

2016년 경주지진에 의한 국내 도시철도 교량의 잠재적 손상평가

Damage Potential of a Domestic Metropolitan Railway Bridge subjected to 2016 Gyeongju Earthquake

이도형¹⁾ · 심재엽²⁾ · 전종수^{3)*}

Lee, Do Hyung¹⁾ · Shim, Jae Yeob²⁾ · Jeon, Jong-Su^{3)*}

¹⁾배재대학교 건설환경·철도공학과 교수, ²⁾(주)승화기술정책연구소 연구원, ³⁾안동대학교, 토목공학과 조교수

¹⁾Department of Civil, Environmental and Railroad Engineering, Paichai University, ²⁾S.H. Tech&Policy Institute, ³⁾Department of Civil Engineering, Andong National University

/ A B S T R A C T /

Damage potential has been investigated for a domestic metropolitan railway bridge subjected to 2016 Gyeongju earthquake which has been reported as the strongest earthquake in Korea. For this purpose, nonlinear static pushover analyses for the bridge piers have been carried out to evaluate ductility capacities. Then, the capacities have been compared with those suggested by Railway Design Standards of Korea. This comparison shows that all piers possess enough safety margins. Nonlinear dynamic time-history analysis has also been conducted to estimate both displacement and shear force demands for the bridge subjected to ground motions recorded at stations in near of Gyeongju. Maximum demands reveal that response under the ground motions remains essentially in elastic. In addition, for a further assessment of the bridge under the Gyeongju earthquake, fragility analyses have been performed using those ground motions. The fragility results indicate that the recorded earthquakes do not significantly affect the damage exceedance probability of the bridge piers.

Key words: Gyeongju earthquake, Railway bridge, Nonlinear analysis, Fragility analysis

1. 서론

2016년 9월 12일 19:44:33(대한민국 표준시간)에 경북 경주시 남서쪽 약 10km에서 발생한 규모 5.1의 진동에 이어 약 50여분 후인 20:32:54(대한민국 표준시간)에 경북 경주시 남서쪽 약 11.6 km에서 규모 5.8의 본진이 발생하였다[1]. 규모 5.8의 지진은 국내에서 지진계측이 이루어진 이후 가장 큰 규모의 지진으로, 지진재해에 대해 국가적으로 큰 경각심을 불러 일으켰고 우리나라도 더 이상 지진 안전지대가 아니라는 것을 확인해 주는 계기가 되었다. 경주지진에 대해 보고된 바에 따르면 인명피해가 없었고, 구조물의 비구조적인 요소에 피해가 발생하였지만 지진 규모에 비해 구조적

인 요소의 피해가 매우 제한적이었다. 또한 주요 사회기반시설물중의 하나인 교량에 대한 피해 사례도 보고되지 않았다. 하지만 교량 특히 철도교량에서 지진으로 인해 만일 손상이 발생할 경우 매우 큰 인명피해가 유발시킬 수 있다. 특히 도심지를 통과하는 도시철도 교량이 지진으로 인해 손상이 발생할 경우, 매우 큰 인명피해와 함께 주변 구조물에도 크고 작은 피해를 초래할 수 있어 도심지의 기능이 마비될 가능성이 있다. 따라서 이번 경주지진과 같은 큰 규모의 지진에 대해 도시철도 교량의 내진성능을 평가하여야 한다. 이에 본 연구에서는, 기상청(KMA)[2]과 한국지질자원연구원(KIGAM)[3]에서 운영하는 경주지역 및 인근지역 관측소에서 계측된 지진파를 사용하여 국내의 도시철도 교량에 대한 손상수준을 평가하였다. 이를 위해 대표적인 형식을 갖는 도시철도 교량을 선정 후 비선형 정적해석에 의해 공급역량을 평가하였고, 계측된 지진파를 지진하중으로 재하한 비선형 시간이력해석을 수행하여 요구수준을 검토하였다. 또한 대상 교량에 대해, 계측된 지진파에 의한 지진취약도 해석을 수행하여 교각에 요구되는 연성도를 확

*Corresponding author: Jeon, Jong-Su

E-mail: jsjeon@anu.ac.kr

(Received November 17, 2016; Revised December 1, 2016; Accepted December 2, 2016)

률적으로 구하였고 손상수준별 한계상태에 대응하는 파괴확률을 검토하였다. 본 연구의 주요 목적이 2016년 경주지진에 의한 도시철도 교량의 잠재적 손상평가이므로, 비선형 정적 및 동적해석 결과에 의한 공급역량 및 요구수준 평가 그리고 지진취약도 해석에 있어 국부적인 응답보다는 전체적인 응답을 주로 고려하였다.

2. 해석대상 교량

본 해석연구에서 고려한 국내 도시철도 교량은 서울소재 도시철도의 정거장 역사에서 진출하는 내진 I 등급 교량으로 하부구조는 철근콘크리트 원형단면 단일 교각이고 상부구조는 T형 및 I형 프리스트레스트 콘크리트 보 주형 부분과 강상자형 주형 부분으로 구성되어 있다. 원형단면 교각의 지름은 2,200 mm로 교각의 상부단면은 63개의 D32 철근의 1열 배근인 반면에 하부단면은 63개의 D32 철근과 29개의 D16 철근의 2열 배근으로 구성되어 있다. 횡방향 구속철근의 경우 D16 철근으로 수직 간격은 200 mm와 300 mm 두 단계로 이루어져 있다. 교각의 축방향 및 횡방향 구속철근의 설계기준항복강도는 350 MPa 이고 콘크리트설계기준 압축강도는 24 MPa 이다. 상부구조의 경우 T형 및 I형 프리스트레스트 콘크리트 보 주형으로 구성되어 있고, 경간 길이는 진출부 17.6 m 그 외는 반복적인 20 m로 구성되어 있다. 해석대상 교량의 일반적인 종단면도, 상부구조의 횡단면도 그리고 교각의 상세 및 단면을 각각 Fig. 1, Fig. 2 그리고 Fig. 3에 각각 나타내었다.

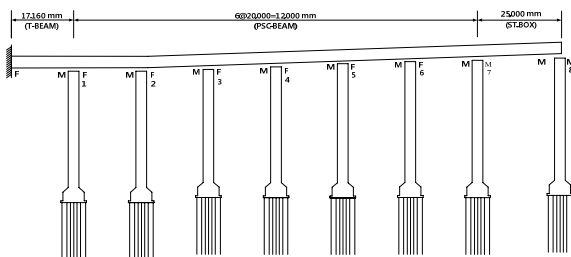


Fig. 1. General layout of railway bridge under consideration

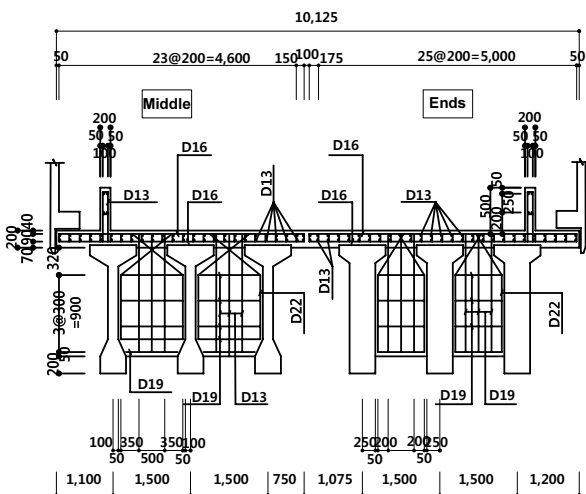


Fig. 2. Cross-section details of superstructure

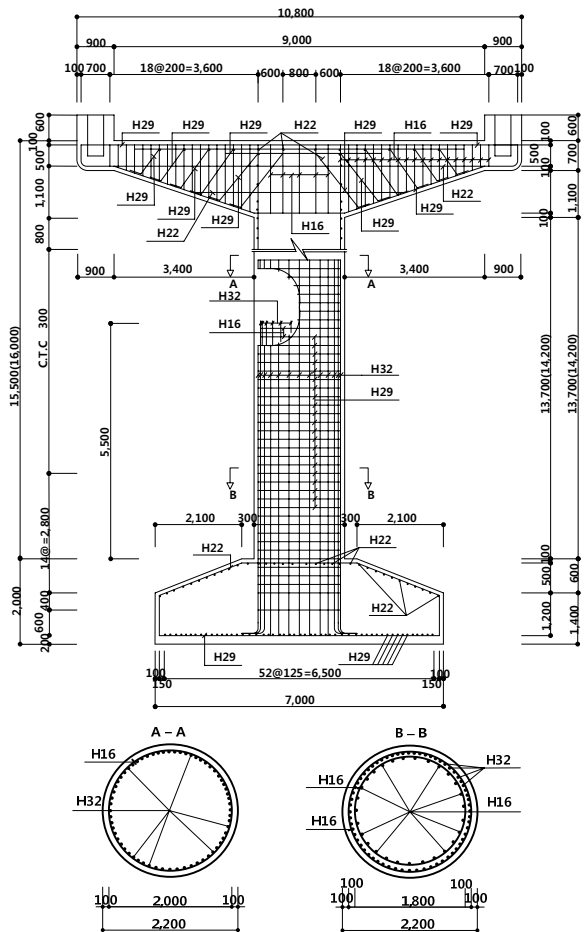


Fig. 3. Dimensions and cross-section details of pier

3. 해석프로그램 및 모델링 기본가정

3.1 해석프로그램 ZeusNL

도시철도 교량의 비선형 해석을 위해 하이퍼 요소에 의한 단면해석을 수행하는 구조해석 프로그램인 ZeusNL[4]을 사용하였다. ZeusNL[4]은 다양한 재료모델에 의한 재료의 비탄성 효과 뿐만 아니라 대변형으로 인한 기하학적 비선형 효과도 고려하고 있다. 또한 강구조, 철근콘크리트구조 및 합성구조의 정적 비선형해석, 정적 및 동적 비선형 시간이력해석과 고유치 해석을 수행할 수 있다. ZeusNL[4]에서 이용 가능한 재료모델, 단면의 형태, 요소의 종류, 해석종류 및 방법, 정적 및 동적하중 재하 방법 등에 대한 자세한 사항은 이 프로그램의 매뉴얼에서 확인할 수 있다.

3.2 모델링 기본가정

상부구조와 하부구조의 모델링을 수행하기 위해 사용된 요소는 3차원 cubic 보-기둥 요소로서 각 요소마다 단면해석을 위한 2개의 Gauss 적분단면을 갖고 있다. 프리스트레스트콘크리트 보 주형으로 구성되어 있는 상부구조의 경우, Fig. 2에 나타나 있는 것처럼 3개의 I형 및 3개의 T형 주형 그리고 슬래브로 구성되어 있는 합성단면으로, 이 합성단면에 대한 축중의 단

면2차모멘트 및 비틀림 상수를 계산한 후, 이 값들에 대응되는 등가의 단일 I형 강 주형으로 해석모형을 구성하였다. 물론 재료에 따른 거동의 차이가 발생할 수 있지만, 상부구조의 경우 지진하중에 대해 탄성거동을 하도록 설계되고 교각에 비탄성 거동이 발생하도록 설계되는 점을 고려해 볼 때 이와 같은 가정은 전체 거동에 큰 영향을 끼치지 않을 것으로 판단된다.

교각의 단면은 ZeusNL[4] 해석프로그램의 원형단면을 사용하여 해석모형을 구성하였고, 원형단면은 정밀한 화이버 단면 해석을 위해 200개의 모니터링 요소로 분할하였다. 원형단면은 또한, 축방향 철근, 비구속 콘크리트 및 구속 콘크리트로 재료를 분리하여 ZeusNL[4]에서 제공하는 각 재료에 대응되는 응력-변형률 곡선을 사용하였다. 축방향 철근의 경우 bilinear 응력-변형률 곡선, 비구속 및 구속 콘크리트는 Mander et al.[5] 모델을 기본으로 하여 Martinez-Rueda and Elnashai[6]에 의해 수정된 응력-변형률 곡선을 사용하였다. 구속 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 정의하기 위해서는 구속계수가 필요하고, 이 구속계수는 Mander et al.[5]에 의해 제안된 수식을 사용하여 계산하였다. 횡구속 철근은 축방향 철근이 2열 배근된 경우는 200 mm와 300 mm 두 단계의 간격으로 배근된 반면에, 축방향 철근이 1열 배근된 경우에는 300 mm 한 단계의 간격으로 배근되어 있다. 각 간격에 대응되는 구속계수를 계산하여 Table 1에 정리하였다.

교각 코핑부의 경우 코핑부 횡단면의 중립축 및 두 주축에 대한 단면2차

모멘트를 계산한 후, 이 값들에 대응되는 단면2차 모멘트를 갖는 직사각형 환산단면으로 해석모형을 구성하였다. 상부구조와 교각을 연결하는 받침은 가동단과 고정단 받침으로 구성되어 있고, 가동단과 고정단 받침은 ZeusNL[4] 프로그램에서 제공하는 이동(변위) 및 회전에 대해 각각 3개씩 총 6개의 자유도를 갖는 Joint 요소를 사용하여 해석모형을 구성하였다. Joint 요소는 길이를 갖지 않는 점합부 요소로서 각 자유도별 지정된 하중-변위 곡선 및 모멘트-회전 곡선에 따라 거동하는 요소로 보다 상세한 사항은 ZeusNL[4] 매뉴얼에 나타나 있다. 가동단과 고정단 받침의 자유도를 정리하여 Table 2에 나타내었다.

위에서 기술된 모델링의 기본 가정을 사용하여 대상 교량의 해석모형을 구성하였다. 해석모형을 구성함에 있어, Fig. 1에 있는 대상 교량의 일반도에서 역사 진출부로부터 반복적으로 구성되어 있는 프리스트레스트콘크리트 보 주형 부분을 해석대상 교량으로 고려하였다. 비선형 동적 시간이력해석을 위한 대상교량의 모델링에서, 첫 번째 경간의 왼쪽 지점은 정거장 역사의 진출부로서 고정단으로 가정한 반면에, 해석대상 교량 마지막 경간의 오른쪽 지점은(Fig. 1에서 7번째 교각) 강 상자 구간으로 연결되어 반복적인 형식으로 계속 진행되기 때문에 가상의 교대로 가정하여 가동단 받침으로 해석모형을 구성하였다. 해석대상 교량의 해석모형은 Fig. 4에 나타내었다.

Table 1. Confinement factor for confined concrete

Longitudinal reinforcement	For two layers		For one layer
	Spacing of transverse reinforcement	200 mm	300 mm
Confinement factor	1.35	1.23	1.05

Table 2. Degree of freedom for movable and fixed bearings

Movement	Axis	Fixed bearing	Movable bearing
	Translation	Longitudinal direction to bridge axis	Elastic
Transverse direction to bridge axis		Elastic	Elastic
Vertical direction		Elastic	Elastic
Rotation	Longitudinal direction to bridge axis	Elastic	Elastic
	Transverse direction to bridge axis	Free	Free
	Vertical direction	Free	Free

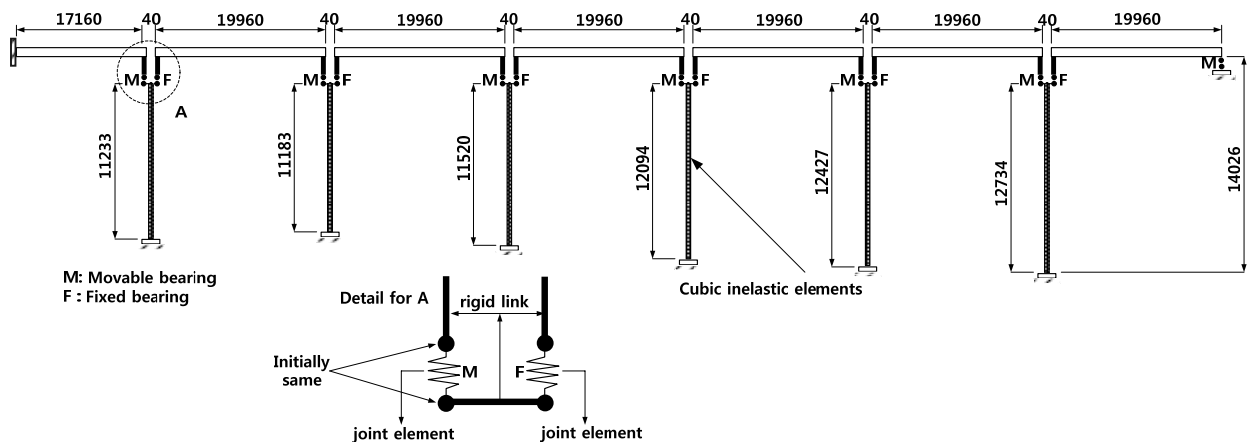


Fig. 4. Analytical model of railway bridge under consideration

Table 3. Effective height of piers

Pier No.	1	2	3	4	5	6
Height (mm)	10,603	10,553	10,890	11,464	11,797	12,104
Applied axial force (kN)	4081	4269	4300	4354	4385	4414

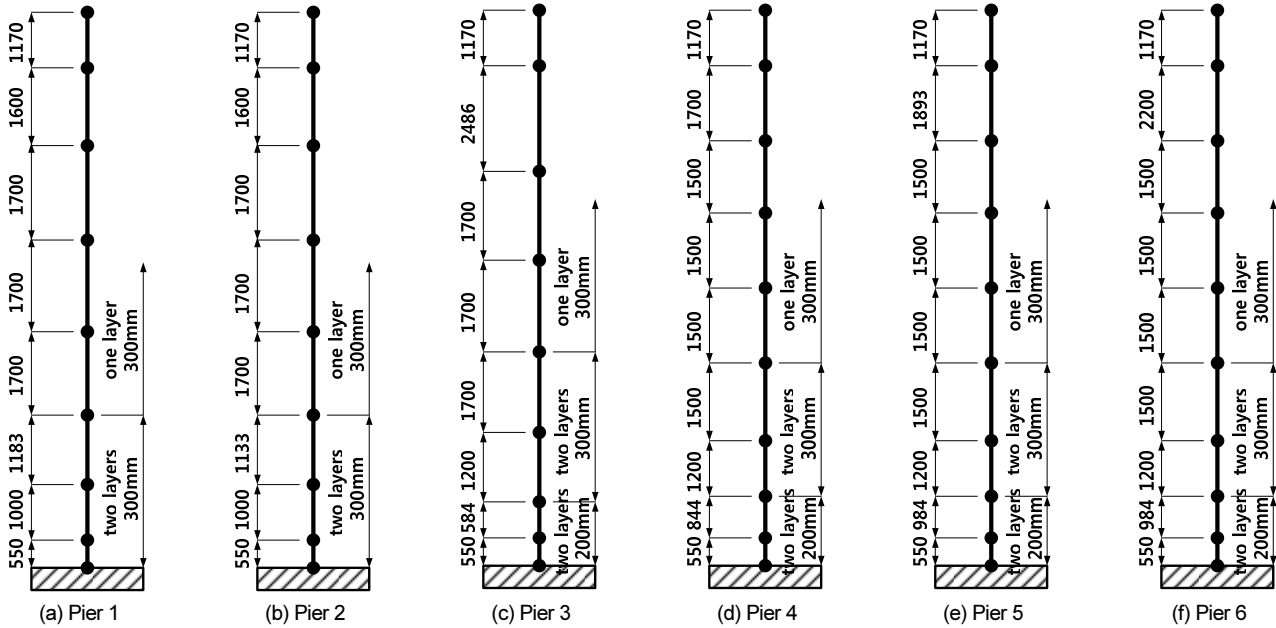


Fig. 5. Analytical model for piers

Table 4. Maximum lateral force for piers

Pier No.	1	2	3	4	5	6
Maximum shear force (kN)	1878	1897	1840	1743	1692	1647

4. 교각의 비선형 정적해석

각 교각이 보유하고 있는 공급역량(하중지지능력, capacity)을 검토하기 위하여 각 교각에 대해 비선형 정적 pushover 해석을 수행하였다. 각 교각은 지반고를 고려하여 교각의 높이를 산정하였고, 각 교각의 유효높이는 교각 코핑부 하단에서 코핑부 중립축까지의 높이까지로 가정하였다. 교각의 해석모델에서는 소성힌지의 영향을 면밀하게 검토하기 위해 교각의 밑면에서는 작은 요소로 그리고 교각의 윗부분으로 갈수록 비교적 큰 요소로 해석모델을 구성하였다. 또한 축방향 철근(1열 배근 및 2열 배근)의 배근 및 횡구속 철근의 간격(200 mm 및 300 mm)에 따라 구속계수가 다르기 때문에 이를 해석모델에 반영하였다. 각 교각에 작용하는 축력은 교각의 고정하중에 각 교각이 지지하는 상부구조의 고정하중을 더해 구하였다. 교각의 높이와 작용축력을 Table 3에 정리하였고, ZeusNL[4]을 이용한 각 교각의 비선형 정적 pushover 해석 수행에 사용된 해석모델은 Fig. 5에 나타내었다.

비선형 정적 pushover 해석결과로부터 구해진 비선형 정적 하중-변위 곡선은 Fig. 6과 같다. Fig. 6에서 확인할 수 있는 바와 같이 최대 횡하중은 Pier 2에서 나타났고, 6개 교각의 하중-변위 곡선에서 응답 차이가 있었지만 그리 크지 않음을 알 수 있다. 주목할 사항으로 6개 교각 모두 변위 증가

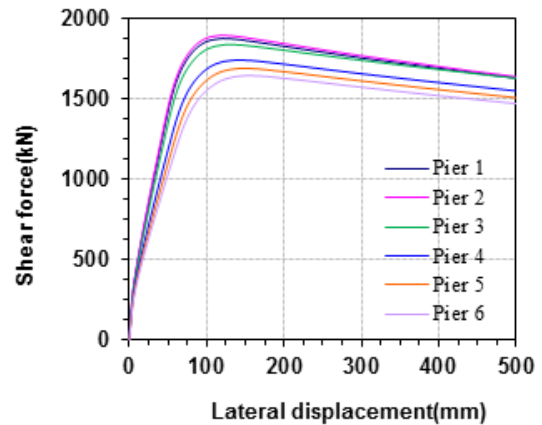


Fig. 6. Shear force-lateral displacement response for piers

에 따른 횡하중의 감소가 완만하여 우수한 연성능력을 확보하고 있는 것으로 판단된다. 비선형 정적 pushover 해석결과로부터 구해진 최대 횡하중을 정리하여 Table 4에 나타내었다.

교각의 연성능력을 자세하게 검토하기 위해 연성도를 평가하였다. 교각의 연성도는 항복점에 대응하는 변형(변위 또는 곡률)에 대한 극한점에 대

응하는 변형(변위 또는 곡률)으로 나타낼 수 있고, 이를 위해 항복점 및 극한점에 대한 정의가 필요로 된다. 항복점과 극한점을 정의하는 방법은 여러 가지가 있지만, 본 해석에서는 가장 보편적으로 사용되는 방법으로 항복점과 극한점을 정의하였다. 항복변위의 경우, Priestley et al.[7]에 의해 제안된 방법을 사용하였고, 이 방법에서 구한 항복변위에 대응하는 곡률을 항복곡률로 정의하였다. 극한점의 경우에는 하중-변위 곡선에서 최대하중의 15% 감소가 발생했을 때 대응하는 점을 극한점으로 정의할 수 있지만, 하중-변위 곡선에서 15% 감소가 발생하지 않을 경우에는 위험 단면의 변형률에 의해 극한점을 정의할 수 있다. 즉, 구속 콘크리트 응력-변형률 곡선에서 최대 구속응력의 15% 감소가 발생할 때의 구속 콘크리트 응력에 대응하는 변형률을 극한변형률로 정의한 후 이에 대응하는 변위를 극한변위로 정의하였고, 극한변위에 대응하는 곡률을 극한곡률로 정의하였다. 정의된 극한점과 항복점에 대응되는 변위연성도 및 곡률연성도를 정리하여 Table 5에 나타내었다. Table 5에서 확인할 수 있는 바와 같이, 교각별 다소의 차이가 있지만 모든 교각은 충분한 연성능력을 보유하고 있는 것으로 판단된다. 다만 교각 1과 2의 연성도가 다른 교각의 연성도에 비해 다소 낮음을 알 수 있는데 이는 교각의 높이 차이와 함께 Fig. 5에 나타나 있는 것처럼 소성형지가 예측되는 구간의 횡구속 철근의 수직간격에 기인한 것으로 판단된다. 이는 곧 교각에서 횡구속 철근의 상세가 중요하다는 것을 강조해 준다.

비선형 정적 pushover 해석으로부터 구한 교각의 연성도 공급역량(변위 기반 저항능력)을 설계기준의 요구수준과 검토하기 위하여 철도설계기준[8]의 연성도법에 의해 구한 연성도와 비교를 수행하였다. 철도설계기준[8] 부록 I의 철근콘크리트 기둥의 연성도 내진설계는 철근콘크리트 기둥의 소요연성도에 따라 횡방향 심부구속철근을 설계하는 방법으로 다음 수식에 의해 교각의 변위 및 곡률연성도를 평가할 수 있다. 각 기둥의 변위연성도는 식(1)을 이용하여 곡률연성도 예측값을 구한 후, 식(2)의 곡률연성도와 변위연성도의 관계식을 이용하여 구할 수 있다.

$$\mu_{\phi} = \frac{125(\rho_s - \gamma) \frac{f_{yh}}{f_{ck}} \frac{1}{\beta} - 3 \frac{P_u}{f_{ck} A_g} + 3.5}{3 \frac{P_u}{f_{ck} A_g} + 0.8} \quad (1)$$

$$\mu_{\Delta eq} = 0.35 + 0.375 \left(\frac{D}{L} \right) + 0.13 \left(1.1 + \frac{D}{L} \right) \mu_{\phi} \quad (2)$$

식(1)은 곡률연성도와 횡구속 철근량 및 주요변수들의 상관관계를 나타낸 것으로서, 철도교설계기준[8] 연성도 내진설계기준에서 사용하는 식(7)에 식(3)-(5)를 대입하고 곡률연성도를 구하기 위한 식으로 정리한 것이다. 식(2)는 변위연성도를 구하기 위한 식으로서, 식(6)의 곡률연성도와 변위연성도 관계식을 변위연성도 항으로 변환하여 나타낸 것이다. 보다 상세한 설명은 철도설계기준[8]에서 찾아볼 수 있다.

$$\alpha = \left[3(\mu_{\phi} + 1) \frac{P_u}{f_{ck} A_g} + 0.8 \mu_{\phi} - 3.5 \right] \quad (3)$$

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12 \quad (4)$$

$$\gamma = 0.1(\rho_t - 0.01) \quad (5)$$

$$req'd \mu_{\phi} = \frac{\mu_{\Delta} - 0.5 \left\{ 0.7 + 0.75 \left(\frac{D}{L} \right) \right\}}{0.13 \left(1.1 + \frac{D}{L} \right)} \quad (6)$$

Table 5. Displacement and curvature ductility for pier

Pier	Displacement (mm)		Displacement ductility, μ_{Δ}	Curvature (/m)		Curvature ductility, μ_{ϕ}
	At yield	At ultimate		At yield	At ultimate	
Pier 1	66	248	3.7	0.001368	0.031355	22.9
Pier 2	65	243	3.7	0.001353	0.030860	22.8
Pier 3	69	356	5.1	0.001368	0.048156	35.2
Pier 4	76	380	5.0	0.001354	0.048085	35.5
Pier 5	80	394	4.9	0.001374	0.048055	35.0
Pier 6	84	407	4.8	0.001370	0.047973	35.0

Table 6. Comparison of ductility for piers

Pier	Displacement ductility			Curvature ductility		
	Nonlinear pushover analysis	Railway Design Standards [8]	Safety ratio	Nonlinear pushover analysis	Railway Design Standards [8]	Safety ratio
Pier 1	3.7	1.4	2.6	22.9	5.5	4.2
Pier 2	3.7	1.4	2.6	22.8	5.5	4.1
Pier 3	5.1	1.6	3.2	35.2	7.0	5.0
Pier 4	5.0	1.6	3.1	35.5	6.9	5.1
Pier 5	4.9	1.6	3.1	35.0	6.9	5.1
Pier 6	4.8	1.6	3.0	35.0	6.9	5.1

$$\rho_s = 0.008 \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \cdot \alpha \cdot \beta + \gamma \tag{7}$$

철도설계기준[8]의 연성도법에 의해 구한 각 교각의 변위 및 곡률연성도를 비선형 정적 pushover 해석결과로부터 얻어진 각 교각의 변위 및 곡률연성도를 정리하여 Table 6에 비교하였다. Table 6에서 확인할 수 있는 바와 같이, 모든 교각은 철도설계기준[8]에서 요구하고 있는 연성도에 비해 여유로운 안전율을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

5. 비선형 동적 시간이력해석

교각의 비선형 정적해석에 사용된 요소(Fig. 5 참조) 분할을 Fig. 4 해석 모델의 교각에 적용하여 비선형 동적 시간이력해석을 수행하였다. 비선형 동적 시간이력해석을 위한 해석모델에서는 질량과 감쇠요소를 필요로 하는데, 교각의 경우 관성력의 효과를 고려하기 위하여 교각의 유효높이 부분의 절점에 집중질량 요소를 사용하여 해석모델을 구성한 반면에, 상부구조의 경우 상부구조 질량의 분포효과를 고르게 반영하기 위하여 분포질량 요소를 사용하여 해석모델을 구성하였다. 감쇠 요소의 경우, 교각의 해석모델에서는 구성하지 않은 반면에 비선형 동적 시간이력해석의 수치적 시간적 분법을 통해 고려하였다. 본 해석에서 사용된 수치적 시간적분법은 Hilber-Hughes-Taylor- α [9]로서, α 감쇠를 통해 감쇠를 고려하였다.

5.1 고유치 해석

구성된 비선형 동적 시간이력해석 모델에 대해 고유치 해석을 수행하였다. 교축 직각방향 주기의 경우, 1차, 2차 및 3차 모드의 주기는 각각 0.58초, 0.52초 및 0.48초로서 각 모드별 주기차이가 그리 크지 않기 때문에 고차모드의 영향을 받을 수 있을 것으로 판단된다. 한편 교축방향의 1차 진동주기는 0.31초로 나타났다.

5.2 입력지진파 및 응답스펙트럼

비선형 시간이력해석에 사용된 입력지진파는 총 3본으로, 본진(M_L 5.8)에 의해 계측된 지진파를 선택하였다. 선택된 지진파는 한국지질자원연구원(KIGAM)에서 관리하는 덕정리(DKJ)와 명계리(MKL) 그리고 기상청(KMA)에서 관리하는 울산(USN) 관측소에 계측된 지진파로, 샘플링 간격은 0.01초 그리고 25 Hz 이상의 고주파 성분에 대해 Butterworth low pass filter가 적용되었다[10]. 관측소의 위치는 Fig. 7에 나타내었고, 선택된 입력지진파는 Fig. 8 그리고 최대지반가속도 (PGA)는 Table 7에 정리하였

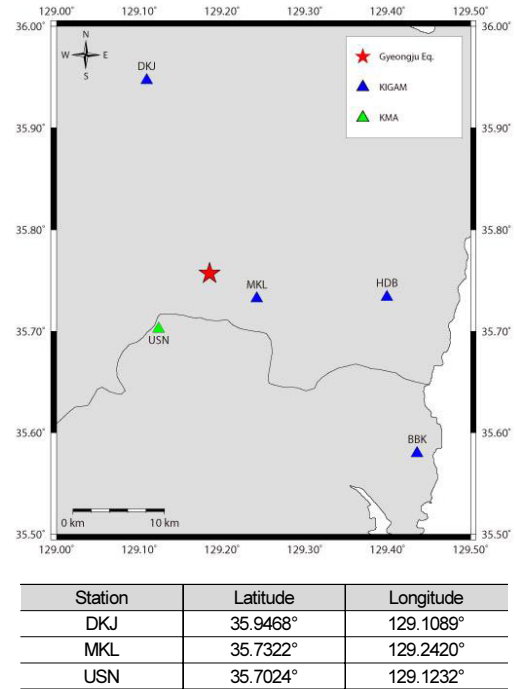


Fig. 7. Location of stations

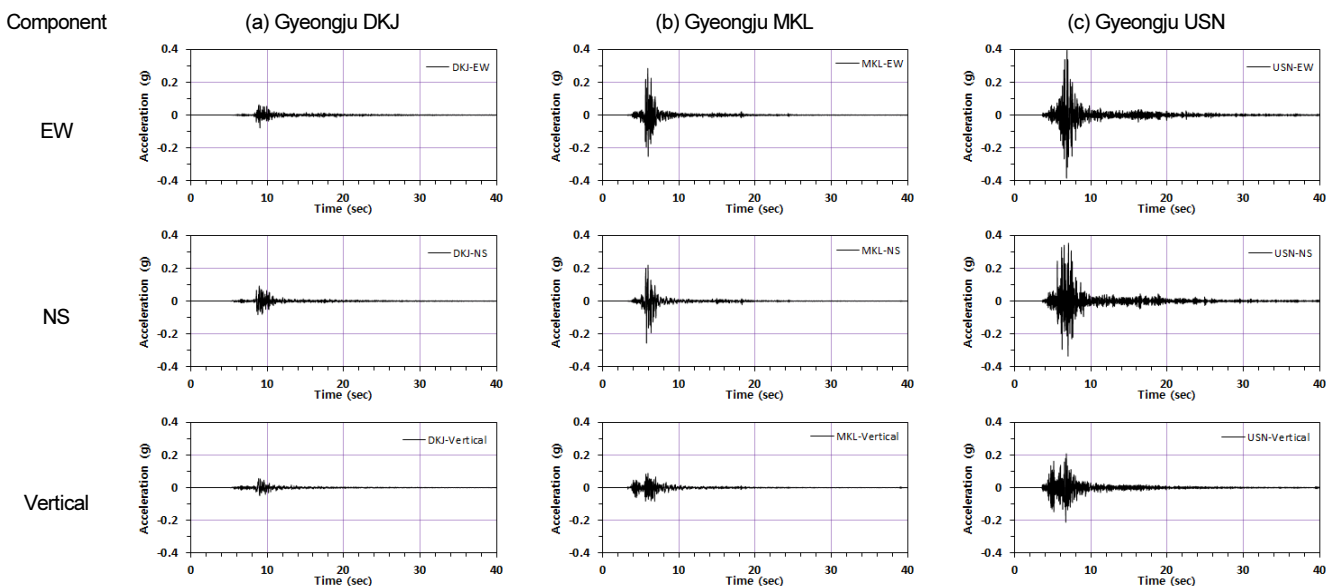


Fig. 8. Input ground motion components

다. Table 7에서 확인할 수 있는 바와 같이, 명계리(MKL)와 울산(USN) 관측소에서 계측된 지진파의 수평방향 성분 최대지반가속도는 국내 내진 I 등급 교량에 대한 설계지반최대가속도인 0.154 g를 크게 상회하고 있다. 특히, 울산(USN) 관측소에서 계측된 지진파의 수직방향 성분 최대지반가속도는 0.213 g로, 수직방향 성분임에도 설계지반최대가속도를 상회함을 알 수 있다.

철도설계기준[8] 내진설계에서 내진 I 등급 및 재현주기 1000년에 해당하는 설계응답스펙트럼과의 비교를 위해, 선택된 입력지진파에 대해 응답스펙트럼 해석을 수행하였고, 임계감쇠의 5%에 대응하는 응답스펙트럼 결과를 설계응답스펙트럼과 함께 Fig. 9에 나타내었다. Fig. 9에서 확인할 수 있는 바와 같이, DKJ 관측소에 계측된 지진파의 모든 방향별 성분은 설계응답스펙트럼보다 작은 반면에, MKL 및 USN 관측소에서 계측된 지진파

의 수평방향 성분은 설계응답스펙트럼을 초과하는 것으로 나타났다. 특히 USN 관측소에서 계측된 지진파의 경우, 수직방향 성분도 설계응답스펙트럼을 초과하는 것으로 나타났다. 하지만 탁월주기가 모두 0.1초 내외로 대부분의 지진에너지는 단주기 영역에 국한되어, 이보다 비교적 긴 주기를 갖는 본 연구의 해석대상 교량에 미치는 영향은 크지 않을 것으로 판단된다.

선택된 입력지진파 중 교축방향과 교축직각방향의 수평방향 성분만 고려한 비선형 동적시간이력해석과, 두 수평방향 성분에 수직방향(교각 축방향)까지 모두 고려한 비선형 동적 시간이력해석을 수행하여 수직방향 성분의 영향을 검토하였다. 비선형 동적 시간이력해석에서는 Fig. 8에 있는 계측된 가속도 시간이력을 스케일링 없이 동적중으로 재하하였다. 비선형 동적 시간이력해석에 사용된 각 해석경우에 대응하는 해석모델명을 Table 8에 정리하였다.

Table 7. Peak ground acceleration recorded at stations

Station	Epicentral distance (km)	Peak ground acceleration (g)		
		EW component	NS component	Vertical component
DKJ	22.15	0.078	0.092	0.057
MKL	5.86	0.285	0.257	0.088
USN	8.23	0.404	0.351	0.213

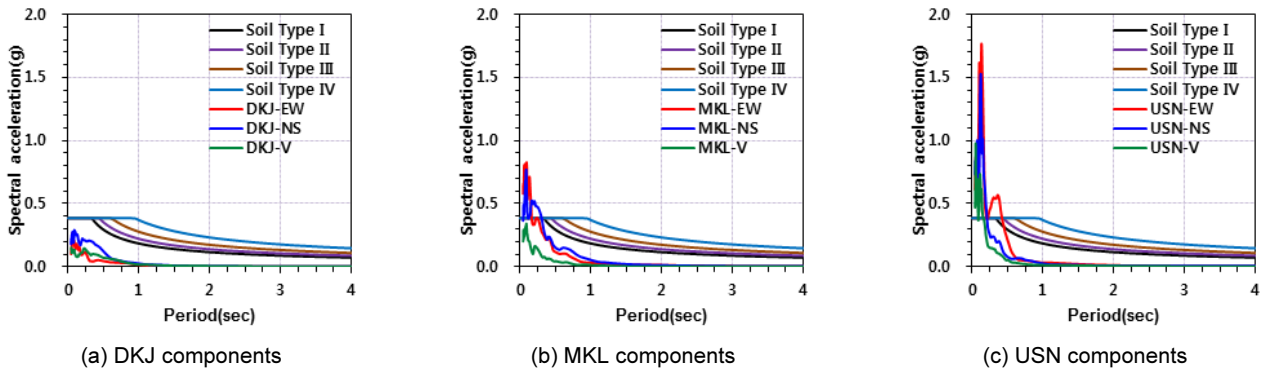


Fig. 9. Comparison of response spectrum

Table 8. Schedule of dynamic analyses

Analytical model	Applied input ground motion analyses		
	Longitudinal direction	Transverse direction	Vertical direction
Case-1	DKJ-EW	DKJ-NS	
Case-2	DKJ-EW	DKJ-NS	DKJ-Vertical
Case-3	DKJ-NS	DKJ-EW	
Case-4	DKJ-NS	DKJ-EW	DKJ-Vertical
Case-5	MKL-EW	MKL-NS	
Case-6	MKL-EW	MKL-NS	MKL-Vertical
Case-7	MKL-NS	MKL-EW	
Case-8	MKL-NS	MKL-EW	MKL-Vertical
Case-9	USN-EW	USN-NS	
Case-10	USN-EW	USN-NS	USN-Vertical
Case-11	USN-NS	USN-EW	
Case-12	USN-NS	USN-EW	USN-Vertical

5.3 교각의 최대응답

Table 8에 정리된 각 해석모델에 대해 교각의 최대응답을 검토하였다. 교량의 내진설계에서는 지진하중에 의한 에너지의 대부분을 교각의 소성 힌지를 통해 소산하도록 유도되고, 상부구조의 경우 탄성거동을 하도록 설계되기 때문에 교각의 응답이 중요하다. 또한 본 연구에서는 국부적인 응답보다는 전체적인 응답에 초점을 맞추고 있기 때문에 교각의 최대변위 및 최대전단력을 검토하였다.

Table 9와 10은 각각 교량의 교축방향과 교측 직각방향에서 얻어진 교각의 최대응답을 나타내고 있다. 교축방향 응답의 경우, 각 해석모델별 교각의 최대 변위는 모두, Table 5에 정리되어 있는 각 교각의 항복변위에 비해 매우 작음을 알 수 있고, 최대 전단력 또한 비선형 정적해석으로부터 구한 공급역량에 비해 매우 작음을 알 수 있다. 즉, 경주지진에서 계측된 지진파에 대한 교각의 응답은 모두 탄성영역에 있음을 알 수 있다. 탄성거동을 하는 교각에서의 최대 응답은 해석모델 Case-9에서 지점부로부터 떨어진 Pier 3과 4에서 주로 발생하였고, 이 경우의 최대변위는 대략적으로 항복변

위의 40%이다. 주목할 만한 사항으로, 해석모델 Case-9과 Case-10에서 알 수 있는 것처럼 수직방향 성분을 포함한 경우의 응답이 수평방향 성분만 고려한 경우의 응답보다 다소 작다는 것이다. 물론 탄성영역에서의 거동이 기 때문에 큰 의미는 없을 것으로 판단되지만, 수직방향 성분이 교각에 작용하는 축력의 변화를 유발하여 최대응답에 영향을 줄 수 있다는 것을 의미한다. 이는 만약 교각이 비선형 거동을 하게 되는 경우에는 입력지진파의 수직 방향성분이 교각의 거동에 중요한 역할을 할 수 있을 것으로 판단된다.

교측 직각방향 응답의 경우에도 각 해석모델별 교각의 최대 변위는 모두 Table 5에 정리되어 있는 각 교각의 항복변위에 비해 매우 작음을 알 수 있고, 최대 전단력 또한 공급역량에 비해 매우 작음을 알 수 있다. 교축방향의 응답에서와 마찬가지로, 경주지진에서 계측된 지진파에 대한 교각의 교측 직각방향 응답도 모두 탄성영역에 있음을 알 수 있다. 하지만 교축방향의 경우에서와 달리, 교각에서의 최대 응답은 해석모델 Case-5에서 나타났고, 역시 지점부로부터 떨어진 Pier 3과 4에서 주로 발생하였다. 해석모델 Case-5에서 Pier 4의 최대변위는 비선형 정적해석으로부터 구한 항복변위의 약 53%를 나타내었다. 교측방향에서의 경우와 마찬가지로 입력지진파

Table 9. Maximum displacement and shear force for piers in longitudinal direction

Analytical model	Pier displacement (mm)						Pier shear force (kN)					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Case-1	1.1	1.9	2.4	2.5	1.9	1.3	96	146	156	154	107	77
Case-2	3.0	3.0	3.0	2.7	1.8	1.1	213	182	172	157	101	67
Case-3	3.5	6.9	8.6	8.9	7.3	4.1	237	373	388	366	302	208
Case-4	6.6	8.6	10.2	10.2	8.1	4.4	424	428	455	418	347	222
Case-5	5.8	9.3	12.4	13.4	9.6	5.8	359	443	471	463	354	293
Case-6	7.5	9.3	10.8	11.2	8.7	4.9	470	457	444	392	339	233
Case-7	7.1	13.4	17.2	17.5	14.2	7.9	401	560	636	551	476	319
Case-8	9.2	11.7	13.0	13.2	10.4	6.2	521	509	502	484	405	275
Case-9	16.1	24.0	30.2	31.1	25.3	15.6	873	975	1027	970	765	630
Case-10	17.5	22.1	23.5	26.0	19.3	13.0	851	884	879	848	681	559
Case-11	5.1	6.7	8.5	9.2	6.8	5.3	392	391	377	394	304	325
Case-12	8.3	10.3	9.3	9.0	7.6	6.0	525	467	492	430	355	371

Table 10. Maximum displacement and shear force for piers in transverse direction

Analytical model	Pier displacement (mm)						Pier shear force (kN)					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Case-1	1.8	10.7	11.8	18.1	12.7	4.1	196	431	425	510	381	264
Case-2	1.8	10.5	13.8	18.0	12.9	4.0	192	428	488	513	407	263
Case-3	1.7	3.5	4.2	7.3	5.2	2.2	186	188	215	281	233	146
Case-4	1.9	3.6	4.3	7.2	4.7	2.3	203	196	207	280	215	150
Case-5	4.5	17.7	29.2	40.4	31.0	9.6	409	571	759	865	688	494
Case-6	4.6	18.0	30.8	38.7	21.7	9.5	446	605	861	952	539	506
Case-7	2.8	10.6	15.8	28.6	24.4	7.7	306	420	481	684	583	409
Case-8	2.8	10.0	16.0	30.0	16.5	7.4	314	453	562	780	478	418
Case-9	3.1	4.4	6.9	8.1	8.8	3.3	313	254	299	304	333	231
Case-10	3.0	4.1	6.6	8.8	10.1	3.2	325	262	344	331	346	211
Case-11	9.1	12.6	8.6	10.6	10.0	8.2	743	534	377	385	395	445
Case-12	9.2	12.7	7.9	9.5	10.8	8.6	791	585	344	390	417	461

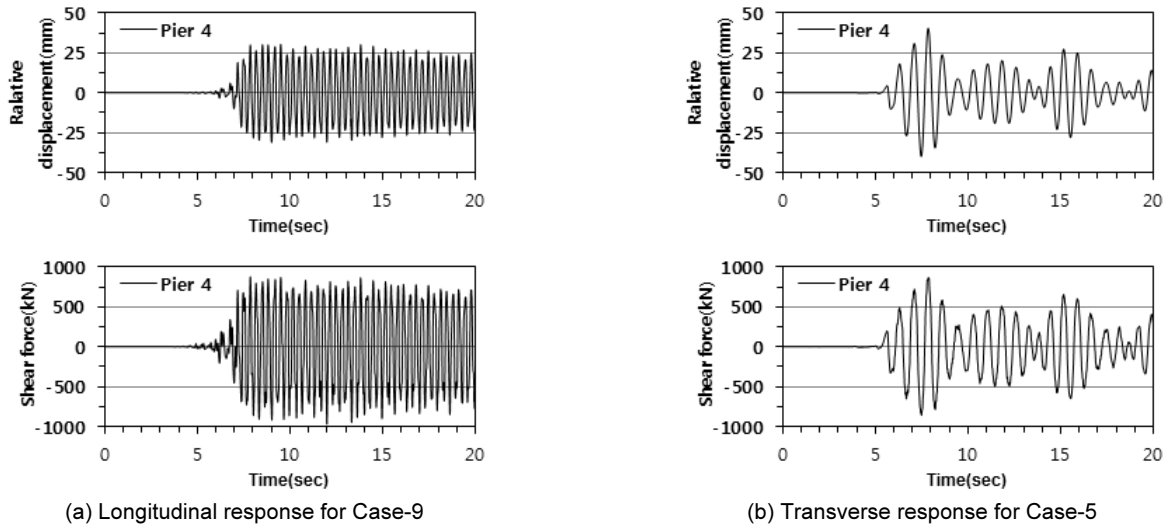


Fig. 10. Representative time-history response

의 수직방향 성분을 포함한 경우의 응답이 포함하지 않은 경우보다 다소 작음을 알 수 있었다. 여기서 주목할 만한 사항으로, 비록 탄성영역 거동이긴 하지만 교축방향의 최대 변위응답은 해석모델 Case-9에서 발생한 반면에, 교축 직각방향의 최대 변위응답은 Case-5에서 발생하였다. 즉 입력지진파 별로 교각의 최대 변위응답이 방향별로 다를 수 있고, 이는 곧 비선형 동적 시간이력해석의 유용성과 필요성을 강조해준다.

Table 9과 10에서 알 수 있는 것처럼, 교축방향 응답의 경우에는 USN 관측소에서 계측된 지진파에서 상대적으로 큰 응답이 발생한 반면에, 교축 직각방향 응답의 경우에는 MKL 관측소에서 계측된 지진파에서 상대적으로 큰 응답이 발생하였다. 이와 같은 결과는 응답이 물론 최대지반가속도의 크기와도 상관관계가 있지만, 지진파가 가지고 있는 에너지 특성 또한 매우 중요하다는 것을 의미한다. Fig. 10은 대표적인 경우로, 교축방향과 교축 직각방향에서 최대 응답이 발생한 해석모델로부터 구한 Pier 4의 변위 및 전단력 시간이력 응답을 나타낸다. 그림에서 확인할 수 있는 것처럼, 비록 탄성거동이지만 방향별 강성에 따른 주기 이력응답을 나타내었다.

6. 지진취약도 해석

실제 기록된 경주지진파들의 특성을 반영한 도시철도 교량의 성능을 확률적으로 평가하기 위하여 지진취약도 해석을 수행하였다. 지진취약도는 하나의 특정한 지진하중이 구조물에 작용하였을 경우 구조물의 응답 (seismic demand)이 주어진 구조물의 한계 손상상태(limit state)를 초과할 때의 확률로서 정의된다. 지진취약도 함수의 구조 응답 확률 모델을 결정하는 일반적인 방법에는 스케일링하지 않은 원 상태의 지진파들을 사용한 클라우드 방법(cloud method)과 스케일링을 한 지진파들을 사용한 스트라이프 방법(stripe method)이 있다[11]. 클라우드 방법의 경우[12, 13], 지진파들을 스케일링을 하지 않기 때문에 지진취약도 곡선의 입력변수인 지진동 세기의 범위가 광범위하여야 하므로(즉, 지진파들은 작은 지진동 세기로부터 큰 지진동 세기를 반영하고 있어야 하므로) 많은 수의 지진파들을 필요로 한다. 반면에, 스트라이프 방법의 경우[14, 15], 동일한 간격의 지진동

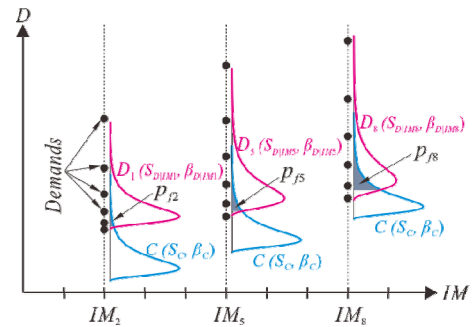


Fig. 11. Calculation of failure probabilities

세기로 모든 지진파들을 스케일링하므로 클라우드 방법에 비해 상대적으로 많은 지진파들이 필요 없다. 이 경우에는 스케일링 값이 결국 지진동 세기가 되므로 광범위한 지진동 세기를 가지는 지진파들을 스케일링을 통해 얻을 수 있다. Table 7에서 본 것과 같이, 경주지진의 기록된 수평방향 지진파들은 총 3쌍(6개)이기 때문에 지진취약도 해석방법으로 후자인 스트라이프 방법이 적당할 것으로 사료된다. 따라서 본 연구에서는 스트라이프 방법을 적용해서 6개의 지진파에 대하여 교축방향과 교축직각방향을 개별적으로 분리하여 비선형 시간이력해석을 수행하였다. 만족할 만한 신뢰성을 확보하기 위하여 일반적으로 스트라이프 방법을 이용한 지진취약도 해석은 10개 이상의 지진파를 사용하고 있으나, 계측된 경주지진파들의 개수 자체가 적으므로 지진취약도 분석의 정확성이 다소 떨어질 수도 있다. 그럼에도 불구하고, 본 연구는 실제 계측된 경주 지진파들의 특성이 도시철도 교량의 응답에 어떤 영향을 미치는지에 대한 전반적인 경향을 분석하는데 도움이 될 것으로 사료된다.

본 연구에서 사용된 지진취약도 모델은 스트라이프 방법에 근거하여 지진 응답(demand) 확률 모델과 한계상태(limit state) 확률 모델을 대수 정규분포(lognormal distribution)로 가정 한 후(Fig. 11 참조), 대수 정규분포 누적함수(lognormal cumulative distribution function, $\Phi[\cdot]$)로서 정의된다. 하나의 지진동 세기에 따른 손상초과확률($P[D \geq C|IM]$)이 지진취약도로서 다음 식으로 표현될 수 있다.

$$P[D \geq CIM] = \Phi \left[\frac{\ln(S_D/S_C)}{\sqrt{\beta_{DIM}^2 + \beta_C^2}} \right] \quad (8)$$

여기서, D 는 구조물의 지진 응답, C 는 구조물의 저항 성능(structural capacity)을 나타내는 한계손상상태, S_D 는 구조 응답 모델의 중앙값

(median), S_C 는 한계손상상태 확률 모델의 중앙값, β_{DIM} 은 지진동 세기(intensity measure, IM)별 구조 응답 모델의 대수 표준편차(logarithmic standard deviation or dispersion), β_C 는 한계상태 확률 모델의 대수 표준편차이다. 그림에서 보는 것과 같이 각 지진동 세기별 6개 지진 응답들로부터 평균값과 표준편차를 이용하여 대수 정규분포를 따르는 응답 확률 모델(Fig. 11에서 D 분포 함수임)을 구할 수 있다. 지진취약도 해석을 위해 본 연

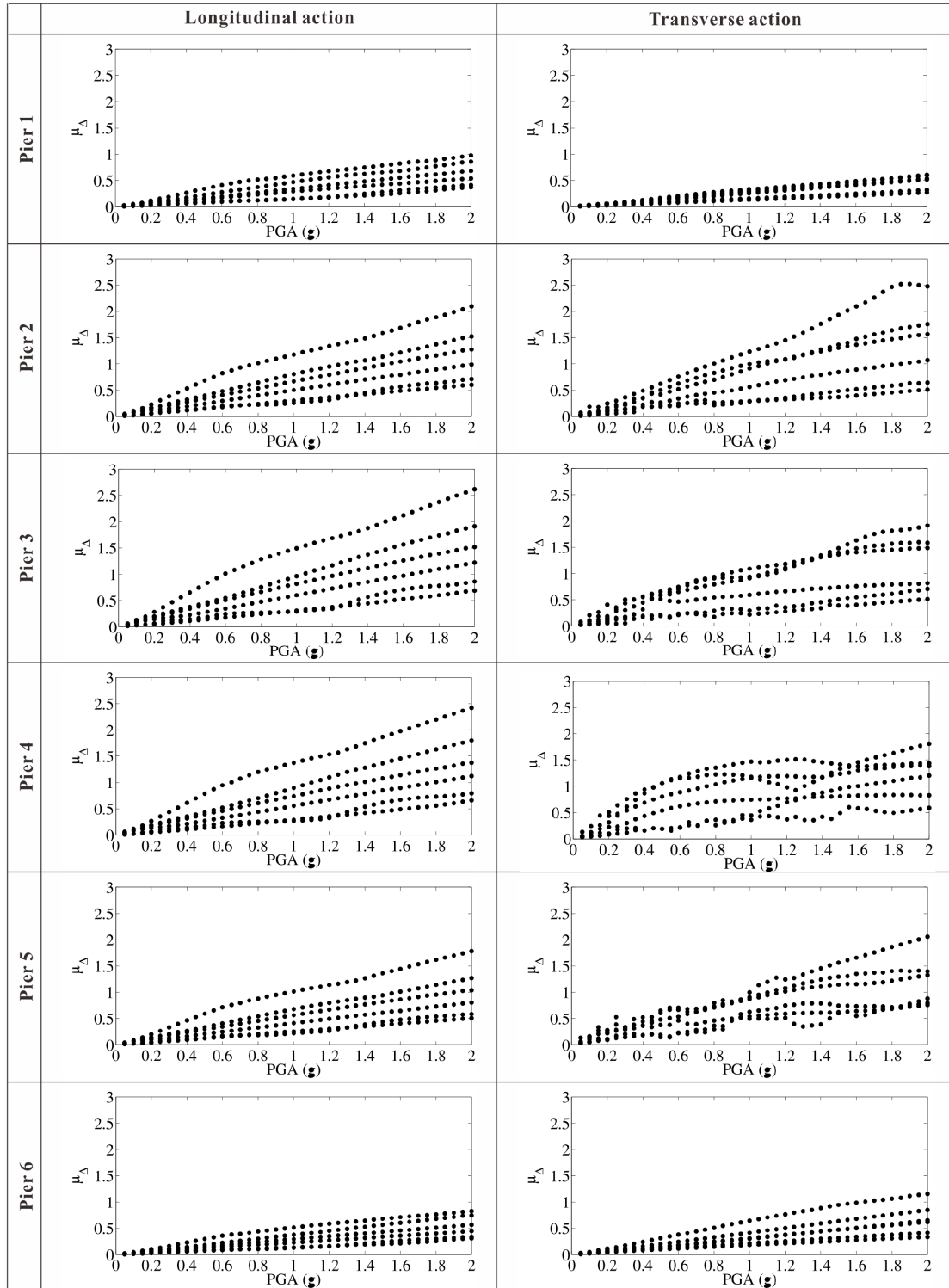


Fig. 12. Displacement ductilities as a function of PGA

구에서는 입력하중(지진동 세기, IM)를 지진파의 최대지반가속도(PGA)로 선택하였고, 교각의 비선형 거동을 고려하기 위해 변위 연성도를 출력응답변수로 선택하였다. 본 연구에서는 최대지반가속도(PGA)를 0.05g부터 2g까지 0.05g 만큼 지진파들을 스케일링하여 시간이력해석을 수행하였다. 현실적으로 2g의 PGA를 갖는 지진은 거의 일어나지 않으나, 본 연구에서는 교각의 비선형 거동의 경향을 파악하기 위하여 2g를 상한값으로 결정하였다. Fig. 12는 6개의 지진파에 대하여 입력변수인 PGA에 따른 6개의 교각들의 변위 연성도를 보여주고 있다. 교축방향에 대하여 일반적으로 Pier 3과 4의 변위 연성도가 다른 교각들보다 더 큼을 볼 수 있다. 교축직각방향의 경우, 상대적으로 낮은PGA에서는 Pier 4의 지진응답이 일반적으로 컸고, 높은PGA에서는 Pier 2의 변위 연성도 값이 큼을 알 수 있다.

한계손상상태는 Table 1에서 보여주는 항복상태(선형 거동)와 극한상태(비선형 거동) 이외에 추가로 pushover 곡선에서 연화가 시작되는 최대하중 상태를 선택하여, 세 가지 손상상태에 대하여 지진취약도 곡선을 유도

하였다. 최대하중 상태에서의 변위연성도는 Pier 1부터 6까지 순서대로 1.83, 1.83, 1.84, 1.83, 1.81 및 1.81이었다. 한계손상상태의 불확실성을 고려하기 위하여 앞서 주어진 변위연성도를 대수 정규분포(Fig. 11에서 C 분포 함수임)의 중앙값으로 선택하였고, 또한 대수 표준편차를 모든 교각의 변위연성도에 대하여 0.25로 가정하였다.

각 PGA에 대하여 응답 확률 모델과 각각의 한계상태 확률 모델을 이용하여 선택된 한계상태에 상응하는 손상초과확률을 구한 후 모든PGA에 대하여 손상초과확률들로부터 지진취약도 곡선을 구할 수 있다. Fig. 13은 모든 교각들에 대하여 한계상태에 따른 교축방향과 교축직각방향의 지진취약도 곡선을 보여준다. PGA가 2g일 때, 항복을 초과하는 확률이 거의 0.8에 도달함을 보여주고 있는데, 이는 경주지진파들이 본 연구에서 선택된 교량에 큰 영향을 주지 않고 있음을 나타낸다. 앞서 응답스펙트럼에서 예측한 것과 같이 지진파들의 탁월주기가 0.1초 내외로 지진에너지가 단주기 영역에 국한되므로, 아무리PGA를 크게 증가시키더라도 교각의 응답은 상대적

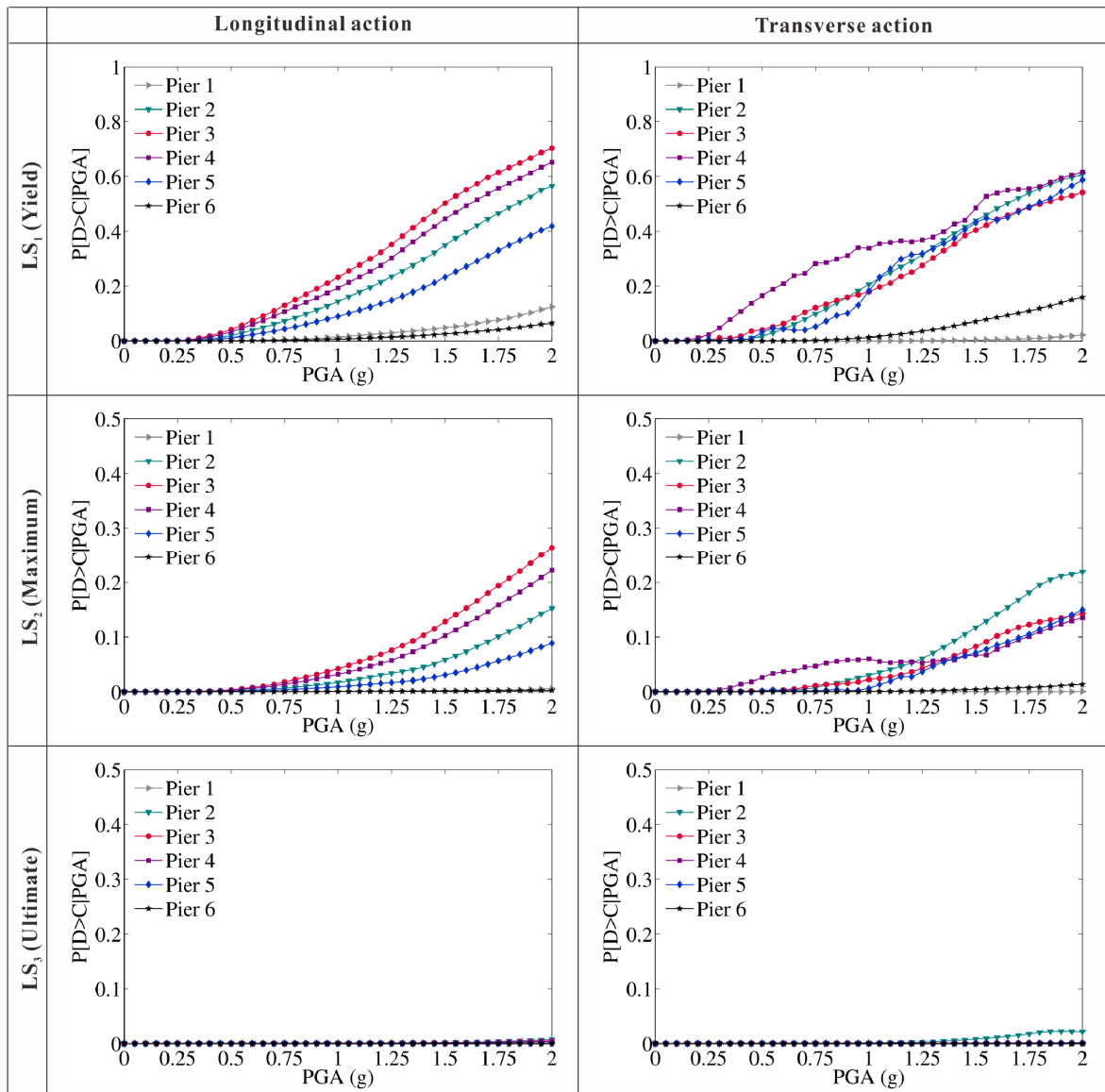


Fig. 13. Fragility curves for three limit states

으로 매우 작음을 알 수 있다. 구조 응답(Fig. 12 참조) 결과에서 본 것과 같이 교축방향 거동에 대해서는 Pier 3의 손상초과확률이 가장 높아 경주지진 파들에 대하여 가장 취약하였고, 교축직각방향 거동에 대해서는 Pier 2와 Pier 4가 가장 취약함을 알 수 있었다. 추가적으로 특히 교축직각방향 교각 거동에 대하여 최대지반가속도의 증가가 반드시 손상초과확률을 증가시키지 않는다. Fig. 12에서 보는 것과 같이 교각의 응답(변위연성도)가 PGA에 따라 증가할 수도 있고 감소할 수도 있음을 보여주고 있다. PGA 증분에 따른 응답의 불규칙한 변동량 때문에 식 (1)에 의해 계산된 손상초과확률이 PGA의 증가에 따라 감소할 수도 있다.

5. 결론

본 연구에서는 2016년 9월 12일 경주지역에서 발생한 본진 규모 5.8 지진에 대한 도시철도 교량의 잠재적 손상 평가를 수행하였다. 이를 위해 비선형 정적해석을 수행하여 교량 교각의 공급역량을 구하였고, 경주지역 및 인근지역의 관측소에서 계측된 지진파를 사용한 비선형 동적 시간이력해석 결과로부터 계측된 지진파에 의한 요구수준을 검토하였다. 또한, 같은 지진파에 대한 지진취약도 해석을 수행하여 손상수준별 한계상태에 대응하는 파괴확률을 구하였다. 이상의 해석적 연구로부터 얻어진 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 비선형 정적해석으로 얻어진 교각의 변위 및 곡률 연성도를 철도설계기준(2013) 연성도 내진설계에 의한 요구 연성도와 비교한 결과, 교각은 모두 여유로운 안전여유를 가지고 있는 것으로 예측된다.
- 2) 계측된 지진파의 방향별 성분을 다양하게 조합하여 비선형 동적 시간이력해석을 수행한 결과, 계측된 지진파의 응답스펙트럼이 설계응답스펙트럼을 크게 초과했음에도 불구하고 모든 해석 경우에 대해 교각은 탄성거동을 나타내었다. 이와 같은 결과는 계측된 지진파의 에너지가 탁월주기 부근에 집중되어, 탁월주기보다 긴 주기를 갖는 도시철도 교량에 미치는 영향이 크지 않았기 때문인 것으로 판단된다. 한편 교각의 최대 변위의 경우 항복변위의 약 50%내에 머물렀고, 계측된 지진파의 최대지반가속도에 비례적이지는 않았다. 이는 곧 지진파가 보유하고 있는 에너지 특성이 중요하다는 것을 강조해 준다.
- 3) 계측된 경주 지진파를 매우 큰 값의 최대지반가속도로 배율조정 했음에도 불구하고, 도시철도 교량 교각들의 변위 연성도를 크게 증가시키지 못한 결과, 즉 손상초과확률이 상대적으로 매우 작은 값을 나타내었다. 예를 들면, 최대지반가속도가 2 g 일 때, 조차도 항복 상태를 초과하는 손상확률이 0.8로 매우 작은 값을 나타내었다. 이는 비선형 동적 시간해석의 경우에서와 마찬가지로 계측된 경주지진파의 탁월주기 특성 때문인 것으로 판단되고, 선택한 도시철도 교량은 이 지진파들에 취약하지 않음을 알 수 있었다.
- 4) 이상의 결과로 종합해 볼 때, 지진의 규모와 계측된 지진파의 최대지반가속도 이외에도, 계측된 지진파의 주기 특성과 함께 계측된 지진파가 보유하고 있는 에너지 즉, 지진강도의 세기 또한 구조물의 응답거동에 미치는 주요 인자임을 알 수 있었다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 2015년도와 2016년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단 이공분야기초연구사업의 지원(NRF-2015R1D1A1A01058333과 NRF-2016R1D1A1B03933842)을 받아 수행된 연구임.

/ REFERENCES /

1. Sun CG, Oh TS, Park JH, Ji HC. Seismic properties of the Sep. 12 Gyeongju earthquake. EESK Special Session c2016 Sep.
2. Korea Meteorological Administration [Internet]. Available from: <http://web.kma.go.kr>.
3. Korea Institute of Geoscience and Mineral Resources [Internet]. Available from: <http://www.kigam.re.kr>.
4. Elnashai AS, Papanikolaou V, Lee DH. ZeusNL-A system for inelastic analysis of structures. Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign. c2002.
5. Mander JB, Priestley MJN, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. J. Struct. Eng. 1988 Sep;114(8):1804-1826.
6. Martinez-Rueda JE, Elnashai AS. Confined concrete model under cyclic load. Mater. Struct. 1996 Apr;30(3):139-147.
7. Priestley MJN, Seible F, Calvi GM. Seismic design and retrofit of bridges. John Wiley & Sons, Inc. c1996.
8. Railway Design Standards, Korea Rail Network Authority. c2013.
9. Broderick BM, Elnashai AS, Izzuddin BA. Observations on the effect of numerical dissipation on the nonlinear dynamic response of structural systems. Eng. Struct. 1994 Jan;16(1):51-62.
10. Park JH. Gyeongju earthquake (M 5.8) - Comparisons of waveform and spectrum among station MKL, USN, and DKJ [Internet]. Korea Institute of Geoscience and Mineral Resources; 2016 Sep 13. Available from: http://www.eesk.or.kr/html/sub07_index.jsp?ncode=a0001&num=465.
11. Baker JW. Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis. Ph.D. thesis, Stanford University, CA.
12. Jeon JS, Shafieezadeh A, Lee DH, Choi ES, DesRoches R. Damage assessment of older highway bridges subjected to three-dimensional ground motions: Characterization of shear-axial force interaction on seismic fragilities. Eng. Struct. 2015 Mar;87:47-57.
13. Jeon JS, Park JH, DesRoches R. Seismic fragility of lightly reinforced concrete frames with masonry infills. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 2015 Sep;44(11):1783-1803.
14. Lee DH, Kim BH, Jeong SH, Jeon JS, Lee TH. Seismic fragility analysis of a buried gas pipeline based on nonlinear time-history analysis. Int. J. Steel Struct. 2016 Mar;16(1):231-242.
15. Jeon JS, DesRoches R, Lee DH. Post-repair effect of column jackets on aftershock fragilities of damaged RC bridges subjected to successive earthquakes. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 2016 June; 45(7):1149-1168.