

한국의 지반거동을 고려한 교량과 송전철탑의 지진취약도 분석

Seismic Fragilities of Bridges and Transmission Towers Considering Recorded Ground Motions in South Korea

박효상¹⁾ · 응웬 두이-두안¹⁾ · 이태형^{1)*}

Park, Hyo Sang¹⁾ · Nguyen, Duy-Duan¹⁾ · Lee, Tae-Hyung^{1)*}

¹⁾건국대학교 인프라시스템공학과

¹⁾Department of Civil Engineering, Konkuk University

/ A B S T R A C T /

The Korean peninsula has known as a minor-to-moderate seismic region. However, some recent studies had shown that the maximum possible earthquake magnitude in the region is approximately 6.3-6.5. Therefore, a seismic vulnerability assessment of the existing infrastructures considering ground motions in Korea is necessary. In this study, we developed seismic fragility curves for a continuous steel box girder bridge and two typical transmission towers, in which a set of seven artificial and natural ground motions recorded in South Korea is used. A finite element simulation framework, OpenSees, is utilized to perform nonlinear time history analyses of the bridge and a commercial software, SAP2000, is used to perform time history analyses of the transmission towers. The fragility curves based on Korean ground motions were then compared with the fragility curves generated using worldwide ground motions to evaluate the effect of the two ground motion groups on the seismic fragility curves of the structures. The results show that both non-isolated and base-isolated bridges are less vulnerable to the Korean ground motions than to worldwide earthquakes. Similarly to the bridge case, the transmission towers are safer during Korean motions than that under worldwide earthquakes in terms of fragility functions.

Key words: Steel box girder bridge, Transmission tower, Seismic fragility curve, Time-history analysis, Korean ground motion

1. 서론

지진취약도 해석은 구조물의 확률적 지진손상 평가방법의 하나로 다양한 크기의 지진하중에 대한 손상확률을 정량적으로 제시할 수 있으므로 내진성능평가에 널리 사용되고 있다. 따라서 지진취약도 곡선은 사회기반시설의 지진취약성을 평가하는데 유용한 도구로 활용되고, 그 중 시간이력 해석법은 구조물의 취약도곡선을 유도하는데 가장 널리 사용되고 신뢰할 수 있는 방법이다[1, 2]. 하지만 시간이력해석법은 입력지진파 특성의 영향이 큰 분석적 방법으로, 경험적 지진 관측 자료가 부족한 지역의 경우 지역 특

성을 고려한 구조물의 지진취약성을 평가하는데 어려움이 있다.

본 연구의 목적은 국내에서 관측된 지반운동을 고려하여 사회기반시설 중 강상자형 교량과 송전철탑(이하 ‘철탑’)의 해석적 지진취약도 곡선을 도출하는데 있다. 교량은 유한요소 프로그램인 OpenSees 를 활용하여 비선형 시간이력해석을 수행하였다[3]. 교량의 지진력 저항부재인 RC 교각의 손상정도는 FHWA에 제시된 변위연성도에 근거하였으며[4], 손상정도에 따라 경미, 보통, 심각, 붕괴로 정의하였다. 철탑은 사용성과 중요도를 고려하여 765 kV, 154 kV 두 종류를 고려하였으며, 유한요소 프로그램 Sap2000을 활용해 선형 시간이력해석을 수행하였다. 철탑의 손상은 각 부재의 항복응력과 탄성좌굴로 정의하였다. 손상수준결과로부터 교량의 교각과 철탑에 대한 지진취약도 곡선 도출은 최우도추정법(maximum likelihood estimation)을 활용하였고[2], 해외실측지진과 국내 실측 및 인공지진으로부터 얻은 지진취약도 곡선을 비교하였다.

*Corresponding author: Lee, Tae-Hyung

E-mail: thlee@konkuk.ac.kr

(Received November 20, 2016; Revised November 29, 2016; Accepted December 1, 2016)

2. 입력지진파

취약도곡선 작성을 위한 입력지진은 실제 기록지진을 사용하기도 하고, 지역 특성을 반영한 인공지진으로 작성되어 사용하기도 한다. 한국의 경우, 강진으로 분류할 수 있는 실제 기록지진이 없어서 외국의 기록지진을 사용해 왔다. 하지만 입력지진의 진동수 특성에 많은 영향을 받는 지진취약도 분석에서 한반도의 지질 특성을 고려한 입력지진파를 사용하는 것이 바람직하다.

2016년 9월 12일 경상북도 경주시 남남서쪽 8 km 지점에서 국내 계기 지진 관측을 시작한 이후 최대 규모인 규모 5.8의 강진이 발생하였다. 경주 지진의 적용 및 분석을 위해 3개의 관측점에서 기록된 지진파를 사용하였다. 경주 지진의 경우 4~10 초의 실제계측 범위에서 대부분의 지반거동이 발생하고 그 이후엔 급격히 소멸되는 특징을 보이며, 1.5 Hz 이상의 진동수 영역에서 대부분의 가속도응답이 분포하는 특징을 보인다.

경주 지진의 계측 기록을 3개 사용하므로, 통계적 방법에 대한 보완으로 인공지진파를 4개 추가하였다. 이를 위한 방법으로 국내의 설계응답스펙트럼을 포괄하는 지진파를 가용하는 방법을 고려하였다. 하지만 국내 설계응답스펙트럼조차 미국 서부의 설계응답스펙트럼을 매우 유사하게 차용한 것이어서, 한반도 지질 특성과는 많은 차이가 있다. Park et al.[5, 6]에서 한반도 지질 특성을 반영한 설계응답스펙트럼을 제시했는데, 암반 노두 기준의 응답스펙트럼(UHRS : Uniform Hazard Response Spectrum)을 제시하고, 지반별 설계응답스펙트럼을 도출하였다. 따라서 제시된 설계응답스펙트럼을 바탕으로 지반별(S_B, S_C, S_D, S_E) 한반도형 지반입력운동을 작성하였다[7].

본 연구에서 고려한 한국의 인공 지진입력운동 작성은, SIMQKE를 사용하여 인공시간이력을 작성한 뒤 Park et al.[5, 6]의 설계응답스펙트럼을 포괄하는 입력지진을 작성하였다. SIMQKE는 세계적으로 널리 사용되고 있는 정규화된 설계응답스펙트럼을 인공지진파로 변환시켜주는 프로그램이다. 인공시간이력 작성 방법은 Random Vibration Approach 이론에 의한 Vanmarcke and Gasparini[8]가 제시한 방법을 적용하였으며, 반복과정을 포함해서 최초 생성된 인공 가속도 시간이력의 응답스펙트럼값을 목표 응답스펙트럼, 즉 설계응답스펙트럼에 근접시키는 방식으로 이루어졌다.

해외 입력지진은 세계적으로 규모가 컸던 20개의 실측지진파를 선정하였으며[9], 국내의 실측 지진파 3개, 앞서 작성한 인공지진파 4개를 선정하였다. 라이프라인에 대한 설계응답스펙트럼은 대부분 수평방향에 대해서만 언급되어 있으며, 수평과 수직방향 설계응답스펙트럼을 별도로 구분하

지 않는다. 따라서, 본 연구에서도 수평방향에 대한 지반운동으로 작성되었다. 국내 실측 및 인공지진파의 규모와 PGA는 Table 1에 명시하였다. 선정된 지반가속도 데이터는 가속도 및 변위 응답스펙트럼으로 검토하였고, Fig. 1과 Fig. 2에 표시하였다. 스펙트럼에서 가장 굵은 선은 평균 응답스펙트럼을 나타낸다. 해외지진파와는 달리, 국내지진파에 의한 응답스펙트

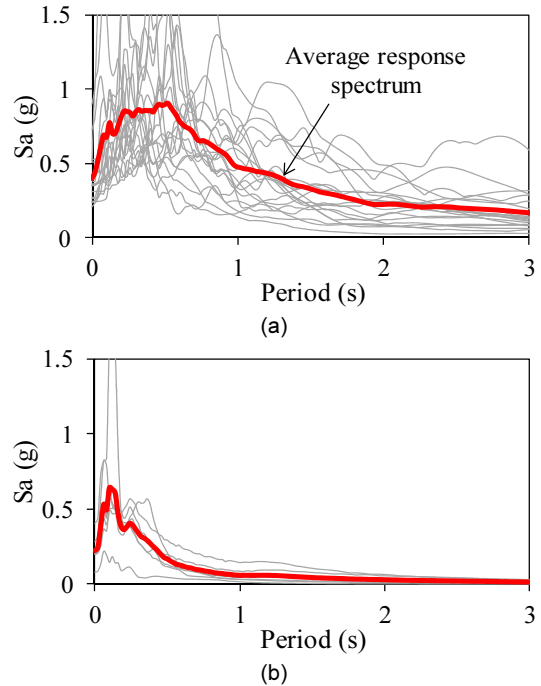


Fig. 1. Acceleration response spectra of (a) Worldwide and (b) Korean ground motions

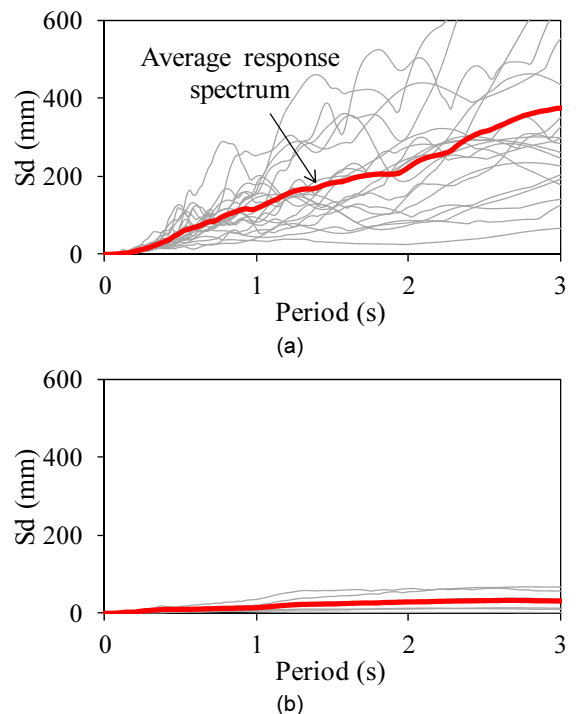


Fig. 2. Displacement response spectra of (a) Worldwide and (b) Korean ground motions

Table 1. List of selected ground motion records in Korea

| | Earthquake | Time | Station | Mag. (M) | PGA (g) |
|---|------------|------------|--------------|----------|---------|
| 1 | Gyeongju | 2016/09/12 | DKJ | 5.8 | 0.078 |
| 2 | Gyeongju | 2016/09/12 | MKL | 5.8 | 0.284 |
| 3 | Gyeongju | 2016/09/12 | USN | 5.8 | 0.404 |
| 4 | KESB | - | Artificial 1 | - | 0.200 |
| 5 | KESC | - | Artificial 2 | - | 0.200 |
| 6 | KESD | - | Artificial 3 | - | 0.200 |
| 7 | KESE | - | Artificial 4 | - | 0.200 |

럼은 0.5초 이하의 주기에서 가속도응답이 증폭되고 그 이후에서는 급격하게 감소하는 것을 관찰할 수 있어, 국내지진파는 장주기 구조물보다는 단주기 구조물에 보다 큰 영향을 줄 것으로 예상할 수 있다.

3. 지진 취약도 분석

지진취약도 함수를 해석적으로 분석하는 방법에는 여러 방법이 있으나, 본 연구에서는 최우도 추정법을 사용하였다. 취약도 함수는 구조에 요구되는 수요능력이 특정 피해 상태에서 구조적 용량에 도달하거나 초과할 확률을 나타낸다. 본 연구에서 고려한 교량 및 철탄과 같은 라이프라인의 지진취약도 함수를 개발하기 위해 구조물의 지진취약도 곡선을 생성하기 위한 절차는 다음과 같다.

- 1) 재료 비선형성, 구조물의 비탄성 등 구조물 특징과 한계상태를 고려한 구조해석 모델 구성.
- 2) 넓은 범위의 최대지반가속도를 고려(교량의 경우 0.1 g~ 2.0 g 까지 0.1 g 간격 적용, 철탄의 경우 0.2 g~ 3.0 g 까지 0.2 g 간격 적용) 하여 교각의 최대변위연성도와 철탄의 각 부재의 최대응력을 도출.
- 3) 교량은 교각의 연성도로 표현한 손상지수를 기준으로 교각의 한계상태를 정의하고, 철탄은 재료특성 고려한 항복응력과, 좌굴응력으로 한계상태 정의.
- 4) 각각의 최대지반가속도 등급에서 한계 상태에 도달하거나 초과하는 경우의 수 관측.
- 5) 최우도추정식을 사용하여 관측된 데이터에 취약도함수를 적용, 교량과 철탄의 취약도 함수를 도출.

본 연구에서 사용한 취약도 함수는 식 (1)과 같이 표현되는 누적정규분포함수로 가정한다.

$$P[LSIM = X] = \Phi\left(\frac{\ln X - \mu}{\beta}\right) \tag{1}$$

여기서 $P[LSIM]$ 은 특정 상태의 손상에 대한 취약도 함수를 나타낸다. X 는 구조물에 대한 지진의 강도를 나타내며, 본 연구에서는 일반적으로 상용성이 높은 최대지반가속도를 고려하였다. $\Phi(\cdot)$ 는 정규분포 함수를 의미하고, μ 와 β 는 각각 정규분포함수의 중앙값(median)과 대수표준편차를 의미한다.

4. Case Study I: 교량

4.1 모델링 및 한계상태 정의

본 연구에 활용한 교량은 7경간 연속 강상자형 교량으로 6개의 원형 RC 단일 교각으로 구성되어 있다. 첫 번째와 마지막 세 개의 경간 길이는 50 m 이고, 두 번째, 세 번째 및 네 번째 경간 길이는 52.8 m, 62.0 m 및 54.5 m 이다. 교각의 높이는 P1 10.4 m, P2 8.75 m, P6 8.75 m, P3~P5 6.5 m 로

구성되어 있다. Fig. 3은 본 연구에서 고려한 교량의 입면도와 거더 및 교각의 단면을 나타낸다.

OpenSees는 콘크리트 및 강재에 대한 다양한 일 축성 재료 모델을 제공한다. 교각의 콘크리트 재료모델은 Kent and Park[10] 모델을 채택한 concrete02 모델을 사용하였고, 철근은 Menegotto and Pinto[11] 모델의 steel02 모델을 사용하였다. 콘크리트 및 강재의 특성은 각각 Table 2와 Table 3로 나타내었다. Table 2에서 f_{pc} 는 28 일 콘크리트 압축강도, ϵ_{co} 는 최대 강도에서의 콘크리트 변형률, f_{pcu} 는 콘크리트 파쇄 강도, ϵ_u 는 파쇄 강도에서의 콘크리트 변형률, f_t 는 콘크리트 인장 강도, E_s 는 탄성계수를 나타낸다. Table 3에서 F_y 는 항복 강도, E_s 는 탄성계수, b 는 변형 경화율, R_0 는 10과 20 사이의 상수, C_{R1} 과 C_{R2} 는 계수이다.

지진 하중 하에서 교각의 요소 길이에 따른 소성 및 비선형 거동을 정확히 나타내기 위해 OpenSees의 nonlinearBeamColumn 요소를 사용하고, 콘크리트 및 강재의 형상은 파이버단면으로 구성하였다. 상부구조인 거더는 지진하중에서도 탄성상태를 유지하는 것으로 가정하여 elasticBeam Column 요소로 구성하였다. 단면적, 단면의 비틀림 모멘트 및 단면 2차모멘트와 같은 거더 단면의 특성화 된 양은 Fig. 3으로부터 계산된다. 또한 상부 구조의 단위 길이 당 질량을 적용하였다.

면진교량의 경우 가장 중요한 구성 요소 중 하나는 상부와 하부구조를 연결하는 면진받침으로, 본 연구에서 고려한 교량은 LRB로 구성된 두 개의 면진장치가 설치되어 지진 발생 시 상부 구조물의 변형을 수용하도록 설계되어 있다. 전단력 하에서의 LRB의 거동은 초기 강성 (K_u), 항복 후 강성 (K_d) 및 항복 강도 (F_y) 또는 특성 강도 (Q_d)와 같은 일반적인 특성의 이선형 모델로 가정된다.

Fig. 4는 OpenSees에서 면진장치 모델링에 사용하도록 제공하는

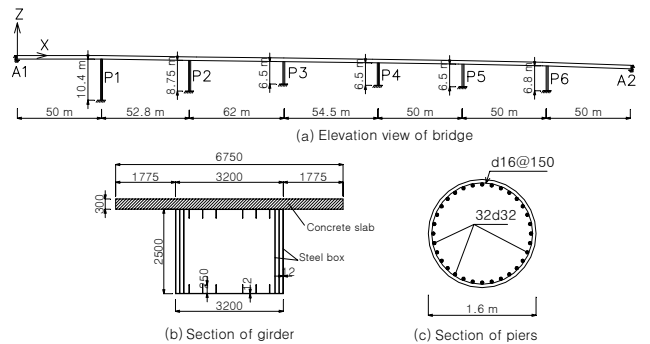


Fig. 3. Configuration of the studied bridge

Table 2. Concrete material properties

| | f_{pc} (MPa) | ϵ_{co} | f_{pcu} (MPa) | ϵ_u | f_t (MPa) | E_s |
|---------------------|----------------|-----------------|-----------------|--------------|-------------|-------|
| Confined concrete | 40.8 | 0.004 | 34.2 | 0.02 | 4.00 | 0.55 |
| Unconfined concrete | 27.2 | 0.002 | 6.8 | 0.002 | 4.00 | 1.22 |

Table 3. Steel material properties

| | F_y (MPa) | E_s (GPa) | b | R_0 | C_{R1} | C_{R2} |
|-------|-------------|-------------|------|-------|----------|----------|
| steel | 408 | 197 | 0.01 | 18 | 0.925 | 0.15 |

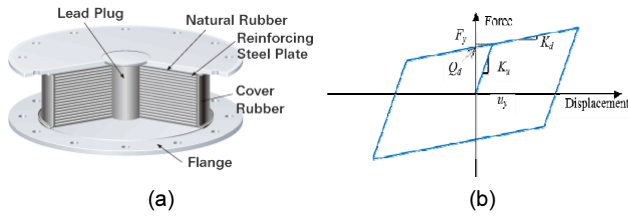


Fig. 4. (a) LRB and (b) its force-deformation relationship

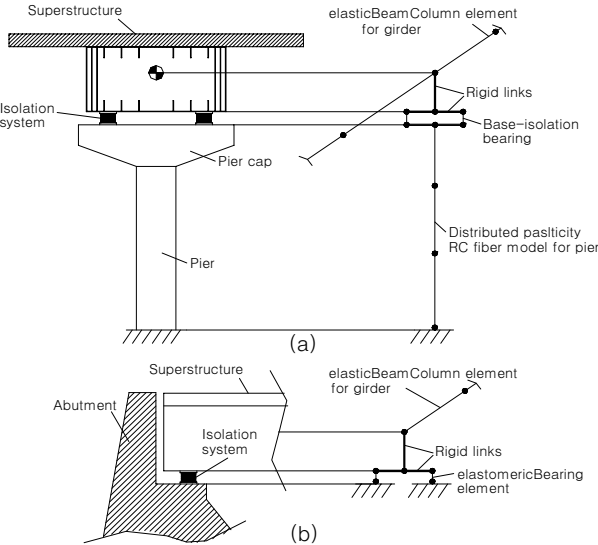


Fig. 5. Modeling scheme of the isolated bridge in OpenSees (a) pier-girder and (b) abutment-girder connection

Table 4. Natural periods of the studied bridges

| Natural period | Non-isolated bridges (sec) | Base-isolated beidge (sec) |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|
| 1 st mode | 0.88 | 1.39 |
| 2 nd mode | 0.70 | 1.24 |
| 3 rd mode | 0.57 | 1.11 |

elastomericBearing 요소의 스케치를 보여주며, Fig. 5는 면진교량으로 구성된 교량 구조물의 모델링을 보여준다. 비면진 교량의 경우, 상부 구조물과 교각의 연결은 rigid-link 요소를 사용하여 모델링 하였다. 본 연구에서는 교량의 성능에 대한 지반 구조물 상호 작용과 교대의 효과는 고려하지 않았다.

Table 4는 면진받침의 유무에 의한 교량의 3가지 모드의 고유 주기를 보여준다. LRB의 변형 용량이 크기 때문에 거더의 관성력이 감소되고 모든 진동주기가 비 면진 교량과 비교하여 약 1.5배 증가되는 것을 알 수 있다.

FHWA에서 제시 한 교각의 취약도 곡선을 구성하기 위해 교각의 곡률연성도(μ_ϕ)와 변위 연성도(μ_Δ)에 기초한 손상 상태 정의를 채택했다[4]. 이 손상 상태는 식 (2)와 같이 표현 할 수 있다.

$$\mu_\phi = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{3 \frac{l_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{l_p}{L} \right)} \quad (2)$$

Table 5. Proposed damage states of the studied bridges

| Component | Demand Parameter | Threshold value | | | |
|-----------------|------------------------------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|
| | | slight (DS1) | Moderate (DS2) | Extensive (DS3) | Collapse (DS4) |
| Pier P1 | Displacement ductility ratio | 1.0 | 1.2 | 1.9 | 4.7 |
| Pier P2 | | 1.0 | 1.3 | 2.0 | 4.8 |
| Pier P3, P4, P5 | | 1.0 | 1.3 | 2.0 | 5.2 |
| Pier P6 | | 1.0 | 1.3 | 2.0 | 5.1 |

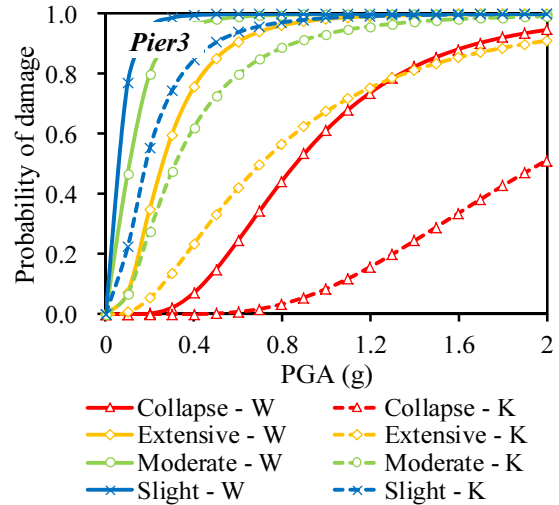


Fig. 6. Comparison of fragility curves of the pier P3 for the non-isolated bridge

또는,

$$\mu_\phi = 1 + 3 \frac{l_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{l_p}{L} \right) (\mu_\phi - 1) \quad (3)$$

여기서 L 은 기둥의 길이, l_p 는 식(4)에 의해 주어진 소성 힌지의 길이, d_b 는 교각의 세로방향 철근의 직경이다. 곡률연성도(μ_ϕ)는 보강재의 첫 번째 항복 상태에서 굽힘 모멘트로 인한 교각의 곡률비로 정의 할 수 있다.

$$l_p = 0.08L + 9d_b \quad (4)$$

본 논문에서는 네 가지 손상상태, 즉 약간(slight, DS1), 보통(moderate, DS2), 심각(extensive, DS3) 및 붕괴(collapse, DS4)로 연성도의 관점에서 정의한다. Table 5는 손상 지수와 관련된 모든 교각의 손상 상태를 보여 준다.

4.2 해석결과 및 결론

Fig. 6은 국내 및 해외 지진파를 고려하여 비 면진교량의 교각에 대한 지진취약도 곡선을 비교한 결과이다. 그림에서 W는 해외지진파, K는 국내지진파를 이용한 것을 뜻한다. 동일한 PGA 수준에서 국내 지반가속도에 의

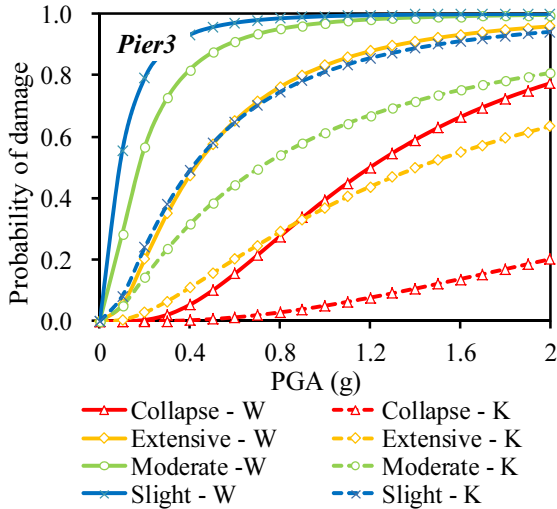


Fig. 7. Comparison of fragility curves of the pier P3 for the base-isolated bridge

Table 6. Fragility function parameters for bridges

| EQ. | Isolation | | slight | moderate | extensive | collapse |
|-------|--------------|------------|--------|----------|-----------|----------|
| World | non-isolated | median (g) | 0.058 | 0.106 | 0.256 | 0.861 |
| | | SD (g) | 0.744 | 0.748 | 0.643 | 0.522 |
| | isolated | median (g) | 0.087 | 0.171 | 0.423 | 1.199 |
| | | SD (g) | 1.025 | 0.938 | 0.896 | 0.682 |
| Korea | non-isolated | median (g) | 0.181 | 0.315 | 0.702 | 1.970 |
| | | SD (g) | 0.778 | 0.770 | 0.778 | 0.493 |
| | isolated | median (g) | 0.410 | 0.710 | 1.409 | 4.104 |
| | | SD (g) | 1.015 | 1.193 | 1.024 | 0.862 |

한 결과는 해외 지진파에 의한 결과보다 취약도가 낮은 결과를 보였다. 교량이 갖는 고유 주기에 적용되는 응답스펙트럼의 스펙트럼 가속도 값이 국내 지진파가 해외지진파에 비해 현저히 작고, 국내 지진파의 지속 시간이 상대적으로 짧은 것이 원인으로 판단된다.

Fig. 7은 한국과 해외 지진파를 고려한 면진교량 교각P3의 지진 취약도 곡선을 보여준다. LRB가 장착된 면진교량의 국내 지진파와 해외 지진파 응답 비교결과 국내지진파에 의한 취약성이 적은 것으로 나타났다.

Table 6은 교량 취약도 곡선의 특성값을 나타내며, 국내 지진파와 해외 지진으로 분류하여 표시하였다. median은 중간값을, SD는 표준편차를 의미한다.

5. Case Study II: 송전철탑

5.1 모델링 및 한계상태 정의

본 연구에서는 765 kV와 154 kV 철탑을 고려하였다. 765 kV 철탑은 높이 155 m, 폭(지면) 26.7 m로 규모를 갖으며, 154 kV 철탑은 높이 62 m, 폭(지면) 14.5 m로 구성되었다. 탄성계수 198 GPa을 갖는 강재 SS400, SS540, SPS400 및 STKT590를 적용하였으며 Table 7에 정리하였다. 철

Table 7. Steel material properties of tower

| | E (GPa) | Fy(MPa) | | | |
|--------|---------|---------|-------|--------|---------|
| | | SS400 | SS540 | SPS400 | STKT590 |
| 765 kV | 198 | 248 | 344 | 380 | 400 |
| 154 kV | | | | - | - |

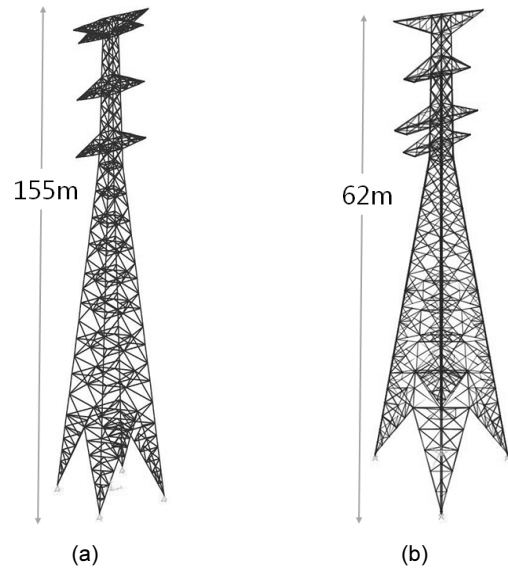


Fig. 8. Finite element models of transmission towers: (a) angle-type 765 kV, (b) angle-type 154 kV

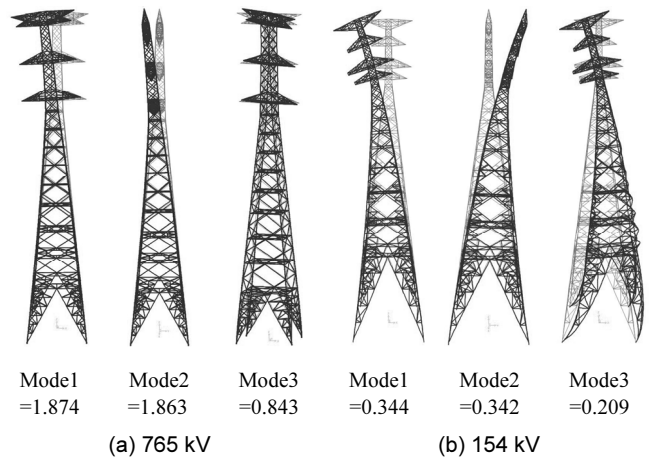


Fig. 9. The first three mode shapes of the tower models (sec)

탑 각 부재의 단면형상은 강관 및 격자형으로 765 kV 철탑은 14개의 강관형 단면과 21개의 격자형 단면을, 154 kV 철탑은 19개의 격자형 단면으로 구성되며, 두 철탑 모두 Beam 요소와 Truss 요소의 복합구조로 구성되었다[12, 13]. Fig. 8(a)는 765 kV의 모델링 모습을 나타내고 Fig. 8(b)는 154 kV 철탑의 모델링 모습을 보여준다. 본 연구에서는 철탑의 가설선의 동적 거동에 의한 영향은 고려하지 않았으며, 가설선 하중을 고정하중으로 치환하여 적용하였다[14]. 또한 지반 구조물의 상호 작용은 고려하지 않았으며, 지점조건은 모두 고정단으로 적용하였다.

Fig. 9(a)와 Fig. 9(b)는 각각 765 kV 철탑과 154 kV 철탑의 고유치 해석에 의한 1~3번째 모드형상과 고유주기를 보여준다. 765 kV 철탑과 154 kV 철탑의 경우 동일한 모드형상을 보이지만, 154 kV 철탑의 경우 국부적인 거동 특성이 더 많이 발생하는 것을 확인할 수 있다. 철탑의 첫 번째 고유 주기는 약 5배의 큰 차이를 보이는데, 재료, 규모, 단면특성의 결과라 판단된다.

철탑과 같이 많은 부재로 구성된 철골 구조물의 손상단계를 정의하는 것은 매우 어려운 일이다. 특히 철탑은 풍하중 설계가 이루어지기 때문에 지진 하중에 의한 손상정도를 판단할 근거가 부족하다[14]. 따라서 본 논문에서는 선형 시간이력해석을 통해 철탑 구조물 각 부재의 응답을 검토하였다. 각 부재가 갖는 항복응력(F_y)과 탄성좌굴응력(f_{cr})을 기준으로 철탑구조물의 손상유무를 정의하였다.

5.2 해석결과 및 결론

Fig. 10은 154 kV 철탑의 국내 및 해외지진파를 고려한 지진 취약도 곡선으로 실선이 국내 지진파를 고려한 결과이며, 점선이 해외지진파를 고려한 결과이다. 154 kV 철탑 해석결과 국내 지진파와 해외 지진파 모두 부재의 항복응력에 대한 지진취약성이 탄성좌굴응력의 지진취약성보다 크게 나타났으며 큰 차이를 보였다. 154 kV 철탑의 트러스요소로 사용된 부재의 유효 길이가 상대적으로 짧은 구조적 특징에 의한 결과로 판단된다. 또한 국내 지진파와 해외 지진파에 대한 154 kV 철탑의 응답은 각 부재의 항복응력과 탄성좌굴에 의한 지진취약성 모두 해외지진파가 더 높았으나, 결과값의 큰 차이를 보이지 않았다. 입력된 지진파의 절대적 수의 차이를 고려할 때, 국내 지진파의 불확실성이 더 크게 발생하였지만 해당 구조물의 특성이 이러한 불확실성을 크게 반영하지 못하는 결과로 판단된다.

Fig. 11은 765 kV 철탑의 국내 및 해외지진파를 고려한 지진 취약도 곡선으로 실선이 국내 지진파를 고려한 결과이며, 점선이 해외지진파를 고려한 결과이다. 765 kV 철탑 해석결과 국내 지진파와 해외 지진파 모두 부재의 항복응력에 대한 지진취약성이 탄성좌굴응력의 지진취약성보다 크게 나타났지만, 상대적으로 작은 차이를 보였다. 또한 국내 지진파와 해외 지

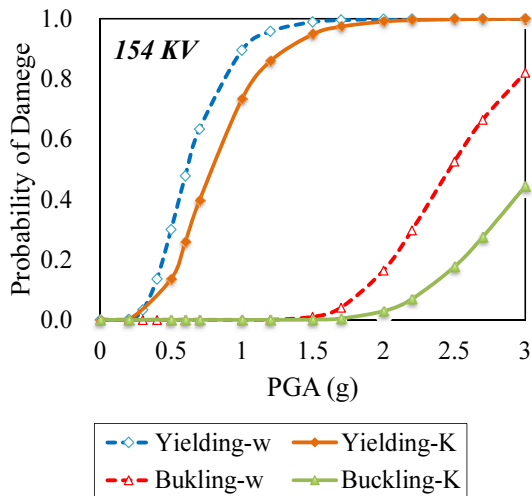


Fig. 10. Comparison of fragility curves of the 154 kV transmission tower

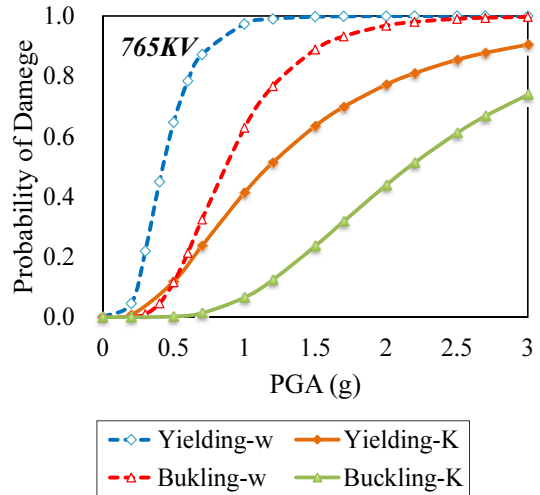


Fig. 11. Comparison of fragility curves of the 765 kV transmission tower

Table 8. Fragility function parameters of transmission towers

| EQ. | Tower | | Yield stress limit state | Buckling limit state |
|-------|-------|------------|--------------------------|----------------------|
| World | 154kV | median (g) | 0.613 | 2.465 |
| | | SD (g) | 0.389 | 0.214 |
| | 765kV | median (g) | 0.423 | 0.861 |
| | | SD (g) | 0.443 | 0.455 |
| Korea | 154kV | median (g) | 0.778 | 3.101 |
| | | SD (g) | 0.403 | 0.232 |
| | 765kV | median (g) | 1.172 | 2.166 |
| | | SD (g) | 0.718 | 0.510 |

진파에 대한 765 kV 철탑의 응답은 각 부재의 항복응력과 탄성좌굴에 의한 지진취약성 모두 해외지진파가 더 높은 결과를 보였다. 앞선 154 kV 의 결과와 비교해볼 때, 상대적 규모가 증대되고, 구조적차이에 따른 결과로 판단된다. 또한 입력된 지진파의 절대적 수의 차이를 고려할 때, 국내 지진파의 불확실성이 크게 반영된 결과를 보여주었다.

Table 8은 철탑 취약도 곡선의 특성값을 나타내며, 국내 지진파 해외 지진으로 분류하여 표시하였다. median 은 중간값을, SD 은 표준편차를 의미한다.

6. 결론

단일 RC 교각을 갖는 강상지형 거더 교량과 765 k, 154 kV 용량 송전철탑의 내진 성능 평가를 수행하였다. 지진취약도 분석에서 해외 및 국내 지진파를 포함하였고 특히, 9월 12일 경주지진에서 기록된 3개의 지진파를 포함하였다. 본 연구에서 도출된 결론은 다음과 같다.

- 해외지진파에서 얻은 교량의 지진 취약도 곡선과 국내 지진파를 사용하여 도출한 지진 취약도 곡선을 비교했을 때, 국내 지진파를 사용한 교

량의 지진취약성이 현저히 작은 결과를 보였다.

- 비면진 교량의 지진에 의한 손상 확률은 면진교량의 손상 확률 보다 높다.
- 154 kV 및 765 kV 철탄은 부재의 항복응력에 의한 손상이 탄성좌굴에 의한 손상보다 더 취약한 것으로 나타났다.
- 해외지진파에서 얻은 철탄의 지진취약도 곡선과 국내지진파를 사용하여 도출한 지진취약도 곡선을 비교했을 때, 국내지진파를 사용한 철탄의 지진취약성이 더 작은 결과를 보였다.
- 국내지진파와 해외강진기록에 의한 해석의 차이가 명확하게 드러났으므로, 국내 구조물의 내진설계와 내진성능평가를 위해서 국내 특성이 반영된 실측 및 인공지진파의 확충이 필요하다.

/ 감사의 글 /

이 논문은 2016년 해양수산부 재원으로 한국해양과학기술진흥원의 지원을 받아 수행된 연구임(항만 및 어항설계기준 고도화를 위한 성능기반 내진설계 기술개발). 본 연구에서 사용한 경주지진의 계측기록을 제공해주신 선창국 박사님(한국지질자원연구원)과 이를 정리해 주신 박지훈 교수님(인천대학교)께 감사드립니다.

/ REFERENCES /

1. Shinozuka M, Feng MQ, Kim HK, Kim SH. Nonlinear static procedure for fragility curve development. *Journal of Engineering Mechanics*. 2000;126:1287-1296.
2. Shinozuka M, Feng MQ, Lee J, Naganuma T. Statistical analysis of fragility curves. *Journal of Engineering Mechanics*. 2000;126(12):1224-1231.
3. Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL. OpenSees command language manual. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley USA; c2007.
4. Federal Highway Administration (FHWA). *Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges*, Publication No. FHWA-RD-94-052, Department of Transportation, McLean, Virginia, USA; c1995.

5. Park DH, Kwak DY, Jeong CG. Development of new probabilistic seismic hazard analysis and seismic coefficients of Korea Part I: Application and verification of a novel probabilistic seismic hazard analysis procedure. *Journal of the Korean Geoenvironmental Society*. 2009;10(7):103-109.
6. Park DH, Kwak DY, Jeong CG. Development of new probabilistic seismic hazard analysis and seismic coefficients of Korea Part II: Derivation of probabilistic site coefficients. *Journal of the Korean Geoenvironmental Society*. 2009;10(7):111-115.
7. Ministry of Public Safety and Security. *Development of seismic fragility for urban infrastructure network*, c2015 Apr.
8. Gasparini DA, Vanmarcke EH. *Simulated earthquakes compatible with prescribed response spectra*. Massachusetts Institute of Technology, Publication No. R76-4, Cambridge, Massachusetts, c1976 Jan.
9. PEER Strong Motion Database [Internet]. Pacific Earthquake Engineering Research Center; c2014. Available from : <http://peer.berkeley.edu/nga>
10. Kent DC, Park R. Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*. 1971;97(7):1969-1990.
11. Menegotto M, Pinto PE. Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *Proceedings of the IABSE Symposium of Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisbon, Portugal. 1973;13:15-22.
12. Tian L, Li H, Liu G. Seismic response of power transmission tower line system subjected to spatially varying ground motions. *Mathematical Problems in Engineering*. 2010. 20p.
13. Wang F, Su Z, Li Q, Yang J. Response analysis of cathead transmission tower seismic performance based on OpenSees. *Proceedings of the 5th International Conference on Intelligent Systems Design and Engineering Applications*, 2014;893-896.
14. Korea Electric Power Corporation (KEPCO). *Design standard of transmission tower (DS-1111)*. Korea Electric Power Corporation; c2010.