

유한요소해석에 의한 석회암 공동지반의 변형특성에 관한 연구

A Study of the Deformation Characteristics in Limestone Cavity Area by Finite Element Method

천병식* · 박형준**

Chun, Byung-Sik · Park, Hyeong-Jun

Abstract

From the geological and engineering point of view, the limestone is so rigid that it is able to act as a bedrock but if there are some unstable elements which are solubility cavity and cracking zone in the ground, the settlement and bearing capacity of a structure will be required to long-term stability investigations and countermeasures about those problems.

When comparing the allowable bearing capacity, the results of Bell's method and the Bowles' method are similar but the results of Hoek-Brown's method are very larger than the others. For weathered limestone, stability is changed by size and depth of the cavity of limestone, but soft and hard rock are stable regardless of size and depth of the cavity.

Keywords : Cavity of limestone, Allowable bearing capacity, Displacement, Finite element method

요 지

석회암은 지질학적, 공학적 특성상 견고하여 지지층으로 충분한 역할을 할 수 있으나, 지반 내의 불안정한 요소인 용해성 공동과 연약점토층이 협재된 파쇄대가 있을 경우 구조물의 지지력과 침하에 대한 장기적인 안정성 검토와 대책이 필요하다. 따라서 본 논문에서는 석회암 공동의 안정성 검토를 위해 허용지지력과 변위특성에 대해 연구하였다.

허용지지력은 Bell과 Bowles의 결과치가 비슷하지만, Hoek-Brown의 제안식에 의한 값은 다른 제안식들에 비해 상당히 크게 산정되었다. 풍화암질 석회암인 경우 석회공동의 크기와 심도에 따라 안정성 여부가 변화하였지만, 연암 및 경암의 경우 최대 변위량이 허용치 이내에 있어 석회공동이 기초의 안정에 큰 영향을 미치지 않았다.

주요어 : 석회공동, 허용지지력, 변위량, 유한요소법

* 정희원 · 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수

** 정희원 · 한양대학교 대학원 토목공학과 석사과정

1. 서론

석회암은 공학적으로 견고하여 지지층으로 충분한 역할을 할 수 있으나, 지질학적 특성상 견고한 암반내부에 연약대가 존재하는데 이를 고려하지 않고 구조물을 시공할 경우, 교각의 침하나 부등침하가 발생하여 구조물 사용성이 저하되거나 붕괴 등의 예기치 못한 사고를 유발시킬 수 있다. 따라서 석회암 지대에서 공동 및 불균질한 연약대층이 존재하지 않는 경우는 지지력이나 침하에 문제가 없지만, 존재하는 경우는 구조물의 지지력과 침하에 대한 장기적인 안정성 검토와 대책이 필요하다.

최근 들어 국내에서는 중부내륙 산간지를 연결하는 고속도로 건설로 용해성 공동과 연약파쇄대가 협재한 석회암지대에 장대교의 건설공사가 빈번해지고 있다. 그러나 국내에서는 석회암 공동에 대한 합리적이고 체계적인 기초지반 보강공법의 연구가 미진한 상태이다. 교량기초와 같이 상부에서 작용하는 하중으로 인해 교각간의 부등침하가 교량의 안정성을 지배하는 경우의 지반의 지지력과 허용 침하량에 관한 연구는 매우 부족한 상황이다. 따라서 본 연구에서는 직접기초의 침하 원인이 되는 용해성공동이 존재하는 석회암 지역의 특성을 고찰하고, 암반의 허용지지력과 공동의 위치 및 형태에 따른 변위특성을 유한요소해석 프로그램(CANDE-89)을 통해 분석한다.

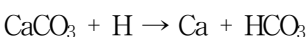
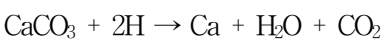
2. 이론적 배경

2.1 석회암의 특징

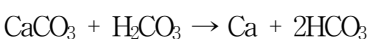
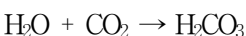
2.1.1 용식작용

석회암은 방해석의 형태로 존재하는 용해성 탄산염 광물을 50% 이상 포함하고 있으며, 불연속면을 흐르는 지하수에 의해 서서히 용해되어 공동을 형성하게 된다. 석회암에 용해되는 화학반응은 다음과 같다.

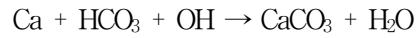
(1) 지하수가 산성일 경우에 석회암이 용해되는 화학반응



(2) 지하수에 CO_2 가 다량 함유된 경우에 석회암이 용해되는 화학반응



(3) 석회암을 용해하여 HCO_3 를 함유하고 있는 지하수가 주위환경을 염기성으로 변화시킬 때 침전되는 반응



2.1.2 석회공동 생성에 영향을 미치는 요소

석회공동은 암석의 종류, 지질구조, 지하수 특성에 의해 제어되고, 암석의 종류 및 분포조건에 따라 분포지역 및 규모가 결정된다. 특히 지하수위의 수준은 공동분포의 심도를 결정하는 중요한 요소로 작용한다. 일반적으로 석회암의 용해에 의해 지하수위가 하강하게 되며, 석회공동의 수평적 확장에 의한 동굴의 형성은 지하수위의 상부에 집중적으로 분포한다.

(1) 암석의 종류

용해성 암석과 비용해성 암석의 분포조건에 따라 석회공동의 분포지역 및 규모가 결정되며, 100m 이상 두께의 층단위 암석분포뿐만 아니라, 수m에서 수cm 두께의 암석 성분의 변화에 이르기까지 석회공동의 규모와 형태에 큰 영향을 미치고 있다. 단양 지역의 경우 석회암내에 호층을 이루는 혈암 또는 석회암층 사이의 괴상 석회암층에서 집중적으로 공동이 분포하며, 공동의 규모 역시 이 석회암 두께와 직접적인 연관을 가지고 있다.

(2) 지질구조의 영향

주로 층리의 방향과 단층 등 불연속면의 발달 상태에 의해 결정되고, 층리의 방향은 석회공동의 진행 방향을 제어하며, 단층 등 불연속면은 공동의 시작과 대규모 싱크홀의 형성을 지배한다.

(3) 지하수위의 영향

지하수위의 수준은 공동 분포 심도를 결정하는 중요한 요소로 작용한다. 일반적으로 석회암의 용해에 의해 지하수위가 하강하게 되면 동굴시스템이 형성되고, 석회공동의 수평적 확장에 의한 동굴의 형성은 지하수위 부근에서 현저하게 나타난다. 대부분의 석회공동은 지하수위의 상부에서 집중적으로 분포하는 경향이 있다.

2.2 암반층의 지지력 산정이론

암반에서의 지지력은 주로 시방서 및 기준 또는 경험식에 의해서 계산되어 왔다. 이러한 경향은 암반 내에 존재하는 절리 및 암반의 풍화정도 등 여러 가지 복합적인 요소를 정량적으로 평가하기에는 많은 어려움이 따르기 때문이다. 토사지반에 직접기초를 설치하는 경우에 비해 암반에 설치하는 경우에는 지지력 측면에서는 거의 문제가 되지 않는다. 오히려 대부분의 문제는 시공시에 설계에서 계획된 지지층까지 정확히 굴착했는지 여부와 암반 굴착면과 기초를 양호하게 밀착시키기 위하여 굴착면의 풍화토나 교란 또는 파쇄된 암편들을 적절하게 제거했는지 여부에 따라 비롯되고 있다.

2.2.1 Bell(1915)의 지지력 공식

절리간격이 매우 촘촘한 암반의 경우 토사지반과 같이 전 반전단파괴가 발생하는 암반의 경우 Bell의 해를 통해 나타낼 수 있다. 이 지지력의 해석은 기초가 암반의 구속력뿐만 아니라 활동중인 썩기의 무게를 고려한다.

$$q_a = \frac{C_{\beta} c N_c + C_{\beta} \frac{B\gamma}{2} N_{\gamma} + \gamma D_f N_q}{F} \quad (1)$$

여기서, q_a : 허용지지력(tonf/m^2)

C_{β}, C_{β} : 기초형상계수

c : 기초저면 점착력(tonf/m^2)

F_s : 안전율(평상시 3)

γ : 흙의 단위중량(tonf/m^3)

D_f : 근입깊이(m)

N_c, N_q, N_{γ} : 지지력 계수

표 1. 기초형상에 따른 기초형상계수 C_{β}, C_{β}

기초 형상계수	연속 기초 L/B>6	직사각형 기초		정사각형 기초	원형 기초
		L/B=2	L/B=5		
$C_{\beta 1}$	1.00	1.12	1.05	1.25	1.20
$C_{\beta 2}$	1.00	0.90	0.95	0.85	0.70

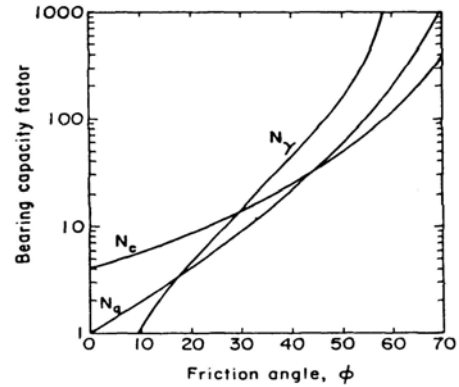


그림 1. Bell의 지지력 공식의 지지력 계수

2.2.2 Bowles의 지지력 공식

Terzaghi의 지지력공식과 Stagg & Zienkiewicz의 형상 계수 및 지지력 계수를 이용하여 암반의 지지력을 산정한다.

$$q_u = S_c c N_c + \frac{1}{2} B S_{\gamma} \gamma_1 N_{\gamma} + \gamma_2 D_f N_q \quad (2)$$

$$q_a = \frac{q_u (RQD)^2}{F_s} \quad (3)$$

여기서, q_u : 극한지지력(tonf/m^2)

S_c, S_{γ} : 기초형상계수

q_a : 허용지지력(tonf/m^2)

F_s : 안전율(평상시 3)

c : 기초저면 점착력(tonf/m^2)

D_f : 근입깊이(m)

γ_1, γ_2 : 흙의 단위중량(tonf/m^3)

RQD : Rock Quality Design

N_c, N_q, N_{γ} : 지지력 계수

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right),$$

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_{\gamma} = N_q + 1$$

2.2.3 Hoek-Brown의 지지력 공식

Hoek-Brown(1983)은 풍화가 심한 연약한 암반에서 허용지지력 공식을 제안하였다. 아래 식은 암석의 일축압축강

도와 절리암반의 파괴규준을 동시에 만족하는 응력상태를 고려하여 지지력을 산정한다.

$$q_a = \frac{C_{\beta} s^{0.5} \sigma_{u(r)} [1 + (m s^{-0.5} + 1)^{0.5}]}{F} \quad (4)$$

- 여기서, q_a : 허용지지력(tonf/m²)
- $\sigma_{u(r)}$: 실내일축압축 강도(tonf/m²)
- C_{β}, C_{β} : 기초형상계수
- m, s : 암의 풍화정도에 따른 상태상수
- F_s : 안전율(평상시 3)

3. 석회암종별 허용지지력 산정

각각의 제안식에 의해 구해진 허용지지력을 정리해 보면 아래 표 2와 같다.

표 2. 지지력 공식에 따른 허용지지력 비교

구 분		허용지지력(tonf/m ²)			
		Bell (1915)	Bowles	Hoek-Brown (1983)	
풍화암	석회암	59.70	37.91	-	
기반암	석회암	연암	91.66	64.88	104.98
		경암	450.72	402.06	745.84
	돌로마이트질 석회암	연암	143.60	109.05	221.02
		경암	594.79	550.79	1193.34

Bell과 Bowles의 제안식은 비슷한 허용지지력 값을 나타내고 있으나, Hoek-Brown의 제안식은 다른 제안식에 비해 상당히 크게 산정되었고, Bowles의 제안식과 비교하면 거의 2배 정도의 차이를 보이고 있다. Hoek-Brown의 제안식에 의한 허용지지력 계산과정에서 암의 풍화정도에 따른 상태상수 m, s 값을 결정하는 과정에서 이러한 허용지지력의 차이가 발생한 것으로 사료된다.

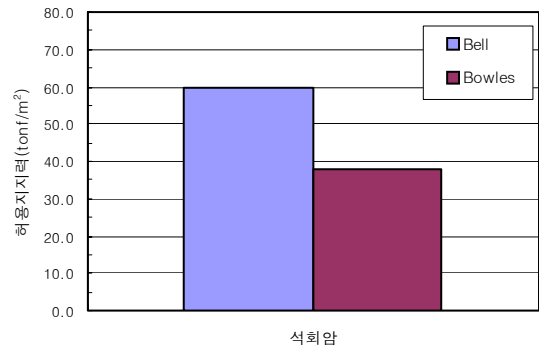


그림 2. 풍화암의 허용지지력 비교

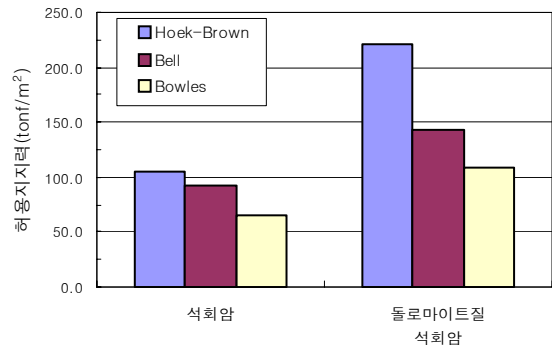


그림 3. 연암의 허용지지력 비교

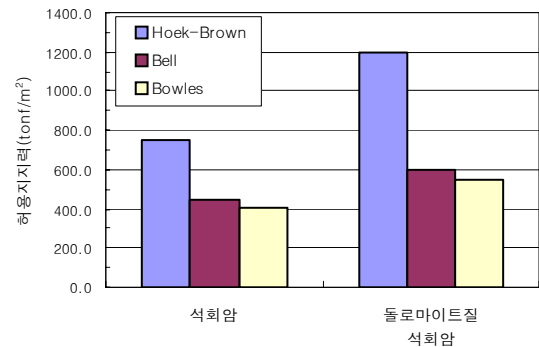


그림 4. 경암의 허용지지력 비교

4. 유한요소법을 통한 석회암지반의 변위특성 분석

4.1 해석프로그램 개요

CANDE-89의 Post-Processor인 CANDE-POST는 FHWA의 지원 아래 Katona에 의해 개발되었다. CANDE-POST의 최초 버전은 1991년에 나왔으며, 그 이후로 꾸준

하게 발전되어 왔다. CANDE-89는 지중구조물의 증분, 정적상태, 평면-변형 경계조건문제에 따라 3가지의 해석방법을 제시하고 있다. 본 연구에서는 사용자 정의에 따라 지반조건을 모델링하는 LEVEL 3에 의해 해석을 수행한다.

CANDE-89는 지중압거와 그와 비슷한 지중구조물의 구조적 해석과 설계를 위한 컴퓨터 프로그램으로 도로공사시 다양한 형태와 크기를 갖는 압거의 설계와 해석을 하는데 적절한 프로그램이다. 또한 CANDE-89 프로그램에 의한 지반 모델링과정에서 지중구조물의 경계조건을 입력하지 않으면, 지중구조물이 존재하지 않는 지하공동으로 설계, 분석할 수 있다. 이러한 원리를 이용한 석회암 공동지역의 안정성 해석은 프로그램 해석에 따른 변위량과 허용치를 비교하여 안정성을 판단하게 된다.

4.2 수치해석에 의한 공동영향 분석

4.2.1 해석조건

(1) 지반물성치 산정

본 연구대상의 지반 물성치는 중앙선 제천~도담간 복선 전철 교량건설공사에서 직접기초가 시공된 지반의 물성치로 산정하였다.

표 3. 수치해석에 사용된 지반 물성치

구 분	풍화암	기반암			
	석회암	석회암		돌로마이트질 석회암	
		연암	경암	연암	경암
단위중량(tonf/m^3)	2.0	2.4	2.7	2.7	2.8
점착력(tonf/m^2)	3.0	10.0	55.0	15.0	70.0
내부마찰각($^\circ$)	33	30	34	32	35
변형계수(tonf/m^2)	14,000	257,000	600,000	180,000	260,000
프아송비	0.3	0.25	0.23	0.25	0.23
일축강도(kg/cm^2)	-	190	750	400	1200
RMR	-	32	53	33	56

(2) 지반모델

CANDE-89는 6개의 지반모델을 선택할 수 있으며, 본 연구에서는 Isotropic Linear Elastic 모델을 적용한다.

Isotropic Linear Elastic 모델은 일정한 하중이 적용되는 원지반 및 기반암과 콘크리트 기초와 같이 일정한 탄성계수와 프아송비를 갖는 물질을 해석하는데 이용되는 모델이다. 경계조건은 축대칭한 지반모델의 하부와 좌측은 수직, 수평방향 모두 구속하고, 우측은 수평방향으로만 구속한다.

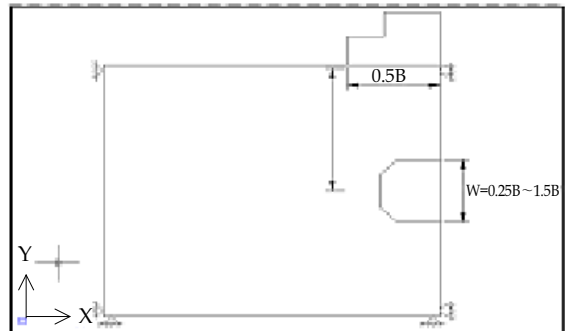


그림 5. 석회암 공동지반의 Modeling

(3) 공동의 심도

Boussinesq는 지반을 탄성체로 가정하여, 심도별 지중응력 분포를 기초폭의 함수로 나타내었다. 이에 의하면 기초폭의 약 2배되는 심도에서 지중응력은 기초점지압의 10% 내외인 것으로 나타내며, 기초폭의 약 3배되는 심도에서는 지중응력이 기초점지압의 6% 내외인 것으로 나타났다.

그러므로 본 연구에서는 기초저면에서 공동중심까지의 깊이를 각각 0.5B, 1B, 2B, 3B로 증가시켜 하중재하에 따른 변위량을 계산하였다. 3B 아래에 위치한 공동은 하중의 영향을 받지 않는다고 가정한다.

(4) 공동의 크기

일반적으로 석회암 지대에 존재하는 지하수에 의해 석회암이 용해됨으로써 동굴시스템이 형성되고, 석회공동이 수평적으로 확장하는 경향을 보인다. 따라서 본 연구에서는 석회공동의 직경을 0.25B, 0.5B, 1B, 1.5B로 확장시켜, 공동의 크기에 따른 변위특성을 분석하였다.

(5) 하중조건

암반위에 기초는 직접적인 지반의 파괴보다는 절리나 파

쇄면을 따라 발생하는 침하에 의해 불안정해진다. 따라서 석회공동위에 구조물을 설치할 경우 구조물의 안정성은 지지력보다 침하에 의해 더 큰 영향을 받는다고 가정하여, 본 연구에서는 지지력에 의한 지반과괴를 무시한다. 따라서 유한요소해석 프로그램의 적용하중을 각 암종별 최대허용지지력으로 하고, 그에 따른 지반의 변위량을 구하여 안정성을 검토한다.

4.2.2 석회공동에 따른 변위특성 해석결과

(1) 석회암(풍화암)지반에서의 변위특성

Bell의 최대 허용지지력 작용 하에, 공동의 심도를 각각 0.5B, 1B, 2B, 3B로 증가시키고, 또한 공동의 크기도 0.25B, 0.5B, 1B, 1.5B로 확장시킨 후 기초저면, 공동의 상부, 어깨부 및 측부의 변위량을 구하였다. 공동이 존재하지 않는 석회암 지반과 석회공동 지반과의 비교를 위해 기초저면과 공동상부 지점의 변위량을 공동이 존재하지 않는 지반으로 모델링하여 두 지반간의 변위량을 비교하였다.

아래 표 3은 공동의 심도와 크기를 변화시키면서 얻은 변위량 결과이다. 먼저 기초저면과 공동상부에서, 공동의 크기가 0.25B인 경우 공동의 심도에 상관없이 변위량이 허용치인 2.54cm(구조물기초설계기준, 2003)이내에 들어왔으나 공동 크기가 0.5B인 경우는 공동심도가 0.5B일 때 허용 침하량을 넘어 불안정한 상태를 보여주고 있다. 공동크기가 1B이면 공동이 지반에서 심도 2B 아래에 위치해야 안정화될 수 있고 공동 크기가 확장되어 1.5B인 경우, 공동 크기가 1B인 경우에 비해 약간 큰 변위가 발생하나, 그 변위량이 허용치 이내에 들어 공동 크기가 1B인 경우와 마찬가지로 공동심도 2B에서 안정화될 수 있다. 그러므로 심도가 2B이상 넘어가면 공동크기에 상관없이 변위가 허용치 이내로 나타나 안정한 상태를 보여준다.

공동 어깨부에서는 약간의 변위가 발생하지만 그 값이 매우 작았고, 공동 측부에서는 거의 변위가 발생하지 않는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서 석회공동 측부의 변위량 그래프는 생략하였다.

표 4. 석회암(풍화암)에서 공동심도와 크기에 따른 변위량

공동크기 \ 공동심도		0.5B	1B	2B	3B
		0.5B	1B	2B	3B
0.25B	기초저면(cm)	1.50	1.12	0.82	0.676
	공동 상부(cm)	1.02	0.32	0	0
	공동 어깨부(cm)	0.41	0	0	0
	공동 측부(cm)	0	0	0	0
0.5B	기초저면(cm)	3.55	1.57	1.03	0.68
	공동 상부(cm)	3.40	0.46	0	0
	공동 어깨부(cm)	1.81	0.12	0	0
	공동 측부(cm)	0.16	0	0	0
1.0B	기초저면(cm)	-	4.35	1.25	0.58
	공동 상부(cm)	-	3.85	0	0
	공동 어깨부(cm)	-	1.64	0	0
	공동 측부(cm)	-	0.031	0	0
1.5B	기초저면(cm)	-	-	1.76	0.91
	공동 상부(cm)	-	-	0.055	0
	공동 어깨부(cm)	-	-	0	0
	공동 측부(cm)	-	-	0	0

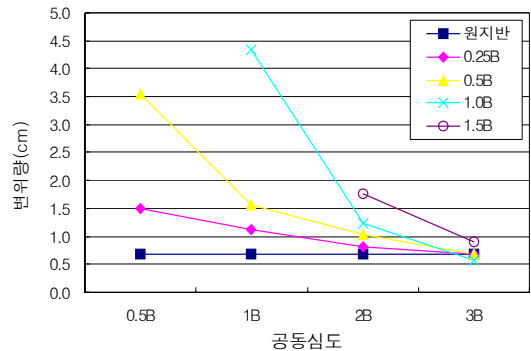


그림 6. 공동심도와 크기에 따른 기초저면의 변위량

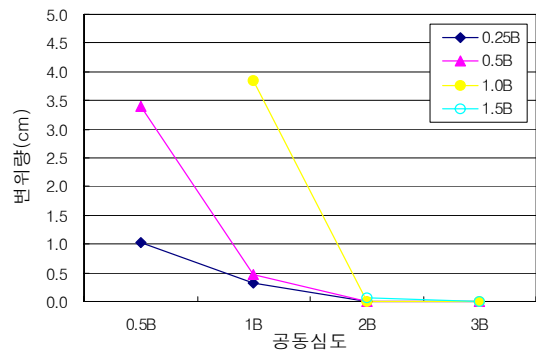


그림 7. 공동심도와 크기에 따른 공동상부의 변위량

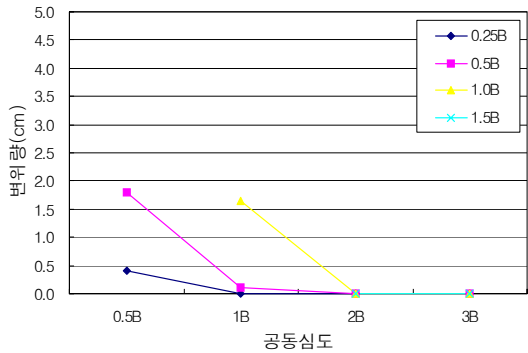


그림 8. 공동심도와 크기에 따른 공동어깨부의 변위량

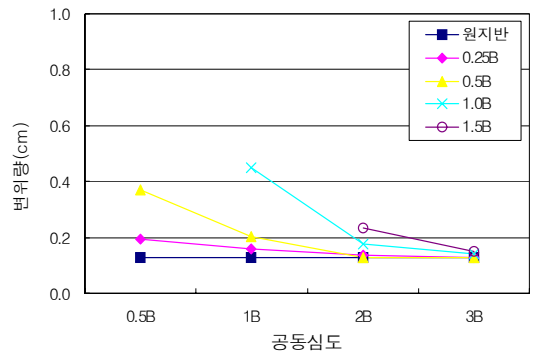


그림 9. 공동심도와 크기에 따른 기초저면의 변위량

(2) 석회암(연암)지반에서의 변위특성

석회암(연암)지반에서는 하중조건을 제외한 석회암(풍화암)지반과 동일한 조건으로 공동심도와 크기에 따른 변위 특성을 구하였다. 하중은 Bell의 제안식으로부터 계산된 허용 지지력 91.66tonf/m^2 를 적용하였고 그 결과는 표 4와 같다. 연암지반에서는 공동의 심도와 크기에 상관없이 0.5cm 이하의 적은 변위량을 보여, 허용치 이내에 들어오는 것을 알 수 있다. 공동심도 1B, 공동크기 1B인 조건에서 공동상부에서 가장 큰 변위가 발생했지만, 그 수치는 매우 작았고 공동의 심도가 2B 이상이 되면 공동상부의 변위가 무시할 정도로 작아져 기초의 안정에 큰 영향을 주지 않는 것으로 생각된다.

표 5. 석회암(연암)에서 공동심도와 크기에 따른 변위량

공동크기 \ 공동심도		0.5B	1B	2B	3B
		0.25B	0.193	0.160	0.135
0.25B	기초저면(cm)	0.193	0.160	0.135	0.127
	공동 상부(cm)	0.149	0.032	0	0
	공동 어깨부(cm)	0.096	0.005	0	0
	공동 측부(cm)	0.057	0	0	0
0.5B	기초저면(cm)	0.371	0.201	0.129	0.128
	공동 상부(cm)	0.355	0.103	0	0
	공동 어깨부(cm)	0.264	0.052	0	0
	공동 측부(cm)	0.071	0	0	0
1.0B	기초저면(cm)	-	0.448	0.178	0.140
	공동 상부(cm)	-	0.402	0.001	0
	공동 어깨부(cm)	-	0.205	0	0
	공동 측부(cm)	-	0	0	0
1.5B	기초저면(cm)	-	-	0.232	0.148
	공동 상부(cm)	-	-	0.084	0
	공동 어깨부(cm)	-	-	0.019	0
	공동 측부(cm)	-	-	0	0

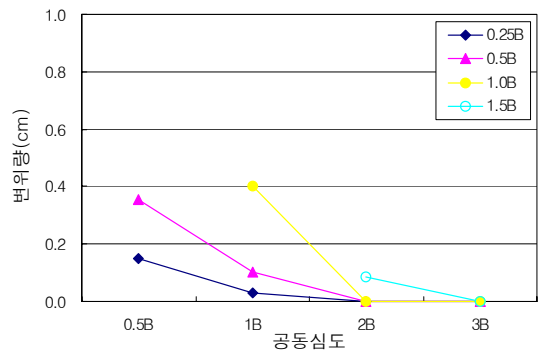


그림 10. 공동심도와 크기에 따른 공동상부의 변위량

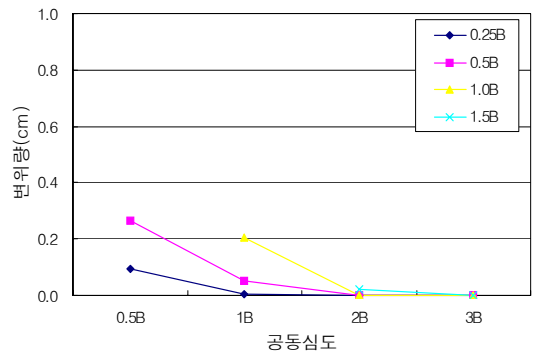


그림 11. 공동심도와 크기에 따른 공동어깨부의 변위량

(3) 석회암(경암)지반에서의 변위특성

석회암(경암) 역시 풍화암과 하중조건을 제외한 동일한 조건으로 공동심도와 크기에 따른 변위 특성을 구하였다. 하중은 Bell의 제안식으로부터 계산된 450.72tonf/m^2 를 적용하였다. 표 5와 같이 공동심도 1B, 공동크기 1B인 조건에서 기초저면과 공동상부에 가장 큰 변위가 발생했지만 변위량이 허용치이내에 들어온다.

표 6. 석회암(경암)에서 공동심도와 크기에 따른 변위량

공동크기 \ 공동심도		0.5B	1B	2B	3B
		0.5B	1B	2B	3B
0.25B	기초저면(cm)	0.776	0.711	0.692	0.675
	공동 상부(cm)	0.686	0.432	0.228	0.133
	공동 어깨부(cm)	0.567	0.362	0.159	0.052
	공동 측부(cm)	0.482	0.309	0.031	0.000
0.5B	기초저면(cm)	1.150	0.804	0.703	0.687
	공동 상부(cm)	1.119	0.597	0.239	0.098
	공동 어깨부(cm)	0.816	0.471	0.194	0.078
	공동 측부(cm)	0.501	0.310	0.127	0.047
1.0B	기초저면(cm)	-	1.352	0.785	0.710
	공동 상부(cm)	-	1.260	0.400	0.168
	공동 어깨부(cm)	-	0.803	0.295	0.125
	공동 측부(cm)	-	0.311	0.126	0.049
1.5B	기초저면(cm)	-	-	0.944	0.749
	공동 상부(cm)	-	-	0.633	0.248
	공동 어깨부(cm)	-	-	0.397	0.165
	공동 측부(cm)	-	-	0.121	0.047

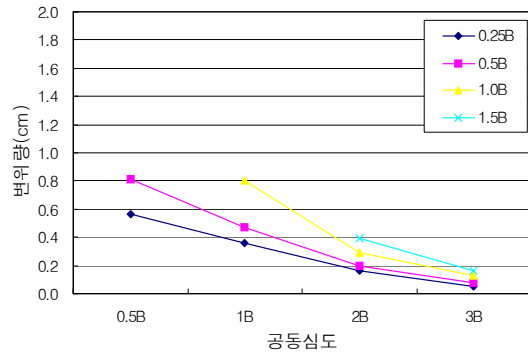


그림 14. 공동심도와 크기에 따른 공동어깨부의 변위량

4.2.3 공동심도 및 크기에 따른 변위량 비교

본 절에서는 공동크기를 증가시킨 후 발생한 변위량의 증가비와 공동심도가 깊어짐에 따라 발생한 변위량의 감소비를 비교함으로써, 어떤 요소가 변위량에 더 많은 영향을 미치는가에 대해 분석해 보았다.

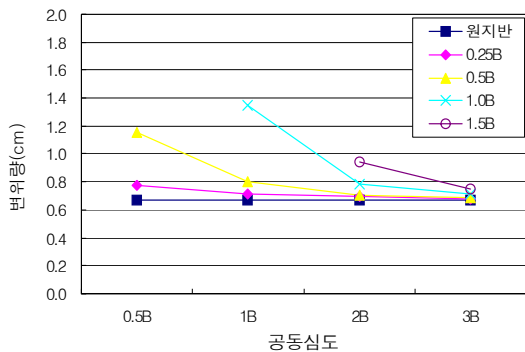


그림 12. 공동심도와 크기에 따른 기초저면의 변위량

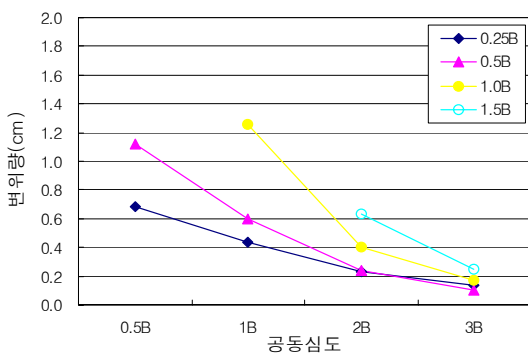


그림 13. 공동심도와 크기에 따른 공동상부의 변위량

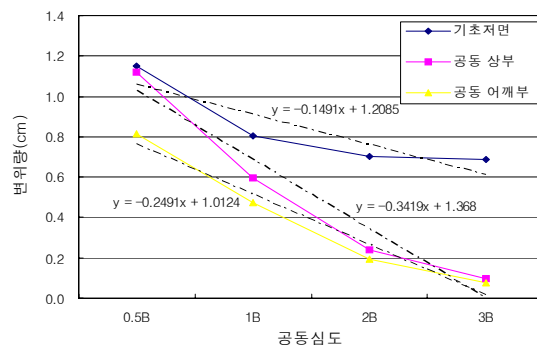
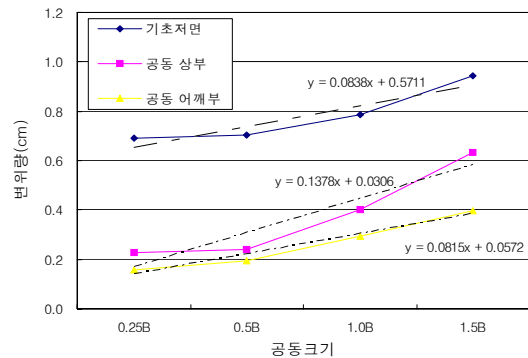


그림 15. 공동심도와 크기에 따른 변위량 비교(경암)

위에서 보여진 그림 15는 공동심도와 크기에 따라 발생한

변위량과 추세선 그래프이다. 풍화암과 연암의 경우 각각의 최대 허용지지력을 작용시켰을 때 공동 심도가 커지거나, 공동크기가 작아지면서 대부분 변위가 발생하지 않아 그래프 작도에 적절하지 않았다. 그래서 경암지반에서 모델링한 데이터를 통해 변위량 추이를 그래프로 작도하고 추세선을 그렸다.

공동크기에 따른 변위량 증가비는 기초저면, 공동상부 및 공동어깨부에서 각각 0.0838, 0.1378, 0.0815로 나타났고, 공동심도의 증가에 따른 변위량 감소비는 기초저면, 공동상부 및 공동어깨부에서 각각 0.1491, 0.3419, 0.2491로 나타났다. 따라서 공동심도의 증가에 따른 변위량 감소비가 공동크기의 증가에 따른 변위량 증가비보다 크므로 공동심도가 공동크기보다 변위량에 더 큰 영향을 미치는 것으로 사료된다.

5. 결론 및 제언

본 연구에서는 직접기초가 설치된 석회암 공동지역의 안정성과 변위특성을 유한요소해석 프로그램(CANDE-89)을 이용하여 해석하였다. 공동의 크기와 심도를 변화시켜 14개의 지반을 모델링하고, 변위량에 따른 안정성 여부를 판단하였다. 그 결과를 요약 정리하면 다음과 같다.

(1) 석회암종별(풍화암, 연암, 경암) 허용지지력을 비교해 보면, Bell과 Bowles의 제안식에 의한 허용지지력은 거의 차이가 나지 않았으나, Hoek-Brown의 제안식에

의한 값은 다른 제안식들에 비해 상당히 크게 산정되었다. 이는 암의 풍화정도를 나타내는 상태상수 m , s 값을 결정하는 과정에서 생긴 오차로 인해 이러한 허용지지력의 차이가 발생한 것으로 사료된다.

(2) 풍화암질 석회암인 경우, 기초저면과 공동상부에서 공동의 크기가 0.25B인 경우 공동의 심도에 상관없이 변위량이 허용치(2.54cm)를 만족하나, 공동 크기가 0.5B인 경우는 공동심도가 0.5B일 때 허용치를 넘어 불안정한 상태를 보여주고 있다. 그러나 심도가 2B이상 넘어가면 공동크기에 상관없이 변위가 허용치 이내이므로 안정한 상태임을 보여주고 있다.

(3) 연암 및 경암의 경우, 본 연구의 해석조건에서 최대변위량이 허용치이내에 있어 석회공동이 기초의 안정에 큰 영향을 미치지 않았지만 석회암은 같은 암질이라도 지역에 따라 물성치의 차이가 크므로, 정확한 현장조사를 통해 그 지역에 맞는 지반 물성치로 안전성 평가를 시행해야 할 것이다.

(4) 공동크기와 심도의 변화에 따른 변위량 증감비를 분석해 본 결과, 공동심도의 증가에 따른 변위량 감소비가 공동크기의 증가에 따른 변위량 증가비보다 크므로 공동심도가 크기보다 변위량에 더 큰 영향을 미친다고 볼 수 있다.

(접수일자 : 2004년 12월 31일)

참 고 문 헌

1. 대우건설(2001), 중앙선 제천~도담간 복선전철 건설공사 지반조사 보고서, (주)대우건설, pp. 759~846.
2. 삼성물산 건설부문(2001), 중앙선 제천~도담간 복선전철 건설공사 지반조사 보고서, 삼성물산 건설부문, pp. 856~917.
3. 신강호, 유광호, 이정열, 윤건신(1995), 대규모 지하공동의 3차원 안정성 평가, 대한토목학회 95년 학술발표회 논문집(III), pp. 349~352.
4. 유충식(1994), 지하공동 위에 위치한 얇은기초의 극한 지지력, 대한토목학회 94년 학술발표회 논문집(I), pp. 581~584.
5. 유충식(1997), 지하공동에 위치한 확대기초의 지지력 산정 기법, 한국지반공학회지, 제 13권, 제 1호, pp. 75~84.
6. 윤운상, 김학수, 최원석(1999), 석회공동의 특성과 카르스트 지역 내 교량기초를 위한 조사 설계, 한국지반공학회 99년 봄 학술발표회 논문집, pp. 399~406.
7. 이강석(2000), 교량기초 하부의 석회암 공동에 대한 보강방안 연구, 한양대학교 석사학위논문, pp. 3~10.
8. 이대청, 우대현, 안사현(2002), 석회암지대의 기초지반 보강, Yooshin Engineering Corporation 기술화보(2002-10), pp. 2~5.

9. 이수빈, 김문국, 조병철, 임철훈(1998), 공동 및 점토협재 파쇄대가 산재된 석회암층의 교량 기초지반 보강공법, 한국지반공학회 98년 가을 학술발표회 논문집, pp. 121~128.
10. 전몽각, 유충식, 김서성(1994), 인접한 두개의 지하공동과 연속기초의 역학적 상호작용, 대한토목학회 94년 학술발표회 논문집 (I), pp. 755~758.
11. 정형식, 이승호(1998), 토목기술자를 위한 암반역학, 도서출판 새론, pp. 270~333.
12. 진성규, 양문상, 최덕찬, 박광준(2002), 석회암 공동이 터널의 안정에 미치는 영향, 터널기술논문집, Vol. 4, No. 2, pp. 113~121.
13. 천병식(2004), 지반공학, 구미서관, pp. 621~650.
14. 한국지반공학회(2003), 구조물 기초설계기준 해설, 구미서관, pp. 177~275.
15. BELL. A. L.(1915), The lateral pressure and resistance of clay, and the supporting power of clay foundation, Proc. Inst. Civ. Eng199, pp. 233~272.
16. BELL. F. G(1992), Engineering in Rock Masses, Butterworth- Heinemann Ltd, pp. 236~242.
17. Bowles, Joseph E.(1996), Foundation Analysis and Design, McGRAW-HILL INTERNATIONAL EDITIONS, pp. 277~280.
18. Hoek, E.(1983), Strength of Jointed Rock Masses, 23rd. Rankine Lecture. Geotechnique 33(3), pp. 187~223.
19. D. M. Potts and L. Zdravkovic(2001), Finite Element Analysis In Geotechnical Engineering(Application), Thomas Telford, pp. 215~223.
20. Duncan C. Wyllie(1992), Foundation on Rock, E & FN Spon Chapman & Hall, pp. 114~134.
21. G. Azam, C. W. Hsieh, M. C. Wang(1991), Performance Of Strip Footing On Stratified Soil Deposit With Void, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 5, pp. 753~770.
22. Hoe I. Ling(1994), CANDE-POST(Version 2.0), pp. 1-1~1-2.
23. H. S. YU, G. T. HOULSBY(1991), Finite cavity expansion in dilatant soil : Loading analysis, Geotechnique 41, No. 2, pp. 173~183.
24. M. C. Wang, A. Badie(1985), Effect Of Underground Void On Foundation Stability, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 8, pp. 1008~1019.
25. R. L. Baus, M. C. Wang(1983), Bearing Capacity of Strip Footing Above Void, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 1, pp. 1~14.
26. R. Salgado, J. K. Mitchell, M. Jamiolkowski(1997), Cavity Expansion and Penetration Resistance in Sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 4, pp. 344~354.
27. T. William Lambe, Robert V. Whitman(1976), Soil Mechanic SI, John Wiley & Sons, 101p.