

# 지하공동위에 위치한 확대기초의 지지력 산정 기법

Bearing Capacity Determination Method for Spreading Footings  
Located above Underground Cavities

유 충 식\*  
Yoo, Chung -Sik

---

---

## Abstract

This paper presents a bearing capacity determination method for spread footings subjected to vertical central loading and located above underground cavities. For the development of the method, a parametric study on bearing capacity of a spread footing located above an underground cavity was performed by using a three-dimensional elasto-plastic finite element computer program. From the results of the finite element analysis, bearing capacity values for the conditions analyzed were determined and used as a data base from which semi-empirical equations for the bearing capacity determination method were formulated by means of a regression analysis. The effectiveness of this method was illustrated by comparing the bearing capacity values computed from this method with those of available model footing tests as well as finite element analysis data. It was concluded that the method presented in this paper can be effectively used for practical applications at least within the conditions investigated.

## 요 지

본 고에서는 지하공동위에 위치한 확대기초의 지지력 산정기법을 제시하였다. 지지력 산정기법의 개발을 위해서 필자에의해 개발된 3차원 탄소성 유한요소해석 프로그램을 이용하여 지하공동위에 위치한 확대기초의 지지력에 대한 매개변수 변환연구를 수행하였다. 매개변수 변환연구의 결과를 이용하여 각 경계조건에 대한 지지력을 평가하고 이를 지지력 산정기법 개발에 필요한 데이터 베이스로 활용하였으며, 수집된 데이터 베이스에 대한 다중회귀분석을 통해 반 경험적 지지력 산정기법을 개발하였다. 개발된 지지력 산정기법은 기존의 모형기초실험 및 유한요소해석 결과와의 비교를 통해 그 타당성이 검증되었으며, 그 결과 본 연구의 범위 내에 해당하는 실제 현장문제에 효율적으로 적용될 수 있을 것으로 사료된다.

Keywords : Finite element method, Underground cavity, Spread footing, Ultimate bearing capacity, Cavity influence zone, Parametric study

---

---

\* 정희원, 성균관대학교 토목공학과 조교수

## 1. 서론

지하공동은 자연적으로 혹은 인위적으로 형성되게 된다. 인위적인 형태의 지하공동으로는 지하철, 전력구, 통신구 등의 도심지 사회 기간 시설로 건설되는 터널, 그리고 채탄 혹은 채석을 위해 축조되는 탄광 등을 들 수 있다. 지하공동은 또한 백운암 및 석회암 등 용해성 암반의 침식 혹은 용해 작용을 통해 자연적으로도 형성될 수 있다. 이러한 지하공동위에 구조물이 건설될 경우 구조물과 지하공동간의 상호작용 발생으로 인해 지상 구조물은 물론 지하공동의 안정 또한 심각한 위협을 받게 된다. 특히 도심지역에서의 인구 팽창으로 많은 터널이 건설되어 있으며 앞으로 더 많은 터널 공사가 예정되어 있어 이러한 문제가 더욱 심각해질 전망이다. 한편 국내에는 아무런 조치 없이 폐광된 탄광지역이 점차 늘어나고 있는 실정인데 이러한 지역에서 개발 사업이 진행될 경우 폐광위에 건설될 구조물의 안정문제가 대두되어 개발에 많은 제약이 따르게 되는 등 사회문제시 되고 있는 실정이다. 그러나 이러한 실정에도 불구하고 지하공동의 영향이 고려된 구조물 기초에 관한 설계 및 해석 기법이 존재하지 않고 있는 실정이어서 지반공학 기술자들이 많은 어려움을 겪고 있다.

지하공동의 영향을 고려한 구조물 기초의 해석 및 설계를 위해서는 무엇보다도 구조물과 지하공동의 상호작용 여부의 파악이 선행되어야 하며 이는 구조물의 안정 확보 측면에서 구조물 기초의 지지력 평가를 통해 이루어질 수 있다. 이러한 맥락에서 지하공동위에 위치한 기초의 해석 및 설계기법 개발을 위해 지하공동이 기초의 지지력에 미치는 영향에 관한 많은 연구가 수행되어 왔다. 대표적인 연구로는 필자의 연구(Wang 등, 1989; Yoo, 1993; Yoo와 Wang 1994; 유충식, 1994; 유충식, 1995)를 비롯하여 Baus와 Wang(1983), Badie와 Wang(1984), Wang과 Badie(1985), Wood와 Larnach(1985), Azam(1990), Hsieh와 Wang(1992)의 연구를 들 수 있다.

이들의 연구에서는 유한요소해석기법을 이용하여 지하공동의 기하조건 및 위치에 따른 기초의 지지력 변화경향을 정성·정량적으로 다루어 지지력 산정기법의 개발에 유용한 데이터 베이스를 제공하였으며, Azam(1990) 및 Hsieh와 Wang(1992)은 연구결과를 토대로 지하공동위에 위치한 기초의 지지력 산정식을 제안한 바 있다. 그러나 대부분의 기존의 연구에서는 기초-지하공동계를 2차원화하여 평면변형을 상태로 모델링 하였으므로 이들의 연구결과는 엄격한 의미에서 연속기초에만 적용이 가능하다고 할 수 있다. 따라서 다양한 현장문제에 적용할 수 있는 지지력 산정기법의 개발을 위해서는 보다 많은 영향인자를 고려한 집중적인 연구가 필요한 실정이다.

본 연구에서는 기존의 연구를 확장하여 연속기초뿐만 아니라 정방형 기초의 경우에도 적용할 수 있는 지지력 산정기법의 개발을 시도하였다. 이를 위해 3차원 탄소성 유한요소해석을 통해 다양한 경계조건에 대한 해석을 수행하고 해석 결과로부터 수집된 지지력에 관한 데이터 베이스에 대한 회귀분석을 통해 반경험적인 지지력 산정기법을 개발하였다.

## 2. 유한요소해석

지지력 산정기법의 개발에 필요한 데이터 베이스를 수집하기 위해 Yoo(1993)에 의해 개발된 프로그램을 이용하여 지하공동위에 위치한 연속 기초 및 정방형 기초에 대한 2차원 및 3차원 해석을 수행하였다. 해석 모델링에 있어서 콘크리트 기초는 선형 탄성 재료로 그리고 지반은 Drucker-Prager 항복 기준을 따르는 비선형 재료로 모델링하였다. 그림 1에서는 본 연구에서 사용한 심벌과 함께 기초-지반-공동 시스템의 개요도를 보여주고 있다.

데이터 베이스의 다양성을 확보하기 위해 표 1에서 보이는 바와 같이 상업용 점토인 카올린, 실트질 점토, 그리고 카올린-모래 혼합토 등 세 가지 종류의 지반에 대해 공동의 직경(W) 및 깊이(D), 공동의 편심(E), 그리고 기

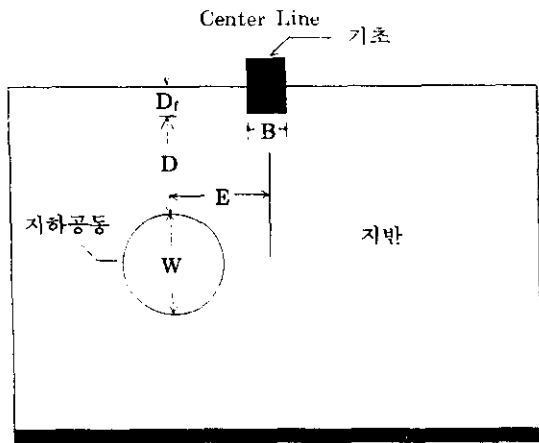


그림 1. 기초-지반-지하공동계의 개요도

초의 근입깊이( $D_r$ )를 변화시키며 산출된 다양한 경계조건에 대한 해석을 수행하였다. 해석에 있어서 지반은 균질한 것으로 가정하였으며, 본 연구에서 고려한 지반 및 콘크리트 기초의 물성치가 표 2에 나타나 있다.

기초-지반-공동 시스템의 모델링에 있어서 2차원 해석이 수행된 연속기초의 경우에는 4절점 4변요소를, 그리고 3차원 해석이 수행된 정방형 기초의 경우에는 8절점 고체요소를 이용하여 모델링하였다. 해석 모델링에 있어서는 먼저 초기응력 상태를 재현하기 위해 자중을 재하시킨 후 기초하중을 단계적으로 재하하는 방법을 택하였다. 그림 2는 정방형 기초의 해석에 적용된 유한요소망을 보여주고 있는데 측면 및 하부 경계의 위치는 예비해석을 수행하여 결정하였으며, 경계면의 위치가 해석 결과

표 1. 해석에 적용된 상계조건

	지반	W/B	D/B	E/B	$D_r/B$
연속 기초/ 정방형 기초	카올린	0.67	1.0 2.0 3.0	0.0 1.0 2.0	0.0 0.5 1.0
		1.0	1.0 2.0 3.0 4.0	0.0 1.0 2.0 3.0	0.0 0.5 1.0
		2.0	1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0	0.0 1.0 2.0 3.0	0.0 0.5 1.0
	실트질 점토	0.67	1.0 2.0 3.0 4.0	0.0 1.0 3.0	0.0 0.5 1.0
		1.0	1.0 2.0 3.0 4.0 5.0	0.0 1.0 2.0 4.0	0.0 0.5 1.0
		2.0	1.0 2.0 3.0 4.0 6.0	0.0 1.0 3.0 5.0	0.0 0.5 1.0
	카올린-모래 혼합토	0.67	1.0 2.0 4.0 6.0 7.0	0.0 3.0 6.0	0.0 0.5 1.0
		1.0	1.0 3.0 5.0 7.0 8.0 9.0	0.0 3.0 6.0 8.0	0.0 0.5 1.0
		2.0	1.0 3.0 5.0 7.0 9.0 10.0 11.0 12.0	0.0 4.0 6.0 8.0 10.0	0.0 0.5 1.0

표 2. 해석에 사용된 지반 및 콘크리트 기초의 물성치

재료특성	카올린	실트질 점토	카올린-모래 혼합토	콘크리트 기초
탄성계수(kPa)	19,800	4600	42,000	$2.3 \times 10^7$
포아송 비	0.39	0.28	0.32	0.2
접착력(kPa)	159	66	9.2	N/A
내부마찰각(degree)	8	13.5	31	N/A
단위중량( $kN/m^3$ )	14.3	16	17	24.3

에 영향을 미치지 않도록 기초의 중심과 바닥에서 각각 기초의 폭의 8배 및 12배에 해당하

는 거리에 설치하였다. 본 해석에서는 IBM RISC 6000/350 워크 스테이션을 이용하였다.

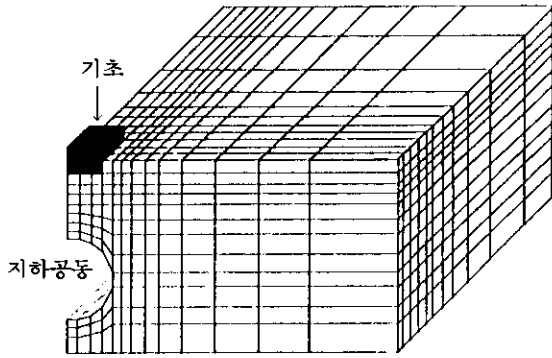


그림 2. 정방형 기초 해석에 적용된 유한요소망

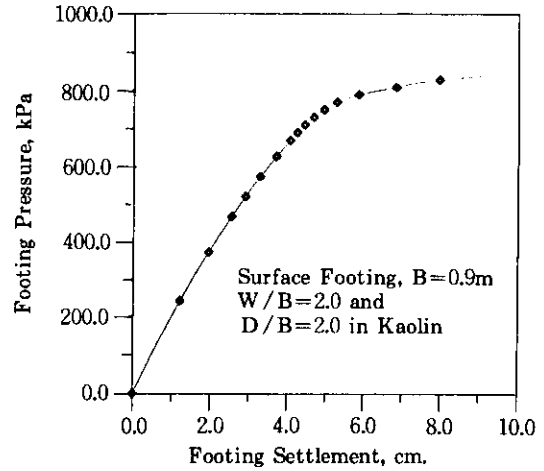


그림 3. 하중-기초 침하곡선(카올린)

### 3. 지지력 산정 기법의 개발

#### 3.1 극한 지지력의 평가 및 데이터 베이스 구축

일반적으로 유한요소해석 결과를 이용하여 기초의 극한 지지력을 결정할 경우 하중-변위 곡선을 이용하게 된다. 이러한 경우에 있어서 파괴 메카니즘이 전반전단파괴(general shear failure) 양상을 보일 경우에는 그림 3과 같이 하중-변위 곡선에서 항복점이 비교적 뚜렷이 나타나기 때문에 지지력 결정에 그다지 큰 어려움이 없으나 국부 혹은 관입전단파괴(local 또는 punching shear failure) 양상을 보일 경우에는 그림 4와 같이 하중-변위 곡선에서 항복점을 결정하기가 매우 어렵기 때문에 정확한 극한 지지력의 평가 또한 매우 어렵다.

최근에 Azam(1990)은 유한요소해석으로부터 얻어진 지반의 항복율에 근거한 지지력 산정기법을 제안하였다. 즉 각 하중 재하 단계에서 항복된 요소 수를 토대로 하중-항복요소수 곡선을 작성하여 그 곡선의 기울기가 급격히 변하는 지점에 해당하는 하중을 극한 지지력으로 채택하였다. 그러나 이 방법을 적용하는데 있어서 가장 큰 단점은 일반적으로 유한요소망을 작성할 때 응력 구배에 따라 요소의 크기가 다르도록 작성하므로 항복율을 항복된 요소 수

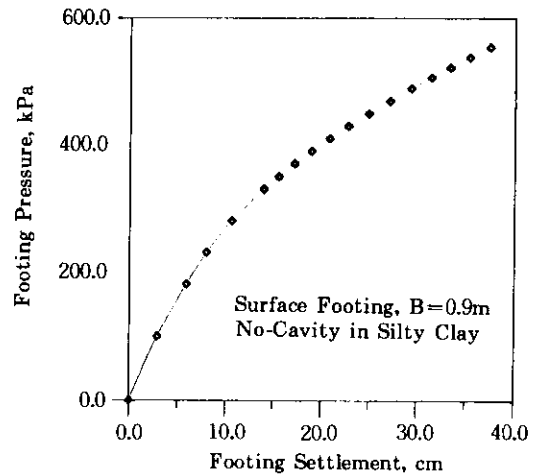


그림 4. 하중-기초 침하 곡선(실트질 점토)

에만 의존할 경우 해석상의 오류가 발생할 수 있다는 점이다.

본 연구에서는 이러한 문제점을 해결하기 위해 항복된 요소들의 면적(2-D 해석의 경우) 혹은 체적(3-D 해석의 경우)을 이용하여 항복율(yielding rate)을 평가하고 이를 극한지지력 결정에 반영하는 방법을 취하였다. 즉 유한요소해석 결과를 이용하여 먼저 그림 5와 같은

하중-항복요소의 면적(혹은 체적) 곡선을 작성하여 그 곡선으로부터 곡선의 기울기가 급격히 변하는 지점에서 지지력을 결정하고 다음 단계로 하중-변위 곡선으로부터 기존의 방법으로 지지력을 평가한 후 이 두 값 중에서 작은 값을 지지력으로 채택하였다. 이러한 방법은 하중-변위 곡선으로부터 지지력을 평가하는 방법에 항복율을 고려하는 방법을 추가함으로써 보다 정확하고 객관성 있는 지지력 평가를 가능하게 한다. 본 연구에서 채택한 극한 지지력 산정 기준을 요약하면 아래와 같다.

- (1) 항복율 곡선으로부터 곡선의 기울기가 급격히 변하는 지점에서 지지력을 평가한다.
- (2) 하중-변위 곡선으로부터 기존의 방법을 이용하여 지지력을 평가한다.
- (3) 단계 (1) 및 (2)에서 얻어진 지지력 중에서 작은 값을 극한 지지력으로 취한다.

본 연구에서는 앞서 언급한 지지력 평가기준에 근거하여 각 경계조건의 지지력을 결정한 후, 공동이 존재하는 경우의 지지력( $q_c$ )을 공동이 존재하지 않는 경우의 지지력( $q_{nc}$ )으로 표준화하여 얻어진 지지력비(bearing capacity

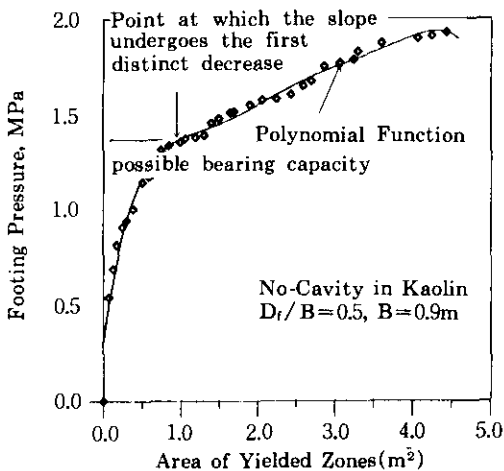


그림 5. 하중-항복 면적 곡선

ratio,  $q_c/q_{nc}$ )를 토대로 다음절에서 언급될 영향영역 및 지지력 산정식 개발에 필요한 데이터 베이스를 구축하였다. 그림 6~8은 본 연구에서 얻어진 지지력비 변화경향을 나타내는 도표중의 일부를 보여주고 있으며, 이러한 지지력 곡선을 토대로 지지력 변화 경향을 분석하

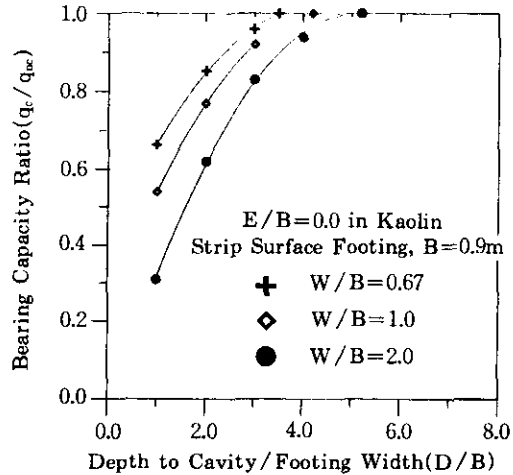


그림 6. 공동의 깊이에 따른 지지력 계수 변화경향 (연속 기초,  $D_f/B=0$ , 카올린)

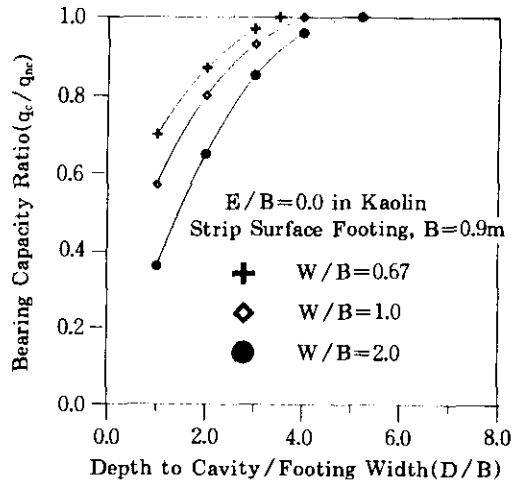


그림 7. 공동의 깊이에 따른 지지력 계수 변화경향 (정방형 기초,  $D_f/B=0$ , 카올린)

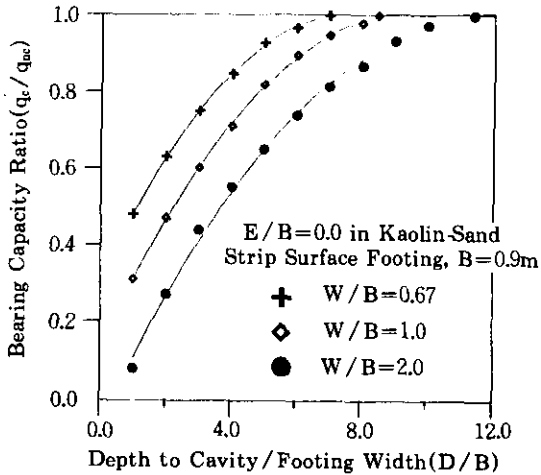


그림 8. 공동의 깊이에 따른 지지력 계수 변화경향(연속 기초,  $D_f/B=0$ , 카올린-모래 혼합토)

고 지지력 산정에 필요한 영향영역 판별식 및 지지력 산정식을 개발하였다. 다음 절에서는 이에 대한 과정을 언급하고자 한다.

### 3.2 영향영역 판별식

지금까지 다수의 연구자에 의해 수행된 기존의 연구 결과를 종합해 보면 주어진 조건에서 지하 공동은 한계 깊이(critical depth:  $D_{cr}$ ) 이내에 위치할 경우에만 상부 기초의 안정에 영향을 미치는 것으로 나타났다. 즉 이는 지하 공동이 한계 깊이 바깥에 위치할 경우에는 공동의 크기에 관계없이 기초의 안정에는 아무런 영향을 주지 않는다는 것으로 귀결된다. 따라서 지하공동위에 위치한 기초의 안정해석에 있어서는 먼저 공동이 한계 깊이 이내에 위치하는 지에 대한 평가가 이루어져야 한다.

한계 깊이( $D_{cr}$ )는 공동의 크기( $W$ ) 및 편심( $E$ ), 그리고 지반의 종류( $c, \phi$ )에 따라 변하며, 임의 크기를 갖는 공동의 영향영역은 공동의 편심을 변화시키며 구한 한계깊이를 이용하여 결정할 수 있다(Yoo, 1993). 한편, 한계 깊이는 그림 6~8에 나타난 지지력비에 관한 도표에서

지지력비가 1.0이 되는 지점까지 각 곡선을 연장시킴으로써 결정할 수 있으며, 이러한 방법으로 결정된 다양한 지반 조건 및  $W/B$ ,  $E/B$ ,  $D_f/B$ 를 포함하는 경계조건에 대한 표준화된 한계깊이( $D_{cr}/B$ )를 영향영역 판별식 개발에 필요한 데이터 베이스로 사용하였다.

영향영역 판별식은 통계적 접근방법을 이용하여 기 수집된 데이터 베이스에 대한 다중 회귀분석을 수행하여 개발하였다. 회귀분석에 필요한 주 변수를 판별하기 위한 예비해석 결과, 한계 깊이는 공동의 크기 및 편심, 그리고 지반 조건에 많은 영향을 받으나 기초의 형상 및 근입깊이는 그다지 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 따라서 회귀분석에서는  $W/B$ ,  $E/B$ , 그리고  $c$  및  $\phi$ (degree)를 독립변수로 사용하였다.

다중 회귀분석을 수행하기에 앞서 각 독립변수와 한계깊이의 관계를 분석하여 회귀분석에 적용할 기본함수(base function)를 결정하였다. 즉 그림 9에 나타나 있는 바와 같이  $D_{cr}/B$ 와  $W/B$ 의 관계는 semi-log 함수로서 가장 잘 표현될 수 있어 이를 기본 함수로 채택하였으며, 같은 방법으로  $D_{cr}/B$ 와  $\sin\phi$  및  $D_{cr}/B$ 와  $E/B$ 의 관계는 각각 선형 및 2차함수를 기본 함수로 채택하였다. 기본 함수가 결정된 후에 상업용 통계분석 패키지인 "MINITAB"을 이용하여 기 수집된 데이터 베이스에 대한 다중 회귀분석을 수행하였으며 그 결과 아래 보이는 식 (1)이 개발되었다. 식 (1)의 결정계수(coefficient of determination,  $R^2$ )는 약 98%로 나타났다.

$$\begin{aligned} \frac{D_{cr}}{B} = & 3.03 - 0.74 \frac{E}{B} (1 + 0.1 \frac{E}{B}) \\ & + (10.9 + 20.3 \log \frac{W}{B} + 0.6 \frac{E}{B} - 0.25 \frac{c}{\gamma W \lambda}) \sin\phi \end{aligned} \quad (1)$$

여기서 :

$\lambda$  = 치수 계수 =  $B'/B$

$B'$  = 본 연구에서 적용된 기초 폭 : 0.9m

$B$  = 해석 대상 기초 폭(m)

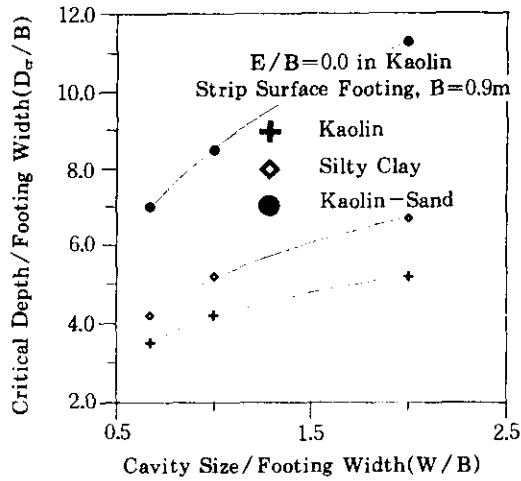


그림 9. 공동의 크기에 따른 한계깊이 변화경향 (연속 기초,  $D_r/B=0$ , 카올린)

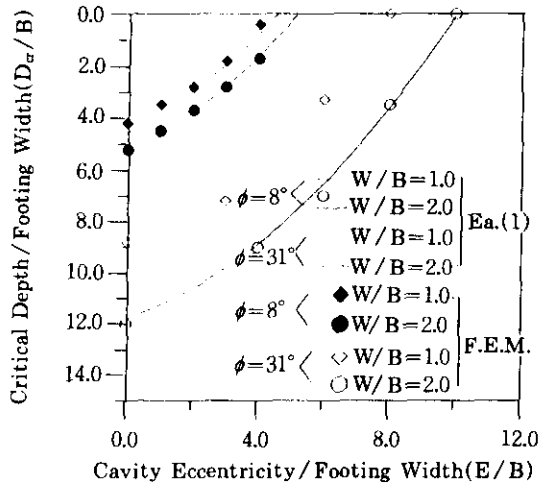


그림 10. 영향영역식[식(1)]과 유한요소해석 결과의 비교

그림 10은 식 (1)로부터 계산된  $D_{cr}/B$ 를 이용하여 작성된 영향영역을 보여주고 있으며 보이는 바와 같이 유한요소해석 결과와 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

앞에서 보여진 바와 같이 식 (1)은 주어진 지하공동의 영향영역 범위를 결정하는데 매우

유용하게 적용될 수 있으며, 만일 지하공동이 영향영역 내에 위치하면 상부에 위치한 구조물 기초의 지지력은 감소되며, 그 정도는 다음절에서 제시될 극한 지지력 산정식으로 평가할 수 있다.

### 3.3 극한 지지력 산정식

Yoo(1993)의 연구결과에 의하면 지하공동이 영향영역 내에 위치하여 상부 구조물과의 상호작용이 발생할 경우 구조물 기초의 지지력은 감소하게 되며 그 정도는 공동의 크기( $W$ ), 연직 깊이( $D$ ), 편심( $E$ )과 같은 공동의 기초조건 뿐만이 아니라 지반 조건, 그리고 기초의 형상 및 근입깊이( $D_r$ ) 등과 같은 기초의 특성에 따라 결정된다. 한편 그림 6~8에서 관찰할 수 있듯이 감소된 지지력은 공동이 존재하지 않는 경우 보다 항상 작은 값을 취하게 되므로 공동의 영향으로 감소된 지지력( $q_c$ )은 식 (2)와 같이 공동이 존재하지 않는 경우의 지지력( $q_{nc}$ )과 지지력 감소의 정도를 나타내는 지지력 감소계수(bearing capacity reduction factor)로 표현될 수 있다.

$$q_c = \xi_c \cdot q_{nc} \quad (2)$$

여기서 :

$q_c$  = 공동이 존재할 경우의 지지력

$\xi_c$  = 지지력 감소계수 :  $f(W, D, E, c, \phi, D_r, \text{기초의 형상})$

$q_{nc}$  = 공동이 존재하지 않을 경우의 지지력

식 (2)에서의  $q_{nc}$ , 즉 공동이 존재하지 않을 경우의 지지력은 기존의 지지력 공식을 이용하여 계산할 수 있다.

한편 지지력 감소의 정도는 앞서 언급한 바와 같이 많은 인자의 복합적인 영향에 의해서 결정되므로 지지력 감소계수가 이러한 많은 인자들로 한꺼번에 표현되도록 하는 방법은 그다지 현실성이 없다고 판단되어 먼저 지표에 위치한( $D_r/B=0$ ) 연속기초의 지지력 감소 계수( $\xi_{sc}$ )를 개발하고 기초의 형상 및 근입깊이의

영향을 형상계수( $\eta_s$ ) 및 근입( $\eta_r$ ) 계수를 통해 보정해 주는 방법을 택하였다. 따라서 식 (2)는 다시 식(3)과 같이 표현된다.

$$q_c = \xi_{ss} \eta_s \eta_r q_{nc} \quad (3)$$

여기서 :

$\xi_{ss}$  = 지표에 위치한( $D_r/B=0$ ) 연속기초의 지지력 감소계수

$\eta_s$  = 정방형 기초에 대한 형상 보정 계수

$\eta_r$  = 근입된 기초에 대한 근입 보정계수

식 (3)에서의 지지력 감소계수와 형상 및 근입 보정계수는 유한요소해석을 통해 수집된 데이터 베이스에 대한 다중회귀분석을 통해 식 (4)~(8)과 같이 결정되었으며 본 고에는 지면 관계상 이 식들에 대한 자세한 유도 과정은 포함시키지 않았다. 한편, 회귀분석에서 나타난 지지력 감소계수와 형상 및 근입 보정계수의 결정계수는 각각 약 95%, 93%, 94%로 나타났다.

$$\xi_{ss} = 0.624 - 0.683 \log \frac{W}{B} + 0.732 \log \frac{D}{B} + 0.097 \frac{E}{B} - 0.63 \sin \phi + 0.927 \log \frac{W}{B} \log \frac{D}{B} (1 - 1.21 \sin \phi) \quad (4)$$

$$\eta_s = 1 + R\Omega \quad (5)$$

$$\eta_r = 1 + \frac{D_r}{B} \Psi \quad (6)$$

여기서 :

$$\Psi = 0.13 - 0.027 \frac{E}{D_r} + 0.13 \frac{B}{D_r} \log \frac{W}{B} - 0.144 \frac{B}{D_r} \log \frac{D}{B} \quad (7)$$

$$\Omega = 0.023 \frac{W}{D} + 0.005 \frac{D_r}{B} + 0.036 \left( \frac{W}{D} \right)^2 \quad (8)$$

$R=1$  : 정방형 기초의 경우

0 : 연속 기초의 경우

식 (4)~(8)을 종합하면 식 (3)은 다시 식 (9)와 같이 표현한다.

$$q_c = \xi_{ss} (1 + R\Omega) \left( 1 + \frac{D_r}{B} \Psi \right) q_{nc} \quad (9)$$

식 (9)는 식 (1)로 계산된 한계깊이( $D_{cr}$ )가 실제 공동의 깊이( $D$ )보다 클 경우(즉  $D_{cr} > D$ )

에만 적용이 가능하다.

본 연구에서 개발된 식 (1)~(9)는 지하공동 위에 위치한 확대기초의 지지력 산정기법의 기본을 이루며, 이를 이용한 지지력 산정과정을 요약하면 다음과 같다.

단계 1 : 식 (1)을 이용하여 한계깊이( $D_{cr}$ )를 구하고 실제 공동의 깊이( $D$ )와 비교한다.

- 만일  $D_{cr} > D$ , 공동은 영향영역 내에 위치하므로 기초의 안정에 영향을 미친다. 따라서 단계 2~단계4를 거쳐 감소된 지지력( $q_c$ )을 계산한다.

- 만일  $D_{cr} < D$ , 공동은 영향영역 바깥에 위치하므로 기초의 안정에는 영향을 미치지 않는다 :  $q_c = q_{nc}$

단계 2 : 식 (4)~(8)을 이용하여 지지력 감소계수( $\xi_{ss}$ ) 및 보정계수( $\eta_s, \eta_r$ )를 산정한다.

단계 3 : 기존의 지지력 공식을 이용하여 공동이 존재하지 않을 경우의 지지력( $q_{nc}$ )을 산정한다.

단계 4 : 식 (9)를 이용하여 공동의 영향이 고려된 지지력을 산정한다 :

$$q_c = \xi_{ss} \eta_s \eta_r q_{nc}$$

#### 4. 비교 분석

Wood와 Larnarch(1985)는 점착력이 7kPa, 내부 마찰각이 40°인 모형지반을 이용한 실험적 연구를 통해 식 (10)과 같은 영향영역 산정식을 제안한 바 있다. 식 (10)은 개발과정에서 한 가지 종류의 지반만을 고려하였으므로  $\phi \approx 40^\circ$  이외의 지반에는 적용이 불가능하다는 단점이 있다. 한편  $E/B$ 의 쌍곡선 함수의 형태로 표현되는 식 (10)의 한계깊이는  $E/B$ 가 증가함에 따라 감소하는 경향을 보이거나  $E/B$ 가 충분히 커서 공동의 영향을 무시할 수 있는 경우에도 일정한 값의 한계 깊이가 존재하는 것으로 나타나는데 이는 본 연구에서 얻어진 유한요소해석 결과와는 부합되지 않는 경향을 나



타낸다. 따라서 보다 다양한 경계조건의 해석 결과에 근거한 본 연구에서 개발된 식 (1)이 현장 문제에 보다 효율적으로 적용될 수 있을 것으로 사료된다.

$$\frac{D_c}{W} = \frac{1}{0.21 + 0.26 \frac{E}{B}} \quad (10)$$

Azam(1990)과 Hsieh와 Wang(1992)은 지하공동위에 위치한 연속기초의 반 경험적 지지력 산정식으로 각각 식 (11)과 (12)를 제시한 바 있다. 그러나 앞서 언급한 바와 같이 이러한 식들을 개발하는데 있어서 2차원 평면변형 유한요소해석을 통해 기초-공동 시스템을 2차원화 하였으므로 식 (11)과 (12)의 실제 현장 문제에 대한 적용범위가 사실상 한정되어 있다고 할 수 있다. 즉 Azam이 제안한 식 (11)은 공동이 근입된 연속기초의 직 하부에 존재하는 경우에만 적용이 가능하며, Hsieh와 Wang의 식 (12)는 근입되지 않은 연속기초의 경우에만 적용이 가능하다는 제약이 있다.

$$q = \zeta q_u \quad (11)$$

여기서 식 (14)에서의  $\zeta$ 는 지지력 감소계수이며, Azam(1990)의 논문에도 도표의 형식으로 주어져 있다.

$$q = \zeta q_u \quad (12)$$

여기서  $\zeta = \sin\delta + K(1 - \sin\delta)$  이며, K 와  $\zeta$ 는 지면 관계로 본 고에는 포함시키지 않았으며 Hsieh와 Wang(1992)의 논문에서 찾아볼 수 있다.

한편 표 3에서는 본 연구에서 개발된 식 (9)와 Azam 및 Hsieh와 Wang의 식들로 계산된 극한 지지력을 기존의 모형기초실험 혹은 유한요소해석 결과와 비교하고 있다. 비교하는데 있어 모형기초실험이 수행된 경계조건에 대해서는 그 결과를 이용하였으며, 그렇지 않은 경우에는 부득이 FEM 해석 결과를 이용하였다. 여기서 카울린 및 카울린과 모래의 혼합토에 대한 모형기초실험은 각각 Badie(1983)와 Azam(1990)에 의하여 수행되었으며, 사용된 모형토조는 길이가 150 cm, 높이가 80 cm, 두께가 15 cm이며, 폭이 5 cm인 강철판을 기초로 사용하였다. 표 3에 보이는 바와 같이 본 연구에서 개발된 식 (9)로 계산된 결과가 Azam 및 Hsieh와 Wang의 식들로 계산된 결과보다 모형기초실험 및 유한요소해석 결과에 보다 근접하는 경향을 관찰 할 수 있어 식 (9)의 적용성이 기존의 지지력 산정식들보다 우수하다고 할 수 있다.

표 3. 식(12)와 Azam 식 및 Hsieh와 Wang 식의 비교(연속기초)

지반	B(cm)	W/B	D/B	D <sub>r</sub> B	극한 지지력(kPa)			
					(식)9	Azam식	Hsieh와 Wang식	모형기초실험 혹은 FEM
카울린	5.0	2.42	2.0	0.0	696	N/A	662	793 (Model Test)
	90	2.0	2.0	1.0	848	793	N/A	862 (FEM)
카울린-모래 혼합토	5.0	2.42	2.0	0.0	97	N/A	79	110 (Model Test)
	90	1.0	2.0	1.0	476	545	N/A	490 (FEM)

## 5. 결론 및 향후 연구과제

본 연구에서는 지하공동위에 위치한 확대기초의 반 경험적 지지력 산정기법을 개발하였다. 이를 위해 개발된 3차원 탄소성 유한요소

해석 프로그램을 이용하여 공동의 크기 및 깊이, 기초의 형상 및 근입 깊이, 그리고 지반 조건 등을 변화시키며 생성된 다양한 경계조건에 대한 해석을 수행하였다. 해석 결과를 토대로 본 연구에서 제안된 극한 지지력 산정 기준을

이용하여 각 경계조건에 대한 극한 지지력을 산정 하였으며, 이를 지지력 산정기법의 개발에 필요한 데이터 베이스로 활용하였다. 지지력 산정기법은 영향영역 판별식과 지지력 산정식을 포함하며, 이는 수집된 데이터 베이스에 대한 다중회귀분석을 통해 개발되었다.

개발된 지지력 산정기법의 유효성을 검증하기 위해 기존의 지지력 산정식들의 결과와 비교해 본 결과 본 연구에서 개발된 지지력 산정기법의 결과가 모형기초실험 및 유한요소해석 결과에 보다 근접하는 경향을 보여 본 연구에서 개발된 지지력 산정기법이 기존의 식들 보다 정확한 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서 개발된 지지력 산정식은 지하공동위에 위치한 기초의 해석 및 설계에 매우 유용하게 적용될 수 있을 것으로 사료된다.

본 연구에서 개발된 지지력 산정기법을 보다 다양한 현장문제에 적용할 수 있도록 확장하기 위해서는 다음과 같은 분야에 대한 추가적인 연구를 통해 다양성을 확보해야 할 것이다.

- 1) 성층 지반의 경우에 있어서 지반의 비균질성의 영향
- 2) 하중조건(편심 혹은 경사하중)의 영향
- 3) 지하공동과 기초의 위치(방향)에 의한 영향
- 4) 지표면 경사의 영향
- 5) 지하공동 형상의 영향
- 6) 기초의 허용침하를 고려한 기초 설계 기법
- 7) 지하공동으로 인한 구조물의 부등침하 예측 기법

### 참 고 문 헌

1. 유충식(1994), 정방형기초와 Unlined Soft Ground 터널의 3차원적 거동, 한국지반공학회지, 제10권, 제3호, pp. 97~109.
2. 유충식(1995), 연속기초와 Unlined Soft Ground 터널의 역학적 상호작용에 관한 탄소성 유한요소해석, 대한토목학회지, 제15권, 제1호, pp. 211~222.
3. Azam, G.(1990), Stability of Shallow Continuous Footings Supported by Two-Layer Soil Deposits with an Underground Void, Ph.D. Thesis, The Pennsylvania State University, University Park, PA.
4. Badie, A.(1983), Stability of Spread Footing Supported by Clay Soil with an Underground Void, Ph.D. Thesis, The Pennsylvania State University, University Park, PA.
5. Badie, A. and Wang, M. C.(1984), Stability of Spread Footings above Voids in Clay, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 11, pp. 1891-1605.
6. Baus, R. L.(1980), The Stability of Shallow Continuous Footings Located above Voids, Ph.D. Thesis, The Pennsylvania State University, University Park, PA., 1980.
7. 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.
8. Hsieh, C. W. and Wang, M. C.(1992), Bearing Capacity Determination Method for Strip footings Underlain by Voids, Transportation Research Record, No. 1336, Washington D.C., pp. 90-95.
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.
10. Wang, M. C., Yoo, C. S., and Hsieh, C. W. (1989), Effect of Void on Footing Behavior under Eccentric and Inclined Loads, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Vol. 2, Proceedings of the Congress, ASCE, pp. 1226-1239.
11. Wood, L. A. and Larnach, W. L.(1985), The Behavior of Footings Located above Voids, Proceedings, Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 4, pp. 2273-2276.
12. Yoo, C.S.(1993), Interaction Between Shallow Foundations and Unlined Soft Ground Tunnels, Ph.D. Thesis, The Pennsylvania State University, University Park, PA.
13. Yoo, C.S. and Wang, M.C.(1994), Square Footing and Unlined Soft Ground Tunnel Interaction, Proceedings, 8th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Morgantown, USA, Vol II, pp. 2397-2402

(접수일자 1996. 7. 2)