지반의 지지조건에 따른 모형 교각의 고유진동수

Natural Frequencies of Model Piers under Different Ground Support Conditions

김영대* · 이종섭** · 이일화*** · 유정동****

Kim, Youngdae* · Lee, Jong-Sub** · Lee, Il-Wha*** · Yu, Jung-Doung****

Abstract

The natural frequency is critical for evaluating the integrity of bridge piers. However, the natural frequency of bridge piers can vary with the support condition of the ground. The aim of this study is to investigate the natural frequency of bridge piers under different ground conditions and at different embedded depths using a small-scale concrete pier. The model piers were fixed to asphalt concrete pavement using epoxy to simulate the rock site condition. Furthermore, model piers of different embedded depths were installed in a soil chamber with dimensions of 1.0 m × 1.0 m × 0.5 m to simulate weathered soil conditions. The upper part of the model pier was hit with a hammer having a rubber tip, and the acceleration signals were measured using three accelerometers installed at the upper, middle, and bottom parts of the model pier. Fast Fourier transforms were performed to analyze the natural frequencies of the model piers. The experimental results showed that the natural frequency under the fixed condition using epoxy was significantly higher than that under the unfixed condition. In the case of weathered soil conditions, three peak points appeared in the frequency domain. The natural frequencies measured at these three points increased with the embedded depth. The increment ratio of the natural frequency with the largest amplitude was significant. This study demonstrates that ground support conditions should be considered when evaluating the integrity of bridge piers through natural frequency analysis.

Key words : Bridge Pier, Embedded Depth, Support Condition, Integrity Evaluation, Natural Frequency

요 지

교각의 고유 진동수는 교량의 안정성을 평가하기 위한 중요한 지표이다. 하지만, 교각의 고유 진동수는 주변 지반의 지지조건에 의해 크게 달라질 수 있다. 본 연구의 목적은 실내실험을 통해 모형 교각의 암반 부착 조건과 풍화토 속에 근입된 깊이가 고유 진동수에 미치는 영향을 조사하는 것이다. 모형 교각의 암반지반 부착 조건을 모사하기 위해 모형 교각을 아스팔트 위에 부착하였다. 풍화토 속에 근입된 조건을 모사하기 위해 1.0 × 1.0 × 0.5 m 크기의 토조 속에 풍화토 지반을 조성 후 모형 교각을 설치하였다. 모형 교각에 동적하중을 가하기 위해 고무 팁이 부착된 해머를 이용하여 모형 교각의 넓은 측면 상부를 타격하였으며, 모형 교각의 상·중·하부에 부착된 가속도계를 통해 가속도를 측정하였다. 측정된 가속도는 고속 푸리에 변환을 통하여 주파수영역으로 변환한 후, 모형 교각의 고유 진동수를 분석하였다. 실험결과, 암반 부착 조건의 경우, 모형 교각의 기초 바닥면이 아스팔트 위에 에폭시로 고정된 후의 고유 진동수는 고정 전과 비교하여 크게 증가하였다. 풍화토 근입 조건의 경우, 주파수 영역에서 3개의 극점을 지닌 진동 특성을 보였으며, 모형 교각의 근입 깊이가 증가함에 따라 3개의 극점에서 측정된 고유 진동수는 모두 증가하였다. 특히, 탁월 진동수에 해당하는 고유 진동수의 증가폭이 두드러지게 나타났다. 본 연구의 결과는 교각의 고유 진동수를 이용한 교각의 안정성 평가에 있어 주변 지반의 지지조건이 반드시 고려되어야 함을 보여준다.

핵심용어 : 교량 교각, 근입 깊이, 지지조건, 안정성 평가, 고유진동수

*정회원, 고려대학교 건축사회환경공학부 석사과정(E-mail: youngdae1102@korea.co.kr)

Member, Graduate Student, School of Civil, Environment, and Architectural Engineering, Korea University

**정회원, 고려대학교 건축사회환경공학부 교수

Member, Professor, School of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Korea University

***정회원, 한국철도기술연구원 첨단인프라연구팀 책임연구원

Member, Principal Researcher, Advanced Infrastructure Research Team, Korea Railroad Research Institute

****교신저자, 정회원, 건축사회환경공학부 연구교수(Tel: +82-2-3290-3839, Fax: +82-2-3290-5999, E-mail: noonung2@korea.ac.kr)

Corresponding Author, Member, Research Professor, School of Civil, Environment, and Architectural Engineering, Korea University

1. 서 론

우리나라는 급격한 경제 성장기를 거치면서 1970~1990년대에 집중적으로 사회기반시설이 건설되었다. 국내의 철도 교량 역시 이 시기에 대다수 건설되었으며, 현재 교량 노후화로 인한 유지관리의 필요성이 꾸준히 제기되고 있다. 미국은 1980년대에 이미 사회기반시설의 노후화로 인한 문제가 대두되었다. 준공연수가 157년 이하인 교량 중 1989~2000년 사이에 붕괴 및 손상이 발생한 교량은 503개로 조사되었으며, 붕괴 및 손상이 발생하는데 평균 52.5년이 걸리는 것으로 나타났다. 그리고 교량이 준공된지 63년이 된 시점에서 교량의 붕괴 및 손상이 가장 빈번하게 발생하는 것으로 나타났다(Wardhana and Hadipriono, 2003). 국내의 경우, 한국철도기술연구원(KRRI, 2017)에 따르면 2017년 1월을 기준으로 총 3,282개의 철도교량 중에서 준공연수가 31~50년된 교량은 526개로 16.03%이며, 준공연수 50년 이상의 교량은 760개로 23.16%이다. 준공된 후 30년 이상 지난 철도교량이 전체의 39.19%가 넘는 현 상황에서 노후화된 철도교량에 대한 유지관리는 불가피하다. 하지만 대다수의 철도교량은 준공 당시 반영된 설계 자료의 부재로 인해 설계 자료를 기반으로 하는 평가가 어렵다. 또한 육안 조사에 의존할 경우 모호한 기준으로 인해 조사자의 주관적인 평가를 반영하게 되어 객관적인 신뢰성을 확보하기 어렵다. 이와 같은 이유로 센서를 이용한 비파괴평가기법으로 교량의 안정성을 객관적으로 평가해야 한다.

국외에서는 교량의 상부구조물에서 비파괴평가기법을 이용한 여러 연구들이 수행되어왔다. Gangone et al. (2011)은 교량의 상태를 진단하기 위해 상부구조물의 가속도, 변형률, 온도를 실시간으로 측정하는 무선 센서 기반의 모니터링 기법을 제시하였다. Zhu and Law (2006)는 변위 센서를 교량 상부 빔에 설치한 후, 사용 하중에 의한 교량의 동적 반응을 측정하였다. 그리고 웨이브렛(wavelet) 분석을 통해 균열의 위치와 상대적인 깊이를 평가하였다. Yeum and Dyke (2015)는 상부구조물의 균열을 감지하기 위한 방법으로 카메라 이미지를 이용한 자동화된 균열 감지 기술을 제시하였다. 이처럼 국외에서는 교량의 안정성 평가에 있어 상부구조물의 상태에 초점을 맞춘 여러 연구들이 수행되어왔다. 하지만 1974~2001년까지 국내에서 발생한 총 45건의 교량사고 중 하부구조물에 의한 사고는 19건으로 전체의 42.2%를 차지하고 있다(Kim and Yu, 2002). 이는 교량 하부구조물인 교각에 대한 안정성 평가의 중요성을 보여준다. 이와 관련하여 Mao et al. (2019)은 하부구조물을 이용한 교량의 안정성 평가의 필요성에 대하여 다음과 같이 3가지 근거를 제시하였다. 첫째, 세굴과 같은 교량 붕괴에 심각한 위험요소와 관련하여 교각기초에 대한 정보 없이는 교량의 위험성 평가가 어렵다. 둘째, 노후된 교량은 하부구조물의 안정성이 확보된다면 재사용이 가능하다. 즉, 결함이 있는 상부구조물만

교체함으로써 경제적, 시간적 그리고 환경보존적 효과를 동시에 가져올 수 있다. 마지막으로 교량의 설계하중보다 실제 사용하중이 크게 증가할 경우 교량의 잔존수명이 기대치보다 짧을 수 있다. 이와 같은 이유로 하부구조물에 대한 안정성 평가가 요구된다.

교량의 하부구조인 교각의 안정성을 평가하는 대표적인 방법으로 충격진동시험(Impact vibration test)을 통해 얻은 교각의 고유진동수를 이용하는 방법이 있다. 이 방법은 교각의 1차 고유진동수가 세굴 심도가 증가함에 따라 감소하는 특징을 이용한다(Park et al., 2005; Samizo et al., 2007). 일본의 철도종합기술연구소(RTRI)에서는 이러한 특성을 이용하여 교각 안정성 평가기준을 제시하였다(Abé, 1998). 약 0.3 kN의 무게추로 교각의 상부를 타격하여 얻은 구조물의 1차 고유진동수를 교량 하부구조물의 안정성 평가에 적용하였다. 실측 고유진동수와 준공 초기 고유진동수의 비율을 이용하여 하부구조물의 안정성 등급을 나누고, 보수 및 보강이 필요한 하부구조물을 선정하였다. 하지만, 교각이 준공된 시점의 초기 고유진동수를 알고 있는 경우는 굉장히 드물기 때문에 교량의 준공연수가 어느 정도 지난 후에 측정된 고유진동수를 기준 값으로 사용하기도 한다. 하지만 기존에 측정된 데이터가 존재하지 않을 경우 교각의 안정성 평가에 어려움이 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 교각의 고유치해석을 통해 얻은 교각의 표준 고유진동수(standard value of natural frequency)를 이용한 방법이 제시되었다(Kien, 2017).

선행연구들은 동일한 하부지반 조건에서만 수행되었기 때문에 다양한 지반조건이 반영된 교각의 고유진동수를 이용하여 안정성을 평가하는 더 많은 연구가 요구된다. 본 연구에서는 교각의 안정성을 평가함에 있어 하부지반의 지지조건이 고유진동 특성에 미치는 영향을 모형 실험을 통해 연구하고자 한다. 모형 실험은 상부구조물에 의한 영향을 연구하기 이전에 수행된 기초연구(fundamental study)로서 경계조건을 단순화하기 위하여 상부구조물에 의한 영향을 고려하지 않았다. Lee et al. (2007)에 의하면 전도 위험의 대상이 되는 대다수의 노후 교각은 무근콘크리트로 건설되었다. 따라서, 본 연구에서는 직접기초를 가지는 무근콘크리트 모형 교각을 대상으로 수행되었다. 암반지반을 모사하기 위해 모형 교각의 하부면을 에폭시를 이용하여 아스팔트 콘크리트 위에 부착하여 실험을 진행하였으며, 토조를 이용하여 풍화토 지반을 모사하고 모형 교각의 근입 깊이를 변화시키며 실험을 진행하였다. 선단부에 고무 팀이 장착된 해머를 이용하여 모형 교각의 넓은 측면 상부를 타격하였다. 충격하중에 의해 발생한 진동 반응은 모형 교각의 좁은 측면 상·중·하부에 부착된 3개의 가속도계를 통해 측정되었다. 측정된 신호는 고속 푸리에 변환(fast Fourier transform)을 통해 주파수 영역으로 변환되었으며, 주파수 영역에서 고유진동수를 분석하였다. 본 논문은 고유진동수에 대한

이론, 실험체 및 측정시스템, 실험결과, 분석 및 토의, 요약 및 결론으로 구성된다.

2. 고유진동수

대표적인 구조물의 진동 특성으로는 고유진동수, 모드 형상, 감쇠비가 있으며, 이들 특성은 구조물의 질량, 강성, 감쇠와 같은 구조물의 물리적 성질에 의해 결정된다. 또한 구조물의 노후화와 크랙 같은 물리적 성질의 변화, 그리고 세굴로 인한 지반조건의 변화는 구조물의 진동 특성에 영향을 미친다. 이와 같은 이유로 구조물의 진동 특성은 구조물의 손상을 감지하기 위한 지표로 이용되어 왔다(Doebling et al., 1998).

단자유도계(single degree of freedom system)에서 구조물의 진동은 관성력, 감쇠력, 복원력 그리고 외력에 의해 발생하며, 이를 Eq. (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F \quad (1)$$

여기서 m , c , k 는 각각 질량, 감쇠, 강성 그리고 $\ddot{u}$, $\dot{u}$, u 는 각각 가속도, 속도, 변위를 의미한다. 또한 $m\ddot{u}$, $c\dot{u}$, ku , F 는 각각 관성력, 감쇠력, 복원력 그리고 외력에 대한 항을 나타낸다. 외력이 작용하지 않을 때 구조물은 초기 변위에 의해 내재된 관성력, 감쇠력, 복원력만으로 진동하며, 이를 자유진동이라고 한다. 이와 같이 구조물의 고유한 특성이 반영된 자유진동 응답을 분석함으로써 구조물의 동적 특성을 파악할 수 있다(Kim, 2017). 감쇠가 없는 상태($c = 0$)와 감쇠가 있는 상태에서 자유진동에 의한 구조물의 진동수를 각각 고유진동수(f_n)와 감쇠 고유진동수(f_d)라고 한다. 고유진동수와 감쇠 고유진동수의 관계는 Eq. (2)와 같이 표현할 수 있다.

$$f_n = \frac{f_d}{\sqrt{1-\zeta^2}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2)$$

위 식에서 ζ 는 감쇠비를 의미하며, 일반적인 철근 콘크리트 구조물의 감쇠비는 4~7%로 감쇠로 인한 고유진동수의 감소량은 무시할 수 있다(Adams and Askenazi, 1999).

3. 실험체 및 측정시스템

3.1 모형 교각

본 연구에서는 시멘트, 모래, 물이 각각 1:1:1의 비율로 배합된 시멘트 모르타르를 이용하여 무근 콘크리트 모형 교각을 제작하였다. 모형 교각은 Fig. 1과 같이 벽식구체와 직접기초로 구성된다. 구체부분의 폭, 두께, 높이는 각각 42 cm, 14 cm, 45 cm이며, 기초부분의 폭, 두께, 높이는 각각 50 cm, 25 cm, 5 cm이다.

Fig. 1. Schematic Diagram of Model Pier: w_b , t_b , h_b Denote the Width, Thickness, Height of the Body, Respectively. In Addition, w_f , t_f , h_f Denote the Width, Thickness, Height of the Foundation, Respectively

모르타르의 탄성과 속도는 양생 48시간 후 약 4,000 m/s로 수렴한다(Boumiz et al., 1996). 시멘트 모르타르로 만들어진 모형 교각의 탄성과 속도는 양생 28일 후 ASTM C597-16 (2016)을 따라 측정하였다. 측정된 탄성과 속도는 4,304 m/s이며, Eq. (3)을 통해 계산된 탄성계수는 39.3 GPa이다.

$$V = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \quad (3)$$

위 식에서 V , E , μ , ρ 는 각각 탄성과 속도, 탄성계수, 포아송 비, 밀도를 의미한다. 4,300 m/s의 탄성과 속도에서 Tharmaratnam and Tan (1990)이 제시한 경험식으로 추정된 시멘트 모르타르의 압축강도는 약 35 MPa이다. 이는 일반적인 시멘트 모르타르의 압축강도 범위인 25~55 MPa를 만족한다(Mun et al., 2009).

3.2 암반지반 모사

암반에 설치된 조건을 모사하기 위해 Fig. 2(a)와 같이 에폭시를 이용하여 모형 교각의 기초 하부면을 아스팔트 콘크리트 바닥 위에 부착하였다. 국내 아스팔트 도로포장에는 침입도 등급이 60-70인 아스팔트가 주로 사용되며, 이를 이용해 만든 아스팔트 콘크리트의 탄성계수는 혼합된 골재의 종류에 따라 약 0.5~0.7 GPa의 값을 가진다(Ko et al., 2002; Setiawan et al., 2017). 이는 우리나라에 널리 분포한 화강 풍화암의 평균 탄성계수인 0.6 GPa와 유사한 값을 가진다(Seo et al., 2016). 실험은 에폭시가 완전히 경화되는 10일 이후에 수행되었다.

3.3 풍화토지반 모사

교각이 풍화토지반에 설치된 조건을 모사하기 위하여 모형 교각을 Fig. 2(b)와 같이 토조에 설치하였다. 토조는 목재로 제작되었으며 가로, 세로, 높이는 각각 1.0 m, 1.0 m,

Fig. 2. Schematic Diagram of Model Pier According to Ground Support Conditions

0.5 m이다. 토조 벽면으로 전달되고 반사되는 진동의 영향을 최소화하기 위해 폴리우레탄 소재의 다공성 스펀지를 토조 벽면에 설치하였다. 본 실험에 사용된 풍화토의 함수비는 13.6%이고 입도분포곡선은 Fig. 3과 같다. 물리적 특성은 Table 1과 같이 #200 (0.075 mm)체 통과율은 2.04%, 균등계수(C_u)는 7.65, 곡률계수(C_c)는 0.46으로 통일분류법(USCS)에 의해 입도분포가 나쁜 모래(SP)로 분류된다.

Fig. 3. Grain-size Distribution Curve of Weathered Soil

Table 1. Index Property of Weathered Soil

Specific gravity, G_s	2.65
D_{10} (mm)	0.17
D_{30} (mm)	0.32
D_{60} (mm)	1.30
Coefficient of uniformity, C_u	7.65
Coefficient of curvature, C_c	0.46
No.200 Passing (%)	2.03
USCS	SP

* USCS: Unified Soil Classification System

풍화토 지반에서는 근입 깊이에 따른 모형 교각의 고유진동특성을 연구하기 위하여 Fig. 2(b)와 같이 실험을 구성하였다. 모형 교각의 기초 하부면을 기준으로 지표면과의 거리를 근입 깊이로 정의하였으며, Fig. 4와 같이 풍화토 지반에서 근입 깊이를 0 cm, 5 cm, 10 cm, 15 cm, 20 cm로 변화시키며 실험을 수행하였다. 또한 각 근입 조건에서 풍화토의 단위중량은 16.15 kN/m^3 로 유지하였다.

Fig. 4. Schematic Diagram of Pier Embedment. d Denotes the Embedment Depths of 0 cm, 5 cm, 10 cm, 15 cm and 20 cm

3.4 측정시스템

모형 교각의 동적 반응 특성을 파악하기 위한 시스템은 Fig. 5와 같이 구성하였다. 고무 팁이 장착된 무게 0.52 kg의 해머를 이용하여 모형 교각의 넓은 측면 상부를 타격하였다. 원하는 영역의 진동수 반응을 측정하기 위해서는 적절한 재질의 해머 팁을 선택해야한다. 고무 팁이 장착된 해머는 구조물에 손상을 주지 않을 뿐만 아니라 저주파수의 진동을 발생시키기 때문에 교각의 고유진동수를 측정하는데 널리 사용되고 있다(Salawu and Williams, 1993; Bao and Liu, 2017). 따라서 본 연구에서는 모형 교각의 동적반응을 측정하기 위해 해머의 팁을 고무로 선정하였다. 구조물의 진동 반응을 측정할 때, 미세한 크기의 진동 반응의 측정이 가능하

Fig. 5. Measurement System

며 센서의 구입과 설치가 용이하기 때문에 가속도계가 널리 사용된다(Halvorsen and Brown, 1977). 따라서 해머 타격에 의해 발생한 모형 교각의 동적반응을 측정하기 위해 100 mV/g의 민감도를 가지고, 최대 50 g의 가속도와 2 Hz~5 kHz의 진동수를 측정할 수 있는 가속도계(PCB Piezotronics, 356A15)를 3개 사용하였다. 가속도계는 모형 교각의 좁은 측면에 클루건으로 부착되었으며, 각각의 가속도계는 교각 구체의 상단으로부터 5 cm 아래, 중앙, 하단으로부터 5 cm 위에 위치시켰다. 단, 풍화토 지반에서 근입 깊이가 증가함에 따라 하부에 부착된 가속도계는 지표면으로부터 5 cm 위, 중간부에 부착된 가속도계는 상부와 하부 가속도계의 중간 지점으로 위치를 조정하였다. 측정된 가속도 신호는 시그널 컨디셔너(PCB Piezotronics, 482C15)를 통해 10배 증폭되었으며, 저역 통과 필터(Low-pass filter)를 적용하여 10 kHz 이상의 주파수를 제거하였다. 측정된 신호는 오실로스코프(Keysight, DSOX3024T)에서 육안으로 관찰 가능하며, 최종적으로 이산 데이터의 형태로 컴퓨터에 저장된다.

4. 실험 결과

4.1 모사 암반 지반

교각이 암반 지반에 설치된 것을 모사하기 위하여 모형 교각을 아스팔트 콘크리트 위에 설치하였다. 모형 교각의 기초하부와 아스팔트 사이를 에폭시로 부착하여 고정하였으며, 고정 전과 고정 후에 측정된 신호를 비교하였다. 모형 교각을 아스팔트 콘크리트 위에 부착하기 전과 고정된 후에 대해 측정된 신호를 각각 Figs. 6(a), (b)에 나타내었다.

Fig. 6의 시간영역 그래프와 같이, 충격 하중에 의한 모형 교각의 자유진동은 진폭이 시간에 따라 지수적으로 감소한다. 이와 같은 특성을 과도응답(transient response)이라고 하며, 구조물의 고유한 진동수를 가지고 진동한다(Chopra, 2012).

기초 하부면이 고정되기 전 모형 교각의 상·중·하부에서 측정된 진동 반응인 Fig. 6(a)의 시간영역 신호를 보면, 하부로 갈수록 작은 진폭으로 진동하며, 모두 동일한 주기를

Fig. 6. Measured Signals for Rock Site Condition: (a) Unfixed Condition; (b) Fixed Condition

가지고 진동한다. 이에 따라 주파수영역의 상·중·하부 신호 역시 모두 15.90 Hz의 동일한 고유진동수를 가진다. 기초 하부면이 고정된 후의 진동 반응인 Fig. 6(b)의 시간영역의 신호를 보면 진동이 멈추기까지 걸리는 시간은 기초 하부면이 고정되기 전인 1초와 비교하여 큰 폭으로 감소한 0.05초로 나타났다. 또한 고정 전과 같이 주파수영역의 상·중·하부 신호는 상부에서 하부로 갈수록 진폭만 작아질 뿐 동일한 고유진동수를 가지며, 그 값은 236.60 Hz로 고정전과 비교해서 상당히 크게 증가하였음을 알 수 있다.

4.2 모사 풍화토 지반

풍화토 지반을 조성하기 위하여 풍화토로 채워진 토조에 모형 교각을 설치하였다. 모형 교각의 근입 조건에 따른 진동 반응을 비교하기 위해서, 모형 교각의 근입 깊이를 0~20 cm까지 변화시키며 신호를 측정하였다. 이 때, 근입 깊이가 5 cm 증가함에 따라 중간부와 하부의 가속도계는 각각 2.5 cm와 5 cm씩 위로 위치를 조정하여 가속도계가 풍화토에 묻히지 않도록 하였다. 근입 깊이 변화에 따른 측정된 시간영역 및 주파수영역의 신호는 Figs. 7(a)~(b)에 나타내었다.

근입 깊이 변화에 따른 Fig. 7의 시간영역 진동반응을 보면 상·중·하부의 가속도 신호는 상부에서 하부로 갈수록 진폭이 점점 감소한다. 또한 근입 깊이 0 cm (Fig. 7(a))에서는 하나의 일정한 주기를 가지고 진동하는 반면, 근입 깊이가 증가함에 따라 점점 짧은 주기의 진동 성분이 강하게 나타나는 경향이 있다. 결국, 근입 깊이 20 cm (Fig. 7(e))의 진동반응은 근입 깊이 0~15 cm와 비교하여 가장 짧은 주기의 성분이 두드러지게 나타나는 것을 볼 수 있다.

Fig. 7의 주파수영역 신호에서는 근입 깊이가 변화함에 따라 각각의 진폭의 크기는 다르지만, 유사한 진동수 구간에서 3개의 극점이 공통적으로 관찰되었다. 본 논문에서는 관찰된 3개의 극점들을 오름차순으로 각각 1차, 2차, 3차 고유진동수라고 정의하였다. Fig. 7(a)와 같이 근입 깊이 0 cm에서 상·중·하부 신호 모두 1차 고유진동수에서 최대 진폭을 가지며, 2차와 3차 고유진동수의 진폭은 상대적으로 작은 것을 볼 수 있다. Figs. 7(b)~(c)를 보면, 비록 근입 깊이가 5 cm 및 10 cm로 증가함에 따라 여전히 1차 고유진동수가 최대 진폭을 가지지만, 2차 고유진동수 진폭의 상승이 두드러지게 나타난다. 근입 깊이 15 cm인 Fig. 7(d)에서 1차와 2차 고유진동수 진폭의 상대적인 크기는 역전되며, 3차 고유진동수 성분도 명확히 나타났다. 마지막으로 근입 깊이가 20 cm (Fig. 7(e))에 도달했을 때, 1차, 2차, 3차 고유진동수 진폭의 상대적인 크기는 다시 한 번 역전된다. 결국, 3차 고유진동수의 성분이 가장 크고 1차 고유진동수의 성분이 가장 작은 진동 반응을 보인다.

근입 깊이가 0 cm에서 20 cm까지 5 cm간격으로 증가함에 따라 측정된 각각의 고유진동수를 보면, 1차 고유진동수는

근입 깊이가 증가함에 따라 각각 19.46 Hz, 23.65 Hz, 25.31 Hz, 26.70 Hz, 27.72 Hz로 증가하였다. 특히, 0 cm에서 5 cm로 근입 깊이가 증가하면서 고유진동수의 상승폭이 두드러지게 나타났다. 또한, 2차 고유진동수는 각각 31.54 Hz, 34.46 Hz, 38.41 Hz, 45.91 Hz, 50.49 Hz로 근입 깊이에 따라 점점 증가하는 것으로 나타났다. 마지막으로, 3차 고유진동수는 각각 58.37 Hz, 59.00 Hz, 59.13 Hz, 61.04 Hz, 73.63 Hz로 증가하였다. 특히, 근입 깊이 15 cm에서 20 cm로의 3차 고유진동수 변화량은 0 cm에서 15 cm까지의 변화량과 비교하여 상당히 큰 폭으로 증가하였다.

5. 분석 및 토의

5.1 하부지반 조건에 따른 고유진동수 변화

하부 지반조건이 교각의 고유진동수에 미치는 영향을 알아보기 위하여 서로 다른 지반조건에서의 고유진동수를 비교하였다. 모형 교각에 작용하는 토압의 영향을 배제하기 위하여 비교 대상으로 하부기초가 암반 위에 고정된 조건과 고정되지 않은 조건 그리고 풍화토 지반 위에 놓인 조건(근입 깊이 0 cm)을 선택하였다.

하부기초가 암반 위에 고정된 조건과 고정되지 않은 조건, 그리고 풍화토 위에 놓은 조건에서의 고유진동수를 Fig. 8에 비교하였다. 하부기초가 고정된 조건에서 고유진동수는 236.60 Hz로 다른 두 지반조건과 비교하여 약 10배 이상으로 상당히 크게 나타났다. 이는 Eq. (2)에서 알 수 있듯이 고유진동수는 강성에 비례하고 질량에 반비례하는 특성에서 기인한다. 본 연구에서 각 조건별 동일한 모형 교각이 사용되었으므로 질량은 동일하다. 따라서 하부기초가 고정된 후 모형 교각 시스템의 강성이 증가했으며, 이는 고유진동수의 상승으로 이어졌을 것으로 사료된다.

수평하중이 작용하는 높이 y 와 기초부분의 두께 t_f 의 비율이 1보다 큰 경우, 지반 위에 놓인 얇은 기초의 구조물은 수평거동에 비해서 회전거동이 지배적으로 발생한다(Gajan and Kutter, 2009). 따라서 본 실험에 사용된 모형 교각의 $y/t_f = 0.45 \text{ m}/0.25 \text{ m} \approx 2$ 로 고정되기 전과 풍화토 위에 놓인 조건의 경우, 기초하부가 고정된 조건과 달리 해머 타격에 의한 회전거동이 지배적으로 발생한다. 하지만, 실제로는 수평 하중을 받는 얇은 기초의 구조물은 회전거동과 수평거동이 동시에 발생한다(Ko et al., 2016). 기초 하부면이 고정되기 전 모형 교각은 아스팔트의 거친 표면과의 불완전한 접촉으로 인해 회전에 저항하지 못하는 힌지(hinge)와 유사한 거동을 보이며 흔들림이 발생한다. 또한 풍화토 지반에서는 흙 입자가 모형 교각의 기초 바닥면 사이의 공간을 촘촘하게 채우기 때문에 고정 전 조건과 비교하여 더 넓은 면적으로 수평거동에 마찰저항을 할 수 있다. 이와 같은 하부지반의 차이로 인하여 풍화토 지반에서의 고유진동수는 19.46 Hz로 고정되지 않은 조건의 고유진동수 15.90 Hz와

Fig. 7. Measured Signals for Weathered Soil Condition According to Embedded Depth: (a) 0 cm; (b) 5 cm; (c) 10 cm; (d) 15 cm; (e) 20 cm

비교하여 3.56 Hz만큼 크게 나타났다. 하지만, 두 지반 조건에서의 차이는 고정 후 조건의 고유진동수 236.60 Hz와 비교하면 미미한 수준이다.

Fig. 8. Variation in Natural Frequencies According to Ground Condition

5.2 근입 깊이에 따른 고유진동수 변화

본 연구에서는 풍화토 지반에서 발생한 3개의 고유진동수를 진동수 크기에 따라 각각 1차, 2차, 3차 고유진동수로 분류하였다. Fig. 7의 주파수 영역 신호로부터 산정한 근입 깊이에 따른 1차, 2차, 3차 고유진동수의 변화를 Fig. 9에 그래프로 나타내었다.

Fig. 9. Variation in Natural Frequencies According to Embedded Depth in Weathered Soil

본 연구에서 사용된 모형 교각은 고정단으로 구축된 캔틸레버 빔으로 단순화될 수 있으며, 캔틸레버 빔의 1차 굽힘 고유진동수를 이론적으로 나타내면 Eq. (4)와 같다(Lee and Santamarina, 2005).

$$f_n = \frac{1}{2\pi} (1.875)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A (\alpha L)^4}} \quad (4)$$

여기서 I , A , L 는 각각 관성모멘트, 면적 그리고 캔틸레버

빔의 길이를 의미한다. 또한 α 는 유효길이 상수로 캔틸레버 빔의 한쪽 끝이 완벽히 구속된 조건에서 $\alpha = 1$ 이고, 느슨하게 구속된 조건에서 $\alpha > 1$ 이다. 따라서 Eq. (2)와 Eq. (4)의 관계를 이용하여 강성 k 를 Eq. (5)와 같이 정리할 수 있다.

$$k = (1.875)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A (\alpha L)^4}} \quad (5)$$

Fig. 9에서 근입 깊이가 증가함에 따라 1차, 2차, 3차 고유진동수 모두 증가하는 경향이 나타났다. Eq. (2)에서 알 수 있듯이 고유진동수는 구조물의 강성을 반영하고, 강성은 Eq. (5)와 같이 구조물의 유효길이 αL 에 반비례한다. 즉, 근입 깊이 증가로 인한 모형 교각의 유효높이의 감소는 시스템의 강성을 증가시키고, Fig. 9와 같이 고유진동수 증가의 원인으로 작용한다.

Fig. 7의 주파수 영역의 그래프를 보면, 근입 깊이가 증가함에 따라 최대 진폭을 갖는 진동수가 달라지는 것을 확인할 수 있다. 근입 깊이 0 cm, 5 cm, 10 cm에서는 1차 고유진동수가 최대 진폭을 가지고, 근입 깊이 15 cm와 20 cm에서는 각각 2차 고유진동수와 3차 고유진동수가 최대 진폭을 가진다. 이와 같이 여러 개의 극점이 관찰되는 진동수에서 최대 진폭을 가지는 진동수를 탁월 진동수(dominant frequency)라고 한다. 각 근입 조건에 따른 탁월 진동수의 변화를 그래프로 나타내면 Fig. 10과 같다. Fig. 9와 같이 근입 깊이가 증가함에 따라 1차, 2차, 3차 고유진동수는 선형적으로 증가하는데 반하여, 탁월 진동수는 지수적으로 증가하는 경향을 보인다.

Fig. 10. Variation in Predominant Frequency According to Embedded Depth in Weathered Soil

일반적으로 진동수를 이용한 구조물의 안정성 평가에서 측정되는 진동특성은 고차 진동수에서 변화폭이 더 크다(Fritzen, 2005). 그러므로 효과적인 구조물의 안정성을 평가하기 위해서는 고유진동수의 상대적인 변화 폭을 비교할 필요가 있다. 따라서 각 근입 깊이 변화에 따른 고유진동수의 증가율을 Eq. (6)을 이용하여 계산하였으며, 그 결과를

Fig. 11에 나타내었다.

$$\text{Frequency Increment} = \frac{f_{n(d+5)} - f_{n(d)}}{f_{n(d)}} \times 100\% \quad (6)$$

여기서 $f_{n(d)}$ 과 $f_{n(d+5)}$ 는 각각 근입 깊이 d (cm)와 $d+5$ (cm)에 해당하는 고유진동수를 의미한다.

Fig. 11. Relative Increment of Natural Frequency According to Embedded Depth in Weathered Soil

Fig. 11을 보면, 근입 깊이가 0~5 cm, 5~10 cm, 10~15 cm, 15~20 cm로 증가함에 따라 1차 고유진동수의 증가율은 각각 22.20%, 6.94%, 4.52%, 3.84%로 점점 감소한다. 특히, 근입 깊이가 0~5 cm로 증가함에 따른 1차 고유진동수의 증가율은 22.20%로 두드러지게 나타난다. 이 구간의 탁월 진동수는 Figs. 7(a)~(b)의 주파수영역 신호와 같이 1차 고유진동수이다.

근입 깊이 증가 구간에 따른 2차 고유진동수의 증가율은 각각 9.26%, 14.05%, 16.82%, 9.98%이다. 특히, 근입 깊이가 5~10 cm, 10~15 cm로 증가하는 구간에서는 고유진동수의 증가가 두드러지게 나타났다. 이 구간에서의 주파수영역 신호인 Figs. 7(b)~(d)을 보면, 근입 깊이가 증가함에 따라 2차 고유진동수의 상대적인 진폭의 증가가 두드러지게 나타난다. 2차 고유진동수의 증가율이 최대값인 근입 깊이 10~15 cm로 증가하는 구간에서 탁월 진동수는 Figs. 7(c)~(d)와 같이 1차 고유진동수에서 2차 고유진동수로 바뀌게 된다.

마지막으로, 3차 고유진동수의 증가율은 각각 1.08%, 0.22%, 3.22%, 20.63%로 근입 깊이가 0~15 cm로 증가하는 구간에서는 고유진동수의 증가가 미미한 반면, 15~20 cm로 증가하는 구간에서의 증가율은 20.63%로 현저한 증가를 보인다. 이는 Figs. 7(d)~(e)와 같이 탁월 진동수가 3차에서 2차 고유진동수로 바뀌게 되는 구간이다. 이러한 경향은 1차 및 2차 고유진동수에서 근입 깊이 10~15 cm로의 증가와 마찬가지로, 모형 교각의 근입 깊이의 변화에서 탁월 진동수에 해당하는 진동수 영역이 가장 큰 영향을 받을 수 있다.

6. 요약 및 결론

본 연구는 상부구조물에 의한 영향을 고려하기 전에 수행된 기초연구로서, 지반의 지지조건이 교각의 고유진동수에 미치는 영향을 연구하기 위하여 모형 실험을 수행하였다. 실험에는 직접기초를 가지는 무근콘크리트 교각이 사용되었다. 암반지반 부착 조건을 모사하기 위해 모형 교각을 아스팔트 콘크리트 위에 설치하였다. 또한, 1.0 × 1.0 × 0.5 m 크기의 토조를 제작하여 풍화토 지반을 모사하였으며, 근입 깊이를 0 cm, 5 cm, 10 cm, 15 cm, 20 cm로 변화시키며 실험을 수행하였다. 고무 톱이 부착된 해머로 모형 교각의 넓은 측면 상부를 타격하여, 교각의 진동을 유도하였다. 교각의 진동 반응은 모형 교각의 상·중·하부에 부착된 3개의 가속도계를 통해 측정하였다. 측정된 시간영역의 신호는 고속 푸리에 변환(FFT)을 통해 주파수영역의 신호로 변환되었으며, 이를 이용하여 모형 교각의 고유진동수를 분석하였다. 본 연구를 통해 얻은 주요한 결론을 정리하면 아래와 같다.

- (1) 모형 교각의 상·중·하부에서 측정된 가속도 응답은 상부에서 하부로 갈수록 진폭이 작아졌으나, 주파수영역에서 측정된 고유진동수는 상·중·하부에서 동일하게 나타났다. 즉, 해머 타격에 의한 모형 교각의 상·중·하부에서의 가속도 응답은 진폭만 다를 뿐, 동일한 진동 특성을 가진다.
- (2) 모형 교각의 하부기초가 암반에 고정된 조건의 고유진동수는 고정되기 전 및 풍화토 근입 0 cm 조건과 비교하여 상당히 크게 나타났다. 고유진동수는 시스템의 강성에 비례한다. 따라서, 하부기초의 고정으로 인해 증가된 시스템의 강성이 고유진동수의 상승으로 이어졌을 것으로 사료된다.
- (3) 풍화토 지반조건에 설치된 모형 교각은 근입 조건에 따라 공통적으로 3개의 고유진동수가 관찰되었으며, 이를 진동수 크기에 따라 오름차순으로 1차, 2차, 3차 고유진동수라고 명명하였다. 근입 깊이가 증가함에 따라 1차, 2차, 3차 고유진동수는 모두 증가하는 경향을 보였으며, 이는 근입 깊이의 증가로 인해 지반 위로 돌출된 모형 교각의 높이가 감소한 영향으로 사료된다.
- (4) 풍화토 지반조건에 설치된 모형 교각의 근입 깊이가 증가함에 따라 탁월 진동수는 지속적으로 증가하는 경향이 나타났다. 또한 탁월 진동수에 해당하는 진동수가 근입 깊이에 가장 민감하게 반응하는 경향을 보였다.

감사의 글

본 연구는 한국철도기술연구원 주요사업(PK2002A4)의 지원을 받아 수행되었으며, 이에 깊은 감사를 드립니다.

References

- Abé, M. (1998). Structural monitoring of civil structures using vibration measurement current practice and future. In I. Smith, (Ed.), *Artificial intelligence in structural engineering* (Vol. 1454, pp. 1-18). Berlin, Heidelberg, Germany: Springer. doi:10.1007/BFb0030439
- Adams, V., and Askenazi, A. (1999). *Building better products with finite element analysis*. Santa Fe, NM, USA: OnWord Press.
- ASTM C597-16. (2016). *Standard test method for pulse velocity through concrete*. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International.
- Bao, T., and Liu, Z. (2017). Vibration-based bridge scour detection: A review. *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 24, No. 7, e193719. doi:10.1002/stc.1937
- Boumiz, A., Vernet, C., and Tenoudji, F.C. (1996). Mechanical properties of cement pastes and mortars at early ages: Evolution with time and degree of hydration. *Advanced Cement Based Materials*, Vol. 3, No. 3-4, pp. 94-106.
- Chopra, A.K. (2012). *Dynamics of structures* (4th ed.). New York, NY, USA: Pearson.
- Doebling, S.W., Farrar, C.R., and Prime, M.B. (1998). A summary review of vibration-based damage identification methods. *Shock and Vibration Digest*, Vol. 30, No. 2, pp. 91-105.
- Fritzen, C.P. (2005). Vibration-based structural health monitoring-concepts and applications. *Key Engineering Materials*, Vol. 293-294, pp. 3-20.
- Gajan, S., and Kutter, B.L. (2009). Effects of moment-to-shear ratio on combined cyclic load-displacement behavior of shallow foundations from centrifuge experiments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, No. 8, pp. 1044-1055.
- Gangone, M.V., Whelan, M.J., and Janoyan, K.D. (2011). Wireless monitoring of a multispan bridge superstructure for diagnostic load testing and system identification. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 26, No. 7, pp. 560-579.
- Halvorsen, W.G., and Brown, D.L. (1977). Impulse technique for structural frequency response testing. *Sound and Vibration*, Vol. 11, No. 11, pp. 8-21.
- Kien, P.H. (2017). Application of impact vibration test method for bridge substructure evaluation. *The 6th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum*, Seoul, Korea. doi:10.1051/mateconf/201713802017
- Kim, D.K. (2017). *Dynamics of structures* (4th ed.). Seoul, Republic of Korea: GOOMIBOOK.
- Kim, Y.J., and Yu, D.W. (2002). Lessons and analysis of event in domestic bridge failures. *Journal of The Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 50, No. 8, pp. 34-40.
- Ko, K.W., Ha, J.G., Park, H.J., and Kim, D.S. (2016). Evaluation of rocking mechanism for embedded shallow foundation via horizontal slow cyclic tests. *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol. 32, No. 8, pp. 47-59.
- Ko, S.B., Park, T.S., and Kim, S.S. (2002). Determination of performance grade varying with each region for securing the resistance to rutting in asphalt concrete pavement. *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol. 22, No. 6, pp. 1137-1146.
- Korea Railroad Research Institute (KRRRI). (2017). *Korean railway in statistics*.
- Lee, J.S., and Santamarina, J.C. (2005). Bender elements: performance and signal interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No. 9, pp. 1063-1070.
- Lee, J.S., Choi, E., Rhee, I., and Lee, J.B. (2007). Strengthening method against overturn of plain concrete gravity pier for Open-Steel-Plate-Girder railway bridges. *Journal of the Korean Society for Railway*, pp. 1159-1167.
- Mao, Q., Mazzotti, M., DeVitis, J., Braley, J., Young, C., Sjoblom, K., et al. (2019). Structural condition assessment of a bridge pier: a case study using experimental modal analysis and finite element model updating. *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 26, No. 1, e2273. doi:10.1002/stc.2273
- Mun, T.C., Kang, C.W., and Lee, H. (2009). Characteristics of physical properties according to compound condition of grout mortar. *Journal of Korean Society of Explosives and Blasting Engineering*, Vol. 27, No. 1, pp. 32-37.
- Park, B.C., Oh, K.H., and Park, S.B. (2005). Integrity assessment of spread footing pier for scour using natural frequency. *J. Korean Soc. Hazard Mitig.*, Vol. 5, No. 2, pp. 29-36.
- Salawu, O.S., and Williams, C. (1993). Structural damage

- detection using experimental modal analysis a comparison of some methods. *Proceedings of the International Modal Analysis Conference*, SEM Society for Experimental Mechanics Inc., p. 254.
- Samizo, M., Watanabe, S., Fuchiwaki, A., and Sugiyama, T. (2007). Evaluation of the structural integrity of bridge pier foundations using microtremors in flood conditions. *Quarterly Report of RTRI*, Vol. 48, No. 3, pp. 153-157.
- Seo, Y.S., Yun, H.S., Kim, D.G., and Kwon, O.I. (2016). Analysis on physical and mechanical properties of rock mass in Korea. *The Journal of Engineering Geology*, Vol. 26, No. 4, pp. 593-600.
- Setiawan, A., Suparma, L.B., and Mulyono, A.T. (2017). Developing the elastic modulus measurement of asphalt concrete using the compressive strength test. *AIP Conference Proceedings*, Vol. 1903, No. 1, 050002. doi:10.1063/1.5011541
- Tharmaratnam, K., and Tan, B.S. (1990). Attenuation of ultrasonic pulse in cement mortar. *Cement and Concrete Research*, Vol. 20, No. 3, pp. 335-345.
- Wardhana, K., and Hadipriono, F.C. (2003). Analysis of recent bridge failures in the United States. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 17, No. 3, pp. 144-150.
- Yeum, C.M., and Dyke, S.J. (2015). Vision-based automated crack detection for bridge inspection. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, Vol. 30, No. 10, pp. 759-770.
- Zhu, X.Q., and Law, S.S. (2006). Wavelet-based crack identification of bridge beam from operational deflection time history. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 43, No. 7-8, pp. 2299-2317.

Received	November 11, 2020
Revised	November 16, 2020
Accepted	November 30, 2020