

PSC-Box 교량에 적용된 탄성고무 받침과 납-고무 받침의 노후화 효과를 고려한 지진응답의 평가

Evaluation of Seismic Response Considering the Ageing Effect of Rubber and Lead-Rubber Bearings Applied to PSC Box Bridge

정연희¹⁾ · 송종결²⁾ · 신수봉^{3)*}

Jeong, Yeon Hui¹⁾ · Song, Jong-Keol²⁾ · Shin, Soobong^{3)*}

¹⁾강원대학교 건축·토목·환경공학부 토목공학과 석사졸업, ²⁾강원대학교 건축·토목·환경공학부 토목공학과 교수, ³⁾인하대학교 사회인프라공학과 교수

¹⁾Master of Science, Department of Civil Engineering, Kangwon National University, ²⁾Professor, Department of Civil Engineering, Kangwon National University, ³⁾Professor, Department of Civil Engineering, Inha University

/ A B S T R A C T /

The number of aged bridges is increasing so that bridges over 30 years old account for about 11% of all bridges. Consequently, the development of a seismic performance evaluation method that considers the effects of ageing is essential for a seismic retrofitting process for improvement of the seismic safety of existing old bridges. Assessment of the damage situation of bridges after the recent earthquakes in Korea has been limited to the bearings, anchor, and concrete mortar on piers. The purpose of this study is to evaluate the seismic responses of PSC box girder bridges by considering the ageing effect of rubber bearings (RBs) and lead-rubber bearings (LRBs). The modification factor proposed by AASHTO is used to take into account the ageing effect in the bearings. PSC box girder bridges with RBs and LRBs were 3D modeled and analyzed with the OpenSEES program. In order to evaluate the ageing effect of RBs and LRBs, 40 near fault and 40 far field records were used as the input earthquakes. When considering the effect of ageing, the displacement responses and shear forces of bridge bearings (RBs and LRBs) were found to increase mostly under the analytical conditions. It was shown that the effect of ageing is greater in the case of RBs than in the case of LRBs.

Key words: PSC box girder bridge, Rubber bearing, Lead-rubber bearing, Modification factor, Ageing effect

1. 서론

2018년 국토교통부에서 발간한 도로 교량 및 터널 현황 조사[1]에 의하면 약 33,572개의 교량이 시공, 운영되고 있으며 30년 이상 운영 중인 교량은 전체의 약 11%를 차지하고 있다. 이는 교량의 노후화에 대한 고려가 필요하다 하는 것을 반증한다. 교량에 적용된 내진설계는 1991년 경부고속철도 건설에 국내 최초로 적용되었으며, 1992년 도로교 시방서에 본격적으로 내진설계가 반영되었다. 노후화된 교량은 내진설계가 수행되지 않은 교량이 대부분이며 내진설계 미적용 교량에 대해서는 우선 순위를 정하여 내진보강을 수행하고 내진성능향상 작업을 순차적으로 진행하고 있다. 국내 교량의 내진 보수, 보강 방법으로서 기존 교량받침을 탄성받침과 납-고무 받침

으로 교체하여 내진성능을 향상시키는 것이 가장 보편적인 방법이다. 오랜 기간 사용된 교량받침의 노후화를 내진성능 평가에 반영하기 위하여 노후화로 인한 교량받침의 물성치 변화를 고려하여야 한다. 교량받침의 노후화를 고려하는 첫 번째 방법은 직접 관찰방법이다. 이는 실제 사용된 교량받침을 샘플링하여 설치시점과 측정시점에서의 물성치 변화를 비교하는 방법이다. 두 번째 방법은 가속화 실험 방법이다. 즉, 받침 시료를 제작하여 열 가속화를 시킨 후, 그 물성치를 분석하는 방법이다. 그리고 마지막 방법은 미국 AASHTO와 유럽에서 사용되는 보정계수(Modification Factor, λ)[2]를 사용하는 방법이 있다. 보정계수를 교량받침의 물성치에 곱하여 노후화된 물성치를 계산하는 방법이다.

본 연구에서는 직접 관찰 할 수 있는 노후화된 받침의 샘플링 한계와 가속실험 장치 구현의 제한으로 인하여 마지막으로 제시된 보정계수를 이용한 받침의 물성치의 변화를 반영한 지진응답에 대하여 연구하였다.

교량받침의 성능저하에 영향을 주는 요소들은 시간에 따른 노후화, 온도 및 초기 재료의 낮은 품질 혹은 시공시의 불확실성 등 다양하게 존재한다.

*Corresponding author: Shin, Soobong

E-mail: sbshin@inha.ac.kr

(Received August 12, 2019; Revised August 20, 2019; Accepted October 10, 2019)

현재까지 지진격리(면진) 장치 혹은 탄성 받침의 노후화에 대한 연구는 미국, 일본, 영국 등과 같이 내진설계를 오래전부터 수행한 나라들에서 꾸준히 진행되어왔다. 교량받침 노후화에 따른 물성치의 변동값들에 대해서는 노후화된 교량의 교량받침을 직접 추출해 실험을 하는 것이 가장 정확하다. 하지만 이는 시험체 개수의 제한 등의 현실적 문제에 맞닿아 있다. 영국에서 20년 정도 사용된 탄성받침을 교량에서 제거하여 실험한 결과 횡방향 전단력은 1,800 kN/m으로 양호한 상태다. 그러나 이는 받침의 초기제원 범주인 1,360 ~ 2,040 kN/m보다 약 32% 증가하였거나 12% 감소한 값으로 나타났다[3]. 일본 나고야 대학에서는 자연고무, 클로로프렌 고무, 에틸렌-프로필렌 고무 그리고 고강섬 고무를 사용하여 열산화, 오존, 염수, 산성비 등의 환경에 대한 가속화 실험을 진행하였다. 실험의 결과로부터 탄성 고무받침의 경우, 외부에 노출된 고무의 산화반응은 고무 표면에서 내부까지 시간에 따라 발생하였고 성능저하가 발생하는 것을 알 수 있었다[4]. 미국에서는 지진 하중하에서의 지진격리 장치(탄성 받침, 납-고무 받침, 미끄럼 받침 등)와 댐퍼의 거동에 대한 연구가 진행되어왔으며, Constantinou 등 [5]은 교량에 사용하는 지진격리 받침의 상한치, 하한치 물성값을 물성 보정계수(λ)를 사용하여 제시하였다. 이러한 보정계수는 미끄럼 받침과 탄성 받침의 노후화, 오염, 온도, 굽힘등을 고려하여 제시하였으며 Table 1에서

는 노후화에 따른 탄성받침의 물성치 보정계수에 대한 값을 나타내었다. Thompson[6]의 연구에 의하면 노후화를 고려한 시스템 물성치 보정계수는 AASHTO 규정[2]을 따르며 이는 Table 2와 같다. 이때, K_d 과 Q_d 는 각각 항복 후 강성과 특성하중(characteristic load)이며 Q_d 는 이선형(bilinear) 힘-변위관계에서 변위가 0인 경우에 대응하는 강도(또는 힘)로 정의되는 값이다.

따라서 본 연구에서는 교량받침으로 많이 사용되고 있는 탄성고무받침(Rubber Bearing, RB)와 납-고무받침(Lead-Rubber Bearing, LRB)에 보정계수를 적용하여 노후화에 의한 물성치 변화를 반영하였으며, 노후화 영향의 고려유무에 따른 교량받침 및 교각의 지진거동의 영향을 비교하여 분석하였다. 탄성고무받침과 납-고무 받침의 보정계수(λ)로는 Table 1과 Table 2에 나온 값 중 가장 큰 값인 1.3을 적용하였다. 이는 노후화 효과를 가장 크게 보고 교량받침의 노후화에 따른 지진거동의 영향을 살펴보기 위함이다.

2. PSC-Box 거더 교량의 지진해석

2.1 교량 모델링

국내에서 시공되어 운영 중인 다양한 교량 중에서 본 연구에 사용된 교량은 상부구조가 프리스트레스 콘크리트(PSC) 박스 거더인 형태를 선택하여 해석에 사용하였다. 이는 프리스트레스 콘크리트 박스 거더 교량이 국내에 개수가 많은 대표적인 교량형식이기 때문이다. PSC 박스 거더는 4경간의 50 m 경간장 측, 총 길이 200 m이다. 상부박스거더의 두께는 0.3 m이며, 박스거더의 폭은 12 m이다. 하부구조는 세 개의 교각과 양 끝에 두 개의 교대로 구성되어 있다. 교각은 원형단면의 철근콘크리트 구조이며 양 끝단의 교각길이는 14 m, 중앙 교각의 길이는 21 m이다. 전체적인 교량의 형상을 Fig. 1에 나타내었다. 교각은 원형의 형태로 2 m 지름과 두겹의 철근을 배근한 형태로 Fig. 2에 나타낸 바와 같다. 원형 교각단면에 D28 철근이 두겹으로 외측에 66개와 내측에 60개 배근되었다.

예제 교량의 지진해석을 위해 OpenSees 프로그램[7]을 사용하였다. 강진시 교량의 상부구조는 탄성거동을 하고 교량받침과 교각부분이 대부분의 지진에너지를 흡수하고 소산시키는 비선형 거동을 하게 되므로 상부구조는 탄성 보-기둥 요소(elastic beam-column elements)로 모델링하였으며 교각은 비탄성 거동을 철근부분, 구속콘크리트와 비구속콘크리트로 구분하여 응력-변형을 관계를 적용가능한 섬유 요소(fiber elements)로 모델

Table 1. System Property Modification Factor for Effect Ageing ($\lambda_{max,a}$) on the Properties of Elastomeric Bearings [5]

Natural Rubber Compound	Factor for Post-Yielding Stiffness	Factor for Characteristic Strength
Low Damping	1.1	1.1
High Damping with Small Difference between Unscragged and Scragged Properties	1.2	1.2
High Damping with Large Difference between Unscragged and Scragged Properties	1.3	1.3

Table 2. AASHTO values of λ for ageing effect [2]

Elastomeric Bearing Type	$\lambda_{max, ageing}$	
	K_d	Q_d
Low-Damping Natural rubber	1.1	1.1
High-Damping Rubber-A	1.2	1.2
High-Damping Rubber-B	1.3	1.3
Lead-Rubber	-	1.0

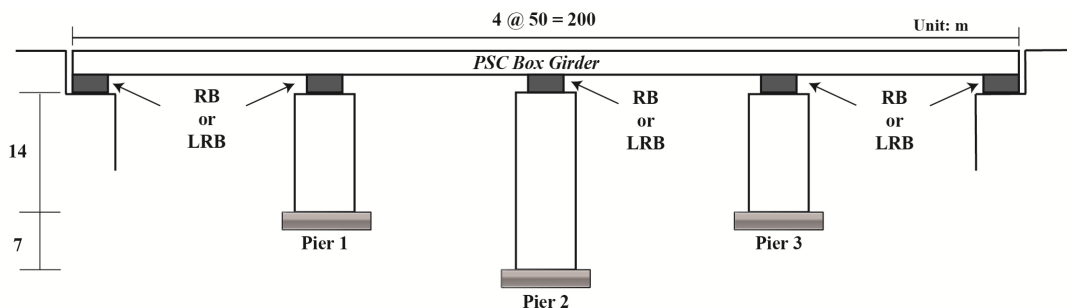


Fig. 1. Example bridge used in this study

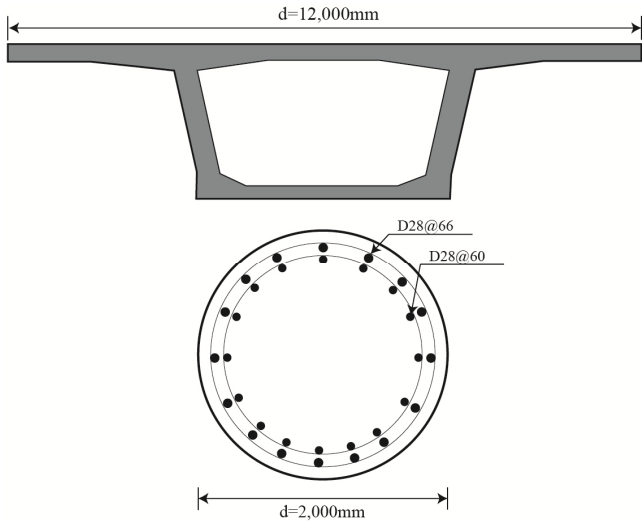


Fig. 2. Cross section of deck and pier

링하였다. 노후화 거동에 따른 교량받침의 지진거동의 영향에 주안점을 두고 있으므로 상부거더 사이 또는 상부거더와 교대 사이에서 발생하는 충돌 (pounding)에 대해서는 고려하지 않았다. 상부구조와 교각 사이의 교량받침에는 탄성받침과 납-고무받침을 노후화 고려유무에 따른 해석모델을 적용하였다. 상부구조에 분포하는 지중은 교각의 상부에 집중하중으로 작용시켰다.

2.2 노후화를 고려한 교량받침 모델링

교량 받침으로는 고무와 철판이 적층된 탄성고무받침과 납-고무 받침이 사용하였다. 탄성고무받침의 경우 열팽창이나 극한의 외부 환경에 의해 큰 변위를 겪는 교량 상부구조에 주로 적용하기 위해 개발된 상용제품으로 본 해석에 사용된 탄성고무받침의 물성치 역시 국내에서 제작되어 설치하는 실제 받침의 값을 사용하였다. 탄성고무받침의 경우 선형 거동을 하며 Fig. 3(a)에 나타난 전단 강성인 K 값에 의해 모델링이 결정된다. 납-고무 받침의 경우 고무부분은 구조물의 고유주기를 장기기화하는 역할을 하고 납 부분은 지진 에너지를 소산시키는 역할을 한다. 따라서 교량의 상부와 하부구조 사이에 설치된 납-고무 받침은 지진력을 감쇠시켜 교량의 손상을 저감시키며, 지진으로 인해 파괴 되었을 경우에도 쉽게 교체가 가능하다는 장점을 갖고 있다. 납-고무받침의 경우 이선형(bilinear) 모델로 모형화하였으며 Fig. 3(b)에 나타난 바와 같이 탄성강성(K_u), 항복강도(F_y), 항복후 강성(K_d)에 의해 모델링이 결정된다.

교량 상부구조로부터 교량받침에 전달되는 축하중을 지지하기에 충분하도록 축강성의 확보하도록 탄성고무받침과 납-고무 받침의 크기를 결정하였으며 교대부분과 교각 부분에 각각 다른 제원의 교량받침을 적용하였다. Table 3과 Table 4에 탄성 고무 받침과 납-고무 받침의 제원 및 받침의 노후화를 고려한 전단 스프링계수와 항복 후 강성을 나타내었다.

두가지 종류의 교량받침의 노후화를 고려하기 위하여 탄성고무받침에는 전단 스프링 계수(K)에 보정계수(λ)를 곱하여 적용하였고 납-고무 받침의 항복 후 강성(Post-yield Stiffness, K_d)에 보정계수(λ)를 곱하여 적용하였다.

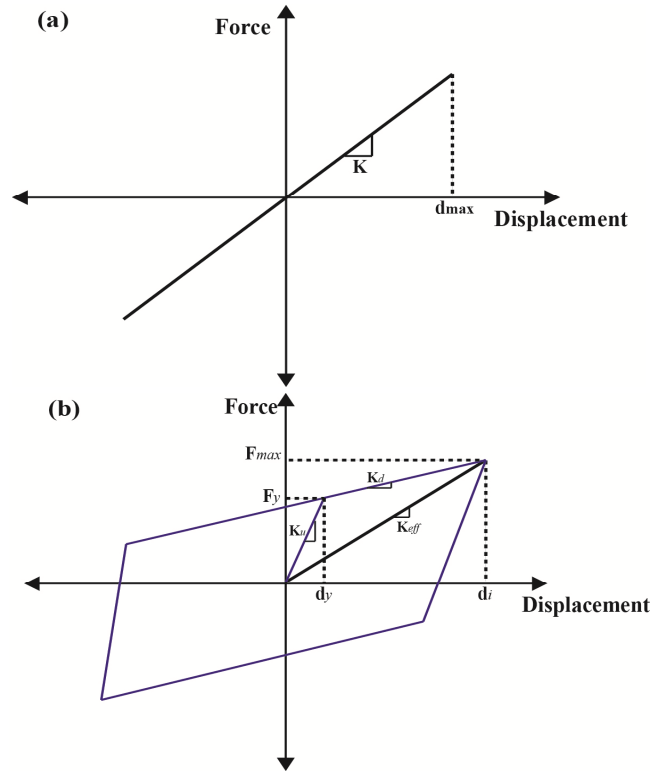


Fig. 3. Analytical modeling of RB and LRB; (a) RB, (b) LRB

Table 3. Material Properties of Rubber Bearing (RB) with Steel Plates

	Size of Bearing			G=1.15 MPa		Shear Spring Coefficient, K (kN/m)
	Applied Axial Force (kN)	Height, H (mm)	Effective Rubber Thickness (mm)	Horizontal Force		
				Always 70% (kN)	Earthquake 150% (kN)	
Abutment	2,800	100	48	193	414	5,750
Pier	6,000	119	64	934.5	845.3	8,805

* Ageing shear spring coefficient $K = 7,475$ kN/m (abutment)
11,447 kN/m (pier)

Table 4. Material Properties of Lead-Rubber Bearing (LRB)

	Applied Axial Force (kN)	Diameter, D (mm)	Height, H (mm)	Post-Yield Stiffness, K_d (kN/m)	Stiffness, K_u (kN/m)
Abutment	3,000	650	367	1,303	13,079
Pier	6,000	900	372	2,593	25,716

* Ageing post-yield stiffness $K_d = 1,694$ kN/m (abutment)
3,371 kN/m (pier)

2.3 입력지진의 특성

입력지진으로는 SAC Steel Project에서 사용한 지진 기록을 기반으로 사용하였다[8]. 지반운동 세트는 475년과 2475년의 재현주기를 갖는 근

거리(Near Fault, NF) 및 원거리 지진(Far Field, FF)으로 이루어져 있으며 이는 로스앤젤레스(LA), 시애틀(SA), 보스턴(BO)의 지역적 위치를 기반으로 이루어져 있으며 각각 40개의 지진 데이터로 구성되며 Table 5와 Table 6에 지진 정보를 나타내었다[9, 10]. 근거리 지진은 10 km 이내에 위치한 곳에서 측정한 지진기록과 원거리 지진은 25 km 이상 떨어진 위치에서 측정한 지진기록으로 이루어져 있다. Table 5와 Table 6에 나타난 근거리와 원거리 지진에 대한 가속도 응답스펙트럼(Sa)과 변위 응답스펙트럼(Sd)을 비교하여 Fig. 4에 나타내었다. 근거리 지진이 원거리 지진에 비하여 장주기 성분이 크게 나타남을 알 수 있다. 특히 구조물의 손상과 직접적인 연관성이 있는 변위응답이 주기 1초이상인 영역에서 근거리 지진이 원거리지진 보다 2배이상 크게 나타난다.

SAC Steel Project 보고서에 의하면, 해석에 사용된 지진데이터는 미국 지진조사원(USGS)의 매핑 값에 대한 최소 제공오차와 일치하도록 지반운동을 주기 0.3, 1.0, 2.0, 4.0초에 대해 스케일링하였다[8]. USGS에 의해 제시된 타겟 스펙트럼은 S_B/S_C 의 지반 상태의 조건에 대해 제안되었으며 600~1200 ft/sec 사이이 전단파 속도를 갖는 S_D 지반을 대표하여 조정된 값이다. SAC Steel Project에서 제공한 데이터를 본 연구에 사용한 이유는 우리나라의 경우 지진의 규모가 크지 않고 그 빈도수가 적어 우리나라에서 실제 발생한 지진 데이터를 구하기 쉽지 않기 때문에 근거리 및 원거리 지진을 사용하였다.

3. 교량받침의 노후화를 고려한 지진응답의 비교

교량받침의 노후화 고려유무에 따른 힘-변위 관계를 Table 5와 Table 6에 나타난 개별 지진하중에 대하여 비교하여 대표적인 몇가지 경우를 Fig. 5에 나타내었다. Fig. 5(a)는 교대에 설치된 고무탄성받침(RB)의 노후화 고려유무에 따른 힘-변위 관계를 나타낸다. 노후화 영향은 고무탄성받침의 수평강성(K)에 보정계수(λ)의 최대값인 1.3을 곱하는 것으로 반영하였다. 이는 고무의 노후화 특성이 시간의 경과에 따라 강성이 증가하는 경향을 반영한 것이다. 노후화에 따른 고무탄성받침의 수평강성의 증가로 인해 변위응답 값이 증가하기도 하고 감소하기도 하는 경우를 Fig. 5(a)에 대표적으로 한 가지씩 나타내었다. 14 m 길이의 교각위에 설치된 남-고무받침의 노후화 영향 고려유무에 따른 힘-변위 관계를 Fig. 5(b)에 비교하여 나타내었다. 남-고무받침의 노후화 영향은 항복 후 강성(K_d)에 최대 보정계수(λ) 1.3을 곱해서 적용하였다. 노후화에 따른 남-고무받침의 항복후강성의 증가로 인해 변위응답 값이 증가하거나 감소하는 경우를 각각 한 가지씩 Fig. 5(b)에 대표적으로 나타내었다.

교량받침의 노후화에 따른 지진응답의 영향을 분석하기 위하여 변위비(D_{ratio})와 전단력비(F_{ratio})를 다음과 같이 정의한다.

$$D_{ratio} = \frac{D_{ageing}}{D_{original}} \quad (1)$$

$$F_{ratio} = \frac{F_{ageing}}{F_{original}} \quad (2)$$

Table 5. Near Fault (NF) Earthquake Records [8, 9]

No.	SAC Name	Record	Earthquake Magnitude	Distance (km)	PGA (g)
1	BO07	Nahanni, 1985	6.9	9.6	0.088
2	BO08	Nahanni, 1985	6.9	9.6	0.083
3	BO09	Nahanni, 1985	6.9	6.1	0.061
4	BO10	Nahanni, 1985	6.9	6.1	0.074
5	BO27	Nahanni, 1985	6.9	9.6	0.252
6	BO28	Nahanni, 1985	6.9	9.6	0.237
7	BO29	Nahanni, 1985	6.9	6.1	0.173
8	BO30	Nahanni, 1985	6.9	6.1	0.211
9	LA01	Imperial Valley, 1940, EICentro	6.9	10	0.461
10	LA02	Imperial Valley, 1940, EICentro	6.9	10	0.676
11	LA03	Imperial Valley, 1979, Array #05	6.5	4.1	0.394
12	LA04	Imperial Valley, 1979, Array #05	6.5	4.1	0.488
13	LA05	Imperial Valley, 1979, Array #06	6.5	1.2	0.301
14	LA06	Imperial Valley, 1979, Array #06	6.5	1.2	0.235
15	LA13	Northridge, 1994, Newhall	6.7	6.7	0.678
16	LA14	Northridge, 1994, Newhall	6.7	6.7	0.657
17	LA15	Northridge, 1994, Rinaldi RS	6.7	7.5	0.533
18	LA16	Northridge, 1994, Rinaldi RS	6.7	7.5	0.580
19	LA17	Northridge, 1994, Sylmar	6.7	6.4	0.569
20	LA18	Northridge, 1994, Sylmar	6.7	6.4	0.817
21	LA21	1995 Kobe	6.9	3.4	1.282
22	LA22	1995 Kobe	6.9	3.4	0.920
23	LA23	1989 Loma Prieta	7	3.5	0.418
24	LA24	1989 Loma Prieta	7	3.5	0.473
25	LA25	1994 Northridge	6.7	7.5	0.868
26	LA26	1994 Northridge	6.7	7.5	0.943
27	LA27	1994 Northridge	6.7	6.4	0.926
28	LA28	1994 Northridge	6.7	6.4	1.329
29	LA37	Palos Berdes (Simulated)	7.1	1.5	0.711
30	LA38	Palos Berdes (Simulated)	7.1	1.5	0.776
31	LA39	Palos Berdes (Simulated)	7.1	1.5	0.500
32	LA40	Palos Berdes (Simulated)	7.1	1.5	0.625
33	LA51	Parkfield, 1966, Cholame 5W	6.1	3.7	0.780
34	LA52	Parkfield, 1966, Cholame 5W	6.1	3.7	0.631
35	LA55	North Palm Springs, 1986	6	9.6	0.517
36	LA58	San Fernando, 1971	6.5	1	0.231
37	SE01	Long Beach, VernonCNDBldg.	6.5	1.2	0.174
38	SE02	Long Beach, VernonCNDBldg.	6.5	1.2	0.135
39	SE23	Erzincan 1992	6.5	2	0.605
40	SE24	Erzincan 1992	6.5	2	0.539

Table 6. Far Field (FF) Earthquake Records [8, 9]

No.	SAC Name	Record	Earthquake Magnitude	Distance (km)	PGA (g)
41	BO01	Simulation, Hanging Wall	6.5	30	0.124
42	BO02	Simulation, Hanging Wall	6.5	30	0.074
43	BO03	Simulation, Foot Wall	6.5	30	0.144
44	BO04	Simulation, Foot Wall	6.5	30	0.112
45	BO17	Saguenay, 1988	5.9	118	0.183
46	BO18	Saguenay, 1988	5.9	118	0.227
47	BO19	Saguenay, 1988	5.9	132	0.176
48	BO20	Saguenay, 1988	5.9	132	0.272
49	BO33	Saguenay, 1988	5.9	96	0.573
50	BO34	Saguenay, 1988	5.9	96	0.783
51	BO35	Saguenay, 1988	5.9	98	1.504
52	BO36	Saguenay, 1988	5.9	98	0.713
53	BO37	Saguenay, 1988	5.9	118	0.524
54	BO38	Saguenay, 1988	5.9	118	0.651
55	BO39	Saguenay, 1988	5.9	132	0.505
56	BO40	Saguenay, 1988	5.9	132	0.780
57	LA07	Landers, 1992, Barstow	7.3	36	0.421
58	LA08	Landers, 1992, Barstow	7.3	36	0.426
59	LA09	Landers, 1992, Yermo	7.3	25	0.520
60	LA10	Landers, 1992, Yermo	7.3	25	0.360
61	LA45	Kern, 1952	7.7	107	0.144
62	LA46	Kern, 1952	7.7	107	0.159
63	LA47	Landers, 1992	7.3	64	0.338
64	LA48	Landers, 1992	7.3	64	0.308
65	SE07	West. Washington, SeattleArmyB, 1949	6.5	80	0.295
66	SE08	West. Washington, SeattleArmyB, 1949	6.5	80	0.389
67	SE11	Puget Sound, Wa., Olympia, 1949	7.1	80	0.752
68	SE12	Puget Sound, Wa., Olympia, 1949	7.1	80	0.596
69	SE13	Puget Sound, Wa., Federal OFC B., 1949	7.1	61	0.369
70	SE14	Puget Sound, Wa., Federal OFC B., 1949	7.1	61	0.303
71	SE15	Eastern Wa., TacomaCounty, 1949	7.1	60	0.290
72	SE16	Eastern Wa., TacomaCounty, 1949	7.1	60	0.574
73	SE17	Llolleo, Chile, 1985	8	42	0.698
74	SE18	Llolleo, Chile, 1985	8	42	0.671
75	SE27	1965 Seattle	7.1	80	1.756
76	SE28	1965 Seattle	7.1	80	1.391
77	SE29	1985 Valpariso	8	42	1.637
78	SE30	1985 Valpariso	8	42	1.573
79	SE33	Deep Interplate (Simulation)	7.9	65	0.796
80	SE34	Deep Interplate (Simulation)	7.9	65	0.647

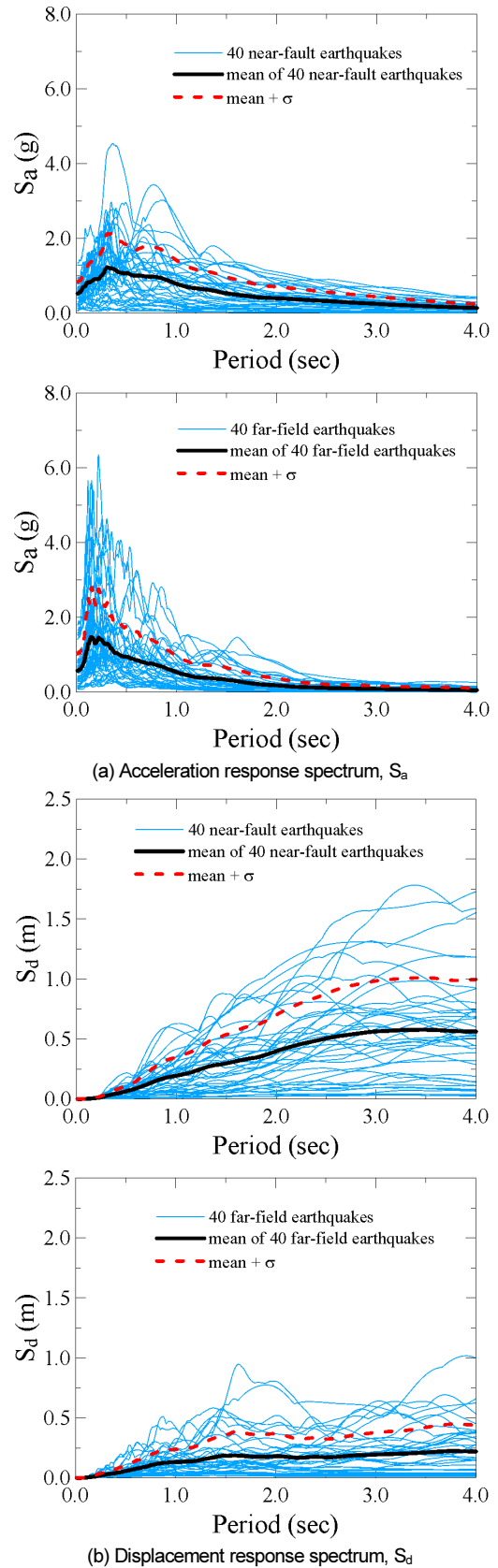


Fig. 4. Elastic response spectra of pseudo-acceleration (S_a) and relative displacement (S_d) for near-fault and far-field earthquake ground motions.

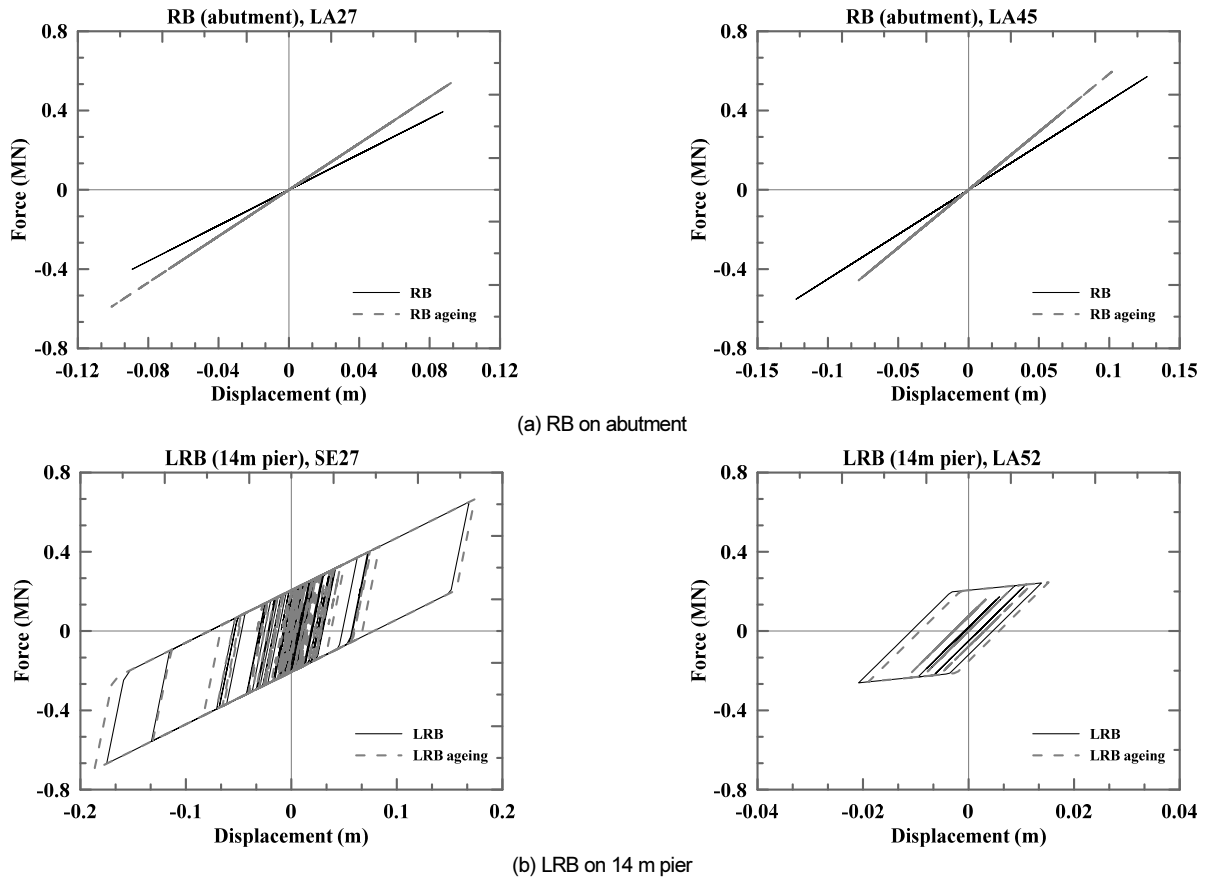


Fig. 5. Comparison of force-displacement relationships of RB on the abutment and LRB on the 14 m pier with or without consideration of ageing effects

여기서, D_{ageing} 은 노후화 고려한 경우의 최대 변위, $D_{original}$ 은 노후화 고려하지 않은 경우의 최대 변위, F_{ageing} 은 노후화 고려한 경우의 최대 전단력, $F_{original}$ 은 노후화 고려하지 않은 경우의 최대 전단력이다. 변위비 (D_{ratio})와 하중비(F_{ratio})가 1보다 작은 경우는 노후화를 고려한 경우가 노후화를 고려하지 않은 경우에 비하여 지진응답이 작게 나타남을 의미하며 1보다 큰 경우에 반대의 경향을 나타낸다.

교량받침의 변위비(D_{ratio})를 입력지진의 부여번호(Table 5와 Table 6)의 입력지진별 해당 번호)를 가로축으로 Fig. 6에 나타내어 비교하였다. 즉, Fig. 6에서 가로축 1번부터 40번까지는 근거리 입력지진(NF)을 나타내고, 41번부터 80번까지의 원거리 입력지진(FF)을 나타낸다. 교량받침의 변위비가 1보다 크거나 작을수록 노후화에 대한 영향이 크게 나타남을 의미하는데 남-고무 받침의 경우(Figs. 6(b), 6(d), 6(f)) 보다 고무탄성받침(Figs. 6(a), 6(c), 6(e))의 경우가 노후화의 영향이 크게 나타남을 알 수 있다. 노후화의 영향은 받침의 구성성분 중에서 고무의 경화에 의한 강성의 증가로 변위응답이 일반적으로 감소하는 경향을 나타낸다. 또한 근거리 지진(NF)의 경우가 원거리지진(FF)에 비하여 변위비가 보다 작게 나타남을 알 수 있다. 남-고무 받침의 경우(Figs. 6(b), 6(d), 6(f))에는 노후화의 영향이 모든 경우에 약 6% 미만으로 나타나기 때문에 지진하중, 해석모델링 등의 내재 가능성이 높은 불확실성과 비교한다면 무시할 수준이라고 할 수 있다. 개별 지진에 대한 노후화의 경향을 본다면 노후화로 인해 변위응답이 증가하는 경향을 나타내기도 하고 감소하는 경향을 나타내기도 하는데 특정한 경향을

나타내고 있지는 않다. 특히 이러한 편차는 원거리 지진에 대한 고무받침 (RB)의 변위응답에서 크게 나타나며 난다. Table 6에 나타낸 지진번호 41~56의 보스톤(BO) 지역의 지진이 평균적인 경향과 반대로 노후화에 따른 변위응답이 증가하는 경향이 많이 발생하는 것으로 나타나고 있다. 전반적으로 개별지진하중에 대한 변위응답의 노후화의 영향의 편차는 지진하중의 불확실성에 의해 기인한 것으로 판단된다.

교량받침의 전단력비(F_{ratio})를 입력지진의 부여번호(Table 5와 Table 6)의 입력지진별 해당 번호)를 가로축으로 Fig. 7에 나타내어 비교하였다. 전단력비(F_{ratio})가 1보다 큰 값을 나타내는 것은 노후화의 영향을 고려할 경우에 교량받침이 받는 전단력이 증가함을 의미한다. 교각 보다는 교대에 설치된 교량받침의 노후화 영향에 따른 전단력 증가가 크게 나타나며, 고무탄성받침(RB)에서는 근거리 지진(NF) 보다는 원거리 지진(FF)의 경우에 노후화 영향에 의한 전단력 증가가 크게 나타남을 알 수 있다. 남-고무 받침 (LRB)의 경우에는 반대로 근거리 지진(NF)이 원거리 지진(FF)의 경우 보다 노후화 영향에 의한 전단력 증가가 크게 나타남을 알 수 있다.

Fig. 6과 Fig. 7에 나타낸 노후화 고려에 따른 변위응답과 전단력의 증감 정도를 나타내는 변위비(D_{ratio})와 전단력비(F_{ratio})의 평균치를 교량받침이 설치된 위치, 받침의 종류와 입력 지진에 따라서 비교하여 Table 7에 나타내었다. 고무탄성받침(RB)의 변위비(D_{ratio})의 경우 거의 모든 경우에서 1보다 작거나 1에 근접한 경향을 나타내며 이는 노후화가 고려되었을 때, 최대 변위값이 감소하는 것을 의미한다. 그러나 남-고무 받침(LRB)의

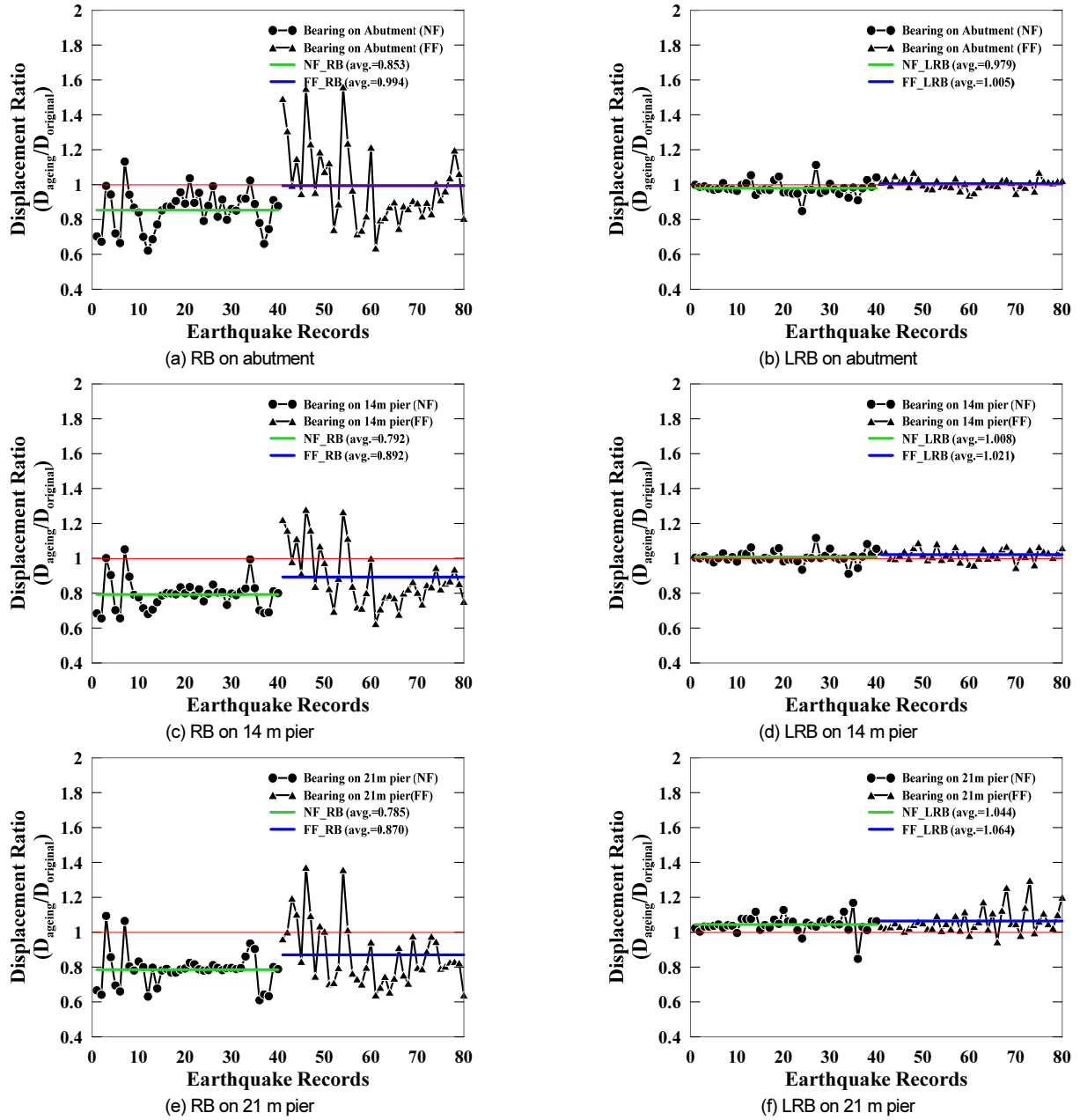


Fig. 6. Comparison of displacement ratio ($D_{ageing}/D_{original}$) of RB and LRB on abutment, 14 m pier and 21 m pier

Table 7. Comparison of mean value of displacement ratio (D_{ratio}) and force ratio (F_{ratio}) for RB and LRB according to ageing effect

Bearing Location	Bearing Types	EQ. Types	Mean Value of D_{ratio}	Mean Value of F_{ratio}
on Abutment	RB	NF	0.853	1.109
		FF	0.994	1.310
	LRB	NF	0.979	1.275
		FF	1.005	1.150
on 14 m Pier	RB	NF	0.792	1.030
		FF	0.892	1.191
	LRB	NF	1.008	1.045
		FF	1.021	1.009
on 21 m Pier	RB	NF	0.785	1.021
		FF	0.870	1.128
	LRB	NF	1.044	1.041
		FF	1.064	1.032

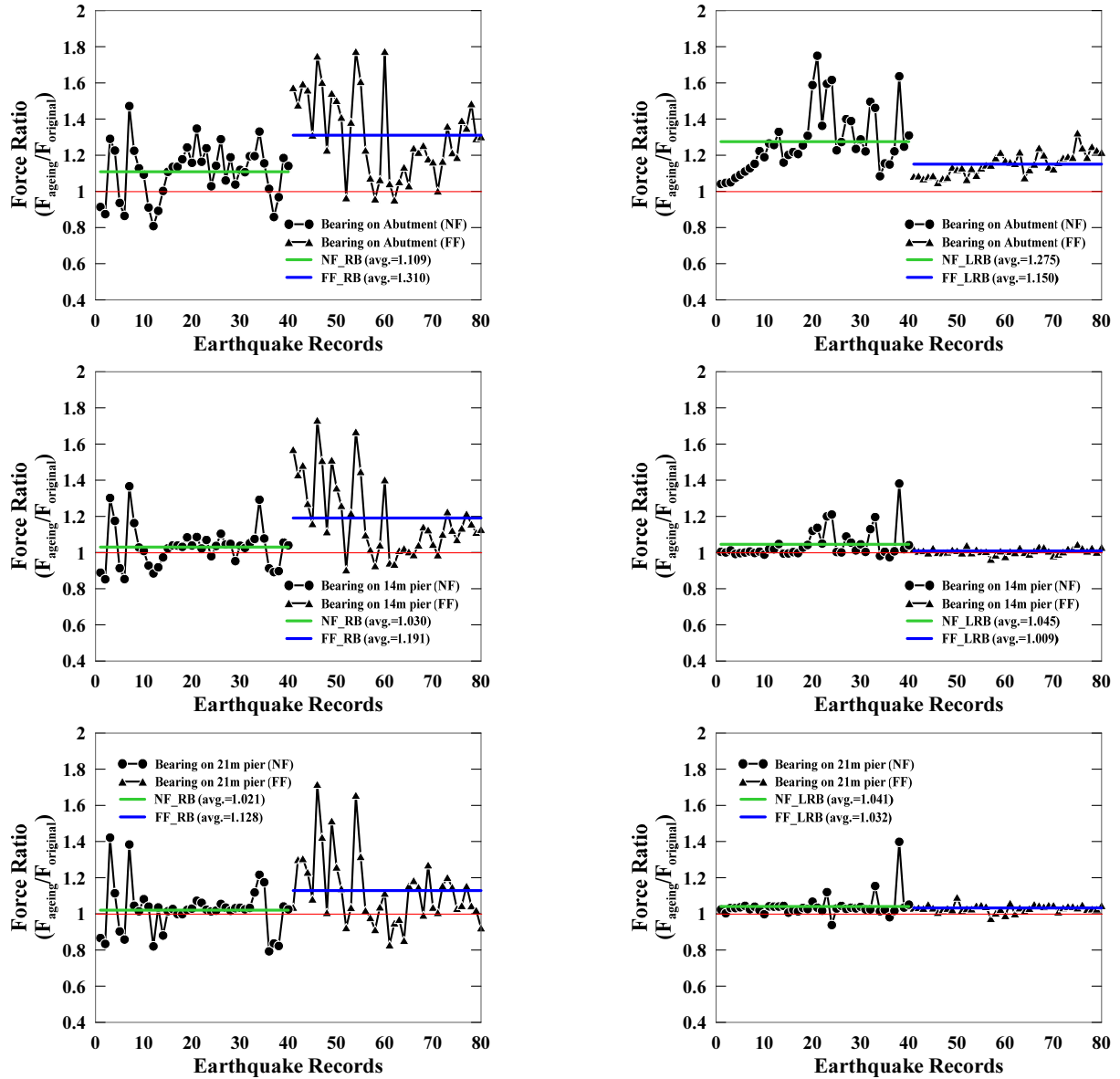


Fig. 7. Comparison of force ratio ($F_{ageing}/F_{original}$) of RB and LRB on abutment, 14 m pier and 21 m pier

Table 8. Comparison of standard deviation value of displacement ratio (D_{ratio}) and force ratio (F_{ratio}) for RB and LRB according to ageing effect

Bearing Location	Bearing Types	EQ. Types	Standard Deviation of D_{ratio}	Standard Deviation of F_{ratio}
on Abutment	RB	NF	0.116	0.151
		FF	0.225	0.234
	LRB	NF	0.043	0.176
		FF	0.030	0.063
on 14 m Pier	RB	NF	0.089	0.115
		FF	0.167	0.214
	LRB	NF	0.037	0.082
		FF	0.034	0.017
on 21 m Pier	RB	NF	0.101	0.131
		FF	0.179	0.198
	LRB	NF	0.049	0.066
		FF	0.072	0.020

경우에는 변위비(D_{ratio})가 약 2% 감소하거나 약 6% 증가하는 경우를 나타내는데 노후화에 따른 변위응답이 약간 증가하는 경우가 대부분이다. 탄성고무받침과 납-고무 받침의 모두에서 노후화의 영향에 따른 변위응답의 증가현상은 근거리 지진보다 원거리 지진에서 더 크게 나타난다.

근거리 지진(NF)에 대한 고무탄성받침(RB)의 거동의 경우 설치 위치가 교대, 14 m 교각, 21 m 교각으로 갈수록 변위비(D_{ratio})가 각각 0.853, 0.792, 0.785로 작아짐을 알 수 있으며 이는 노후화에 따른 변위응답이 노후화를 고려하지 않은 경우에 비하여 각각 15%, 20%, 22% 정도로 감소함을 의미한다. 이는 교대 보다는 교각위에 위치한 고무탄성받침에 유발되는 횡변위가 일반적으로 크게 되고 또한 교각의 길이가 길어질수록 지진에 의한 받침의 변위응답이 상대적으로 크게 증가하게 되는데 고무탄성받침의 변위응답이 증가할수록 노후화의 영향이 크게 작용하기 때문에 판단된다.

Table 7에 나타난 전단력비(F_{ratio})로 부터 노후화의 영향을 고려한 경우에 교량받침에 부과되는 전단력은 모든 경우에 증가함을 알 수 있다. 교각 보다는 교대에 위치한 교량받침의 하중비가 나머지 해석조건이 동일한 경우에 비하여 2배 이상 크게 나타남을 알 수 있다. 이는 Table 3과 4에 나타난 바와 같이 교대에 설치된 교량받침이 교각의 교량받침 보다 초기 강성이나 항복후 강성이 약 1/3~1/2 정도로 작으며 교대는 지반에 고정되어 있으므로 교량 전체에 걸쳐서 횡방향 전단력의 분배에서 교각보다 교대가 분담하는 전단력의 비율이 크기 때문에 판단된다. 노후화 고려에 따른 변위응답과 전단력의 증감정도를 나타내는 변위비(D_{ratio})와 전단력비(F_{ratio})의 표준편차를 교량받침이 설치된 위치, 받침의 종류와 입력 지진에 따라서 비교하여 Table 8에 나타내었다. 탄성고무받침의 대한 변위비(D_{ratio})의 표준편차는 원거리지진(FF)의 경우가 근거리 지진의 경우에 비해 1.78~1.94배 크게 나타남을 알 수 있고 전단력비(F_{ratio})의 표준편차는 원거리지진(FF)의 경우가 근거리 지진의 경우에 비해 약 1.51~1.86배 크게 나타남을 알 수 있다. 이러한 경향은 납-고무 받침의 경우에는 반대로 근거리 지진의 경우가 원거리 지진의 경우 보다 표준편차가 한 경우를 빼고 대부분의 경우에 약 1.1~4.8배 정도 크게 나타남을 알 수 있다.

4. 결론

국내의 많은 교량이 건설된지 약 20~30년을 경과하면서 노후 교량에 대한 지진안전성의 우려가 대두되고 있다. 본 연구에서는 교량을 이루는 여러 구조 요소 중에서 교량받침의 노후화를 고려한 지진해석을 수행하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 교량받침의 변위비(D_{ratio})가 1보다 크거나 작을수록 노후화에 대한 영향이 크게 나타남을 의미하는데 납-고무 받침의 경우 보다 고무탄성받침의 경우가 노후화의 영향이 크게 나타남을 알 수 있다. 고무탄성받침의 변위비(D_{ratio})가 1보다 작아 노후화 영향을 고려하였을 때, 변위가 감소하는 것을 알 수 있다. 또한, 납-고무 받침의 변위비(D_{ratio})는 1과 비슷하거나 크게 나타나는 것을 알 수 있어서 노후화의 영향이 작음을 알 수 있었다.
- 2) 개별 지진에 대한 노후화의 경향을 본다면 노후화로 인해 변위응답이 증가하는 경향을 나타내기도 하고 감소하는 경향을 나타내기도 하는데 특

정한 경향을 나타내고 있지는 않다. 특히 이러한 편차는 원거리 지진에 대한 고무받침(RB)의 변위응답에서 크게 나타난다.

- 3) 교각 보다는 교대에 설치된 교량받침의 노후화 영향에 따른 전단력 증가가 크게 나타나며, 고무탄성받침(RB)에서는 근거리 지진(NF) 보다는 원거리 지진(FF)의 경우에 노후화 영향에 의한 전단력 증가가 크게 나타남을 알 수 있다. 납-고무 받침(LRB)의 경우에는 반대로 근거리 지진(NF)이 원거리 지진(FF)의 경우 보다 노후화 영향에 의한 전단력 증가가 크게 나타남을 알 수 있다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부 건설기술연구사업의 연구비지원(19SCIP-B146 946-02)에 의해 수행되었습니다. 또한, 행정안전부의 지진방재분야 전문인력 양성사업에 의해서도 지원되었습니다.

/ REFERENCES /

1. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Yearbook of Road Bridge and Tunnel Statistics, c2018.
2. American, Guide Specifications for Seismic Isolation Design, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C. c1999.
3. Stevenson A, Price R, Case Study of Elastomeric Bridge Bearings After 20 Years of Service, Special Publication, 1986;94: 113-136.
4. Gu H, Yoshito I, Ageing effects on high damping bridge rubber bearing, Proceedings of the 6th Asia-Pacific Structural Engineering and Construction Conference, Malaysia, c2006.
5. Constantinou MC, Tsopelas P, Kasakanati A, Wolff ED, Property modification factors for seismic isolation bearings, Technical Report MCEER-99-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State University of New York, Buffalo, NY, c1999.
6. Thompson ACT, Whittaker A, Mahin SA, Property Modification Factors for Elastomeric Seismic Isolation Bearings, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Upper Hutt, NZ: New Zealand Society for Earthquake Engineering, c2000.
7. Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL, OpenSees: Open System of Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Center, Univ. of Calif, Berkeley, 2007, Available from: <http://opensees.berkeley.edu>.
8. FEMA, State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames subject to Earthquake Ground Shaking, FEMA 355C, c2000.
9. Song JK, Evaluation of Inelastic Displacement Ratios for Smooth Hysteretic Behavior Systems, EESK J, Earthquake Eng. 2011 June; 15(3):11-26.
10. Jin HS, Seismic Fragility Analyses of Bridge Structures using Improved Capacity Spectrum Method, Ph. D. Dissertation, Kangwon National University, c2010.