

고대 석조아치교량의 내하력에 관한 연구

A Study on Load Carrying Capacity of Ancient Stone Arch Bridge

정 형 식*1	이 승 호*2
Chung, Hyung - Sik	Lee, Seung - Ho
황 영 철*2	김 낙 영*3
Hwang, Young - Cheol	Kim, Nag - Young

Abstract

The arch of an ancient stone arch bridge consists of blocky stone blocks. For the purpose of estimation of load carrying capacity of a stone bridge, the mechanically frail discontinuities between stone blocks should be taken account of. Since the current way of analysis regards the stone arch as a continuous member, the characteristic of discontinuities is not considered.

In this paper, an ancient stone arch bridge is analyzed and load carrying capacity is estimated by Finite Element Method with the discontinuities between blocks being modelled as interface elements.

From the result of the study, it is shown that the load carrying capacity of a stone arch bridge is dependent of friction angle and shear stiffness between arch blocks rather than compressive strength of arch block itself and the stone arch bridge of granite is more influenced by shear stiffness than friction angle. The load carrying capacity of HONG bridge of HEUNG GUK temple analyzed in this paper is estimated as that of a third grade bridge.

요 지

고대 석조아치교량의 아치부분은 암석블럭이 서로 맞물려 있는 불연속면의 특성을 지니고 있다. 이러한 석조아치교량의 내하력을 평가하기 위해서는 역학적으로 취약한 불연속면을 고려하는 것이 요구되나 기존의 해석방법은 아치를 연속된 하나의 일체부재로 보고 해석하였으므로 불연속면의 특성이 고려되지 않았다.

따라서 본 논문에서는 유한요소해석을 이용하여 불연속면을 고려하고 불연속면의 전단강성과

*1 정희원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수

*2 정희원, 한양대학교 대학원 토목공학과 박사과정

*3 정희원, 한양대학교 대학원 토목공학과 석사과정

마찰각이 석조아치교량의 내하력에 미치는 영향을 분석함으로써 석조아치교량을 평가하고자 하였다.

연구결과 고대 석조아치교량의 내하력은 아치블럭을 형성하고 있는 암석 자체의 압축강도보다는 불연속면의 마찰각과 전단강성에 의하여 좌우되며 화강암 교량일 경우에는 전단강성이 더 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있었으며 해석대상인 홍국사 홍교는 현재 3등교수준의 내하력을 갖고 있는 것으로 추정된다.

1. 서 론

우리나라 전역에는 문화적 가치가 높은 고대 석조아치교량들이 산재해 있다. 그러나 그 문화적인 가치에 비하여 보존 및 관리에 대한 인식이 상당히 부족하고 오랜 세월이 지나면서 대부분 원형을 잃은 채로 있으며 다만 내구성이 강한 돌다리 가운데 일부분만이 남아 있는 형편이다. 일부 고대 석조아치교량은 현재에도 통행하고 있으므로 이들 고대 석조아치교량의 내하력에 대한 합리적인 평가가 필요하나 고대 석조아치교량에 대한 연구가 극히 미비하고 더우기 역학적 특성에 관한 연구가 별로 되어있지 않은 실정이다. 고대 석조아치교량의 아치는 축조방법이나 시간적 경과에 따른 노후화에 따라 취약한 불연속면이 형성될 수 있으며 실제로 암석블럭이 서로 맞물려 있는 불연속면의 특성을 가지고 있다. 그러나 기존의 해석방법은 이러한 아치 불연속면의 특성을 고려하지 않았으므로 실제 석교의 합리적인 평가가 이루어지지 않았다.⁽¹⁾ 따라서 본 논문에서는 유한요소해석을 이용하여 불연속면의 특성을 고려한 해석을 실시하였으며 이 불연속면이 석조아치 교량의 내하력에 미치는 영향을 분석하였다.

2. 석조아치교

2.1 해석대상 석교

해석에서 사용된 고대 석조아치교량은 전남

여천군 삼일읍 중흥리 홍국사 입구 계곡에 위치하고 있는 “홍국사 홍교”이며 사적기(寺蹟記)에 따르면 이 다리는 조선시대 인조 17년(1639년)에 가설되었다고 한다. 이 석교는 외형이 가운데가 높고 양끝이 낮으며 다리 바닥은 멩엿돌을 설치하고 그 위에 흙으로 마감하여 자연스러운 곡면을 유지하도록 되어 있어 우리나라 옛 구름다리의 전형적인 특성을 잘 보여주고 있다.

다리는 단칸의 반원형 아치로 아치 폭이 11.3m에 이를 정도로 넓고 높이는 6.5m 정도이며 아치를 구성하는 암석블럭은 화강암으로서 50~80cm 크기의 총 35개 암석블럭으로 이루어져 있다.



사진 1. 전경사진

2.2 석조아치교의 불연속면의 물성치

본 연구의 해석대상인 고대 석조아치교량은 아치를 구성하는 암석블럭 사이에 불연속면이

형성되어 있고 하중에 의한 교량의 파괴는 이러한 불연속면에서 발생하게 된다. 따라서 암석블럭자체의 압축강도 보다는 불연속면의 역학적 특성, 즉 마찰각이나 전단강성등에 의한 석조아치교량의 내하력 평가가 이루어져야 한다.

본 해석에서는 이러한 불연속면의 특성을 고려하기 위하여 불연속면에 대한 실측자료가 요구되나 고대 석조아치교량의 문화적 가치 손상 등으로 인하여 실측이 어려우므로 지금까지 발표된 실험 결과로부터 마찰각과 전단강성 값을 추정하여 사용하였다. 불연속면의 전단강성은 그림 1. 에서와 같이 전단응력 - 변위량 관계곡선으로부터 얻을 수 있으나 본 연구에서는 해석 대상교량과 같은 재료인 화강암을 사용하여 발표된 실험한 결과로부터 불연속면의 전단강성 값을 조사하여 다음 표. 1~표. 5와 같이 요약하여 보았다.

표1. σ_n 값에 따른 화강암의 전단강성⁽²⁾

σ_n (수직응력) (t/m ²)	Ks(전단강성) (t/m ³)
$6.0 \times 10^1 \text{ t/m}^2$	$1.0 \times 10^5 \text{ t/m}^3$
$1.5 \times 10^2 \text{ t/m}^2$	$3.0 \times 10^5 \text{ t/m}^3$
$2.0 \times 10^2 \text{ t/m}^2$	$5.0 \times 10^5 \text{ t/m}^3$

표4. σ , JRC, JCS, 마찰각에 따른 화강암의 전단강성⁽⁵⁾

σ (t/m ²)	JRC	JCS	잔류마찰각	길이	Ks(t/m ³)
$1.0 \times 10^1 \text{ t/m}^2$	15	$15. \times 10^3 \text{ t/m}^2$	30°	0.1m	$4.0 \times 10^4 \text{ t/m}^3$
$1.0 \times 10^1 \text{ t/m}^2$	5	$15. \times 10^3 \text{ t/m}^2$	25°	0.1m	$1.0 \times 10^4 \text{ t/m}^3$
$1.0 \times 10^1 \text{ t/m}^2$	15	$15. \times 10^3 \text{ t/m}^2$	30°	1m	$3.0 \times 10^3 \text{ t/m}^3$
$1.0 \times 10^1 \text{ t/m}^2$	5	$5 \times 10^3 \text{ t/m}^2$	25°	1m	$2.0 \times 10^3 \text{ t/m}^3$
$1.0 \times 10^2 \text{ t/m}^2$	15	$15. \times 10^3 \text{ t/m}^2$	30°	0.1m	$2.0 \times 10^5 \text{ t/m}^3$
$1.0 \times 10^2 \text{ t/m}^2$	5	$5 \times 10^3 \text{ t/m}^2$	25°	0.1m	$9.0 \times 10^4 \text{ t/m}^3$
$1.0 \times 10^2 \text{ t/m}^2$	15	$15. \times 10^3 \text{ t/m}^2$	30°	1m	$2.5 \times 10^4 \text{ t/m}^3$
$1.0 \times 10^2 \text{ t/m}^2$	5	$5 \times 10^3 \text{ t/m}^2$	25°	1m	$2.0 \times 10^4 \text{ t/m}^3$

표2. σ_n 값에 따른 화강암의 전단강성⁽³⁾

σ_n (수직응력) (t/m ²)	Ks(전단강성) (t/m ³)
$6.0 \times 10^1 \text{ t/m}^2$	$5.0 \times 10^5 \text{ t/m}^3$

표3. σ_n 값에 따른 화강암의 전단강성⁽⁴⁾

σ_n (수직응력) (t/m ²)	Ks(전단강성) (t/m ³)
$1.0 \times 10^3 \text{ t/m}^2$	$1.2 \times 10^6 \text{ t/m}^3$
$2.0 \times 10^3 \text{ t/m}^2$	$1.5 \times 10^6 \text{ t/m}^3$

표5. σ_n 값에 따른 화강암의 전단강성⁽⁶⁾

σ_n (수직응력) (t/m ²)	Ks(전단강성) (t/m ³)
$2.5 \times 10^2 \text{ t/m}^2$	$1.0 \times 10^5 \text{ t/m}^3$
$4.5 \times 10^2 \text{ t/m}^2$	$1.5 \times 10^5 \text{ t/m}^3$
$7.5 \times 10^2 \text{ t/m}^2$	$2.3 \times 10^5 \text{ t/m}^3$
$1.0 \times 10^3 \text{ t/m}^2$	$6.0 \times 10^5 \text{ t/m}^3$

위의 실험결과치에서와 같이 전단강성은 수직응력의 크기, 불연속면의 거칠기, 시편의 크기, 이전의 전단변형량, 응력 - 변형률 이력등에 영향을 받으므로 정확한 전단강성을 추정하는 것이 상당히 어렵다.

N. Barton은 암석블럭사이의 불연속면에 대한 전단강성을 구하기 위하여 다음과 같은 근사식을 제안하였다. (6)

$$K_s(\text{전단강성}) = \frac{\sigma_n \tan[JRC \log(JCS/\sigma_n) + \Phi_r]}{\frac{L}{500} \left[\frac{JRC}{L} \right]^{0.33}} \quad (1)$$

여기서, JRC : 절리면의 거칠기수
 JCS : 절리면에 대한 압축강도
 σ_n : 절리면에 대한 연직응력
 Φ_r : 잔류마찰각
 L : 절리의 길이

해석대상석교의 아치에 존재하는 불연속면은 길이가 50~80cm 정도이고 JRC는 4~6 정도이므로 이들 값과 발표된 암석의 불연속면에 대한 실험자료로 부터 추정된 JCS 및 Φ_r 값을 이용하였으며 σ_n 은 유한요소해석 결과로 부터 구하였다(8). 그러므로 위의 식 (1)로 부터 해석대상석교의 불연속면의 전단강성은,

$$K_s(\text{전단강성}) = \frac{8 \tan[5 \log(3060/8) + 21]}{\frac{0.8}{500} \left[\frac{5}{0.8} \right]^{0.33}} = 1.7 \times 10^3 t/m^3$$

의 값을 가진다.

따라서 홍국사 홍교의 내하력 평가를 위해서 불연속면의 전단강성은 $1.7 \times 10^3 t/m^3$ 이 적용되었다.

3. 수치해석

3.1 해석용 프로그램

본 연구에서 사용된 프로그램은 범용 - 지반

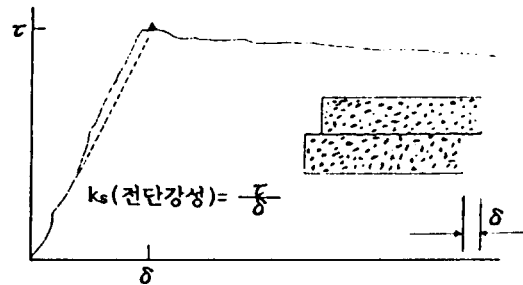


그림1. 전단강성

응력해석 프로그램으로 비선형 탄성이론 수치 모델인 Hyperbolic Model을 사용하고 있으며 1969년 개발되어 그후 부분적으로 수정되었다. 본 프로그램은 흙요소, 구조요소, 접촉요소등 3가지 유한요소들을 사용할 수 있으며 본 연구의 해석에서는 흙요소와 접촉요소를 사용하였다. 흙요소는 개발된 평면변형 요소로서 아치를 구성하는 암석블럭 및 교량의 마감재료로 사용된 흙재료를 위해 사용되었으며 접촉요소는 일차원 요소로서 석조아치교량의 아치를 구성하는 암석블럭 사이의 불연속면의 특성을 고려하고 하중재하로 인하여 불연속면에서 유발되는 응력수준을 분석하기 위하여 사용되었다(7).

3.2 해석단면의 유한요소 Mesh

본 연구에서 유한요소해석을 위한 Mesh는 280개의 Element와 290개의 Nodal Point로 구성하였으며 35개의 접촉요소를 사용하였다. 경계조건은 석교의 하부를 힌지로 하여 X, Y축의 변화를 구속하였고 석교의 좌·우측은 물러로써 X축의 변위만을 구속하였다.

Arch 하부의 Element는 석교 축조과정을 Simulation 하기 위하여 Air Element로 구성하였으며 해석시 굴착되는 요소이다.

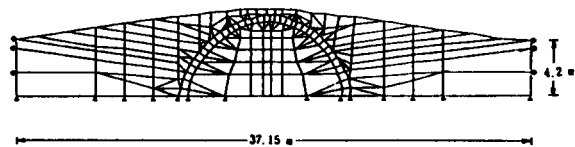


그림2. 해석된 단면의 Mesh

그림 2. 는 흥국사 홍교의 해석에 사용된 유한요소 Mesh이다.

3.3 해석방법

유한요소해석은 2단계로 구분하여 Computer Simulation 을 실시하였는데 과거의 잔존변형량을 고려하기 위하여 유한요소 Mesh 일부를 제거하는 굴착단계와 표준하중(DB, DL 하중) 을 재하 시키는 하중재하단계로 나누어서 해석 하였다. 이 때 불연속면의 제요소중, 전단강성과 마찰각을 변화시키며 해석하여 이 요소들이 접촉요소의 응력수준에 미치는 영향을 분석하였다.

3.4 입력자료의 결정

흥국사 홍교는 암석블럭으로 아치를 구성하는 흙재료로서 뒷채움되어 있다. 암석블럭은 화강암이고 오랜세월의 경과로 상당 부분 풍화가 이루어져 있는 것으로 판단되므로 이를 고려하여 물성치를 추정하였다.

해석을 위하여 입력된 각각의 물성치는 표 6.과 같다.

표6. 해석에 적용된 물성치

	뒷채움 재료	암석블럭에 사용된 재료
단위중량(t/m^3)	1.9	2.8
마찰각($^\circ$)	35	45
탄성계수(t/m^2)	500	5.0e6
접착력(t/m^2)	6	100

석조아치교량의 아치는 암석블럭이 서로 맞물려 있는 불연속면을 가지고 있으므로 이 암석블럭들은 각각 독립적으로 거동한다. 따라서 이를 고려하기 위하여 아치불연속면에는 접촉

요소가 사용되었고 접촉요소의 물성치는 불연속면의 전단강성, 마찰각, 점착력이 적용되었다.

불연속면의 전단강성과 마찰각이 석조아치교량의 내하력에 미치는 영향을 분석하기 위하여 전단강성은 1.0×10^3 , 1.0×10^4 , 1.0×10^5 , 1.0×10^6 , $1.0 \times 10^7 t/m^3$ 를 적용하였고 각각에 대하여 마찰각을 10° , 20° , 30° , 40° , 50° 로 변화시켰으며 점착력은 $0.0t/m^2$ 으로 하여 해석을 수행하였다.

해석에 사용된 전단강성과 마찰각 그리고 점착력 값들은 지금까지 발표된 암석 불연속면의 실험자료를 근거로 하였다⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾⁽⁵⁾.

4. 결과 분석

4.1 작용하중위치에 의한 영향

작용하중의 위치가 아치의 불연속면에 미치는 영향을 분석하기 위하여 하중의 재하위치에 따라 불연속면에서 발생하는 응력수준(stress level)을 구하였다.

응력수준은 요소의 파괴시 주응력차에 대한 실제 유발되는 주응력차의 비로 표시되며 이는 식(2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$S_L = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_m}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (2)$$

여기서, $(\sigma_1 - \sigma_3)_m$: 실제로 유발되는 주응력차

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$: 파괴시 주응력차

또한 파괴시의 주응력차는 Mohr - Coulomb의 파괴포락선으로 부터 식(3)으로 표현된다.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) f = \frac{2 \cos \Phi + 2 \sigma_3 \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \quad (3)$$

여기서, C : 점착력

Φ : 전단저항각

석교의 상부에 집중하중을 이동시키면서 재하시킬 경우 재하된 하중의 위치에 따라 불연속면에서 유발되는 각각의 응력수준을 분석하였다. 그 결과 하중 재하위치와는 무관하게 아치의 좌·상부에 위치한 불연속면(15번 접촉요소)에서 계속적으로 가장 큰 응력수준을 나타내었다. 그림 3. 은 하중재하에 의해 가장 큰 응력수준을 나타내는 요소에 대하여 영향선을 표시한 것이고 그림 4.와 그림 5.는 이 영향선으로부터 DB하중, DL하중재하로 인하여 접촉요소에 가장 큰 응력수준을 유발시키는 하중재하 위치를 나타낸 것이다.

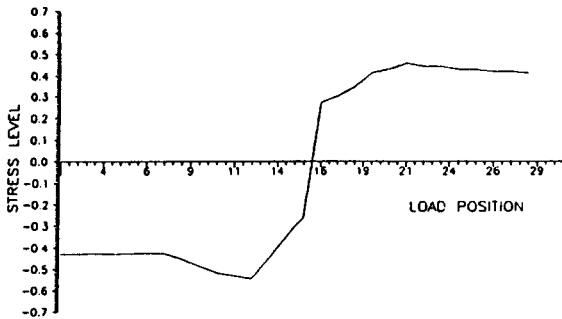


그림 3. 집중하중 재하에 의한 응력수준의 영향선

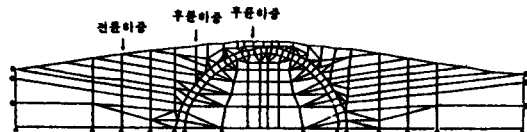


그림 4. DB하중의 재하위치

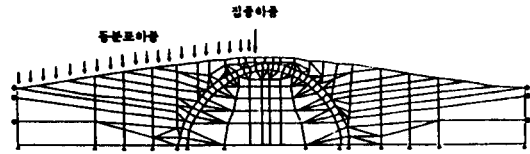


그림 5. DL하중의 재하위치

4.2 아치블럭 접촉면의 성질에 의한 영향

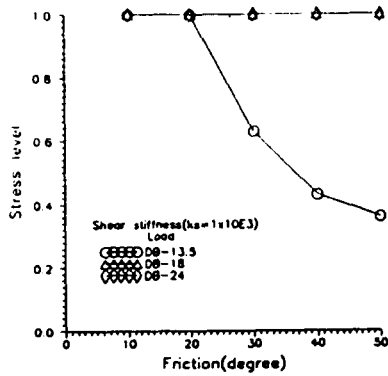
석조아치교량에 재하된 하중이 불연속에 미치는 영향을 분석하기 위하여 DB - 하중을 재하하였고 각각의 하중에 대하여 불연속면의 전단강성과 마찰각을 변화시켰다.

전단강성을 $1.0 \times 10^{3t}/m^3$ 으로 하고 마찰각을 $10^\circ \sim 50^\circ$ 로 변화시키면서 DB - 하중들을 재하시켰을 때 DB - 13.5하중의 경우에는 마찰각이 30° 이상에서 응력수준이 "1"보다 작게 나타나며 DB - 18하중과 DB - 24하중의 경우에는 응력수준이 "1"로써 모두 파괴가 일어남을 알 수 있었다. 파괴는 주로 인장파괴가 나타나지만 마찰각이 20° 에서는 DB - 18하중의 경우에 전단파괴도 동시에 발생하였다.

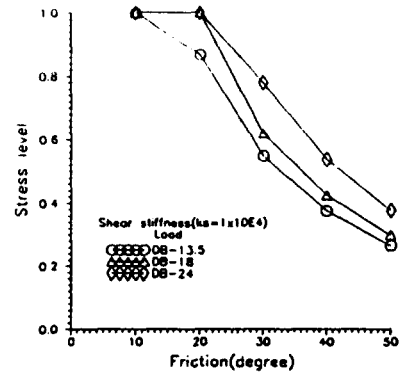
전단강성을 $1.0 \times 10^4 t/m^3$ 으로 고정시키고 DB - 24하중 및 DB - 24하중이 재하 될 경우에 마찰각이 30° 이상이면 파괴가 발생하지 않았고 DB - 13.5하중이 재하된 경우에는 마찰각이 10° 일때만 파괴가 발생하였다.

$1.0 \times 10^5 t/m^3$ 이상의 전단강성 값을 사용한 경우에는 DB - 13.5하중, DB - 18하중, DB - 24하중을 재하하더라도 마찰각이 아주 작은 10° 인 경우에만 응력 수준이 "1"로서 전단파괴가 나타나는데 이 경우를 제외하고는 DB하중 모두에 대하여 응력수준이 "1"보다 작게 나타나고 있다.

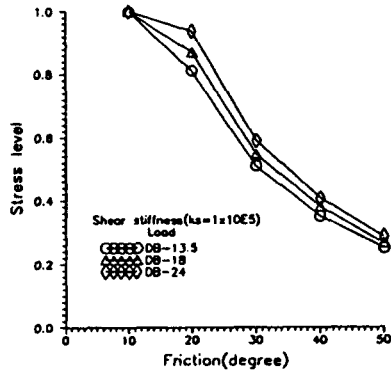
이와같이 DB하중 재하시 각각의 전단강성에 따른 접촉요소의 응력수준은 그림 6.에 나타내었으며 DL하중 재하에 의한 응력수준의 변화는 그림 7.에 나타내었다. 응력수준의 변화를 분석한 결과 DL하중을 재하할 경우에도 DB하중과 거의 유사한 경향을 보였다.



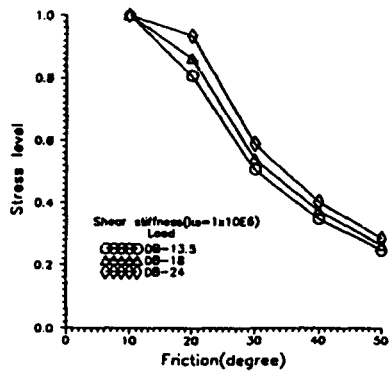
$k_s = 1.0 \times 10^3 \text{ t/m}^3$ 으로부터 고정



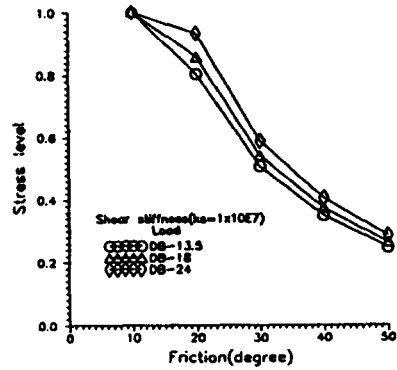
$k_s = 1.0 \times 10^4 \text{ t/m}^3$ 으로부터 고정



$k_s = 1.0 \times 10^5 \text{ t/m}^3$ 으로부터 고정

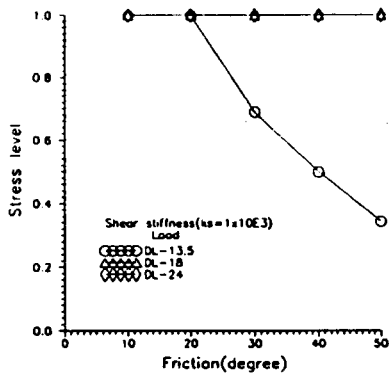


$k_s = 1.0 \times 10^6 \text{ t/m}^3$ 으로부터 고정

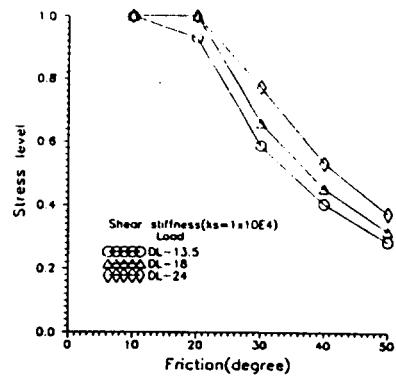


$k_s = 1.0 \times 10^7 \text{ t/m}^3$ 으로부터 고정

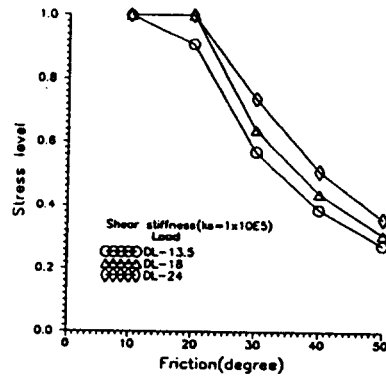
그림 6. DB 하중의 재하에 의한 접촉요소의 응력수준



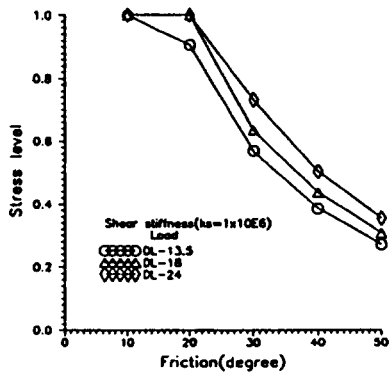
$k_s = 1.0 \times 10^3 \text{ t/m}^3$ 으로 고정



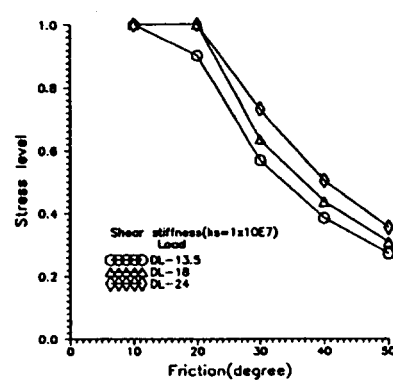
$k_s = 1.0 \times 10^4 \text{ t/m}^3$ 으로 고정



$k_s = 1.0 \times 10^5 \text{ t/m}^3$ 으로 고정



$k_s = 1.0 \times 10^6 \text{ t/m}^3$ 으로 고정



$k_s = 1.0 \times 10^7 \text{ t/m}^3$ 으로 고정

그림 7. DL 하중의 재하에 의한 접촉요소의 응력수준

4.3 홍국사 홍교의 내하력

고대 석조아치교량인 홍국사 홍교는 아치에 불연속면을 가지고 있고 이 석조아치교량의 내하력을 평가하기 위하여 아치 불연속면의 전단강성, 마찰각 및 집착력을 추정하여 해석하였다.

불연속면의 전단강성은 N.Barton의 근사식으로 부터 추정계산된 값인 $1.7 \times 10^{14} \text{ t/m}^2$ 을 적용하였고 마찰각은 30, 집착력은 0.0 t/m^2 를 적용하였으며 이에 대한 내하력을 산정하고자 석교상부에 DB - 하중을 재하시켰다.

그 결과 아치부에 존재하는 불연속면은 DB - 13.5하중 재하시 파괴가 발생하지 않으며 DB - 18 및 DB - 24하중 재하시에는 파괴가 발생하였다. 따라서 본 해석대상인 홍국사 홍교는 DB - 13.5하중이 통과할 수 있는 3등교 수준의 내하력을 갖고 있는 것으로 추정된다.

5. 결 론

본 논문에서 고대 석조아치교량인 전남 여천군 삼일읍 중흥리 홍국사 홍교를 대상으로 아치를 구성하는 아치블럭과 아치블럭사이의 불연속면의 역학적 특성을 고려하여 유한요소법 프로그램을 사용하여 표준하중 재하시 석조아치교량에 대한 분석결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 표준 하중 재하시 아치블럭의 압축파괴는 발생하지 않으며 교량의 파괴는 아치블럭사이에서 발생하는데 전단강성이 작을 경우에는 인장파괴가 발생하고 전단강성이 클 경우에는 전단파괴가 발생하는 것으로 나타났다.

2) 석조아치교의 안전은 아치블럭면 사이의 마찰각과 전단강성이 중요한 요소로 작용하며 마찰각보다는 전단강성이 더욱 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있었다.

3) 고대 석조아치교량의 경우 오랜시간경과에 의한 노후화 때문에 불연속면이 취약해지는데 마찰각과 전단강성을 고려하지 않고 기존의

해석처럼 아치를 일체로 해석할 경우에 고대 석조아치교량의 내하력에 있어서 과대평가를 할 수 있는 것으로 사료된다.

4) 본 논문에서 해석대상인 홍국사 홍교 아치블럭의 전단강성은 N.Barton의 근사식으로 추정된 전단강성으로 가정하여 해석하였을 때 이 석조아치교량은 3등교의 내하력을 갖는 것으로 추정되지만 정확한 해석을 위하여 합리적인 충격계수 설정방법과 석조아치교량의 전단강성에 대한 많은 실험연구가 선행되어야 할 것이다.

참고문헌

1. D. K. MCNEELY, G. C. ARCHER, K. N. SMITH, "Structural analysis of old stone arch bridges", Canadian journal of civil engineering, Vol. 16 No. 6, 1989, pp 789 - 797
2. C. KARPUZ, A. BILGIN, C. CAN, "A Look at the effect of Scale on the shear evaluation of Rock joints", Fifth Congress of the international society for rock mechanics, Vol. 1., 1983, pp. A257 - A260
3. R. YOSHINAKA, J. YOSHIDA, T. SHIMIZU, H. ARAI, "Scale effect in shear strength and deformability of Rock joints", Seventh Congress of the international society for rock mechanics, Vol. 1., 1991, pp. 371 - 374
4. T. ESAKI, H. HOJO, T. KIMURA, N. KAMEDA, "Shear-flow coupling test on rock joints", Seventh congress of the international society for rock mechanics, Vol. 1., 1991, pp. 389 - 391
5. N. BARTON, "Scale effects in rock masses", 1990, pp 31 - 45,
6. 정형식, 이승호, "암석균열면에서 약액에 의한 절리강도의 변화에 대한 연구", 대한토목학회 논문집, 제 10권 제 3호, 1990. 9
7. 한국건설기술연구원, "토질, 기초설계 및 해석용 소프트웨어 조사 및 개발", 1988. 12, pp 45 - 185.
8. 권장혁, "암석절리면에서 전단강도특성에 관한 실험적 연구", 한양대학교 토목공학과 석사학위논문, 1992. 2, pp 37 - 41 (접수일자 1992. 6. 24)