기, 그리고 공동의 모양과 같은 여러 요인들에 따라 달라진다.

본 연구에서는 지하공동이 있는 모래지반에서 연속기초의 극한 지지력과 지하공동으로 인한 영향범위를 평가하고, 사질토지반의 상대밀도와 기초 폭에 대한 지하공동의 직경 및 깊이, 그리고 공동의 편심변화가 기초의 극한지지력에 미치는 영향을 고찰한 후, 공동의 위치에 따른 부등침하 경향

을 규명하고자 하였다.

또한, 지반에서 지하공동의 위치가 연속기초의 지지력에 미치는 영향범위를 고찰함으로써 지하공동의 존재가 지지력에 영향을 미치지 않는 영향범위인 한계깊이를 도출하고 기존 이론과 비교·검토하여 그 적용성을 검토하였다.

2. 실험장치 및 방법

2.1 대상지반의 특성

본 실험에 사용된 기초지반은 함수비 0.5 %이내의 2mm체 통과 0.075mm체에 잔류하는 자연건조 모래를 사용하였으며, 통일분류법(USCS)에 의한 분류결과는 SP이고 시료의 물리적 특성은 표 1과 같다. 최소단위중량은 2.54cm높이에서 지름이 1.27cm인 깔대기를 이용하여 표준사를 자유낙하시키는 방법으로 측정하였다.

본 시료의 강도특성을 파악하기 위해 KS F 2343 시험법에 근거하여 직접전단시험을 실시한 결과 상대밀도에 따라 표 2와 같은 지반강도 정수를 도출하였다.

표 1. 지반의 물리적 특성

비중	2.60	최대건조단위중량(t/m ³)	1.735
균등계수	3.25	최소건조단위중량(t/m ³)	1.382
곡률계수	0.94	상대밀도(%)	55,65,75

표 2. 지반, 모형기초, 모형지하공동의 역학적 특성

항목		지반	모형기초	모형지하공동
탄성계수(t/m ²)		2400~3500	7.443×10 ⁶	1000~1700
포아손 비		0.25~0.35	0.33	0.2~0.4
접착력 (t/m ²)	상대밀도(Dr) 55%	0.05	-	-
	상대밀도(Dr) 65%	0.05		
	상대밀도(Dr) 75%	0.05		
내부 마찰각 φ(°)	상대밀도(Dr) 55%	33.2	-	-
	상대밀도(Dr) 65%	35.3		
	상대밀도(Dr) 75%	37.1		
단위중량(t/m ³)	상대밀도(Dr) 55%	1.556	2.85	1.80
	상대밀도(Dr) 65%	1.593		
	상대밀도(Dr) 75%	1.631		

2.2 실험장치

기초모형실험에서 모형지반과 현장지반의 차이를 최소화하기 위해서는 가압형태에 따른 경계조건(boundary condition)과 모델박스 크기의 제한성 때문에 발생하는 경계효과(boundary effect)를 고려해야만 하는데, 본 실험에서는 강성체인 벽면(rigid wall)의 영향을 최소화할 수 있도록 모형의 기초폭(B)은 4cm, 두께는 4cm, 길이는 20cm이며, 모델박스의 폭은 20cm, 높이는 60cm, 길이는 100cm로 기초폭에 대한 모델박스의 길이의 비를 25배로 하였다. 또한, 연속기초의 길이에 대한 경계효과는 모형의 기초길이를 모델박스의 폭과 동일하게 제작하여 평면변형을 조건으로 기초 재하 실험을 실시하였다.

2차원 평면변형 조건하에 모형기초 재하시험을 실시하기 위하여 100cm×20cm×60cm(길이×폭×높이)의 모형박스를 제작하였다. 측면과 저면은 0.5cm 두께의 강제판을 사용하고, 모형기초의 재하에 따른 변형을 최소화하기 위해 박스의 상단과 하단에 5cm×5cm의 강제 프레임을 설치하였다.

한편, 기초하중 재하에 따른 지반의 파괴 및 침하형태를 관찰하기 위하여 박스의 전면을 1cm두께의 투명한 Plexiglas를 사용하였다. 또한, 강성연속기초를 모사하기 위하여 박스와 같은 폭의 20cm 고강도 알루미늄을 사용하여 모형기초를 제작하는 한편, 지하공동은 두께 1cm, 길이 20cm의 벤토나이트와 모래 혼합토를 원형관으로 성형하였다.

하중재하시 기초모델의 끝 부분과 모델박스의 안쪽 면과의 마찰을 최소한으로 줄이기 위해서 그

리스(grease)를 이용하여 가능한 미끄러운 면을 만들고, 모델실험 박스의 폭과 기초의 길이를 동일하게 하여 기초재하실험을 하는 동안 평면변형조건에 만족하도록 하였다.

지반의 밀도변화에 따른 거동을 비교하기 위하여 1948년 Kolbuszewski에 의해 제안된 강사법을 이용하였다.

2.3 실험방법

Vesic(1972)이 제안한 모래지반상 기초의 지지력과 파괴형태를 근거로 모래지반에서 연속기초의 하중-변위특성과 극한지지력 등 거동특성을 평면변형조건으로 알아보고, 지하공동에 의한 영향범위를 알아보기 위하여 모형실험을 수행하였다.

실험조건은 평균 상대밀도 55%, 65%, 75%로 변화시켜 실험을 수행함으로써 지반의 상대밀도 변화와 지하공동의 직경(W) 및 깊이(D), 그리고 공동의 편심(E)의 변화에 따른 연속기초의 지지력과 침하특성을 고찰하였다.

또한, 기초저면의 지하공동 크기 및 위치 변화에 따른 활동선의 형성 및 파괴메카니즘을 확인하기 위하여 시료를 염색하여 일정한 층별로 강사시켜 기초재하시 발생하는 활동면의 형태를 관찰하였다.

하중의 재하는 기초판을 안정시키기 위해 먼저 2~3 t/m²의 초기하중을 가한 후에 이를 제거하고 Dial gauge를 0으로 맞춘 후 2mm/min 속도로 재하하였다.

지반에 파괴가 일어나거나 더 이상 변형이 없을 때까지 하중에 따른 침하량을 측정하고 하중-침하

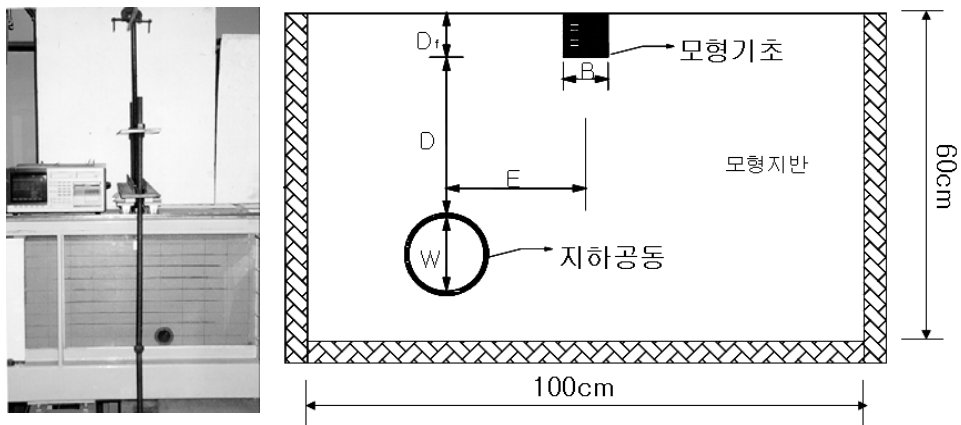


그림 1. 재하시험 장치와 모형토조의 개요도

표 3. 모형실험

실험	상대밀도(%)	구분	매개변수	비고
A	55 65 75	(B)=4cm (D _f /B)=1	(Dr)=55%,65%, 75%	공동이 없는 경우
B	55	(W)=4cm (D _f /B)=1	(W/B)=1 (D/B)=3,6,9 (E/B)=0,3,6,9	공동이 있는 경우 (B=4cm)
C		(W)=8cm (D _f /B)=1	(W/B)=2 (D/B)=3,6,9,12 (E/B)=0,3,6,9,12	
D	65	(W)=4cm (D _f /B)=1	(W/B)=1 (D/B)=3,6,9 (E/B)=0,3,6,9	
E		(W)=8cm (D _f /B)=1	(W/B)=2 (D/B)=3,6,9,12 (E/B)=0,3,6,9,12	
F	75	(W)=4cm (D _f /B)=1	(W/B)=1 (D/B)=3,6,9 (E/B)=0,3,6,9	
G		(W)=8cm (D _f /B)=1	(W/B)=2 (D/B)=3,6,9,12 (E/B)=0,3,6,9,12	

곡선으로부터 극한지지력을 산정하고, 기존의 이론식들과 비교 분석하였다. 본 연구에서 수행한 모형실험은 표 3과 같다.

3. 실험결과

3.1 지하공동이 없는 모래지반의 극한지지력

연속기초의 극한지지력 산정방법은 비교적 명확하게 항복점이 나타나므로 하중-침하량 곡선에서 마지막 직선부분이 시작되는 점에서 하중을 극한지지력으로 하는 Terzaghi/Yelinek의 방법을 채택하여 최소곡률반경을 보이는 점 즉, 곡선의 기울기가 급격히 변하는 지점에서 극한지지력을 결정하였다.

표 4. 지하공동이 없는 경우(A실험) 기초의 극한지지력

구분	상대밀도 (%)	일축압축강도 (t/m ²)	침하비 s/B (%)
A	55%	6.31	21.75
	65%	8.85	21.75
	75%	12.12	25.38

지하공동이 없는 모래지반에서 상대밀도에 따른 지지력 실험결과는 그림 3에 하중-침하곡선으로 나타났다.

그림 3에서 보는 바와 같이 지반의 평균 상대밀도가 55%로 조성된 느슨한 상태에서는 뚜렷한 극한하중 값을 보이지 않는 반면에, 평균 상대밀도가 75%로 조성된 조밀한 지반의 경우는 극한하중 값을 보인 후 연직변위의 증가에 따라 하중이 급격

히 감소하는 전반전단파괴의 거동이 관찰되었다.

하중-침하곡선에서 극한하중을 지난 후 다소 하중이 증가하는 것은 Bruce(1988) 및 Kimura(1985) 등의 실험결과와 마찬가지로 하중재하시 기초의 연직변위가 일어남에 따라 지반은 초기 공극비보다 더

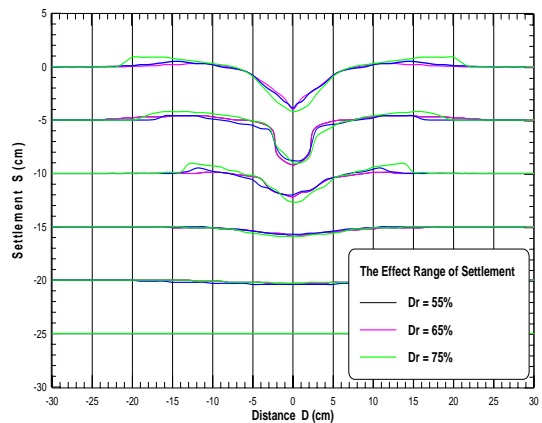


그림 2. 지하공동이 없는 경우 기초침하 형상

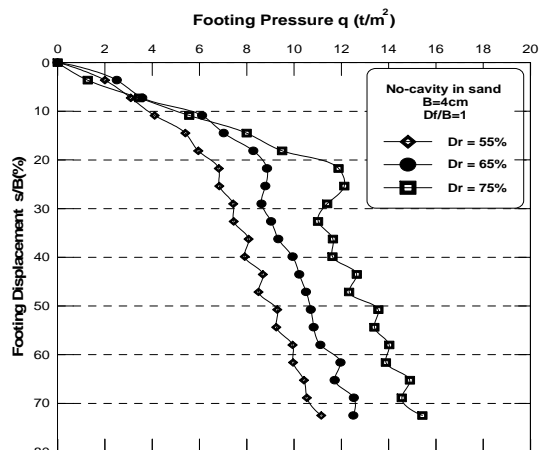


그림 3. 평면변형 조건에서 하중-침하비 곡선

조밀해지고, 기초의 근입깊이가 증가하는 이유에 기인함을 알 수 있다.

3.2 지하공동이 있는 모래지반의 극한지지력

모래지반에서 상대밀도에 따른 지반특성(c , ϕ)과 공동의 크기 및 깊이, 그리고 편심거리를 변화시켜 가며 지하공동이 연속기초의 지지력에 미치는 영향을 살펴보았다. 지지력 비교는 지하공동이 없는 경우의 지지력(q_{nc})을 지하공동이 있는 경우의 지지력(q_c)으로 나눈 지지력비(BCR_u)를 사용하였다. 즉, 지지력비는

$$BCR_u = \frac{q_{nc}}{q_c}$$

3.2.1 편심거리에 따른 지지력 변화

그림 4는 평균 상대밀도가 55, 65, 75%이고 공

동의 크기(W/B)가 1과 2인 모래지반에서 공동의 깊이(D/B)와 편심거리(E/B)의 변화에 따른 연속기초의 지지력변화 양상을 보여주는 것으로 공동깊이비(D/B), 공동의 크기비(W/B), 상대밀도에 관계없이 편심거리비(E/B)가 9에서 지하공동의 존재가 지지력에 무시할만한 영향을 주는 한계영향범위가 존재한다는 것을 알 수 있다.

또한 공동의 크기비(W/B), 깊이비(D/B) 및 지반의 상대밀도에 관계없이 편심거리비(E/B)가 9에서 한계영향범위가 나타났으며, W/B가 1, D/B가 6이 상인 경우 한계영향범위는 편심거리비(E/B)가 6에서 존재하는 것으로 나타났다.

또한 그림 4(d)에서 보여주듯이 깊이비(D/B)가 3인 경우 편심거리비가 6이상에서는 공동의 크기비(W/B)에 관계없이 지지력비의 차이가 크게 감소함을 알 수 있다.

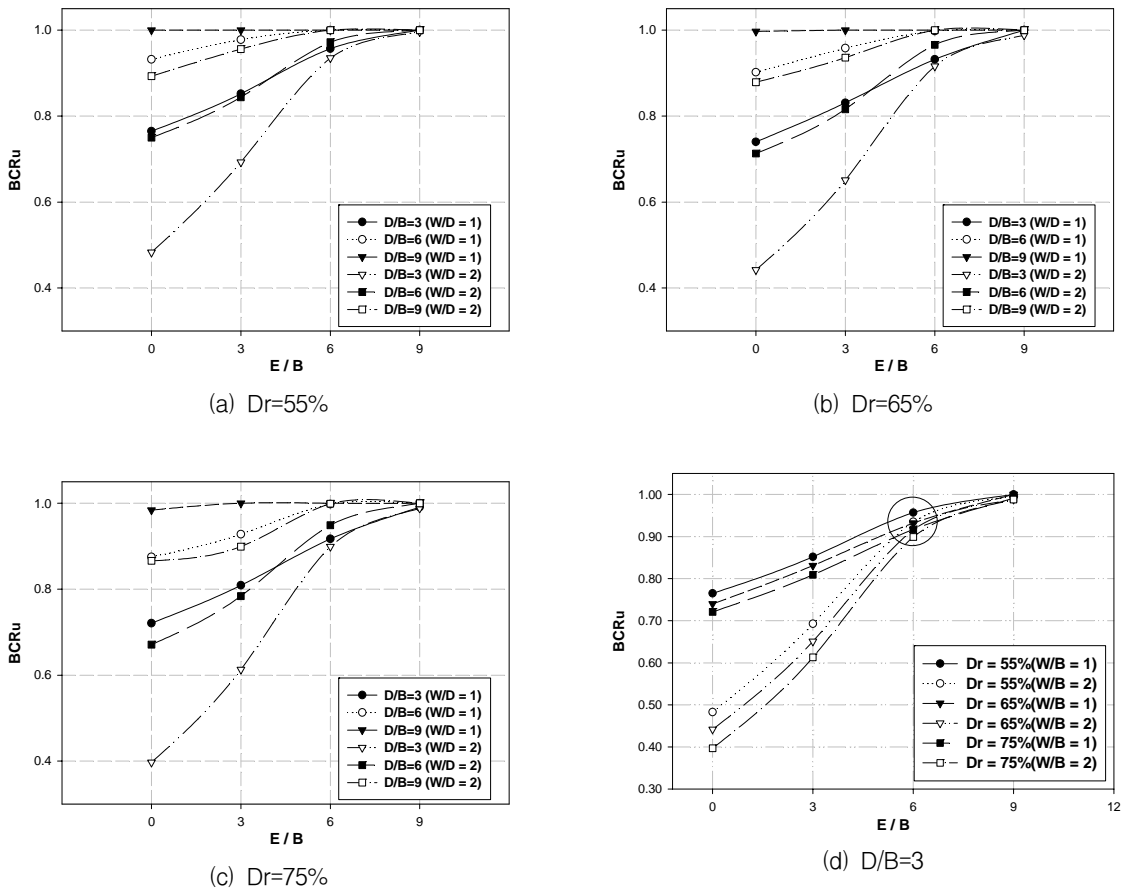


그림 4. 편심거리비(E/B)에 따른 지지력비의 변화

3.2.2 깊이비에 따른 지지력 변화

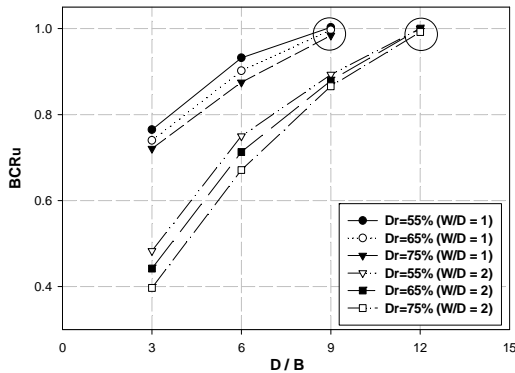
그림 5는 지하공동으로부터 깊이비에 따른 지지력 변화를 보여주는 그림으로 그림 5(a)는 편심거리(E/B)가 0으로 일정할 때, 공동의 깊이비(D/B)와 공동의 크기(W/B), 지반의 상대밀도에 따른 지지력비 변화를 나타낸 것이다. 그림에서 알 수 있듯이 각각의 상대밀도에 대하여 공동의 크기(W/B)가 1인 경우 공동의 깊이비(D/B)가 9, 공동의 크기비가 2인 경우는 공동의 깊이비가 12를 지나면서 지하공동의 존재가 지지력에 무시할만한 영향을 미치는 한계깊이(D_{cr} / B)가 존재하고 있음을 알 수 있다.

또한 깊이비가 3이고 편심거리비가 0인 경우 지하공동의 크기비(W/B)가 2가 되면 지지력비는 W/B가 1인 경우에 비해 약 60%정도로 감소함을 알 수 있다. 그러나 편심거리비가 3, 6으로 증가함에 따라 지하공동의 크기에 따른 지지력비의 차이

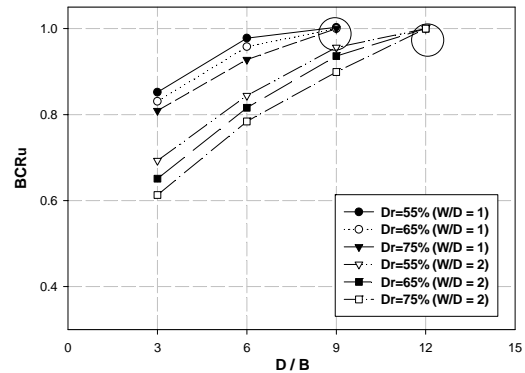
는 점차로 감소하다가 편심거리비 9에서는 거의 차이가 없는 것으로 나타났다.

그림 5(a), (b)를 보면 지하공동이 상부 연속기초의 지지력에 영향을 미치지 않는 한계영향범위는 편심거리가 각각 0, 3이고 지하공동의 크기비가 1인 경우 지반의 상대밀도에 관계없이 약 9에서 나타나며, 크기비가 2인 경우 12에서 나타난다.

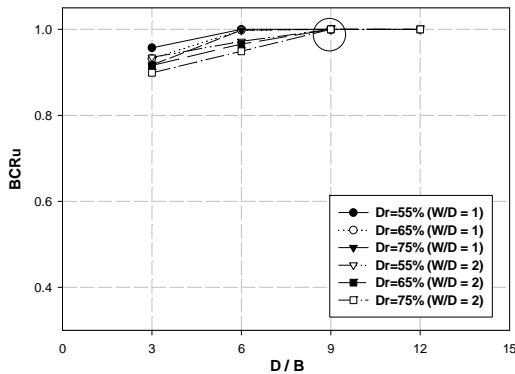
그러나 그림 5(c), (d)와 같이 E/B가 6인 경우 상대밀도나 크기비에 관계없이 한계영향범위는 6으로 나타났으며, E/B가 9인 경우 지하공동이 상부 연속기초의 지지력에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 보인다. 따라서 연속기초와 지하공동의 편심거리(E)에 따른 극한하중의 증가율(약 10%)은 공동깊이에 따른 극한하중의 증가율(약 20%)보다 작음을 관찰할 수 있으며, 이것은 지하공동이 연속기초의 지지력에 미치는 영향력이 편심거리(E)보다는 공동의 깊이(D)에 더 영향을 많이 받고 있음을 보여준다.



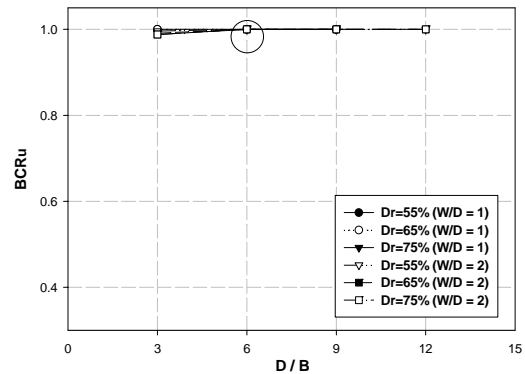
(a) E/B=0



(b) E/B=3



(c) E/B=6



(d) E/B=9

그림 5. 깊이비(D/B)에 따른 지지력비의 변화

3.3 기존 이론식과의 비교

그림 6은 지하공동이 얇은기초 아래에 위치한 경우에 유한요소해석을 통해 수집된 데이터 베이스에 대한 다중회귀분석을 통해 수치해석적 접근법을 제안한 Yoo(1994)의 이론식에 의한 한계깊이(D_{cr}) 변화경향과 사질토지반에서 실내모형실험을 통하여 얻은 한계깊이(D_{cr}) 변화경향을 상대밀도에 따라 비교한 것이다.

$$q_c = \zeta_{ss} n_s n_f q_{nc}$$

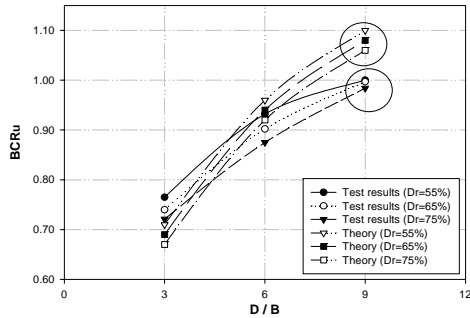
여기서,

ζ_{ss} : 지표에 위치한 ($D_f/B=0$) 연속기초의 지지력 감소 계수

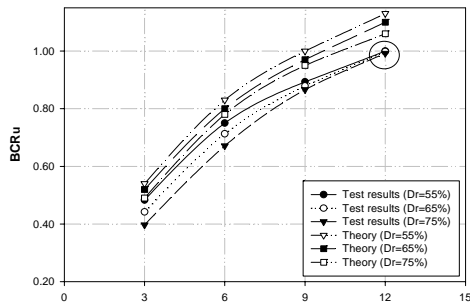
n_s : 정방형 기초에 대한 형상 보정계수

n_f : 근입된 기초에 대한 근입 보정계수

그림 6에서 보여주듯이 유충식(1994)의 이론식에 의해 산정된 한계깊이는 약 8로 나타났으며, 실험에 의한 한계깊이는 8로 다소 차이가 나지만 전반적으로 유사한 경향을 보이고 있다. 그러나 편심의 거리가 증가 할수록 이론식에 의한 지지력비와 실험에 의한 지지력비는 큰 차이가 발생하는 것으로 나타났다.



(a) W/B = 1



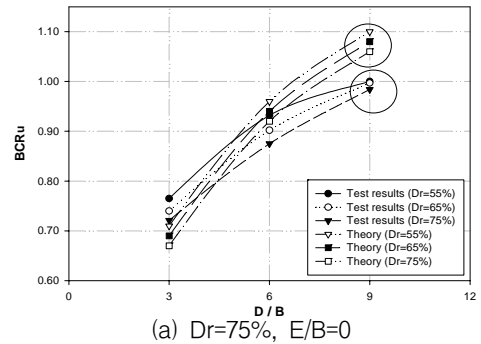
(b) W/B = 2

그림6. 상대밀도에 따른 이론식 한계깊이와 실험적 한계깊이의 비교

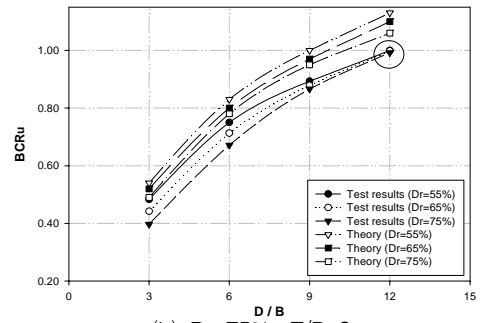
3.4 부등침하량 분석

그림 7은 공동깊이와 편심거리에 따른 심도별 지중침하 및 부등침하량 변화경향을 나타낸 것으로 상대밀도가 75%인 경우, 공동의 깊이와 편심거리에 따라 부등침하량을 관찰한 결과 지하공동의 크기에 관계없이 동일하게 심도가 4~8cm인 경우에 가장 큰 부등침하 양상을 보여주고 있음을 알 수 있다.

본 실험에서는 (D/B)=1~2인 위치에서 가장 두드러진 부등침하 경향을 보여주고 있음을 알 수 있다. 따라서, 연속기초의 지지력에 미치는 지하공동의 영향은 편심거리에 따른 지지력 감소뿐만 아니라 연속기초의 부등침하에도 큰 영향을 줄 것으로 판단된다.



(a) Dr=75%, E/B=0



(b) Dr=75%, E/B=3

그림 7. 지하공동의 크기와 깊이에 따른 부등침하

4. 결론

사질토 지반에서 지하공동 상부에 존재하는 연속기초의 극한지지력에 영향을 미치는 여러 인자를 고려하여 모형실험을 수행하고 분석한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 지하공동의 편심거리(E)에 따른 극한하중의 증가는 공동깊이(D)에 따른 극한하중의 증가

폭보다 현저히 작은 폭으로 증가됨을 관찰할 수 있으며, 이것은 지하공동이 연속기초의 지지력에 미치는 영향력이 편심거리(E)보다는 공동의 깊이(D)에 더 좌우되고 있음을 보여준다.

- (2) 공동의 크기비(W/B), 깊이비(D/B) 및 지반의 상대밀도에 관계없이 편심거리비(E/B)가 9에서 한계영향범위가 나타났으며, 공동크기비가 1, D/B가 6이상인 경우 한계영향범위는 편심거리비(E/B) 6에서 존재하는 것으로 나타났다.
- (3) 한계영향범위는 E/B가 각각 0, 3이고 W/B가 1인 경우 지반의 상대밀도에 관계없이 약 9에서 나타나며, 공동크기비(W/B)가 2인 경우 12에서 나타나고, 편심거리비(E/B)가 6인 경우 상대밀도나 크기비에 관계없이 한계영향범위는 6으로 판단된다. 또한 연속기초와 지하공동의 편심거리(E)에 따른 극한하중의 증가율(약

10%)은 공동깊이(D)에 따른 극한하중의 증가율(약 20%)보다 작음을 관찰할 수 있으며, 이것은 지하공동이 연속기초의 지지력에 미치는 영향력이 편심거리(E)보다는 공동의 깊이(D)에 더 영향을 많이 받고 있음을 보여준다.

- (4) 상대밀도가 75%인 경우, 부등침하량을 관찰한 결과 지하공동의 크기에 관계없이 동일하게 침도가 4cm~8cm인 경우에 가장 큰 부등침하 양상을 보여주고 있음을 알 수 있다. 즉, 기초폭(B)에 대한 공동의 깊이(D)로 나타내면, (D/B)=1~2인 위치에서 가장 두드러진 부등침하 경향을 보여주고 있다. 따라서 연속기초의 지지력에 미치는 지하공동의 영향은 편심거리(E)에 따른 지지력 감소뿐만 아니라 연속기초의 부등침하에도 큰 영향을 줄 것으로 판단된다.

(접수일 : 2006. 3. 7. 심사완료일 : 2006. 5. 11.)

참고문헌

1. 이준대, 이봉직, 오세욱, 강종범(2000), 지하공동이 연속기초의 지지력에 미치는 영향. 산업안전학회지 제 15권. 제 2호, pp. 111~117.
2. 유충식(1994), Three Dimensional Behavior of Square Footing and Unlined Soft Ground Tunnel. 한국지반공학회지, 제 10권. 제3호, pp. 97~109.
3. Baus, R.L. and Wang, M. C.(1983), Bearing Capacity of Strip Footing above Void. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 1, pp. 1~14.
4. Bruce L. K., Abbas. A., and James A. C.(1988), Strength Parameters for Bearing Capacity of Sand. J. Geot. Engr. Div. ASCE, Vol. 114. GT4., pp. 491~498.
5. Cornforth, D.H.(1964), Some Experiments on the Influence of Strain Condition on the Strength of Sand. Geotechnique, Vol. 16, pp. 193.
6. Kimura, T., Kusakabe, O. and Saitoh, K.(1985), Geotechnical Model Tests of Bearing Capacity Problems in a Centrifuge. GT35, No. 1, pp. 33~45.
7. Kolbuszewski, J.J(1948), An Experimental Study of the Maximum and Minimum Porosities of sand. Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 1, pp. 158~163.
8. Vesic A.S.(1972), Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 98, No. SM3, pp. 265~290.
9. Wang, M. C. and Badie, A.(1985), Effect of Underground Void on Foundation Stability. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 8, pp. 1008~1019.